| 관리번호 |
| --- |
| |

| 사본번호 |
| --- |
| |

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

# 구조 및 수리계산서

## - 1구간 · 2구간 - [5/6권]

2021. 04

서울터널주식회사

| 관리번호 |
| --- |
| |

| 사본번호 |
| --- |
| |

서 울 제 물 포 터 널　민 간 투 자 사 업

# 구조 및 수리계산서 V

2015. 12

서울터널주식회사

# 전 체 목 차


**I 권**

Ⅰ 지하차도공

제1장 시점측 지하차도

제2장 시점측 영업소

**II 권**

제3장 RAMP A

**III 권**

제4장 RAMP B

**IV 권**

제5장 RAMP C

**V 권**

제6장 RAMP D

제7장 중점검토사항

**VI 권**

Ⅱ 교량공

제1장 신당보도육교

제2장 신강고가차도교

Ⅲ 수리계산서

제1장 집수정 용량 계산서

제2장 초기우수처리시설 용량 계산서

제3장 교량 배수시설 계산서

제4장 노면 배수 수리계산서

Ⅳ 방수문 계산서

제1장 방수문 계산서

# 목 차

## Ⅰ 지하차도공

### 제6장 RAMP D


1. U-TYPE

U1 ····· 5

U2 ····· 73

U3 ····· 143

U4 ····· 213

U5 ····· 285

2. BOX B1~B5

B1 ····· 361

B2 ····· 499

B3 ····· 649

B4 ····· 793

B5 ····· 935

B6 ····· 1089

3. 집수정

집수정 본체 ····· 1241

집수정 거더 ····· 1333

4. 집수정 마감벽 ····· 1353

5. 내부계단 및 월류벽 ····· 1381

6. 가압장 ····· 1389

7. 샤프트 ····· 1553

8. 자립식 옹벽 ····· 1575

8. 방수문 ····· 1611

방수문 본체 ····· 1613

방수문 마감벽 ····· 1721


### 제7장 중점검토사항


1. 수화열 해석 ····· 1741

2. 신축이음 검토 ····· 1755

3. 내구성 검토 ····· 1769

4. 내화안전성 검토 ····· 1779

5. 지반-구조물 상호작용 ····· 1801

# 제 6 장 RAMP-D

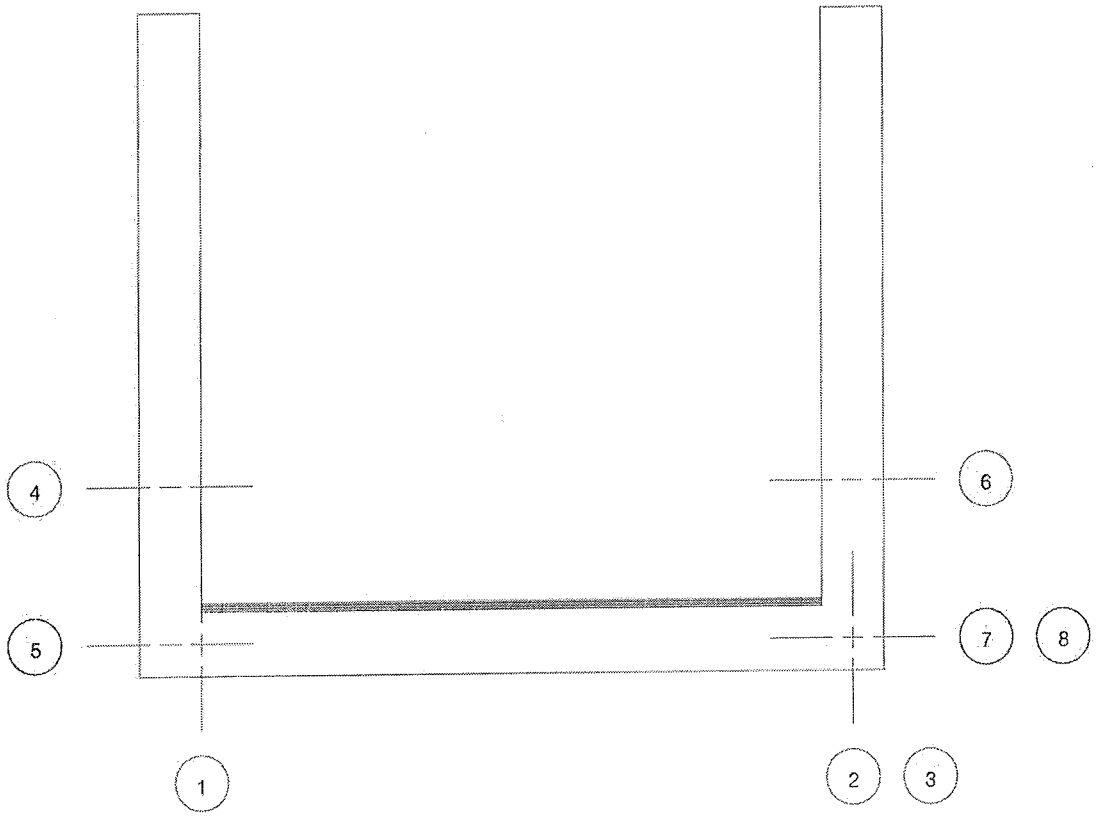
# 6.1 U-TYPE

# U1

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 500 | 903.08 | 960.50 | 5923.83 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.06 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 520 | 607.90 | 667.99 | 3663.26 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.10 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 500 | 164.42 | 262.62 | 984.04 | H16 - 8.0EA | 1588.80 | 1.60 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 500 | 419.37 | 679.51 | 2583.20 | H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 4322.80 | 1.62 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 500 | 870.20 | 960.50 | 5681.38 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.10 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 500 | 85.68 | 262.62 | 508.52 | H16 - 8.0EA | 1588.80 | 3.06 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 147.82 | 262.62 | 883.12 | H16 - 8.0EA | 1588.80 | 1.78 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 572.92 | 640.43 | 3595.40 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.12 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 추가 | 8 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 하부슬래 | 1경간 | 좌측 | 1 | 324.8 | 209.3 | 324.76 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 337.8 | 247.1 | 337.75 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 324.8 | 72.4 | 324.76 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 324.8 | 254.8 | 419.78 | 2.00 | - | H13 | 400 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 324.8 | 338.9 | 419.78 | 2.00 | 37.68 | H13 | 400 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 324.8 | 190.3 | 419.78 | 2.00 | - | H13 | 400 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 266.0 | 419.78 | 2.00 | - | H13 | 400 | 253.40 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 300.2 | 419.78 | 2.00 | - | H13 | 400 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 500 | H32 - 8.0EA | 125 | 186.053 | O.K | 1.488 |
| | | 중앙부 | 2 | 520 | H25 - 8.0EA | 125 | 227.313 | O.K | 1.819 |
| | | 우측 | 3 | 500 | H16 - 8.0EA | 125 | 349.196 | O.K | 2.794 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 500 | H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 376.052 | O.K | 3.008 |
| | | 하부 | 5 | 500 | H32 - 8.0EA | 125 | 197.530 | O.K | 1.580 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 500 | H16 - 8.0EA | 125 | 860.313 | O.K | 6.883 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H16 - 8.0EA | 125 | 402.435 | O.K | 3.219 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H25 - 8.0EA | 125 | 184.668 | O.K | 1.477 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp D U type ( 내공 : 6M × 6.183M, 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 0.700 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

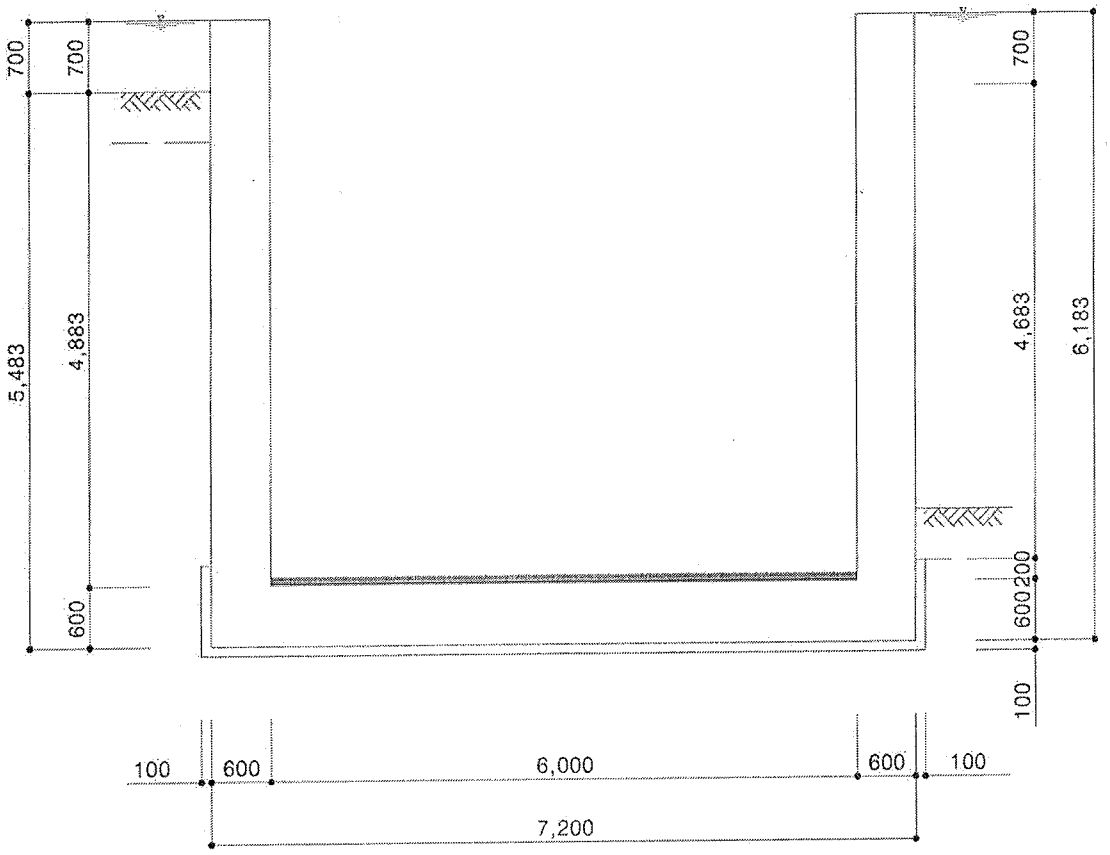
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정

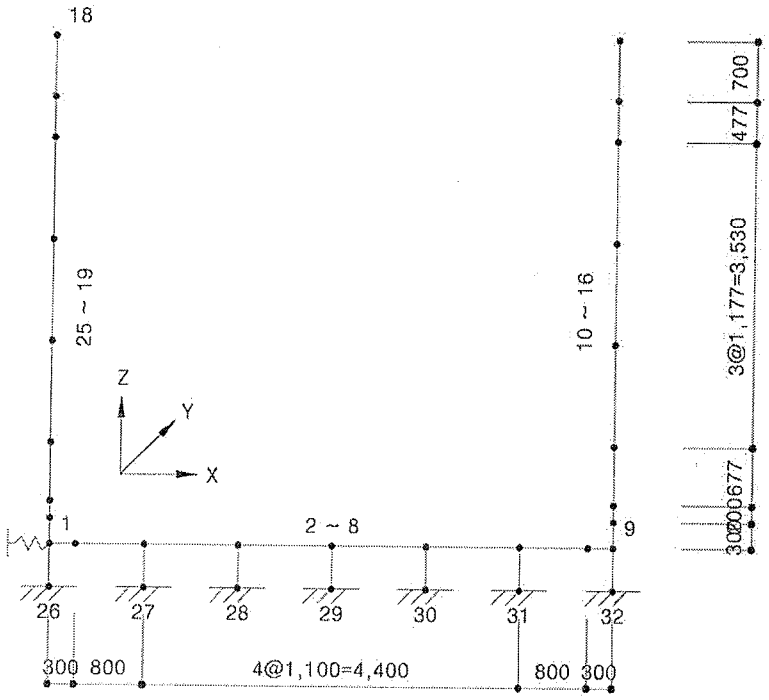

700
700
5,483
4,883
600
700
4,683
6,183
200
600
100
100
600
6,000
600
100
7,200

# 4. 해석모델 및 단면제원

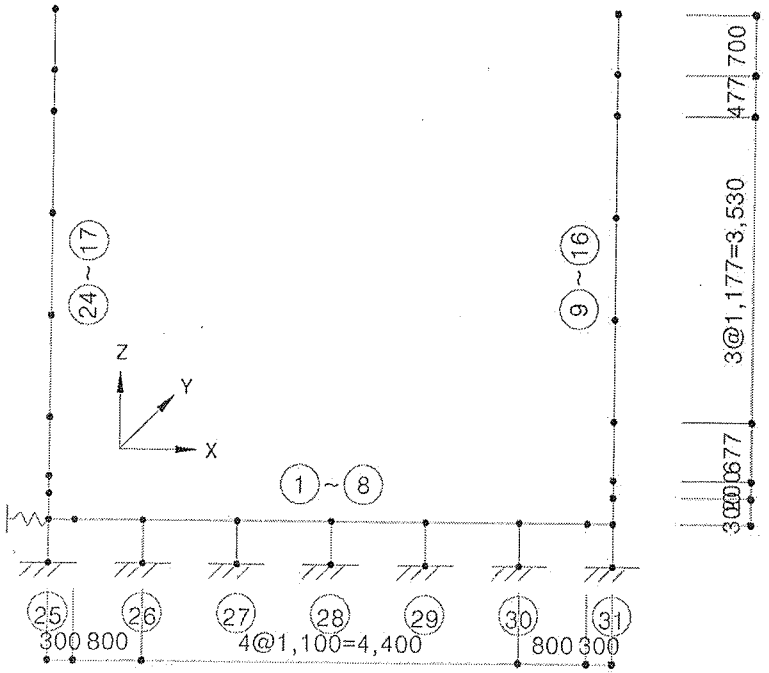
## 1) Modeling

본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.
이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

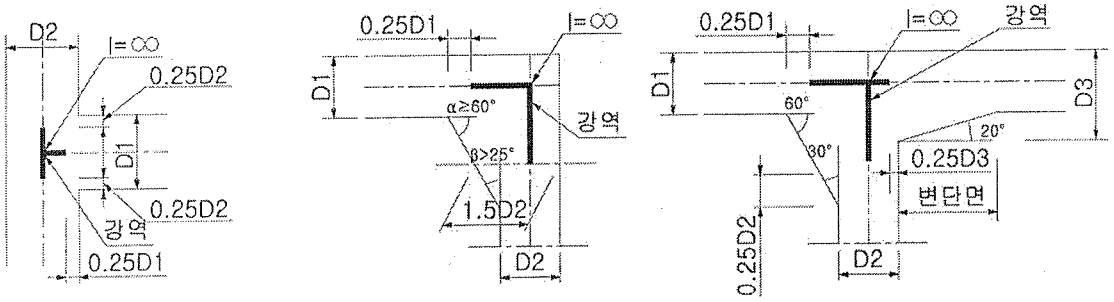
| NO | A ($m^2$) | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.600 × 1.000 = 0.600 | 0.01800 | 1~24 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 17 | 6.600 | 6.383 |
| 2 | 0.300 | 0.500 | 18 | 0.000 | 6.383 |
| 3 | 1.100 | 0.500 | 19 | 0.000 | 5.683 |
| 4 | 2.200 | 0.500 | 20 | 0.000 | 5.206 |
| 5 | 3.300 | 0.500 | 21 | 0.000 | 4.030 |
| 6 | 4.400 | 0.500 | 22 | 0.000 | 2.853 |
| 7 | 5.500 | 0.500 | 23 | 0.000 | 1.677 |
| 8 | 6.300 | 0.500 | 24 | 0.000 | 1.000 |
| 9 | 6.600 | 0.500 | 25 | 0.000 | 0.800 |
| 10 | 6.600 | 0.800 | 26 | 0.000 | 0.000 |
| 11 | 6.600 | 1.000 | 27 | 1.100 | 0.000 |
| 12 | 6.600 | 1.677 | 28 | 2.200 | 0.000 |
| 13 | 6.600 | 2.853 | 29 | 3.300 | 0.000 |
| 14 | 6.600 | 4.030 | 30 | 4.400 | 0.000 |
| 15 | 6.600 | 5.206 | 31 | 5.500 | 0.000 |
| 16 | 6.600 | 5.683 | 32 | 6.600 | 0.000 |

4) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

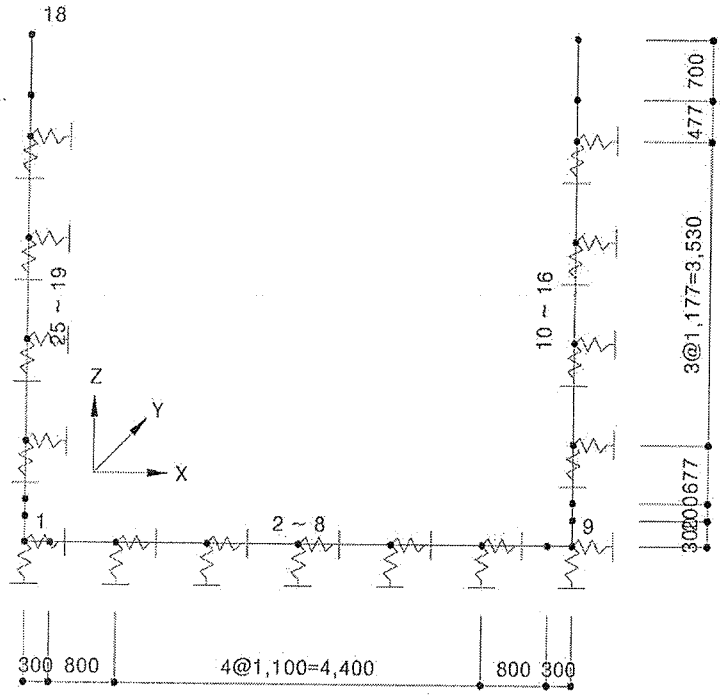
# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

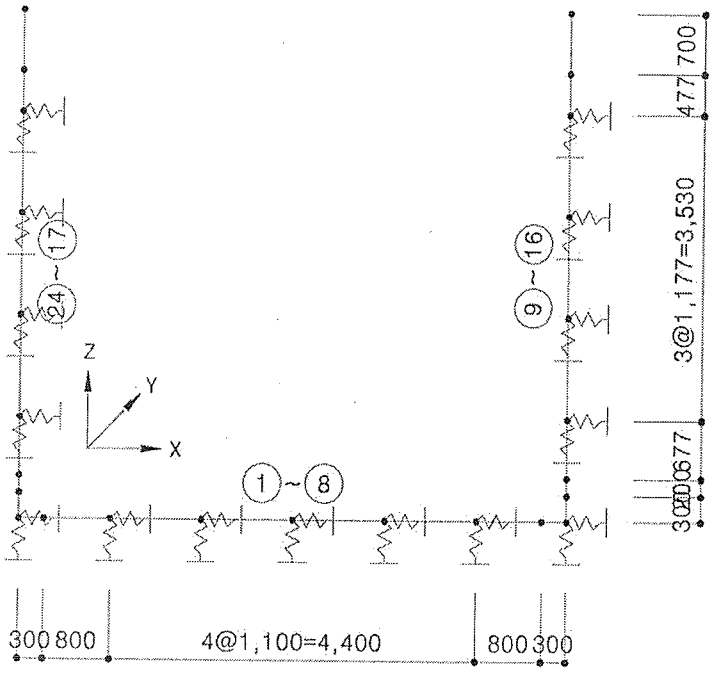
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도




② 부재삼도



2) 단면제원

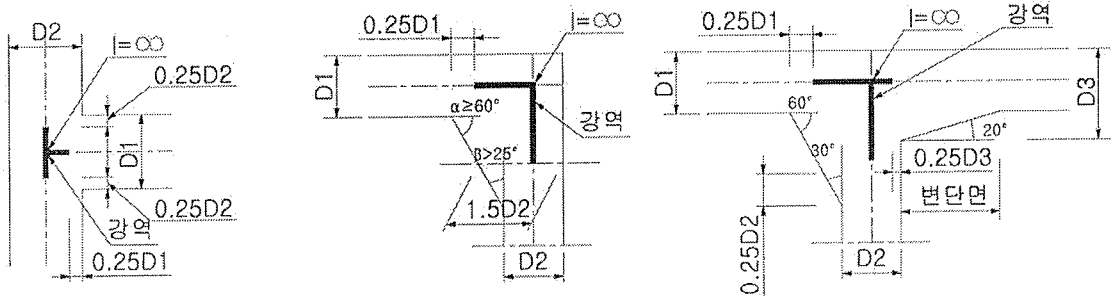
| NO | A ($m^2$) | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.600 × 1.000 = 0.600 | 0.01800 | 1~24 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 14 | 6.600 | 3.530 |
| 2 | 0.300 | 0.000 | 15 | 6.600 | 4.706 |
| 3 | 1.100 | 0.000 | 16 | 6.600 | 5.183 |
| 4 | 2.200 | 0.000 | 17 | 6.600 | 5.883 |
| 5 | 3.300 | 0.000 | 18 | 0.000 | 5.883 |
| 6 | 4.400 | 0.000 | 19 | 0.000 | 5.183 |
| 7 | 5.500 | 0.000 | 20 | 0.000 | 4.706 |
| 8 | 6.300 | 0.000 | 21 | 0.000 | 3.530 |
| 9 | 6.600 | 0.000 | 22 | 0.000 | 2.353 |
| 10 | 6.600 | 0.300 | 23 | 0.000 | 1.177 |
| 11 | 6.600 | 0.500 | 24 | 0.000 | 0.500 |
| 12 | 6.600 | 1.177 | 25 | 0.000 | 0.300 |
| 13 | 6.600 | 2.353 | | | |

8) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 7.200 × 7.200 ) = 7.20 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 4900 = 16330.00 kN/m³

Kv = 16330.000 × (7.200 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1506.01 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.600/2 + 1.100/2) = 1280 kN/m | 1,9 |
| Kv2 | Kv x (1.100/2 + 1.100/2) = 1657 kN/m | 3~7 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

- 점성토층이 우세한 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $$K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 2

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( B × B ) = √( 7.200 × 7.200 ) = 7.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kv = 32666.670 × ( 7.200 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3012.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3012.630 = 1004.21 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.483 × 5.483 ) = 5.483 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.483 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3695.58 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3695.580 = 1231.86 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.177/2 + 1.177/2) = 4348 kN/m | 12~15,20~23 |
| Kss1 | Kss x (1.177/2 + 1.177/2) = 1449 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.100/2 + 1.100/2) = 3314 kN/m | 3~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.100/2 + 1.100/2) = 1105 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.600/2 + 1.100/2) = 2561 kN/m | 1,9 |
| Ksb1 | Kh x (1.177/2 + 0.600/2) = 3283 kN/m | |

# 8. 하 중 계 산 (상시)

## 1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

## 2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

## 3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.477 × 23.000 × 0.500 | = 5.481 kN/m² |
| Wh2 | = 5.481 + 0.023 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 1.153 × 19.000 × 0.500 | = 16.705 kN/m² |
| Wh4 | = 16.705 + 1.177 × 19.000 × 0.500 | = 27.883 kN/m² |
| Wh5 | = 27.883 + 1.177 × 19.000 × 0.500 | = 39.061 kN/m² |
| Wh6 | = 39.061 + 0.677 × 19.000 × 0.500 | = 45.489 kN/m² |
| Wh7 | = 45.489 + 0.200 × 19.000 × 0.500 | = 47.389 kN/m² |
| Wh8 | = 47.389 + 0.300 × 19.000 × 0.500 | = 50.239 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.500 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh2 | = 5.750 + 0.004 × 19.000 × 0.500 | = 5.788 kN/m² |
| Wh3 | = 5.788 + 0.200 × 19.000 × 0.500 | = 7.688 kN/m² |
| Wh4 | = 7.688 + 0.300 × 19.000 × 0.500 | = 10.538 kN/m² |

## 4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.477 × 23.000 × 0.500 | = 5.481 kN/m² |
| Wh2 | = 5.481 + 0.023 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 1.153 × 10.000 × 0.500 | = 11.516 kN/m² |
| Wh4 | = 11.516 + 1.177 × 10.000 × 0.500 | = 17.399 kN/m² |
| Wh5 | = 17.399 + 1.177 × 10.000 × 0.500 | = 23.282 kN/m² |
| Wh6 | = 23.282 + 0.677 × 10.000 × 0.500 | = 26.665 kN/m² |
| Wh7 | = 26.665 + 0.200 × 10.000 × 0.500 | = 27.665 kN/m² |
| Wh8 | = 27.665 + 0.300 × 10.000 × 0.500 | = 29.165 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.500 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh2 | = 5.750 + 0.004 × 10.000 × 0.500 | = 5.770 kN/m² |
| Wh3 | = 5.770 + 0.200 × 10.000 × 0.500 | = 6.770 kN/m² |
| Wh4 | = 6.770 + 0.300 × 10.000 × 0.500 | = 8.270 kN/m² |

5) 지하수압 ( 지하수위 : GL = 0.700 m )

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww1 | = 0.700 × 10.000 | = 7.000 | kN/m² |
| Ww2 | = 7.000 + 0.477 × 10.000 | = 11.766 | kN/m² |
| Ww3 | = 11.766 + 1.177 × 10.000 | = 23.532 | kN/m² |
| Ww4 | = 23.532 + 1.177 × 10.000 | = 35.298 | kN/m² |
| Ww5 | = 35.298 + 1.177 × 10.000 | = 47.064 | kN/m² |
| Ww6 | = 47.064 + 0.677 × 10.000 | = 53.830 | kN/m² |
| Ww7 | = 53.830 + 0.200 × 10.000 | = 55.830 | kN/m² |
| Ww8 | = 55.830 + 0.300 × 10.000 | = 58.830 | kN/m² |

- 우측 벽체

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww9 | = 0.700 × 10.000 | = 7.000 | kN/m² |
| Ww10 | = 7.000 + 0.477 × 10.000 | = 11.766 | kN/m² |
| Ww11 | = 11.766 + 1.177 × 10.000 | = 23.532 | kN/m² |
| Ww12 | = 23.532 + 1.177 × 10.000 | = 35.298 | kN/m² |
| Ww13 | = 35.298 + 1.177 × 10.000 | = 47.064 | kN/m² |
| Ww14 | = 47.064 + 0.677 × 10.000 | = 53.830 | kN/m² |
| Ww15 | = 53.830 + 0.200 × 10.000 | = 55.830 | kN/m² |
| Ww16 | = 55.830 + 0.300 × 10.000 | = 58.830 | kN/m² |

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww17 = ( 5.483 - -0.700 ) × 10.000 = 61.830 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

## 1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 0.000° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.154 |
| θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 8.755 |
| θ' | = tan-1(kh/(1-kv)xɣt/ɣsub),kv = 0 | : | 16.309 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.436

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.561

## 2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 0.000° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.063 |
| θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 3.605 |
| θ' | = tan-1(kh/(1-kv)xɣt/ɣsub),kv = 0 | : | 6.826 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.372

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.410

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.477 × 23.000 × 0.436 = 4.779 kN/m²

Wh2 = 4.779 + 0.023 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 1.153 × 19.000 × 0.436 = 14.567 kN/m²

Wh4 = 14.567 + 1.177 × 19.000 × 0.436 = 24.314 kN/m²

Wh5 = 24.314 + 1.177 × 19.000 × 0.436 = 34.061 kN/m²

Wh6 = 34.061 + 0.677 × 19.000 × 0.436 = 39.666 kN/m²

Wh7 = 39.666 + 0.200 × 19.000 × 0.436 = 41.323 kN/m²

Wh8 = 41.323 + 0.300 × 19.000 × 0.436 = 43.808 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.004 × 19.000 × 0.436 = 5.047 kN/m²

Wh3 = 5.047 + 0.200 × 19.000 × 0.436 = 6.704 kN/m²

Wh4 = 6.704 + 0.300 × 19.000 × 0.436 = 9.189 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.477 × 23.000 × 0.372 = 4.078 kN/m²

Wh2 = 4.078 + 0.023 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 1.153 × 19.000 × 0.372 = 12.429 kN/m²

Wh4 = 12.429 + 1.177 × 19.000 × 0.372 = 20.745 kN/m²

Wh5 = 20.745 + 1.177 × 19.000 × 0.372 = 29.061 kN/m²

Wh6 = 29.061 + 0.677 × 19.000 × 0.372 = 33.843 kN/m²

Wh7 = 33.843 + 0.200 × 19.000 × 0.372 = 35.257 kN/m²

Wh8 = 35.257 + 0.300 × 19.000 × 0.372 = 37.377 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.004 × 19.000 × 0.372 = 4.306 kN/m²

Wh3 = 4.306 + 0.200 × 19.000 × 0.372 = 5.720 kN/m²

Wh4 = 5.720 + 0.300 × 19.000 × 0.372 = 7.840 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.477 × 23.000 × 0.436 = 4.779 kN/m²

Wh2 = 4.779 + 0.023 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 1.153 × 10.000 × 0.561 = 11.483 kN/m²

Wh4 = 11.483 + 1.177 × 10.000 × 0.561 = 18.084 kN/m²

Wh5 = 18.084 + 1.177 × 10.000 × 0.561 = 24.685 kN/m²

Wh6 = 24.685 + 0.677 × 10.000 × 0.561 = 28.481 kN/m²

Wh7 = 28.481 + 0.200 × 10.000 × 0.561 = 29.603 kN/m²

Wh8 = 29.603 + 0.300 × 10.000 × 0.561 = 31.286 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.004 × 10.000 × 0.561 = 5.036 kN/m²

Wh3 = 5.036 + 0.200 × 10.000 × 0.561 = 6.158 kN/m²

Wh4 = 6.158 + 0.300 × 10.000 × 0.561 = 7.841 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.477 × 23.000 × 0.372 = 4.078 kN/m²

Wh2 = 4.078 + 0.023 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 1.153 × 10.000 × 0.410 = 9.006 kN/m²

Wh4 = 9.006 + 1.177 × 10.000 × 0.410 = 13.830 kN/m²

Wh5 = 13.830 + 1.177 × 10.000 × 0.410 = 18.654 kN/m²

Wh6 = 18.654 + 0.677 × 10.000 × 0.410 = 21.428 kN/m²

Wh7 = 21.428 + 0.200 × 10.000 × 0.410 = 22.248 kN/m²

Wh8 = 22.248 + 0.300 × 10.000 × 0.410 = 23.478 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.004 × 10.000 × 0.410 = 4.294 kN/m²

Wh3 = 4.294 + 0.200 × 10.000 × 0.410 = 5.114 kN/m²

Wh4 = 5.114 + 0.300 × 10.000 × 0.410 = 6.344 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

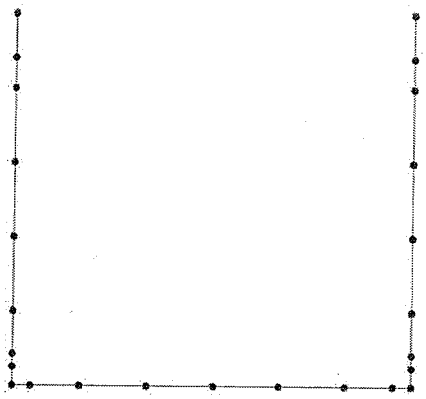
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | fb = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |

② 측벽

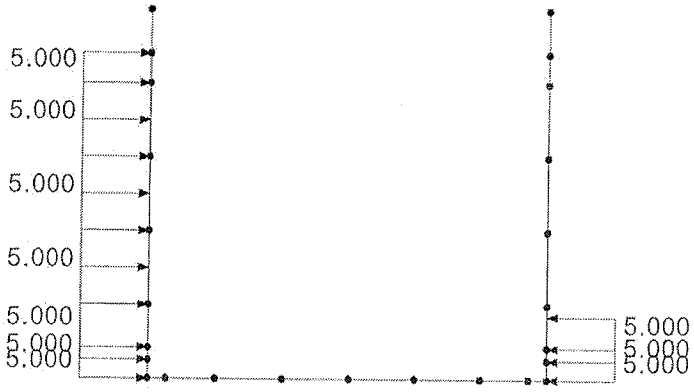
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f1 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f2 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f2 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f3 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f3 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f4 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f4 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f5 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f5 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f6 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f6 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f7 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f7 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f8 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f8 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f9 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f9 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |

# 10. 하 중 재 하 (상시)

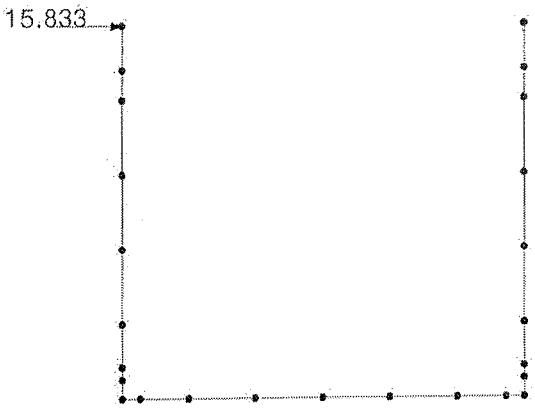
1) CASE1 - 구체자중(SW)



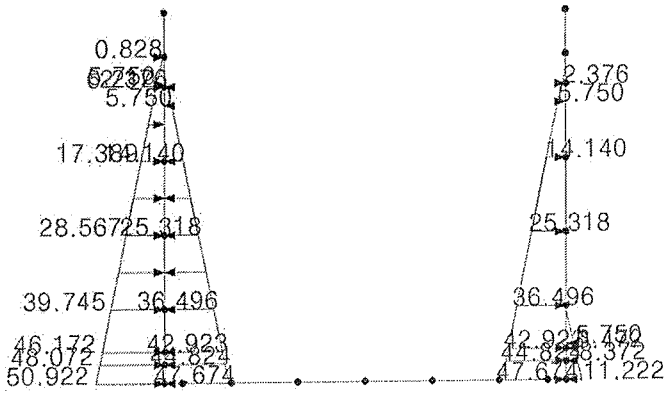
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



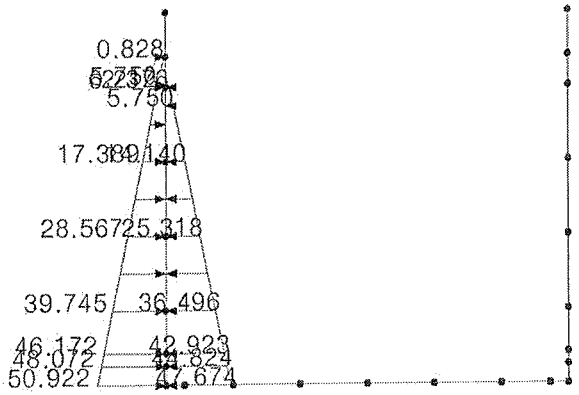
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



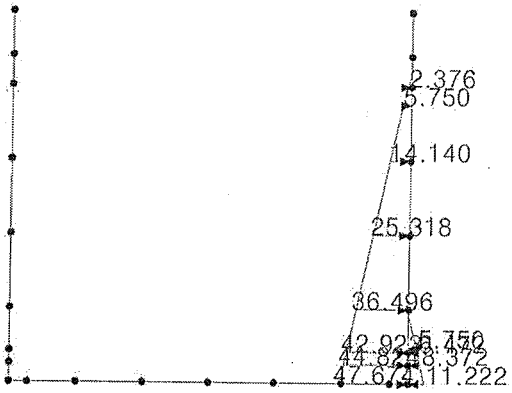

4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



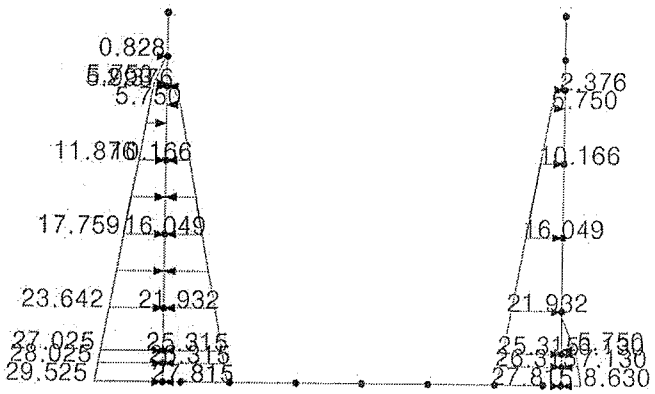

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



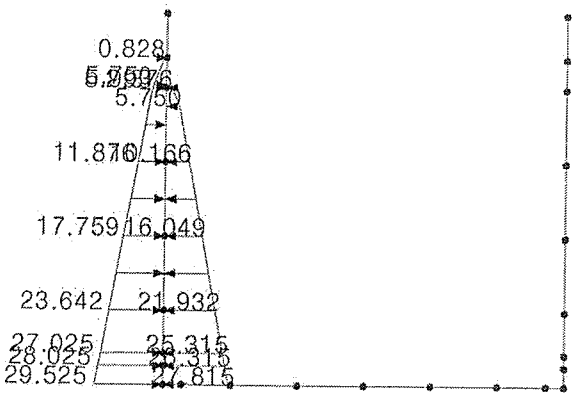
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



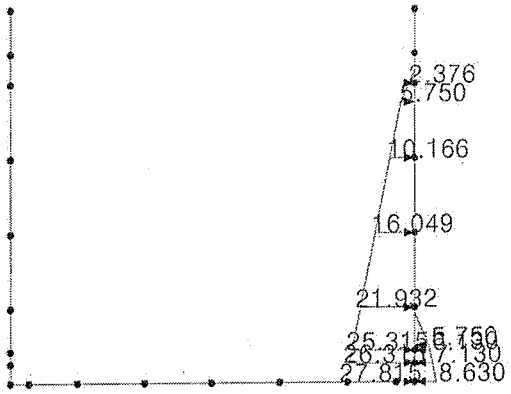

7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



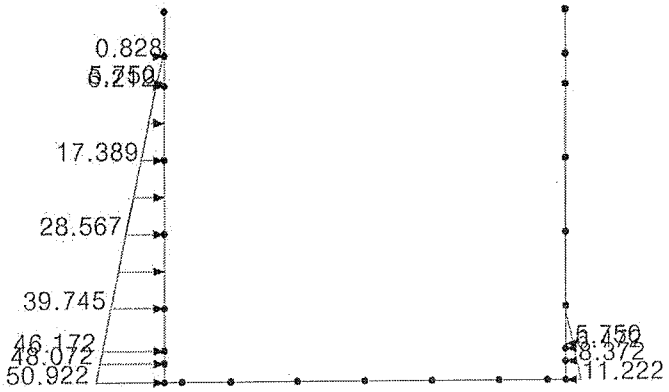

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



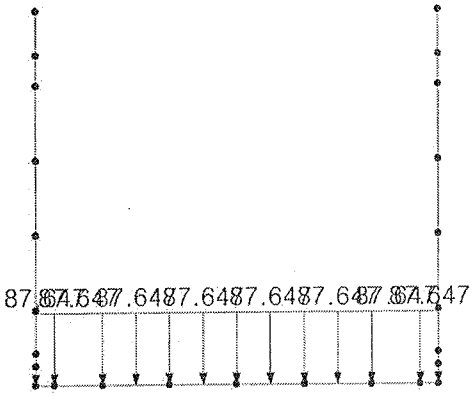
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



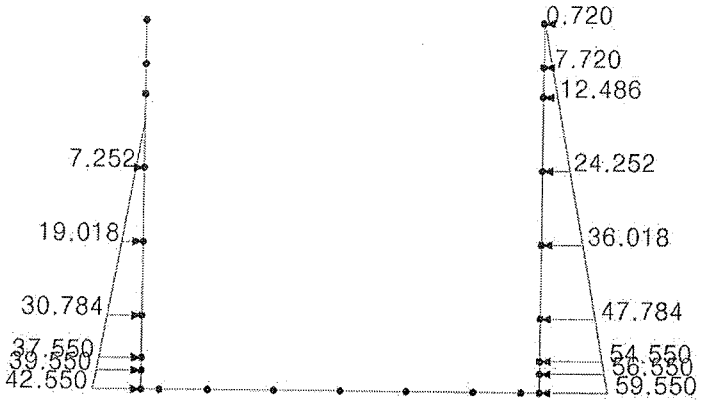

10) CASE10 - 시공단계(1)



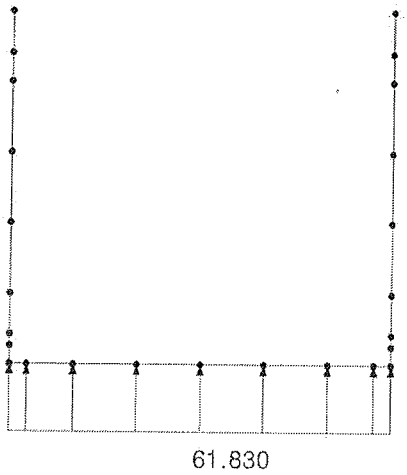

11) CASE11 - 연직토압(Tv)



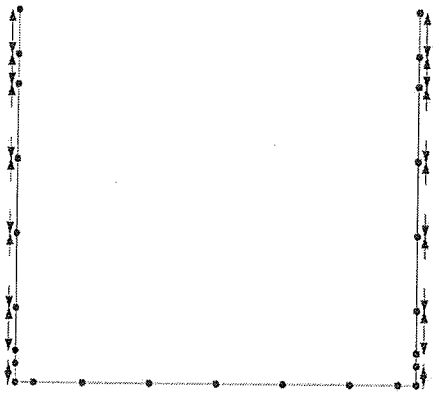
12) CASE12 - 수평수압(WATERH)



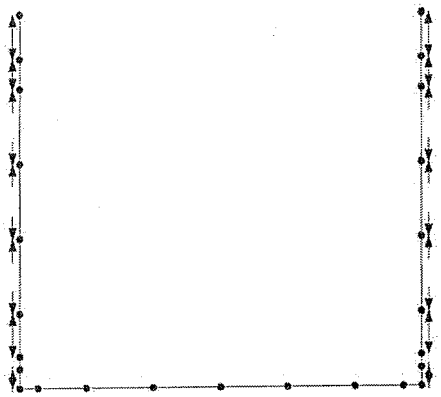

13) CASE13 - 부력(BUOYANCY)



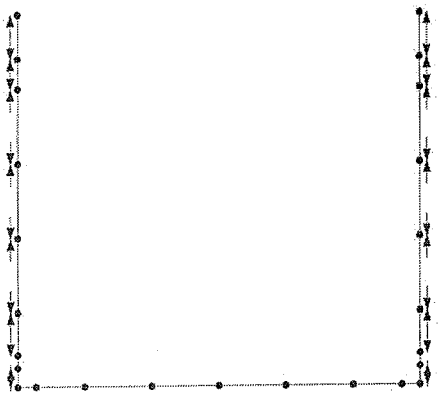

14) CASE14 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



15) CASE15 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

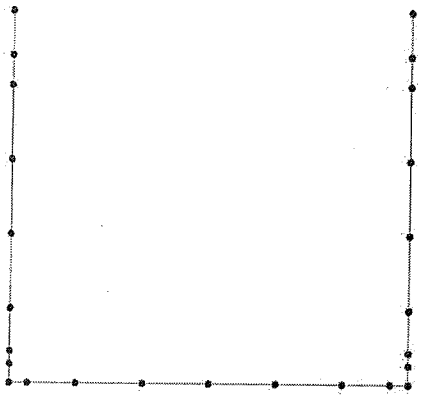


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

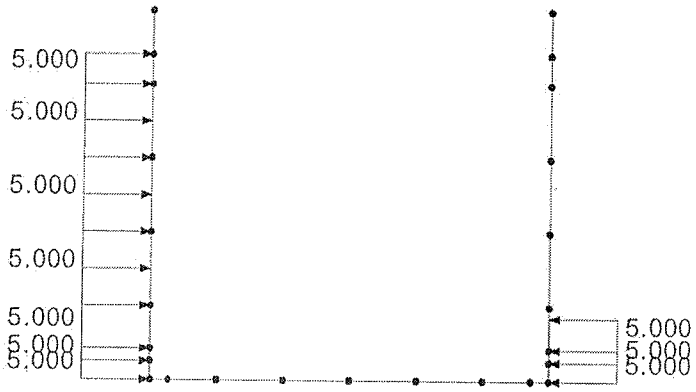


## 11. 하중 재하 (기능수행)

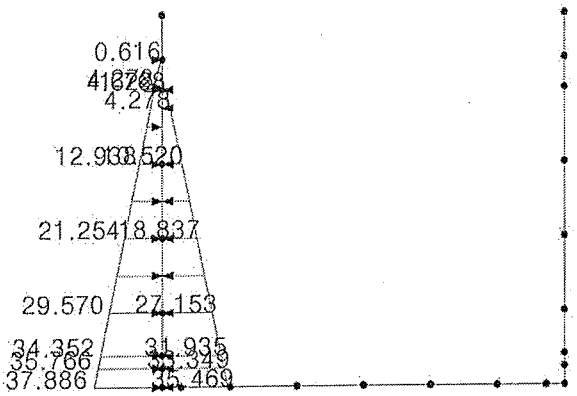
1) CASE1 - 구체자중(SW)



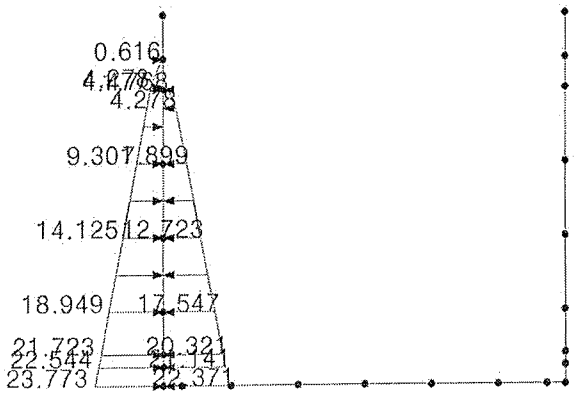
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



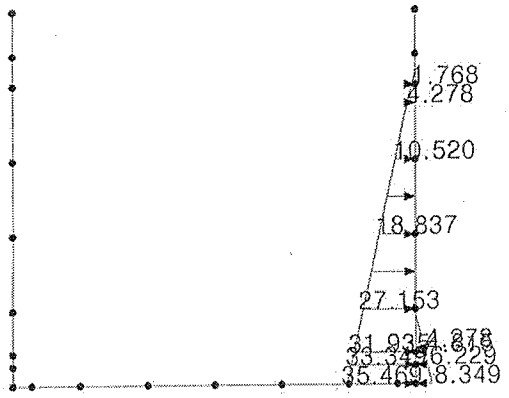
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



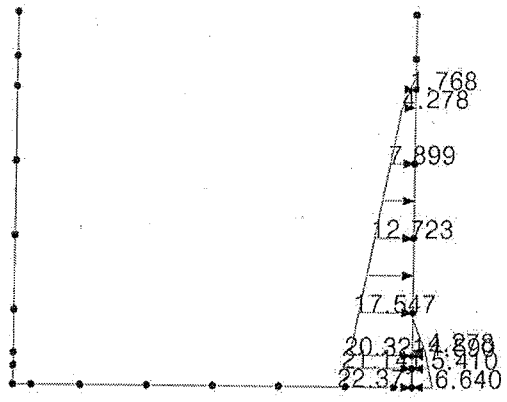

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



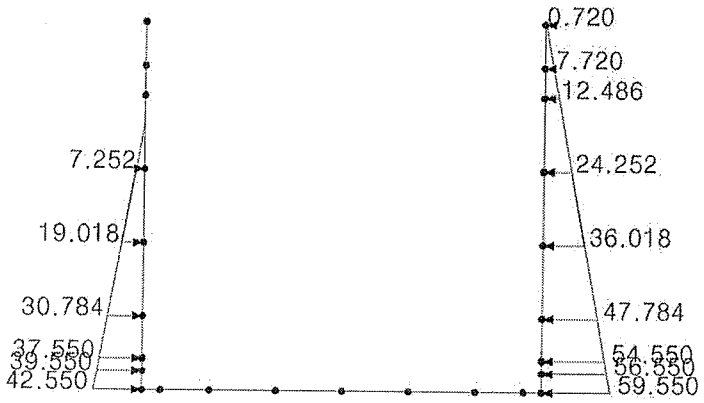

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



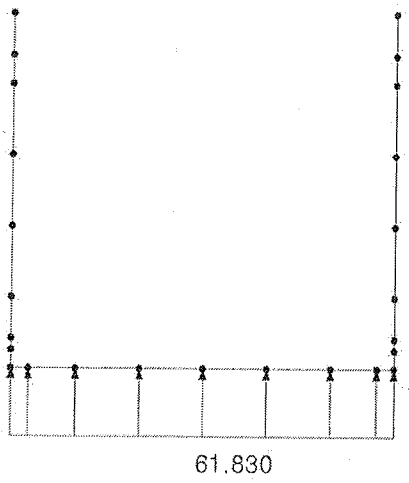
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



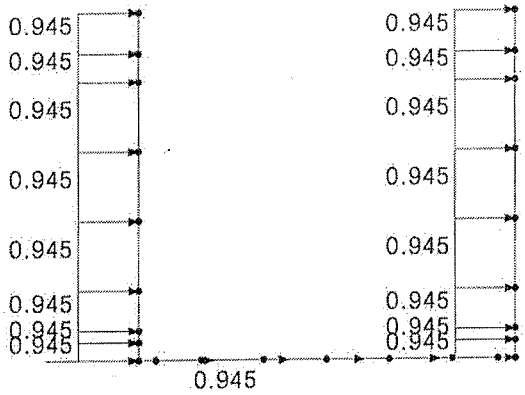

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



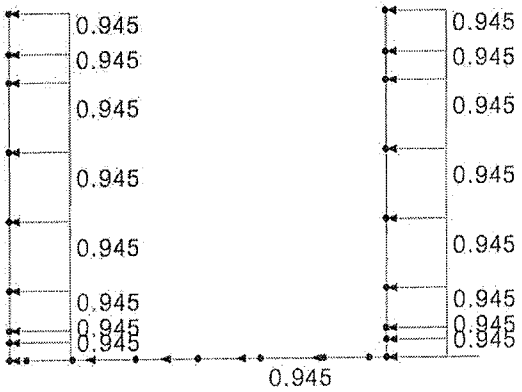

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

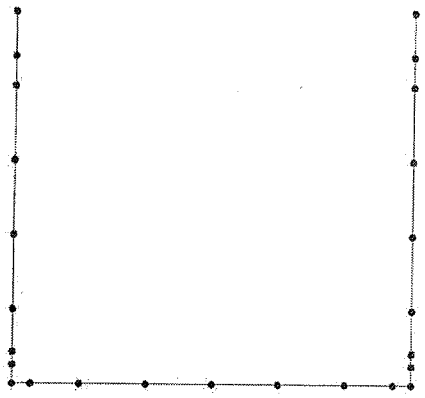



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

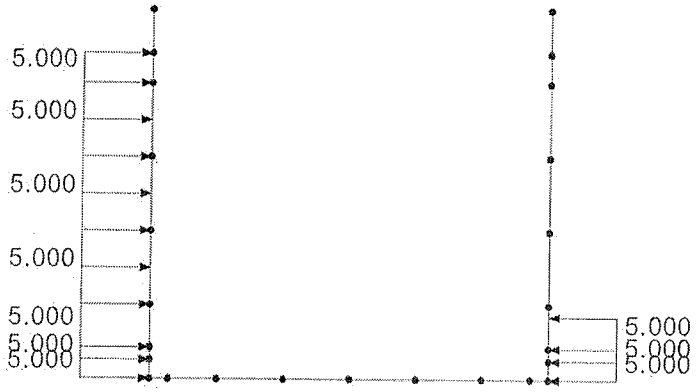


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

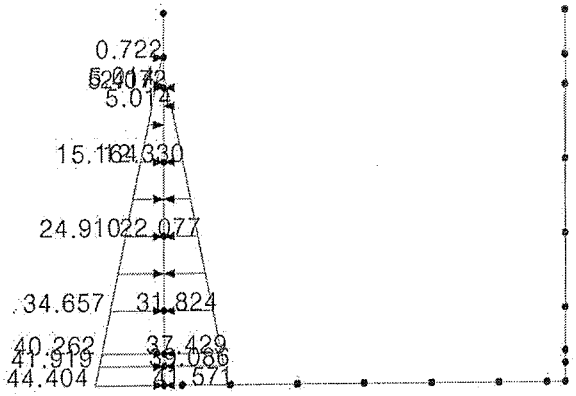
1) CASE1 - 구체자중(SW)



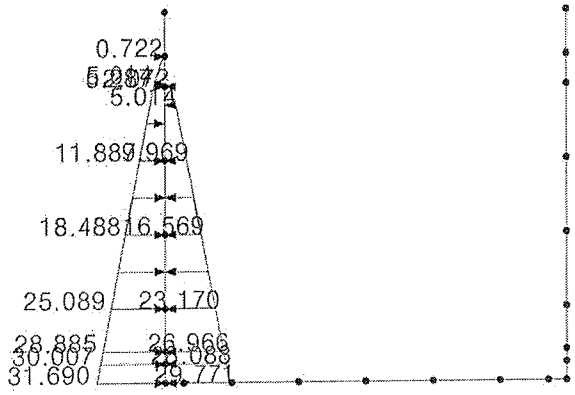
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



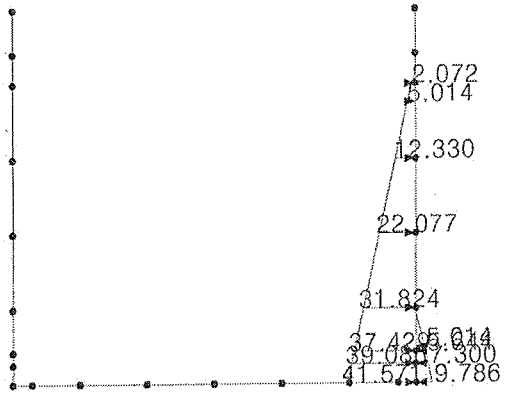
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



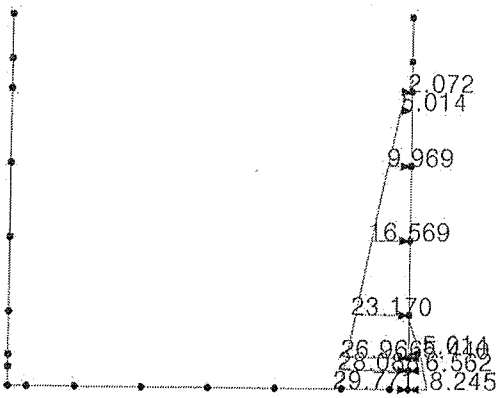

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



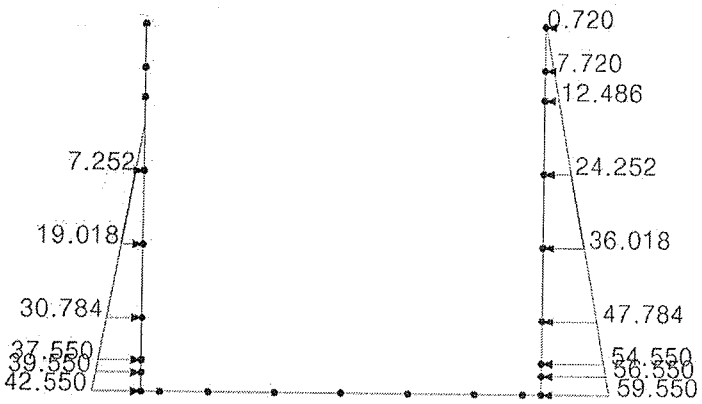

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



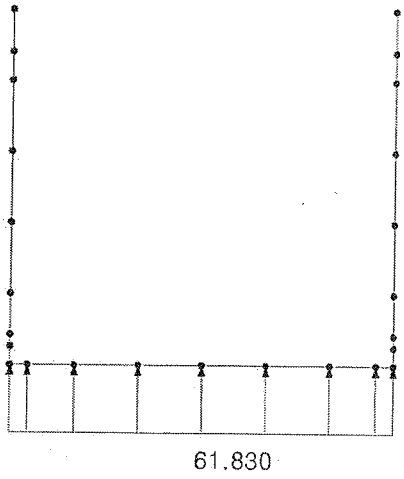
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



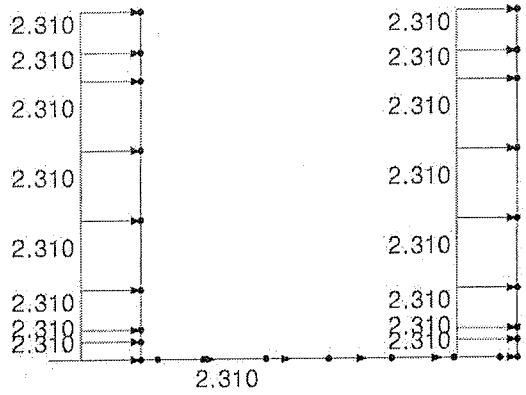

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



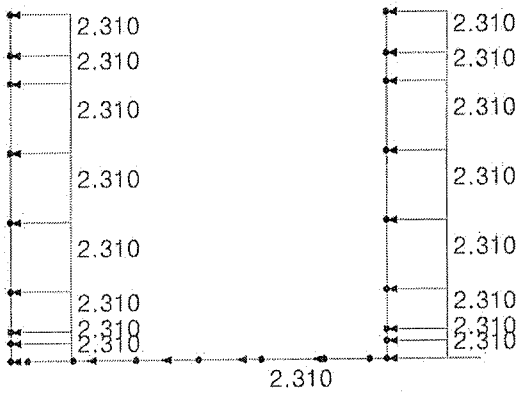

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)




10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

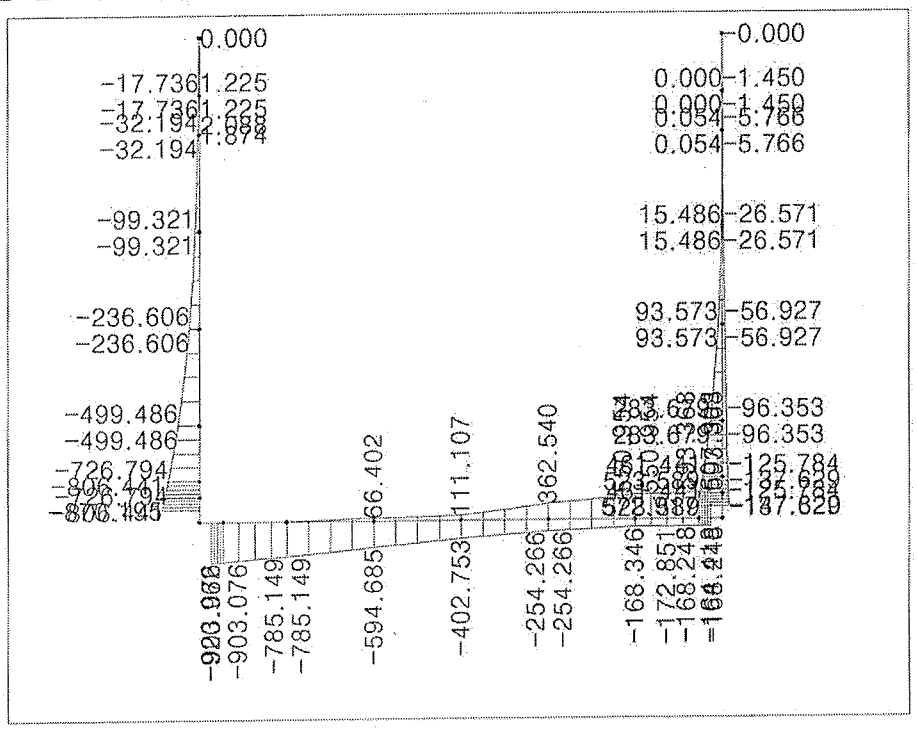
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

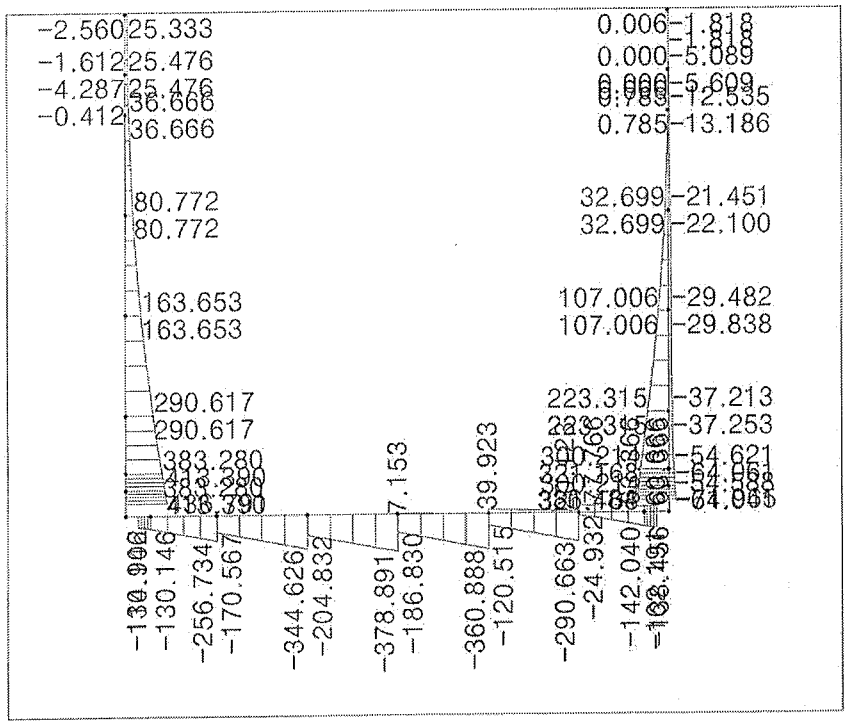
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

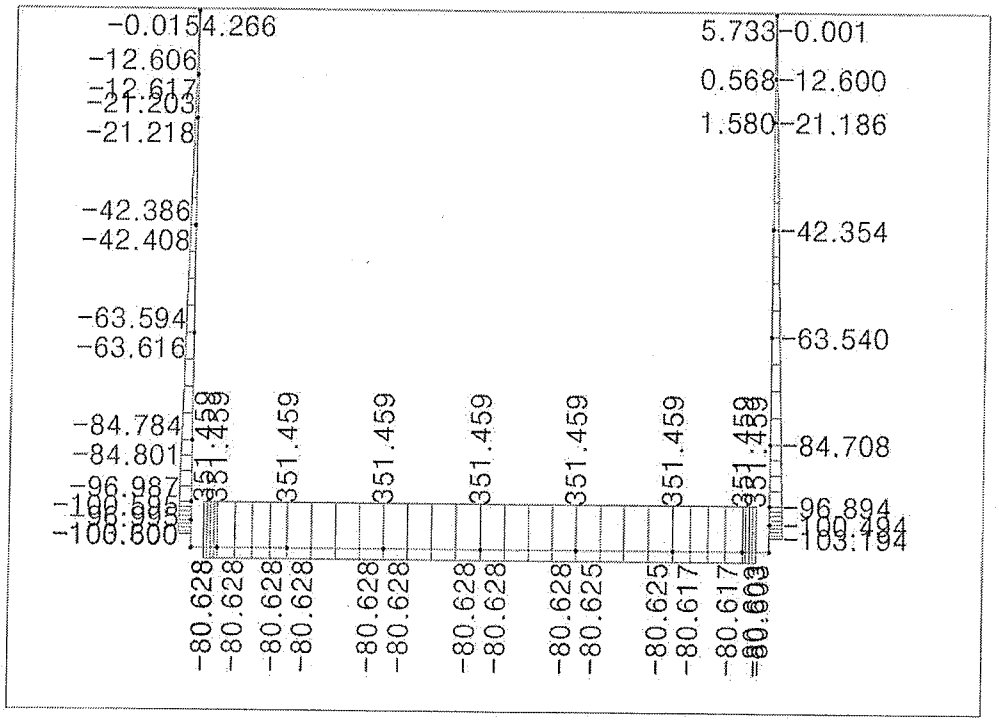
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



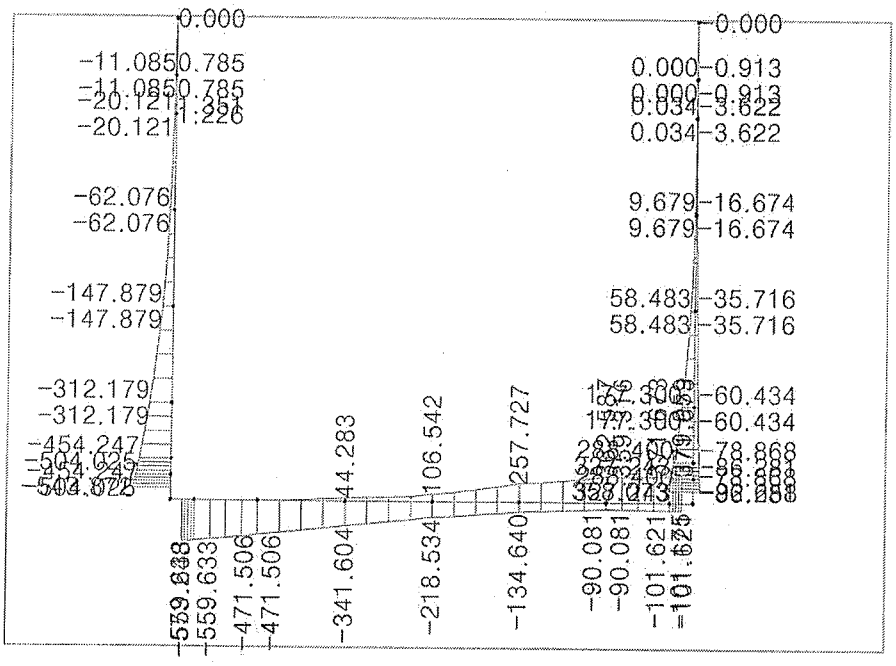

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

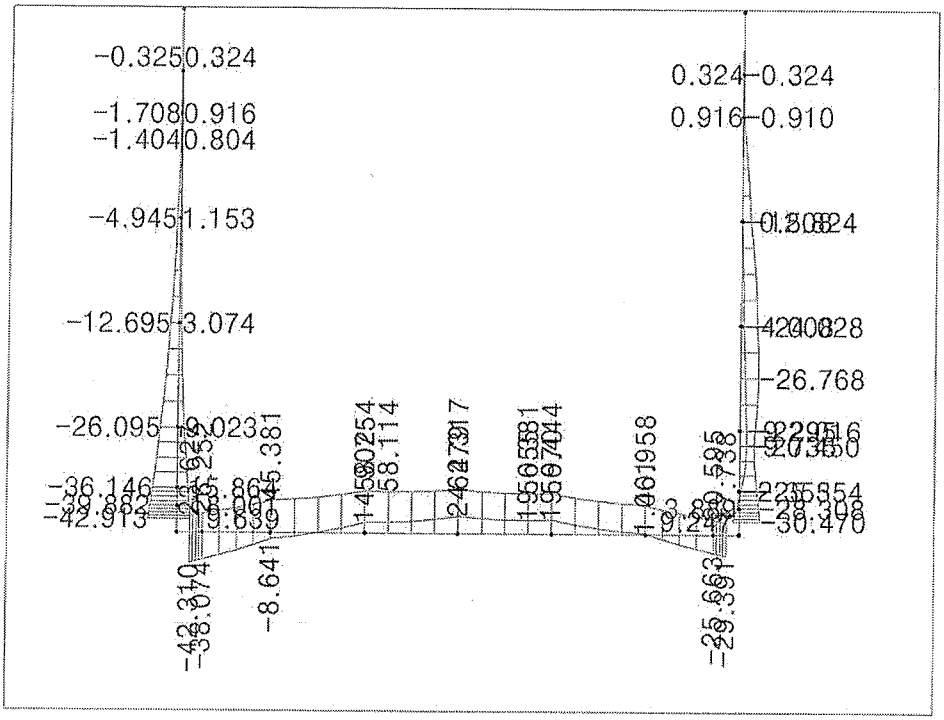


5) 단면력 정리

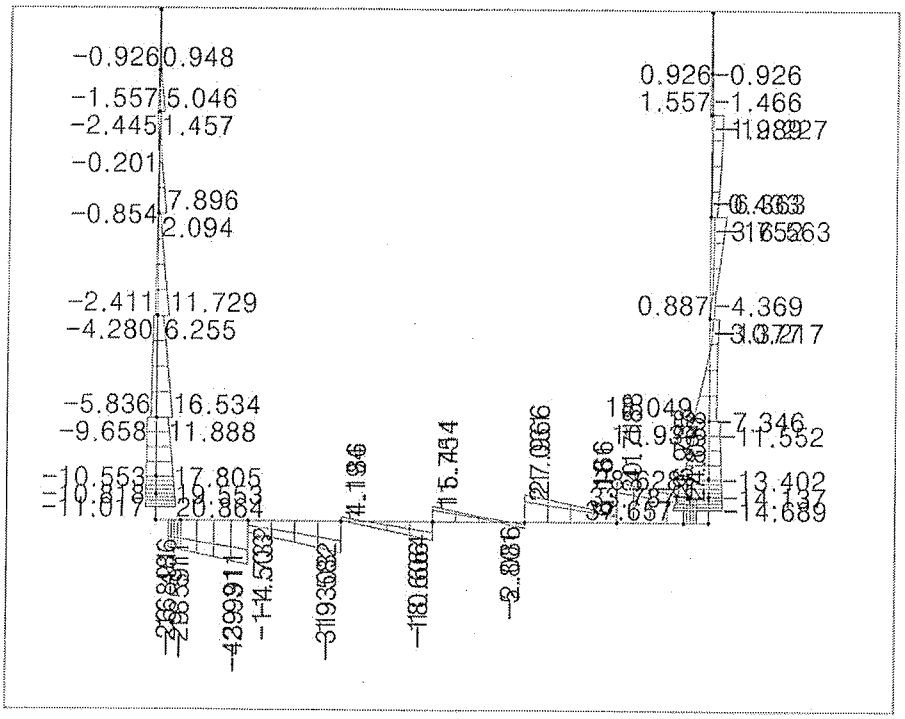
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 903.08 | 209.26 | 351.46 | 559.63 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 607.90 | 247.15 | 351.46 | 379.96 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 우측 | 3 | 164.42 | 72.37 | 351.46 | 101.18 | 1000.00 | 600.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 419.37 | 254.78 | 79.49 | 262.11 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 870.20 | 338.89 | 103.30 | 543.87 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 85.68 | 190.31 | 79.42 | 53.75 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 147.82 | 265.97 | 103.19 | 92.66 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 572.92 | 300.21 | 103.19 | 358.07 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

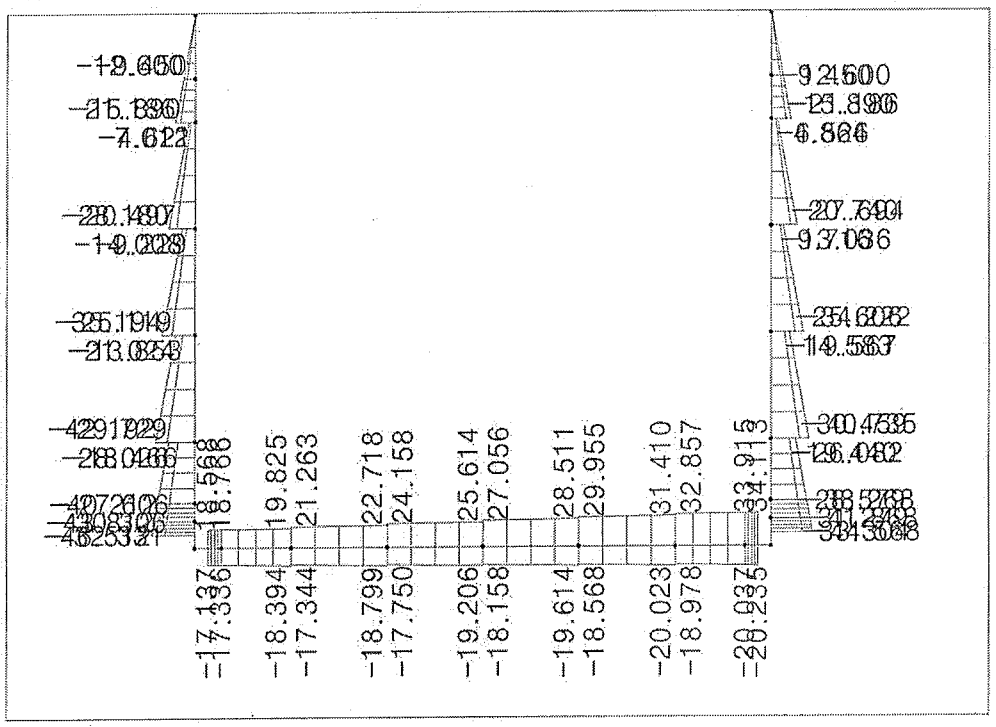
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

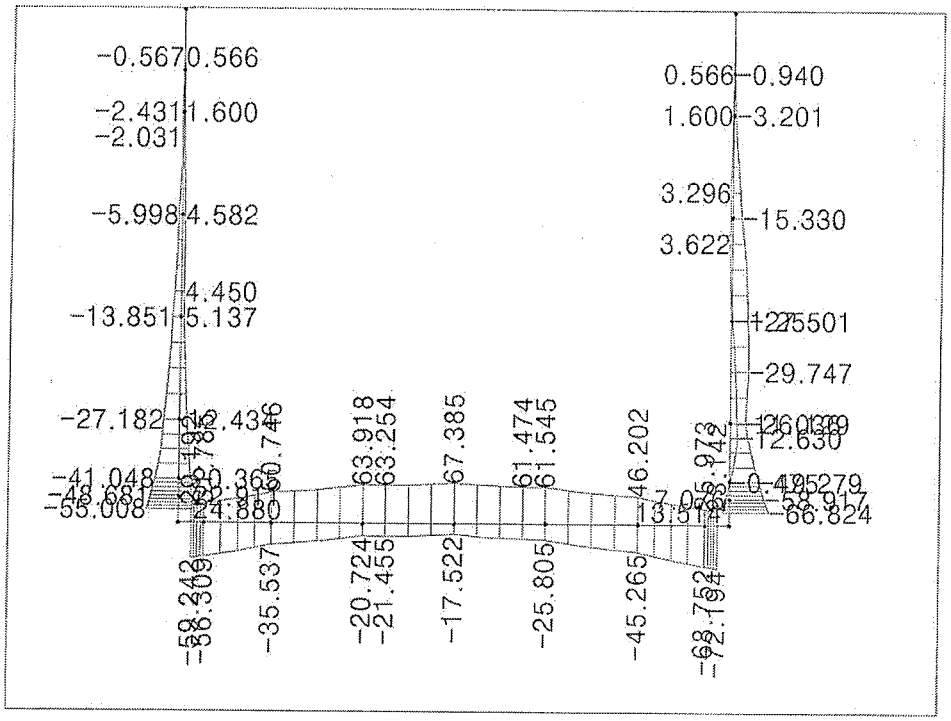


4) 단면력 정리

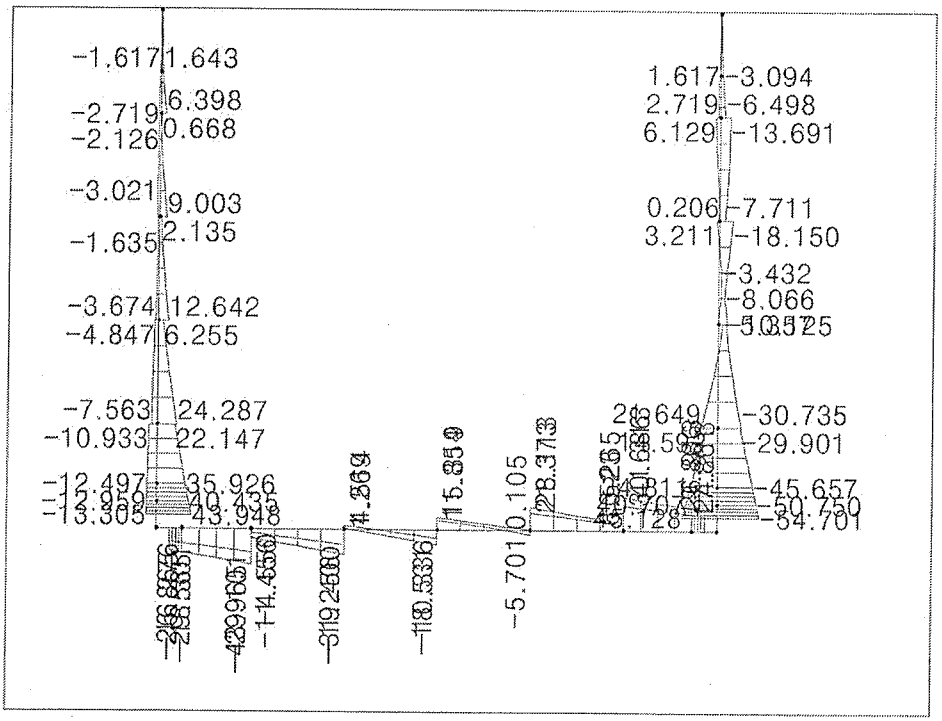
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 38.07 | 38.59 | 18.77 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 17.74 | 13.12 | 34.11 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 우측 | 3 | 29.39 | 35.79 | 34.11 | 1000.00 | 600.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 21.61 | 13.96 | 36.90 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 42.91 | 15.08 | 46.51 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 25.42 | 10.76 | 35.44 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 30.47 | 20.53 | 44.57 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 9.25 | 28.63 | 44.57 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

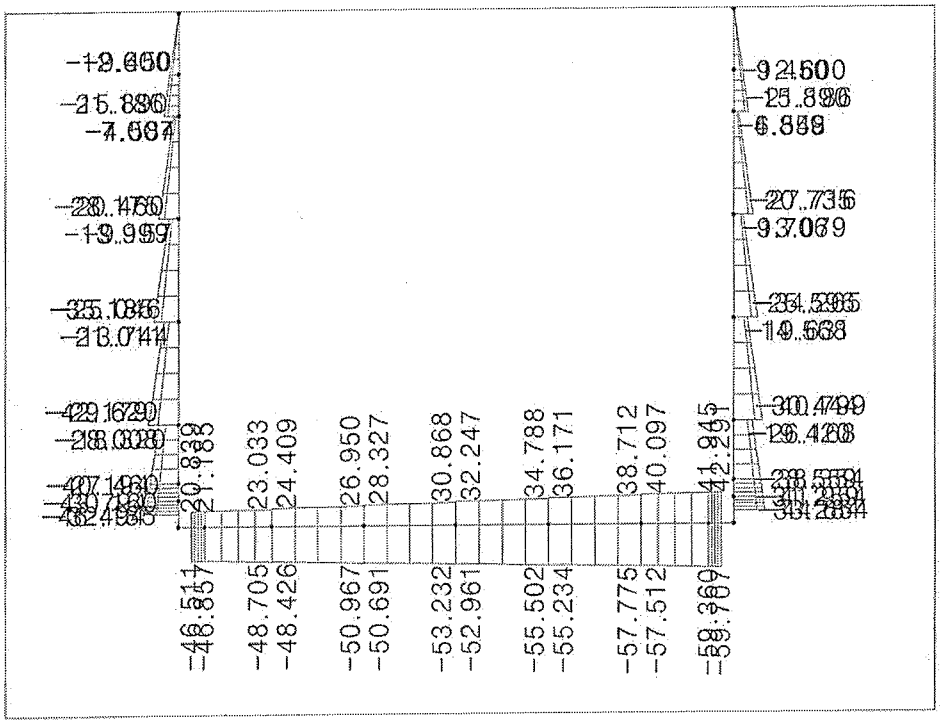
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 응답계수 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 56.31 | 18.77 | 38.57 | 46.86 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 23.14 | 7.71 | 13.98 | 59.71 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 우측 | 3 | 72.19 | 24.07 | 35.91 | 59.71 | 1000.00 | 600.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 22.53 | 7.51 | 19.01 | 36.89 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 55.01 | 18.34 | 29.31 | 46.49 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 27.78 | 9.26 | 24.61 | 35.51 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 66.82 | 22.28 | 38.12 | 44.65 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 13.51 | 4.51 | 45.66 | 44.65 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -903.08 | - | -18.77 | -38.07 | -903.08 | |
| | | 중앙부 | 2 | 607.90 | - | 7.71 | 17.74 | 607.90 | |
| | | 우측 | 3 | -164.42 | - | -24.07 | -29.39 | -164.42 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -419.37 | - | -7.51 | -21.61 | -419.37 | |
| | | 하부 | 5 | -870.20 | - | -18.34 | -42.91 | -870.20 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -85.68 | - | -9.26 | -25.42 | -85.68 | |
| | | 하부 | 7 | -147.82 | - | -22.28 | -30.47 | -147.82 | |
| | | 추가1 | 8 | 572.92 | - | 4.51 | 9.25 | 572.92 | |

2) 전단력

(kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -209.26 | - | -38.57 | -38.59 | -209.26 | |
| | | 중앙부 | 2 | -247.15 | - | 13.98 | 13.12 | -247.15 | |
| | | 우측 | 3 | 72.37 | - | 35.91 | 35.79 | 72.37 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 254.78 | - | 19.01 | 13.96 | 254.78 | |
| | | 하부 | 5 | 338.89 | - | 29.31 | 15.08 | 338.89 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 190.31 | - | -24.61 | 10.76 | 190.31 | |
| | | 하부 | 7 | 265.97 | - | -38.12 | 20.53 | 265.97 | |
| | | 추가1 | 8 | 300.21 | - | -45.66 | 28.63 | 300.21 | |

3) 축력

(kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 351.46 | - | -46.86 | 18.77 | 351.85 | |
| | | 중앙부 | 2 | 351.46 | - | -59.71 | 34.11 | 351.84 | |
| | | 우측 | 3 | 351.46 | - | -59.71 | 34.11 | 351.83 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -79.49 | - | -36.89 | -36.90 | -188.94 | |
| | | 하부 | 5 | -103.30 | - | -46.49 | -46.51 | -256.28 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -79.42 | - | -35.51 | -35.44 | -123.17 | |
| | | 하부 | 7 | -103.19 | - | -44.65 | -44.57 | -164.27 | |
| | | 추가1 | 8 | -103.19 | - | -44.65 | -44.57 | -164.27 | |

4) 사용모멘트

(kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -559.63 | - | - | - | -559.63 | |
| | | 중앙부 | 2 | 379.96 | - | - | - | 379.96 | |
| | | 우측 | 3 | -101.18 | - | - | - | -101.18 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -262.11 | - | - | - | -262.11 | |
| | | 하부 | 5 | -543.87 | - | - | - | -543.87 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -53.75 | - | - | - | -53.75 | |
| | | 하부 | 7 | -92.66 | - | - | - | -92.66 | |
| | | 추가1 | 8 | 358.07 | - | - | - | 358.07 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 500 | 903.08 | 960.50 | 5923.83 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.06 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 520 | 607.90 | 667.99 | 3663.26 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.10 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 500 | 164.42 | 262.62 | 984.04 | H16 - 8.0EA | 1588.80 | 1.60 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 500 | 419.37 | 679.51 | 2583.20 | H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 4322.80 | 1.62 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 500 | 870.20 | 960.50 | 5681.38 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.10 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 500 | 85.68 | 262.62 | 508.52 | H16 - 8.0EA | 1588.80 | 3.06 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 147.82 | 262.62 | 883.12 | H16 - 8.0EA | 1588.80 | 1.78 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 572.92 | 640.43 | 3595.40 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.12 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 324.8 | 209.3 | 324.76 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 337.8 | 247.1 | 337.75 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 324.8 | 72.4 | 324.76 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 324.8 | 254.8 | 419.78 | 2.00 | - | H13 | 400 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 324.8 | 338.9 | 419.78 | 2.00 | 37.68 | H13 | 400 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 324.8 | 190.3 | 419.78 | 2.00 | - | H13 | 400 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 266.0 | 419.78 | 2.00 | - | H13 | 400 | 253.40 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 300.2 | 419.78 | 2.00 | - | H13 | 400 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 903.08 | 209.26 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00851

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5923.834 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.073]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01271

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (500.00 - a/2) = 960.502 kN.m

≥ Mu (= 903.076 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.064]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 209.264 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 520.00 | 80.00 | 607.90 | 247.15 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01577

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3663.262 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.107]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00780

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 667.990 kN.m

≥ Mu (= 607.903 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.099]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 247.148 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 164.42 | 72.37 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 32.578) / 32.578 = 0.04304

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 984.040 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.615]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00318

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (500.00 - a/2) = 262.617 kN.m

≥ Mu (= 164.418 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.597]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 72.366 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 419.37 | 254.78 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4322.800 x 400.00 = 1729120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 75.343 mm, c = 75.343 / β1 = 75.343 / 0.85 = 88.639 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 88.639) / 88.639 = 0.01392

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2583.196 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4322.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.673]

1단 : H19 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4322.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00865

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.343 mm

ΦMn = 0.85 x 4322.800 x 400 x (500.00 - a/2) = 679.508 kN.m

≥ Mu (= 419.372 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.620]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 254.778 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 870.20 | 338.89 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00851

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5681.377 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.118]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01271

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (500.00 - a/2) = 960.502 kN.m

≥ Mu (= 870.195 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.104]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 338.890 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (338.890-324.760) x 400.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 37.680 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 400 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 400.00 x 1000 = 126.700 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 126.700 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 126.700) = 419.785 kN ≥ 338.890 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 85.68 | 190.31 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 32.578) / 32.578 = 0.04304

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 508.524 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.124]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00318

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (500.00 - a/2) = 262.617 kN.m

≥ Mu (= 85.683 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.065]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 190.311 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 147.82 | 265.97 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 32.578) / 32.578 = 0.04304

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 883.124 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.799]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00318

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (500.00 - a/2) = 262.617 kN.m

≥ Mu (= 147.820 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.777]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 265.974 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 572.92 | 300.21 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01505

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3595.405 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.127]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00811

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (500.00 - a/2) = 640.426 kN.m

≥ Mu (= 572.917 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.118]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 300.214 kN) , 전단보강 불필요.

## 16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

4) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

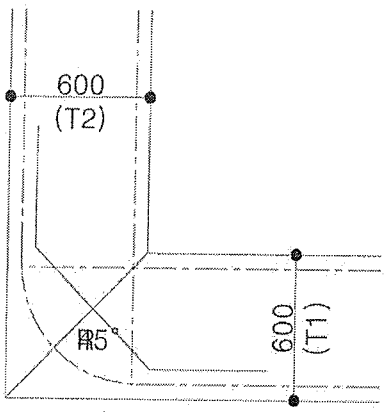
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 절점부 검토

1) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 573.248 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 573.248 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 848.528$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 573.25 \times 10^6}{848.528^2 \times 1000} = 3.981 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 573.25 \times 10^6}{848.528 \times 180} = 7506.441 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7506.441 mm² - 3176.800 mm²

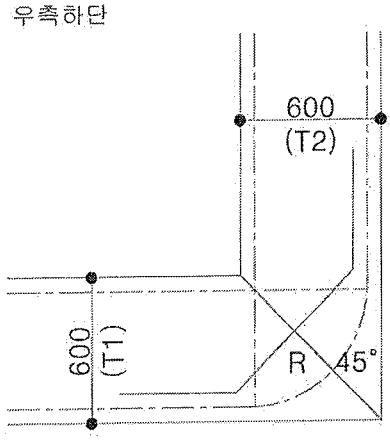
= 4329.641 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 4329.641 mm² ) ----------> O.K !!!

2) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 101.175 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 101.175 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 848.528$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

∴ Total Asb = 794.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 101.18 \times 10^6}{848.528^2 \times 1000} = 0.703 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 101.18 \times 10^6}{848.528 \times 180} = 1324.844 \text{ mm}^2$$

Asb = 794.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 1324.844 mm² - 794.400 mm²

= 530.444 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 530.444 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.80 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.003269 + \sqrt{(2 \times 0.0229 + (0.0229)^2} = 0.192$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.192 /3 = 0.936

fs = Mo / (As x d x j) = 389761485 / (2026.8 x 수평부재내측 x 0.936)

= 331.376 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 331.376 x 2026.8 = 671632.8768 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 4053.60 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.006756 + \sqrt{(2 \times 0.0473 + (0.0473)^2} = 0.264$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.264 /3 = 0.912

fs = Mo / (As x d x j) = 389761485 / (4053.6 x 연직부재내측 x 0.912)

= 175.716 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 175.716 x 4053.6 = 712282.3776 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As` T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As` = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(671632.8768^2 + 712282.3776^2)}$ / 180

As` = 5438.877 ㎟

사용철근량 : H32 @ 250 = 6353.600 ㎟ ∴ O.K

# 18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 500 | H32 - 8.0EA | 125 | 186.053 | O.K | 1.488 |
| | | 중앙부 | 2 | 520 | H25 - 8.0EA | 125 | 227.313 | O.K | 1.819 |
| | | 우측 | 3 | 500 | H16 - 8.0EA | 125 | 349.196 | O.K | 2.794 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 500 | H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 376.052 | O.K | 3.008 |
| | | 하부 | 5 | 500 | H32 - 8.0EA | 125 | 197.530 | O.K | 1.580 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 500 | H16 - 8.0EA | 125 | 860.313 | O.K | 6.883 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H16 - 8.0EA | 125 | 402.435 | O.K | 3.219 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H25 - 8.0EA | 125 | 184.668 | O.K | 1.477 |

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 559.633 x 1000000 / [6353.600 x (500.000 - 171.055/3)]
= 198.837 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x6353.600)]
= 171.055 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.84) - 2.5 x 84.00 = 186.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 198.84) = 316.84 mm
Sa는 작은 값인 186.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 186.05 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 379.959 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]
= 198.832 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]
= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.83) - 2.5 x 67.50 = 227.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 198.83) = 316.85 mm
Sa는 작은 값인 227.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 227.31 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 101.175 x 1000000 / [1588.800 x (500.000 - 94.922/3)]
= 135.964 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1588.800)]
= 94.922 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.96) - 2.5 x 92.00 = 349.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.96) = 463.36 mm
Sa는 작은 값인 349.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 349.20 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 262.107 x 1000000 / [4322.800 x (500.000 - 146.306/3)]
= 134.374 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4322.800/1000.0 + 7x4322.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x4322.800)]
= 146.306 mm

사용철근량 = 4322.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4322.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.37) - 2.5 x 84.00 = 376.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.37) = 468.84 mm
Sa는 작은 값인 376.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 376.05 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 543.872 x 1000000 / [6353.600 x (500.000 - 171.055/3)]
= 193.237 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x6353.600)]
= 171.055 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 193.24) - 2.5 x 84.00 = 197.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 193.24) = 326.02 mm
Sa는 작은 값인 197.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 197.53 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 53.746 x 1000000 / [1588.800 x (500.000 - 94.922/3)]
= 72.227 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1588.800)]
= 94.922 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 72.23) - 2.5 x 92.00 = 860.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 72.23) = 872.25 mm
Sa는 작은 값인 860.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 860.31 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 92.658 x 1000000 / [1588.800 x (500.000 - 94.922/3)]
= 124.519 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1588.800)]
= 94.922 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.52) - 2.5 x 92.00 = 402.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.52) = 505.95 mm
Sa는 작은 값인 402.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 402.44 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 358.073 x 1000000 / [4053.600 x (500.000 - 142.447/3)]
= 195.207 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x4053.600)]
= 142.447 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.21) - 2.5 x 87.50 = 184.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 195.21) = 322.73 mm
Sa는 작은 값인 184.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 184.67 mm) ∴ O.K

# 19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 281.740 / 7.200 = 39.131 kN/m²
- 내부토사 = 4.613 x 19.000 = 87.647 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중 ( 토피고 4.613m )

| 토피고(D,m) | 노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡) | 비 고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 39.13 + 87.65 + 15.00

= 141.778 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 274.400 kN/m² ≥ Qmax = 141.778 kN/m² ..... O.K

# 19-1. 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.200 | × | 0.600 | × | 25.000 | | | | | = | 108.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.300 | × | 4.983 | × | 25.000 | × | 2 | | | = | 74.745 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 4.283 | × | 25.000 | / | 2 | × | 2 | = | 32.123 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 4.613 | × | 19.000 | | | | | = | 525.882 | kN/m |
| | | | | | | | | | ∴ | Σ | = | 750.750 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 0.000^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times ( 2 \times 0.000 \times 4.283 \times 19.000 + 4.283^2 \times 10.000 ) \times \tan( 0. \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 750.750 + 0.000 = 750.750$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 7.200 \times 4.883 \times 10.000$

$= 351.576$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 750.750 / 351.576$

$= 2.135 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -3.7 m ( 보링주상도 NNBB-10 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.200 | × | 0.600 | × | 25.000 | | = | 108.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.300 | × | 4.983 | × | 25.000 | × 2 | = | 74.745 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 4.613 | × | 19.000 | | = | 525.882 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | = | 750.750 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 3.700^2 \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times ( 2 \times 3.700 \times 0.583 \times 19.000 + 0.583^2 \times 10.000 ) \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 750.750 + 0.000 = 750.750$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 7.200 \times 1.183 \times 10.000$

$= 85.176$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 750.750 / 85.176$

$= 8.814 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{108.000}{7.200 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

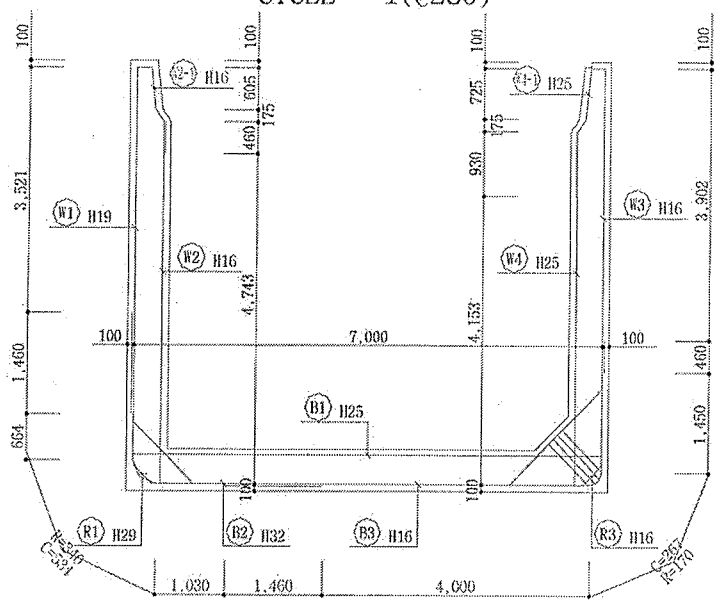
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{224.868}{7.200 \times 10.000 \times 1.100} = 2.839 \text{ m}$$

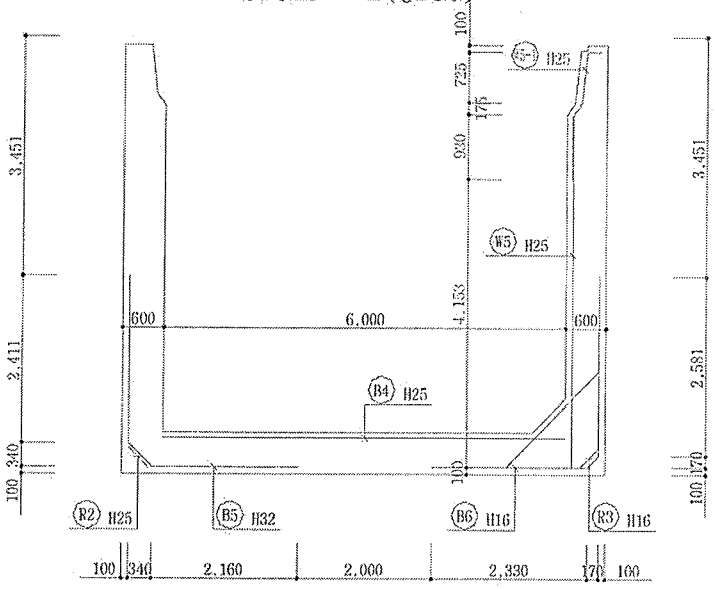
∴ 구조물 저면으로 부터 2.839 m 이하유지

# 20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)




CYCLE - 2(@250)

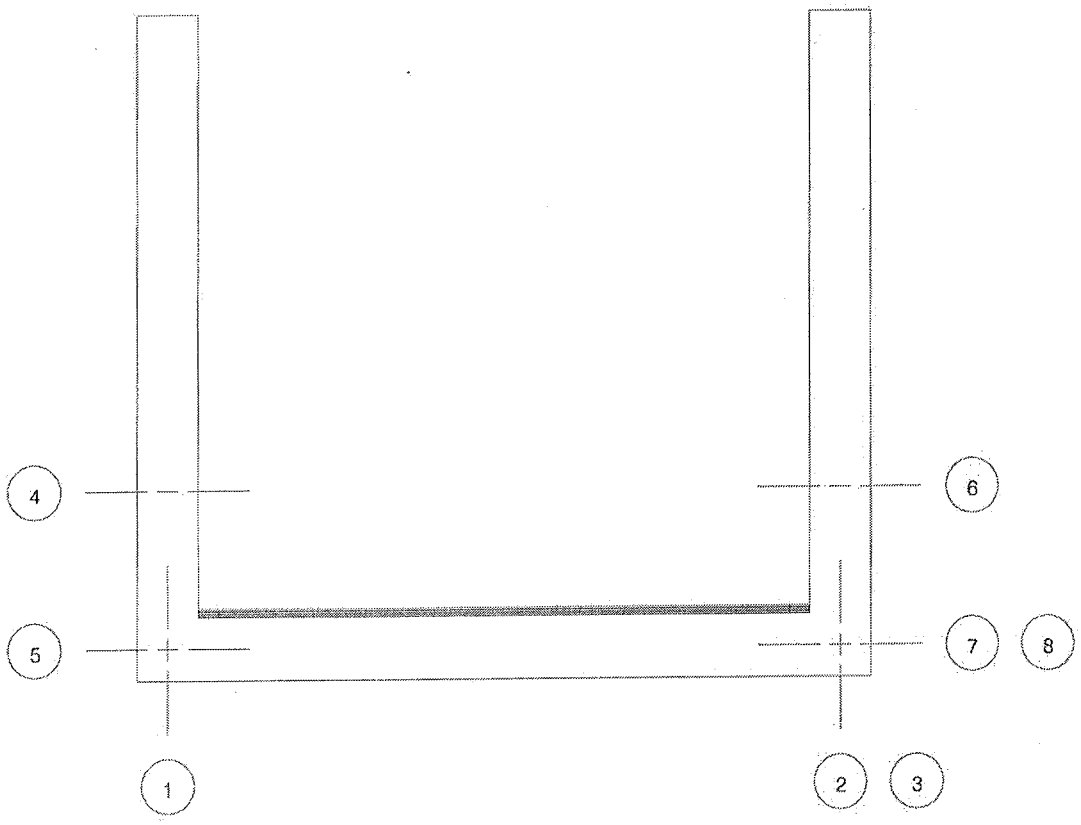


# U2

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 600 | 1374.74 | 1635.67 | 7470.08 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.19 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 520 | 527.20 | 594.22 | 3147.97 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.13 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 500 | 255.22 | 318.71 | 1542.79 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.25 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 467 | 645.11 | 1211.42 | 4560.23 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.88 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 600 | 1298.80 | 1635.67 | 7057.44 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.26 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 500 | 133.66 | 318.71 | 797.31 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 2.38 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 230.78 | 318.71 | 1391.25 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.38 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 496.92 | 569.91 | 3089.44 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.15 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1200.0 | 1900.5 | O.K | 900.0 | 1900.5 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1200.0 | 1900.5 | O.K | 900.0 | 1900.5 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 1200.0 | 1900.5 | O.K | 900.0 | 1900.5 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 추가 | 8 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 303.1 | 215.0 | 303.11 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 337.8 | 247.3 | 337.75 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 324.8 | 73.8 | 324.76 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 303.1 | 374.0 | 442.13 | 2.00 | 202.50 | H16 | 400 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 303.1 | 484.1 | 581.15 | 2.00 | 258.50 | H16 | 200 | 397.20 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 324.8 | 163.8 | 473.71 | 2.00 | - | H16 | 400 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 238.6 | 473.71 | 2.00 | - | H16 | 400 | 397.20 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 271.5 | 473.71 | 2.00 | - | H16 | 400 | 397.20 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 ㎜ )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (㎜) | 인장사용철근량 | 철근 간격(㎜) | 최대 간격 (㎜) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 467 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 143.242 | O.K | 2.081 |
| | | 중앙부 | 2 | 520 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 235.522 | O.K | 1.884 |
| | | 우측 | 3 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 240.011 | O.K | 1.920 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 467 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 539.803 | O.K | 4.318 |
| | | 하부 | 5 | 467 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 285.698 | O.K | 2.286 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 657.285 | O.K | 5.258 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 283.186 | O.K | 2.265 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 193.705 | O.K | 1.550 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp D U type ( 내공 : 6M × 6.301M, 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 0.700 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

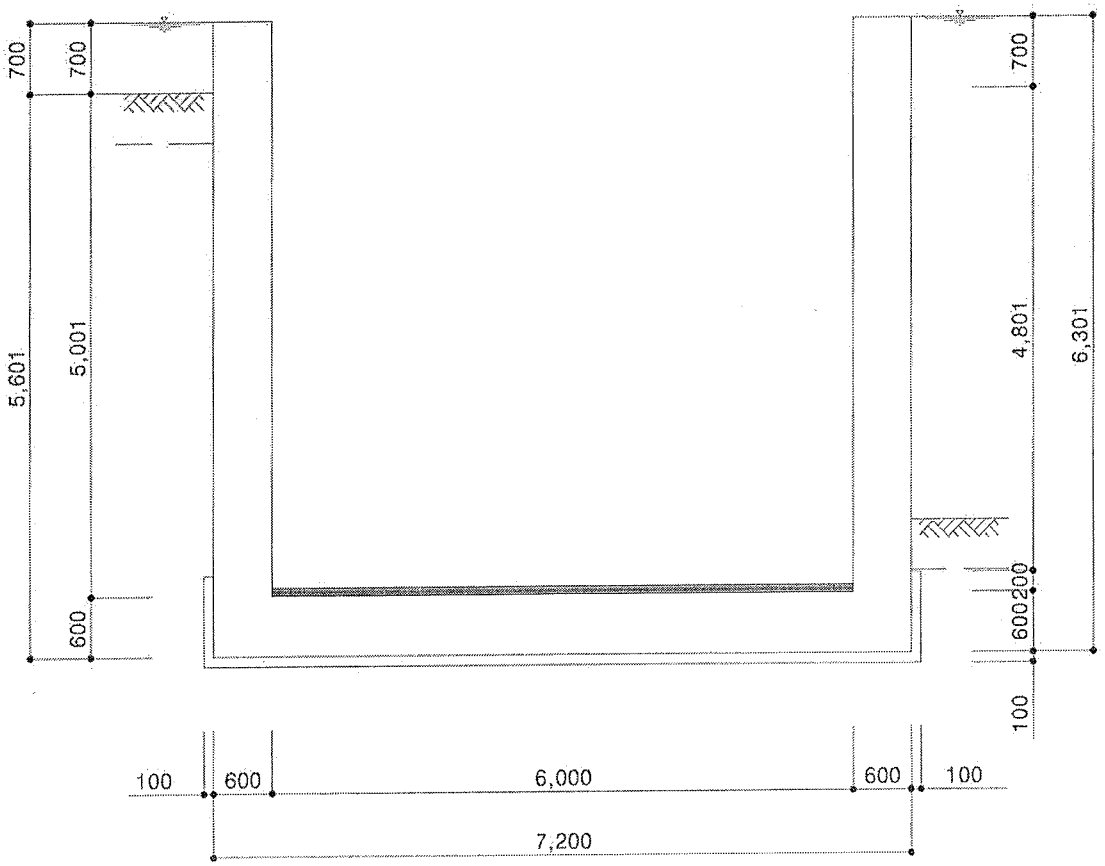
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


700
700
5,601
5,001
600
700
4,801
6,301
200
600
100
100
600
6,000
600
100
7,200

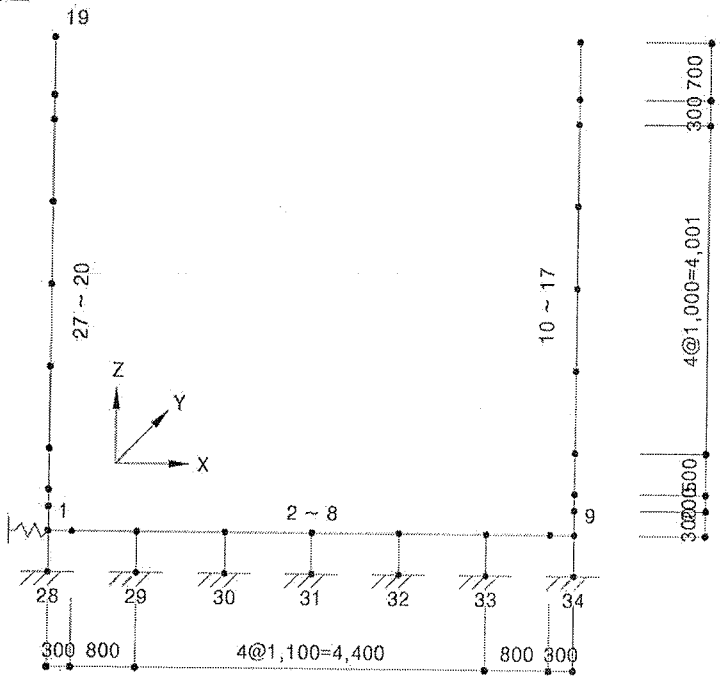
# 4. 해석모델 및 단면제원

## 1) Modeling

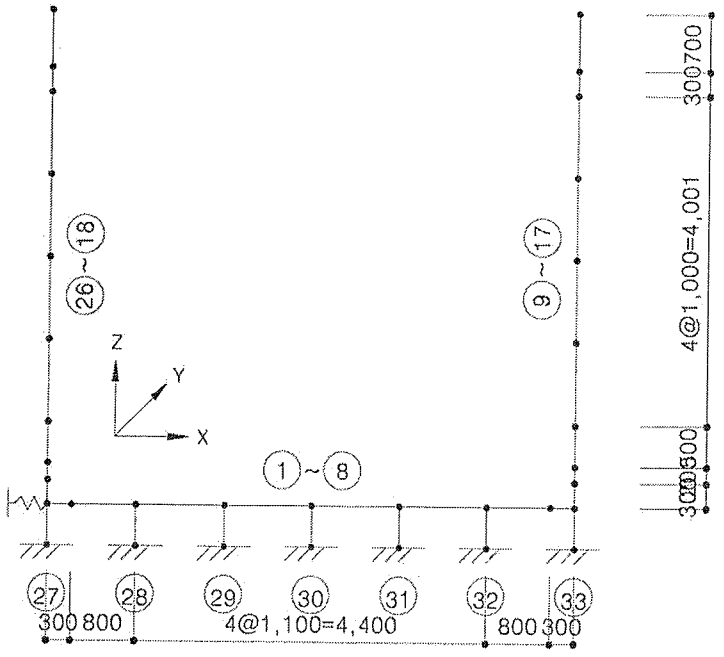
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

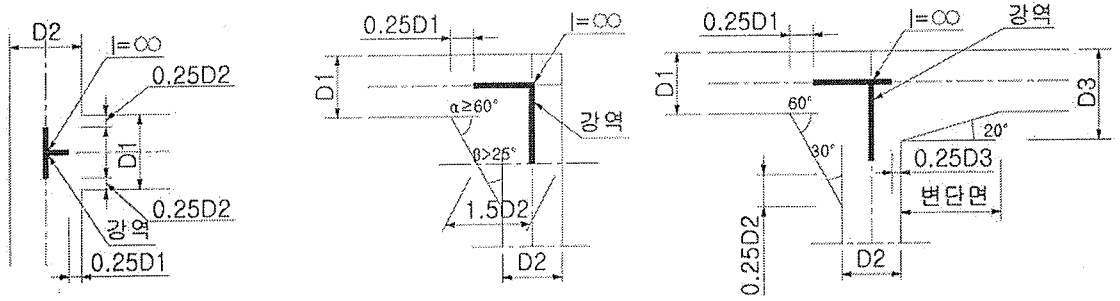
| NO | A ($m^2$) | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.600 × 1.000 = 0.600 | 0.01800 | 1~26 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 18 | 6.600 | 6.501 |
| 2 | 0.300 | 0.500 | 19 | 0.000 | 6.501 |
| 3 | 1.100 | 0.500 | 20 | 0.000 | 5.801 |
| 4 | 2.200 | 0.500 | 21 | 0.000 | 5.501 |
| 5 | 3.300 | 0.500 | 22 | 0.000 | 4.501 |
| 6 | 4.400 | 0.500 | 23 | 0.000 | 3.501 |
| 7 | 5.500 | 0.500 | 24 | 0.000 | 2.500 |
| 8 | 6.300 | 0.500 | 25 | 0.000 | 1.500 |
| 9 | 6.600 | 0.500 | 26 | 0.000 | 1.000 |
| 10 | 6.600 | 0.800 | 27 | 0.000 | 0.800 |
| 11 | 6.600 | 1.000 | 28 | 0.000 | 0.000 |
| 12 | 6.600 | 1.500 | 29 | 1.100 | 0.000 |
| 13 | 6.600 | 2.500 | 30 | 2.200 | 0.000 |
| 14 | 6.600 | 3.501 | 31 | 3.300 | 0.000 |
| 15 | 6.600 | 4.501 | 32 | 4.400 | 0.000 |
| 16 | 6.600 | 5.501 | 33 | 5.500 | 0.000 |
| 17 | 6.600 | 5.801 | 34 | 6.600 | 0.000 |

4) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

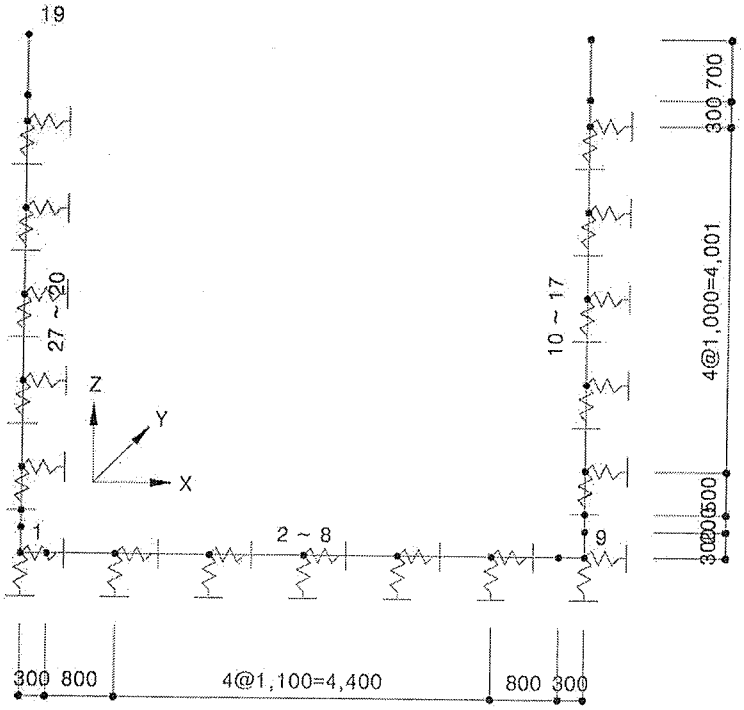
# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

## 1) Modeling

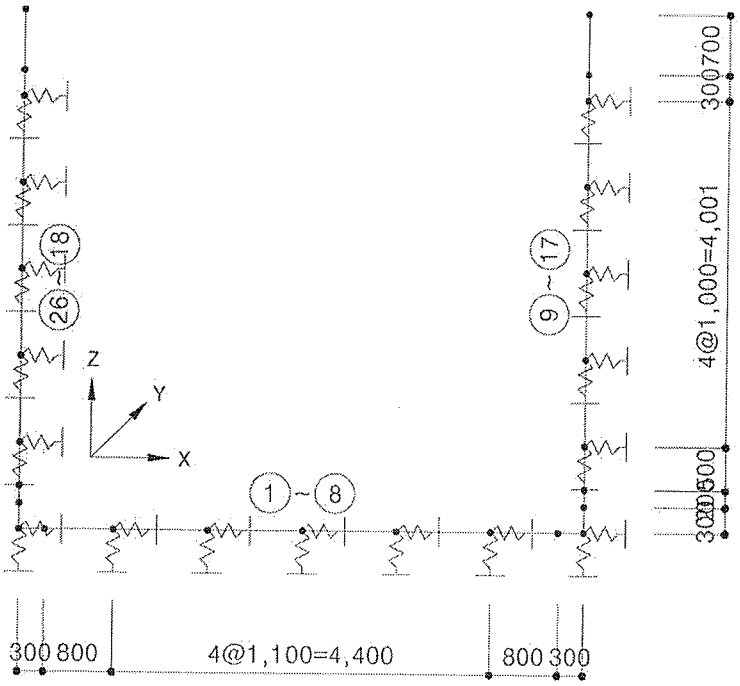
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

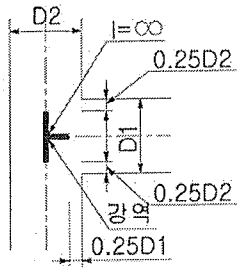
| NO | A ($m^2$) | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.600 × 1.000 = 0.600 | 0.01800 | 1~26 |

3) 단면좌표

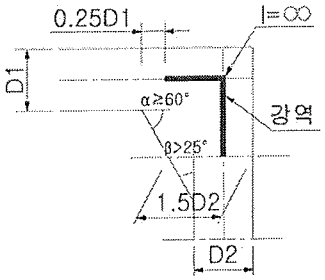
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 15 | 6.600 | 4.001 |
| 2 | 0.300 | 0.000 | 16 | 6.600 | 5.001 |
| 3 | 1.100 | 0.000 | 17 | 6.600 | 5.301 |
| 4 | 2.200 | 0.000 | 18 | 6.600 | 6.001 |
| 5 | 3.300 | 0.000 | 19 | 0.000 | 6.001 |
| 6 | 4.400 | 0.000 | 20 | 0.000 | 5.301 |
| 7 | 5.500 | 0.000 | 21 | 0.000 | 5.001 |
| 8 | 6.300 | 0.000 | 22 | 0.000 | 4.001 |
| 9 | 6.600 | 0.000 | 23 | 0.000 | 3.001 |
| 10 | 6.600 | 0.300 | 24 | 0.000 | 2.000 |
| 11 | 6.600 | 0.500 | 25 | 0.000 | 1.000 |
| 12 | 6.600 | 1.000 | 26 | 0.000 | 0.500 |
| 13 | 6.600 | 2.000 | 27 | 0.000 | 0.300 |
| 14 | 6.600 | 3.001 | | | |

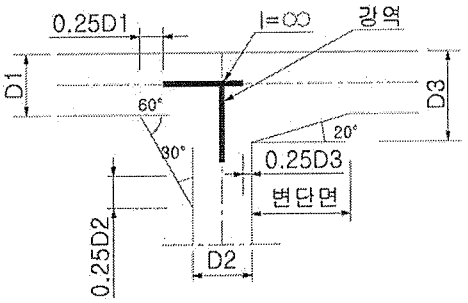
8) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 7.200 × 7.200 ) = 7.20 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 4900 = 16330.00 kN/m³

Kv = 16330.000 × (7.200 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1506.01 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.600/2 + 1.100/2) = 1280 kN/m | 1,9 |
| Kv2 | Kv x (1.100/2 + 1.100/2) = 1657 kN/m | 3~7 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 2

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( B × B ) = √( 7.200 × 7.200 ) = 7.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kv = 32666.670 × ( 7.200 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3012.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3012.630 = 1004.21 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.601 × 5.601 ) = 5.601 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.601 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3637.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3637.030 = 1212.34 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.601 × 5.601 ) = 5.601 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.601 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3637.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3637.030 = 1212.34 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.000/2 + 1.000/2) = 3638 kN/m | 12~16,21~25 |
| Kss1 | Kss x (1.000/2 + 1.000/2) = 1213 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.100/2 + 1.100/2) = 3314 kN/m | 3~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.100/2 + 1.100/2) = 1105 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.600/2 + 1.100/2) = 2561 kN/m | 1,9 |
| Ksb1 | Kh x (1.000/2 + 0.600/2) = 2910 kN/m | |

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.300 × 23.000 × 0.500 | = 3.452 kN/m² |
| Wh2 | = 3.452 + 0.200 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.800 × 19.000 × 0.500 | = 13.353 kN/m² |
| Wh4 | = 13.353 + 1.000 × 19.000 × 0.500 | = 22.855 kN/m² |
| Wh5 | = 22.855 + 1.000 × 19.000 × 0.500 | = 32.357 kN/m² |
| Wh6 | = 32.357 + 1.000 × 19.000 × 0.500 | = 41.859 kN/m² |
| Wh7 | = 41.859 + 0.500 × 19.000 × 0.500 | = 46.610 kN/m² |
| Wh8 | = 46.610 + 0.200 × 19.000 × 0.500 | = 48.510 kN/m² |
| Wh9 | = 48.510 + 0.300 × 19.000 × 0.500 | = 51.360 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.021 × 23.000 × 0.500 | = 0.239 kN/m² |
| Wh2 | = 0.239 + 0.479 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.021 × 19.000 × 0.500 | = 5.950 kN/m² |
| Wh4 | = 5.950 + 0.200 × 19.000 × 0.500 | = 7.850 kN/m² |
| Wh5 | = 7.850 + 0.300 × 19.000 × 0.500 | = 10.700 kN/m² |

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.300 × 23.000 × 0.500 | = 3.452 kN/m² |
| Wh2 | = 3.452 + 0.200 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.800 × 10.000 × 0.500 | = 9.752 kN/m² |
| Wh4 | = 9.752 + 1.000 × 10.000 × 0.500 | = 14.753 kN/m² |
| Wh5 | = 14.753 + 1.000 × 10.000 × 0.500 | = 19.753 kN/m² |
| Wh6 | = 19.753 + 1.000 × 10.000 × 0.500 | = 24.755 kN/m² |
| Wh7 | = 24.755 + 0.500 × 10.000 × 0.500 | = 27.256 kN/m² |
| Wh8 | = 27.256 + 0.200 × 10.000 × 0.500 | = 28.256 kN/m² |
| Wh9 | = 28.256 + 0.300 × 10.000 × 0.500 | = 29.756 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.021 × 23.000 × 0.500 | = 0.239 kN/m² |
| Wh2 | = 0.239 + 0.479 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.021 × 10.000 × 0.500 | = 5.855 kN/m² |
| Wh4 | = 5.855 + 0.200 × 10.000 × 0.500 | = 6.855 kN/m² |
| Wh5 | = 6.855 + 0.300 × 10.000 × 0.500 | = 8.355 kN/m² |

5) 지하수압 ( 지하수위 : GL = 0.700 m )

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww1 | = 0.700 × 10.000 | = 7.000 | kN/m² |
| Ww2 | = 7.000 + 0.300 × 10.000 | = 10.002 | kN/m² |
| Ww3 | = 10.002 + 1.000 × 10.000 | = 20.003 | kN/m² |
| Ww4 | = 20.003 + 1.000 × 10.000 | = 30.005 | kN/m² |
| Ww5 | = 30.005 + 1.000 × 10.000 | = 40.007 | kN/m² |
| Ww6 | = 40.007 + 1.000 × 10.000 | = 50.008 | kN/m² |
| Ww7 | = 50.008 + 0.500 × 10.000 | = 55.010 | kN/m² |
| Ww8 | = 55.010 + 0.200 × 10.000 | = 57.010 | kN/m² |
| Ww9 | = 57.010 + 0.300 × 10.000 | = 60.010 | kN/m² |

- 우측 벽체

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww10 | = 0.700 × 10.000 | = 7.000 | kN/m² |
| Ww11 | = 7.000 + 0.300 × 10.000 | = 10.002 | kN/m² |
| Ww12 | = 10.002 + 1.000 × 10.000 | = 20.003 | kN/m² |
| Ww13 | = 20.003 + 1.000 × 10.000 | = 30.005 | kN/m² |
| Ww14 | = 30.005 + 1.000 × 10.000 | = 40.007 | kN/m² |
| Ww15 | = 40.007 + 1.000 × 10.000 | = 50.008 | kN/m² |
| Ww16 | = 50.008 + 0.500 × 10.000 | = 55.010 | kN/m² |
| Ww17 | = 55.010 + 0.200 × 10.000 | = 57.010 | kN/m² |
| Ww18 | = 57.010 + 0.300 × 10.000 | = 60.010 | kN/m² |

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww19 = ( 5.601 - -0.700 ) × 10.000 = 63.010 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 0.000° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.154 |
| Θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 8.755 |
| Θ' | = tan-1(kh/(1-kv)x γ t/γ sub),kv = 0 | : | 16.309 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.436

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.561

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 0.000° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.063 |
| Θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 3.605 |
| Θ' | = tan-1(kh/(1-kv)x γ t/γ sub),kv = 0 | : | 6.826 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.372

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.410

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.300 × 23.000 × 0.436 = 3.010 kN/m²

Wh2 = 3.010 + 0.200 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.800 × 19.000 × 0.436 = 11.644 kN/m²

Wh4 = 11.644 + 1.000 × 19.000 × 0.436 = 19.929 kN/m²

Wh5 = 19.929 + 1.000 × 19.000 × 0.436 = 28.215 kN/m²

Wh6 = 28.215 + 1.000 × 19.000 × 0.436 = 36.501 kN/m²

Wh7 = 36.501 + 0.500 × 19.000 × 0.436 = 40.644 kN/m²

Wh8 = 40.644 + 0.200 × 19.000 × 0.436 = 42.301 kN/m²

Wh9 = 42.301 + 0.300 × 19.000 × 0.436 = 44.786 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.021 × 23.000 × 0.436 = 0.209 kN/m²

Wh2 = 0.209 + 0.479 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.021 × 19.000 × 0.436 = 5.188 kN/m²

Wh4 = 5.188 + 0.200 × 19.000 × 0.436 = 6.845 kN/m²

Wh5 = 6.845 + 0.300 × 19.000 × 0.436 = 9.330 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.300 × 23.000 × 0.372 = 2.569 kN/m²

Wh2 = 2.569 + 0.200 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.800 × 19.000 × 0.372 = 9.935 kN/m²

Wh4 = 9.935 + 1.000 × 19.000 × 0.372 = 17.004 kN/m²

Wh5 = 17.004 + 1.000 × 19.000 × 0.372 = 24.073 kN/m²

Wh6 = 24.073 + 1.000 × 19.000 × 0.372 = 31.143 kN/m²

Wh7 = 31.143 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 34.678 kN/m²

Wh8 = 34.678 + 0.200 × 19.000 × 0.372 = 36.092 kN/m²

Wh9 = 36.092 + 0.300 × 19.000 × 0.372 = 38.212 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.021 × 23.000 × 0.372 = 0.178 kN/m²

Wh2 = 0.178 + 0.479 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.021 × 19.000 × 0.372 = 4.426 kN/m²

Wh4 = 4.426 + 0.200 × 19.000 × 0.372 = 5.840 kN/m²

Wh5 = 5.840 + 0.300 × 19.000 × 0.372 = 7.960 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.300 × 23.000 × 0.436 = 3.010 kN/m²

Wh2 = 3.010 + 0.200 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.800 × 10.000 × 0.561 = 9.504 kN/m²

Wh4 = 9.504 + 1.000 × 10.000 × 0.561 = 15.115 kN/m²

Wh5 = 15.115 + 1.000 × 10.000 × 0.561 = 20.726 kN/m²

Wh6 = 20.726 + 1.000 × 10.000 × 0.561 = 26.337 kN/m²

Wh7 = 26.337 + 0.500 × 10.000 × 0.561 = 29.143 kN/m²

Wh8 = 29.143 + 0.200 × 10.000 × 0.561 = 30.265 kN/m²

Wh9 = 30.265 + 0.300 × 10.000 × 0.561 = 31.948 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.021 × 23.000 × 0.436 = 0.209 kN/m²

Wh2 = 0.209 + 0.479 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.021 × 10.000 × 0.561 = 5.132 kN/m²

Wh4 = 5.132 + 0.200 × 10.000 × 0.561 = 6.254 kN/m²

Wh5 = 6.254 + 0.300 × 10.000 × 0.561 = 7.937 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.300 × 23.000 × 0.372 = 2.569 kN/m²

Wh2 = 2.569 + 0.200 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.800 × 10.000 × 0.410 = 7.559 kN/m²

Wh4 = 7.559 + 1.000 × 10.000 × 0.410 = 11.660 kN/m²

Wh5 = 11.660 + 1.000 × 10.000 × 0.410 = 15.761 kN/m²

Wh6 = 15.761 + 1.000 × 10.000 × 0.410 = 19.862 kN/m²

Wh7 = 19.862 + 0.500 × 10.000 × 0.410 = 21.913 kN/m²

Wh8 = 21.913 + 0.200 × 10.000 × 0.410 = 22.733 kN/m²

Wh9 = 22.733 + 0.300 × 10.000 × 0.410 = 23.963 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.021 × 23.000 × 0.372 = 0.178 kN/m²

Wh2 = 0.178 + 0.479 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.021 × 10.000 × 0.410 = 4.364 kN/m²

Wh4 = 4.364 + 0.200 × 10.000 × 0.410 = 5.184 kN/m²

Wh5 = 5.184 + 0.300 × 10.000 × 0.410 = 6.414 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

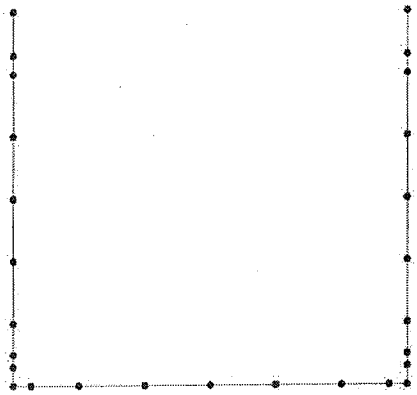
| 기능수행수준(kN/㎡ ) | 붕괴방지수준(kN/㎡ ) |
|---|---|
| fb = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | fb = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |

② 측벽

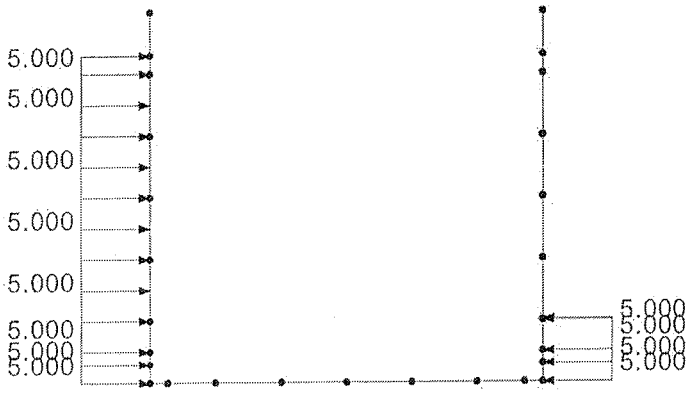
| 기능수행수준(kN/㎡ ) | 붕괴방지수준(kN/㎡ ) |
|---|---|
| f1 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f1 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f2 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f2 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f3 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f3 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f4 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f4 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f5 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f5 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f6 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f6 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f7 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f7 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f8 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f8 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f9 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f9 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f10 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f10 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |

## 10. 하 중 재 하 (상시)

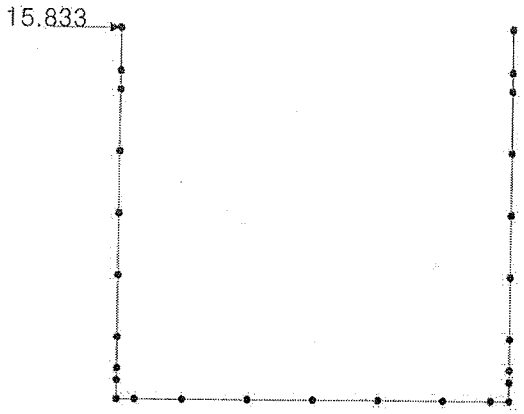
1) CASE1 - 구체자중(SW)



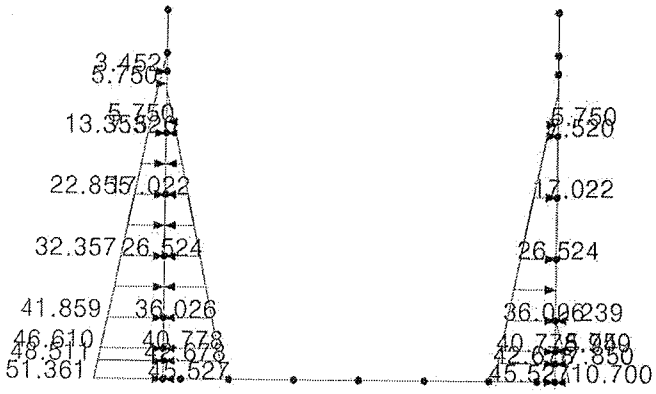
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



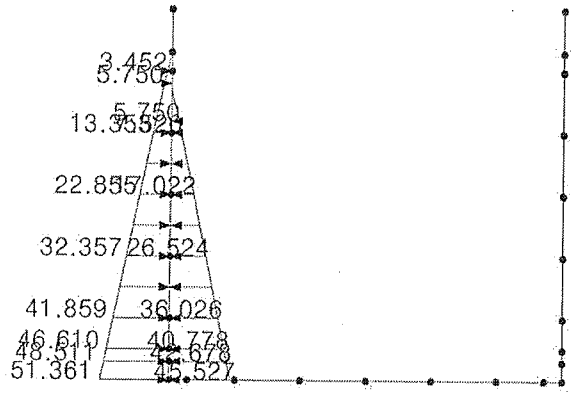
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



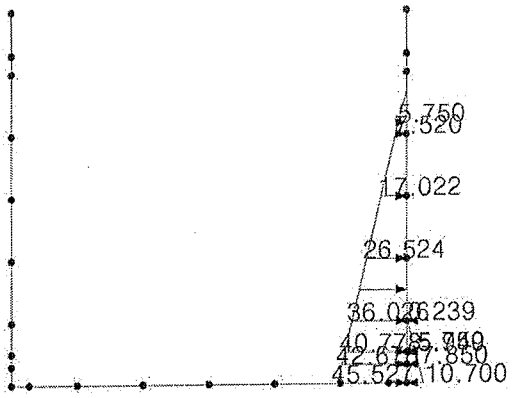

4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



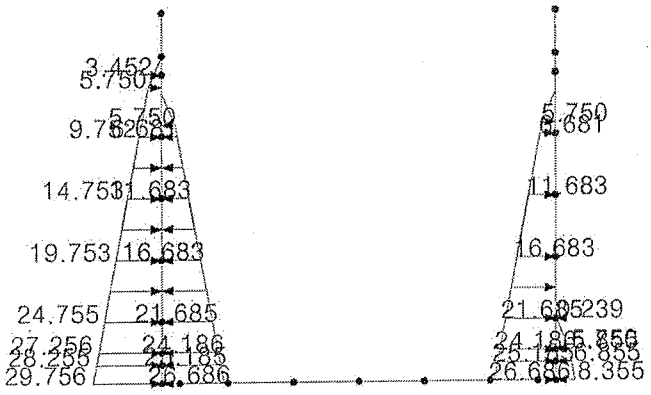

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



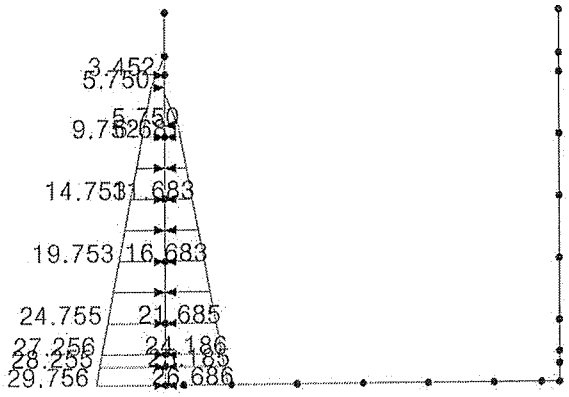
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



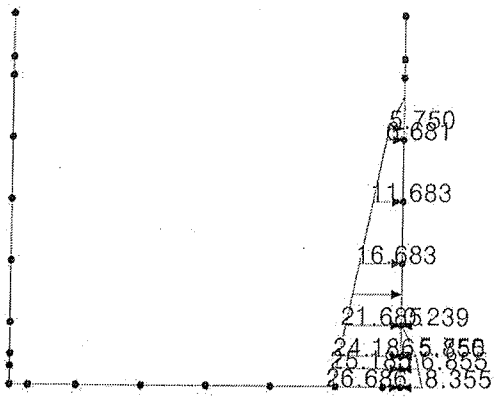

7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



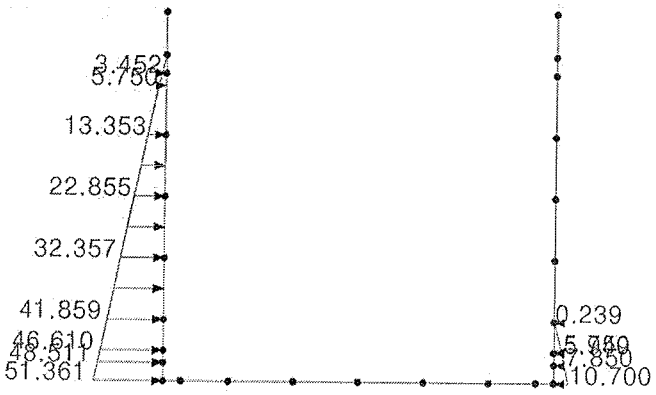

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



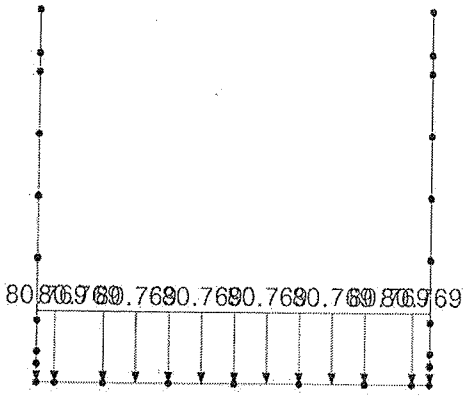
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



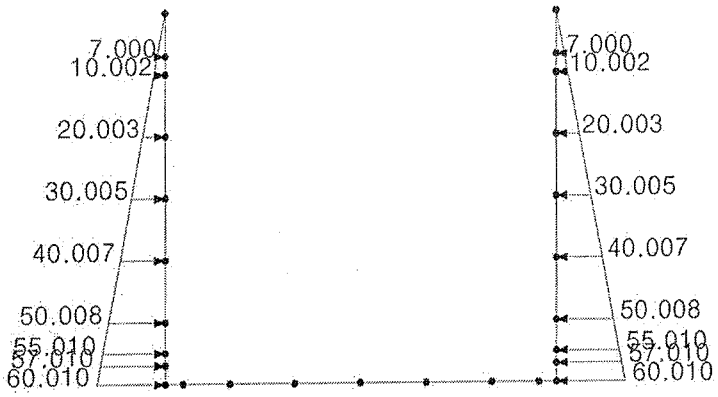

10) CASE10 - 시공단계(1)



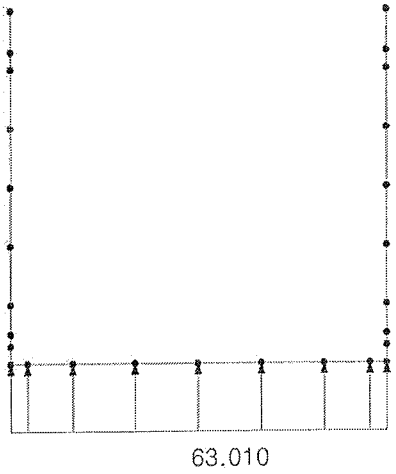

11) CASE11 - 연직토압(Tv)



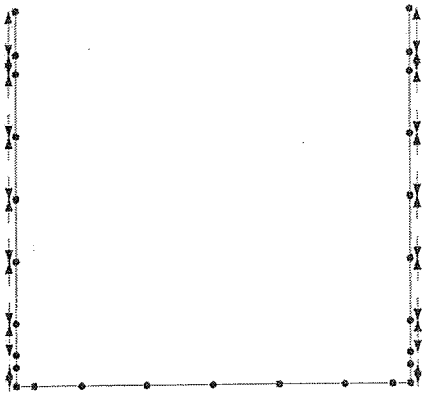
12) CASE12 - 수평수압(WATERH)



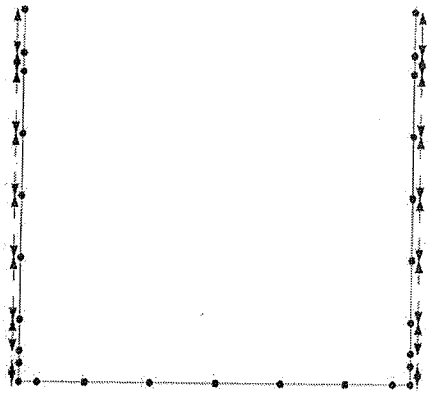

13) CASE13 - 부력(BUOYANCY)



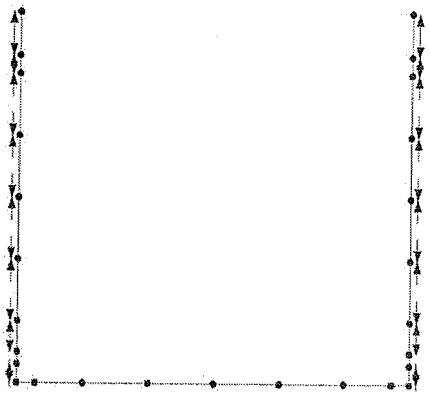

14) CASE14 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



15) CASE15 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

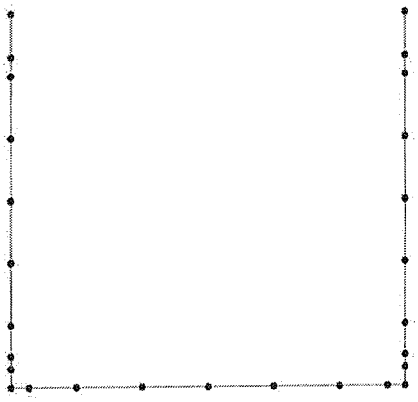


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

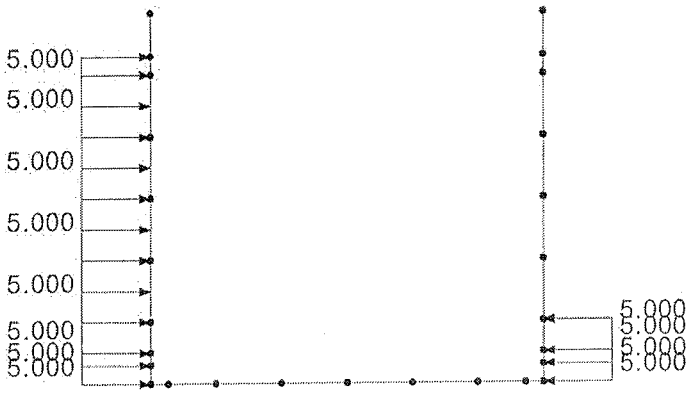


## 11. 하중 재하 (기능수행)

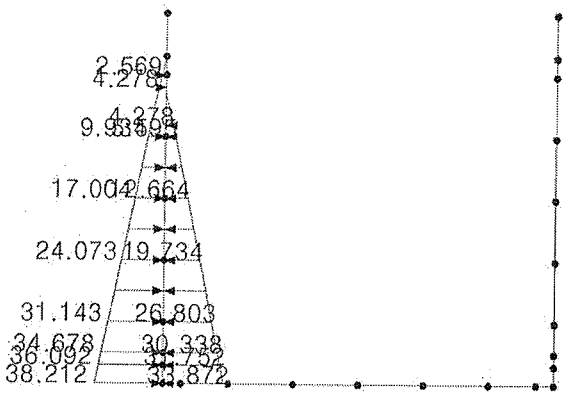
1) CASE1 - 구체자중(SW)



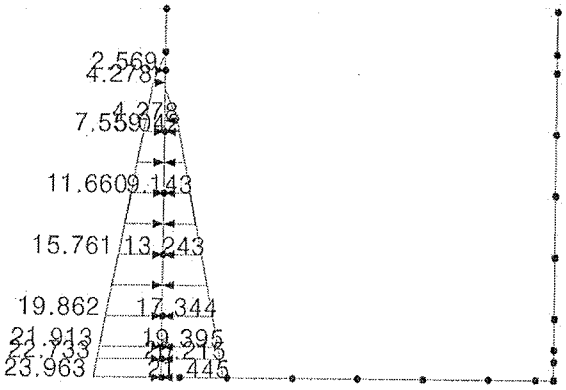
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



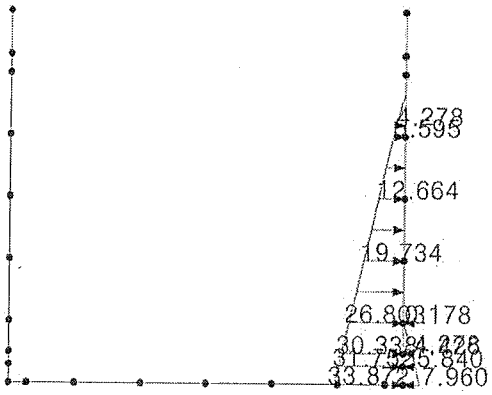
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



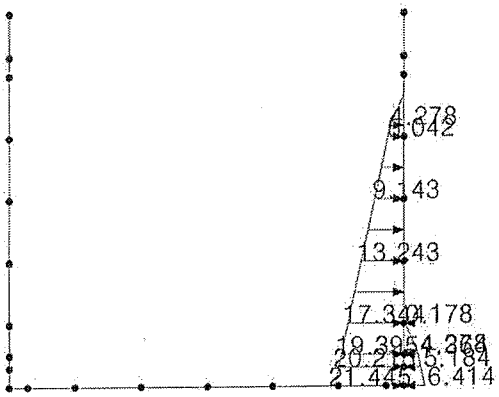

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



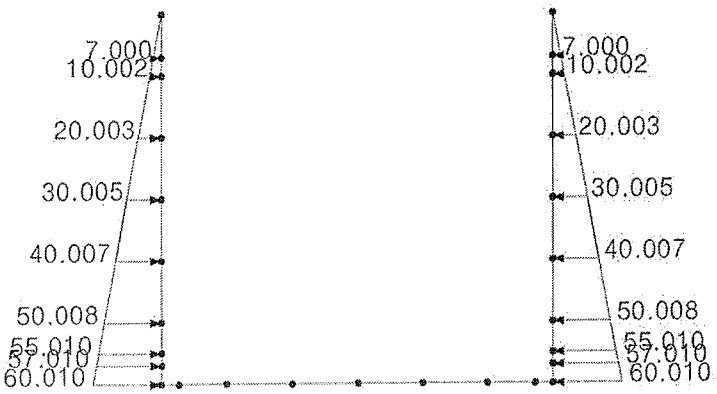

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



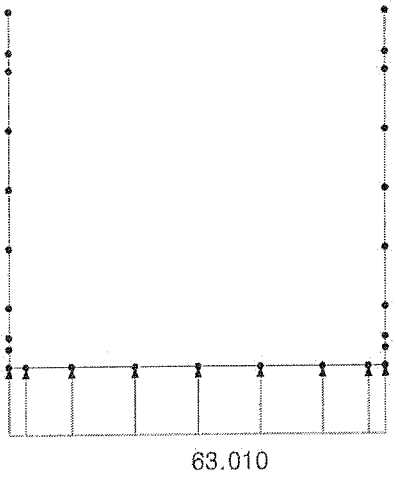
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



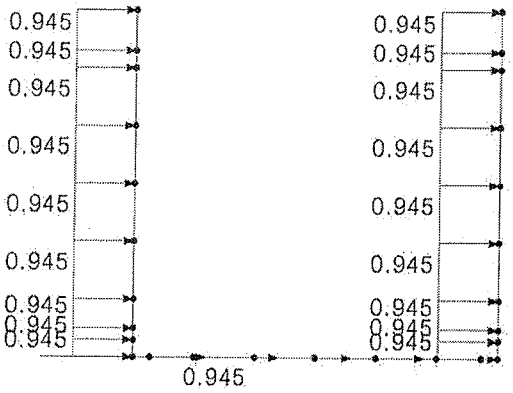

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



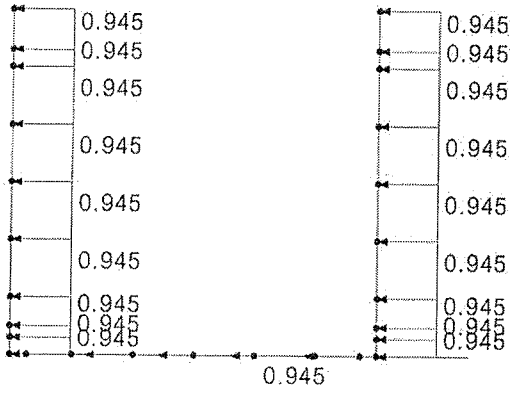

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

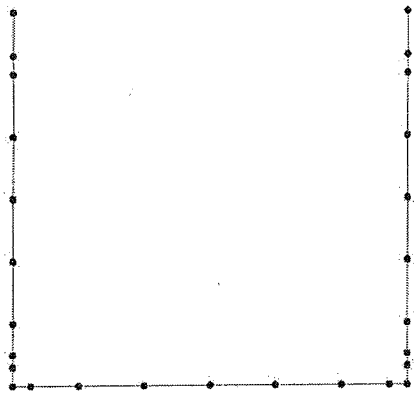



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

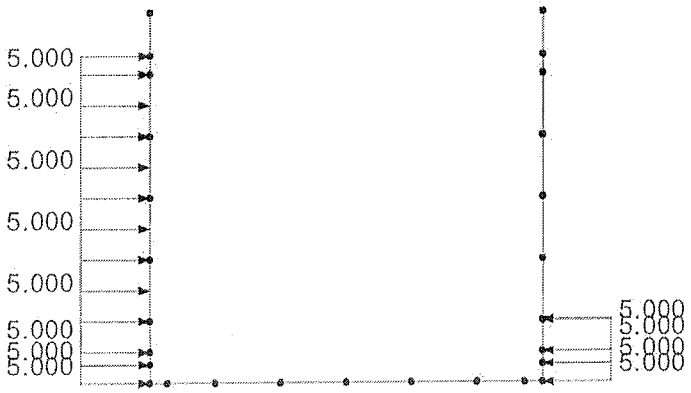


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

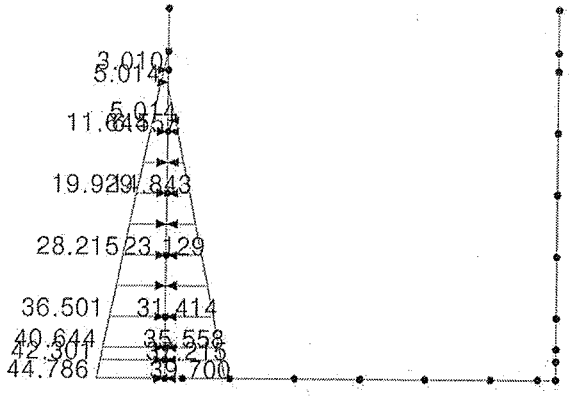
1) CASE1 - 구체자중(SW)



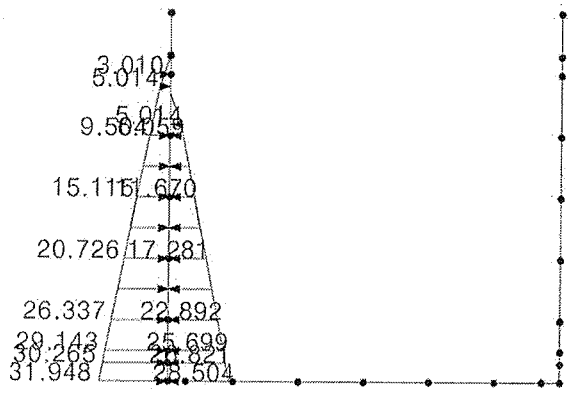
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



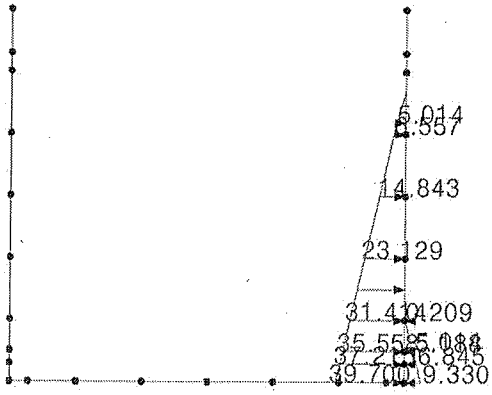
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



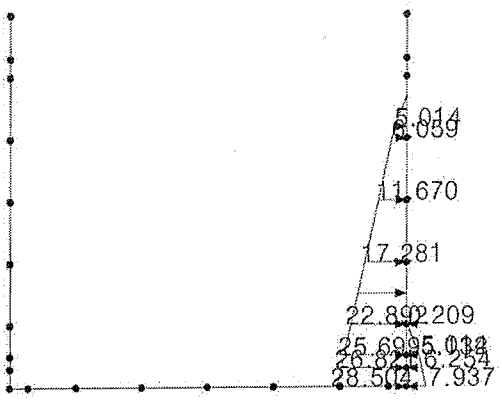

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



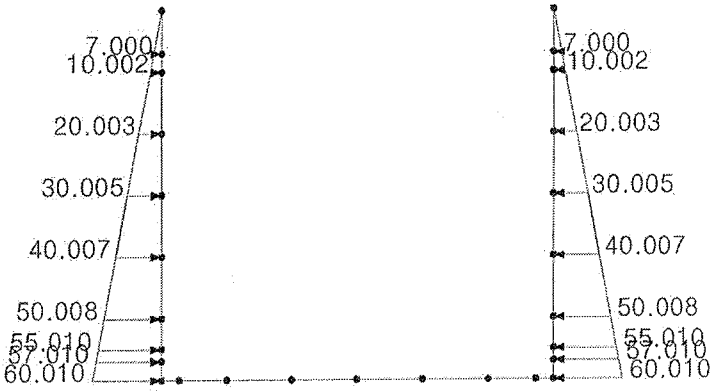

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



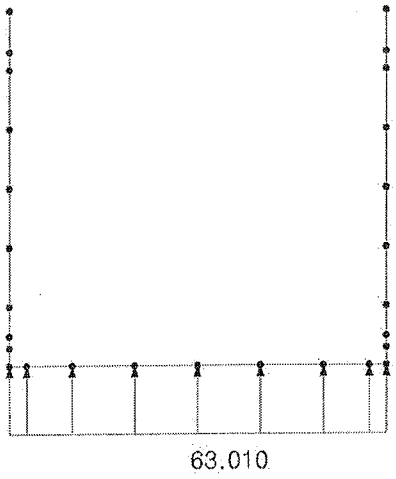
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



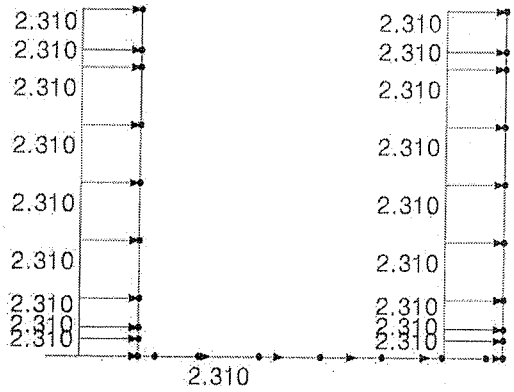

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



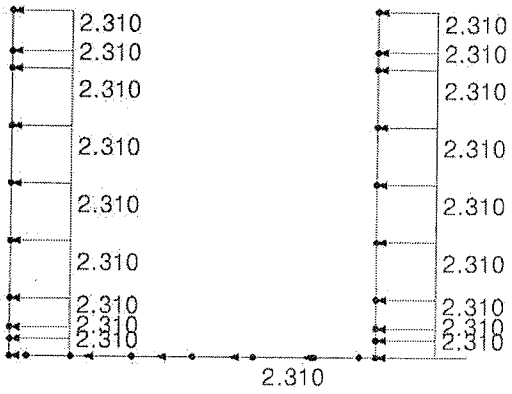

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)




10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

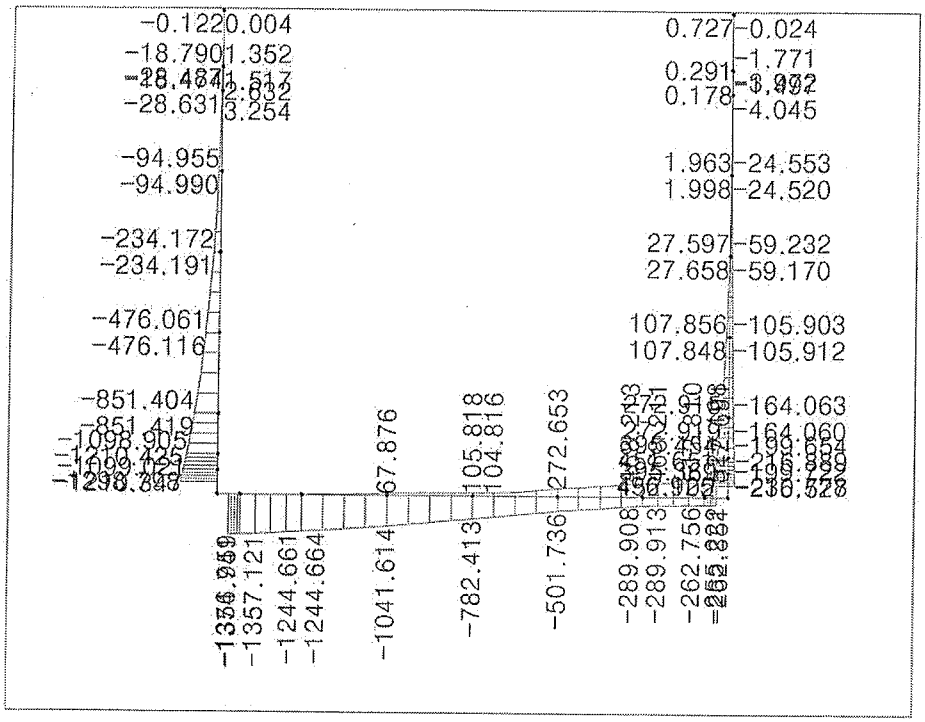
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

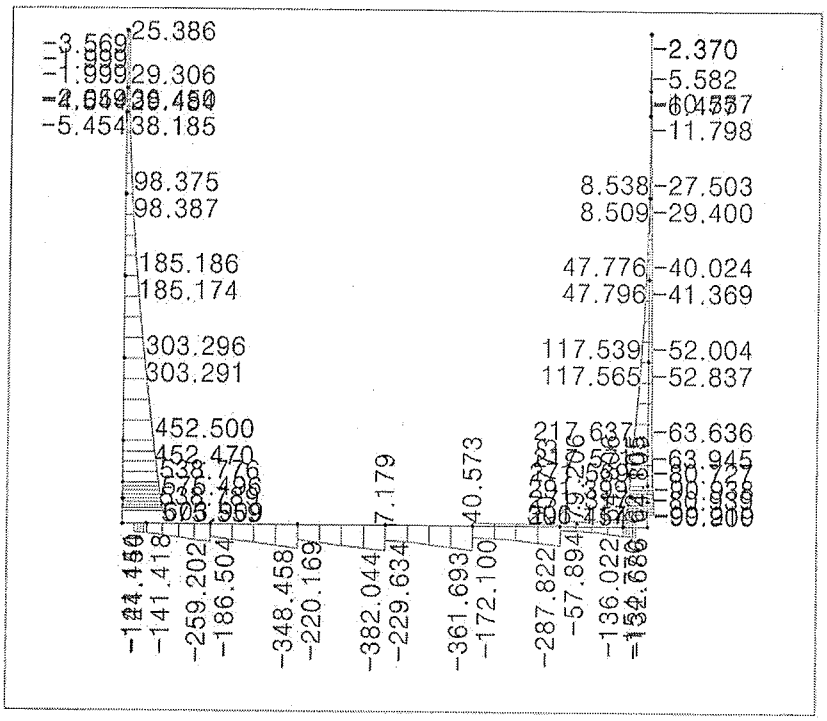
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

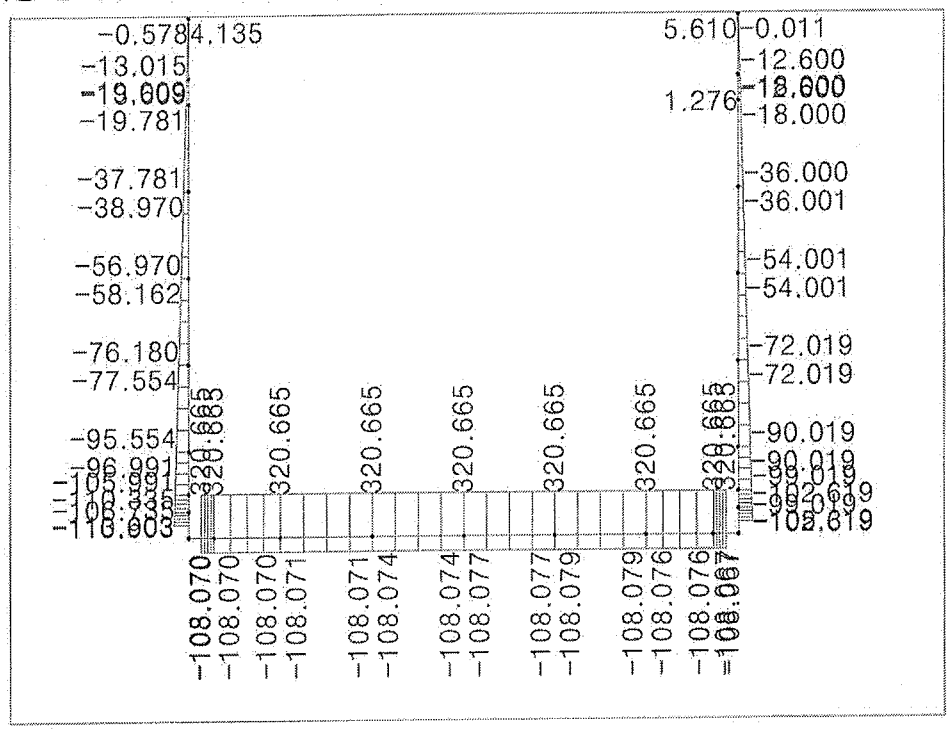
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



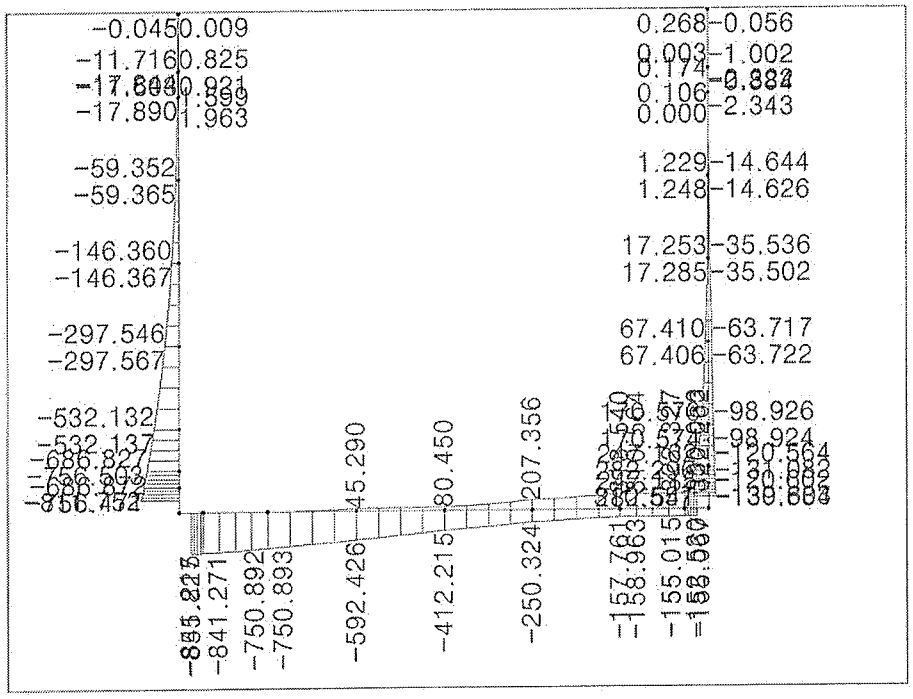

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

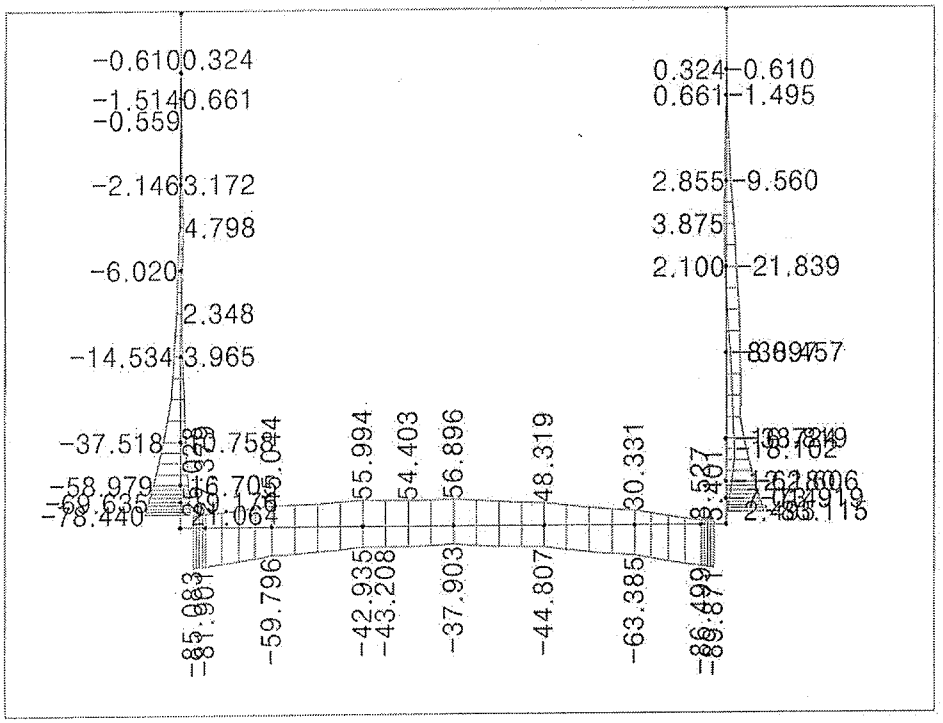


5) 단면력 정리

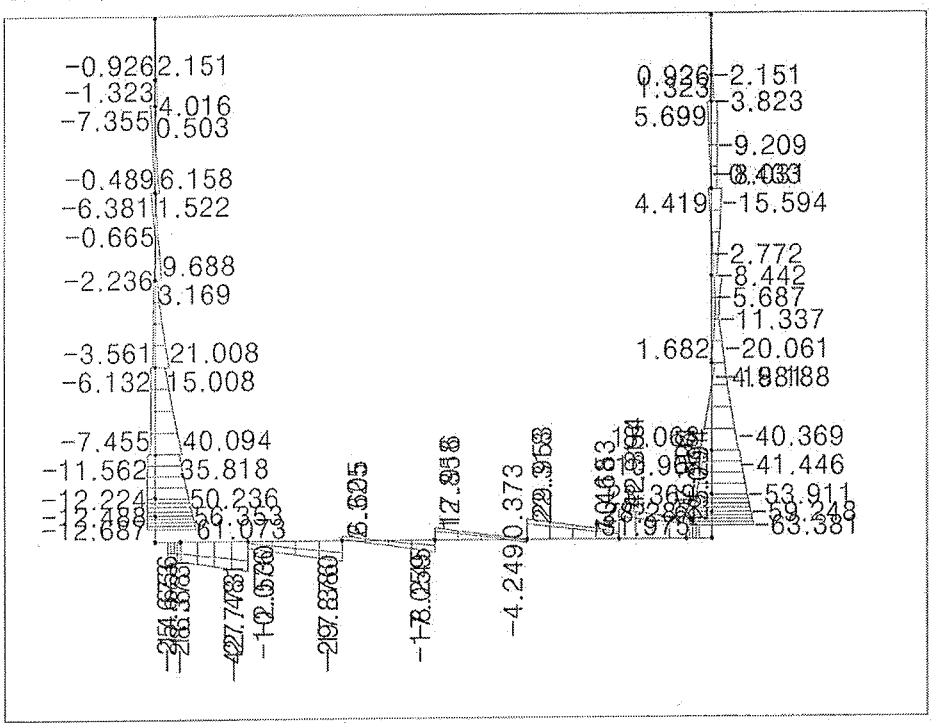
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1374.74 | 215.03 | 320.67 | 855.83 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 527.20 | 247.33 | 320.67 | 330.05 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 우측 | 3 | 255.22 | 73.81 | 320.67 | 152.53 | 1000.00 | 600.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 645.11 | 373.98 | 86.55 | 403.19 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 1298.80 | 484.06 | 113.60 | 811.75 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 133.66 | 163.81 | 81.02 | 80.49 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 230.78 | 238.55 | 105.32 | 139.60 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 496.93 | 271.54 | 105.32 | 310.56 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

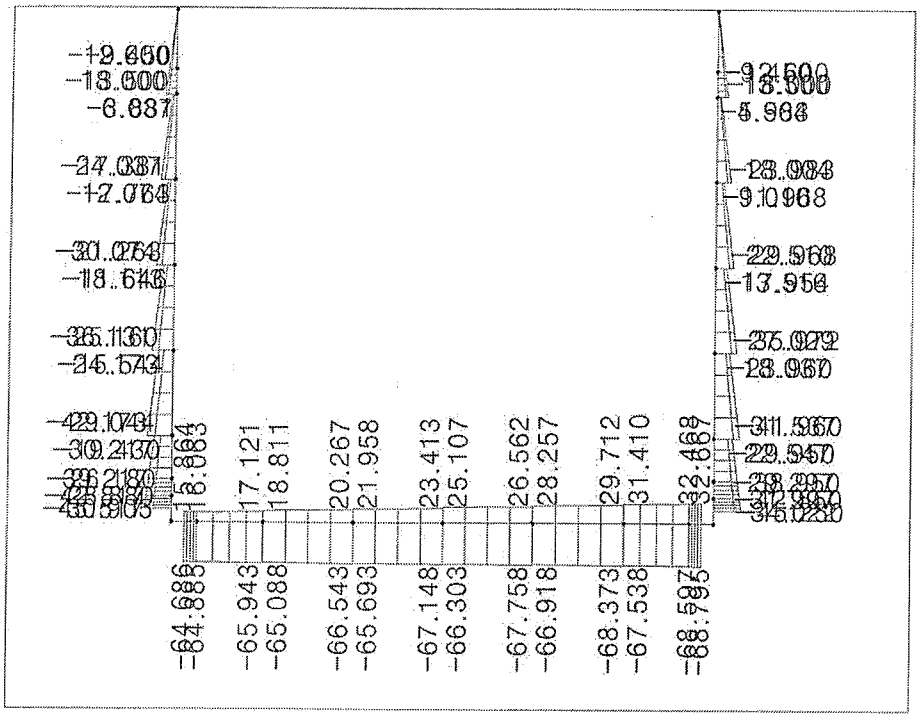
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

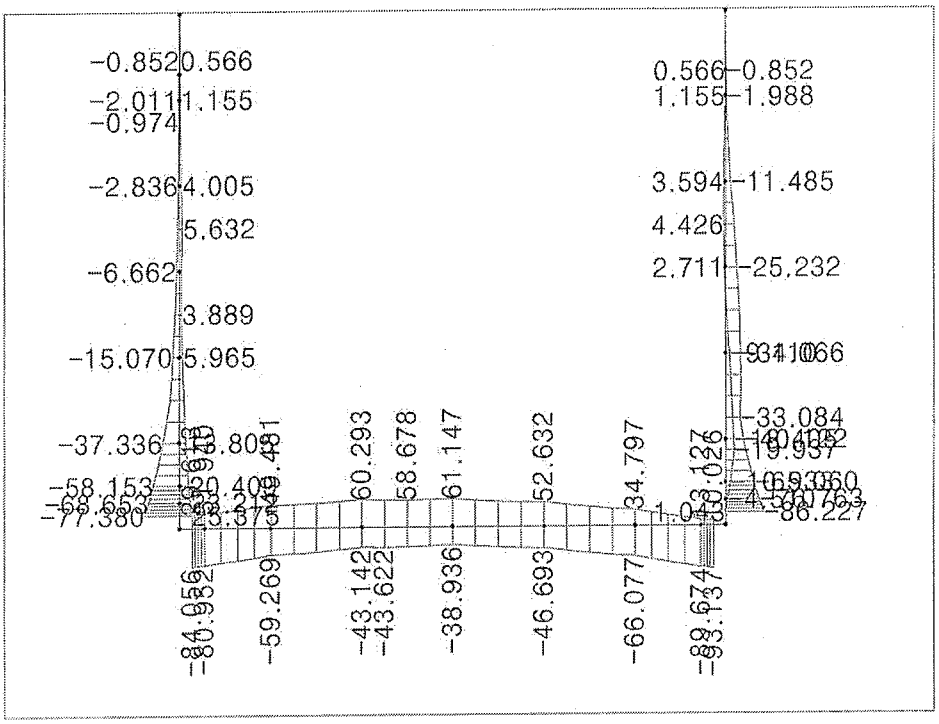



4) 단면력 정리

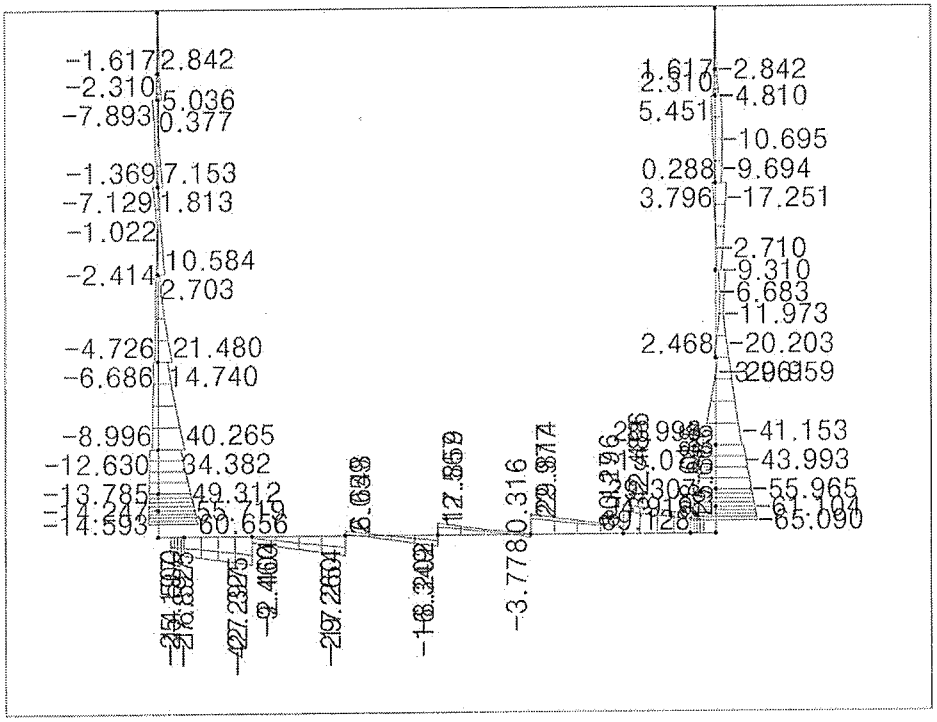
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 85.08 | 37.37 | 64.89 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 5.40 | 15.10 | 68.80 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 우측 | 3 | 89.87 | 36.99 | 68.80 | 1000.00 | 600.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 20.82 | 26.92 | 33.17 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 78.44 | 41.10 | 45.52 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 32.11 | 29.16 | 32.96 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 83.12 | 46.00 | 45.25 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 0.00 | 53.91 | 45.25 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

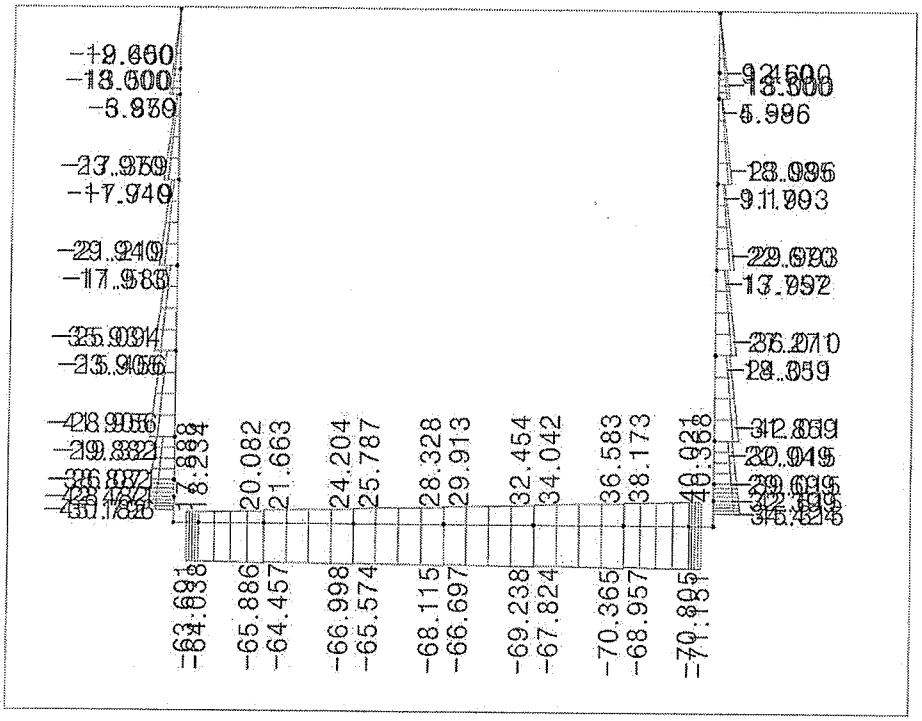
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 응답계수 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 84.06 | 28.02 | 36.90 | 64.04 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 10.03 | 3.34 | 14.96 | 71.15 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 우측 | 3 | 93.14 | 31.05 | 37.09 | 71.15 | 1000.00 | 600.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 20.73 | 6.91 | 26.37 | 32.91 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 77.38 | 25.79 | 39.72 | 45.18 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 34.93 | 11.64 | 30.43 | 33.01 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 86.23 | 28.74 | 48.36 | 45.32 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 1.04 | 0.35 | 55.97 | 45.32 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -1374.74 | - | -28.02 | -85.08 | -1374.74 | |
| | | 중앙부 | 2 | 527.20 | - | 3.34 | 5.40 | 527.20 | |
| | | 우측 | 3 | -255.22 | - | -31.05 | -89.87 | -255.22 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -645.11 | - | -6.91 | -20.82 | -645.11 | |
| | | 하부 | 5 | -1298.80 | - | -25.79 | -78.44 | -1298.80 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -133.66 | - | -11.64 | -32.11 | -133.66 | |
| | | 하부 | 7 | -230.78 | - | -28.74 | -83.12 | -230.78 | |
| | | 추가1 | 8 | 496.93 | - | 0.35 | - | 496.93 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -215.03 | - | -36.90 | -37.37 | -215.03 | |
| | | 중앙부 | 2 | -247.33 | - | 14.96 | 15.10 | -247.33 | |
| | | 우측 | 3 | 73.81 | - | 37.09 | 36.99 | 73.81 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 373.98 | - | 26.37 | 26.92 | 373.98 | |
| | | 하부 | 5 | 484.06 | - | 39.72 | 41.10 | 484.06 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 163.81 | - | -30.43 | -29.16 | 163.81 | |
| | | 하부 | 7 | 238.55 | - | -48.36 | -46.00 | 238.55 | |
| | | 추가1 | 8 | 271.54 | - | -55.97 | -53.91 | 271.54 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 320.67 | - | -64.04 | -64.89 | 320.67 | |
| | | 중앙부 | 2 | 320.67 | - | -71.15 | -68.80 | 320.67 | |
| | | 우측 | 3 | 320.67 | - | -71.15 | -68.80 | 320.67 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -86.55 | - | -32.91 | -33.17 | -224.48 | |
| | | 하부 | 5 | -113.60 | - | -45.18 | -45.52 | -292.46 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -81.02 | - | -33.01 | -32.96 | -119.73 | |
| | | 하부 | 7 | -105.32 | - | -45.32 | -45.25 | -155.87 | |
| | | 추가1 | 8 | -105.32 | - | -45.32 | -45.25 | -155.87 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -855.83 | - | - | - | -855.83 | |
| | | 중앙부 | 2 | 330.05 | - | - | - | 330.05 | |
| | | 우측 | 3 | -152.53 | - | - | - | -152.53 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -403.19 | - | - | - | -403.19 | |
| | | 하부 | 5 | -811.75 | - | - | - | -811.75 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -80.49 | - | - | - | -80.49 | |
| | | 하부 | 7 | -139.60 | - | - | - | -139.60 | |
| | | 추가1 | 8 | 310.56 | - | - | - | 310.56 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 600 | 1374.74 | 1635.67 | 7470.08 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.19 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 520 | 527.20 | 594.22 | 3147.97 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.13 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 500 | 255.22 | 318.71 | 1542.79 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.25 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 467 | 645.11 | 1211.42 | 4560.23 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.88 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 600 | 1298.80 | 1635.67 | 7057.44 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.26 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 500 | 133.66 | 318.71 | 797.31 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 2.38 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 230.78 | 318.71 | 1391.25 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.38 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 496.92 | 569.91 | 3089.44 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.15 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 303.1 | 215.0 | 303.11 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 337.8 | 247.3 | 337.75 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 324.8 | 73.8 | 324.76 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 303.1 | 374.0 | 442.13 | 2.00 | 202.50 | H16 | 400 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 303.1 | 484.1 | 581.15 | 2.00 | 258.50 | H16 | 200 | 397.20 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 324.8 | 163.8 | 473.71 | 2.00 | - | H16 | 400 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 238.6 | 473.71 | 2.00 | - | H16 | 400 | 397.20 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 271.5 | 473.71 | 2.00 | - | H16 | 400 | 397.20 | O.K |

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.83, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 600.00 | 100.00 | 1374.74 | 215.03 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00468

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = Φc + (εt-εy) x (Φf-Φc) / (0.65000-εy) = 0.0047

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7470.080 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.276]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01245

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.83 x 9530.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 1635.667 kN.m

≥ Mu (= 1374.741 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.190]

* 전단에 대한 검토 (d = 466.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 215.033 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 520.00 | 80.00 | 527.20 | 247.33 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01828

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3147.967 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.136]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00688

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (520.00 - a/2) = 594.223 kN.m

≥ Mu (= 527.198 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.127]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 247.334 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 255.22 | 73.81 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03470

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1542.791 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.258]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00388

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 318.712 kN.m

≥ Mu (= 255.222 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.249]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 73.806 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.83, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 466.67 | 100.00 | 645.11 | 373.98 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00468

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = Φc + (εt-εy) x (Φf-Φc) / (0.65000-εy) = 0.0047

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4560.232 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm) , [사용률 = 2.090]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.02042

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.83 x 9530.400 x 400 x (466.67 - a/2) = 1211.425 kN.m

≥ Mu (= 645.107 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.878]

* 전단에 대한 검토 (d = 466.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 466.67 = 303.109 kN

< Vu (= 373.983 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (373.983-303.109) x 400.00 / (400x466.67xΦ) x 1000 = 202.496 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 400 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 466.67 / 400.00 x 1000 = 185.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 466.67 / 1000 = 1616.581 kN ≥ 185.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (404.145 + 185.360) = 442.129 kN ≥ 373.983 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.83, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 466.67 | 100.00 | 1298.80 | 484.06 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00468

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = Φc + (εt-εy) x (Φf-Φc) / (0.65000-εy) = 0.0047

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 7057.437 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.350]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.015884

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.83 x 9530.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 1635.667 kN.m

< Mu (= 1298.798 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.259]

* 전단에 대한 검토 (d = 466.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 466.67 = 303.109 kN

< Vu (= 484.056 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (484.056-303.109) x 200.00 / (400x466.67xΦ) x 1000 = 258.496 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 200 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 466.67 / 200.00 x 1000 = 370.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 466.67 / 1000 = 1616.581 kN ≥ 370.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (404.145 + 370.720) = 581.149 kN ≥ 484.056 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 133.66 | 163.81 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03470

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 797.308 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.434]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00388

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 318.712 kN.m

≥ Mu (= 133.659 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.385]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 163.812 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 230.78 | 238.55 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03470

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1391.250 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 1.395]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00388

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 318.712 kN.m

≥ Mu (= 230.778 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.381]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 238.553 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 496.93 | 271.54 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01746

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3089.441 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.157]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00715

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (500.00 - a/2) = 569.911 kN.m

≥ Mu (= 496.925 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.147]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 271.539 kN) , 전단보강 불필요.

## 16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 15EA = 1900.500 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1900.5 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

4) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 15EA = 1900.500 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1900.5 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 15EA = 1900.500 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1900.5 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 추가

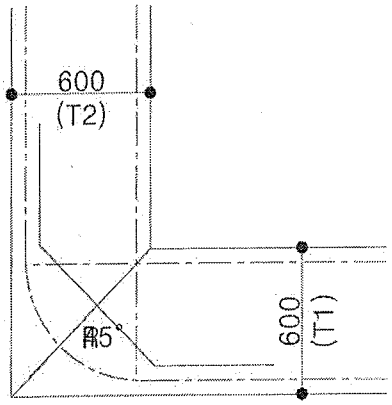
① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 절점부 검토

1) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 855.827 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 855.827 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 848.528$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 $mm^2$

∴ Total Asb = 3176.800 $mm^2$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 855.83 \times 10^6}{848.528^2 \times 1000} = 5.943 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 855.83 \times 10^6}{848.528 \times 180} = 11206.687 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 $mm^2$

Req'd As = As - Asb

= 11206.687 $mm^2$ - 3176.800 $mm^2$

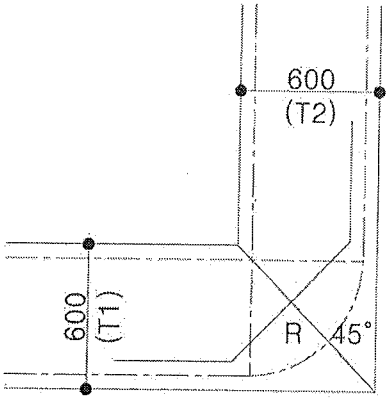
= 8029.887 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 $mm^2$ > Req'd As (= 8029.887 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

2) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 152.530 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 152.530 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 848.528$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

∴ Total Asb = 794.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 152.53 \times 10^6}{848.528^2 \times 1000} = 1.059 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 152.53 \times 10^6}{848.528 \times 180} = 1997.309 \text{ mm}^2$$

Asb = 794.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 1997.309 mm² - 794.400 mm²
= 1202.909 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 1202.909 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0038977 + √(2 x 0.0273 + (0.0273)² ) = 0.208

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.208 /3 = 0.931

fs = Mo / (As x d x j) = 330053291.000 / (2026.800 x 520.000 x 0.931)

= 336.481 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 336.481 x 2026.800 = 681979.355 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 3575.2 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0071504 + √(2 x 0.0501 + (0.0501)² ) = 0.270

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.270 /3 = 0.910

fs = Mo / (As x d x j) = 330053291.000 / (3575.200 x 500.000 x 0.910)

= 202.916 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 202.916 x 3575.200 = 725465.334 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(681979.355² + 725465.334² ) / 180.0

As = 5531.603 ㎟

사용철근량 : H32 @ 500, 4EA = 6353.600 ㎟ ∴ O.K

# 18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 467 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 143.242 | O.K | 2.081 |
| | | 중앙부 | 2 | 520 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 235.522 | O.K | 1.884 |
| | | 우측 | 3 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 240.011 | O.K | 1.920 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 467 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 539.803 | O.K | 4.318 |
| | | 하부 | 5 | 467 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 285.698 | O.K | 2.286 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 657.285 | O.K | 5.258 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 283.186 | O.K | 2.265 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 193.705 | O.K | 1.550 |

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 855.827 x 1000000 / [9530.400 x (600.00 - 191.581/3)]
= 167.493 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x466.7/(7x9530.400)]
= 191.581 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.94) - 2.5 x 84.00 = 260.169 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.94) = 376.135 mm
Sa는 작은 값인 260.169 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 260.169 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 330.053 x 1000000 / [3575.200 x (520.000 - 138.233/3)]
= 194.794 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x3575.200)]
= 138.233 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.79) - 2.5 x 67.50 = 235.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.79) = 323.42 mm
Sa는 작은 값인 235.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 235.52 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 152.530 x 1000000 / [1940.400 x (500.000 - 103.751/3)]
= 168.897 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1940.400)]
= 103.751 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.90) - 2.5 x 90.50 = 240.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.90) = 373.01 mm

Sa는 작은 값인 240.01 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 240.01 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 403.191 x 1000000 / [9530.400 x (466.667 - 191.581/3)]
= 105.028 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x466.7/(7x9530.400)]
= 191.581 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 105.03) - 2.5 x 84.00 = 539.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 105.03) = 599.84 mm

Sa는 작은 값인 539.80 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 539.80 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 811.752 x 1000000 / [9530.400 x (600.00 - 191.581/3)]
= 158.867 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x466.7/(7x9530.400)]
= 191.581 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.45) - 2.5 x 84.00 = 285.698 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.45) = 396.558 mm
Sa는 작은 값인 285.698 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 285.698 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 80.493 x 1000000 / [1940.400 x (500.000 - 103.751/3)]
= 89.131 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1940.400)]
= 103.751 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.13) - 2.5 x 90.50 = 657.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 89.13) = 706.83 mm
Sa는 작은 값인 657.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 657.28 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 139.603 x 1000000 / [1940.400 x (500.000 - 103.751/3)]
= 154.583 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1940.400)]
= 103.751 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.58) - 2.5 x 90.50 = 283.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.58) = 407.55 mm

Sa는 작은 값인 283.19 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.19 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 310.557 x 1000000 / [3575.200 x (500.000 - 135.138/3)]
= 190.930 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x3575.200)]
= 135.138 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 190.93) - 2.5 x 87.50 = 193.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 190.93) = 329.96 mm

Sa는 작은 값인 193.70 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.70 mm) ∴ O.K

# 19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 285.280 / 7.200 = 39.622 kN/m²
- 내부토사 = 4.251 x 19.000 = 80.769 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중 ( 토피고 4.251m )

| 토피고(D,m) | 노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡) | 비 고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 39.62 + 80.77 + 15.00

= 135.391 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 273.150 kN/m² ≥ Qmax = 135.391 kN/m² ..... O.K

# 19-1. 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.200 | × | 0.600 | × | 25.000 | | | | = | 108.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.600 | × | 5.101 | × | 25.000 | × | 2 | | = | 153.030 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 4.401 | × | 25.000 | / | 2 | × 2 | = | 33.008 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 4.251 | × | 19.000 | | | | = | 484.614 | kN/m |
| | | | | | | | | ∴ Σ | | = | 788.652 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times ( 2 \times 0.000 \times 4.401 \times 19.000 + 4.401^2 \times 10.000 ) \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 788.652 + 0.000 = 788.652 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 7.200 × 5.001 × 10.000

= 360.072 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 788.652 / 360.072

= 2.190 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -3.7 m ( 보링주상도 NTB-30 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.200 | × | 0.600 | × | 25.000 | | | | | = | 108.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.600 | × | 5.101 | × | 25.000 | × | 2 | | | = | 153.030 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 4.401 | × | 25.000 | / | 2 | × | 2 | = | 33.008 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 4.251 | × | 19.000 | | | | | = | 484.614 | kN/m |
| | | | | | | | | ∴ Σ | | | = | 788.652 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 3.700^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 47.336$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 3.700 \times 0.701 \times 19.000 + 0.701^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 18.831$ kN/m

∴ $\Sigma = 47.336 + 18.831 = 66.167$ kN/m

(3) 저항력

$R = 788.652 + 66.167 = 854.818$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 7.200 \times 1.301 \times 10.000$

$= 93.672$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 854.818 / 93.672$

$= 9.126 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

## 2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{108.000}{7.200 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

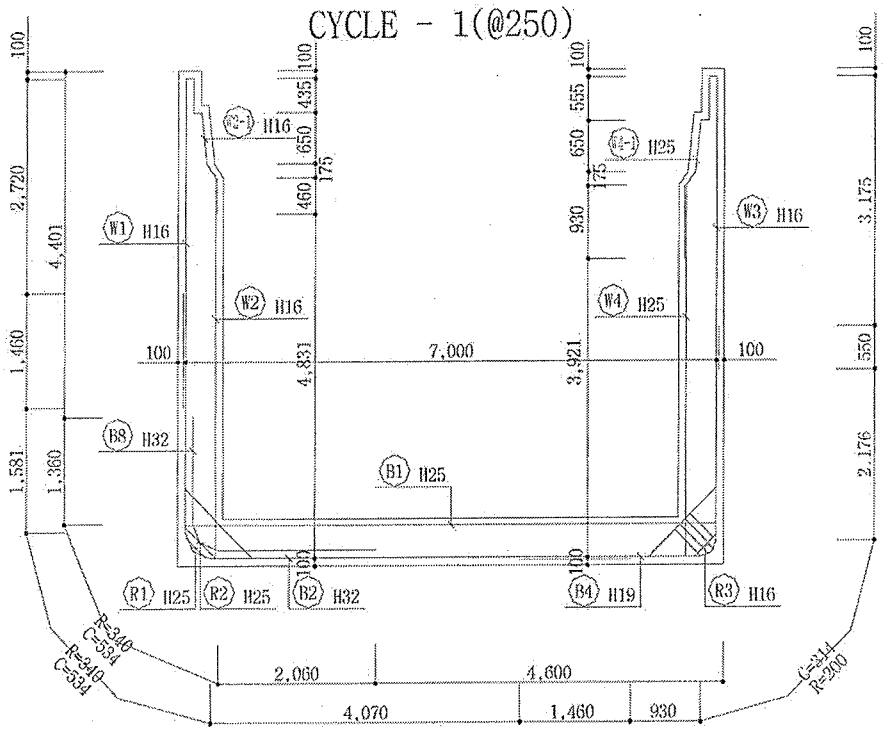
∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

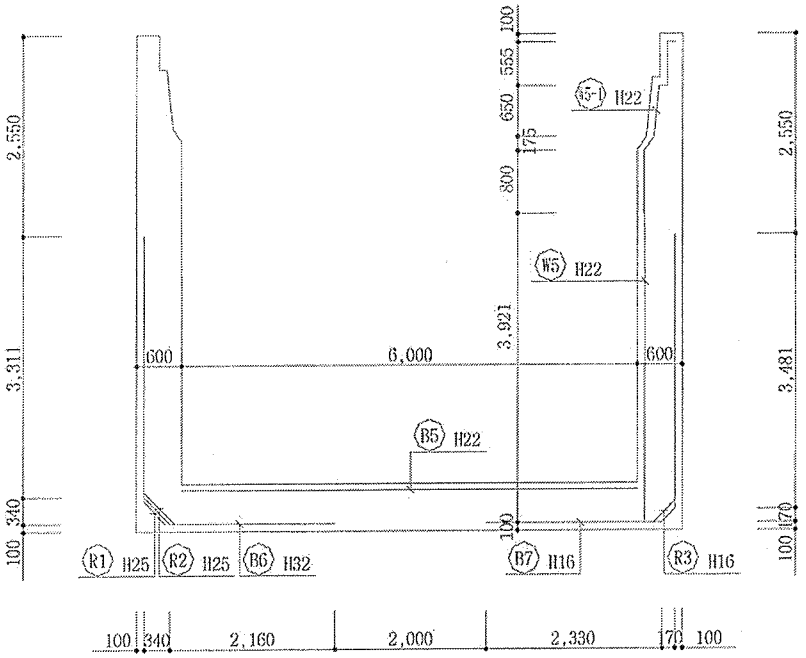
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{304.038}{7.200 \times 10.000 \times 1.100} = 3.839 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.839 m 이하유지

## 20. 주철근 조립도


CYCLE - 1(@250)
W1 H16
W2 H16
W3 H16
W4 H25
W5-1 H25
B1 H25
B8 H32
R1 H25
R2 H25
B2 H32
B4 H19
R3 H16
7,000
4,070
1,460
930
2,060
4,600

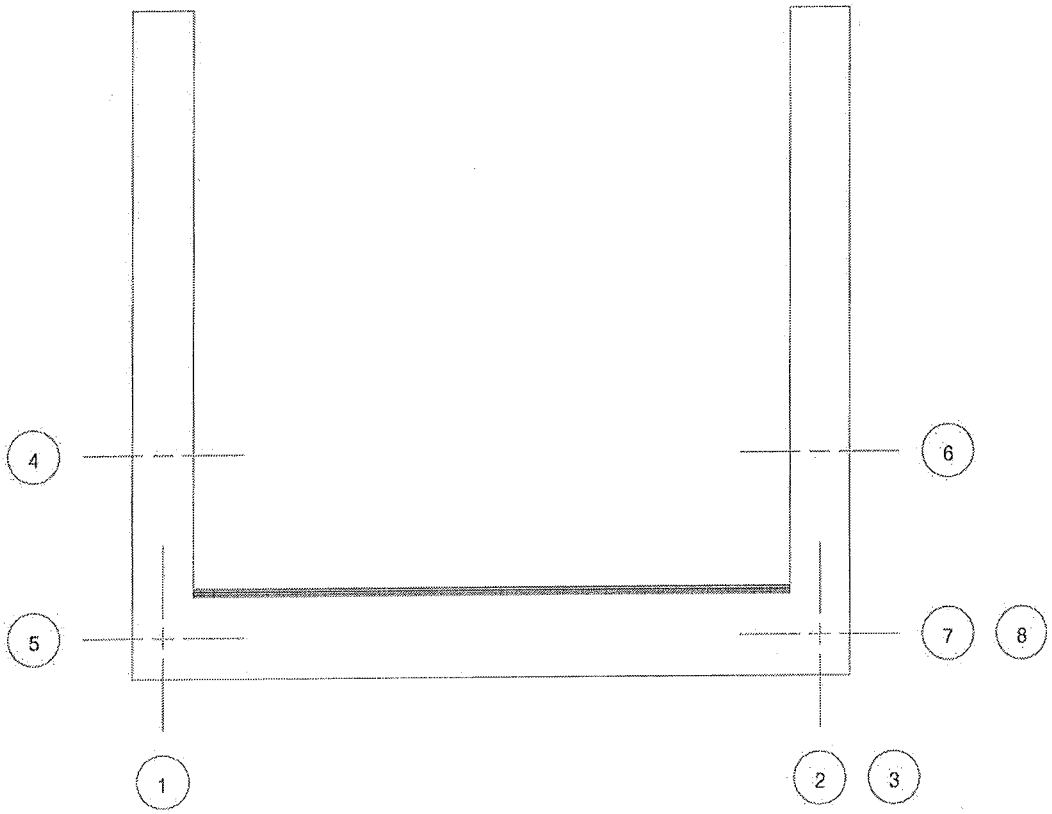

CYCLE - 2(@250)
W5-1 H22
W5 H22
B5 H22
R1 H25
R2 H25
B6 H32
B7 H16
R3 H16
6,000
2,160
2,000
2,330

# U3

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 667 | 1500.09 | 1891.10 | 7318.13 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.26 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 720 | 392.22 | 545.52 | 1634.54 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.39 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 700 | 334.05 | 450.66 | 1428.98 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.35 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 500 | 613.06 | 737.13 | 3866.84 | H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 4725.20 | 1.20 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 600 | 1350.70 | 1715.89 | 7325.55 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.30 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 500 | 167.29 | 318.71 | 1001.52 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.91 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 299.01 | 318.71 | 1816.38 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.07 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 341.45 | 374.07 | 2084.26 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.10 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1200.0 | 1324.7 | O.K | 900.0 | 1324.7 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 1200.0 | 1986.0 | O.K | 900.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1200.0 | 1324.7 | O.K | 900.0 | 1324.7 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 1200.0 | 1324.7 | O.K | 900.0 | 1324.7 | O.K |
| | | 추가 | 8 | 1200.0 | 1324.7 | O.K | 900.0 | 1324.7 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 433.0 | 246.4 | 433.01 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 467.7 | 275.0 | 467.65 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 454.7 | 143.5 | 454.66 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 324.8 | 360.8 | 451.46 | 2.00 | 72.09 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 389.7 | 496.3 | 693.79 | 2.00 | 88.81 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 324.8 | 99.5 | 451.46 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 178.7 | 451.46 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 208.6 | 451.46 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 667 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 261.180 | O.K | 2.089 |
| | | 중앙부 | 2 | 720 | H19 - 8.0EA | 125 | 318.790 | O.K | 2.550 |
| | | 우측 | 3 | 700 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 276.002 | O.K | 2.208 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 500 | H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 226.471 | O.K | 1.812 |
| | | 하부 | 5 | 600 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 266.660 | O.K | 2.133 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 480.961 | O.K | 3.848 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 168.117 | O.K | 1.345 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H19 - 8.0EA | 125 | 165.174 | O.K | 1.321 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp D U type ( 내공 : 6M × 6.501M, 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 0.700 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

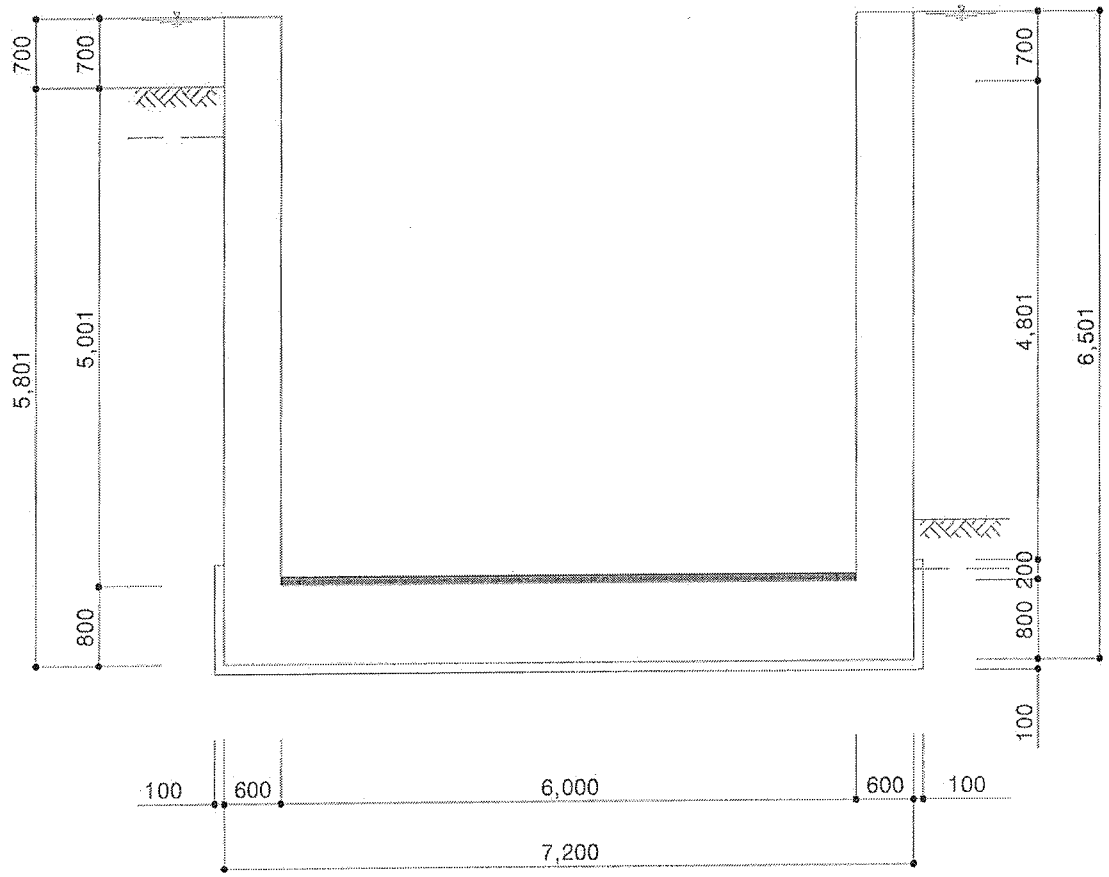
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


700
700
5,801
5,001
800
700
4,801
6,501
200
800
100
100
600
6,000
600
100
7,200

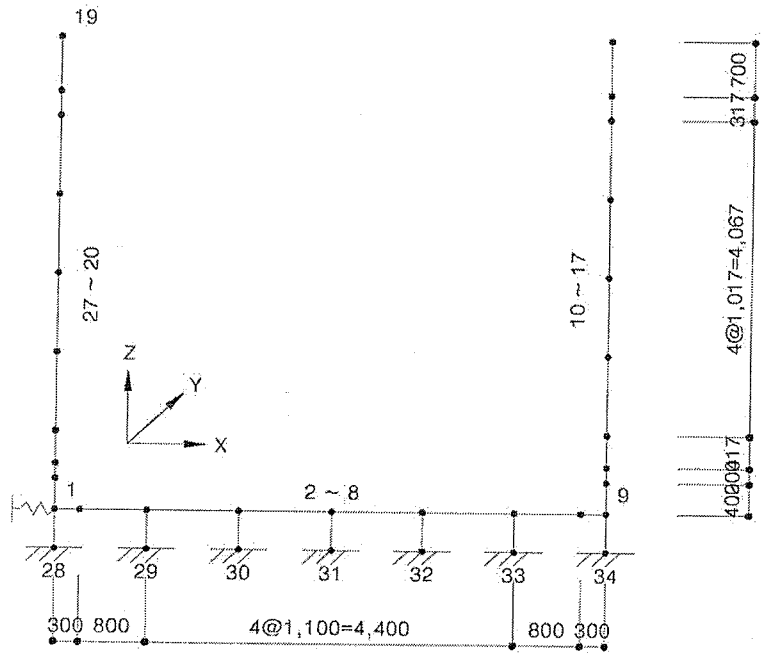
# 4. 해석모델 및 단면제원

## 1) Modeling

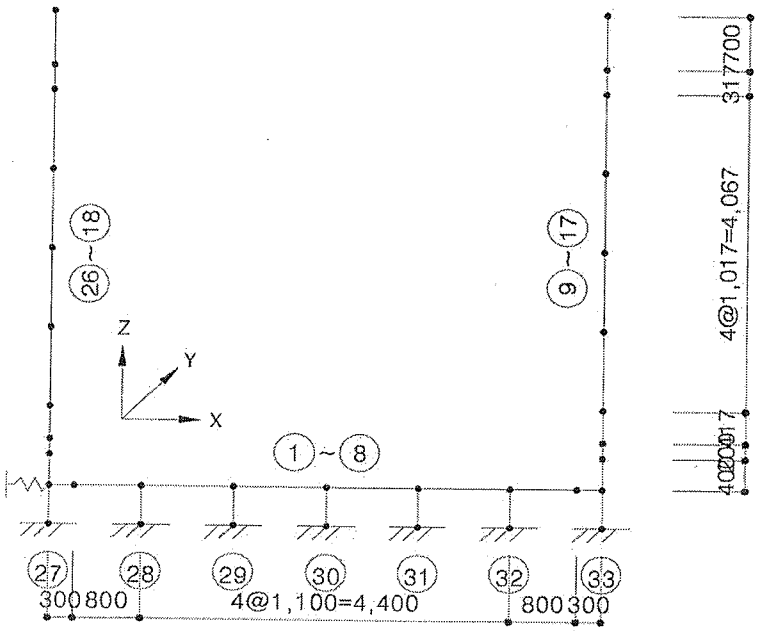
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도




② 부재삼도



2) 단면제원

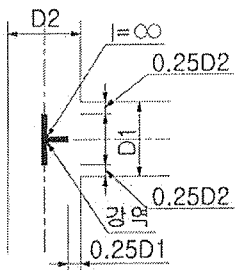
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.800 × 1.000 | = 0.800 | 0.04267 | 1~8 |
| 2 | 0.600 × 1.000 | = 0.600 | 0.01800 | 9~26 |

3) 단면좌표

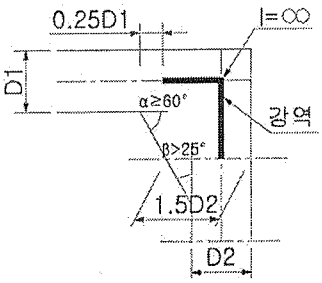
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 18 | 6.600 | 6.601 |
| 2 | 0.300 | 0.500 | 19 | 0.000 | 6.601 |
| 3 | 1.100 | 0.500 | 20 | 0.000 | 5.901 |
| 4 | 2.200 | 0.500 | 21 | 0.000 | 5.584 |
| 5 | 3.300 | 0.500 | 22 | 0.000 | 4.567 |
| 6 | 4.400 | 0.500 | 23 | 0.000 | 3.550 |
| 7 | 5.500 | 0.500 | 24 | 0.000 | 2.534 |
| 8 | 6.300 | 0.500 | 25 | 0.000 | 1.517 |
| 9 | 6.600 | 0.500 | 26 | 0.000 | 1.100 |
| 10 | 6.600 | 0.900 | 27 | 0.000 | 0.900 |
| 11 | 6.600 | 1.100 | 28 | 0.000 | 0.000 |
| 12 | 6.600 | 1.517 | 29 | 1.100 | 0.000 |
| 13 | 6.600 | 2.534 | 30 | 2.200 | 0.000 |
| 14 | 6.600 | 3.550 | 31 | 3.300 | 0.000 |
| 15 | 6.600 | 4.567 | 32 | 4.400 | 0.000 |
| 16 | 6.600 | 5.584 | 33 | 5.500 | 0.000 |
| 17 | 6.600 | 5.901 | 34 | 6.600 | 0.000 |

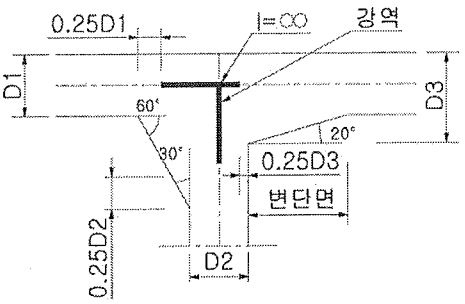
4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

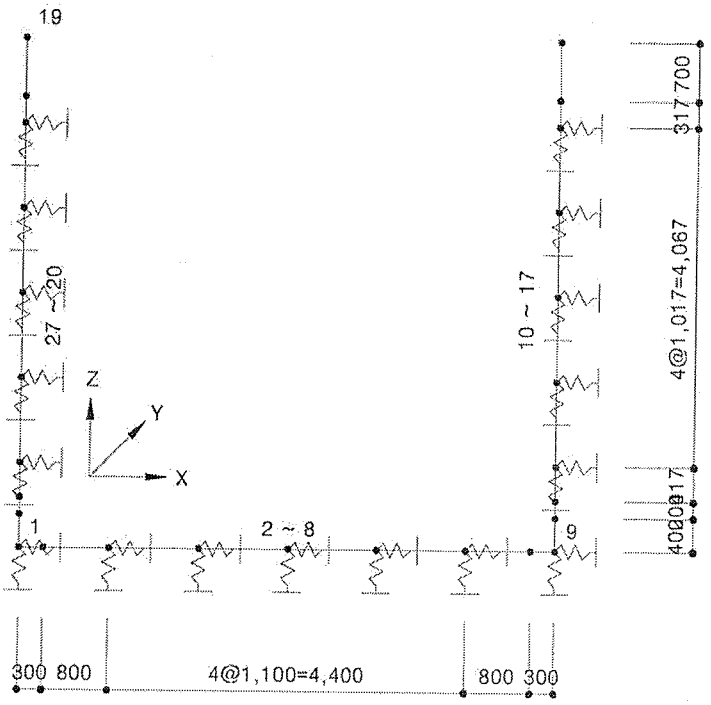
# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

## 1) Modeling

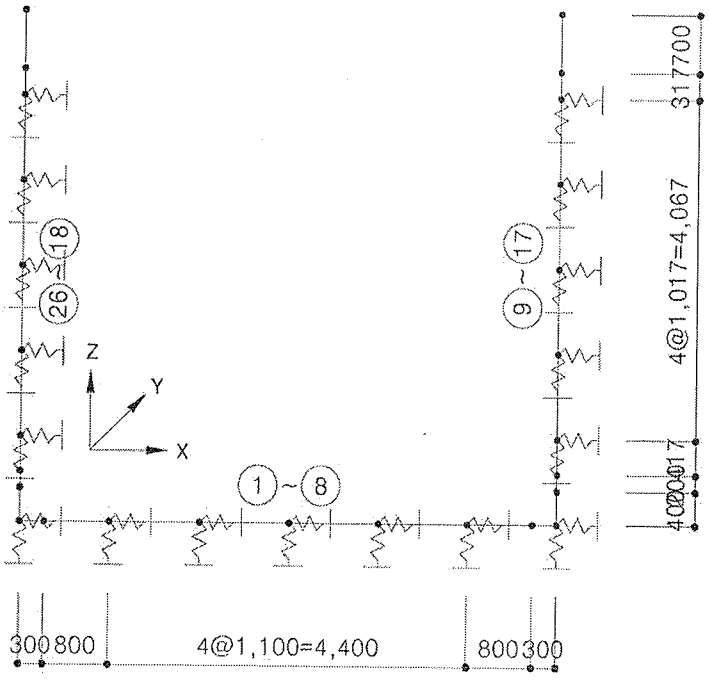
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

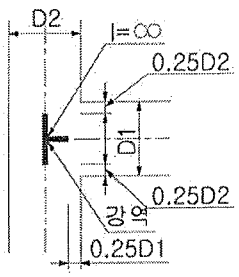
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.800 × 1.000 | = 0.800 | 0.04267 | 1~8 |
| 2 | 0.600 × 1.000 | = 0.600 | 0.01800 | 9~26 |

3) 단면좌표

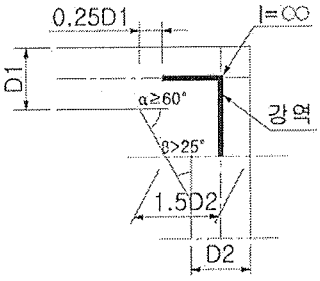
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 15 | 6.600 | 4.067 |
| 2 | 0.300 | 0.000 | 16 | 6.600 | 5.084 |
| 3 | 1.100 | 0.000 | 17 | 6.600 | 5.401 |
| 4 | 2.200 | 0.000 | 18 | 6.600 | 6.101 |
| 5 | 3.300 | 0.000 | 19 | 0.000 | 6.101 |
| 6 | 4.400 | 0.000 | 20 | 0.000 | 5.401 |
| 7 | 5.500 | 0.000 | 21 | 0.000 | 5.084 |
| 8 | 6.300 | 0.000 | 22 | 0.000 | 4.067 |
| 9 | 6.600 | 0.000 | 23 | 0.000 | 3.050 |
| 10 | 6.600 | 0.400 | 24 | 0.000 | 2.034 |
| 11 | 6.600 | 0.600 | 25 | 0.000 | 1.017 |
| 12 | 6.600 | 1.017 | 26 | 0.000 | 0.600 |
| 13 | 6.600 | 2.034 | 27 | 0.000 | 0.400 |
| 14 | 6.600 | 3.050 | | | |

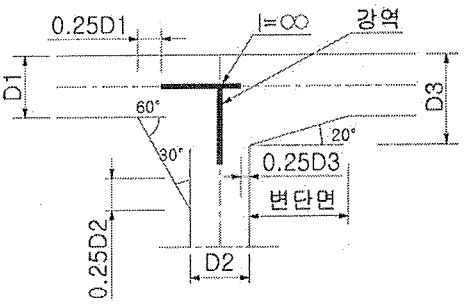
8) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 7.200 × 7.200 ) = 7.20 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 4900 = 16330.00 kN/m³

Kv = 16330.000 × (7.200 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1506.01 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.600/2 + 1.100/2) = 1280 kN/m | 1,9 |
| Kv2 | Kv x (1.100/2 + 1.100/2) = 1657 kN/m | 3~7 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 2

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( B × B ) = √( 7.200 × 7.200 ) = 7.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kv = 32666.670 × ( 7.200 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3012.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3012.630 = 1004.21 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.801 × 5.801 ) = 5.801 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.801 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3542.59 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3542.590 = 1180.86 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.801 × 5.801 ) = 5.801 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.801 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3542.59 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3542.590 = 1180.86 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.017/2 + 1.017/2) = 3602 kN/m | 12~16,21~25 |
| Kss1 | Kss x (1.017/2 + 1.017/2) = 1201 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.100/2 + 1.100/2) = 3314 kN/m | 3~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.100/2 + 1.100/2) = 1105 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.600/2 + 1.100/2) = 2561 kN/m | 1,9 |
| Ksb1 | Kh x (1.017/2 + 0.800/2) = 3218 kN/m | |

# 8. 하 중 계 산 (상시)

## 1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

## 2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

## 3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.317 × 23.000 × 0.500 | = 3.643 kN/m² |
| Wh2 | = 3.643 + 0.183 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.834 × 19.000 × 0.500 | = 13.670 kN/m² |
| Wh4 | = 13.670 + 1.017 × 19.000 × 0.500 | = 23.330 kN/m² |
| Wh5 | = 23.330 + 1.017 × 19.000 × 0.500 | = 32.989 kN/m² |
| Wh6 | = 32.989 + 1.017 × 19.000 × 0.500 | = 42.649 kN/m² |
| Wh7 | = 42.649 + 0.417 × 19.000 × 0.500 | = 46.609 kN/m² |
| Wh8 | = 46.609 + 0.200 × 19.000 × 0.500 | = 48.509 kN/m² |
| Wh9 | = 48.509 + 0.400 × 19.000 × 0.500 | = 52.309 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.411 × 23.000 × 0.500 | = 4.726 kN/m² |
| Wh2 | = 4.726 + 0.089 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.111 × 19.000 × 0.500 | = 6.805 kN/m² |
| Wh4 | = 6.805 + 0.400 × 19.000 × 0.500 | = 10.605 kN/m² |

## 4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.317 × 23.000 × 0.500 | = 3.643 kN/m² |
| Wh2 | = 3.643 + 0.183 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.834 × 10.000 × 0.500 | = 9.918 kN/m² |
| Wh4 | = 9.918 + 1.017 × 10.000 × 0.500 | = 15.003 kN/m² |
| Wh5 | = 15.003 + 1.017 × 10.000 × 0.500 | = 20.087 kN/m² |
| Wh6 | = 20.087 + 1.017 × 10.000 × 0.500 | = 25.171 kN/m² |
| Wh7 | = 25.171 + 0.417 × 10.000 × 0.500 | = 27.255 kN/m² |
| Wh8 | = 27.255 + 0.200 × 10.000 × 0.500 | = 28.255 kN/m² |
| Wh9 | = 28.255 + 0.400 × 10.000 × 0.500 | = 30.255 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.411 × 23.000 × 0.500 | = 4.726 kN/m² |
| Wh2 | = 4.726 + 0.089 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.111 × 10.000 × 0.500 | = 6.305 kN/m² |
| Wh4 | = 6.305 + 0.400 × 10.000 × 0.500 | = 8.305 kN/m² |

5) 지하수압 ( 지하수위 : GL = 0.700 m )

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww1 | = 0.700 × 10.000 | = 7.000 | kN/m² |
| Ww2 | = 7.000 + 0.317 × 10.000 | = 10.168 | kN/m² |
| Ww3 | = 10.168 + 1.017 × 10.000 | = 20.337 | kN/m² |
| Ww4 | = 20.337 + 1.017 × 10.000 | = 30.505 | kN/m² |
| Ww5 | = 30.505 + 1.017 × 10.000 | = 40.673 | kN/m² |
| Ww6 | = 40.673 + 1.017 × 10.000 | = 50.841 | kN/m² |
| Ww7 | = 50.841 + 0.417 × 10.000 | = 55.010 | kN/m² |
| Ww8 | = 55.010 + 0.200 × 10.000 | = 57.010 | kN/m² |
| Ww9 | = 57.010 + 0.400 × 10.000 | = 61.010 | kN/m² |

- 우측 벽체

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww10 | = 0.700 × 10.000 | = 7.000 | kN/m² |
| Ww11 | = 7.000 + 0.317 × 10.000 | = 10.168 | kN/m² |
| Ww12 | = 10.168 + 1.017 × 10.000 | = 20.337 | kN/m² |
| Ww13 | = 20.337 + 1.017 × 10.000 | = 30.505 | kN/m² |
| Ww14 | = 30.505 + 1.017 × 10.000 | = 40.673 | kN/m² |
| Ww15 | = 40.673 + 1.017 × 10.000 | = 50.841 | kN/m² |
| Ww16 | = 50.841 + 0.417 × 10.000 | = 55.010 | kN/m² |
| Ww17 | = 55.010 + 0.200 × 10.000 | = 57.010 | kN/m² |
| Ww18 | = 57.010 + 0.400 × 10.000 | = 61.010 | kN/m² |

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww19 = ( 5.801 - -0.700 ) × 10.000 = 65.010 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 0.000° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.154 |
| Θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 8.755 |
| Θ' | = tan-1(kh/(1-kv)x γ t/γ sub),kv = 0 | : | 16.309 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.436

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.561

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 0.000° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.063 |
| Θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 3.605 |
| Θ' | = tan-1(kh/(1-kv)x γ t/γ sub),kv = 0 | : | 6.826 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.372

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.410

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.317 × 23.000 × 0.436 = 3.177 kN/m²

Wh2 = 3.177 + 0.183 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.834 × 19.000 × 0.436 = 11.920 kN/m²

Wh4 = 11.920 + 1.017 × 19.000 × 0.436 = 20.344 kN/m²

Wh5 = 20.344 + 1.017 × 19.000 × 0.436 = 28.767 kN/m²

Wh6 = 28.767 + 1.017 × 19.000 × 0.436 = 37.190 kN/m²

Wh7 = 37.190 + 0.417 × 19.000 × 0.436 = 40.643 kN/m²

Wh8 = 40.643 + 0.200 × 19.000 × 0.436 = 42.299 kN/m²

Wh9 = 42.299 + 0.400 × 19.000 × 0.436 = 45.613 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.411 × 23.000 × 0.436 = 4.122 kN/m²

Wh2 = 4.122 + 0.089 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.111 × 19.000 × 0.436 = 5.934 kN/m²

Wh4 = 5.934 + 0.400 × 19.000 × 0.436 = 9.247 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.317 × 23.000 × 0.372 = 2.711 kN/m²

Wh2 = 2.711 + 0.183 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.834 × 19.000 × 0.372 = 10.171 kN/m²

Wh4 = 10.171 + 1.017 × 19.000 × 0.372 = 17.357 kN/m²

Wh5 = 17.357 + 1.017 × 19.000 × 0.372 = 24.544 kN/m²

Wh6 = 24.544 + 1.017 × 19.000 × 0.372 = 31.731 kN/m²

Wh7 = 31.731 + 0.417 × 19.000 × 0.372 = 34.677 kN/m²

Wh8 = 34.677 + 0.200 × 19.000 × 0.372 = 36.090 kN/m²

Wh9 = 36.090 + 0.400 × 19.000 × 0.372 = 38.918 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.411 × 23.000 × 0.372 = 3.517 kN/m²

Wh2 = 3.517 + 0.089 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.111 × 19.000 × 0.372 = 5.063 kN/m²

Wh4 = 5.063 + 0.400 × 19.000 × 0.372 = 7.890 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.317 × 23.000 × 0.436 = 3.177 kN/m²

Wh2 = 3.177 + 0.183 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.834 × 10.000 × 0.561 = 9.691 kN/m²

Wh4 = 9.691 + 1.017 × 10.000 × 0.561 = 15.395 kN/m²

Wh5 = 15.395 + 1.017 × 10.000 × 0.561 = 21.100 kN/m²

Wh6 = 21.100 + 1.017 × 10.000 × 0.561 = 26.804 kN/m²

Wh7 = 26.804 + 0.417 × 10.000 × 0.561 = 29.142 kN/m²

Wh8 = 29.142 + 0.200 × 10.000 × 0.561 = 30.264 kN/m²

Wh9 = 30.264 + 0.400 × 10.000 × 0.561 = 32.508 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.411 × 23.000 × 0.436 = 4.122 kN/m²

Wh2 = 4.122 + 0.089 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.111 × 10.000 × 0.561 = 5.637 kN/m²

Wh4 = 5.637 + 0.400 × 10.000 × 0.561 = 7.881 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.317 × 23.000 × 0.372 = 2.711 kN/m²

Wh2 = 2.711 + 0.183 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.834 × 10.000 × 0.410 = 7.696 kN/m²

Wh4 = 7.696 + 1.017 × 10.000 × 0.410 = 11.865 kN/m²

Wh5 = 11.865 + 1.017 × 10.000 × 0.410 = 16.034 kN/m²

Wh6 = 16.034 + 1.017 × 10.000 × 0.410 = 20.203 kN/m²

Wh7 = 20.203 + 0.417 × 10.000 × 0.410 = 21.912 kN/m²

Wh8 = 21.912 + 0.200 × 10.000 × 0.410 = 22.732 kN/m²

Wh9 = 22.732 + 0.400 × 10.000 × 0.410 = 24.372 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.411 × 23.000 × 0.372 = 3.517 kN/m²

Wh2 = 3.517 + 0.089 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.111 × 10.000 × 0.410 = 4.733 kN/m²

Wh4 = 4.733 + 0.400 × 10.000 × 0.410 = 6.373 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

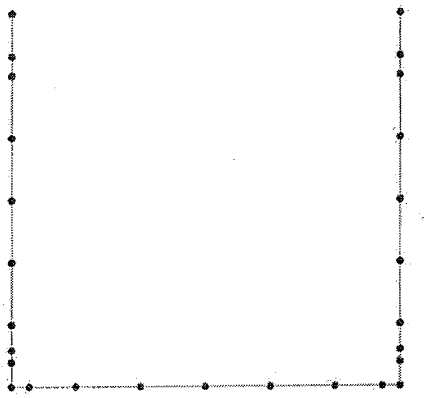
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.800×25.000×0.063<br>= 1.260 | fb = 0.800×25.000×0.154<br>= 3.080 |

② 측벽

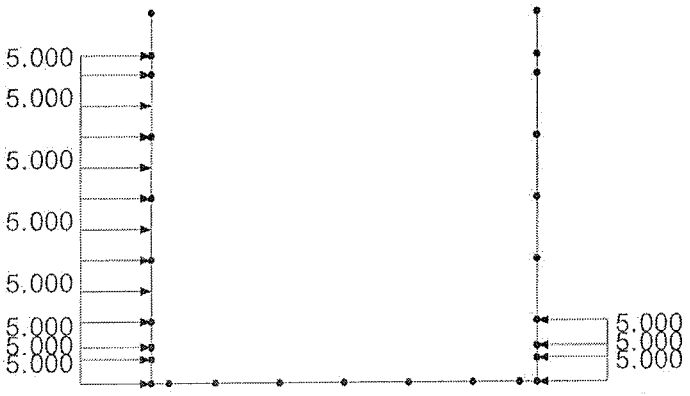
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f1 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f2 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f2 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f3 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f3 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f4 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f4 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f5 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f5 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f6 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f6 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f7 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f7 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f8 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f8 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f9 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f9 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f10 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f10 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |

# 10. 하 중 재 하 (상시)

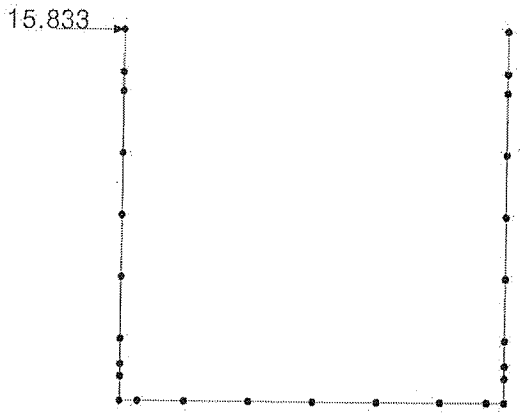
1) CASE1 - 구체자중(SW)



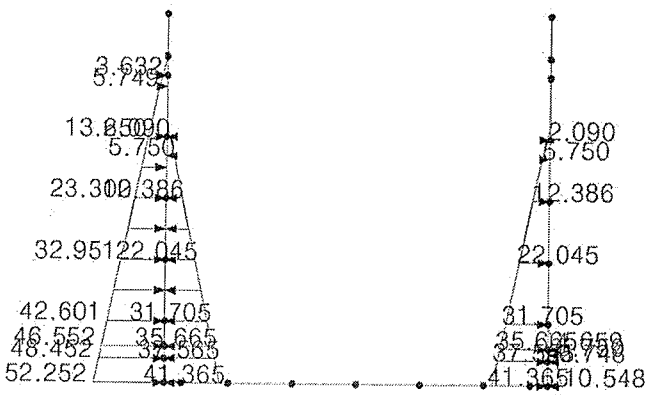
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



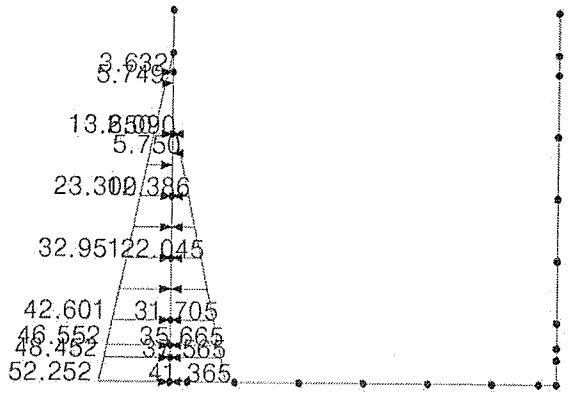
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



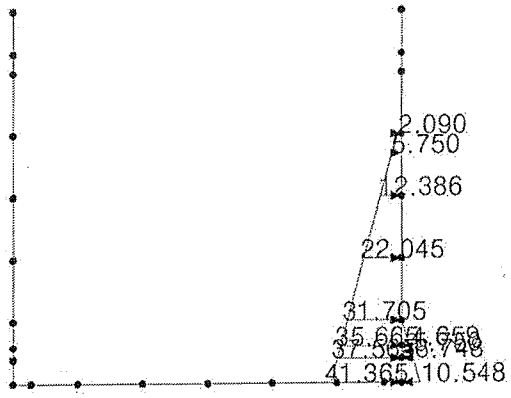

4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



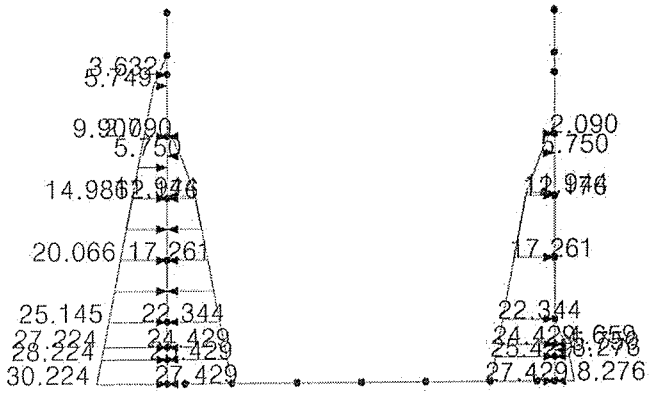

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



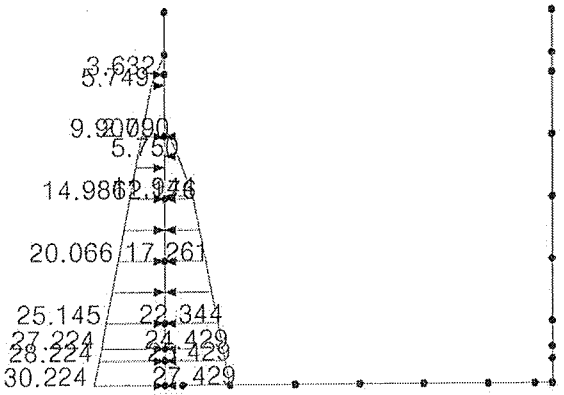
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



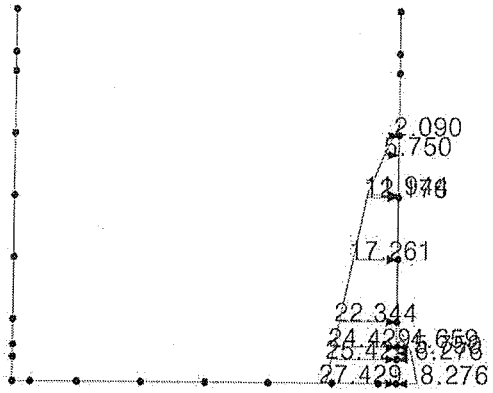

7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



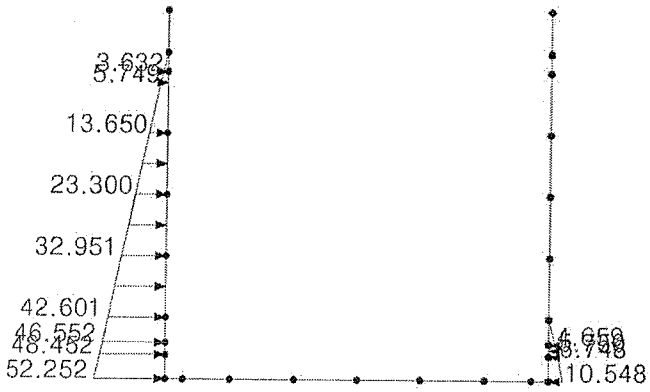

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



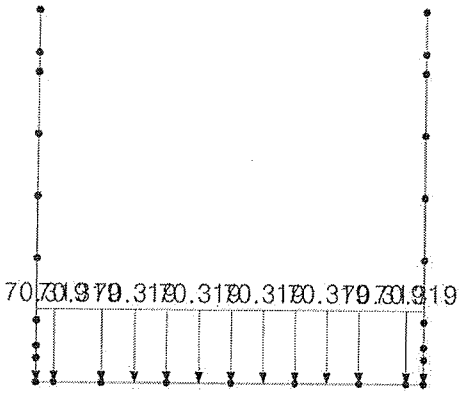
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



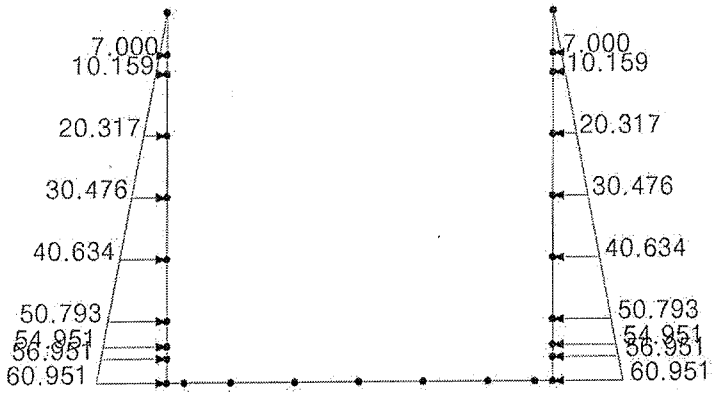

10) CASE10 - 시공단계(1)



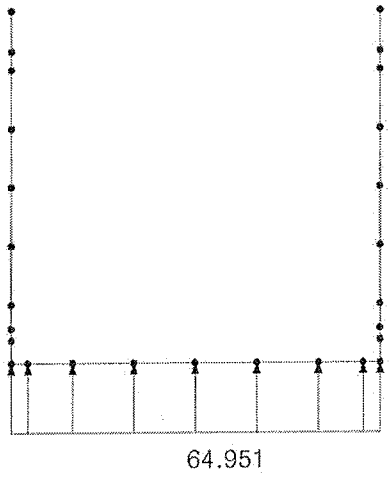

11) CASE11 - 연직토압(Tv)



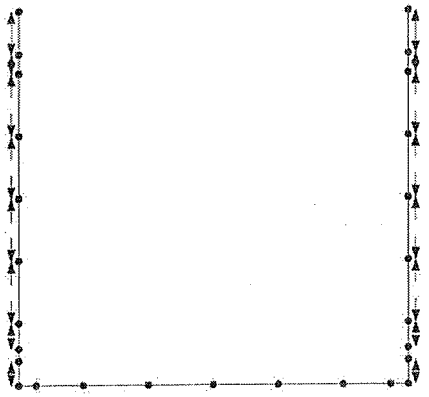
12) CASE12 - 수평수압(WATERH)



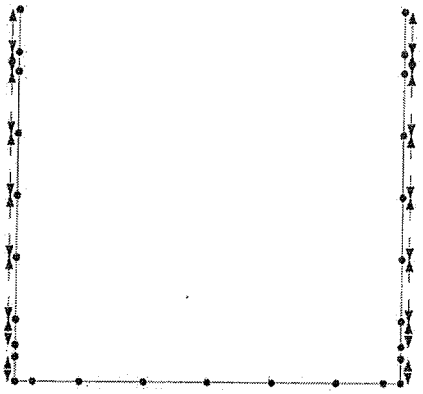

13) CASE13 - 부력(BUOYANCY)



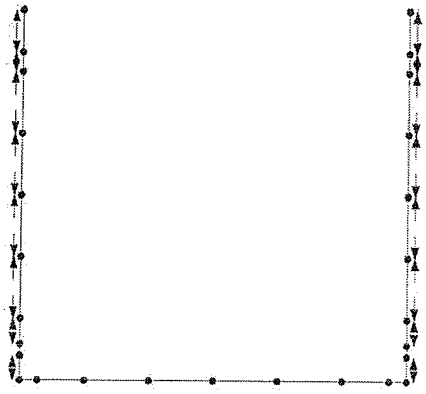

14) CASE14 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



15) CASE15 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

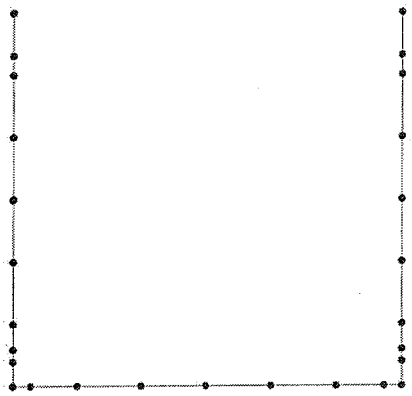


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

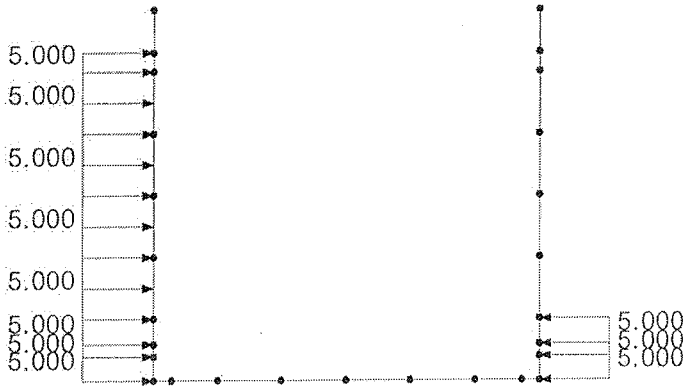


# 11. 하중 재하 (기능수행)

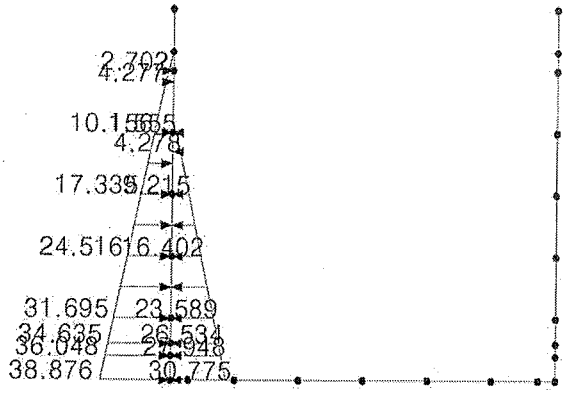
1) CASE1 - 구체자중(SW)



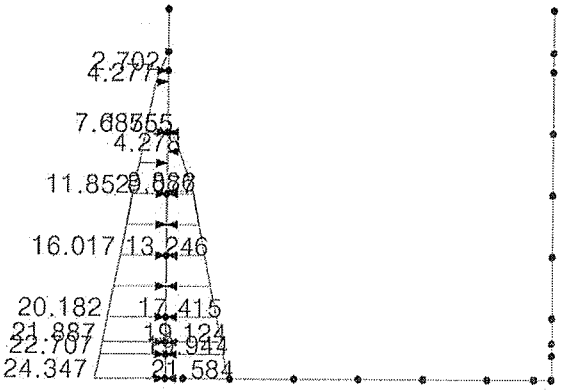
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



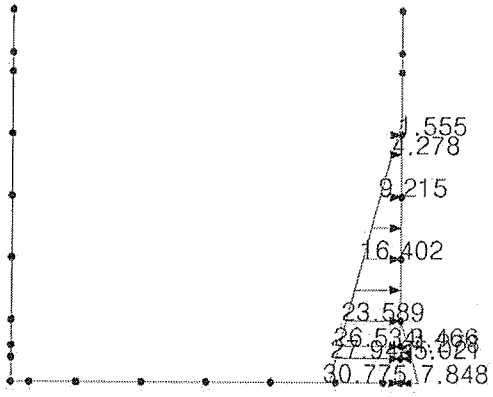
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



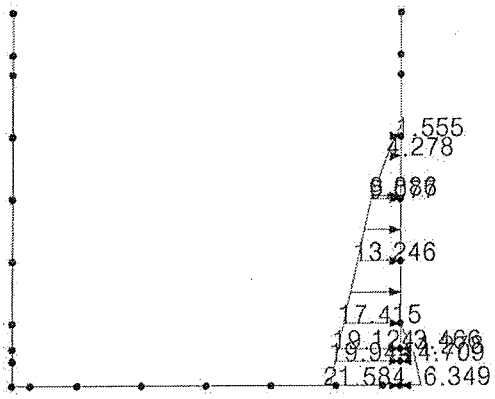

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



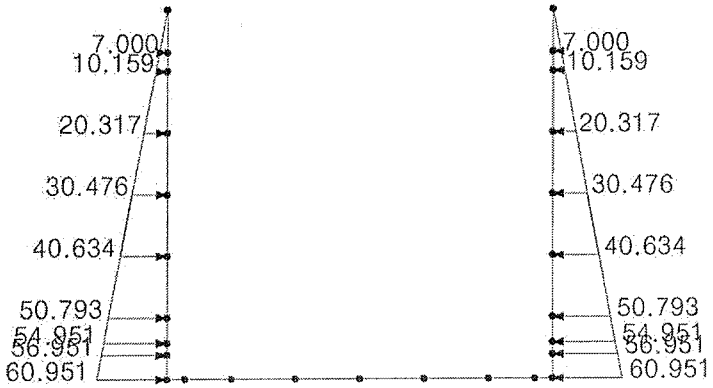

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



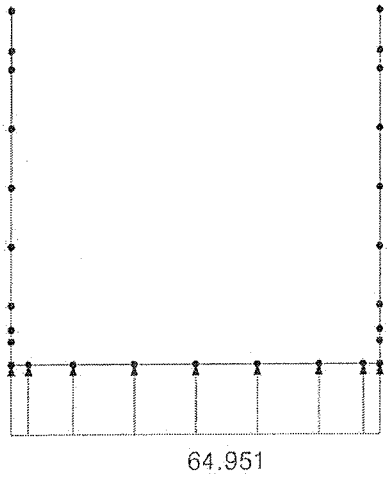
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



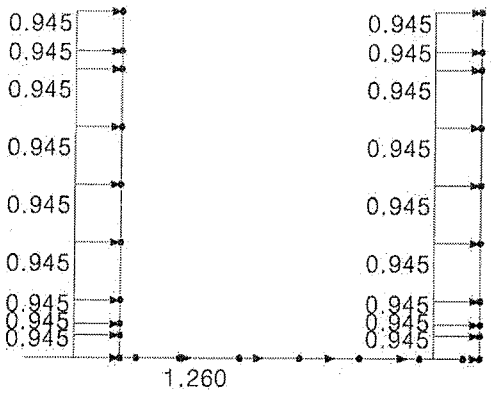

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



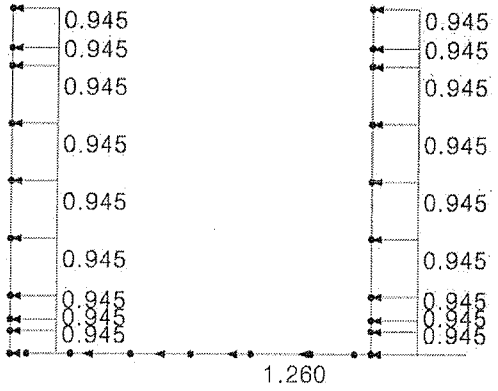

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

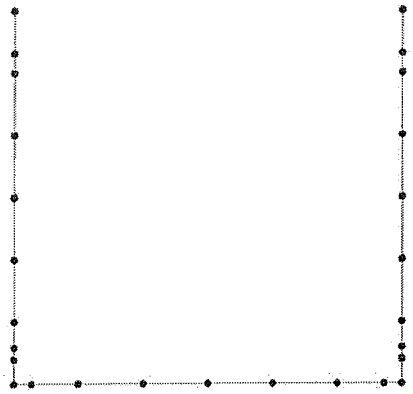



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

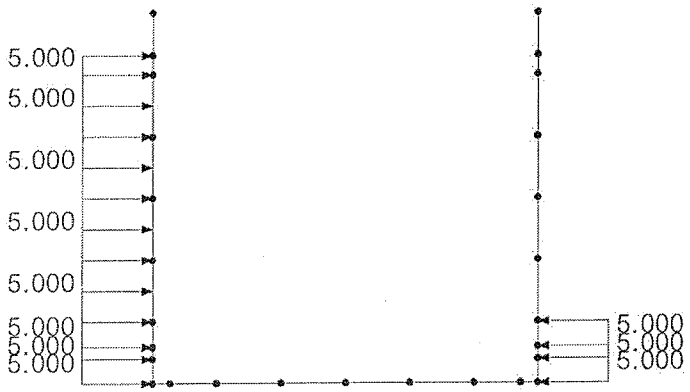


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

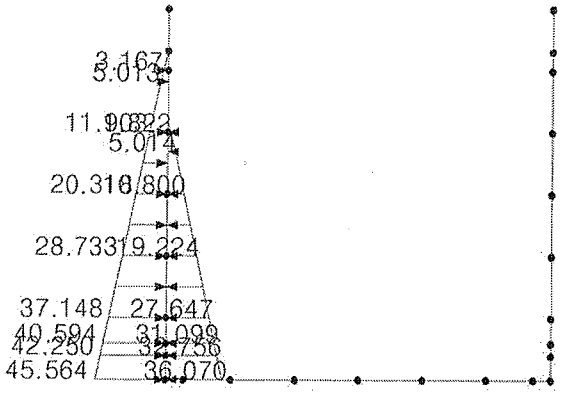
1) CASE1 - 구체자중(SW)



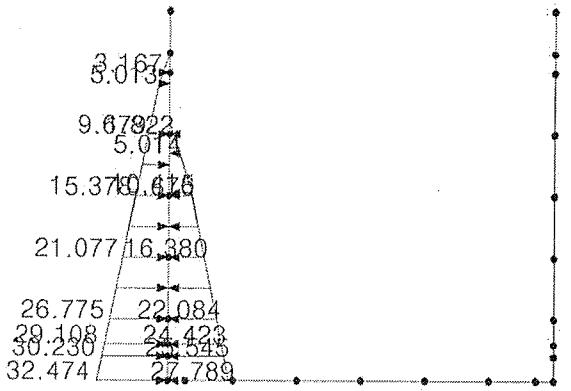
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



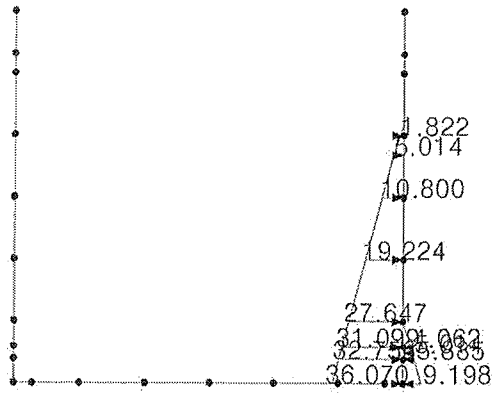
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



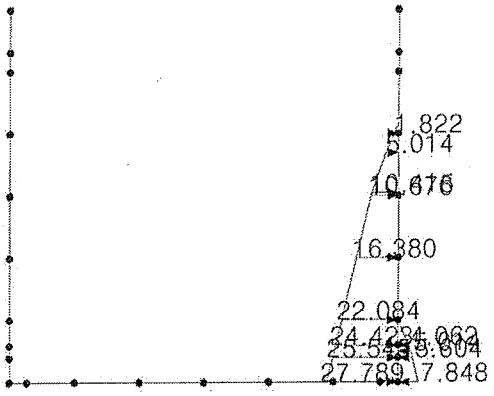

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



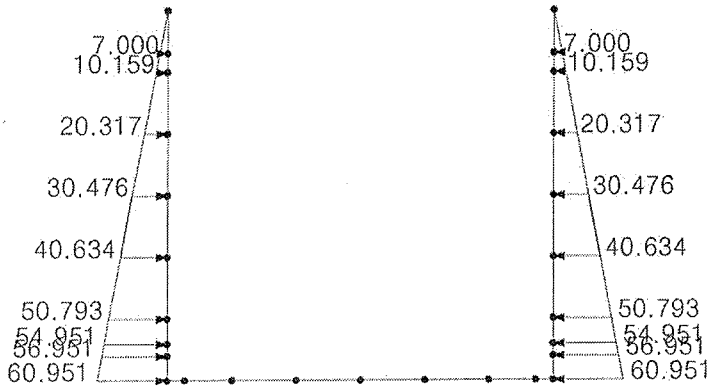

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



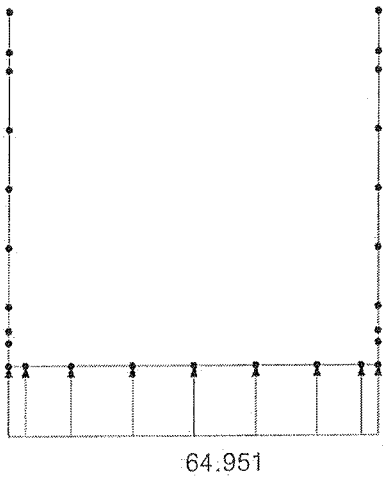
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



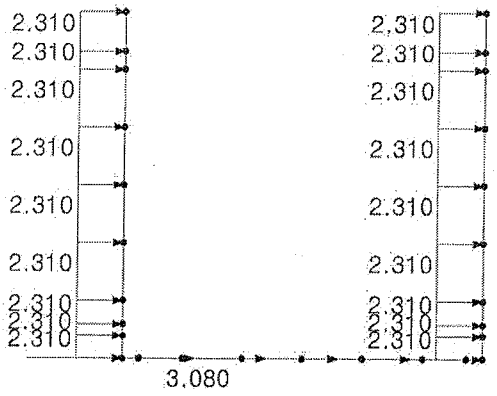

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



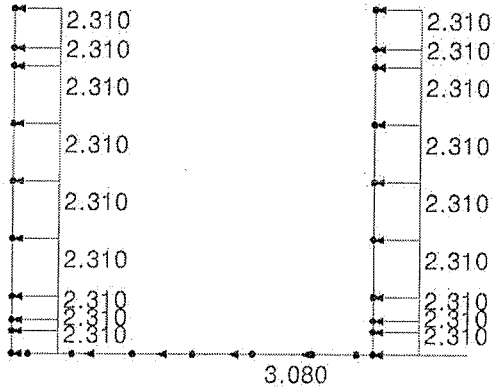

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)




10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

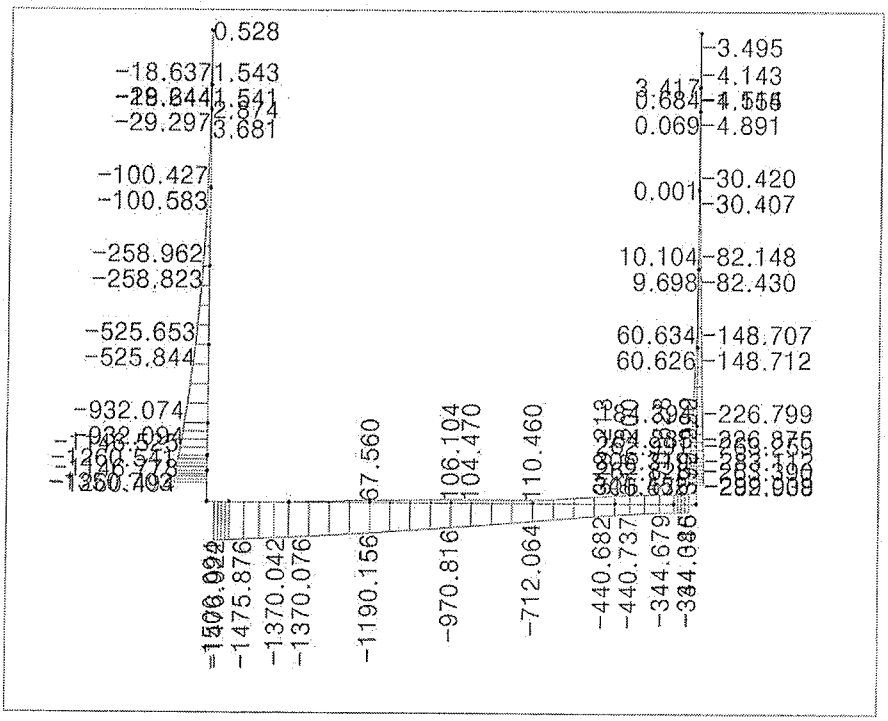
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

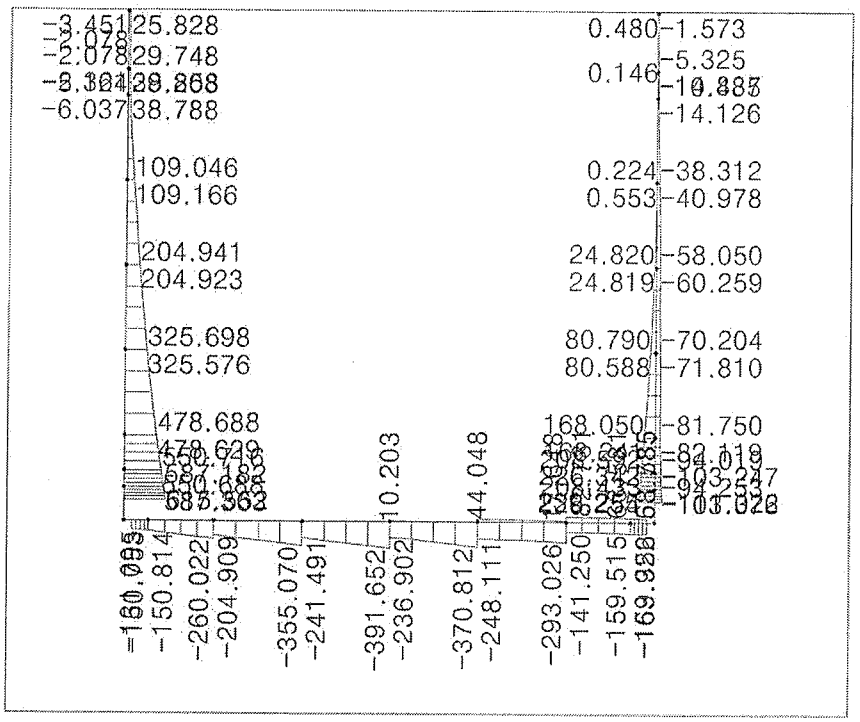
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

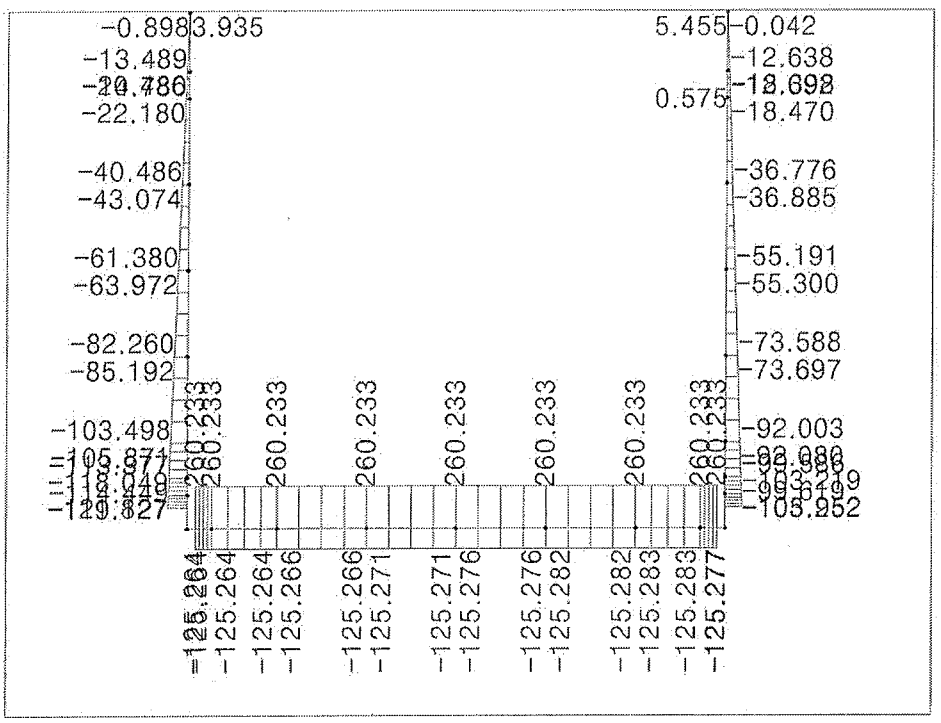
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



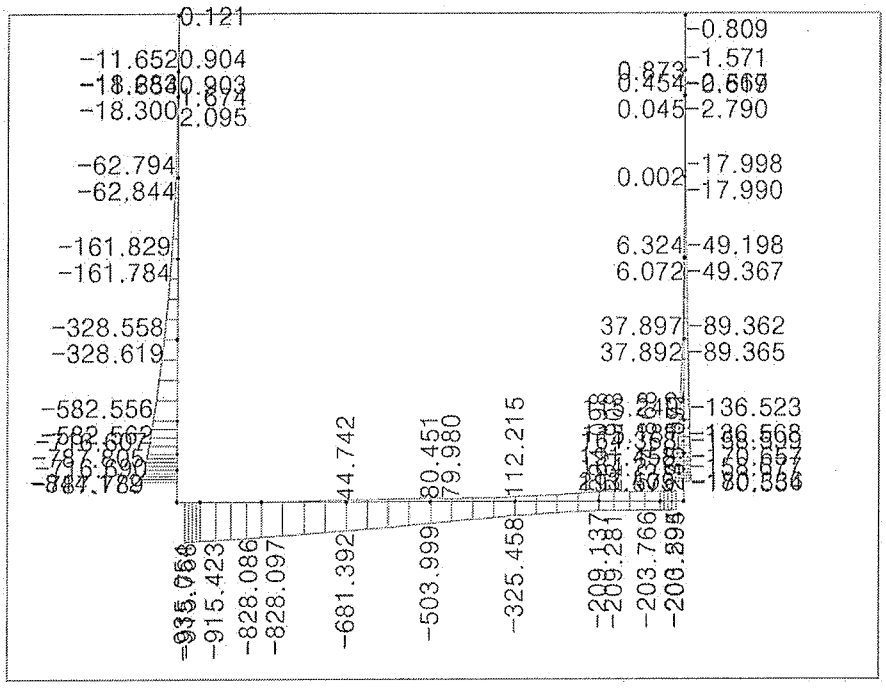

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

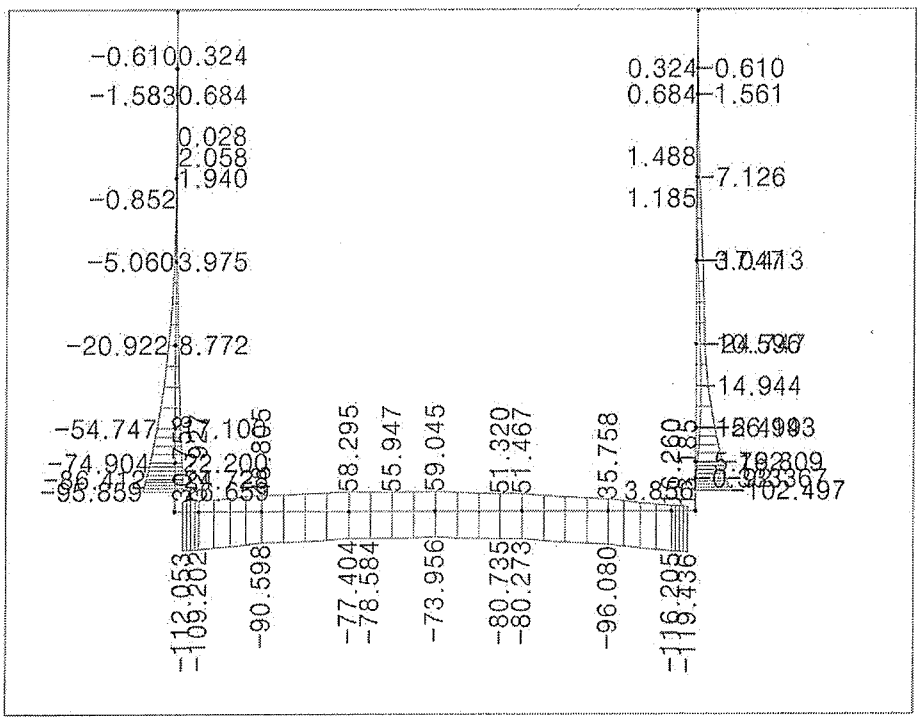


5) 단면력 정리

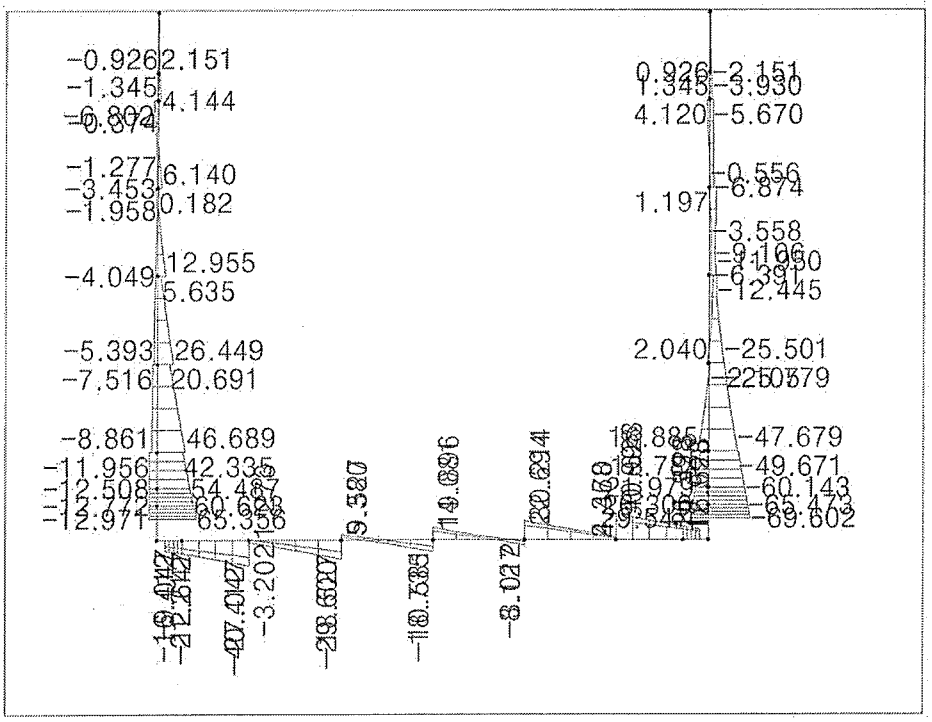
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1500.09 | 246.37 | 260.23 | 935.05 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 392.22 | 275.00 | 260.23 | 245.89 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 3 | 334.05 | 143.53 | 260.23 | 200.30 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 613.06 | 360.80 | 89.77 | 383.14 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 1350.70 | 496.28 | 121.83 | 844.17 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 167.29 | 99.48 | 78.27 | 100.56 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 299.01 | 178.75 | 105.95 | 180.34 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 341.45 | 208.59 | 105.95 | 213.40 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

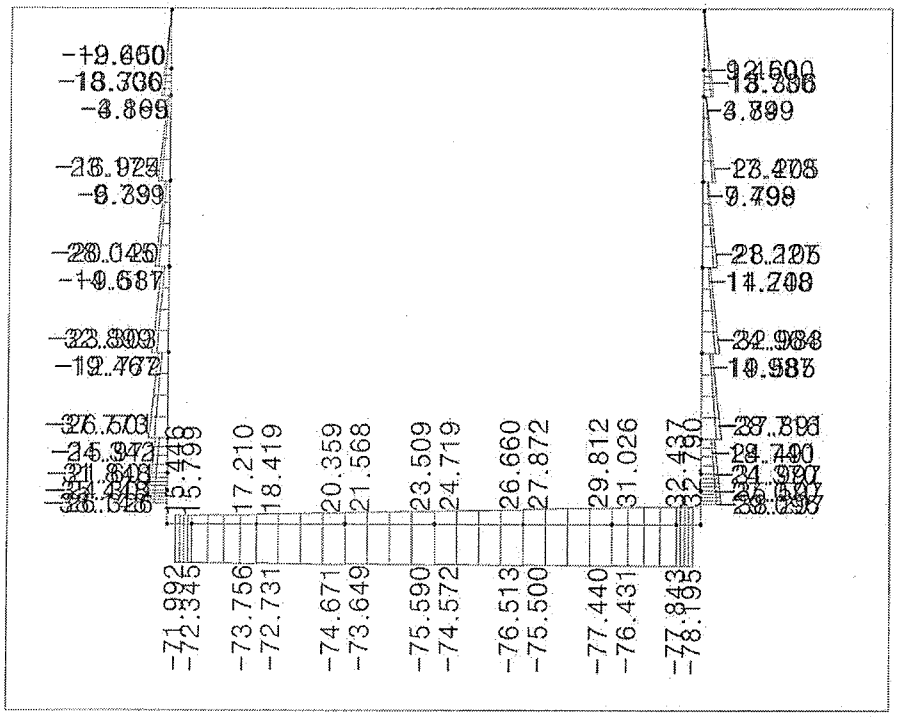
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

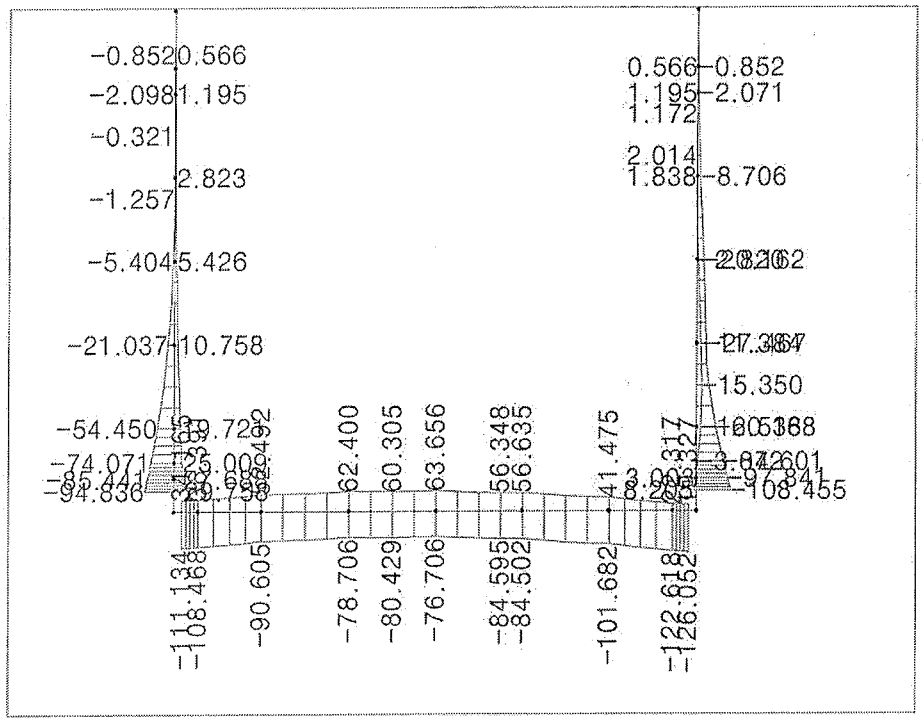



4) 단면력 정리

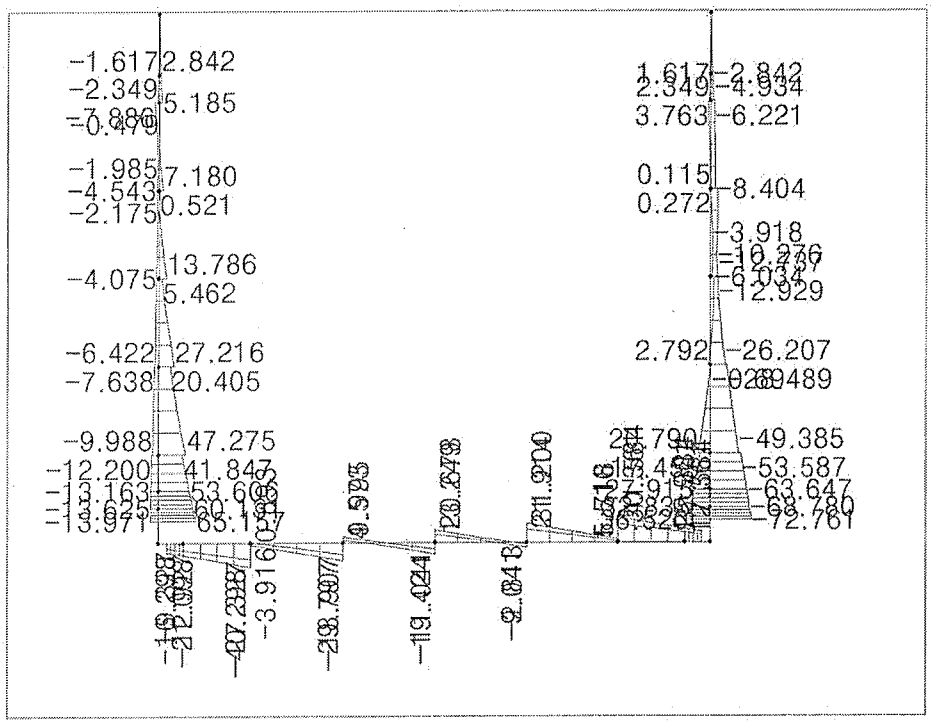
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 112.05 | 38.01 | 72.35 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 13.19 | 10.41 | 78.20 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 3 | 119.44 | 38.22 | 78.20 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 26.94 | 26.70 | 24.04 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 95.86 | 45.32 | 38.15 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 29.15 | 30.76 | 24.16 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 102.50 | 52.22 | 38.30 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 3.86 | 60.14 | 38.30 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

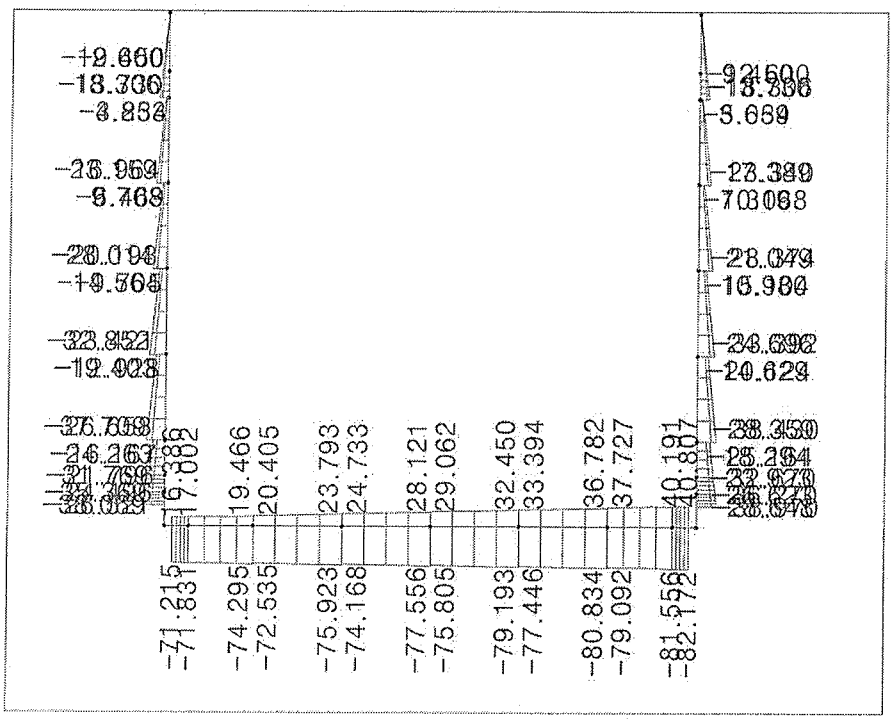
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 응답계수 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 111.13 | 37.05 | 37.90 | 71.83 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 19.33 | 6.44 | 11.40 | 82.17 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 3 | 126.05 | 42.02 | 39.18 | 82.17 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 26.76 | 8.92 | 25.80 | 23.98 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 5 | 94.84 | 31.61 | 44.30 | 38.07 | 1000.00 | 600.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 30.28 | 10.09 | 33.22 | 24.70 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 하부 | 7 | 108.46 | 36.15 | 56.04 | 38.97 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 8.21 | 2.74 | 63.65 | 38.97 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -1500.09 | - | -37.05 | -112.05 | -1500.09 | |
| | | 중앙부 | 2 | 392.22 | - | 6.44 | 13.19 | 392.22 | |
| | | 우측 | 3 | -334.05 | - | -42.02 | -119.44 | -334.05 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -613.06 | - | -8.92 | -26.94 | -613.06 | |
| | | 하부 | 5 | -1350.70 | - | -31.61 | -95.86 | -1350.70 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -167.29 | - | -10.09 | -29.15 | -167.29 | |
| | | 하부 | 7 | -299.01 | - | -36.15 | -102.50 | -299.01 | |
| | | 추가1 | 8 | 341.45 | - | 2.74 | 3.86 | 341.45 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -246.37 | - | -37.90 | -38.01 | -246.37 | |
| | | 중앙부 | 2 | -275.00 | - | 11.40 | 10.41 | -275.00 | |
| | | 우측 | 3 | -143.53 | - | 39.18 | 38.22 | -143.53 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 360.80 | - | 25.80 | 26.70 | 360.80 | |
| | | 하부 | 5 | 496.28 | - | 44.30 | 45.32 | 496.28 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 99.48 | - | -33.22 | -30.76 | 99.48 | |
| | | 하부 | 7 | 178.75 | - | -56.04 | -52.22 | 178.75 | |
| | | 추가1 | 8 | 208.59 | - | -63.65 | -60.14 | 208.59 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 260.23 | - | -71.83 | -72.35 | 261.05 | |
| | | 중앙부 | 2 | 260.23 | - | -82.17 | -78.20 | 261.04 | |
| | | 우측 | 3 | 260.23 | - | -82.17 | -78.20 | 261.04 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -89.77 | - | -23.98 | -24.04 | -209.15 | |
| | | 하부 | 5 | -121.83 | - | -38.07 | -38.15 | -275.29 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -78.27 | - | -24.70 | -24.16 | -108.85 | |
| | | 하부 | 7 | -105.95 | - | -38.97 | -38.30 | -145.43 | |
| | | 추가1 | 8 | -105.95 | - | -38.97 | -38.30 | -145.43 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -935.05 | - | - | - | -935.05 | |
| | | 중앙부 | 2 | 245.89 | - | - | - | 245.89 | |
| | | 우측 | 3 | -200.30 | - | - | - | -200.30 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -383.14 | - | - | - | -383.14 | |
| | | 하부 | 5 | -844.17 | - | - | - | -844.17 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -100.56 | - | - | - | -100.56 | |
| | | 하부 | 7 | -180.34 | - | - | - | -180.34 | |
| | | 추가1 | 8 | 213.40 | - | - | - | 213.40 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 667 | 1500.09 | 1891.10 | 7318.13 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.26 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 720 | 392.22 | 545.52 | 1634.54 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.39 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 700 | 334.05 | 450.66 | 1428.98 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.35 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 500 | 613.06 | 737.13 | 3866.84 | H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 4725.20 | 1.20 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 600 | 1350.70 | 1715.89 | 7325.55 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.30 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 500 | 167.29 | 318.71 | 1001.52 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.91 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 299.01 | 318.71 | 1816.38 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 1940.40 | 1.07 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 341.45 | 374.07 | 2084.26 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.10 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 433.0 | 246.4 | 433.01 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 467.7 | 275.0 | 467.65 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 454.7 | 143.5 | 454.66 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 324.8 | 360.8 | 451.46 | 2.00 | 72.09 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 389.7 | 496.3 | 693.79 | 2.00 | 88.81 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 324.8 | 99.5 | 451.46 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 178.7 | 451.46 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 208.6 | 451.46 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 666.67 | 100.00 | 1500.09 | 246.37 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00775

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 7318.127 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.302]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01430

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (666.67 - a/2) = 1891.102 kN.m

≥ Mu (= 1500.094 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.261]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

≥ Vu (= 246.371 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 720.00 | 80.00 | 392.22 | 275.00 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04296

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1634.542 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.402]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00318

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (720.00 - a/2) = 545.516 kN.m

≥ Mu (= 392.220 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.391]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 274.997 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 700.00 | 100.00 | 334.05 | 143.53 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 39.788) / 39.788 = 0.04978

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1428.977 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.358]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00277

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (700.00 - a/2) = 450.659 kN.m

≥ Mu (= 334.046 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.349]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

≥ Vu (= 143.533 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 613.06 | 360.80 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4725.200 x 400.00 = 1890080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 82.356 mm, c = 82.356 / β1 = 82.356 / 0.85 = 96.890 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 96.890) / 96.890 = 0.01248

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3866.836 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.222]

1단 : H22 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4725.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00945

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 82.356 mm

ΦMn = 0.85 x 4725.200 x 400 x (500.00 - a/2) = 737.128 kN.m

≥ Mu (= 613.059 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.202]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 360.804 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (360.804-324.760) x 300.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 72.090 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 300.00 x 1000 = 168.933 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 168.933 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 168.933) = 451.460 kN ≥ 360.804 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.83, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 600.00 | 100.00 | 1350.70 | 496.28 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00468

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = Φc + (εt-εy) x (Φf-Φc) / (0.65000-εy) = 0.0047

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7325.552 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.301]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 . ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.012209

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 115.4 mm

ΦMn = 0.83 x 9530.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 1715.888 kN.m

< Mu (= 1350.703 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.270]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 496.280 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (496.280-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 88.808 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 1039.230 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 496.280 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 167.29 | 99.48 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03470

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1001.518 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.937]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00388

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 318.712 kN.m

≥ Mu (= 167.286 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.905]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 99.478 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 299.01 | 178.75 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03470

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1816.378 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.068]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00388

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 318.712 kN.m

≥ Mu (= 299.009 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.066]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 178.747 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 341.45 | 208.59 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02892

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2084.258 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.100]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00458

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (500.00 - a/2) = 374.075 kN.m

≥ Mu (= 341.452 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.096]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 208.592 kN) , 전단보강 불필요.

# 16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 좌측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 추가

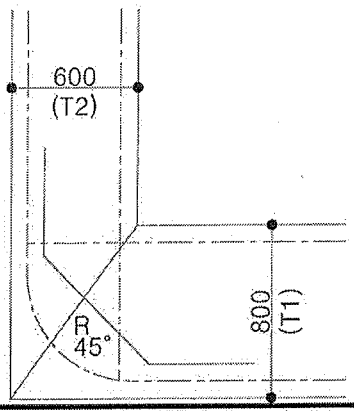
① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

# 17. 절점부 검토

1) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 935.054 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 935.054 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1000.000$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 $mm^2$

∴ Total Asb = 3176.800 $mm^2$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 935.05 \times 10^6}{1000.000^2 \times 1000} = 4.675 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인창에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 935.05 \times 10^6}{1000.000 \times 180} = 10389.488 \text{ mr}$$

Asb = 3176.800 $mm^2$

Req'd As = As - Asb

= 10389.488 $mm^2$ - 3176.800 $mm^2$

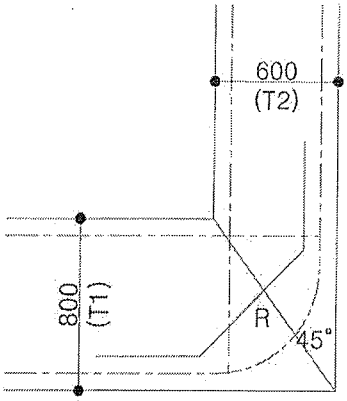
= 7212.688 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 4EA , H22 - 4EA

∴ Total As = 7628.800 $mm^2$ > Req'd As (= 7212.688 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

2) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 200.295 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 200.295 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1000.000$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

∴ Total Asb = 794.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 200.29 \times 10^6}{1000.000^2 \times 1000} = 1.001 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 200.29 \times 10^6}{1000.000 \times 180} = 2225.498 \text{ mm}^2$$

Asb = 794.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2225.498 mm² - 794.400 mm²
= 1431.098 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 1431.098 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0015917 + \sqrt{(2 \times 0.0111 + (0.0111)^2)} = 0.139$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.139 / 3 = 0.954$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 245891054.000 / (1146.000 \times 720.000 \times 0.954)$

  $= 312.436$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 312.436 \times 1146.000 = 358051.306$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0045840 + \sqrt{(2 \times 0.0321 + (0.0321)^2)} = 0.223$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.223 / 3 = 0.926$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 245891054.000 / (2292.000 \times 500.000 \times 0.926)$

  $= 231.817$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 231.817 \times 2292.000 = 531324.317$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(358051.306^2 + 531324.317^2)} / 180.0$

  $As = 3559.487$ ㎟

  사용철근량 : H29 @ 500, 3EA = 3854.400 ㎟ ∴ O.K

# 18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 ㎜ )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (㎜) | 인장사용철근량 | 철근 간격(㎜) | 최대 간격 (㎜) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 667 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 261.180 | O.K | 2.089 |
| | | 중앙부 | 2 | 720 | H19 - 8.0EA | 125 | 318.790 | O.K | 2.550 |
| | | 우측 | 3 | 700 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 276.002 | O.K | 2.208 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 500 | H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 226.471 | O.K | 1.812 |
| | | 하부 | 5 | 600 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 266.660 | O.K | 2.133 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 480.961 | O.K | 3.848 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 168.117 | O.K | 1.345 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H19 - 8.0EA | 125 | 165.174 | O.K | 1.321 |

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 935.054 \times 1000000 / [9530.400 \times (666.667 - 238.903/3)]$

$= 167.133$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x9530.400)]}$

$= 238.903$ mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.13) - 2.5 x 84.00 = 261.18 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 167.13) = 376.94 mm

Sa는 작은 값인 261.18 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 261.18 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 245.891 \times 1000000 / [2292.000 \times (720.000 - 136.798/3)]$

$= 159.078$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x2292.000)]}$

$= 136.798$ mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.08) - 2.5 x 70.50 = 318.79 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 159.08) = 396.03 mm

Sa는 작은 값인 318.79 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 318.79 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 200.295 x 1000000 / [1940.400 x (700.000 - 124.983/3)]
= 156.794 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x1940.400)]
= 124.983 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.79) - 2.5 x 90.50 = 276.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.79) = 401.80 mm
Sa는 작은 값인 276.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 276.00 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 383.139 x 1000000 / [4725.200 x (500.000 - 151.776/3)]
= 180.424 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x4725.200)]
= 151.776 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4725.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 180.42) - 2.5 x 84.00 = 226.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 180.42) = 349.18 mm
Sa는 작은 값인 226.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 226.47 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 844.172 x 1000000 / [9530.400 x (466.667 - 191.581/3)]
= 165.212 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x9530.400)]
= 216.228 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.212) - 2.5 x 84.00 = 266.660 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.90) = 381.328 mm
Sa는 작은 값인 266.660 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 266.660 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 100.562 x 1000000 / [1940.400 x (500.000 - 103.751/3)]
= 111.353 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1940.400)]
= 103.751 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.35) - 2.5 x 90.50 = 480.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 111.35) = 565.77 mm
Sa는 작은 값인 480.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 480.96 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 180.336 x 1000000 / [1940.400 x (500.000 - 103.751/3)]
= 199.687 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1940.400)]
= 103.751 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 199.69) - 2.5 x 90.50 = 168.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 199.69) = 315.49 mm
Sa는 작은 값인 168.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 168.12 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 213.403 x 1000000 / [2292.000 x (500.000 - 111.633/3)]
= 201.188 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2292.000)]
= 111.633 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 201.19) - 2.5 x 90.50 = 165.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.19) = 313.14 mm
Sa는 작은 값인 165.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.17 mm) ∴ O.K

# 19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 321.279 / 7.200 = 44.622 kN/m²
- 내부토사 = 3.701 x 19.000 = 70.319 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중 ( 토피고 3.701m )

| 토피고(D,m) | 노면활하중(Pv ℓ ,kN/m²) | 비 고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

노면 활하중 : = 15.00 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 44.62 + 70.32 + 15.00

= 129.941 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 247.980 kN/m² ≥ Qmax = 129.941 kN/m² ..... O.K

# 19-1. 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.200 | × | 0.800 | × | 25.000 | | | | | = | 144.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.600 | × | 4.831 | × | 25.000 | × | 2 | | | = | 144.930 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 4.131 | × | 25.000 | / | 2 | × | 2 | = | 30.983 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 3.701 | × | 19.000 | | | | | = | 421.914 | kN/m |
| | | | | | | | | | ∴ | Σ | = | 751.827 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times ( 2 \times 0.000 \times 4.131 \times 19.000 + 4.131^2 \times 10.000 ) \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 751.827 + 0.000 = 751.827$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 7.200 \times 4.781 \times 10.000$

$= 344.232$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 751.827 / 344.232$

$= 2.184 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -3.7 m ( 보링주상도 NTB-30 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.200 | × | 0.800 | × | 25.000 | | | | | = | 144.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.600 | × | 4.831 | × | 25.000 | × | 2 | | | = | 144.930 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 4.131 | × | 25.000 | / | 2 | × | 2 | = | 30.983 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 3.701 | × | 19.000 | | | | | = | 421.914 | kN/m |
| | | | | | | | | ∴ Σ | | | = | 751.827 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 3.700^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 47.336$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 3.700 \times 0.431 \times 19.000 + 0.431^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 11.366$ kN/m

∴ $\Sigma = 47.336 + 11.366 = 58.702$ kN/m

(3) 저항력

$R = 751.827 + 58.702 = 810.529$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 7.200 \times 1.231 \times 10.000$

$= 88.632$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 810.529 / 88.632$

$= 9.145 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{144.000}{7.200 \times 10.000 \times 1.100} = 1.818 \text{ m}$$

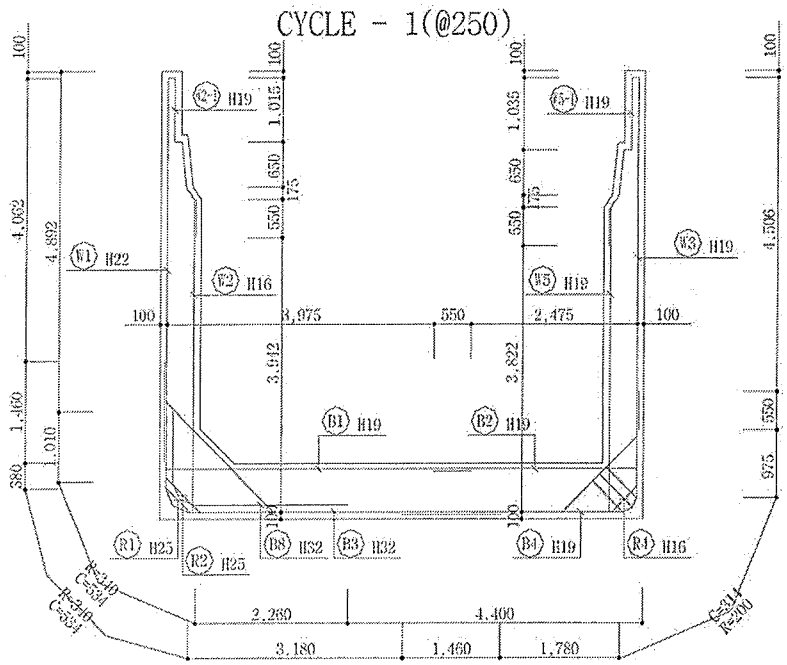
∴ 구조물 저면으로 부터 1.818 m 이하유지

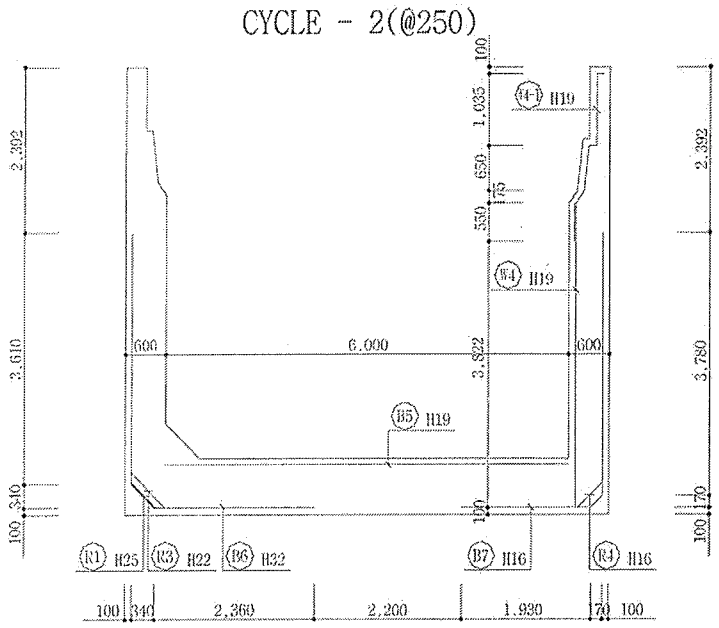
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{329.913}{7.200 \times 10.000 \times 1.100} = 4.166 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.166 m 이하유지

# 20. 주철근 조립도


CYCLE - 1(@250)
W1 H22
W2 H16
W3 H19
W5 H19
B1 H19
B2 H19
R1 H25
R2 H25
B8 H32
B3 H32
B4 H19
R4 H16
3,975
550
2,475
2,269
4,400
3,180
1,460
1,780

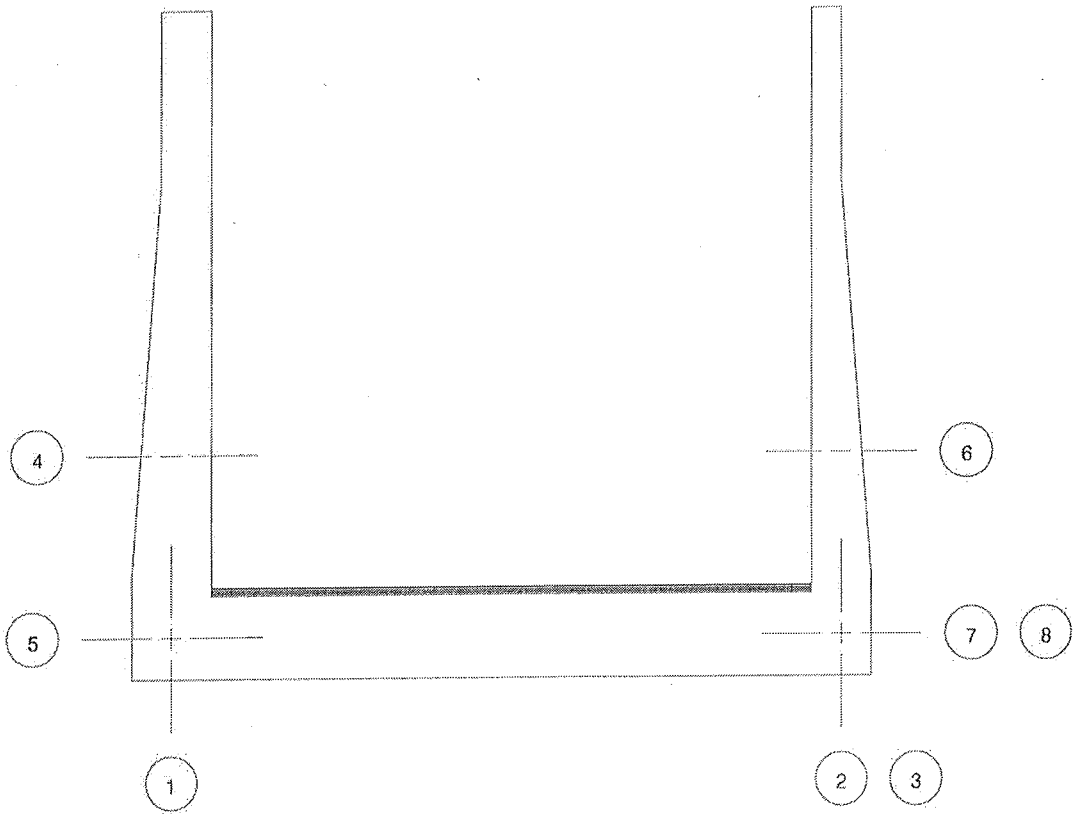

CYCLE - 2(@250)
W4 H19
B5 H19
R1 H25
R3 H22
B6 H32
B7 H16
R4 H16
600
6,000
2,360
2,200
1,930

# U4

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약




■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 669 | 1544.48 | 1686.94 | 7527.01 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 8316.00 | 1.09 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 720 | 207.23 | 276.65 | 855.38 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 1.34 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 700 | 421.93 | 619.76 | 1813.79 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.47 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 577 | 637.10 | 1425.88 | 3426.18 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 8316.00 | 2.24 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 669 | 1437.05 | 1686.94 | 6945.09 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 8316.00 | 1.17 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 408 | 198.53 | 351.96 | 1479.06 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.77 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 378.28 | 436.54 | 2318.89 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.15 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 179.44 | 256.12 | 1075.67 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.43 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1415.3 | 1688.9 | O.K | 1061.5 | 1688.9 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 1600.0 | 1688.9 | O.K | 1200.0 | 1688.9 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1015.3 | 1267.0 | O.K | 761.5 | 1267.0 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |
| | | 추가 | 8 | 1200.0 | 1267.0 | O.K | 900.0 | 1267.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 하부슬래 | 1경간 | 좌측 | 1 | 434.6 | 242.4 | 434.59 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 467.7 | 242.3 | 467.65 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 454.7 | 207.3 | 454.66 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 374.6 | 387.9 | 447.70 | 2.00 | 45.96 | H13 | 600 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 434.6 | 487.0 | 519.37 | 2.00 | 156.60 | H13 | 600 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 264.8 | 105.6 | 316.44 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 117.0 | 388.11 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 128.7 | 388.11 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 669 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 190.075 | O.K | 1.521 |
| | | 중앙부 | 2 | 720 | H19 - 4.0EA | 250 | 299.918 | O.K | 1.200 |
| | | 우측 | 3 | 700 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 321.632 | O.K | 2.573 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 577 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 614.543 | O.K | 4.916 |
| | | 하부 | 5 | 669 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 218.712 | O.K | 1.750 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 408 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 438.145 | O.K | 3.505 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 204.549 | O.K | 1.636 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H22 - 4.0EA | 250 | 287.138 | O.K | 1.149 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp D U type ( 내공 : 6M × 4.04M, 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 0.700 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| - 콘크리트 강도 | (fck) | = | 27 | MPa |
| - 콘크리트 탄성계수 | (Ec) | = | 26702 | MPa |
| - 철근(SD400) | (fy) | = | 400 | MPa |
| - 철근의 탄성계수 | (Es) | = | 200000 | MPa |

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

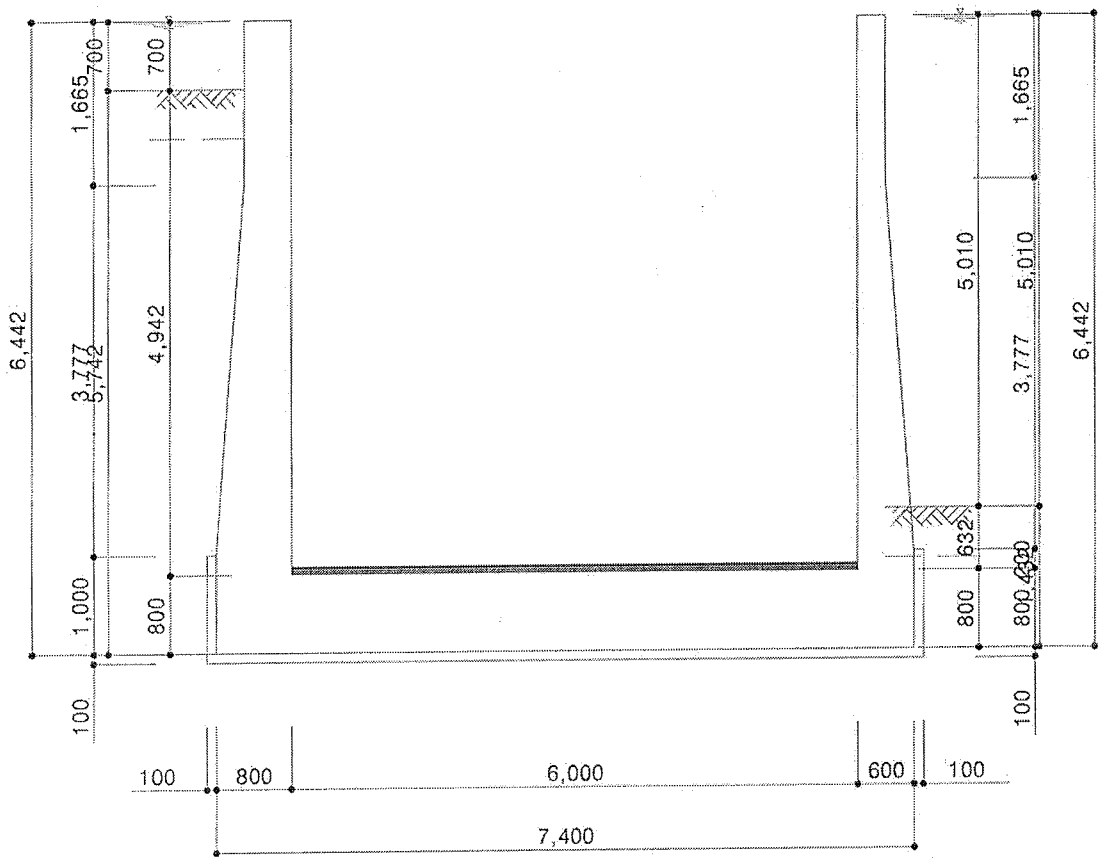
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


6,442
700
1,665
3,777
4,942
1,000
800
100
5,010
632
800
100
100
800
6,000
600
100
7,400

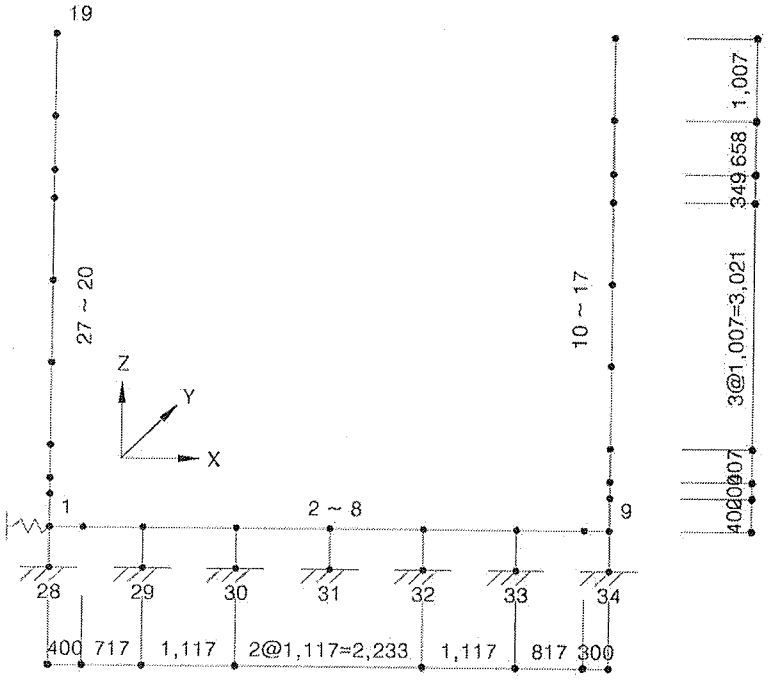
# 4. 해석모델 및 단면제원

## 1) Modeling

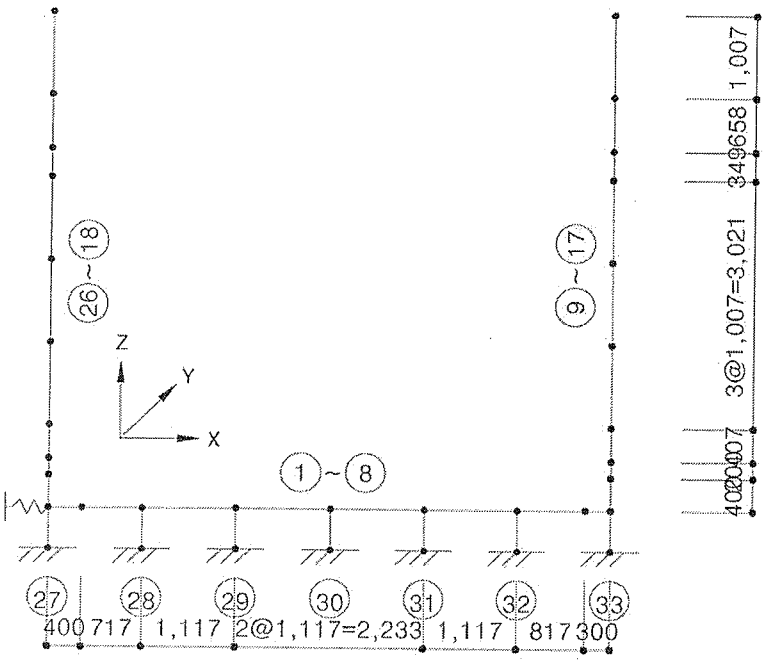
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.800 × 1.000 | = 0.800 | 0.04267 | 1~8,25~26 |
| 2 | 0.600 × 1.000 | = 0.600 | 0.01800 | 9~10 |
| 7 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 16~17 |
| 8 | 0.500 × 1.000 | = 0.500 | 0.01042 | 18~19 |

| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 절 점 |
|---|---|---|---|---|
| 3 | 0.568 × 1.000 | = 0.568 | 0.01524 | 12 |
| 4 | 0.488 × 1.000 | = 0.488 | 0.00967 | 13 |
| 5 | 0.408 × 1.000 | = 0.408 | 0.00565 | 14 |
| 6 | 0.328 × 1.000 | = 0.328 | 0.00293 | 15 |
| 9 | 0.528 × 1.000 | = 0.528 | 0.01224 | 22 |
| 10 | 0.608 × 1.000 | = 0.608 | 0.01870 | 23 |
| 11 | 0.688 × 1.000 | = 0.688 | 0.02710 | 24 |
| 12 | 0.768 × 1.000 | = 0.768 | 0.03770 | 25 |

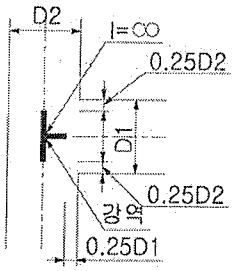
| NO | Section(Tapper) | 부 재 |
|---|---|---|
| 13 | SEC 2 ~ 3 | 11 |
| 14 | SEC 3 ~ 4 | 12 |
| 15 | SEC 4 ~ 5 | 13 |
| 16 | SEC 5 ~ 6 | 14 |
| 17 | SEC 6 ~ 7 | 15 |
| 18 | SEC 8 ~ 9 | 20 |
| 19 | SEC 9 ~ 10 | 21 |
| 20 | SEC 10 ~ 11 | 22 |
| 21 | SEC 11 ~ 12 | 23 |
| 22 | SEC 12 ~ 1 | 24 |

3) 단면좌표

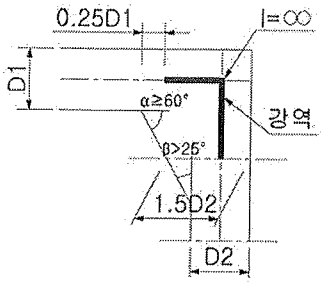
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 18 | 6.700 | 6.542 |
| 2 | 0.400 | 0.500 | 19 | 0.000 | 6.542 |
| 3 | 1.117 | 0.500 | 20 | 0.000 | 5.535 |
| 4 | 2.233 | 0.500 | 21 | 0.000 | 4.877 |
| 5 | 3.350 | 0.500 | 22 | 0.000 | 4.528 |
| 6 | 4.467 | 0.500 | 23 | 0.000 | 3.521 |
| 7 | 5.583 | 0.500 | 24 | 0.000 | 2.514 |
| 8 | 6.400 | 0.500 | 25 | 0.000 | 1.507 |
| 9 | 6.700 | 0.500 | 26 | 0.000 | 1.100 |
| 10 | 6.700 | 0.900 | 27 | 0.000 | 0.900 |
| 11 | 6.700 | 1.100 | 28 | 0.000 | 0.000 |
| 12 | 6.700 | 1.507 | 29 | 1.117 | 0.000 |
| 13 | 6.700 | 2.514 | 30 | 2.233 | 0.000 |
| 14 | 6.700 | 3.521 | 31 | 3.350 | 0.000 |
| 15 | 6.700 | 4.528 | 32 | 4.467 | 0.000 |
| 16 | 6.700 | 4.877 | 33 | 5.583 | 0.000 |
| 17 | 6.700 | 5.535 | 34 | 6.700 | 0.000 |

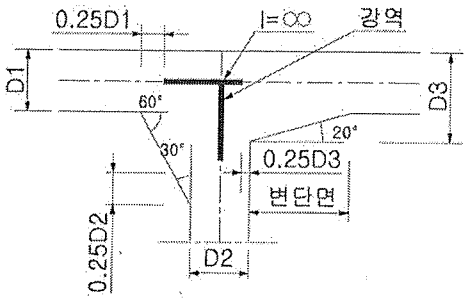
4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 800 = 200 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 800 = 200 ㎜

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 ㎜

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 ㎜

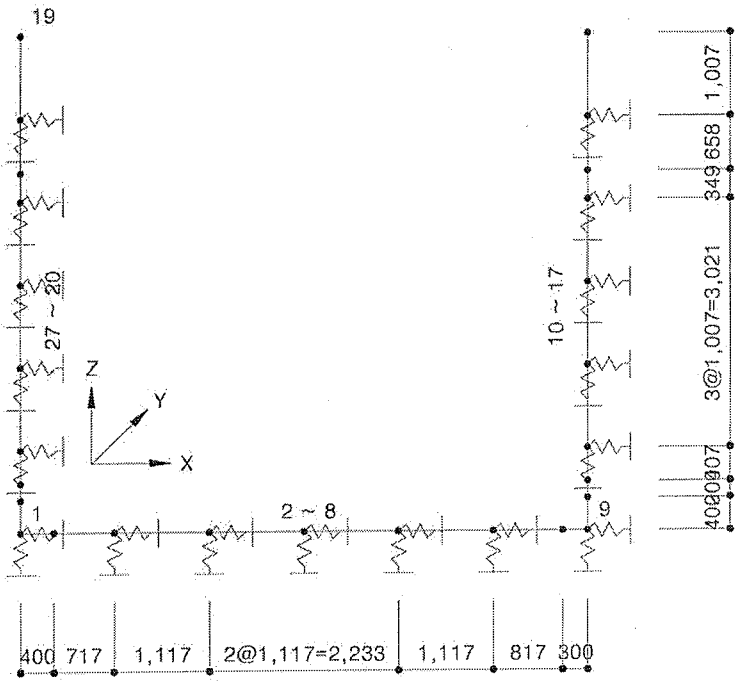
# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

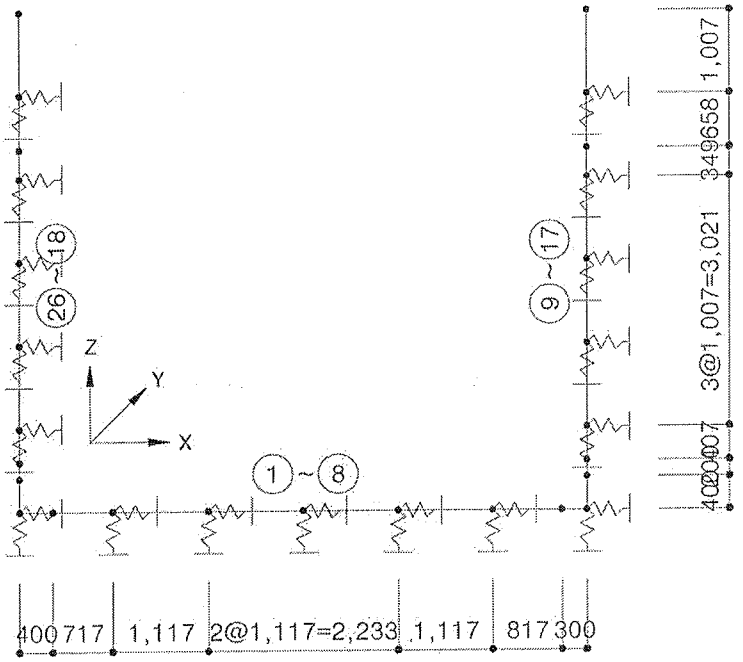
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도




② 부재삼도



2) 단면제원

| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.800 × 1.000 | = 0.800 | 0.04267 | 1~8,25~26 |
| 2 | 0.600 × 1.000 | = 0.600 | 0.01800 | 9~10 |
| 7 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 16~17 |
| 8 | 0.500 × 1.000 | = 0.500 | 0.01042 | 18~19 |

| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 절 점 |
|---|---|---|---|---|
| 3 | 0.568 × 1.000 | = 0.568 | 0.01524 | 12 |
| 4 | 0.488 × 1.000 | = 0.488 | 0.00967 | 13 |
| 5 | 0.408 × 1.000 | = 0.408 | 0.00565 | 14 |
| 6 | 0.328 × 1.000 | = 0.328 | 0.00293 | 15 |
| 9 | 0.528 × 1.000 | = 0.528 | 0.01224 | 22 |
| 10 | 0.608 × 1.000 | = 0.608 | 0.01870 | 23 |
| 11 | 0.688 × 1.000 | = 0.688 | 0.02710 | 24 |
| 12 | 0.768 × 1.000 | = 0.768 | 0.03770 | 25 |

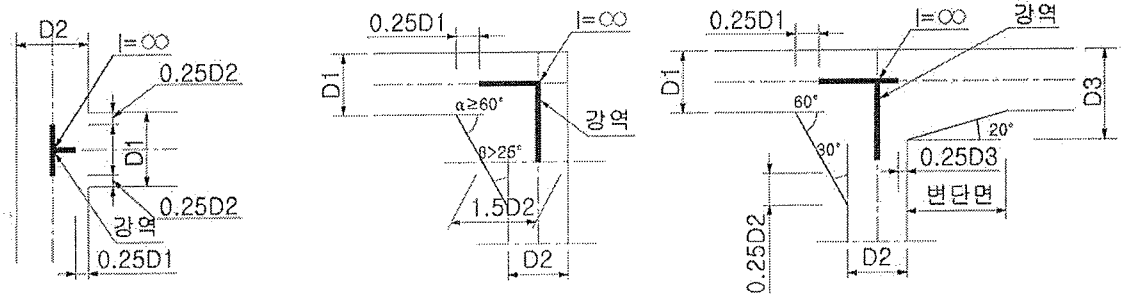
| NO | Section(Tapper) | 부 재 |
|---|---|---|
| 13 | SEC 2 ~ 3 | 11 |
| 14 | SEC 3 ~ 4 | 12 |
| 15 | SEC 4 ~ 5 | 13 |
| 16 | SEC 5 ~ 6 | 14 |
| 17 | SEC 6 ~ 7 | 15 |
| 18 | SEC 8 ~ 9 | 20 |
| 19 | SEC 9 ~ 10 | 21 |
| 20 | SEC 10 ~ 11 | 22 |
| 21 | SEC 11 ~ 12 | 23 |
| 22 | SEC 12 ~ 1 | 24 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 15 | 6.700 | 4.028 |
| 2 | 0.400 | 0.000 | 16 | 6.700 | 4.377 |
| 3 | 1.117 | 0.000 | 17 | 6.700 | 5.035 |
| 4 | 2.233 | 0.000 | 18 | 6.700 | 6.042 |
| 5 | 3.350 | 0.000 | 19 | 0.000 | 6.042 |
| 6 | 4.467 | 0.000 | 20 | 0.000 | 5.035 |
| 7 | 5.583 | 0.000 | 21 | 0.000 | 4.377 |
| 8 | 6.400 | 0.000 | 22 | 0.000 | 4.028 |
| 9 | 6.700 | 0.000 | 23 | 0.000 | 3.021 |
| 10 | 6.700 | 0.400 | 24 | 0.000 | 2.014 |
| 11 | 6.700 | 0.600 | 25 | 0.000 | 1.007 |
| 12 | 6.700 | 1.007 | 26 | 0.000 | 0.600 |
| 13 | 6.700 | 2.014 | 27 | 0.000 | 0.400 |
| 14 | 6.700 | 3.021 | | | |

8) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 800 = 200 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 800 = 200 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 7.400 × 7.400 ) = 7.40 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 4900 = 16330.00 kN/m³

Kv = 16330.000 × (7.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1475.38 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.800/2 + 1.117/2) = 1414 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.117/2 + 1.117/2) = 1648 kN/m | 3~7 |
| Kv3 | Kv x (1.117/2 + 0.600/2) = 1266 kN/m | 9 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

- 점성토층이 우세한 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $$K_{vo} = \frac{1}{0.3}\times\alpha\times E_0$$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 2

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( B × B ) = √( 7.400 × 7.400 ) = 7.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kv = 32666.670 × ( 7.400 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 2951.36 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 2951.360 = 983.79 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.742 × 5.742 ) = 5.742 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.742 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3569.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3569.820 = 1189.94 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.742 × 5.742 ) = 5.742 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.742 / 0.3 ) $^{-3/4}$ = 3569.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3569.820 = 1189.94 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.007/2 + 1.007/2) = 3595 kN/m | 12~15,17,20,22~25 |
| Kss1 | Kss x (1.007/2 + 1.007/2) = 1198 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.117/2 + 1.117/2) = 3296 kN/m | 3~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.117/2 + 1.117/2) = 1099 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.800/2 + 1.117/2) = 2828 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.007/2 + 0.800/2) = 3225 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.117/2 + 0.600/2) = 2533 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Kh x (1.007/2 + 0.800/2) = 3225 kN/m | |

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.307 × 23.000 × 0.500 | = 3.531 kN/m² |
| Wh2 | = 3.531 + 0.193 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.466 × 19.000 × 0.500 | = 10.172 kN/m² |
| Wh4 | = 10.172 + 0.348 × 19.000 × 0.500 | = 13.483 kN/m² |
| Wh5 | = 13.483 + 1.007 × 19.000 × 0.500 | = 23.050 kN/m² |
| Wh6 | = 23.050 + 1.007 × 19.000 × 0.500 | = 32.616 kN/m² |
| Wh7 | = 32.616 + 1.007 × 19.000 × 0.500 | = 42.182 kN/m² |
| Wh8 | = 42.182 + 0.407 × 19.000 × 0.500 | = 46.049 kN/m² |
| Wh9 | = 46.049 + 0.200 × 19.000 × 0.500 | = 47.949 kN/m² |
| Wh10 | = 47.949 + 0.400 × 19.000 × 0.500 | = 51.749 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.025 × 23.000 × 0.500 | = 0.288 kN/m² |
| Wh2 | = 0.288 + 0.407 × 23.000 × 0.500 | = 4.968 kN/m² |
| Wh3 | = 4.968 + 0.068 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh4 | = 5.750 + 0.132 × 19.000 × 0.500 | = 7.004 kN/m² |
| Wh5 | = 7.004 + 0.400 × 19.000 × 0.500 | = 10.804 kN/m² |

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.307 × 23.000 × 0.500 | = 3.531 kN/m² |
| Wh2 | = 3.531 + 0.193 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.466 × 10.000 × 0.500 | = 8.078 kN/m² |
| Wh4 | = 8.078 + 0.348 × 10.000 × 0.500 | = 9.820 kN/m² |
| Wh5 | = 9.820 + 1.007 × 10.000 × 0.500 | = 14.855 kN/m² |
| Wh6 | = 14.855 + 1.007 × 10.000 × 0.500 | = 19.890 kN/m² |
| Wh7 | = 19.890 + 1.007 × 10.000 × 0.500 | = 24.925 kN/m² |
| Wh8 | = 24.925 + 0.407 × 10.000 × 0.500 | = 26.960 kN/m² |
| Wh9 | = 26.960 + 0.200 × 10.000 × 0.500 | = 27.960 kN/m² |
| Wh10 | = 27.960 + 0.400 × 10.000 × 0.500 | = 29.960 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.025 × 23.000 × 0.500 | = 0.288 kN/m² |
| Wh2 | = 0.288 + 0.407 × 23.000 × 0.500 | = 4.968 kN/m² |
| Wh3 | = 4.968 + 0.068 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh4 | = 5.750 + 0.132 × 10.000 × 0.500 | = 6.410 kN/m² |
| Wh5 | = 6.410 + 0.400 × 10.000 × 0.500 | = 8.410 kN/m² |

5) 지하수압 ( 지하수위 : GL = 0.700 m )

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww1 | = 1.007 × 10.000 | = 10.070 | kN/m² |
| Ww2 | = 10.070 + 0.658 × 10.000 | = 16.655 | kN/m² |
| Ww3 | = 16.655 + 0.348 × 10.000 | = 20.140 | kN/m² |
| Ww4 | = 20.140 + 1.007 × 10.000 | = 30.210 | kN/m² |
| Ww5 | = 30.210 + 1.007 × 10.000 | = 40.280 | kN/m² |
| Ww6 | = 40.280 + 1.007 × 10.000 | = 50.350 | kN/m² |
| Ww7 | = 50.350 + 0.407 × 10.000 | = 54.420 | kN/m² |
| Ww8 | = 54.420 + 0.200 × 10.000 | = 56.420 | kN/m² |
| Ww9 | = 56.420 + 0.400 × 10.000 | = 60.420 | kN/m² |

- 우측 벽체

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww10 | = 1.007 × 10.000 | = 10.070 | kN/m² |
| Ww11 | = 10.070 + 0.658 × 10.000 | = 16.655 | kN/m² |
| Ww12 | = 16.655 + 0.348 × 10.000 | = 20.140 | kN/m² |
| Ww13 | = 20.140 + 1.007 × 10.000 | = 30.210 | kN/m² |
| Ww14 | = 30.210 + 1.007 × 10.000 | = 40.280 | kN/m² |
| Ww15 | = 40.280 + 1.007 × 10.000 | = 50.350 | kN/m² |
| Ww16 | = 50.350 + 0.407 × 10.000 | = 54.420 | kN/m² |
| Ww17 | = 54.420 + 0.200 × 10.000 | = 56.420 | kN/m² |
| Ww18 | = 56.420 + 0.400 × 10.000 | = 60.420 | kN/m² |

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww19 = ( 5.742 - -0.700 ) × 10.000 = 64.420 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 4.542° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.154 |
| θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 8.755 |
| θ' | = tan-1(kh/(1-kv)x γt/γsub),kv = 0 | : | 16.309 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.468

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.594

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 4.542° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.063 |
| θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 3.605 |
| θ' | = tan-1(kh/(1-kv)x γt/γsub),kv = 0 | : | 6.826 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.404

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.442

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.307 × 23.000 × 0.468 = 3.305 kN/m²

Wh2 = 3.305 + 0.193 × 23.000 × 0.468 = 5.382 kN/m²

Wh3 = 5.382 + 0.466 × 19.000 × 0.468 = 9.521 kN/m²

Wh4 = 9.521 + 0.348 × 19.000 × 0.468 = 12.620 kN/m²

Wh5 = 12.620 + 1.007 × 19.000 × 0.468 = 21.574 kN/m²

Wh6 = 21.574 + 1.007 × 19.000 × 0.468 = 30.529 kN/m²

Wh7 = 30.529 + 1.007 × 19.000 × 0.468 = 39.483 kN/m²

Wh8 = 39.483 + 0.407 × 19.000 × 0.468 = 43.102 kN/m²

Wh9 = 43.102 + 0.200 × 19.000 × 0.468 = 44.880 kN/m²

Wh10 = 44.880 + 0.400 × 19.000 × 0.468 = 48.437 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.025 × 23.000 × 0.468 = 0.269 kN/m²

Wh2 = 0.269 + 0.407 × 23.000 × 0.468 = 4.650 kN/m²

Wh3 = 4.650 + 0.068 × 23.000 × 0.468 = 5.382 kN/m²

Wh4 = 5.382 + 0.132 × 19.000 × 0.468 = 6.556 kN/m²

Wh5 = 6.556 + 0.400 × 19.000 × 0.468 = 10.113 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.307 × 23.000 × 0.404 = 2.853 kN/m²

Wh2 = 2.853 + 0.193 × 23.000 × 0.404 = 4.646 kN/m²

Wh3 = 4.646 + 0.466 × 19.000 × 0.404 = 8.219 kN/m²

Wh4 = 8.219 + 0.348 × 19.000 × 0.404 = 10.894 kN/m²

Wh5 = 10.894 + 1.007 × 19.000 × 0.404 = 18.624 kN/m²

Wh6 = 18.624 + 1.007 × 19.000 × 0.404 = 26.354 kN/m²

Wh7 = 26.354 + 1.007 × 19.000 × 0.404 = 34.083 kN/m²

Wh8 = 34.083 + 0.407 × 19.000 × 0.404 = 37.208 kN/m²

Wh9 = 37.208 + 0.200 × 19.000 × 0.404 = 38.743 kN/m²

Wh10 = 38.743 + 0.400 × 19.000 × 0.404 = 41.813 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.025 × 23.000 × 0.404 = 0.232 kN/m²

Wh2 = 0.232 + 0.407 × 23.000 × 0.404 = 4.014 kN/m²

Wh3 = 4.014 + 0.068 × 23.000 × 0.404 = 4.646 kN/m²

Wh4 = 4.646 + 0.132 × 19.000 × 0.404 = 5.659 kN/m²

Wh5 = 5.659 + 0.400 × 19.000 × 0.404 = 8.730 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.307 × 23.000 × 0.468 = 3.305 kN/m²

Wh2 = 3.305 + 0.193 × 23.000 × 0.468 = 5.382 kN/m²

Wh3 = 5.382 + 0.466 × 10.000 × 0.594 = 8.147 kN/m²

Wh4 = 8.147 + 0.348 × 10.000 × 0.594 = 10.217 kN/m²

Wh5 = 10.217 + 1.007 × 10.000 × 0.594 = 16.199 kN/m²

Wh6 = 16.199 + 1.007 × 10.000 × 0.594 = 22.180 kN/m²

Wh7 = 22.180 + 1.007 × 10.000 × 0.594 = 28.162 kN/m²

Wh8 = 28.162 + 0.407 × 10.000 × 0.594 = 30.579 kN/m²

Wh9 = 30.579 + 0.200 × 10.000 × 0.594 = 31.767 kN/m²

Wh10 = 31.767 + 0.400 × 10.000 × 0.594 = 34.143 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.025 × 23.000 × 0.468 = 0.269 kN/m²

Wh2 = 0.269 + 0.407 × 23.000 × 0.468 = 4.650 kN/m²

Wh3 = 4.650 + 0.068 × 23.000 × 0.468 = 5.382 kN/m²

Wh4 = 5.382 + 0.132 × 10.000 × 0.594 = 6.166 kN/m²

Wh5 = 6.166 + 0.400 × 10.000 × 0.594 = 8.542 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.307 × 23.000 × 0.404 = 2.853 kN/m²

Wh2 = 2.853 + 0.193 × 23.000 × 0.404 = 4.646 kN/m²

Wh3 = 4.646 + 0.466 × 10.000 × 0.442 = 6.704 kN/m²

Wh4 = 6.704 + 0.348 × 10.000 × 0.442 = 8.244 kN/m²

Wh5 = 8.244 + 1.007 × 10.000 × 0.442 = 12.695 kN/m²

Wh6 = 12.695 + 1.007 × 10.000 × 0.442 = 17.146 kN/m²

Wh7 = 17.146 + 1.007 × 10.000 × 0.442 = 21.597 kN/m²

Wh8 = 21.597 + 0.407 × 10.000 × 0.442 = 23.396 kN/m²

Wh9 = 23.396 + 0.200 × 10.000 × 0.442 = 24.280 kN/m²

Wh10 = 24.280 + 0.400 × 10.000 × 0.442 = 26.048 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.025 × 23.000 × 0.404 = 0.232 kN/m²

Wh2 = 0.232 + 0.407 × 23.000 × 0.404 = 4.014 kN/m²

Wh3 = 4.014 + 0.068 × 23.000 × 0.404 = 4.646 kN/m²

Wh4 = 4.646 + 0.132 × 10.000 × 0.442 = 5.229 kN/m²

Wh5 = 5.229 + 0.400 × 10.000 × 0.442 = 6.997 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

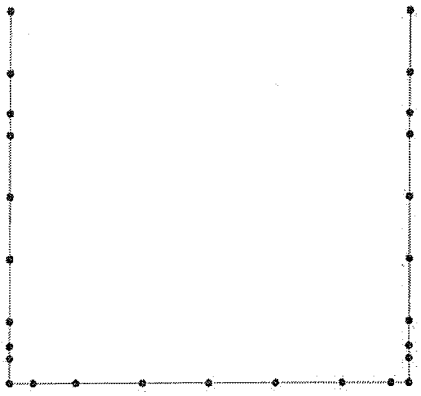
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.800×25.000×0.063<br>= 1.260 | fb = 0.800×25.000×0.154<br>= 3.080 |

② 측벽

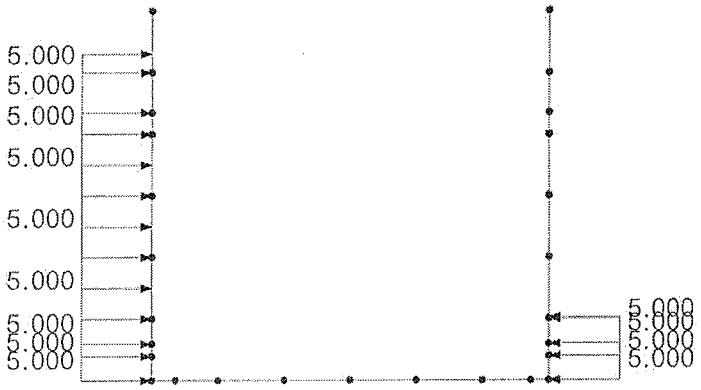
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.300×25.000×0.063<br>= 0.473 | f1 = 0.300×25.000×0.154<br>= 1.155 |
| f2 = 0.300×25.000×0.063<br>= 0.473 | f2 = 0.300×25.000×0.154<br>= 1.155 |
| f3 = 0.300×25.000×0.063<br>= 0.473 | f3 = 0.300×25.000×0.154<br>= 1.155 |
| f4 = 0.328×25.000×0.063<br>= 0.516 | f4 = 0.328×25.000×0.154<br>= 1.262 |
| f5 = 0.408×25.000×0.063<br>= 0.642 | f5 = 0.408×25.000×0.154<br>= 1.570 |
| f6 = 0.488×25.000×0.063<br>= 0.768 | f6 = 0.488×25.000×0.154<br>= 1.878 |
| f7 = 0.568×25.000×0.063<br>= 0.894 | f7 = 0.568×25.000×0.154<br>= 2.186 |
| f8 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f8 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f9 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f9 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f10 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f10 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |

# 10. 하 중 재 하 (상시)

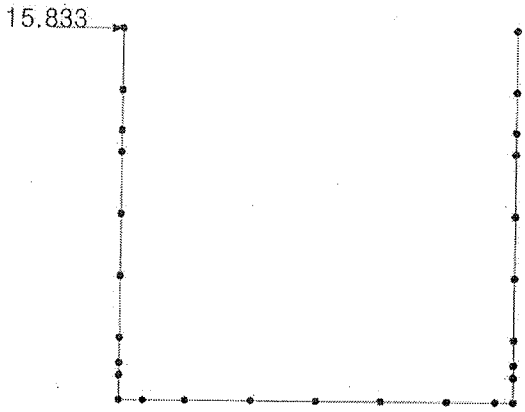
1) CASE1 - 구체자중(SW)



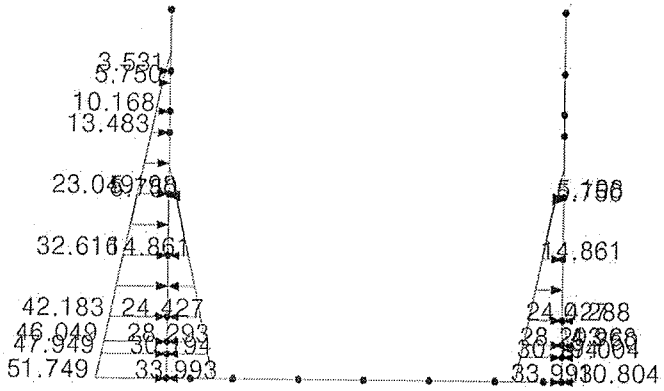
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



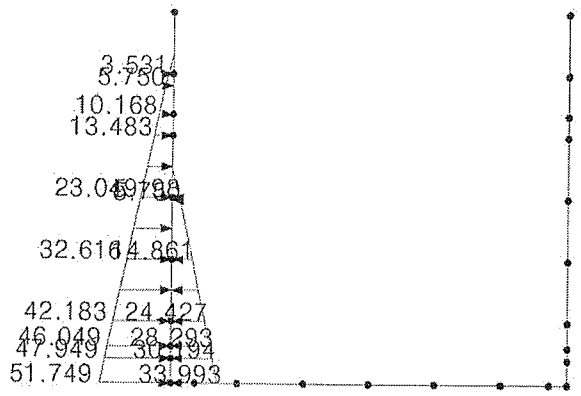
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



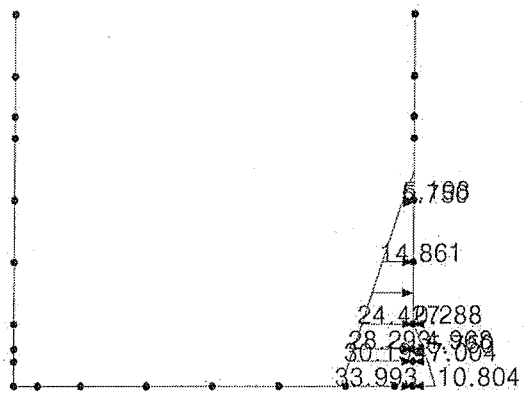

4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



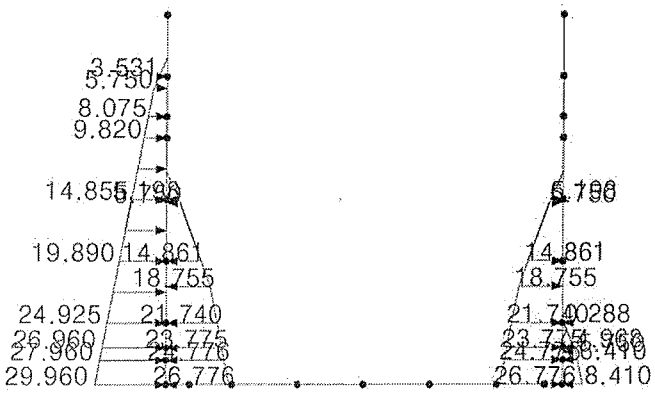

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



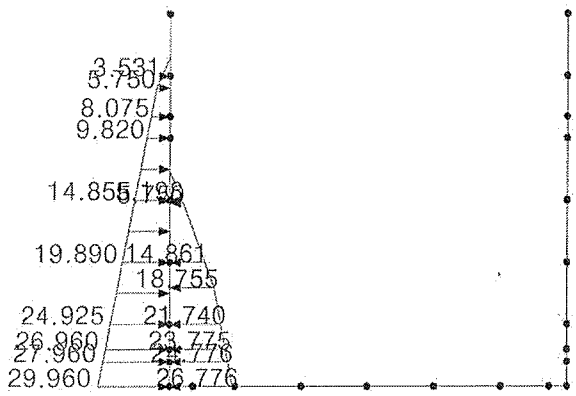
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



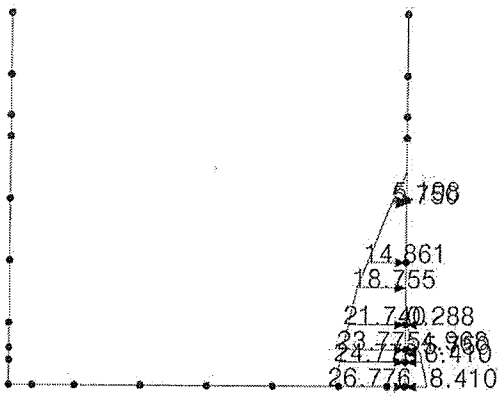

7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



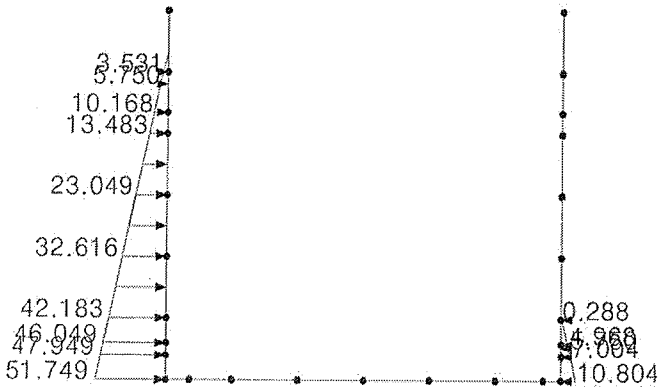

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



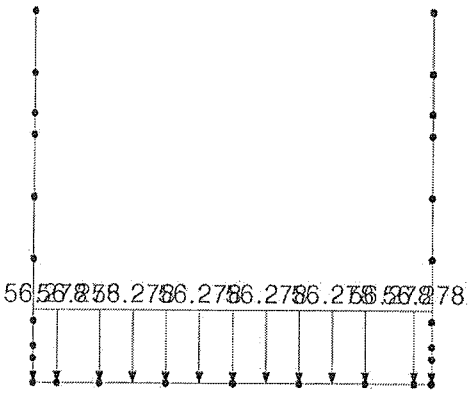
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



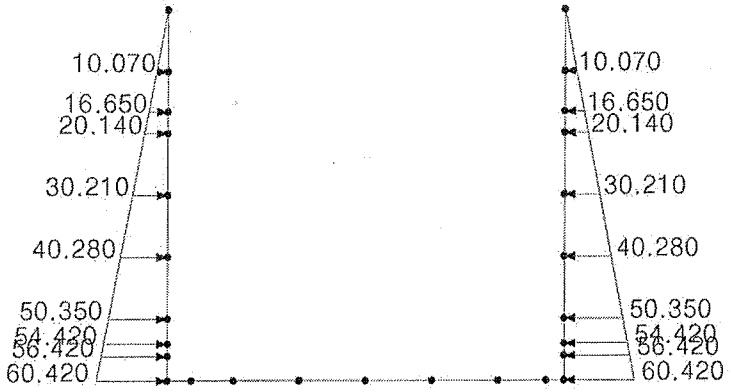

10) CASE10 - 시공단계(1)



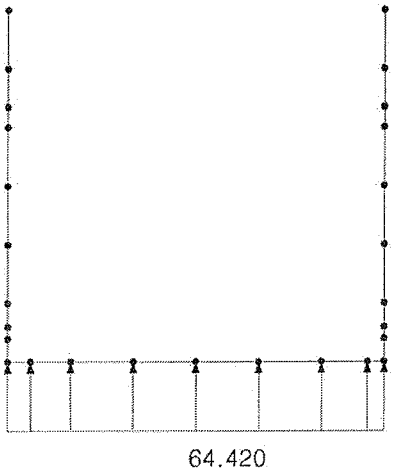

11) CASE11 - 연직토압(Tv)



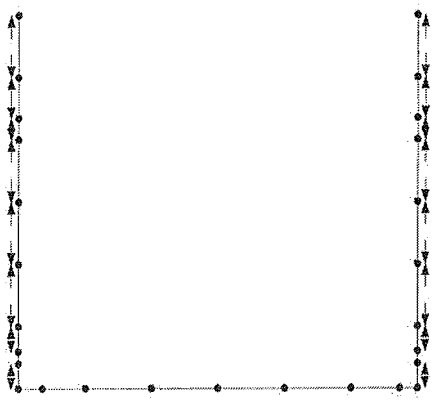
12) CASE12 - 수평수압(WATERH)



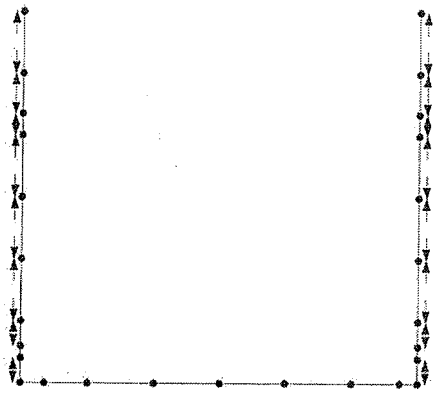

13) CASE13 - 부력(BUOYANCY)



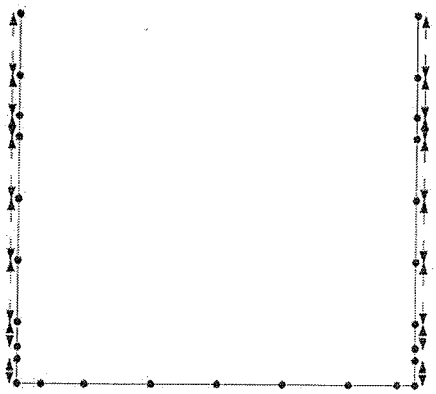

14) CASE14 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



15) CASE15 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

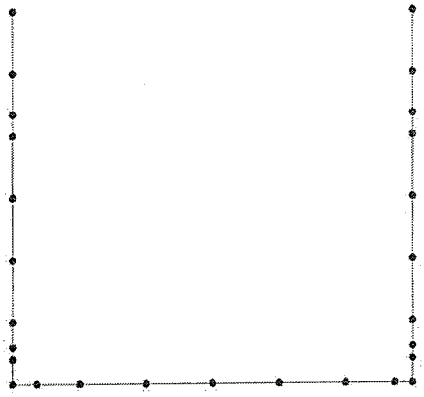


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

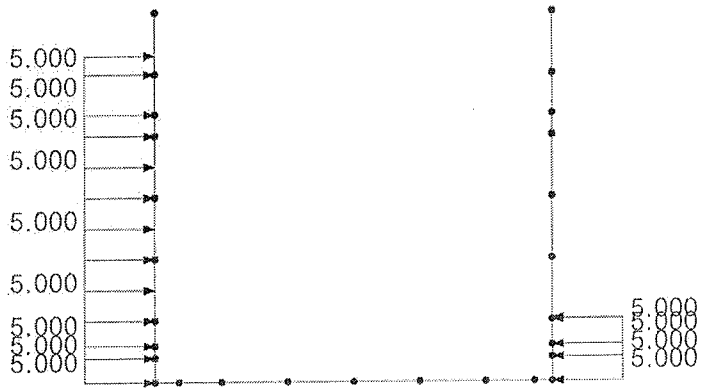


# 11. 하중 재하 (기능수행)

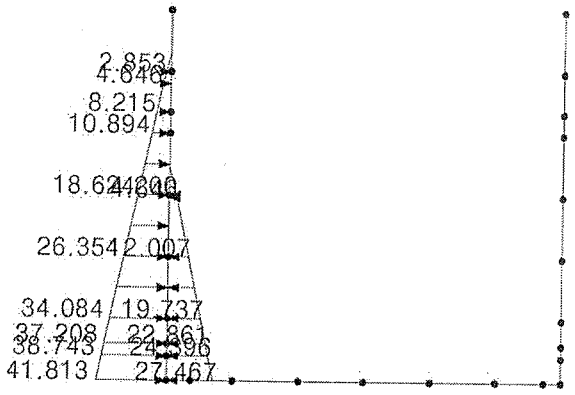
1) CASE1 - 구체자중(SW)



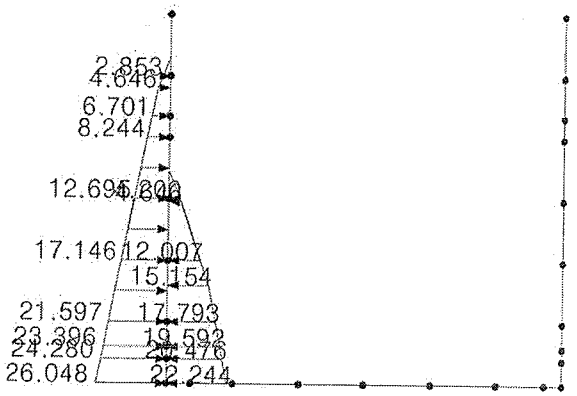
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



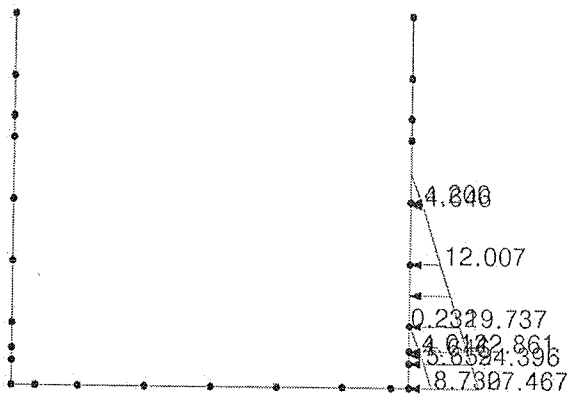
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



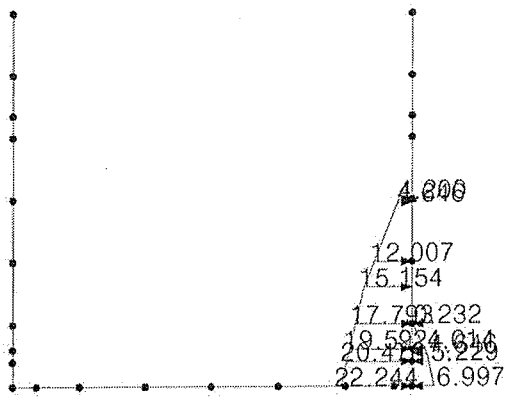

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



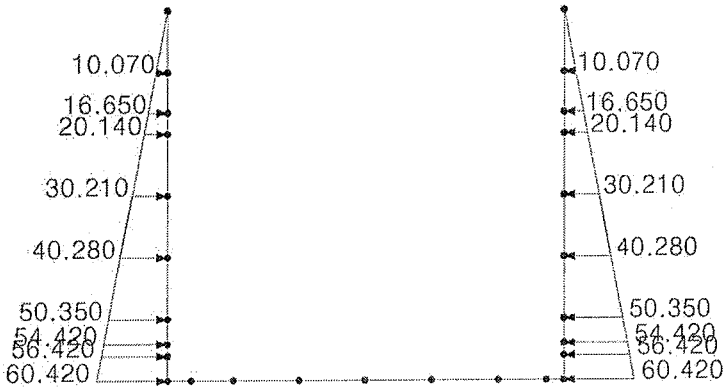

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



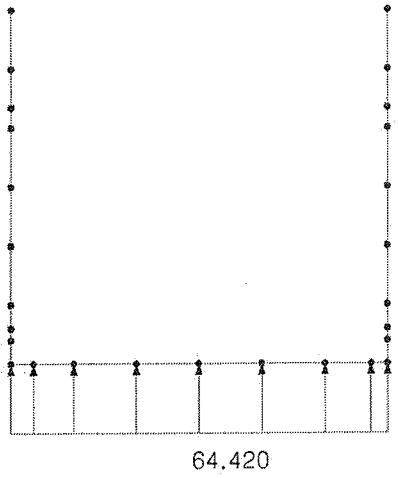
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



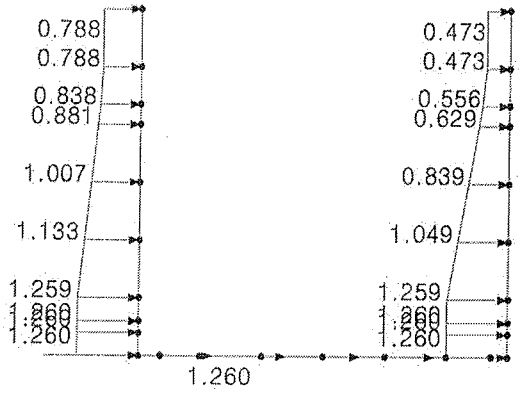

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



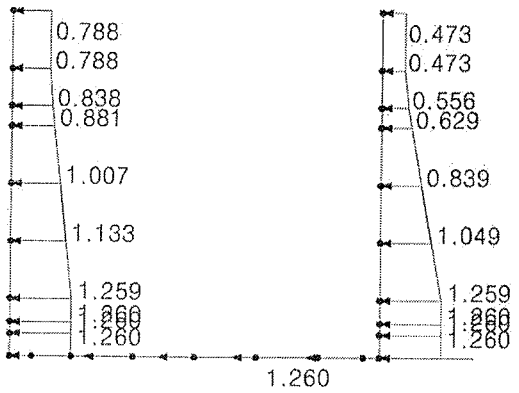

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

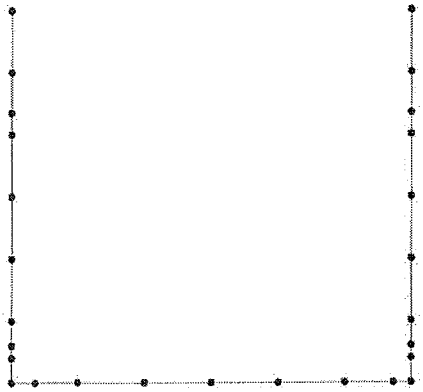



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

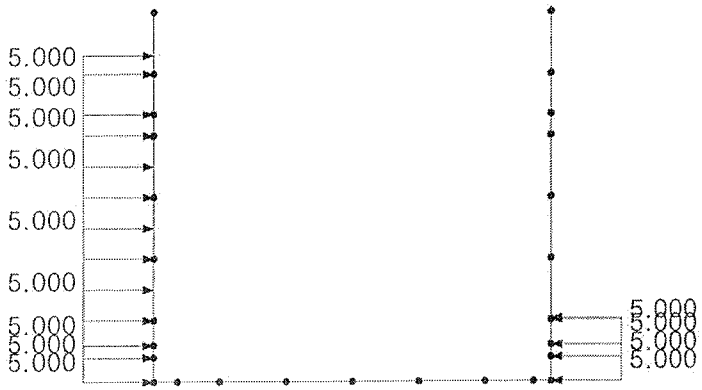


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

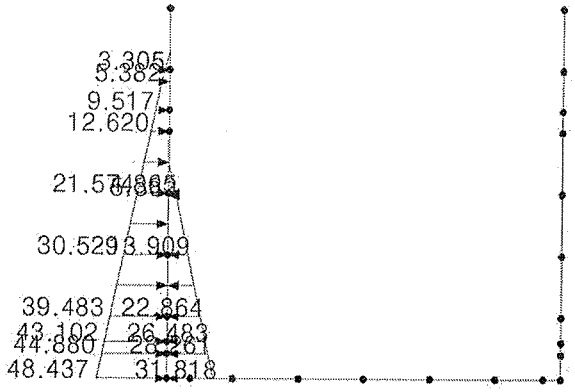
1) CASE1 - 구체자중(SW)



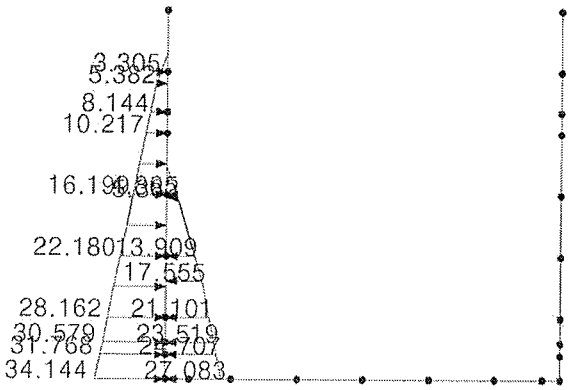
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



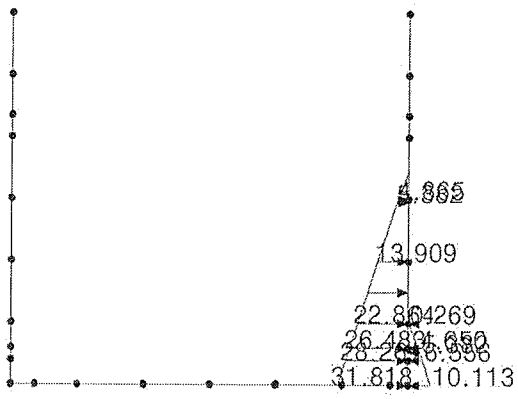
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



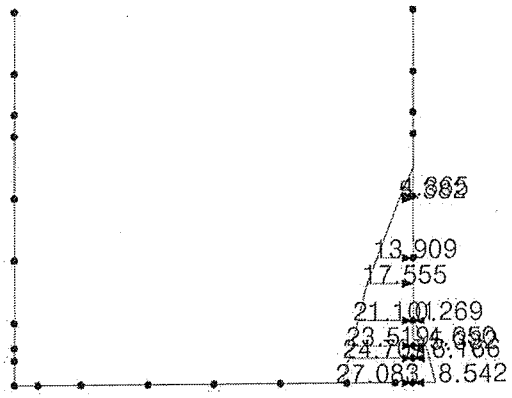

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



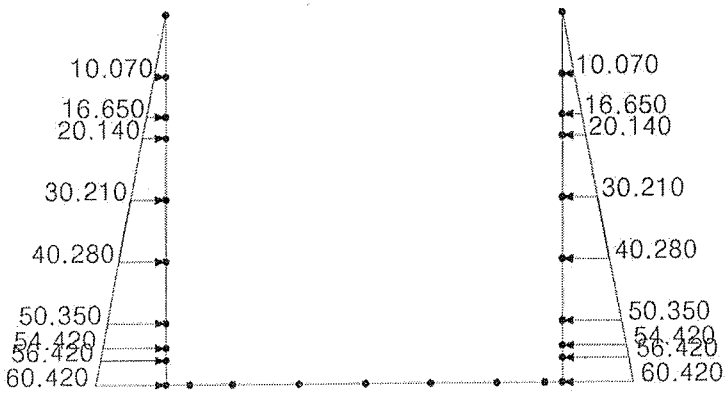

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



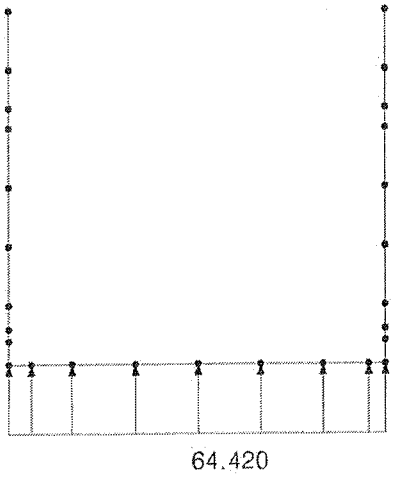
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



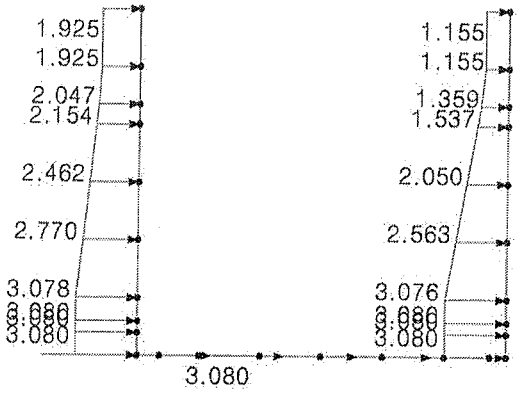

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



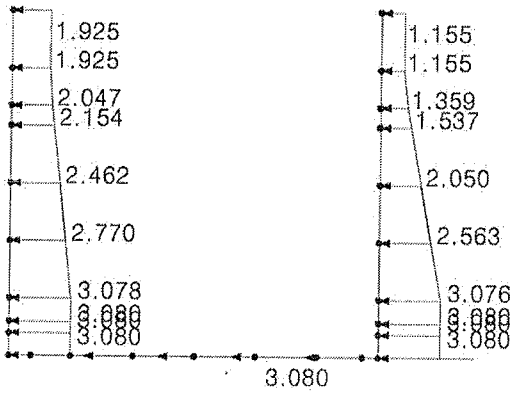

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)




10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

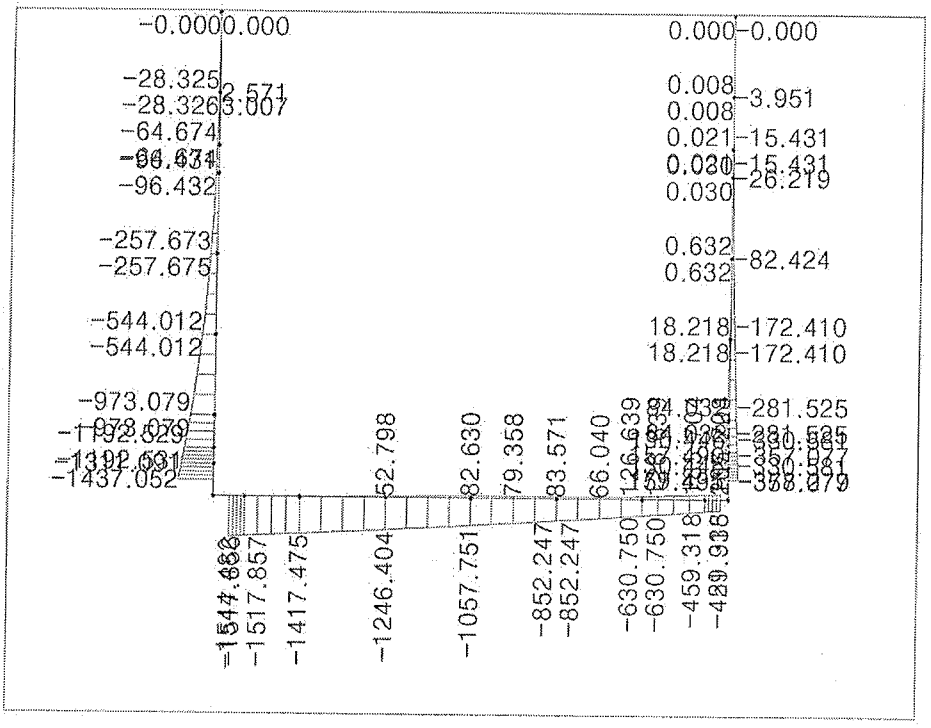
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

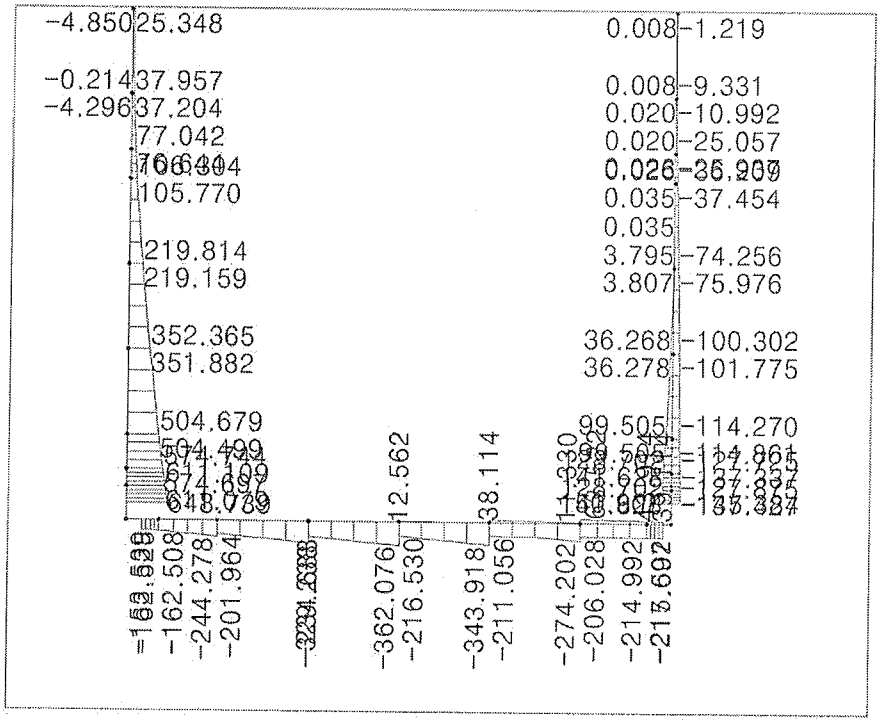
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

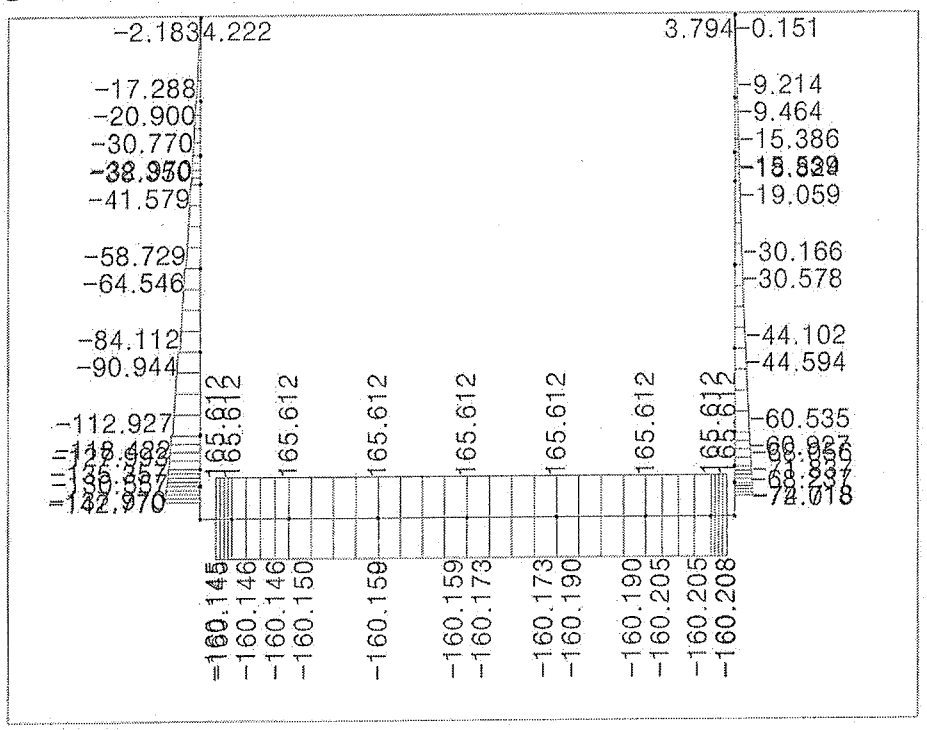
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



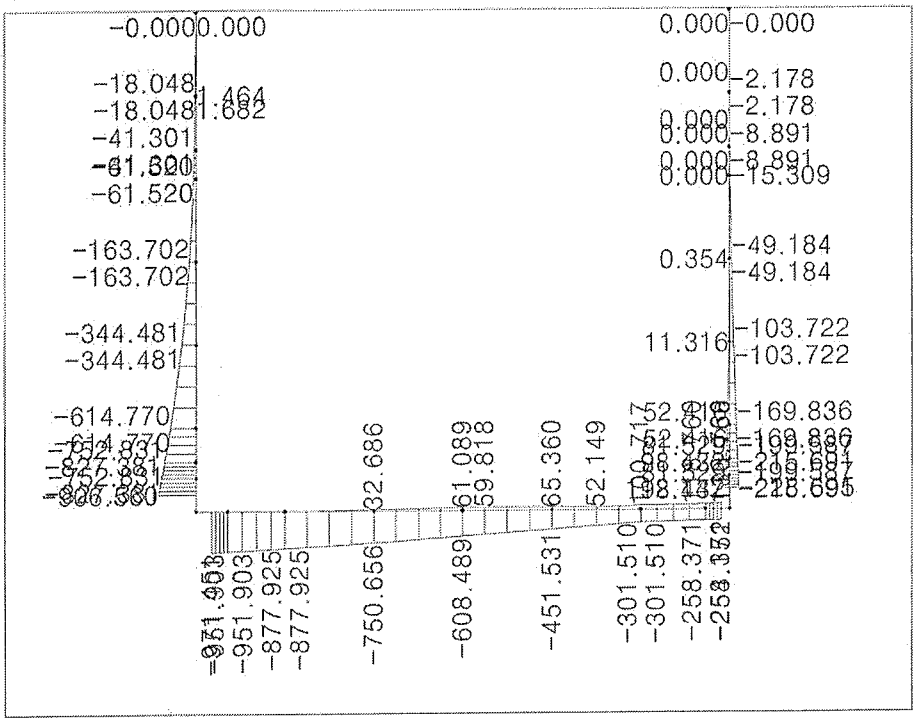

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

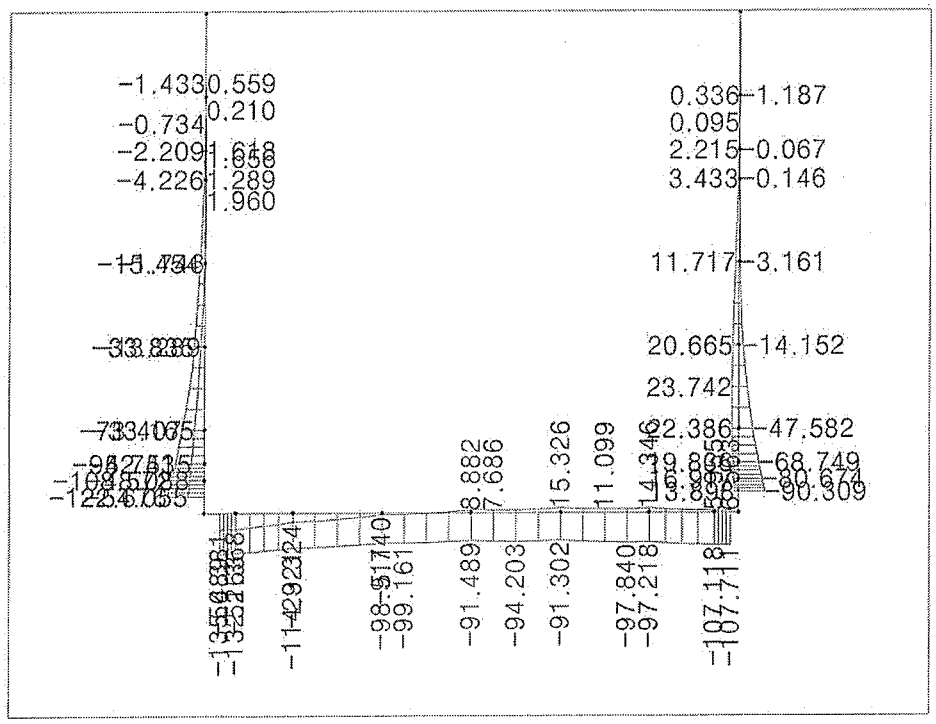


5) 단면력 정리

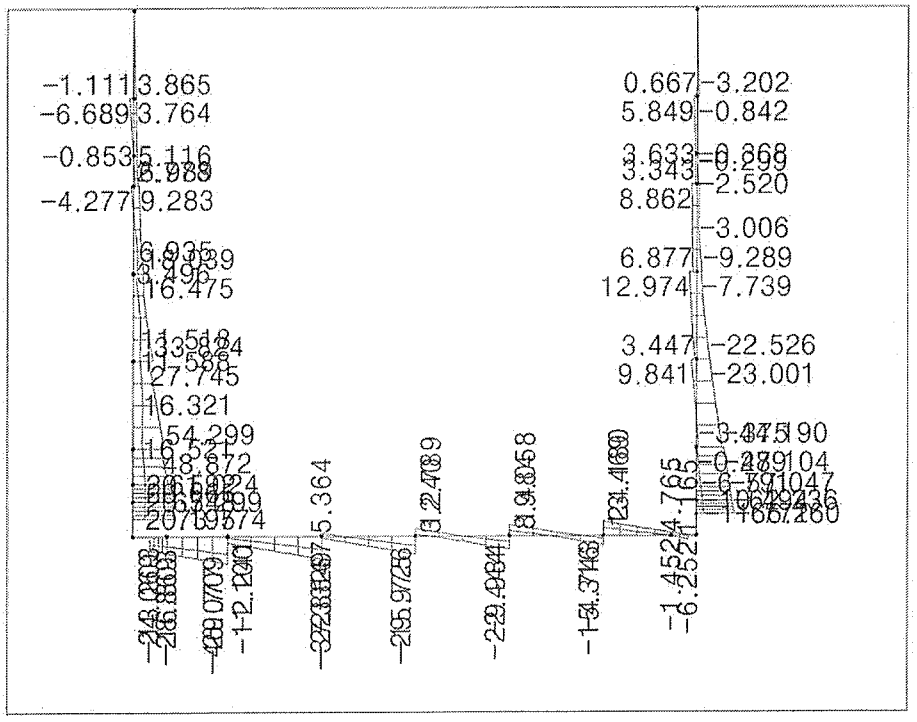
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1544.48 | 242.38 | 165.61 | 971.45 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 207.23 | 242.34 | 165.61 | 130.16 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 3 | 421.94 | 207.31 | 165.61 | 254.15 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 637.10 | 387.88 | 96.21 | 403.19 | 1000.00 | 707.67 | |
| | | 하부 | 5 | 1437.05 | 486.99 | 142.77 | 906.56 | 1000.00 | 800.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 198.53 | 105.57 | 48.35 | 119.53 | 1000.00 | 507.67 | |
| | | 하부 | 7 | 378.28 | 116.97 | 74.72 | 228.60 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 179.44 | 128.70 | 74.72 | 112.15 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

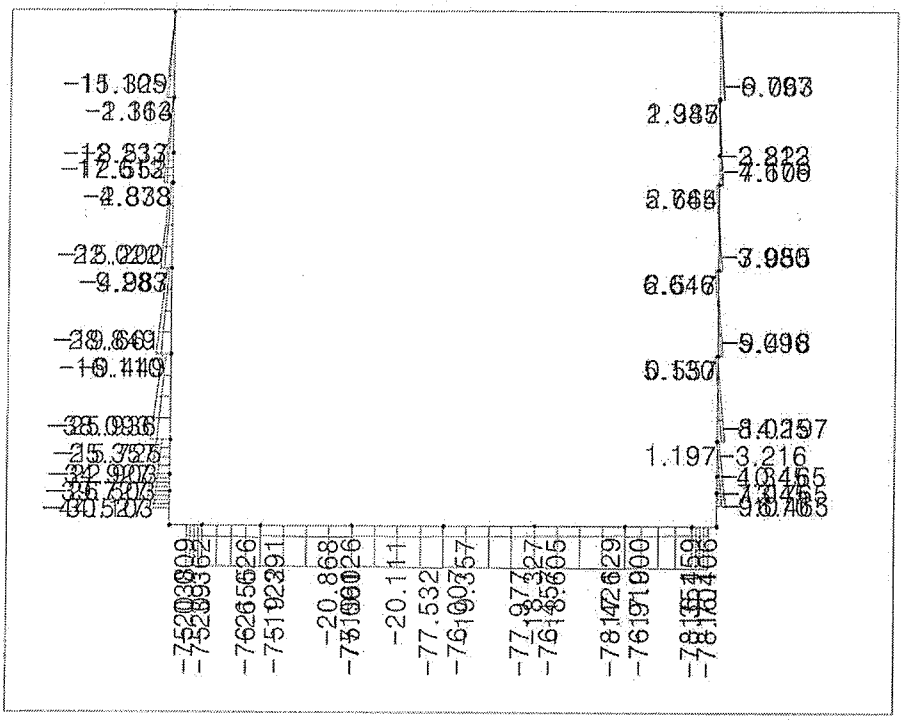
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

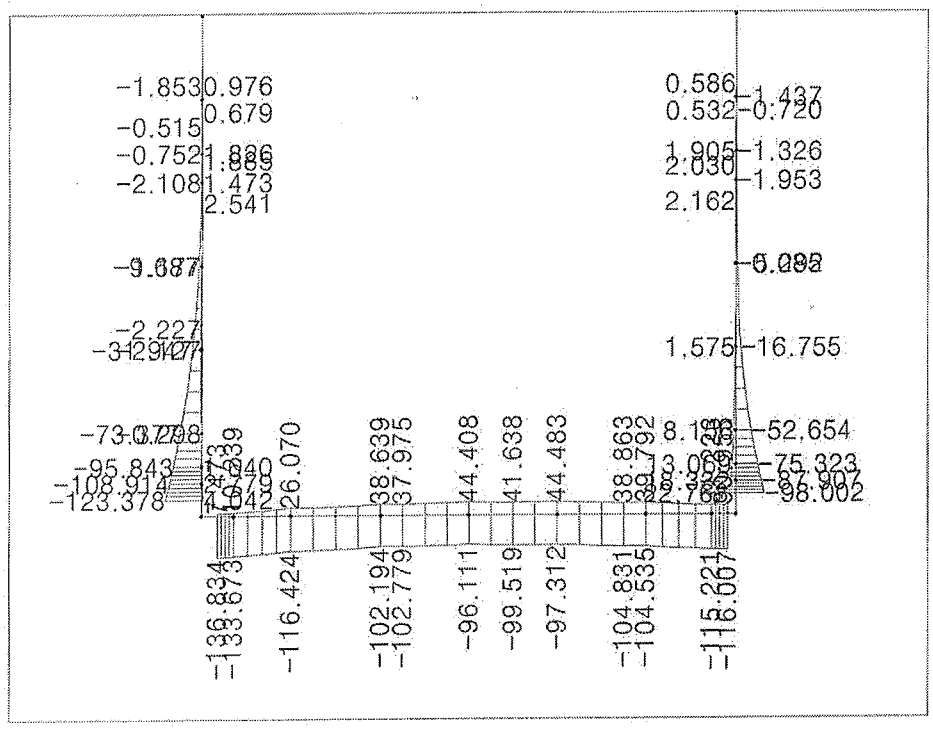


4) 단면력 정리

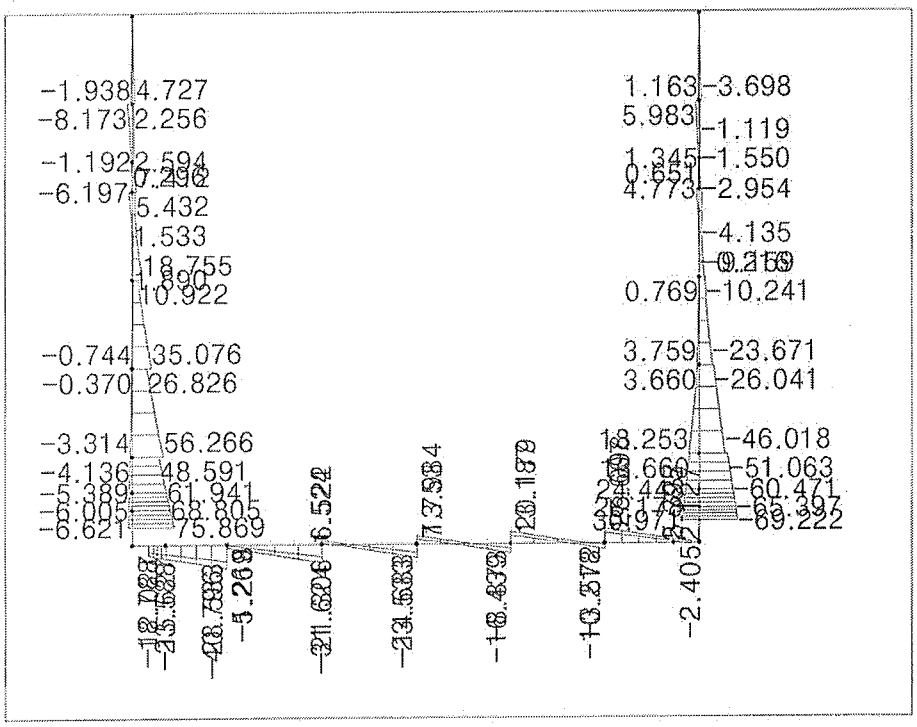
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 135.49 | 45.68 | 75.39 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 6.56 | 8.61 | 78.70 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 3 | 107.71 | 21.37 | 78.70 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 40.25 | 33.98 | 21.38 | 1000.00 | 707.67 | |
| | | 하부 | 5 | 122.68 | 51.23 | 44.53 | 1000.00 | 800.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 20.55 | 27.86 | 2.26 | 1000.00 | 507.67 | |
| | | 하부 | 7 | 90.31 | 49.26 | 16.47 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 13.90 | 57.05 | 16.47 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

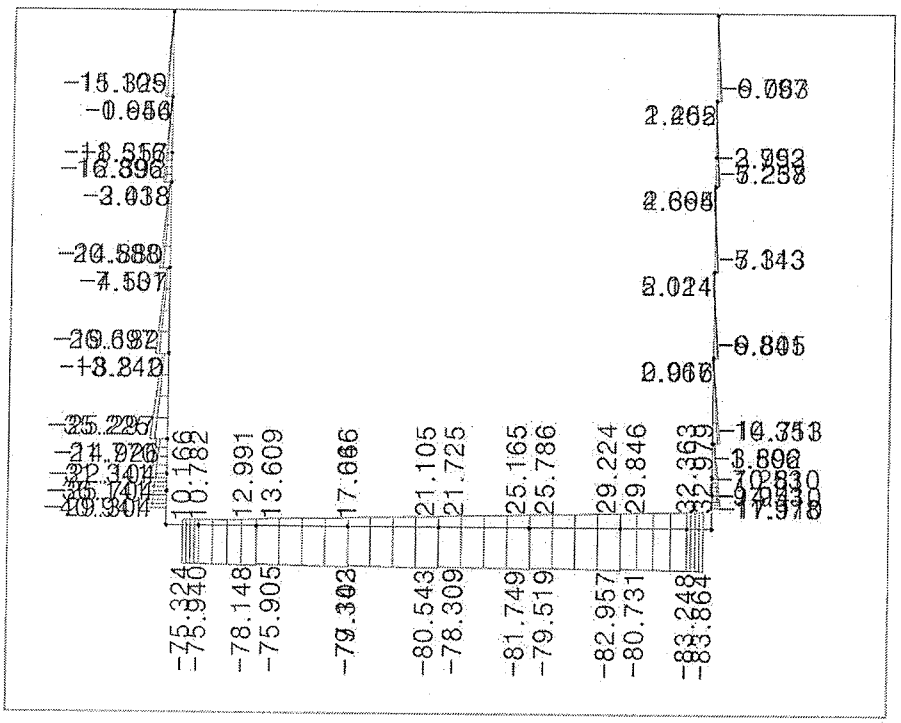
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 응답계수 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 136.83 | 45.61 | 40.40 | 75.94 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 30.96 | 10.32 | 3.51 | 83.86 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 3 | 116.01 | 38.67 | 22.29 | 83.86 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 39.57 | 13.19 | 33.76 | 18.51 | 1000.00 | 707.67 | |
| | | 하부 | 5 | 123.38 | 41.13 | 52.87 | 40.94 | 1000.00 | 800.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 23.88 | 7.96 | 30.61 | 2.80 | 1000.00 | 507.67 | |
| | | 하부 | 7 | 98.00 | 32.67 | 53.10 | 17.11 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 8 | 22.77 | 7.59 | 60.47 | 17.11 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -1544.48 | - | -45.61 | -135.49 | -1544.48 | |
| | | 중앙부 | 2 | 207.23 | - | 10.32 | 6.56 | 207.23 | |
| | | 우측 | 3 | -421.94 | - | -38.67 | -107.71 | -421.94 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -637.10 | - | -13.19 | -40.25 | -637.10 | |
| | | 하부 | 5 | -1437.05 | - | -41.13 | -122.68 | -1437.05 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -198.53 | - | -7.96 | -20.55 | -198.53 | |
| | | 하부 | 7 | -378.28 | - | -32.67 | -90.31 | -378.28 | |
| | | 추가1 | 8 | 179.44 | - | 7.59 | 13.90 | 179.44 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -242.38 | - | -40.40 | -45.68 | -242.38 | |
| | | 중앙부 | 2 | -242.34 | - | -3.51 | -8.61 | -242.34 | |
| | | 우측 | 3 | -207.31 | - | 22.29 | 21.37 | -207.31 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 387.88 | - | 33.76 | 33.98 | 387.88 | |
| | | 하부 | 5 | 486.99 | - | 52.87 | 51.23 | 486.99 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -105.57 | - | -30.61 | -27.86 | -105.57 | |
| | | 하부 | 7 | -116.97 | - | -53.10 | -49.26 | -116.97 | |
| | | 추가1 | 8 | 128.70 | - | -60.47 | -57.05 | 128.70 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 165.61 | - | -75.94 | -75.39 | -184.65 | |
| | | 중앙부 | 2 | 165.61 | - | -83.86 | -78.70 | -184.77 | |
| | | 우측 | 3 | 165.61 | - | -83.86 | -78.70 | -184.86 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -96.21 | - | -18.51 | -21.38 | -197.43 | |
| | | 하부 | 5 | -142.77 | - | -40.94 | -44.53 | -282.70 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -48.35 | - | -2.80 | -2.26 | -74.44 | |
| | | 하부 | 7 | -74.72 | - | -17.11 | -16.47 | -112.48 | |
| | | 추가1 | 8 | -74.72 | - | -17.11 | -16.47 | -112.48 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -971.45 | - | - | - | -971.45 | |
| | | 중앙부 | 2 | 130.16 | - | - | - | 130.16 | |
| | | 우측 | 3 | -254.15 | - | - | - | -254.15 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -403.19 | - | - | - | -403.19 | |
| | | 하부 | 5 | -906.56 | - | - | - | -906.56 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -119.53 | - | - | - | -119.53 | |
| | | 하부 | 7 | -228.60 | - | - | - | -228.60 | |
| | | 추가1 | 8 | 112.15 | - | - | - | 112.15 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 669 | 1544.48 | 1686.94 | 7527.01 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 8316.00 | 1.09 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 720 | 207.23 | 276.65 | 855.38 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 1.34 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 700 | 421.93 | 619.76 | 1813.79 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.47 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 577 | 637.10 | 1425.88 | 3426.18 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 8316.00 | 2.24 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 669 | 1437.05 | 1686.94 | 6945.09 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 8316.00 | 1.17 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 408 | 198.53 | 351.96 | 1479.06 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.77 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 378.28 | 436.54 | 2318.89 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.15 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 179.44 | 256.12 | 1075.67 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.43 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 434.6 | 242.4 | 434.59 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 467.7 | 242.3 | 467.65 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 454.7 | 207.3 | 454.66 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 374.6 | 387.9 | 447.70 | 2.00 | 45.96 | H13 | 600 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 434.6 | 487.0 | 519.37 | 2.00 | 156.60 | H13 | 600 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 264.8 | 105.6 | 316.44 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 117.0 | 388.11 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 128.7 | 388.11 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 669.10 | 100.00 | 1544.48 | 242.38 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8316.000 x 400.00 = 3326400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 144.941 mm, c = 144.941 / β1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 170.519) / 170.519 = 0.00932

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7527.012 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm), [사용률 = 1.105]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01243

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 144.941 mm

ΦMn = 0.85 x 8316.000 x 400 x (669.10 - a/2) = 1686.935 kN.m

≥ Mu (= 1544.482 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.092]

* 전단에 대한 검토 (d = 669.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 669.10 = 434.594 kN

≥ Vu (= 242.376 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 720.00 | 80.00 | 207.23 | 242.34 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 23.499) / 23.499 = 0.08892

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 855.375 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.340]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00159

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (720.00 - a/2) = 276.649 kN.m

≥ Mu (= 207.228 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.335]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 242.339 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 700.00 | 100.00 | 421.94 | 207.31 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03501

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1813.792 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.486]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00385

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (700.00 - a/2) = 619.757 kN.m

≥ Mu (= 421.935 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.469]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

≥ Vu (= 207.312 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 707.67 | 576.77 | 100.00 | 637.10 | 387.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8316.000 x 400.00 = 3326400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 144.941 mm, c = 144.941 / β1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (607.67 - 170.519) / 170.519 = 0.00769

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3426.179 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm), [사용률 = 2.427]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01442

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 144.941 mm

ΦMn = 0.85 x 8316.000 x 400 x (576.77 - a/2) = 1425.885 kN.m

≥ Mu (= 637.102 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.238]

* 전단에 대한 검토 (d = 576.77 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 576.77 = 374.625 kN

< Vu (= 387.879 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (387.879-374.625) x 600.00 / (400x576.77xΦ) x 1000 = 45.958 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 600 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 576.77 / 600.00 x 1000 = 97.436 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 576.77 / 1000 = 1998.000 kN ≥ 97.436 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (499.500 + 97.436) = 447.702 kN ≥ 387.879 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 669.10 | 100.00 | 1437.05 | 486.99 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8316.000 x 400.00 = 3326400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 144.941 mm, c = 144.941 / β1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 170.519) / 170.519 = 0.00932

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 6945.094 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm), [사용률 = 1.197]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01243

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 144.941 mm

ΦMn = 0.85 x 8316.000 x 400 x (669.10 - a/2) = 1686.935 kN.m

≥ Mu (= 1437.052 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.174]

* 전단에 대한 검토 (d = 669.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 669.10 = 434.594 kN

< Vu (= 486.985 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (486.985-434.594) x 600.00 / (400x669.10xΦ) x 1000 = 156.604 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 600 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 669.10 / 600.00 x 1000 = 113.033 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 669.10 / 1000 = 2317.832 kN ≥ 113.033 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (579.458 + 113.033) = 519.369 kN ≥ 486.985 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 507.67 | 407.67 | 100.00 | 198.53 | 105.57 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (407.67 - 55.248) / 55.248 = 0.01914

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1479.059 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.822]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00661

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (407.67 - a/2) = 351.957 kN.m

≥ Mu (= 198.529 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.773]

* 전단에 대한 검토 (d = 407.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 407.67 = 264.791 kN

≥ Vu (= 105.574 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 378.28 | 116.97 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02415

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2318.891 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.162]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00539

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 436.538 kN.m

≥ Mu (= 378.279 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.154]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 116.971 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 179.44 | 128.70 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 31.750) / 31.750 = 0.04424

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1075.668 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.439]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00310

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 256.124 kN.m

≥ Mu (= 179.435 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.427]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 128.702 kN) , 전단보강 불필요.

## 16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 708 × 0.0020 = 1415.34 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1415.345 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 708 x 1000 = 1061.5 ㎟ (≤1800)

∴ 1061.5 ㎟ ≤ 1688.9 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1688.9 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 508 × 0.0020 = 1015.34 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1015.345 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 508 x 1000 = 761.5 ㎟ (≤1800)
∴ 761.5 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 추가

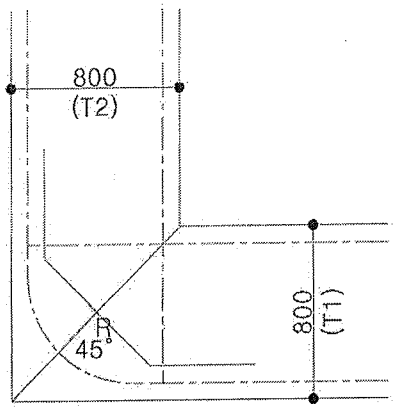
① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

## 17. 절점부 검토

1) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 971.451 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 971.451 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1131.371$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 971.45 \times 10^6}{1131.371^2 \times 1000} = 3.795 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 971.45 \times 10^6}{1131.371 \times 180} = 9540.550 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 9540.550 mm² - 2569.600 mm²

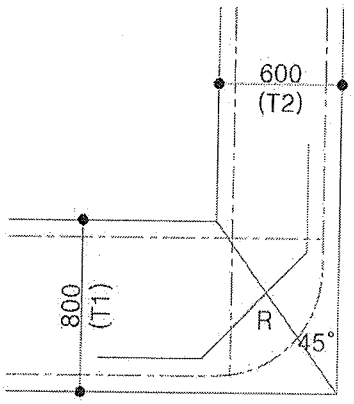
= 6970.950 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 7150.400 mm² > Req'd As (= 6970.950 mm² ) ----------> O.K !!!

2) 우측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 254.152 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 254.152 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1000.000$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 254.15 \times 10^6}{1000.000^2 \times 1000} = 1.271 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 254.15 \times 10^6}{1000.000 \times 180} = 2823.916 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2823.916 mm² - 1146.000 mm²
= 1677.916 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 4EA , H16 - 4EA

∴ Total As = 1940.400 mm² > Req'd As (= 1677.916 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0015917 + √(2 x 0.0111 + (0.0111)² ) = 0.139

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.139 /3 = 0.954

fs = Mo / (As x d x j) = 130158427.000 / (1146.000 x 720.000 x 0.954)

= 165.383 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 165.383 x 1146.000 = 189528.631 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0030968 + √(2 x 0.0217 + (0.0217)² ) = 0.188

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.188 /3 = 0.937

fs = Mo / (As x d x j) = 130158427.000 / (1548.400 x 500.000 x 0.937)

= 179.339 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 179.339 x 1548.400 = 277687.789 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(189528.631² + 277687.789² ) / 180.0

As = 1867.787 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

## 18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 669 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 190.075 | O.K | 1.521 |
| | | 중앙부 | 2 | 720 | H19 - 4.0EA | 250 | 299.918 | O.K | 1.200 |
| | | 우측 | 3 | 700 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 321.632 | O.K | 2.573 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 577 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 614.543 | O.K | 4.916 |
| | | 하부 | 5 | 669 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 218.712 | O.K | 1.750 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 408 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 438.145 | O.K | 3.505 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 204.549 | O.K | 1.636 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H22 - 4.0EA | 250 | 287.138 | O.K | 1.149 |

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 971.451 x 1000000 / [8316.000 x (669.101 - 226.898/3)]
= 196.838 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x669.1/(7x8316.000)]
= 226.898 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.84) - 2.5 x 84.00 = 190.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 196.84) = 320.06 mm
Sa는 작은 값인 190.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.07 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.158 x 1000000 / [1146.000 x (720.000 - 99.756/3)]
= 165.383 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1146.000)]
= 99.756 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.38) - 2.5 x 70.50 = 299.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 165.38) = 380.93 mm
Sa는 작은 값인 299.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 299.92 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.152 x 1000000 / [2694.400 x (700.000 - 144.727/3)]
= 144.726 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x2694.400)]
= 144.727 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.73) - 2.5 x 89.00 = 321.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 144.73) = 435.31 mm
Sa는 작은 값인 321.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.63 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 403.193 x 1000000 / [8316.000 x (576.773 - 207.380/3)]
= 95.507 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x576.8/(7x8316.000)]
= 207.380 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.51) - 2.5 x 84.00 = 614.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 95.51) = 659.63 mm
Sa는 작은 값인 614.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 614.54 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 906.560 x 1000000 / [8316.000 x (669.101 - 226.898/3)]
= 183.690 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x669.1/(7x8316.000)]
= 226.898 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 183.69) - 2.5 x 84.00 = 218.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.69) = 342.97 mm
Sa는 작은 값인 218.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 218.71 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 119.525 x 1000000 / [2694.400 x (407.672 - 106.574/3)]
= 119.202 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x407.7/(7x2694.400)]
= 106.574 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 119.20) - 2.5 x 89.00 = 438.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 119.20) = 528.52 mm
Sa는 작은 값인 438.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 438.14 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 228.595 x 1000000 / [2694.400 x (500.000 - 119.763/3)]
= 184.405 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2694.400)]
= 119.763 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.40) - 2.5 x 89.00 = 204.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.40) = 341.64 mm
Sa는 작은 값인 204.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 204.55 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 112.147 x 1000000 / [1548.400 x (500.000 - 93.833/3)]
= 154.522 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1548.400)]
= 93.833 mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.52) - 2.5 x 89.00 = 287.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.52) = 407.71 mm
Sa는 작은 값인 287.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 287.14 mm) ∴ O.K

# 19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 312.856 / 7.600 = 41.165 kN/㎡
- 내부토사 = 2.962 x 19.000 = 56.278 kN/㎡

2) 활하중

- 암거 내부 활하중 ( 토피고 2.962m )

| 토피고(D,m) | 노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡) | 비 고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 41.17 + 56.28 + 15.00

= 112.443 kN/㎡

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 277.240 kN/㎡ ≥ Qmax = 112.443 kN/㎡ ..... O.K

# 19-1. 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.400 | × | 0.800 | × | 25.000 | | | | | = | 148.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.500 | × | 4.842 | × | 25.000 | × | 2 | | | = | 121.050 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 4.142 | × | 25.000 | / | 2 | × | 2 | = | 31.065 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 2.962 | × | 19.000 | | | | | = | 337.668 | kN/m |
| | | | | | | | | | ∴ | Σ | = | 647.783 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times ( 2 \times 0.000 \times 4.142 \times 19.000 + 4.142^2 \times 10.000 ) \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 647.783 + 0.000 = 647.783 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 7.400 × 4.942 × 10.000

= 365.708 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 647.783 / 365.708

= 1.771 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -4.2 m ( 보링주상도 NNBB-10 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.400 | × | 0.800 | × | 25.000 | | | | | = | 148.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.500 | × | 4.842 | × | 25.000 | × | 2 | | | = | 121.050 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 4.142 | × | 25.000 | / | 2 | × | 2 | = | 31.065 | kN/m |
| - 내부토사 | : | 6.000 | × | 2.962 | × | 19.000 | | | | | = | 337.668 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | | = | 10.000 | kN/m |
| | | | | | | | | | ∴ | Σ | = | 647.783 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 4.200^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 60.994$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times ( 2 \times 4.200 \times -1.238 \times 19.000 + -1.238^2 \times 10.000 ) \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 60.994 + 0.000 = 60.994$ kN/m

(3) 저항력

$R = 647.783 + 60.994 = 708.777$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 7.400 \times 1.442 \times 10.000$

$= 106.708$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 708.777 / 106.708$

$= 6.642 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

## 2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대I 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{148.000}{7.400 \times 10.000 \times 1.100} = 1.818 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.818 m 이하유지

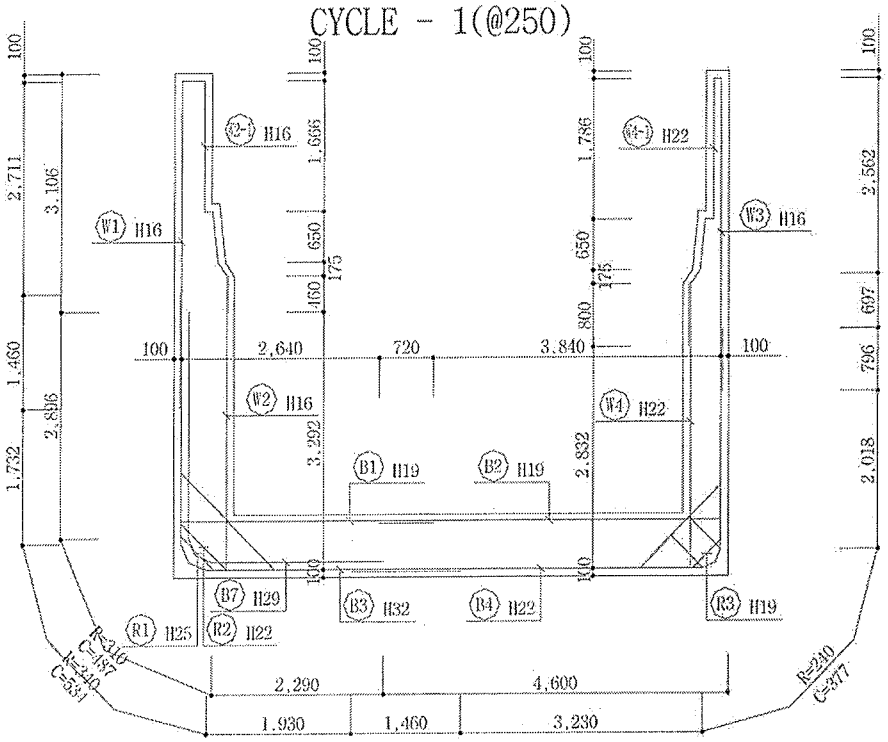
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{310.115}{7.400 \times 10.000 \times 1.100} = 3.810 \text{ m}$$

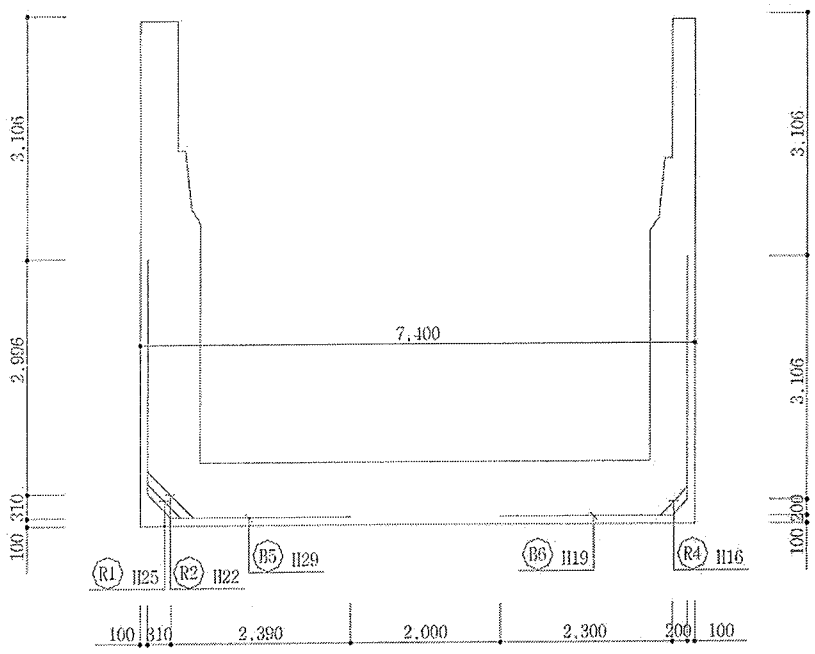
∴ 구조물 저면으로 부터 3.810 m 이하유지

## 20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)




CYCLE - 2(@250)

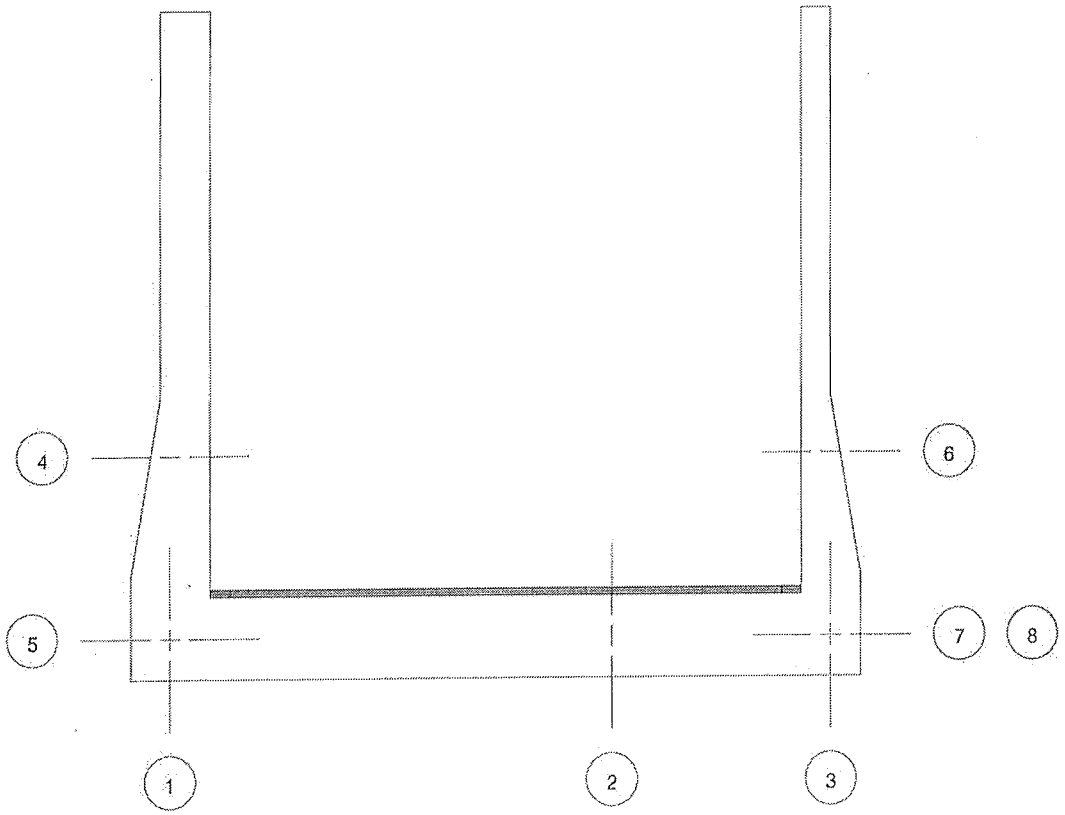


# U5

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 667 | 1728.06 | 1891.10 | 8587.86 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.09 |
| | | 중앙부(상면) | 2 | 1000 | 720 | 72.06 | 192.60 | 295.43 | H16 - 4.0EA | 794.40 | 2.67 |
| | | 중앙부(하면) | 2 | 1000 | 700 | 977.57 | 1031.34 | 4342.18 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.06 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 700 | 656.05 | 1031.34 | 2858.23 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.57 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 463 | 654.86 | 1195.29 | 4700.91 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.83 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 667 | 1605.58 | 1891.10 | 7899.04 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.18 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 297 | 249.10 | 400.80 | 2682.25 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.61 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 576.78 | 718.79 | 3621.41 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.25 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 16.98 | 133.18 | 100.05 | H16 - 4.0EA | 794.40 | 7.84 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1193.0 | 1986.0 | O.K | 894.8 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 1600.0 | 1986.0 | O.K | 1200.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 793.0 | 1324.7 | O.K | 594.8 | 1324.7 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 1200.0 | 1324.7 | O.K | 900.0 | 1324.7 | O.K |
| | | 추가 | 8 | 1200.0 | 1324.7 | O.K | 900.0 | 1324.7 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 433.0 | 202.3 | 433.01 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 467.7 | 357.6 | 467.65 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 454.7 | 153.1 | 454.66 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 300.9 | 434.1 | 484.83 | 2.00 | 287.58 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 433.0 | 573.0 | 697.81 | 2.00 | 210.04 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 192.6 | 163.9 | 310.38 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 219.4 | 523.36 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 239.3 | 523.36 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 667 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 190.686 | O.K | 1.525 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 720 | H16 - 4.0EA | 250 | 596.910 | O.K | 2.388 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 700 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 160.383 | O.K | 1.283 |
| | | 우측 | 3 | 700 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 369.778 | O.K | 2.958 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 463 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 503.135 | O.K | 4.025 |
| | | 하부 | 5 | 667 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 221.026 | O.K | 1.768 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 297 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 419.585 | O.K | 3.357 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 253.609 | O.K | 2.029 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H16 - 4.0EA | 250 | 2249.143 | O.K | 8.997 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp D U type ( 내공 : 6M × 4.04M, 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 0.700 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

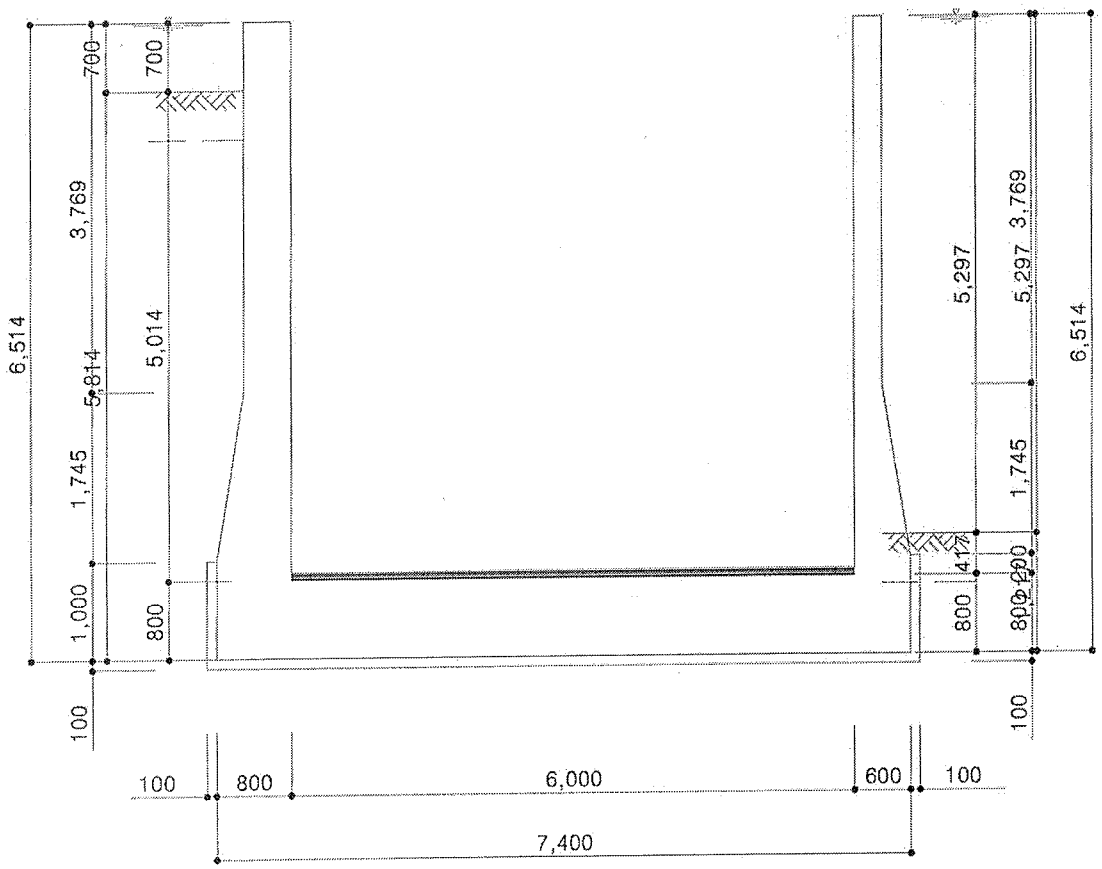
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


6,514
700
3,769
5,014
5,814
1,745
1,000
800
100
5,297
1,745
800
100
6,514
100
800
6,000
600
100
7,400

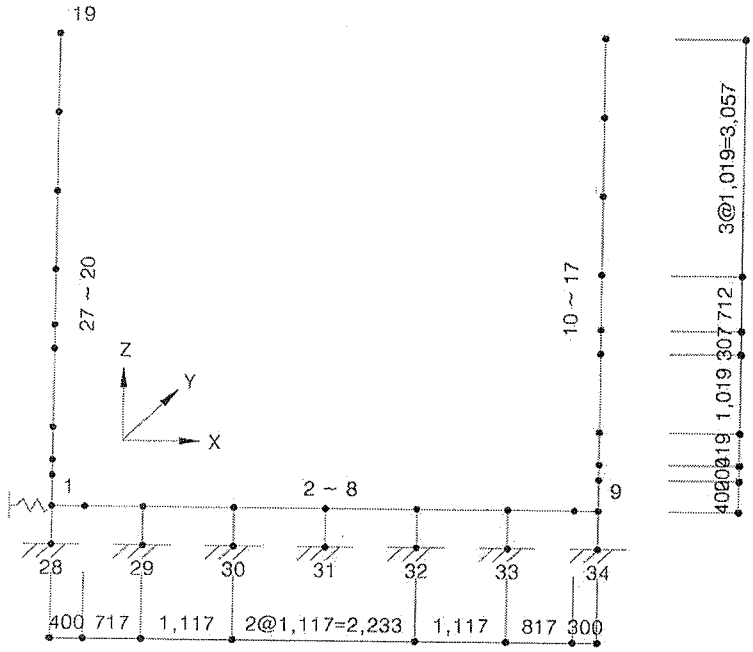
# 4. 해석모델 및 단면제원

## 1) Modeling

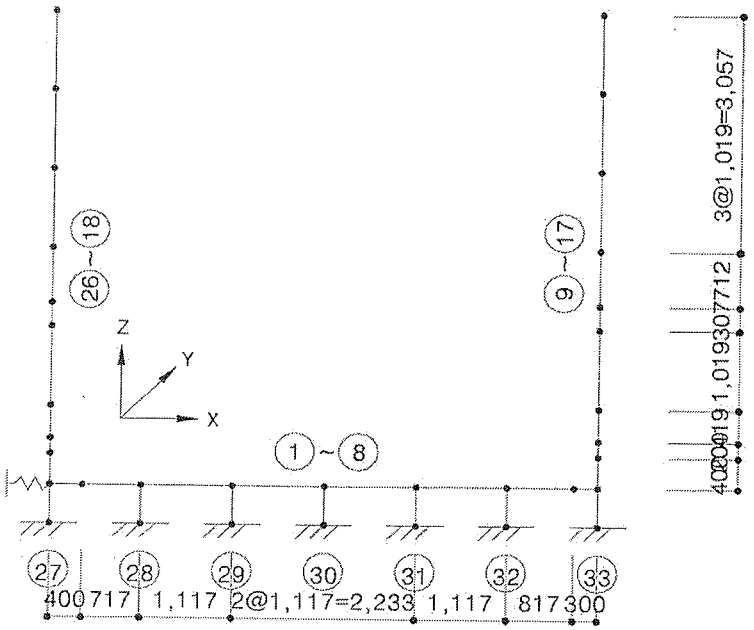
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도




② 부재삼도



2) 단면제원

| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.800 × 1.000 | = 0.800 | 0.04267 | 1~8,25~26 |
| 2 | 0.600 × 1.000 | = 0.600 | 0.01800 | 9~10 |
| 5 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 14~17 |
| 6 | 0.500 × 1.000 | = 0.500 | 0.01042 | 18~21 |

| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 절 점 |
|---|---|---|---|---|
| 3 | 0.528 × 1.000 | = 0.528 | 0.01226 | 12 |
| 4 | 0.353 × 1.000 | = 0.353 | 0.00366 | 13 |
| 7 | 0.553 × 1.000 | = 0.553 | 0.01407 | 24 |
| 8 | 0.728 × 1.000 | = 0.728 | 0.03215 | 25 |

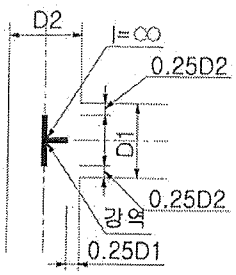
| NO | Section(Tapper) | 부 재 |
|---|---|---|
| 9 | SEC 2 ~ 3 | 11 |
| 10 | SEC 3 ~ 4 | 12 |
| 11 | SEC 4 ~ 5 | 13 |
| 12 | SEC 6 ~ 7 | 22 |
| 13 | SEC 7 ~ 8 | 23 |
| 14 | SEC 8 ~ 1 | 24 |

3) 단면좌표

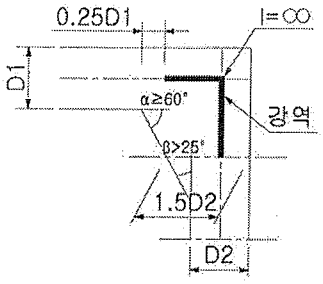
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 18 | 6.700 | 6.614 |
| 2 | 0.400 | 0.500 | 19 | 0.000 | 6.614 |
| 3 | 1.117 | 0.500 | 20 | 0.000 | 5.595 |
| 4 | 2.233 | 0.500 | 21 | 0.000 | 4.576 |
| 5 | 3.350 | 0.500 | 22 | 0.000 | 3.557 |
| 6 | 4.467 | 0.500 | 23 | 0.000 | 2.845 |
| 7 | 5.583 | 0.500 | 24 | 0.000 | 2.538 |
| 8 | 6.400 | 0.500 | 25 | 0.000 | 1.519 |
| 9 | 6.700 | 0.500 | 26 | 0.000 | 1.100 |
| 10 | 6.700 | 0.900 | 27 | 0.000 | 0.900 |
| 11 | 6.700 | 1.100 | 28 | 0.000 | 0.000 |
| 12 | 6.700 | 1.519 | 29 | 1.117 | 0.000 |
| 13 | 6.700 | 2.538 | 30 | 2.233 | 0.000 |
| 14 | 6.700 | 2.845 | 31 | 3.350 | 0.000 |
| 15 | 6.700 | 3.557 | 32 | 4.467 | 0.000 |
| 16 | 6.700 | 4.576 | 33 | 5.583 | 0.000 |
| 17 | 6.700 | 5.595 | 34 | 6.700 | 0.000 |

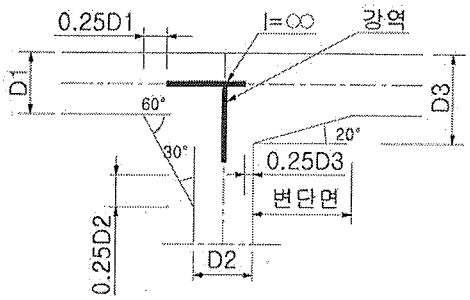
4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 800 = 200 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 800 = 200 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

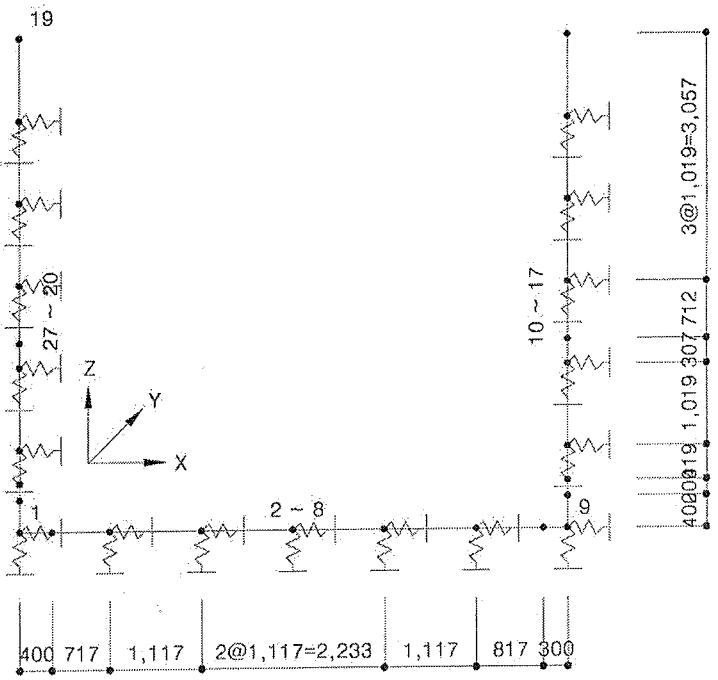
# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

## 1) Modeling

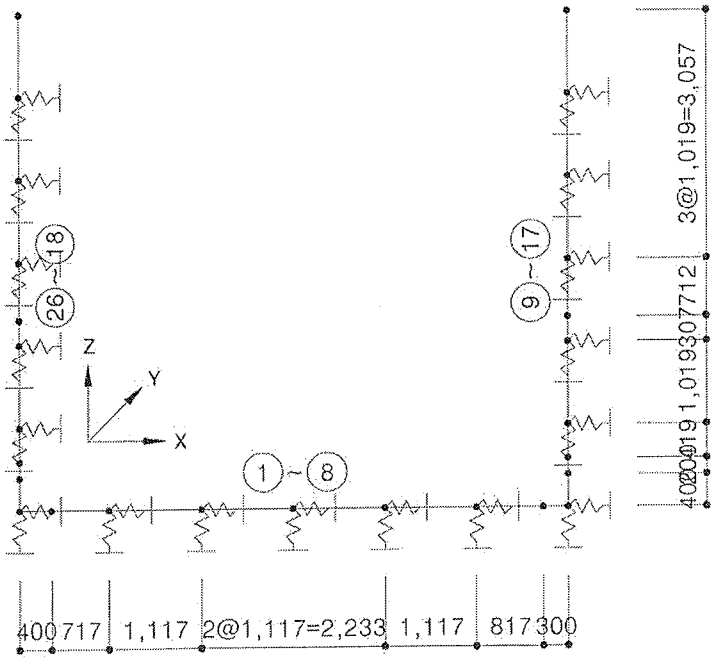
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.800 × 1.000 | = 0.800 | 0.04267 | 1~8,25~26 |
| 2 | 0.600 × 1.000 | = 0.600 | 0.01800 | 9~10 |
| 5 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 14~17 |
| 6 | 0.500 × 1.000 | = 0.500 | 0.01042 | 18~21 |

| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 절 점 |
|---|---|---|---|---|
| 3 | 0.528 × 1.000 | = 0.528 | 0.01226 | 12 |
| 4 | 0.353 × 1.000 | = 0.353 | 0.00366 | 13 |
| 7 | 0.553 × 1.000 | = 0.553 | 0.01407 | 24 |
| 8 | 0.728 × 1.000 | = 0.728 | 0.03215 | 25 |

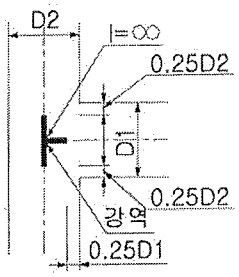
| NO | Section(Tapper) | 부 재 |
|---|---|---|
| 9 | SEC 2 ~ 3 | 11 |
| 10 | SEC 3 ~ 4 | 12 |
| 11 | SEC 4 ~ 5 | 13 |
| 12 | SEC 6 ~ 7 | 22 |
| 13 | SEC 7 ~ 8 | 23 |
| 14 | SEC 8 ~ 1 | 24 |

3) 단면좌표

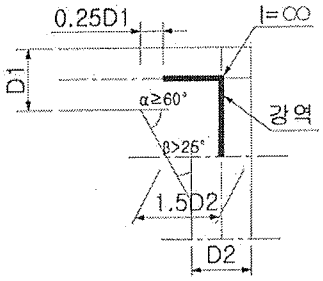
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 15 | 6.700 | 3.057 |
| 2 | 0.400 | 0.000 | 16 | 6.700 | 4.076 |
| 3 | 1.117 | 0.000 | 17 | 6.700 | 5.095 |
| 4 | 2.233 | 0.000 | 18 | 6.700 | 6.114 |
| 5 | 3.350 | 0.000 | 19 | 0.000 | 6.114 |
| 6 | 4.467 | 0.000 | 20 | 0.000 | 5.095 |
| 7 | 5.583 | 0.000 | 21 | 0.000 | 4.076 |
| 8 | 6.400 | 0.000 | 22 | 0.000 | 3.057 |
| 9 | 6.700 | 0.000 | 23 | 0.000 | 2.345 |
| 10 | 6.700 | 0.400 | 24 | 0.000 | 2.038 |
| 11 | 6.700 | 0.600 | 25 | 0.000 | 1.019 |
| 12 | 6.700 | 1.019 | 26 | 0.000 | 0.600 |
| 13 | 6.700 | 2.038 | 27 | 0.000 | 0.400 |
| 14 | 6.700 | 2.345 | | | |

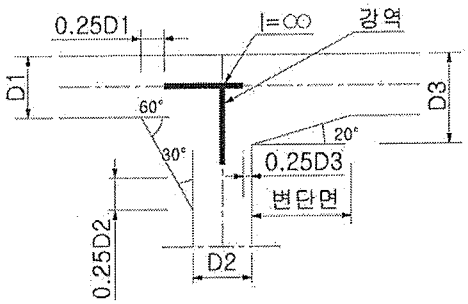
8) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 800 = 200 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 800 = 200 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수
Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1
Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 7.400 × 7.400 ) = 7.40 m (L > B)
Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 4900 = 16330.00 kN/m³
Kv = 16330.000 × (7.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1475.38 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.800/2 + 1.117/2) = 1414 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.117/2 + 1.117/2) = 1648 kN/m | 3~7 |
| Kv3 | Kv x (1.117/2 + 0.600/2) = 1266 kN/m | 9 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

## 7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 2

Eo = 4900.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( B × B ) = √( 7.400 × 7.400 ) = 7.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kv = 32666.670 × ( 7.400 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 2951.36 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 2951.360 = 983.79 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.814 × 5.814 ) = 5.814 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.814 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3536.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3536.630 = 1178.88 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 4900.000 kN/m²

Bv = √( H × H ) = √( 5.814 × 5.814 ) = 5.814 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 4900.0 = 32666.67 kN/m³

Kh = 32666.670 × ( 5.814 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 3536.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 3536.630 = 1178.88 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.019/2 + 1.019/2) = 3604 kN/m | 12~13, 15~17, 20~22, 24, 25 |
| Kss1 | Kss x (1.019/2 + 1.019/2) = 1201 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.117/2 + 1.117/2) = 3296 kN/m | 3~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.117/2 + 1.117/2) = 1099 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.800/2 + 1.117/2) = 2828 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.019/2 + 0.800/2) = 3217 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.117/2 + 0.600/2) = 2533 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Kh x (1.019/2 + 0.800/2) = 3217 kN/m | |

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.319 × 23.000 × 0.500 | = 3.668 kN/m² |
| Wh2 | = 3.668 + 0.181 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.838 × 19.000 × 0.500 | = 13.711 kN/m² |
| Wh4 | = 13.711 + 1.019 × 19.000 × 0.500 | = 23.391 kN/m² |
| Wh5 | = 23.391 + 0.712 × 19.000 × 0.500 | = 30.159 kN/m² |
| Wh6 | = 30.159 + 0.307 × 19.000 × 0.500 | = 33.072 kN/m² |
| Wh7 | = 33.072 + 1.019 × 19.000 × 0.500 | = 42.752 kN/m² |
| Wh8 | = 42.752 + 0.419 × 19.000 × 0.500 | = 46.733 kN/m² |
| Wh9 | = 46.733 + 0.200 × 19.000 × 0.500 | = 48.633 kN/m² |
| Wh10 | = 48.633 + 0.400 × 19.000 × 0.500 | = 52.433 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.217 × 23.000 × 0.500 | = 2.495 kN/m² |
| Wh2 | = 2.495 + 0.200 × 23.000 × 0.500 | = 4.796 kN/m² |
| Wh3 | = 4.796 + 0.083 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh4 | = 5.750 + 0.317 × 19.000 × 0.500 | = 8.762 kN/m² |

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.319 × 23.000 × 0.500 | = 3.668 kN/m² |
| Wh2 | = 3.668 + 0.181 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh3 | = 5.750 + 0.838 × 10.000 × 0.500 | = 9.940 kN/m² |
| Wh4 | = 9.940 + 1.019 × 10.000 × 0.500 | = 15.035 kN/m² |
| Wh5 | = 15.035 + 0.712 × 10.000 × 0.500 | = 18.597 kN/m² |
| Wh6 | = 18.597 + 0.307 × 10.000 × 0.500 | = 20.130 kN/m² |
| Wh7 | = 20.130 + 1.019 × 10.000 × 0.500 | = 25.225 kN/m² |
| Wh8 | = 25.225 + 0.419 × 10.000 × 0.500 | = 27.320 kN/m² |
| Wh9 | = 27.320 + 0.200 × 10.000 × 0.500 | = 28.320 kN/m² |
| Wh10 | = 28.320 + 0.400 × 10.000 × 0.500 | = 30.320 kN/m² |

② 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Wh1 | = 0.217 × 23.000 × 0.500 | = 2.495 kN/m² |
| Wh2 | = 2.495 + 0.200 × 23.000 × 0.500 | = 4.796 kN/m² |
| Wh3 | = 4.796 + 0.083 × 23.000 × 0.500 | = 5.750 kN/m² |
| Wh4 | = 5.750 + 0.317 × 10.000 × 0.500 | = 7.335 kN/m² |

5) 지하수압 ( 지하수위 : GL = 0.700 m )

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Ww1 | = 1.019 × 10.000 | = 10.190 kN/m² |
| Ww2 | = 10.190 + 1.019 × 10.000 | = 20.380 kN/m² |
| Ww3 | = 20.380 + 1.019 × 10.000 | = 30.570 kN/m² |
| Ww4 | = 30.570 + 0.712 × 10.000 | = 37.694 kN/m² |
| Ww5 | = 37.694 + 0.307 × 10.000 | = 40.760 kN/m² |
| Ww6 | = 40.760 + 1.019 × 10.000 | = 50.950 kN/m² |
| Ww7 | = 50.950 + 0.419 × 10.000 | = 55.140 kN/m² |
| Ww8 | = 55.140 + 0.200 × 10.000 | = 57.140 kN/m² |
| Ww9 | = 57.140 + 0.400 × 10.000 | = 61.140 kN/m² |

- 우측 벽체

| | | |
|---|---|---|
| Ww10 | = 1.019 × 10.000 | = 10.190 kN/m² |
| Ww11 | = 10.190 + 1.019 × 10.000 | = 20.380 kN/m² |
| Ww12 | = 20.380 + 1.019 × 10.000 | = 30.570 kN/m² |
| Ww13 | = 30.570 + 0.712 × 10.000 | = 37.694 kN/m² |
| Ww14 | = 37.694 + 0.307 × 10.000 | = 40.760 kN/m² |
| Ww15 | = 40.760 + 1.019 × 10.000 | = 50.950 kN/m² |
| Ww16 | = 50.950 + 0.419 × 10.000 | = 55.140 kN/m² |
| Ww17 | = 55.140 + 0.200 × 10.000 | = 57.140 kN/m² |
| Ww18 | = 57.140 + 0.400 × 10.000 | = 61.140 kN/m² |

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww19 = ( 5.814 - -0.700 ) × 10.000 = 65.140 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

## 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 9.757° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.154 |
| Θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 8.755 |
| Θ' | = tan-1(kh/(1-kv)xγt/γsub),kv = 0 | : | 16.309 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.509

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.637

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 9.757° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.063 |
| Θ | = tan-1(kh/(1-kv)),kv = | : | 3.605 |
| Θ' | = tan-1(kh/(1-kv)xγt/γsub),kv = 0 | : | 6.826 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.444

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.483

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.319 × 23.000 × 0.509 = 3.735 kN/m²

Wh2 = 3.735 + 0.181 × 23.000 × 0.509 = 5.854 kN/m²

Wh3 = 5.854 + 0.838 × 19.000 × 0.509 = 13.958 kN/m²

Wh4 = 13.958 + 1.019 × 19.000 × 0.509 = 23.813 kN/m²

Wh5 = 23.813 + 0.712 × 19.000 × 0.509 = 30.702 kN/m²

Wh6 = 30.702 + 0.307 × 19.000 × 0.509 = 33.667 kN/m²

Wh7 = 33.667 + 1.019 × 19.000 × 0.509 = 43.522 kN/m²

Wh8 = 43.522 + 0.419 × 19.000 × 0.509 = 47.574 kN/m²

Wh9 = 47.574 + 0.200 × 19.000 × 0.509 = 49.508 kN/m²

Wh10 = 49.508 + 0.400 × 19.000 × 0.509 = 53.377 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.217 × 23.000 × 0.509 = 2.540 kN/m²

Wh2 = 2.540 + 0.200 × 23.000 × 0.509 = 4.882 kN/m²

Wh3 = 4.882 + 0.083 × 23.000 × 0.509 = 5.854 kN/m²

Wh4 = 5.854 + 0.317 × 19.000 × 0.509 = 8.919 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.319 × 23.000 × 0.444 = 3.258 kN/m²

Wh2 = 3.258 + 0.181 × 23.000 × 0.444 = 5.106 kN/m²

Wh3 = 5.106 + 0.838 × 19.000 × 0.444 = 12.175 kN/m²

Wh4 = 12.175 + 1.019 × 19.000 × 0.444 = 20.772 kN/m²

Wh5 = 20.772 + 0.712 × 19.000 × 0.444 = 26.781 kN/m²

Wh6 = 26.781 + 0.307 × 19.000 × 0.444 = 29.368 kN/m²

Wh7 = 29.368 + 1.019 × 19.000 × 0.444 = 37.964 kN/m²

Wh8 = 37.964 + 0.419 × 19.000 × 0.444 = 41.499 kN/m²

Wh9 = 41.499 + 0.200 × 19.000 × 0.444 = 43.186 kN/m²

Wh10 = 43.186 + 0.400 × 19.000 × 0.444 = 46.561 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.217 × 23.000 × 0.444 = 2.216 kN/m²

Wh2 = 2.216 + 0.200 × 23.000 × 0.444 = 4.258 kN/m²

Wh3 = 4.258 + 0.083 × 23.000 × 0.444 = 5.106 kN/m²

Wh4 = 5.106 + 0.317 × 19.000 × 0.444 = 7.780 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.319 × 23.000 × 0.509 = 3.735 kN/m²

Wh2 = 3.735 + 0.181 × 23.000 × 0.509 = 5.854 kN/m²

Wh3 = 5.854 + 0.838 × 10.000 × 0.637 = 11.192 kN/m²

Wh4 = 11.192 + 1.019 × 10.000 × 0.637 = 17.683 kN/m²

Wh5 = 17.683 + 0.712 × 10.000 × 0.637 = 22.221 kN/m²

Wh6 = 22.221 + 0.307 × 10.000 × 0.637 = 24.174 kN/m²

Wh7 = 24.174 + 1.019 × 10.000 × 0.637 = 30.665 kN/m²

Wh8 = 30.665 + 0.419 × 10.000 × 0.637 = 33.334 kN/m²

Wh9 = 33.334 + 0.200 × 10.000 × 0.637 = 34.608 kN/m²

Wh10 = 34.608 + 0.400 × 10.000 × 0.637 = 37.156 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.217 × 23.000 × 0.509 = 2.540 kN/m²

Wh2 = 2.540 + 0.200 × 23.000 × 0.509 = 4.882 kN/m²

Wh3 = 4.882 + 0.083 × 23.000 × 0.509 = 5.854 kN/m²

Wh4 = 5.854 + 0.317 × 10.000 × 0.637 = 7.873 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.319 × 23.000 × 0.444 = 3.258 kN/m²

Wh2 = 3.258 + 0.181 × 23.000 × 0.444 = 5.106 kN/m²

Wh3 = 5.106 + 0.838 × 10.000 × 0.483 = 9.154 kN/m²

Wh4 = 9.154 + 1.019 × 10.000 × 0.483 = 14.075 kN/m²

Wh5 = 14.075 + 0.712 × 10.000 × 0.483 = 17.516 kN/m²

Wh6 = 17.516 + 0.307 × 10.000 × 0.483 = 18.997 kN/m²

Wh7 = 18.997 + 1.019 × 10.000 × 0.483 = 23.919 kN/m²

Wh8 = 23.919 + 0.419 × 10.000 × 0.483 = 25.943 kN/m²

Wh9 = 25.943 + 0.200 × 10.000 × 0.483 = 26.909 kN/m²

Wh10 = 26.909 + 0.400 × 10.000 × 0.483 = 28.841 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.217 × 23.000 × 0.444 = 2.216 kN/m²

Wh2 = 2.216 + 0.200 × 23.000 × 0.444 = 4.258 kN/m²

Wh3 = 4.258 + 0.083 × 23.000 × 0.444 = 5.106 kN/m²

Wh4 = 5.106 + 0.317 × 10.000 × 0.483 = 6.637 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

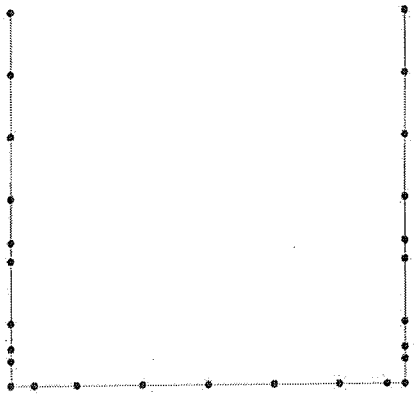
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.800×25.000×0.063<br>= 1.260 | fb = 0.800×25.000×0.154<br>= 3.080 |

② 측벽

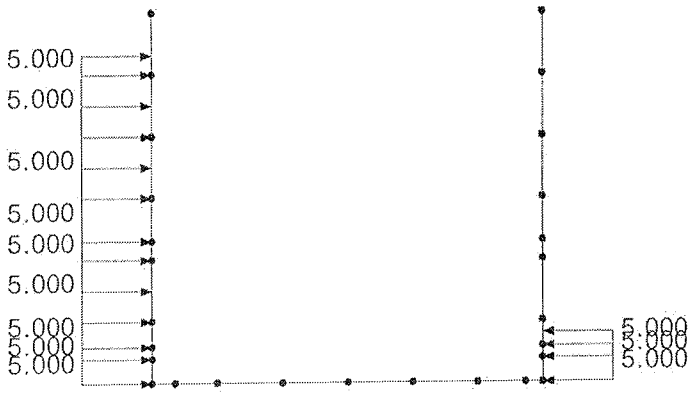
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.300×25.000×0.063<br>= 0.473 | f1 = 0.300×25.000×0.154<br>= 1.155 |
| f2 = 0.300×25.000×0.063<br>= 0.473 | f2 = 0.300×25.000×0.154<br>= 1.155 |
| f3 = 0.300×25.000×0.063<br>= 0.473 | f3 = 0.300×25.000×0.154<br>= 1.155 |
| f4 = 0.341×25.000×0.063<br>= 0.538 | f4 = 0.341×25.000×0.154<br>= 1.314 |
| f5 = 0.416×25.000×0.063<br>= 0.656 | f5 = 0.416×25.000×0.154<br>= 1.603 |
| f6 = 0.449×25.000×0.063<br>= 0.707 | f6 = 0.449×25.000×0.154<br>= 1.727 |
| f7 = 0.556×25.000×0.063<br>= 0.876 | f7 = 0.556×25.000×0.154<br>= 2.140 |
| f8 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f8 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f9 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f9 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |
| f10 = 0.600×25.000×0.063<br>= 0.945 | f10 = 0.600×25.000×0.154<br>= 2.310 |

## 10. 하 중 재 하 (상시)

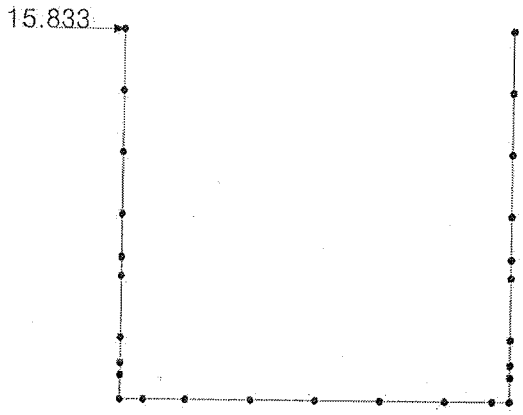
1) CASE1 - 구체자중(SW)



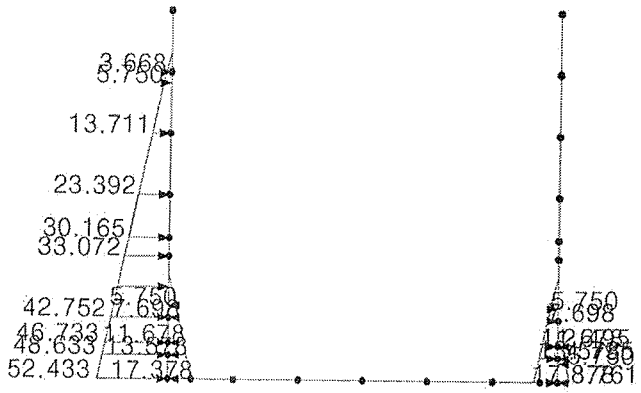
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



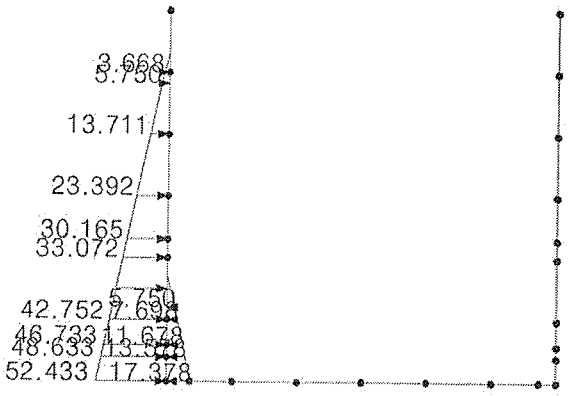
3) CASE3 - 총돌하중(CL)



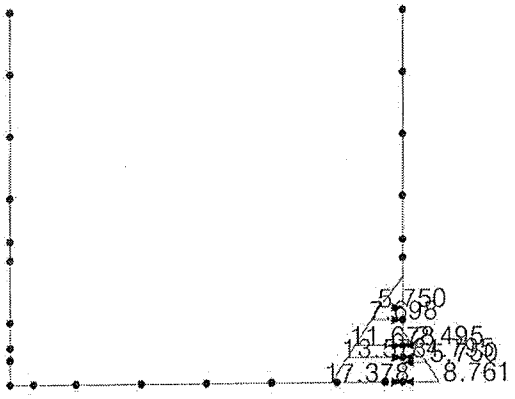

4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



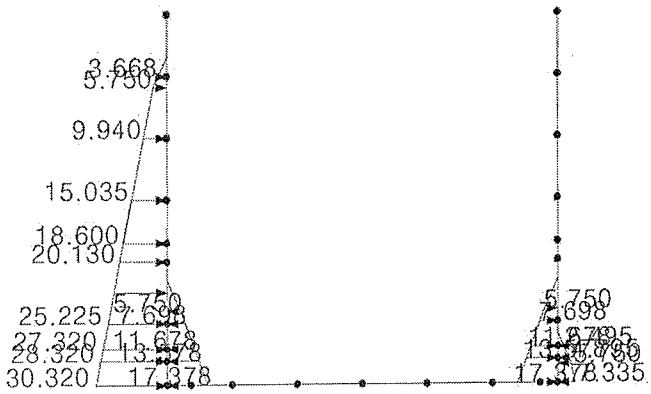

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



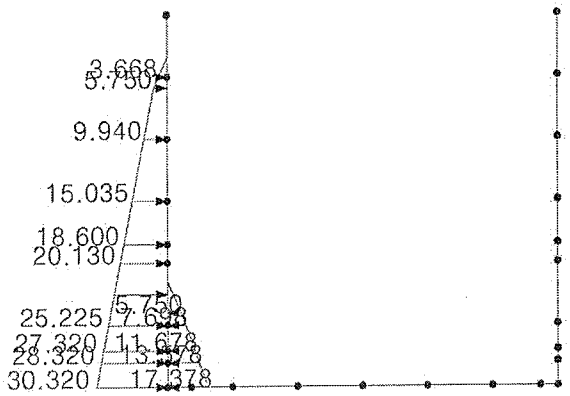
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



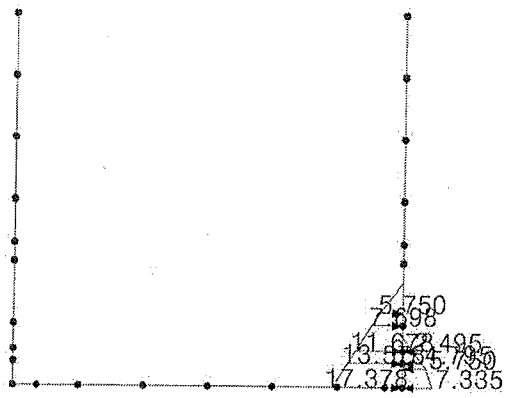

7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



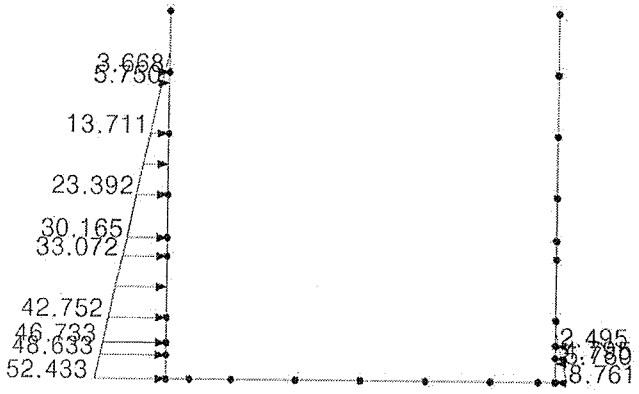

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



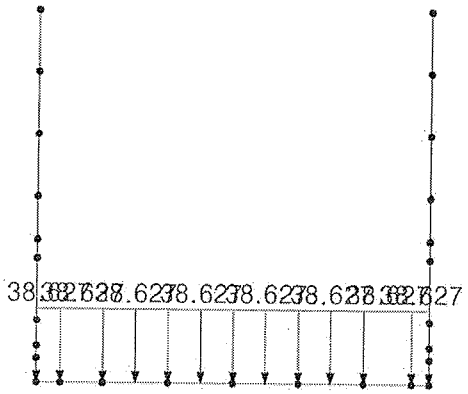
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



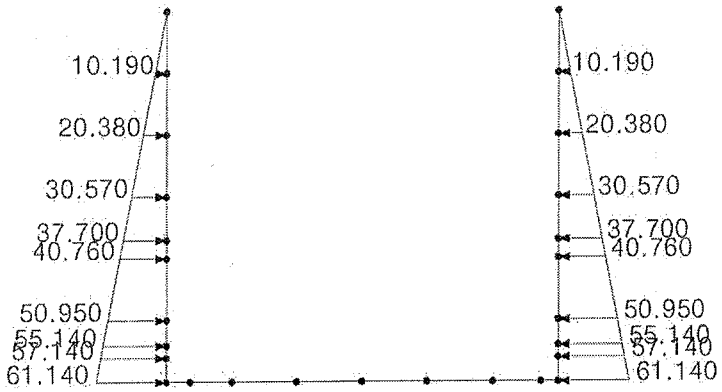

10) CASE10 - 시공단계(1)



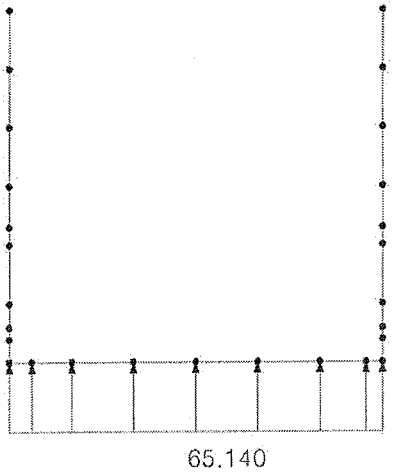

11) CASE11 - 연직토압(Tv)



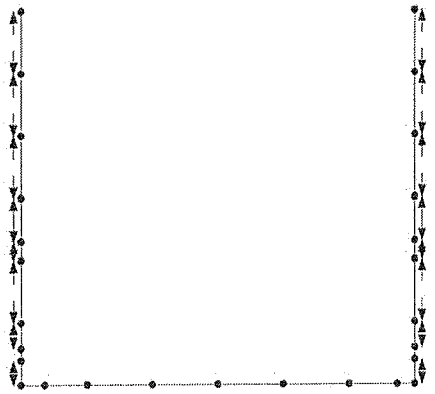
12) CASE12 - 수평수압(WATERH)



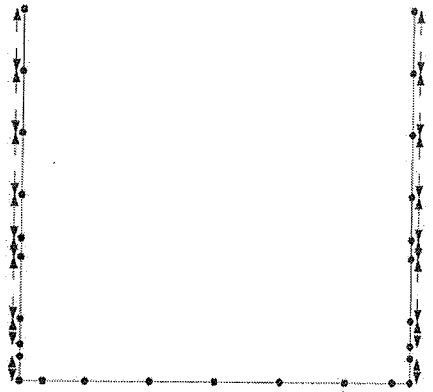

13) CASE13 - 부력(BUOYANCY)



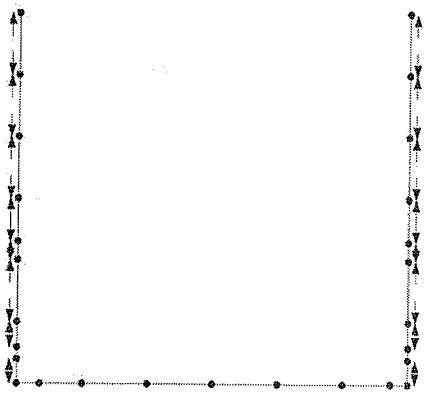

14) CASE14 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



15) CASE15 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

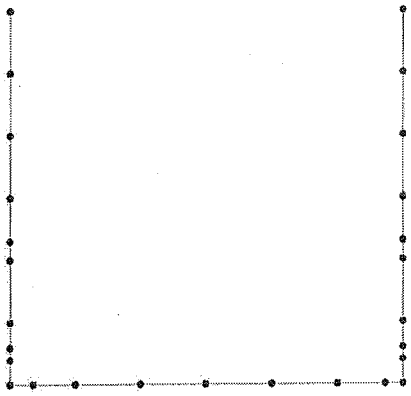


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

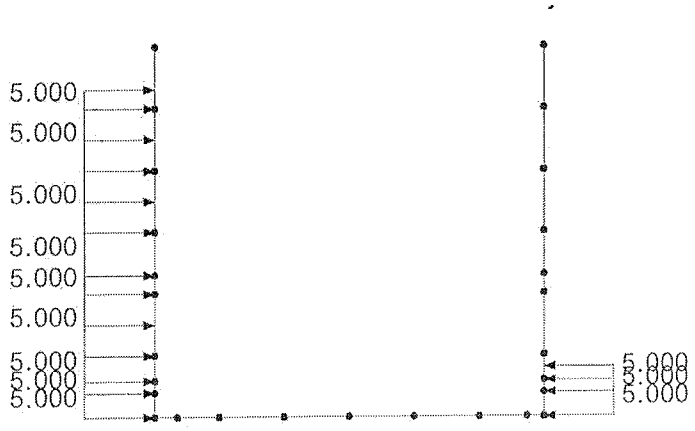


## 11. 하중 재하 (기능수행)

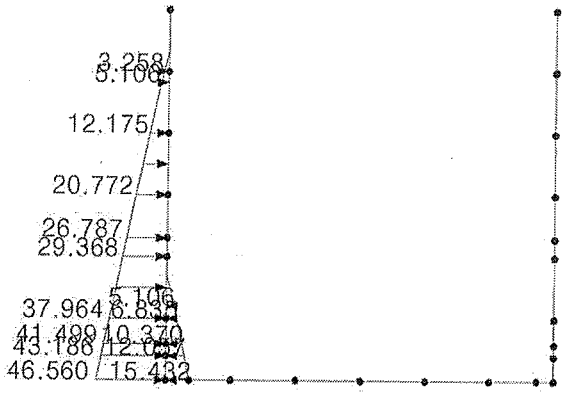
1) CASE1 - 구체자중(SW)



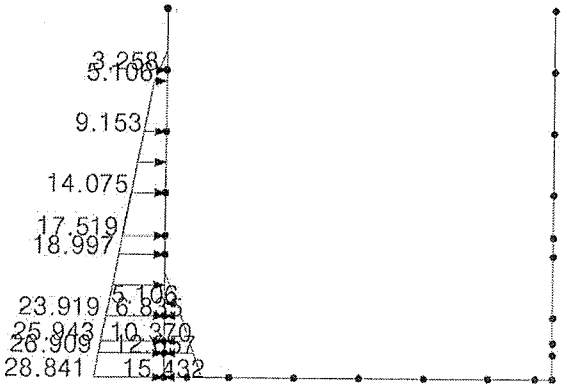
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



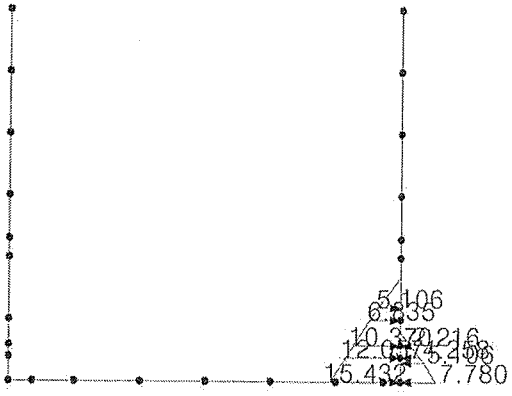
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



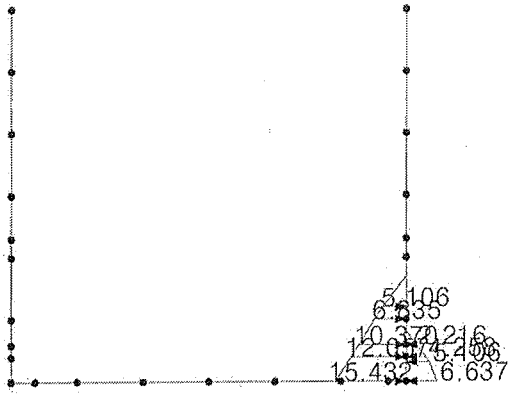

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



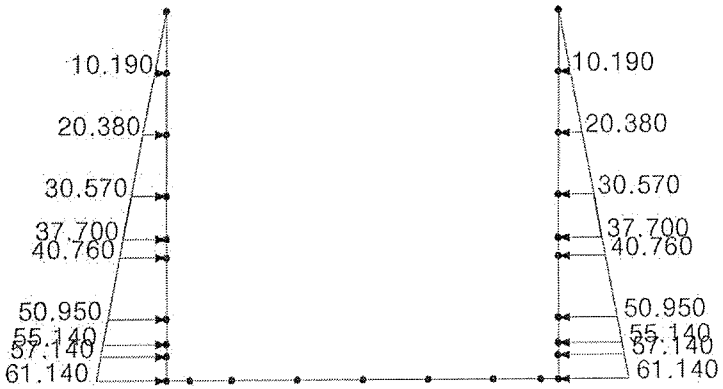

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



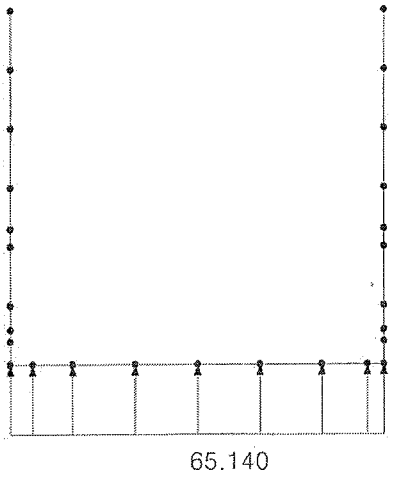
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



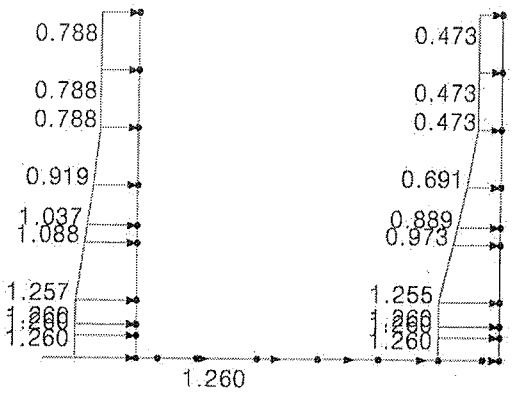

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



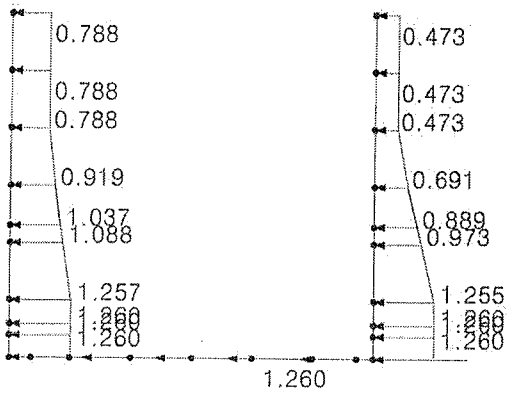

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

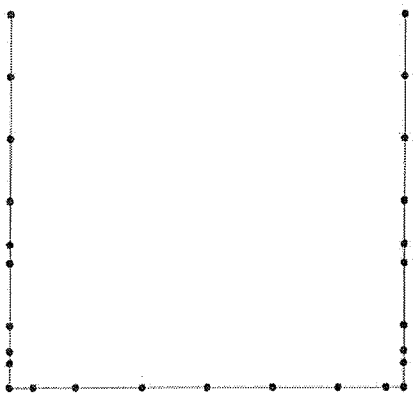



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

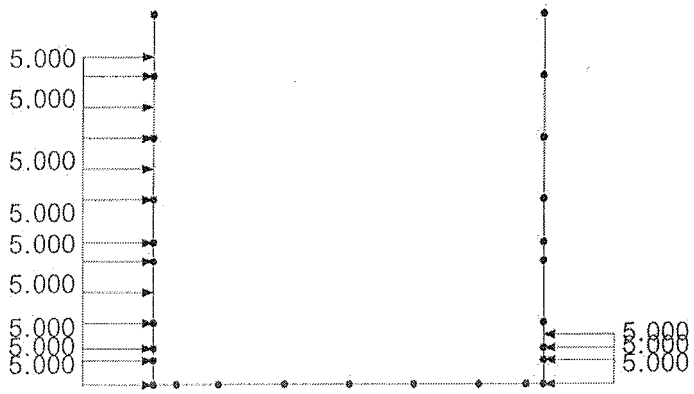


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

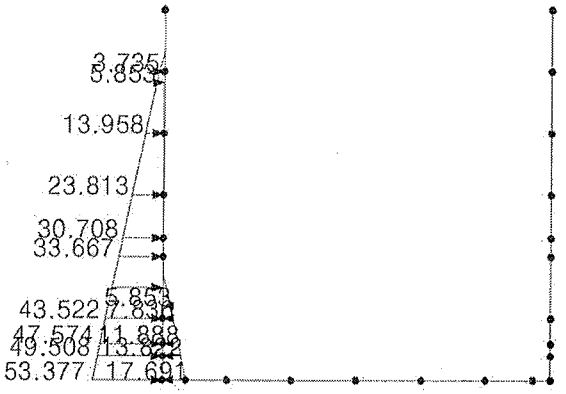
1) CASE1 - 구체자중(SW)



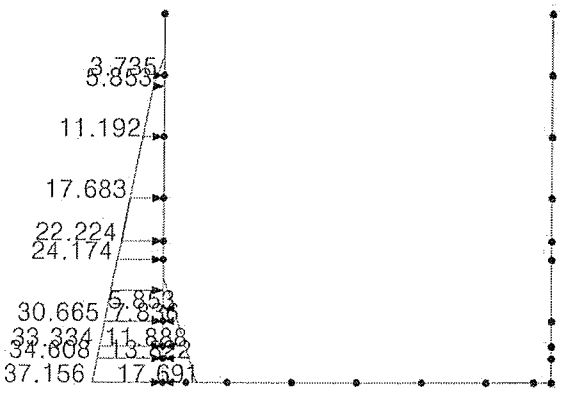
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



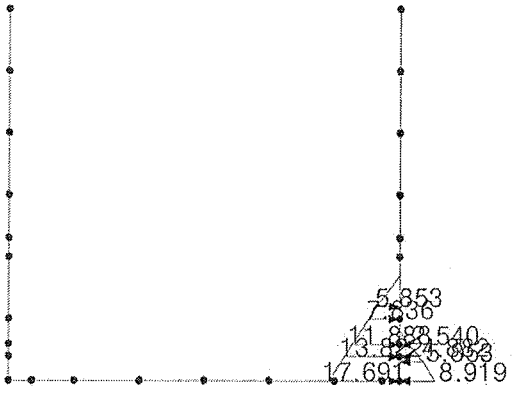
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



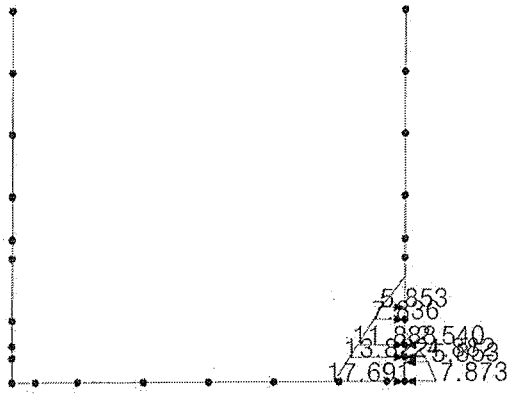

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



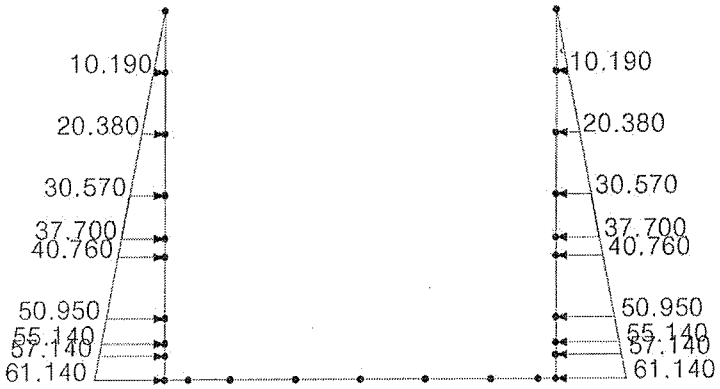

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



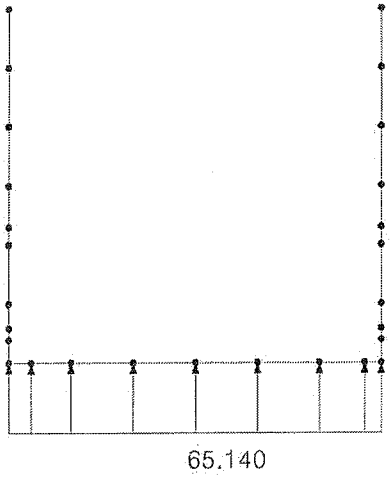
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



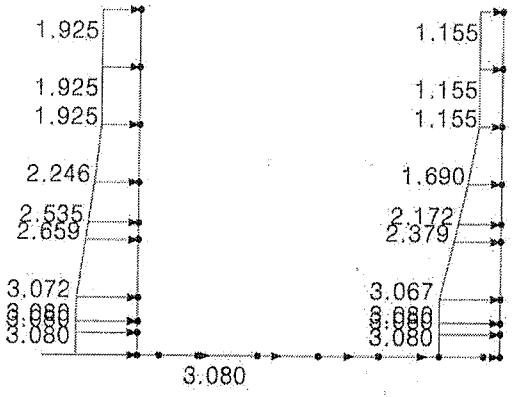

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



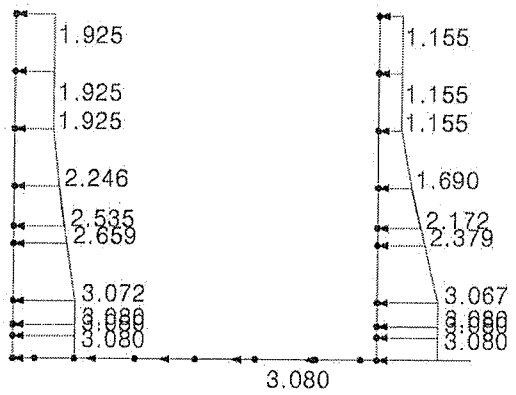

8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)




10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

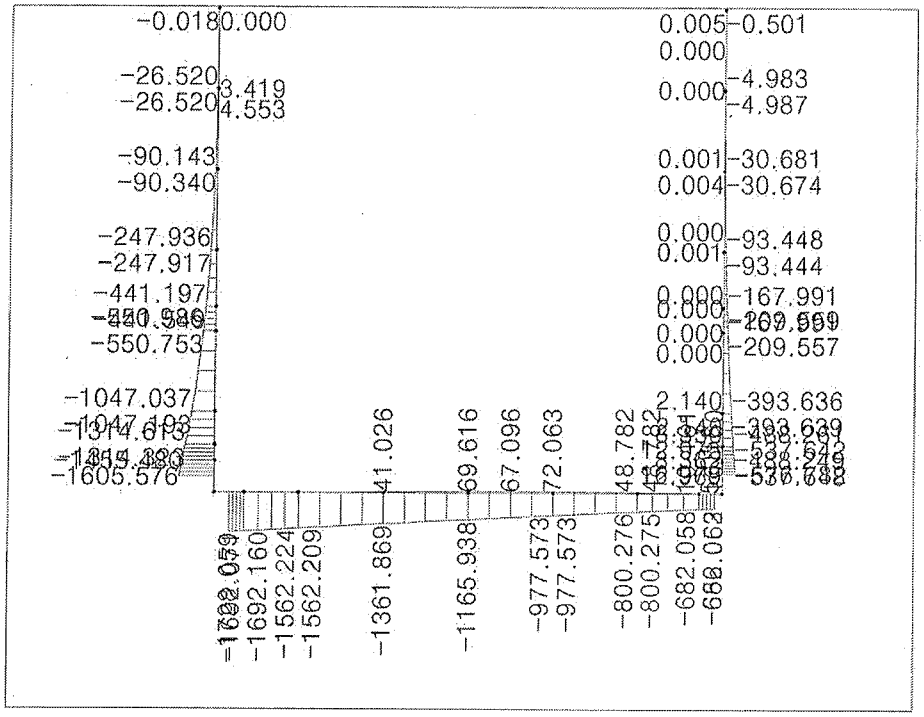
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

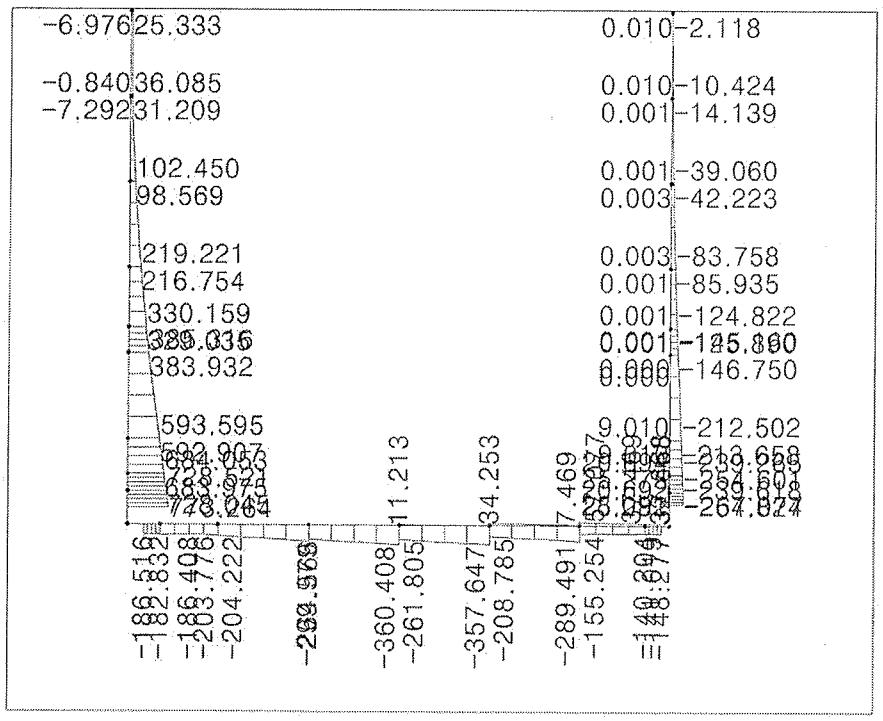
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

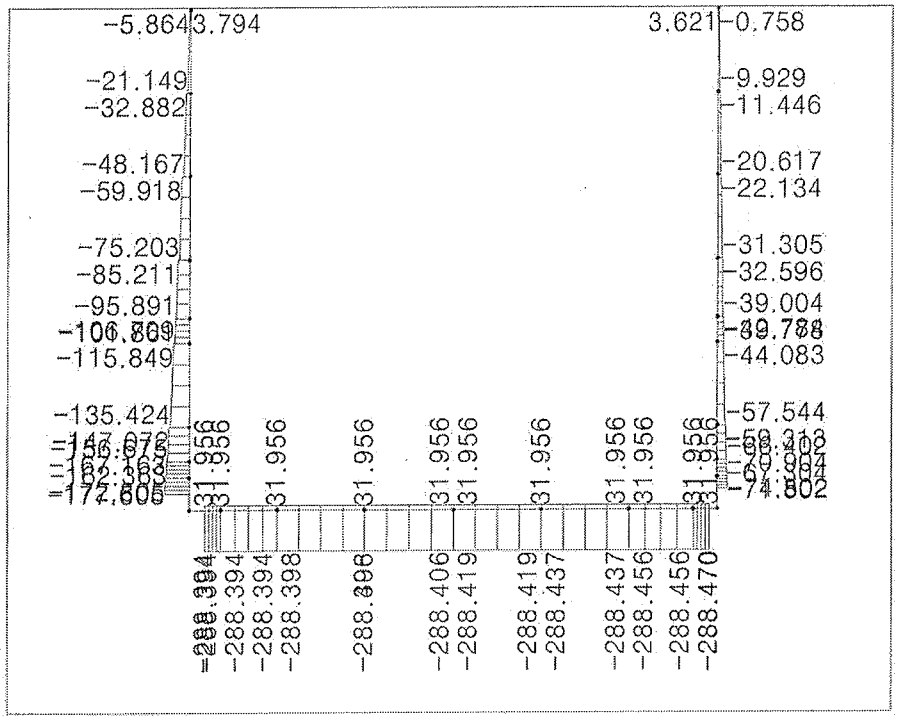
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



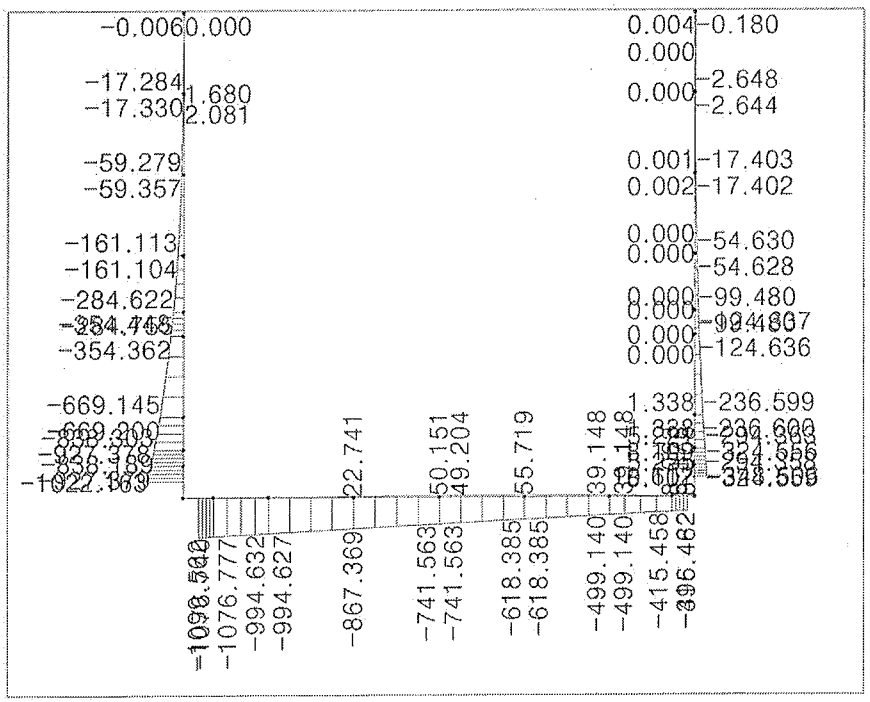

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

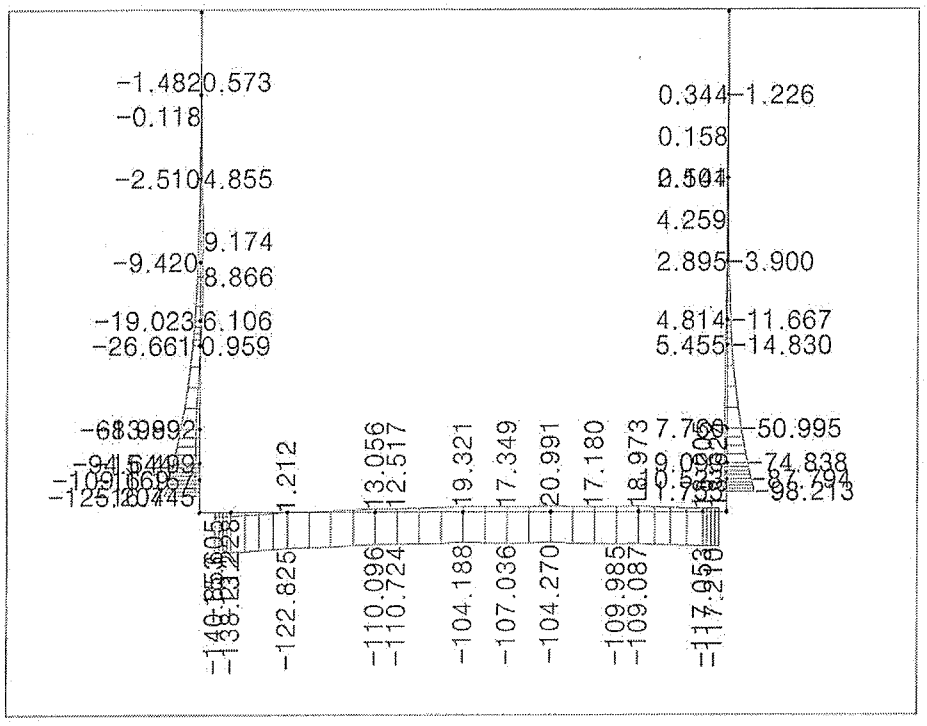


5) 단면력 정리

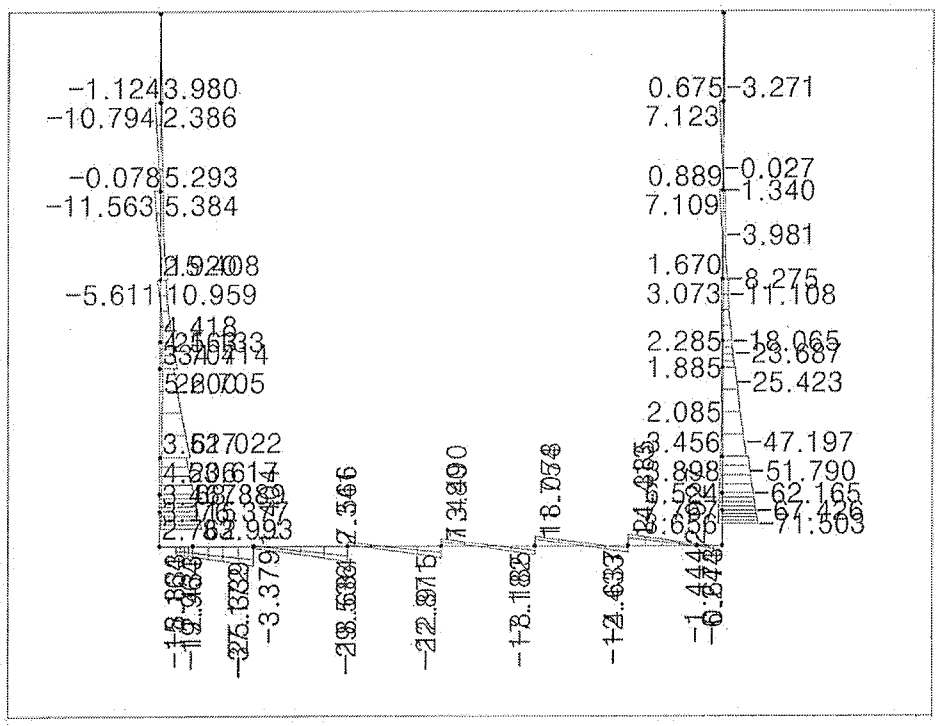
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1728.06 | 202.35 | 288.39 | 1099.56 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 72.06 | 357.65 | 288.42 | 55.72 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 977.57 | 357.65 | 288.42 | 618.39 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 4 | 656.05 | 153.10 | 288.47 | 396.48 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 5 | 654.86 | 434.06 | 120.24 | 420.58 | 1000.00 | 596.52 | |
| | | 하부 | 6 | 1605.58 | 573.04 | 177.61 | 1022.16 | 1000.00 | 800.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 7 | 249.10 | 163.90 | 46.95 | 148.58 | 1000.00 | 396.52 | |
| | | 하부 | 8 | 576.78 | 219.44 | 74.50 | 348.51 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 9 | 16.98 | 239.27 | 74.50 | 10.61 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

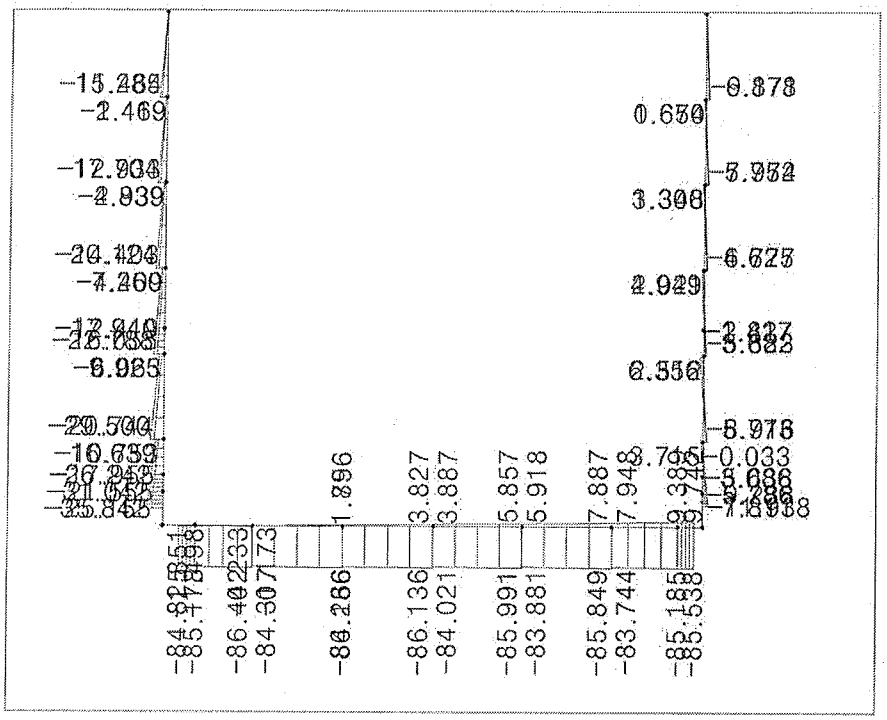
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

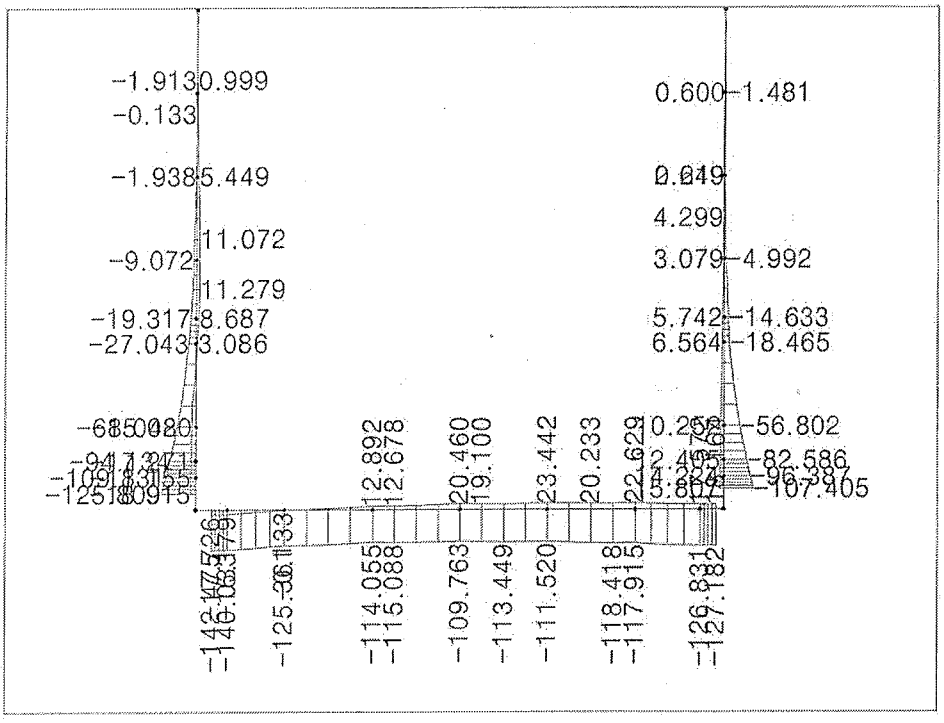


4) 단면력 정리

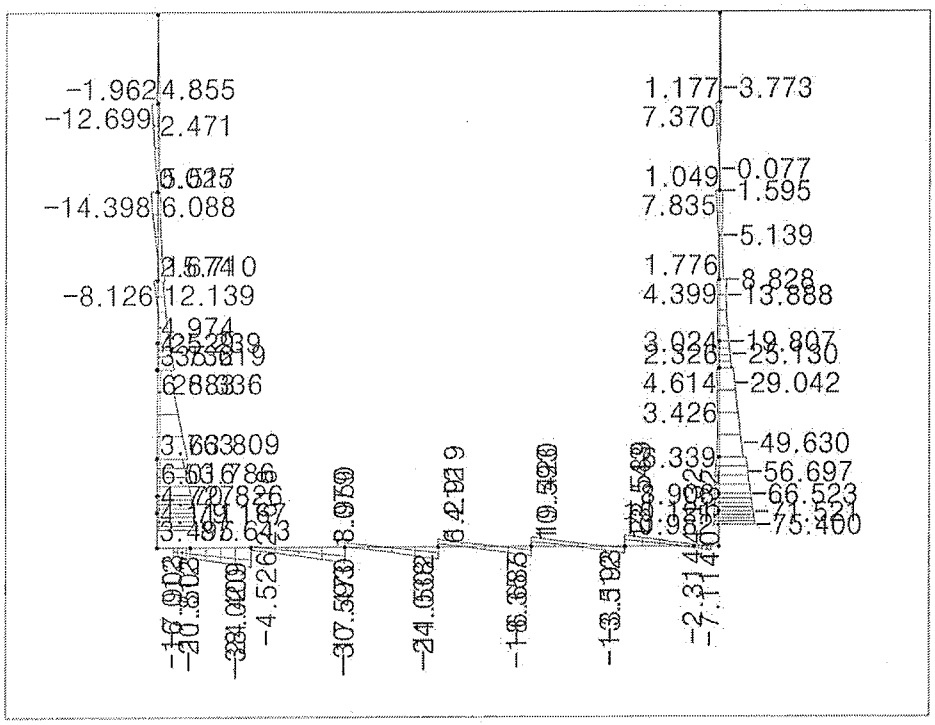
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 140.85 | 36.77 | 85.18 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 20.99 | 17.18 | 85.99 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 104.27 | 17.18 | 85.99 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 4 | 117.17 | 18.58 | 85.54 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 5 | 34.09 | 34.56 | 14.32 | 1000.00 | 596.52 | |
| | | 하부 | 6 | 125.20 | 57.59 | 35.84 | 1000.00 | 800.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 7 | 21.51 | 30.42 | 3.49 | 1000.00 | 396.52 | |
| | | 하부 | 8 | 98.21 | 54.26 | 11.94 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 9 | 11.76 | 62.17 | 11.94 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

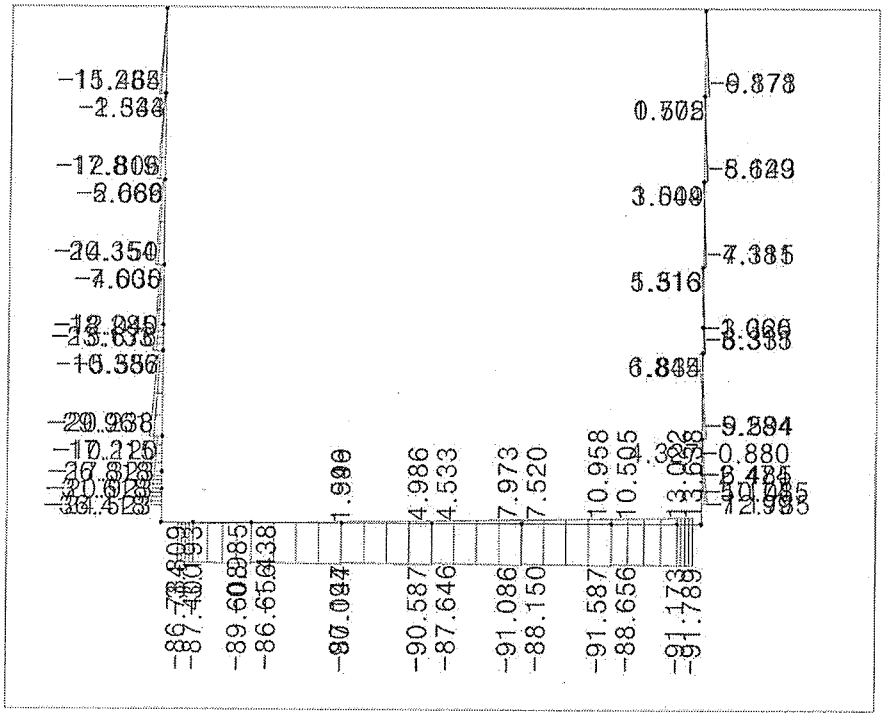
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 응답계수 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 142.48 | 47.49 | 37.62 | 87.40 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 23.44 | 7.81 | 18.36 | 91.09 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 111.52 | 37.17 | 18.36 | 91.09 | 1000.00 | 800.00 | |
| | | 우측 | 4 | 127.18 | 42.39 | 19.78 | 91.79 | 1000.00 | 800.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 5 | 34.85 | 11.62 | 34.23 | 14.78 | 1000.00 | 596.52 | |
| | | 하부 | 6 | 125.81 | 41.94 | 59.98 | 36.42 | 1000.00 | 800.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 7 | 25.10 | 8.37 | 33.77 | 3.98 | 1000.00 | 396.52 | |
| | | 하부 | 8 | 107.41 | 35.80 | 59.03 | 12.79 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 추가1 | 9 | 15.81 | 5.27 | 66.52 | 12.79 | 1000.00 | 600.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -1728.06 | - | -47.49 | -140.85 | -1728.06 | |
| | | 중앙부 | 2 | 72.06 | - | 7.81 | 20.99 | 72.06 | |
| | | 중앙부 | 3 | -977.57 | - | -37.17 | -104.27 | -977.57 | |
| | | 우측 | 4 | -656.05 | - | -42.39 | -117.17 | -656.05 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 5 | -654.86 | - | -11.62 | -34.09 | -654.86 | |
| | | 하부 | 6 | -1605.58 | - | -41.94 | -125.20 | -1605.58 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 7 | -249.10 | - | -8.37 | -21.51 | -249.10 | |
| | | 하부 | 8 | -576.78 | - | -35.80 | -98.21 | -576.78 | |
| | | 추가1 | 9 | 16.98 | - | 5.27 | 11.76 | 16.98 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -202.35 | - | -37.62 | -36.77 | -202.35 | |
| | | 중앙부 | 2 | -357.65 | - | -18.36 | -17.18 | -357.65 | |
| | | 중앙부 | 3 | -357.65 | - | -18.36 | -17.18 | -357.65 | |
| | | 우측 | 4 | -153.10 | - | 19.78 | 18.58 | -153.10 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 5 | 434.06 | - | 34.23 | 34.56 | 434.06 | |
| | | 하부 | 6 | 573.04 | - | 59.98 | 57.59 | 573.04 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 7 | -163.90 | - | -33.77 | -30.42 | -163.90 | |
| | | 하부 | 8 | -219.44 | - | -59.03 | -54.26 | -219.44 | |
| | | 추가1 | 9 | -239.27 | - | -66.52 | -62.17 | -239.27 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -288.39 | - | -87.40 | -85.18 | -305.46 | |
| | | 중앙부 | 2 | -288.42 | - | -91.09 | -85.99 | -305.53 | |
| | | 중앙부 | 3 | -288.42 | - | -91.09 | -85.99 | -305.53 | |
| | | 우측 | 4 | -288.47 | - | -91.79 | -85.54 | -305.67 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 5 | -120.24 | - | -14.78 | -14.32 | -191.86 | |
| | | 하부 | 6 | -177.61 | - | -36.42 | -35.84 | -279.43 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 7 | -46.95 | - | 3.98 | 3.49 | -66.84 | |
| | | 하부 | 8 | -74.50 | - | -12.79 | -11.94 | -104.55 | |
| | | 추가1 | 9 | -74.50 | - | -12.79 | -11.94 | -104.55 | |

4) 사용모멘트

(kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -1099.56 | - | - | - | -1099.56 | |
| | | 중앙부 | 2 | 55.72 | - | - | - | 55.72 | |
| | | 중앙부 | 3 | -618.39 | - | - | - | -618.39 | |
| | | 우측 | 4 | -396.48 | - | - | - | -396.48 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 5 | -420.58 | - | - | - | -420.58 | |
| | | 하부 | 6 | -1022.16 | - | - | - | -1022.16 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 7 | -148.58 | - | - | - | -148.58 | |
| | | 하부 | 8 | -348.51 | - | - | - | -348.51 | |
| | | 추가1 | 9 | 10.61 | - | - | - | 10.61 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 667 | 1728.06 | 1891.10 | 8587.86 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.09 |
| | | 중앙부(상면) | 2 | 1000 | 720 | 72.06 | 192.60 | 295.43 | H16 - 4.0EA | 794.40 | 2.67 |
| | | 중앙부(하면) | 2 | 1000 | 700 | 977.57 | 1031.34 | 4342.18 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.06 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 700 | 656.05 | 1031.34 | 2858.23 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.57 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 463 | 654.86 | 1195.29 | 4700.91 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.83 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 667 | 1605.58 | 1891.10 | 7899.04 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 9530.40 | 1.18 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 297 | 249.10 | 400.80 | 2682.25 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.61 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 500 | 576.78 | 718.79 | 3621.41 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.25 |
| | | 추가1 | 8 | 1000 | 500 | 16.98 | 133.18 | 100.05 | H16 - 4.0EA | 794.40 | 7.84 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 433.0 | 202.3 | 433.01 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 467.7 | 357.6 | 467.65 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 454.7 | 153.1 | 454.66 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 300.9 | 434.1 | 484.83 | 2.00 | 287.58 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 5 | 433.0 | 573.0 | 697.81 | 2.00 | 210.04 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 192.6 | 163.9 | 310.38 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 219.4 | 523.36 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 추가1 | 8 | 324.8 | 239.3 | 523.36 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 666.67 | 100.00 | 1728.06 | 202.35 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00775

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 8587.859 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.110]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01430

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (666.67 - a/2) = 1891.102 kN.m

≥ Mu (= 1728.059 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.094]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

≥ Vu (= 202.345 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 720.00 | 80.00 | 72.06 | 357.65 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 16.289) / 16.289 = 0.12960

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 295.432 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) ,· [사용률 = 2.689]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00110

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (720.00 - a/2) = 192.599 kN.m

≥ Mu (= 72.063 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.673]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 357.647 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 700.00 | 100.00 | 977.57 | 357.65 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01928

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4342.176 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.059]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00657

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (700.00 - a/2) = 1031.345 kN.m

≥ Mu (= 977.573 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.055]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

≥ Vu (= 357.647 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 700.00 | 100.00 | 656.05 | 153.10 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01928

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2858.232 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.608]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00657

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (700.00 - a/2) = 1031.345 kN.m

≥ Mu (= 656.053 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.572]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

≥ Vu (= 153.098 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.82, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 596.52 | 463.19 | 100.00 | 654.86 | 434.06 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (496.52 - 195.420) / 195.420 = 0.00462

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = Φc + (εt-εy) x (Φf-Φc) / (0.65000-εy) = 0.0046

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4700.913 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm) , [사용률 = 2.027]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.02058

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.82 x 9530.400 x 400 x (463.19 - a/2) = 1195.291 kN.m

≥ Mu (= 654.859 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.825]

* 전단에 대한 검토 (d = 463.19 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 463.19 = 300.851 kN

< Vu (= 434.057 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (434.057-300.851) x 300.00 / (400x463.19xΦ) x 1000 = 287.584 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 463.19 / 300.00 x 1000 = 245.306 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 463.19 / 1000 = 1604.539 kN ≥ 245.306 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (401.135 + 245.306) = 484.830 kN ≥ 434.057 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 800.00 | 666.67 | 100.00 | 1605.58 | 573.04 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00775

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7899.043 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.207]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01430

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (666.67 - a/2) = 1891.102 kN.m

≥ Mu (= 1605.576 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.178]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 573.040 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (573.040-433.013) x 300.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 210.041 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 666.67 / 300.00 x 1000 = 353.067 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 353.067 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 353.067) = 697.813 kN ≥ 573.040 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 396.52 | 296.52 | 100.00 | 249.10 | 163.90 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (296.52 - 94.249) / 94.249 = 0.00644

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2682.245 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.714]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01550

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (296.52 - a/2) = 400.802 kN.m

≥ Mu (= 249.102 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.609]

* 전단에 대한 검토 (d = 296.52 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 296.52 = 192.598 kN

≥ Vu (= 163.900 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 576.78 | 219.44 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01292

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3621.411 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.269]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00919

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 718.790 kN.m

≥ Mu (= 576.782 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.246]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 219.439 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 600.00 | 500.00 | 100.00 | 16.98 | 239.27 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 100.047 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.940]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00159

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 16.978 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.844]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 239.265 kN) , 전단보강 불필요.

## 16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 597 × 0.0020 = 1193.05 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1193.048 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 597 x 1000 = 894.8 ㎟ (≤1800)
∴ 894.8 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 397 × 0.0020 = 793.05 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 793.048 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 397 x 1000 = 594.8 ㎟ (≤1800)
∴ 594.8 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 추가

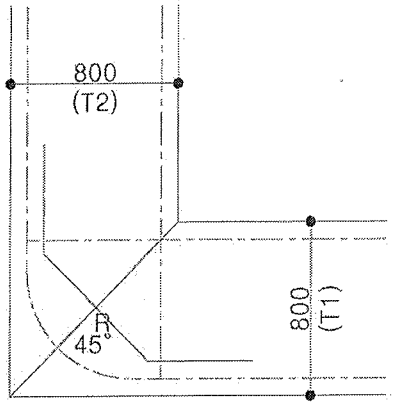
① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

## 17. 절점부 검토

1) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1099.562 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1099.562 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1131.371$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1099.56 \times 10^6}{1131.371^2 \times 1000} = 4.295 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1099.56 \times 10^6}{1131.371 \times 180} = 10798.719 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

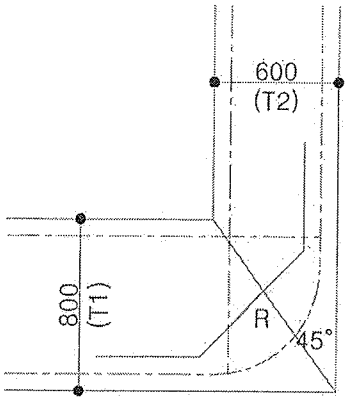
Req'd As = As - Asb
= 10798.719 mm² - 3176.800 mm²
= 7621.919 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 7621.919 mm² ) ----------> O.K !!!

2) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 396.482 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 396.482 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1000.000$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 396.48 \times 10^6}{1000.000^2 \times 1000} = 1.982 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 396.48 \times 10^6}{1000.000 \times 180} = 4405.360 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 4405.360 mm² - 2026.800 mm²
= 2378.560 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 4EA , H19 - 4EA

∴ Total As = 2694.400 mm² > Req'd As (= 2378.560 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0011033 + \sqrt{(2 \times 0.0077 + (0.0077)^2)} = 0.117$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 / 3 = 0.961$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 10612440.000 / (794.400 \times 720.000 \times 0.961)$

  $= 19.306$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 19.306 \times 794.400 = 15336.611$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0015888 + \sqrt{(2 \times 0.0111 + (0.0111)^2)} = 0.138$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.138 / 3 = 0.954$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 10612440.000 / (794.400 \times 500.000 \times 0.954)$

  $= 28.011$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 28.011 \times 794.400 = 22251.677$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(15336.611^2 + 22251.677^2)} / 180.0$

  $As = 150.139$ ㎟

  사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

## 18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 667 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 190.686 | O.K | 1.525 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 720 | H16 - 4.0EA | 250 | 596.910 | O.K | 2.388 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 700 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 160.383 | O.K | 1.283 |
| | | 우측 | 3 | 700 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 369.778 | O.K | 2.958 |
| 좌측벽체 | 1층 | 중앙부 | 4 | 463 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 503.135 | O.K | 4.025 |
| | | 하부 | 5 | 667 | H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 221.026 | O.K | 1.768 |
| 우측벽체 | 1층 | 중앙부 | 6 | 297 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 419.585 | O.K | 3.357 |
| | | 하부 | 7 | 500 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 253.609 | O.K | 2.029 |
| | | 추가 | 8 | 500 | H16 - 4.0EA | 250 | 2249.143 | O.K | 8.997 |

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1099.562 x 1000000 / [9530.400 x (666.667 - 238.903/3)]
= 196.538 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x9530.400)]
= 238.903 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.54) - 2.5 x 84.00 = 190.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 196.54) = 320.55 mm
Sa는 작은 값인 190.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.69 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 55.719 x 1000000 / [794.400 x (720.000 - 84.097/3)]
= 101.363 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x794.400)]
= 84.097 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.36) - 2.5 x 72.00 = 596.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 101.36) = 621.53 mm
Sa는 작은 값인 596.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 596.91 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 618.385 x 1000000 / [4596.400 x (700.000 - 182.488/3)]
= 210.487 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x4596.400)]
= 182.488 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.49) - 2.5 x 85.50 = 160.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.49) = 299.31 mm
Sa는 작은 값인 160.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 160.38 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 396.482 x 1000000 / [4596.400 x (700.000 - 182.488/3)]
= 134.955 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x4596.400)]
= 182.488 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.96) - 2.5 x 85.50 = 369.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.96) = 466.82 mm
Sa는 작은 값인 369.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 369.78 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 420.579 x 1000000 / [9530.400 x (463.190 - 190.682/3)]
= 110.428 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x463.2/(7x9530.400)]
= 190.682 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.43) - 2.5 x 84.00 = 503.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 110.43) = 570.51 mm
Sa는 작은 값인 503.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 503.13 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1022.163 x 1000000 / [9530.400 x (666.667 - 238.903/3)]
= 182.704 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x9530.400)]
= 238.903 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.70) - 2.5 x 84.00 = 221.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.70) = 344.82 mm
Sa는 작은 값인 221.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 221.03 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 148.580 x 1000000 / [4596.400 x (296.524 - 109.658/3)]
= 124.342 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x296.5/(7x4596.400)]
= 109.658 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.34) - 2.5 x 85.50 = 419.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.34) = 506.67 mm
Sa는 작은 값인 419.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 419.59 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 348.506 x 1000000 / [4596.400 x (500.000 - 150.061/3)]
= 168.500 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x4596.400)]
= 150.061 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.50) - 2.5 x 85.50 = 253.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.50) = 373.89 mm
Sa는 작은 값인 253.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 253.61 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10.612 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]

= 28.011 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]

= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 28.01) - 2.5 x 92.00 = 2581.43 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 28.01) = 2249.14 mm

Sa는 작은 값인 2249.14 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 2249.14 mm) ∴ O.K

# 19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 293.976 / 7.600 = 38.681 kN/㎡
- 내부토사 = 2.033 x 19.000 = 38.627 kN/㎡

2) 활하중

- 암거 내부 활하중 ( 토피고 1.302m )

| 토피고(D.m) | 노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡) | 비 고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

노면 활하중 : = 39.00 kN/㎡

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 38.68 + 38.63 + 39.00

= 116.308 kN/㎡

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 273.230 kN/㎡ ≥ Qmax = 116.308 kN/㎡ ..... O.K

# 19-1. 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.400 | × | 0.800 | × | 25.000 | | | | | = | 148.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.500 | × | 5.703 | × | 25.000 | × | 2 | | | = | 142.575 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 5.003 | × | 25.000 | / | 2 | × | 2 | = | 37.523 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 4.613 | × | 19.000 | | | | | = | 525.882 | kN/m |
| | | | | | | | | | ∴ | Σ | = | 873.916 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times ( 2 \times 0.000 \times 5.003 \times 19.000 + 5.003^2 \times 10.000 ) \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 873.916 + 0.000 = 873.916$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 7.400 \times 5.803 \times 10.000$

$= 429.422$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 873.916 / 429.422$

$= 2.035 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m ( 보링주상도 NN8B-9 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 7.400 | × | 0.800 | × | 25.000 | | | | | = | 148.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.500 | × | 5.703 | × | 25.000 | × | 2 | | | = | 142.575 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 5.003 | × | 25.000 | / | 2 | × | 2 | = | 37.523 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.200 | × | 2 | × | 25.000 | | | | | = | 10.000 | kN/m |
| - 내부토사 | | 6.000 | × | 4.613 | × | 19.000 | | | | | = | 525.882 | kN/m |
| | | | | | | | | | ∴ | Σ | = | 863.980 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 6.000^2 \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times ( 2 \times 6.000 \times -0.997 \times 19.000 + -0.997^2 \times 10.000 ) \times \tan( 0 \times 2/3 )$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 863.980 + 0.000 = 863.980$ kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

## 2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{148.000}{7.400 \times 10.000 \times 1.100} = 1.818 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.818 m 이하유지

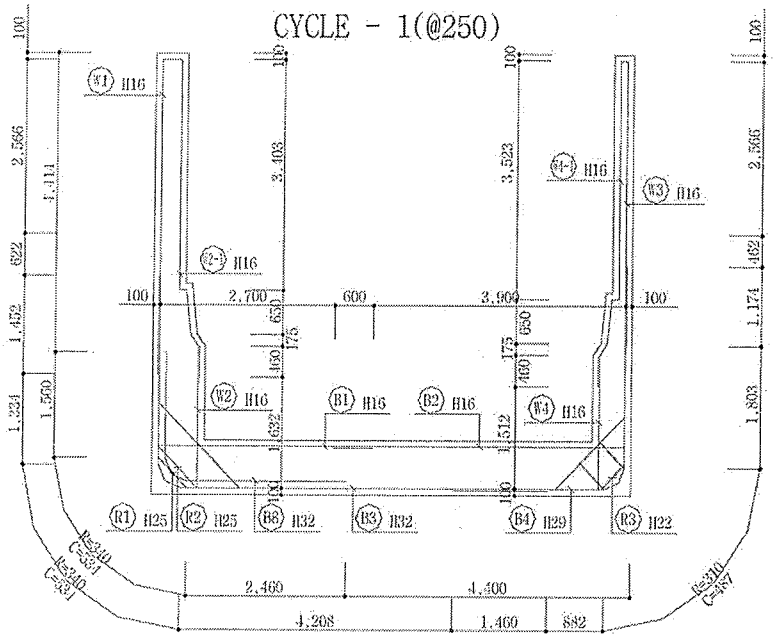
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{338.098}{7.400 \times 10.000 \times 1.100} = 4.154 \text{ m}$$

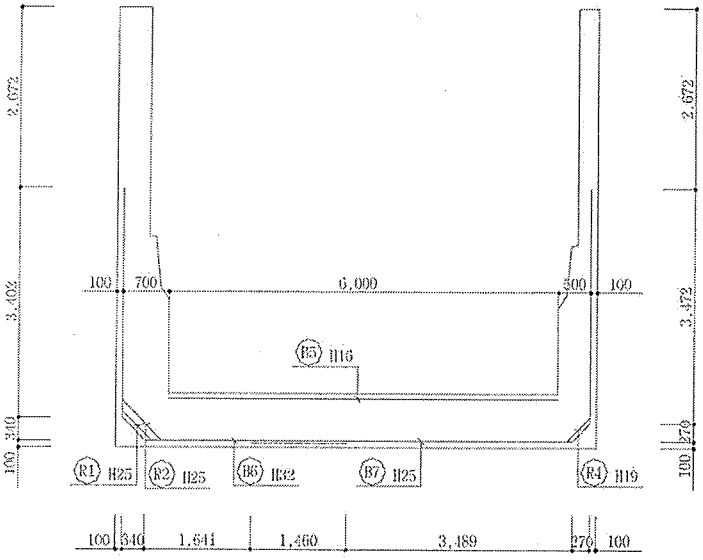
∴ 구조물 저면으로 부터 4.154 m 이하유지

# 20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)




CYCLE - 2(@250)



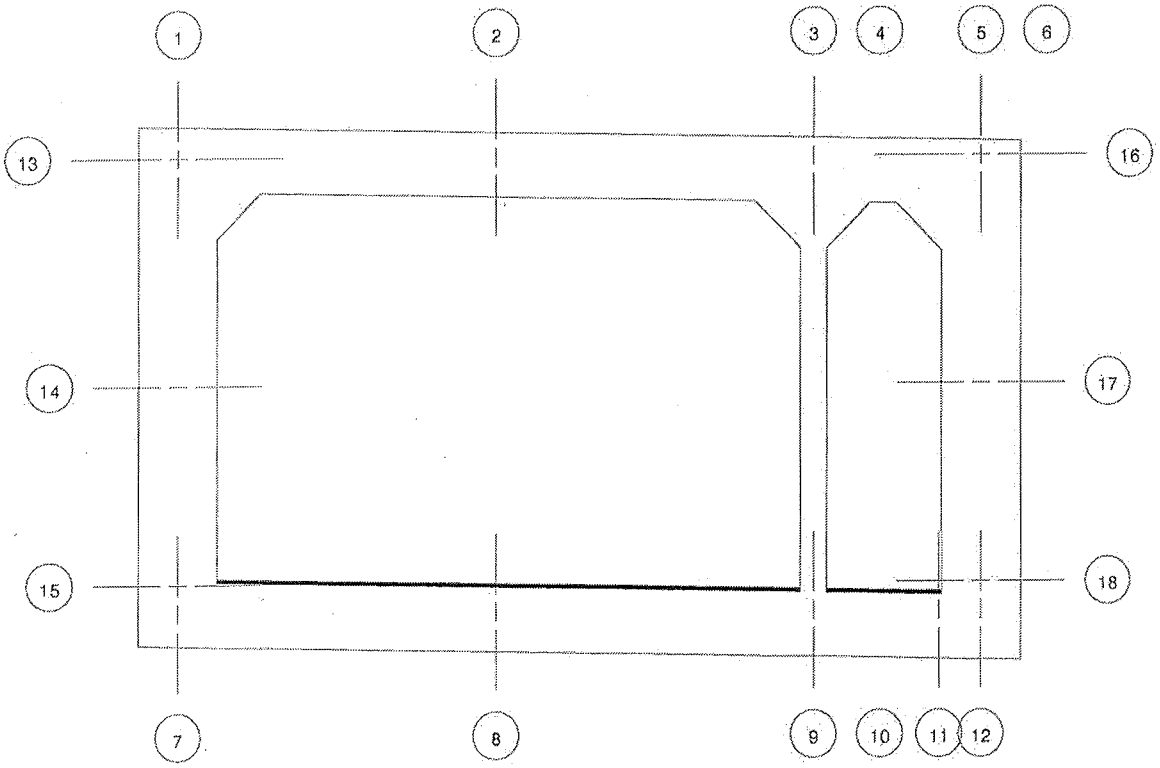
# 6.2 BOX

# B1

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 1 | 1000 | 717 | 385.16 | 542.98 | 1612.10 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.41 |
| | | 좌측(하면) | 1 | 1000 | 620 | 114.42 | 237.69 | 546.98 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 2.08 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 620 | 323.71 | 467.59 | 1570.30 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.44 |
| | | 우측(상면) | 3 | 1000 | 717 | 308.02 | 542.95 | 1284.09 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.76 |
| | | 우측(하면) | 3 | 1000 | 620 | 86.91 | 467.59 | 414.71 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 5.38 |
| | 2경간 | 좌측(상면) | 4 | 1000 | 767 | 389.03 | 581.88 | 1518.64 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.50 |
| | | 좌측(하면) | 4 | 1000 | 620 | 45.31 | 467.59 | 215.59 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 10.32 |
| | | 중앙부(상면) | 5 | 1000 | 717 | 322.19 | 542.92 | 1344.22 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.69 |
| | | 중앙부(하면) | 5 | 1000 | 620 | 118.18 | 467.59 | 565.13 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 3.96 |
| | | 우측(상면) | 6 | 1000 | 717 | 322.19 | 542.92 | 1344.22 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.69 |
| | | 우측(하면) | 6 | 1000 | 620 | 118.18 | 237.69 | 565.09 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 1.63 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 7 | 1000 | 620 | 145.73 | 237.69 | 698.10 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 1.63 |
| | | 좌측(하면) | 7 | 1000 | 600 | 506.31 | 603.33 | 2578.50 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.19 |
| | | 중앙부 | 8 | 1000 | 620 | 347.19 | 467.59 | 1686.99 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.35 |
| | | 우측(상면) | 9 | 1000 | 620 | 68.25 | 467.59 | 325.24 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 6.85 |
| | | 우측(하면) | 9 | 1000 | 600 | 445.57 | 528.15 | 2258.22 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.19 |
| | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 620 | 26.34 | 467.59 | 125.16 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 17.75 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 600 | 413.25 | 528.15 | 2089.13 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.28 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 620 | 124.15 | 467.59 | 593.92 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 3.77 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 600 | 316.60 | 528.15 | 1588.63 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.67 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 620 | 191.80 | 467.59 | 921.83 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 2.44 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 600 | 292.51 | 528.15 | 1465.03 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.81 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 957 | 505.25 | 1183.28 | - | H19 - 8.0EA | 3086.40 | 2.34 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 820 | 122.08 | 1990.25 | - | H16 - 4.0EA | 3086.40 | 16.30 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 800 | 360.78 | 1372.67 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3488.80 | 3.81 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 820 | 32.73 | 971.85 | - | H16 - 4.0EA | 3488.80 | 29.69 |
| | | 하부 | 15 | 1000 | 800 | 499.39 | 1354.96 | - | H22 - 8.0EA | 3891.20 | 2.71 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 967 | 338.18 | 928.70 | - | H19 - 8.0EA | 3086.40 | 2.75 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 820 | 158.51 | 394.31 | - | H16 - 4.0EA | 3086.40 | 2.49 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 800 | 7.03 | 968.10 | - | H16 - 4.0EA | 1588.80 | 137.62 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 820 | 135.89 | 342.60 | - | H16 - 4.0EA | 1588.80 | 2.52 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 800 | 162.66 | 965.04 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3488.80 | 5.93 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 820 | 204.39 | 333.29 | - | H16 - 4.0EA | 3488.80 | 1.63 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 3 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 5 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 6 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | 1050.0 | 1688.9 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | 1050.0 | 1688.9 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | 1050.0 | 1688.9 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | 1050.0 | 1688.9 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | 1050.0 | 1688.9 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | 1050.0 | 1688.9 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | 1350.0 | 2647.3 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 389.7 | 289.2 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 402.7 | 69.0 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 389.7 | 301.8 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 389.7 | 205.9 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 389.7 | 191.6 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 6 | 389.7 | 195.6 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 402.7 | 306.3 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 402.7 | 45.2 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 9 | 402.7 | 371.3 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 402.7 | 170.8 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 402.7 | 180.6 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 12 | 402.7 | 172.9 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 536.4 | 327.3 | 536.43 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 538.7 | 199.5 | 538.74 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 하부 | 15 | 541.3 | 167.5 | 541.35 | - | - | - | - | - | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 525.4 | 167.0 | 525.40 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 523.6 | 163.8 | 523.61 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 하부 | 18 | 524.0 | 165.4 | 524.04 | - | - | - | - | - | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 717 | H19 - 8.0EA | 125 | 457.645 | O.K | 3.661 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 4320.487 | O.K | 34.564 |
| | | 중앙부 | 2 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 287.806 | O.K | 2.302 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 717 | H19 - 8.0EA | 125 | 356.786 | O.K | 2.854 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 4 | 767 | H19 - 8.0EA | 125 | 264.320 | O.K | 2.115 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 717 | H19 - 8.0EA | 125 | 956.469 | O.K | 7.652 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 3439.007 | O.K | 27.512 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 717 | H19 - 8.0EA | 125 | 956.469 | O.K | 7.652 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 3439.007 | O.K | 27.512 |
| 하부슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 600 | H22 - 8.0EA | 125 | 155.419 | O.K | 1.243 |
| | | 중앙부 | 8 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 254.984 | O.K | 2.040 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (하면) | 9 | 600 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 153.938 | O.K | 1.232 |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 10 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측 (하면) | 10 | 600 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 183.561 | O.K | 1.468 |
| | | 중앙부 (상면) | 11 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (하면) | 11 | 600 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 303.345 | O.K | 2.427 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (하면) | 12 | 600 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 350.402 | O.K | 2.803 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 957 | H19 - 8.0EA | 125 | 324.413 | O.K | 2.595 |
| | | 상부 | 13 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 | 14 | 800 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 361.754 | O.K | 2.894 |
| | | 중앙부 | 14 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 하부 | 15 | 800 | H22 - 8.0EA | 125 | 286.882 | O.K | 2.295 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 967 | H19 - 8.0EA | 125 | 3284.215 | O.K | 26.274 |
| | | 상부 | 16 | 820 | H16 - 4.0EA | 250 | 714.905 | O.K | 2.860 |
| | | 중앙부 | 17 | 800 | H16 - 4.0EA | 250 | 8135.417 | O.K | 32.542 |
| | | 중앙부 | 17 | 820 | H16 - 4.0EA | 250 | 386.319 | O.K | 1.545 |
| | | 하부 | 18 | 800 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 1073.364 | O.K | 8.587 |
| | | 하부 | 18 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp D BOX ( 내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 51.000 kN/m² (∵ 토피 : -0.172 m )

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

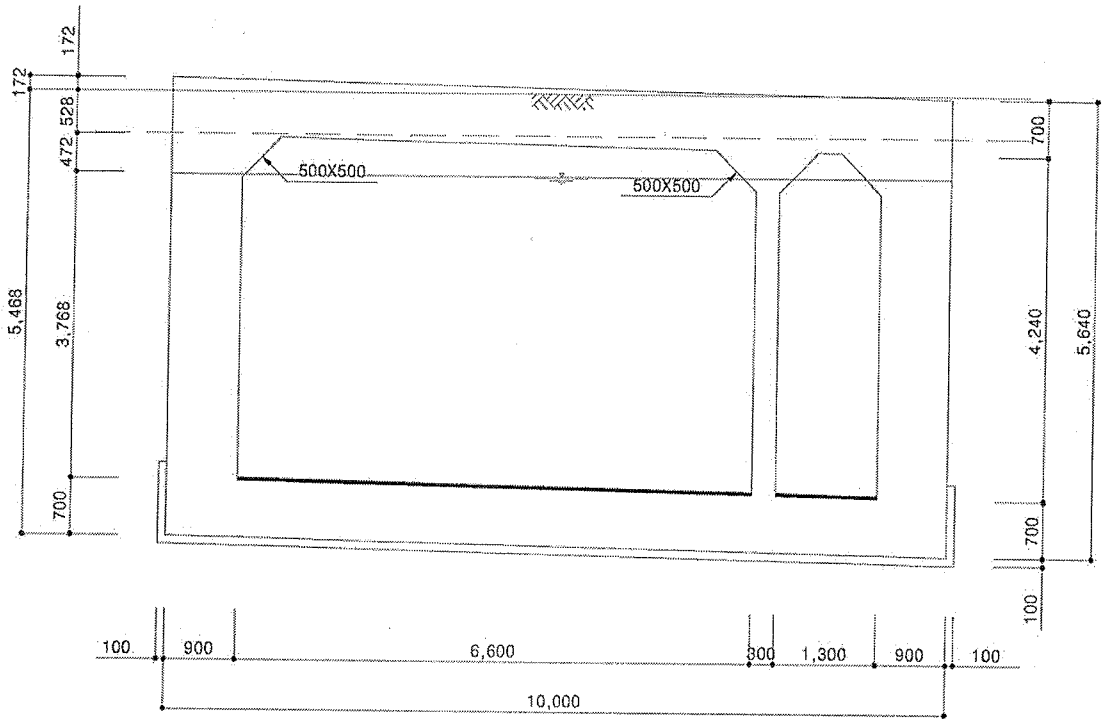
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


172
172
528
472
5,468
3,768
700
500X500
500X500
700
4,240
5,640
700
100
100
900
6,600
300
1,300
900
100
10,000

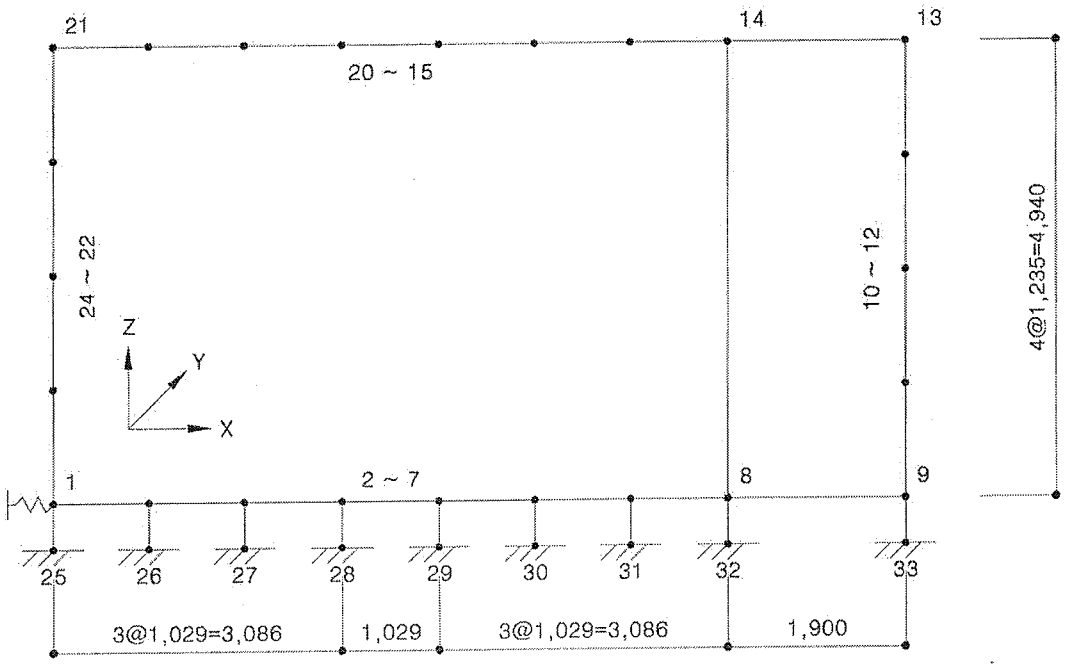
# 4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

## 1) Modeling

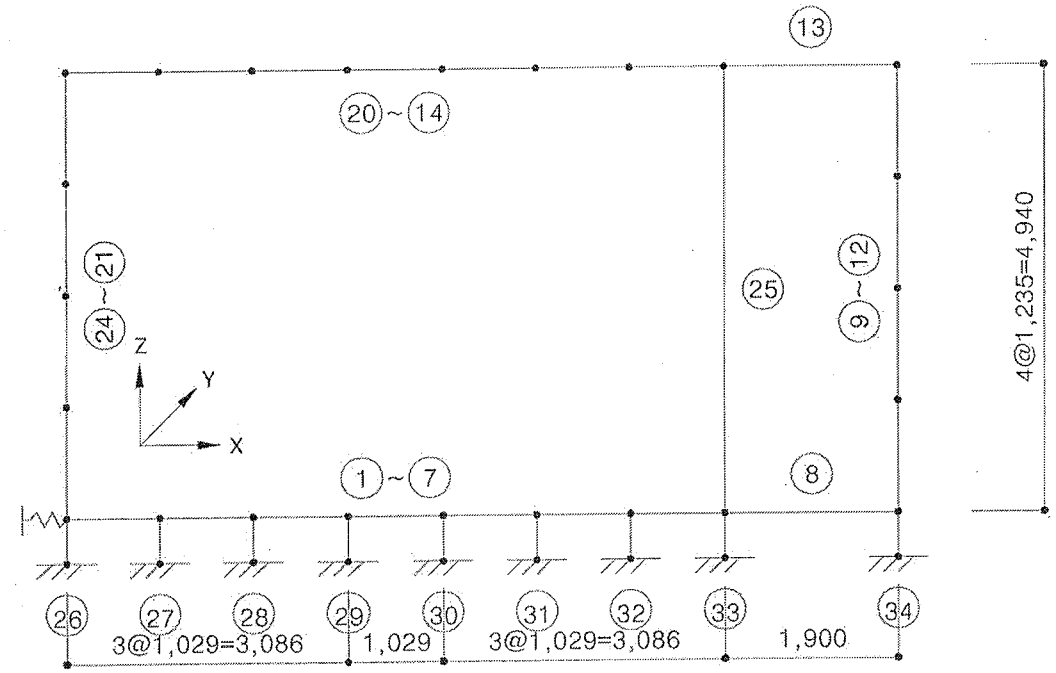
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

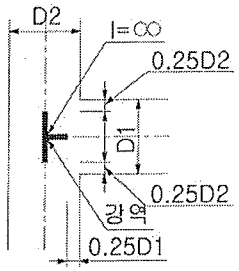
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.700 × 1.000 | = 0.700 | 0.02858 | 1~8,13~20 |
| 2 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 9~12,21~24 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 25 |

3) 단면좌표

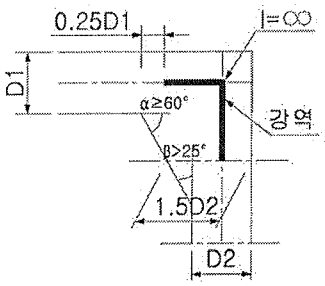
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 18 | 3.086 | 5.440 |
| 2 | 1.029 | 0.500 | 19 | 2.057 | 5.440 |
| 3 | 2.057 | 0.500 | 20 | 1.029 | 5.440 |
| 4 | 3.086 | 0.500 | 21 | 0.000 | 5.440 |
| 5 | 4.114 | 0.500 | 22 | 0.000 | 4.205 |
| 6 | 5.143 | 0.500 | 23 | 0.000 | 2.970 |
| 7 | 6.171 | 0.500 | 24 | 0.000 | 1.735 |
| 8 | 7.200 | 0.500 | 25 | 0.000 | 0.000 |
| 9 | 9.100 | 0.500 | 26 | 1.029 | 0.000 |
| 10 | 9.100 | 1.735 | 27 | 2.057 | 0.000 |
| 11 | 9.100 | 2.970 | 28 | 3.086 | 0.000 |
| 12 | 9.100 | 4.205 | 29 | 4.114 | 0.000 |
| 13 | 9.100 | 5.440 | 30 | 5.143 | 0.000 |
| 14 | 7.200 | 5.440 | 31 | 6.171 | 0.000 |
| 15 | 6.171 | 5.440 | 32 | 7.200 | 0.000 |
| 16 | 5.143 | 5.440 | 33 | 9.100 | 0.000 |
| 17 | 4.114 | 5.440 | | | |

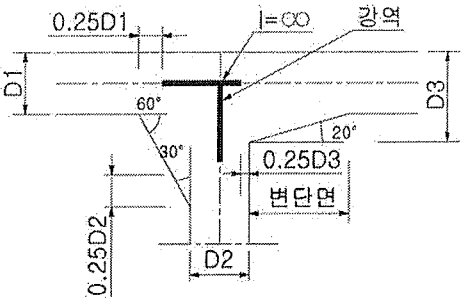
4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

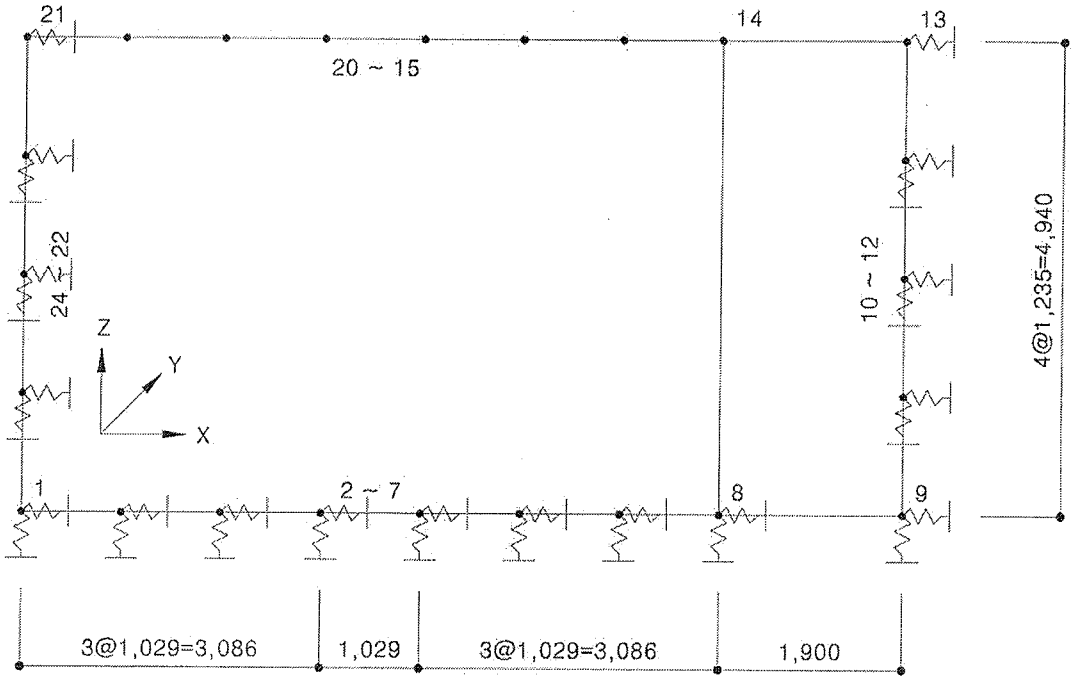
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

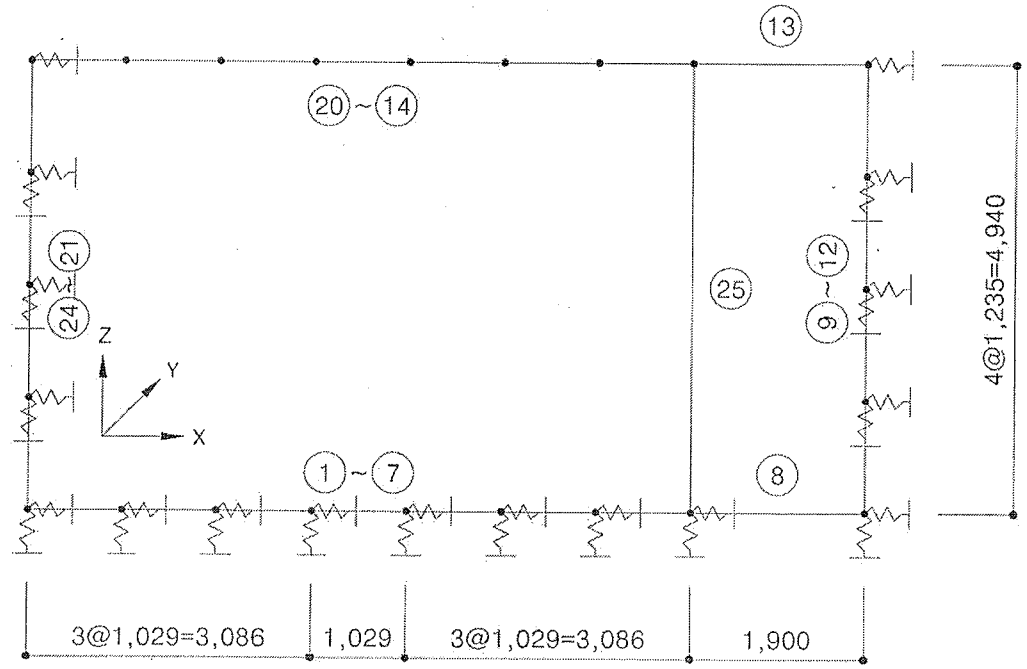
## 1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삼도




② 부재삼도



2) 단면제원

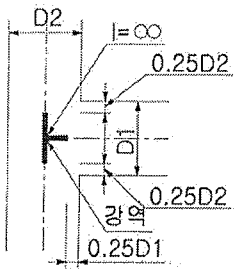
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.700 × 1.000 | = 0.700 | 0.02858 | 1~8,13~20 |
| 2 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 9~12,21~24 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 25 |

3) 단면좌표

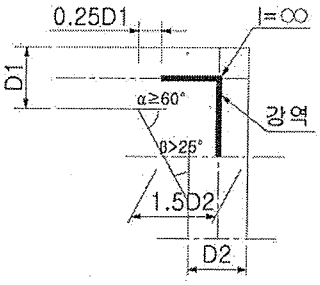
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 13 | 9.100 | 4.940 |
| 2 | 1.029 | 0.000 | 14 | 7.200 | 4.940 |
| 3 | 2.057 | 0.000 | 15 | 6.171 | 4.940 |
| 4 | 3.086 | 0.000 | 16 | 5.143 | 4.940 |
| 5 | 4.114 | 0.000 | 17 | 4.114 | 4.940 |
| 6 | 5.143 | 0.000 | 18 | 3.086 | 4.940 |
| 7 | 6.171 | 0.000 | 19 | 2.057 | 4.940 |
| 8 | 7.200 | 0.000 | 20 | 1.029 | 4.940 |
| 9 | 9.100 | 0.000 | 21 | 0.000 | 4.940 |
| 10 | 9.100 | 1.235 | 22 | 0.000 | 3.705 |
| 11 | 9.100 | 2.470 | 23 | 0.000 | 2.470 |
| 12 | 9.100 | 3.705 | 24 | 0.000 | 1.235 |

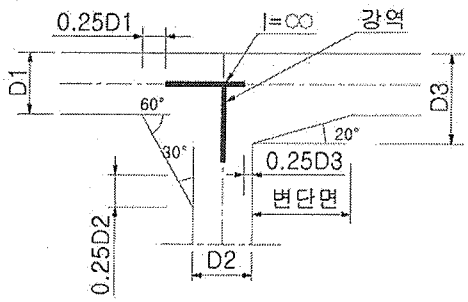
8) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 12014.30 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 11585 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 12358 kN/m | 2~7 |
| Kv3 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 17592 kN/m | 8 |
| Kv4 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 16820 kN/m | 9 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

## 1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 9.401 ~ -7.875, N=27)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 240.0 = 240.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20 / 9.810 × $240.0^2$ = 117431.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 117431.0 = 310017.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 240.0 = 192.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $192.0^2$ = 75156.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 75156.0 = 198411.8 kN/m²

## 2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 148982.86 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 148982.860 = 49660.95 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 5.640 × 5.640 ) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kh = 2066785.330 × ( 5.640 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 228916.44 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 228916.440 = 76305.48 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 282712 kN/m | 10~12,22~24 |
| Kss1 | Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 94237 kN/m | |
| Kh2 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | 1,9,13,21 |
| Kss2 | Kss x (1.235/2 + 0.700/2) = 73826 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 153239 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 51080 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 218153 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.900/2) = 72718 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 143662 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 208576 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 208576 kN/m | 13 |
| Ksb3 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.029/2 + 0.900/2) = 143662 kN/m | 21 |
| Ksb4 | Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 221477 kN/m | |

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 95349.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 95349.230 = 31783.08 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 5.640 × 5.640 ) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kh = 1322745.330 × ( 5.640 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 146506.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 146506.820 = 48835.61 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 180936 kN/m | 10~12,22~24 |
| Kss1 | Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 60312 kN/m | |
| Kh2 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | 1,9,13,21 |
| Kss2 | Kss x (1.235/2 + 0.700/2) = 47248 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 98073 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 32691 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 139618 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.900/2) = 46539 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 91944 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 133489 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 133489 kN/m | 13 |
| Ksb3 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.029/2 + 0.900/2) = 91944 kN/m | 21 |
| Ksb4 | Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 141745 kN/m | |

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 설계지진 | 성능기 / 준 재현주기 | 기능수행 | 붕괴방지 |
|---|---|---|---|
| | 50년 | II 등급 | |
| | 100년 | I 등급 | |
| | 200년 | 특 등급 | |
| | 500년 | | II 등급 |
| | 1000년 | | I 등급 |
| | 2400년 | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수,I | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수, Z |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 | |
| II | 도 | 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 | 0.07 |

③ 설계 지반 종류

| 지반분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m 에 대한 평균 지반 특성 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 전단파 속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) (blow/foot) | 비배수전단강도 Su(kPa) |
| Sa | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| Sb | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| Sc | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| Sd | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| Se | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| Sf | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

④ 지진계수 Ca, Cv

| 지역계수 | 지반종류 | 지진계수 | |
|---|---|---|---|
| | | Ca | Cv |
| 1 | Sa | 0.09 | 0.09 |
| | Sb | 0.11 | 0.11 |
| | Sc | 0.13 | 0.18 |
| | Sd | 0.16 | 0.23 |
| | Se | 0.22 | 0.37 |
| 2 | Sa | 0.05 | 0.05 |
| | Sb | 0.07 | 0.07 |
| | Sc | 0.08 | 0.11 |
| | Sd | 0.11 | 0.16 |
| | Se | 0.17 | 0.23 |

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 1.5 | 39.0 |
| 2.0 | 21.0 | 2.5 | 17.0 |
| 3.0 | 15.0 | 4.0 | 15.0 |
| 5.0 | 15.0 | 6.0 | 15.0 |
| 7.0 | 15.0 | 8.0 | 12.0 |
| 9.0 | 11.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 0.0 | | |

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 -0.172m

- Wl1 = 51.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 51.000 × 0.500 = 25.500 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.322 × 23.000 × 0.500 = 3.703 kN/m²

Wh2 = 3.703 + 0.913 × 19.000 × 0.500 = 12.377 kN/m²

Wh3 = 12.377 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 24.109 kN/m²

Wh4 = 24.109 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 35.842 kN/m²

Wh5 = 35.842 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 47.574 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.322 × 23.000 × 0.500 = 3.703 kN/m²

Wh2 = 3.703 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 8.453 kN/m²

Wh3 = 8.453 + 0.413 × 10.000 × 0.500 = 10.518 kN/m²

Wh4 = 10.518 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 16.693 kN/m²

Wh5 = 16.693 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 22.868 kN/m²

Wh6 = 22.868 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 29.043 kN/m²

5) 지하수압 ( 지하수위 : GL = -1.000 m )

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 0.413 × 10.000 = 4.130 kN/m²

Ww2 = 4.130 + 1.235 × 10.000 = 16.480 kN/m²

Ww3 = 16.480 + 1.235 × 10.000 = 28.830 kN/m²

Ww4 = 28.830 + 1.235 × 10.000 = 41.180 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww5 = ( 5.468 - 1.000 ) × 10.000 = 44.680 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | | γ (kN/m³ ) | Tg'(sec) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 실트 | 17.204 | 240.000 | 192.000 | 20.000 | 0.287 | 0.358 |
| 풍화암 | 1.524 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.021 | 0.026 |
| 연암 | 11.272 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.153 | 0.191 |
| 계 | | | | | 0.461 | 0.575 |

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Tg(sec) | 1.25Tg' = 1.25 × 0.461 = 0.576 | 1.25 Tg' = 1.25 × 0.575 = 0.719 |

2) 통제주기(Ts)

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Ts(sec) | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 |
| To(sec) | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 |

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Cd | 0.800 | 0.667 |

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

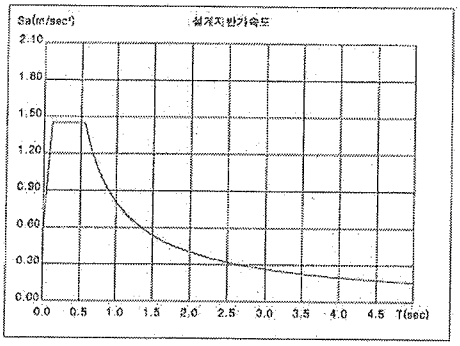
| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.398 m/s² | - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.293 m/s² |

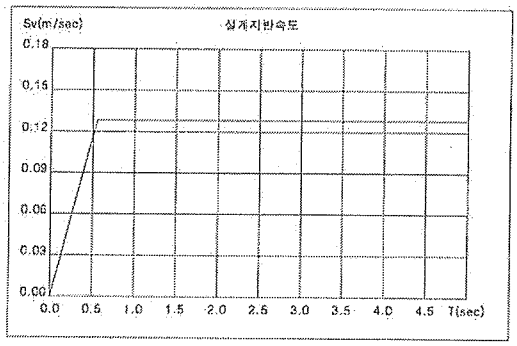
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| Sv = Tg/2π × Sa = 0.576 / 2π × 1.398<br>= 0.128 m/s | Sv = Tg/2π × Sa = 0.719 / 2π × 2.293<br>= 0.262 m/s |

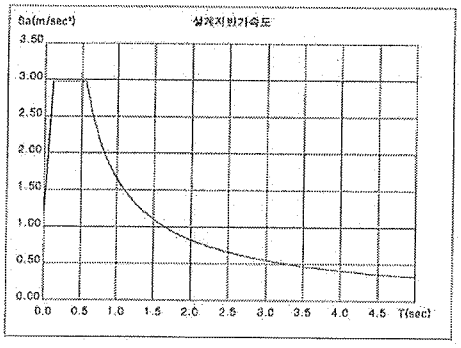
6) 설계응답 응답스펙트럼

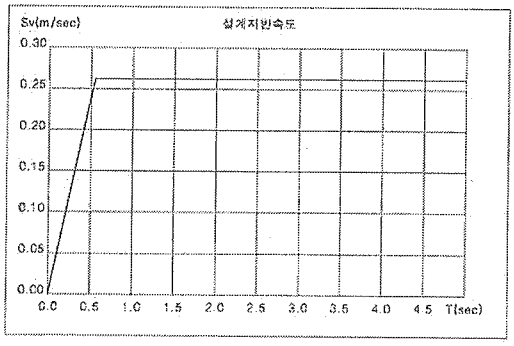
(1) 기능수행수준




(2) 붕괴방지수준




7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　0.178 m
- 하부슬래브 EL.　　=　5.118 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 0.178 / (2 \times 30.000)) = 0.014940$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 5.118 / (2 \times 30.000)) = 0.014407$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.719 \times \cos(\pi \times 0.178 / (2 \times 30.000)) = 0.038172$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.719 \times \cos(\pi \times 5.118 / (2 \times 30.000)) = 0.036811$

Po = Ksb.top × (U(Zu) - U(Zb))

| 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|
| Po = 49660.950 × (0.014940 - 0.014407)<br>= 26.469 kN/m² | Po = 31783.080 × (0.038172 - 0.036811)<br>= 43.257 kN/m² |

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 0.178 | 228916.440 | 0.014940 | 0.000533 | 122.012 |
| 1.413 | 228916.440 | 0.014900 | 0.000493 | 112.856 |
| 2.648 | 228916.440 | 0.014797 | 0.000390 | 89.277 |
| 3.883 | 228916.440 | 0.014633 | 0.000226 | 51.735 |
| 5.118 | 228916.440 | 0.014407 | 0.000000 | 0.000 |

(2) 붕괴방지수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 0.178 | 146506.820 | 0.038172 | 0.001361 | 199.396 |
| 1.413 | 146506.820 | 0.038069 | 0.001258 | 184.306 |
| 2.648 | 146506.820 | 0.037807 | 0.000996 | 145.921 |
| 3.883 | 146506.820 | 0.037387 | 0.000576 | 84.388 |
| 5.118 | 146506.820 | 0.036811 | 0.000000 | 0.000 |

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

| 구분 | 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|---|
| Vu | 119698.000 × -0.000007 = -0.840 | 76622.000 × -0.000018 = -1.380 |
| Vb | 117431.000 × 0.000193 = 22.660 | 75156.000 × 0.000494 = 37.130 |
| Vs | (-0.840 + 22.660) / 2 = 10.910 | (-1.380 + 37.130) / 2 = 17.880 |

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×0.178)<br>= 1.292 | fu = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×0.178)<br>= 3.176 |

② 하부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.118)<br>= 1.196 | fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.118)<br>= 2.940 |

③ 중간벽체

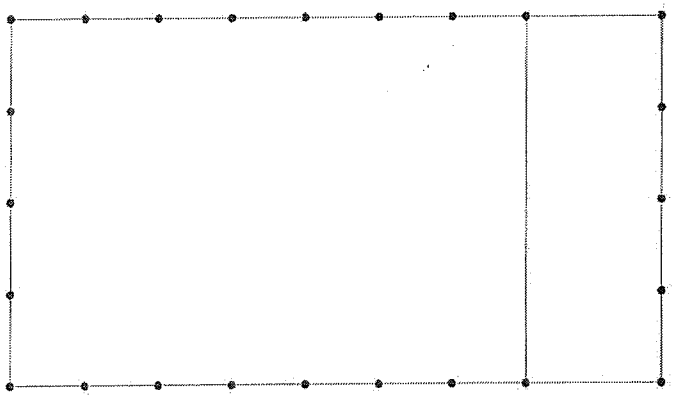
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×-0.172)<br>= 0.554 | fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×-0.172)<br>= 1.361 |
| fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×5.118)<br>= 0.512 | fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×5.118)<br>= 1.260 |

④ 측벽

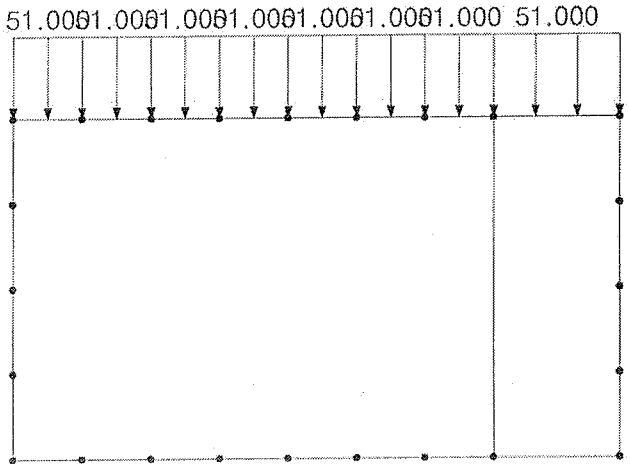
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×0.178)<br>= 1.661 | f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×0.178)<br>= 4.084 |
| f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×1.413)<br>= 1.630 | f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×1.413)<br>= 4.008 |
| f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×2.648)<br>= 1.599 | f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×2.648)<br>= 3.932 |
| f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×3.883)<br>= 1.568 | f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×3.883)<br>= 3.856 |
| f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×5.118)<br>= 1.537 | f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×5.118)<br>= 3.781 |

# 10. 하 중 재 하 (상시)

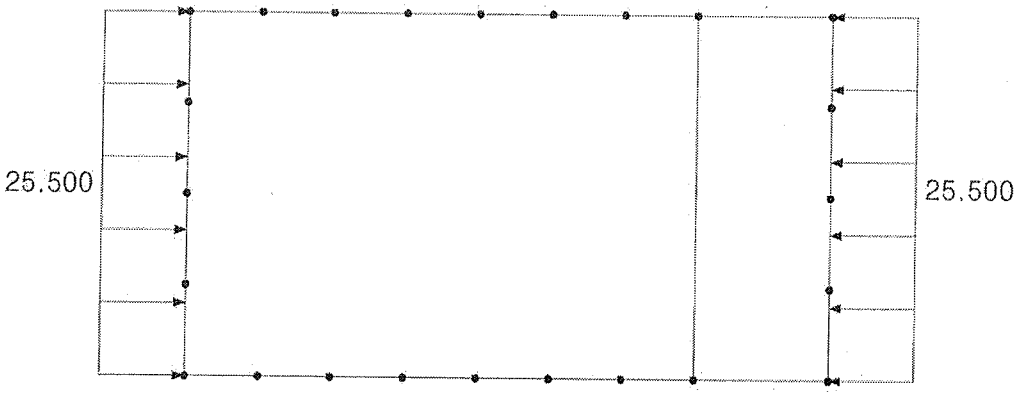
1) CASE1 - 구체자중(SW)



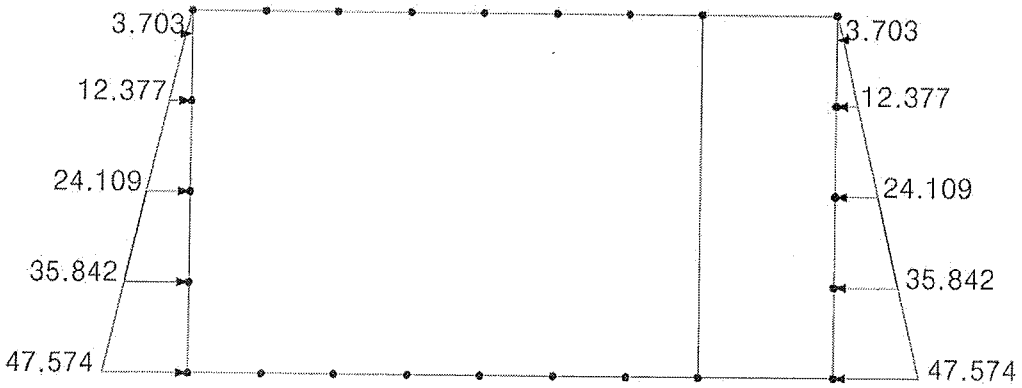
2) CASE2 - 만재활하중(LIVEFU)



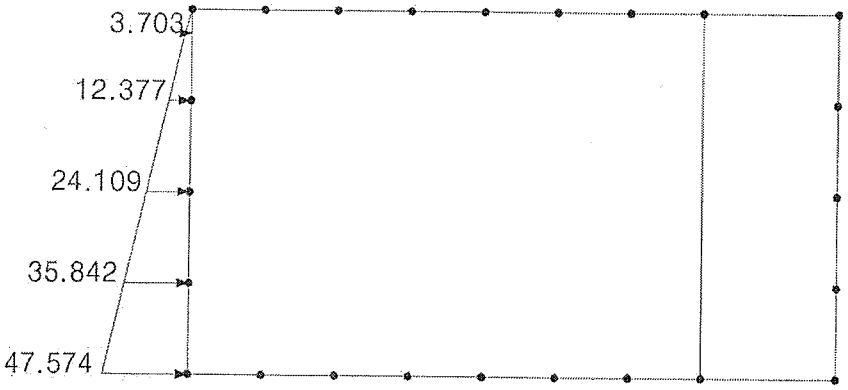
3) CASE3 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



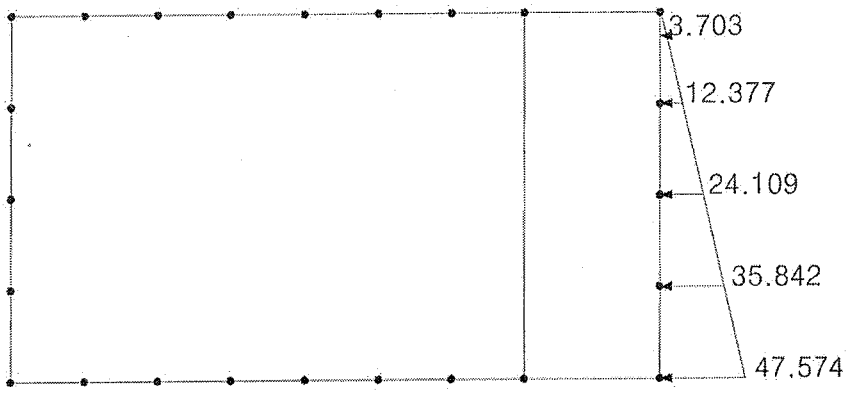

4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



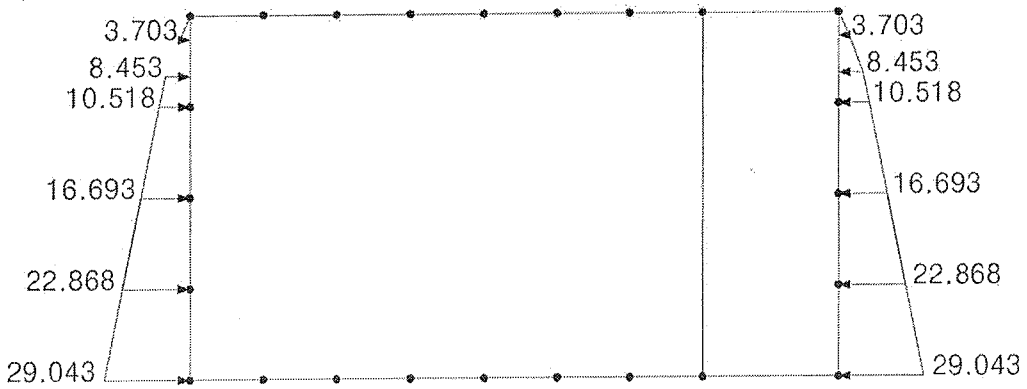

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



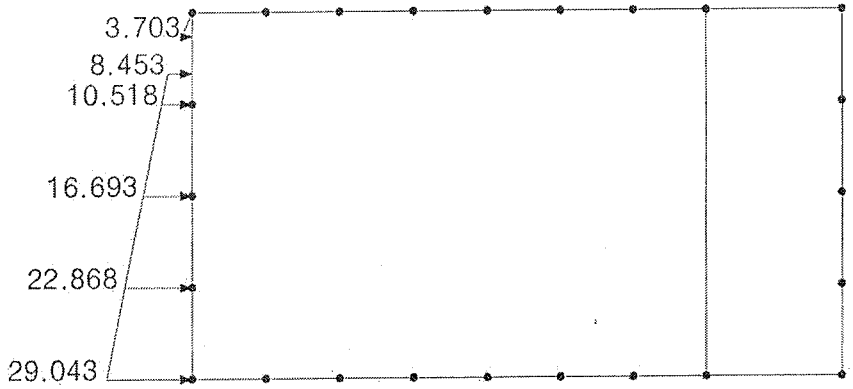
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



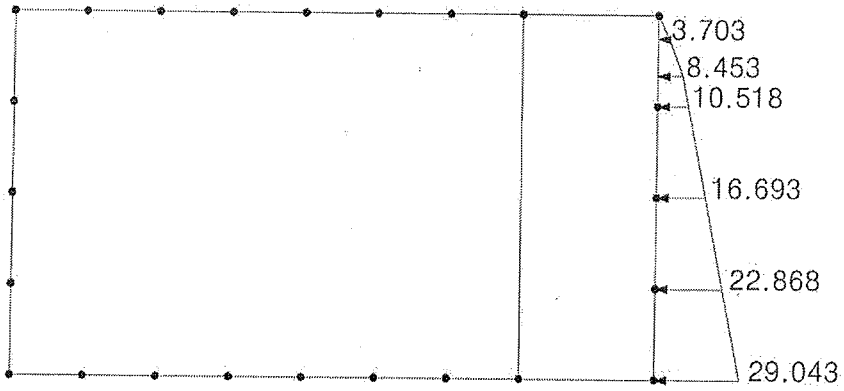

7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



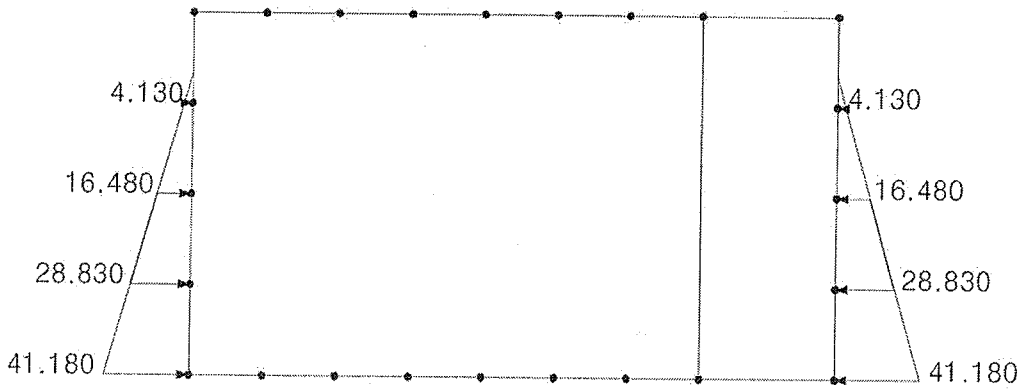

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



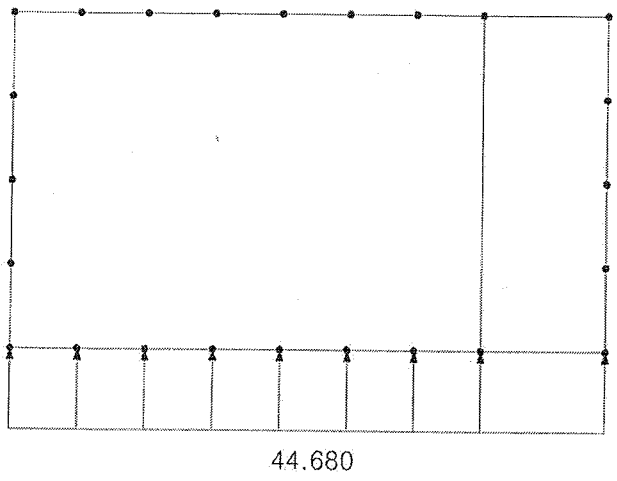
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



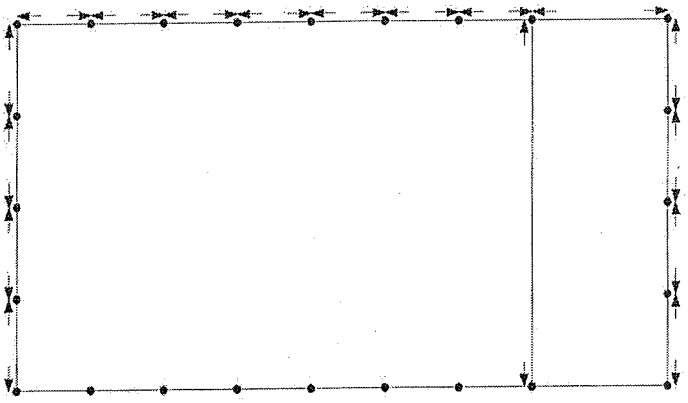

10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



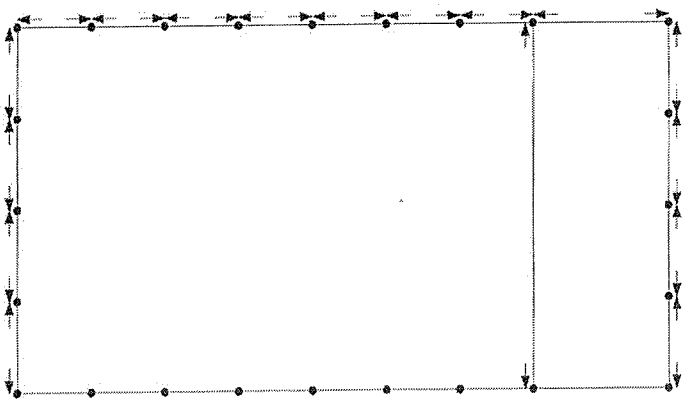

11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



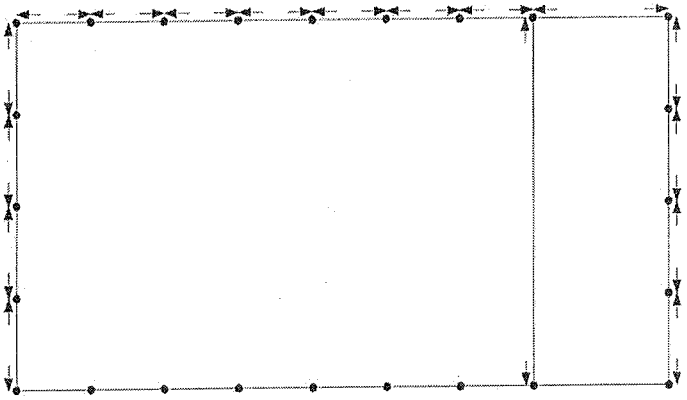
12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

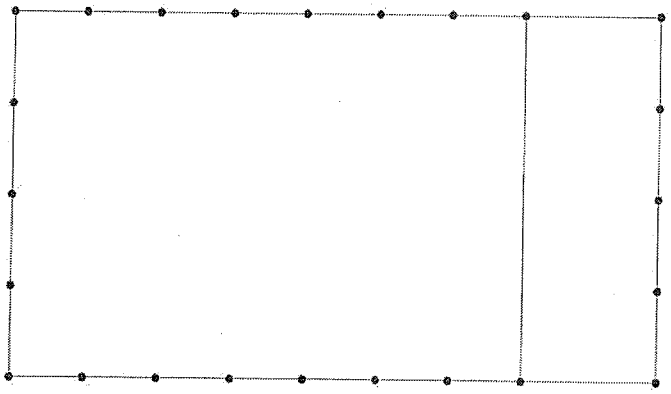


14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

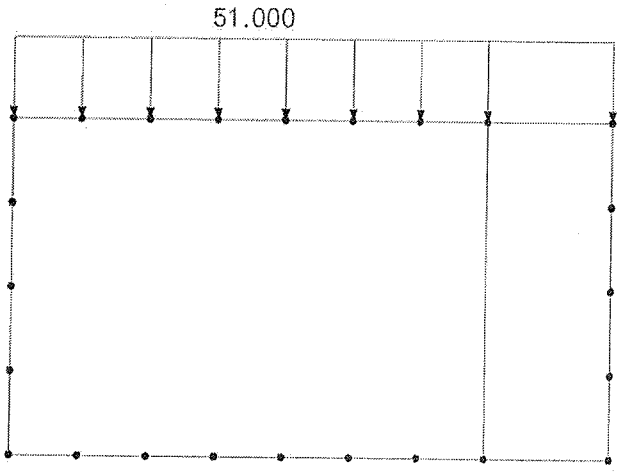


## 11. 하중 재하 (기능수행)

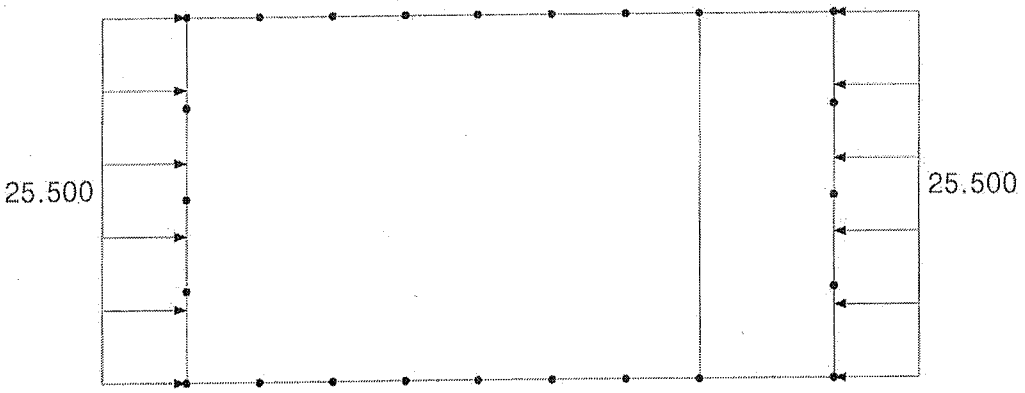
1) CASE1 - 구체자중(SW)



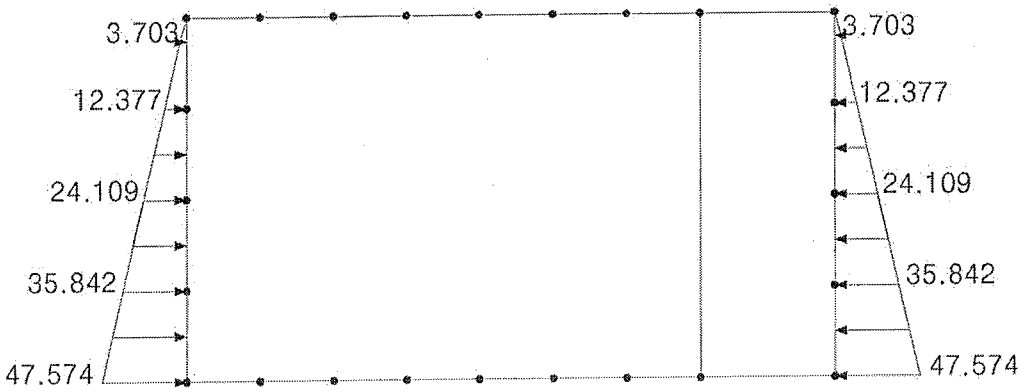
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



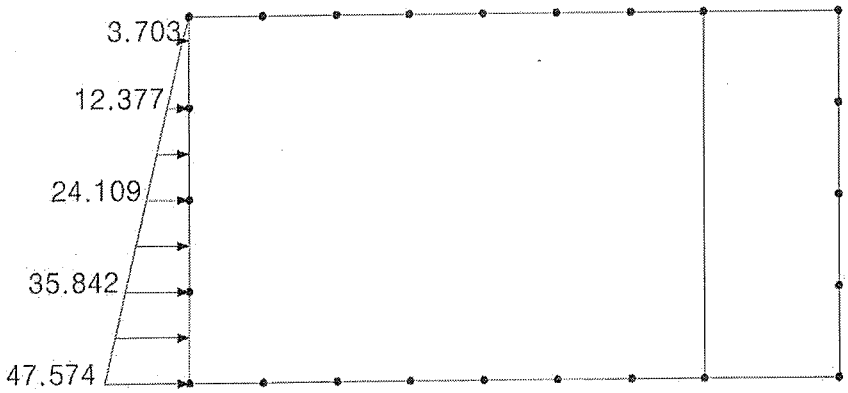
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



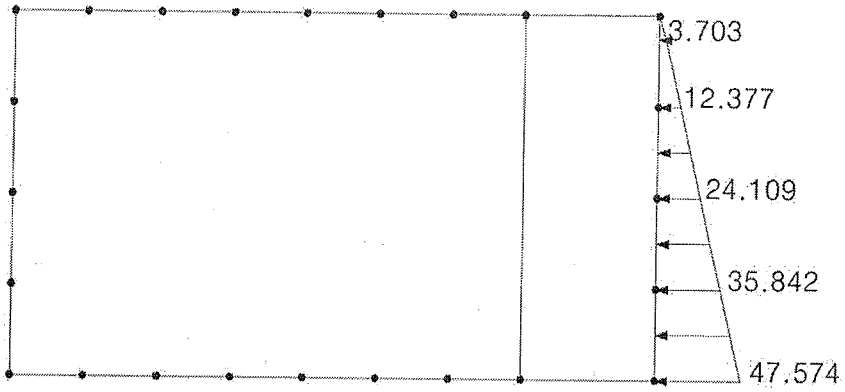

4) CASE4 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



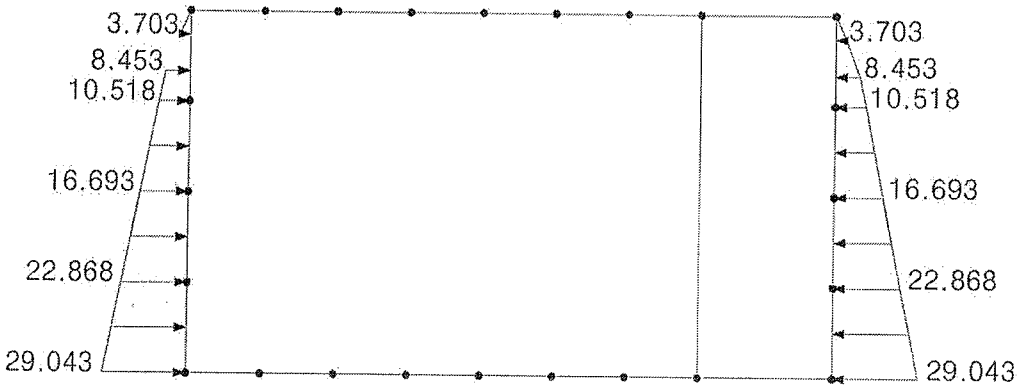

5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



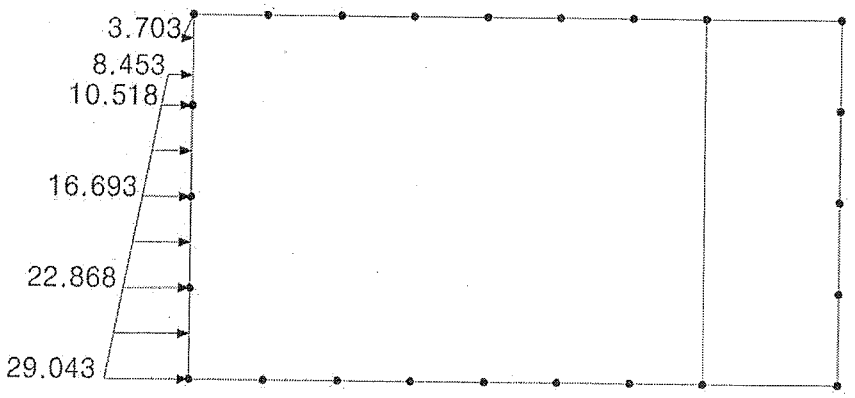
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



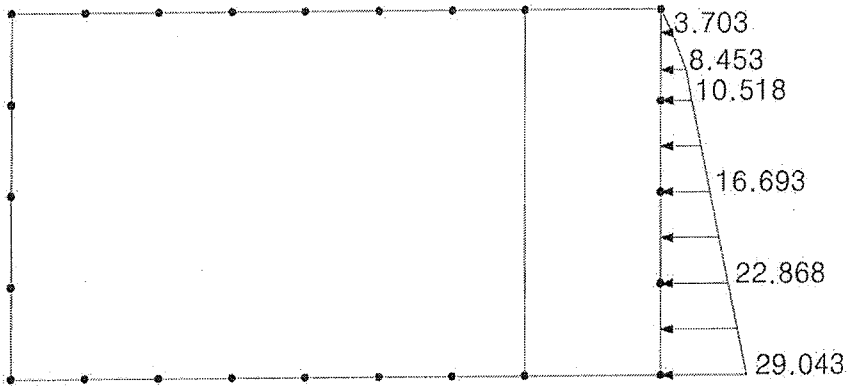

7) CASE7 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



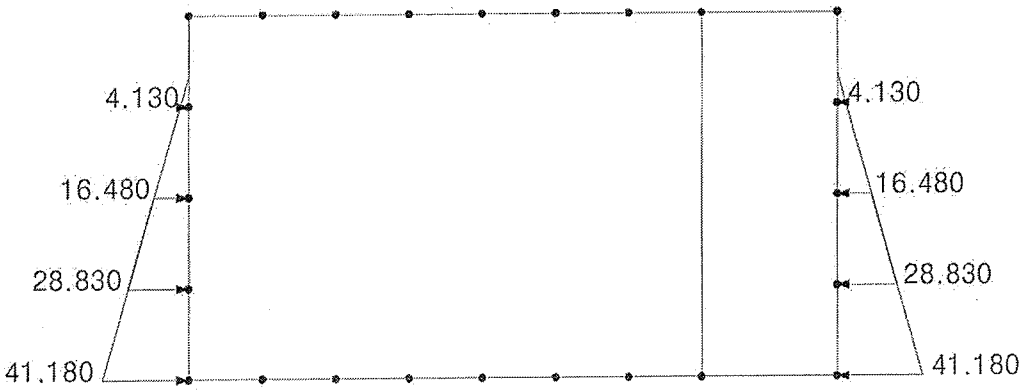

8) CASE8 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



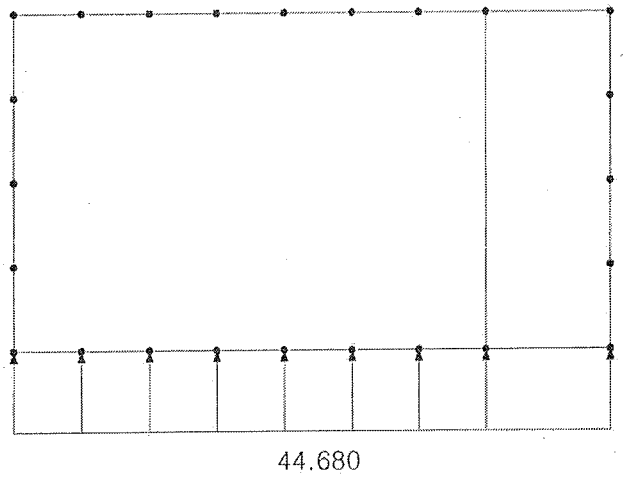
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)




10) CASE10 - 수평수압(WATERH)

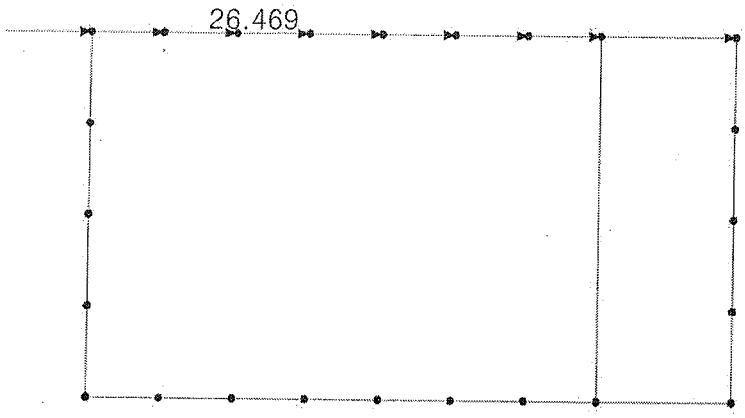



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

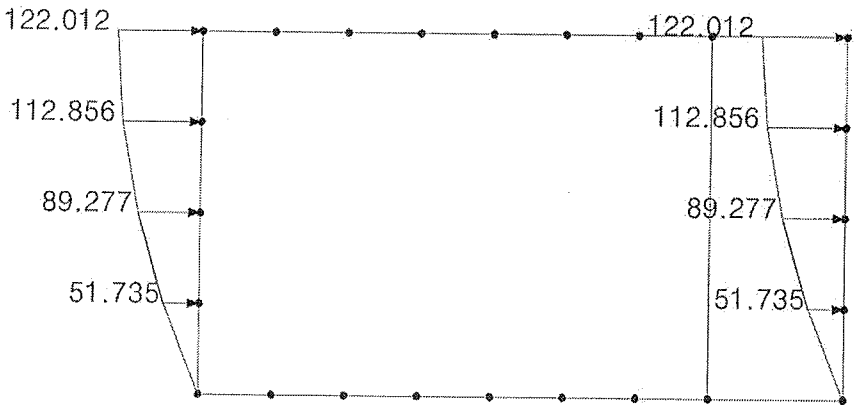



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

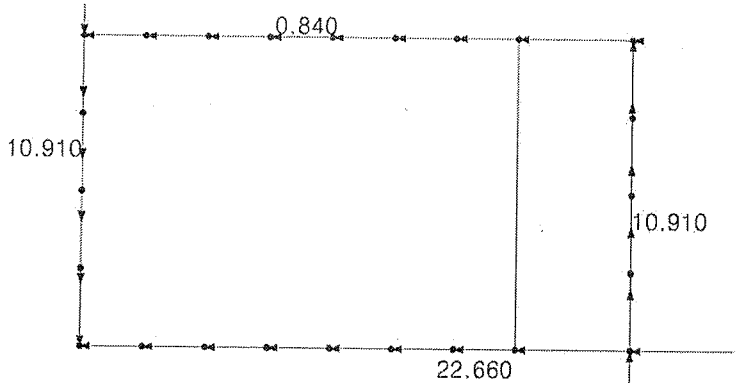
12) CASE12 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



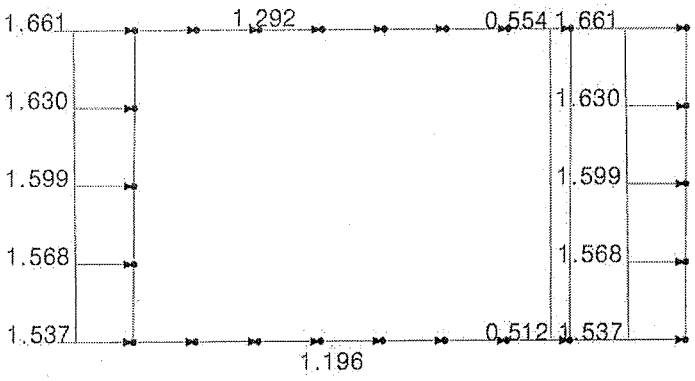

13) CASE13 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)




14) CASE14 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

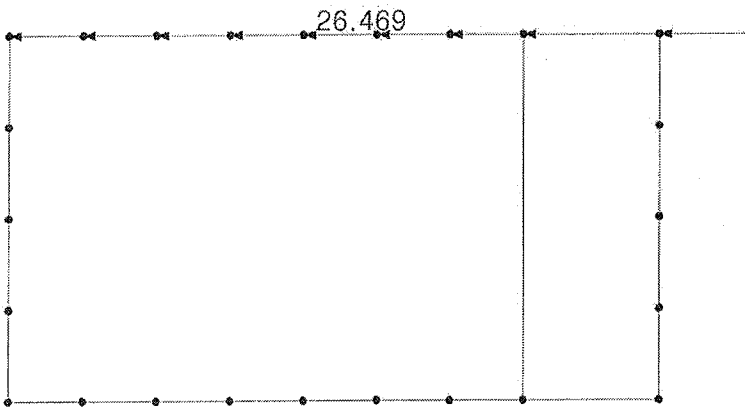


15) CASE15 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

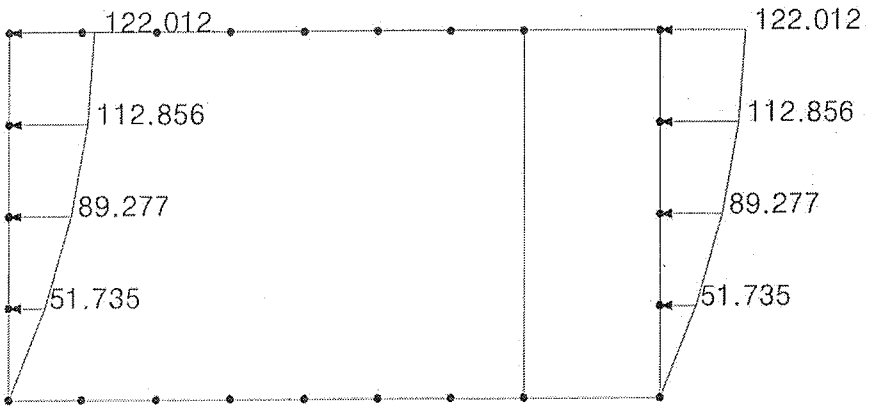



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

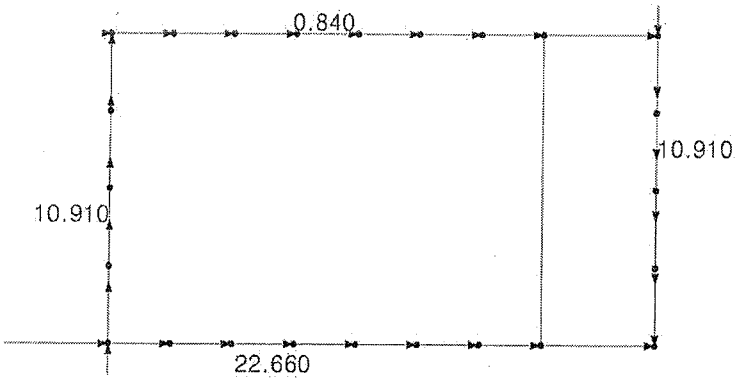
16) CASE16 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



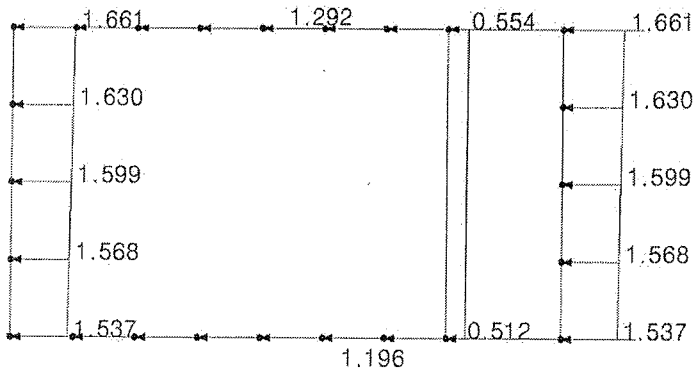

17) CASE17 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



18) CASE18 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

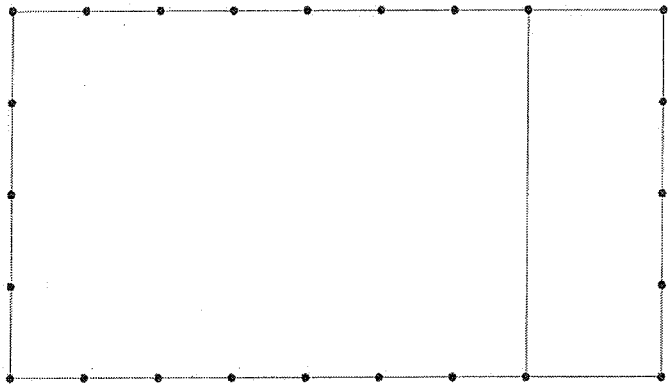



19) CASE19 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

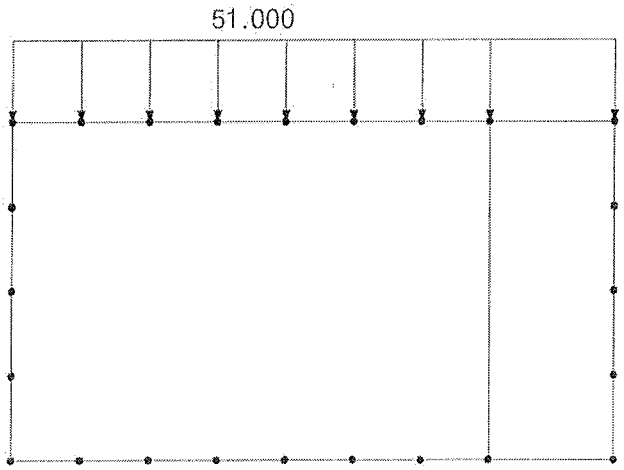


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

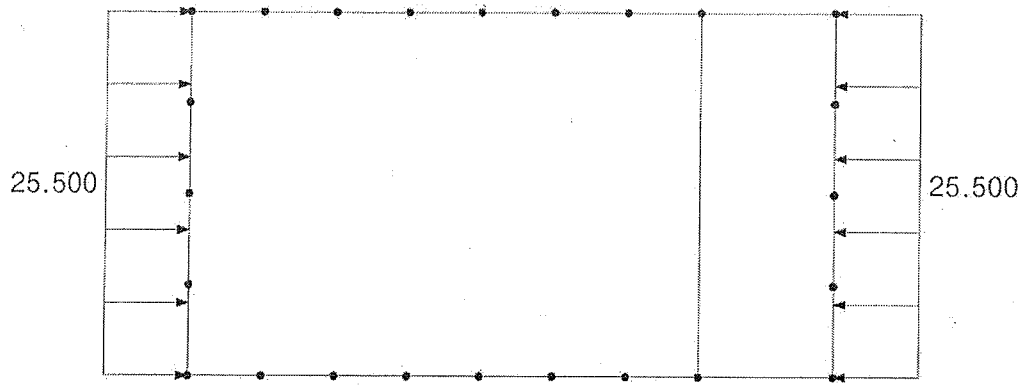
1) CASE1 - 구체자중(SW)



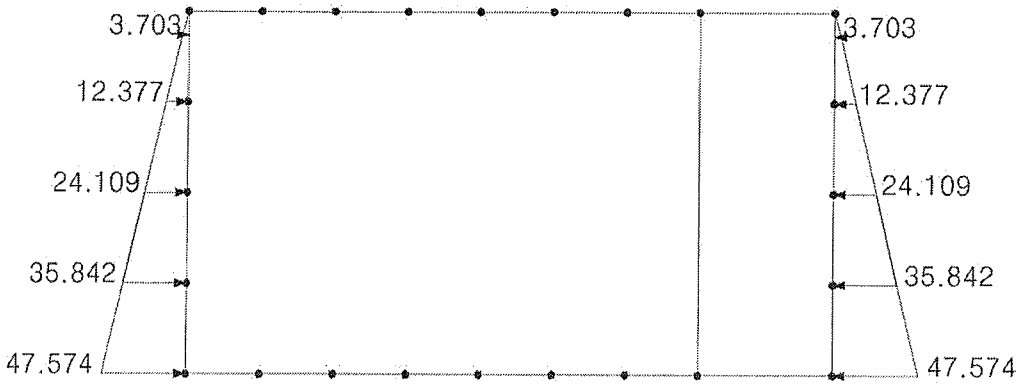
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



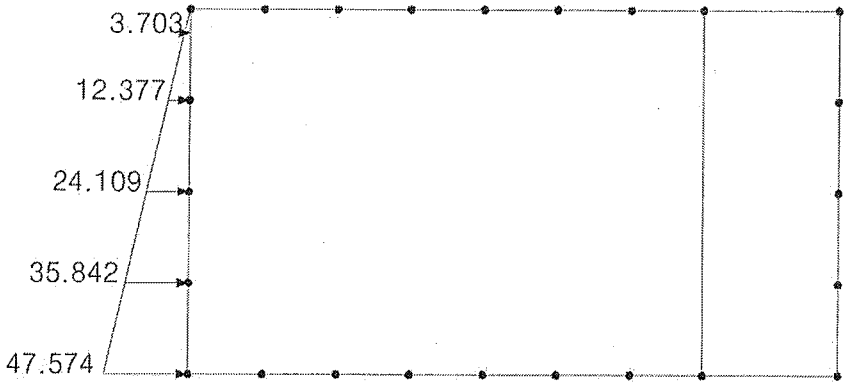
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



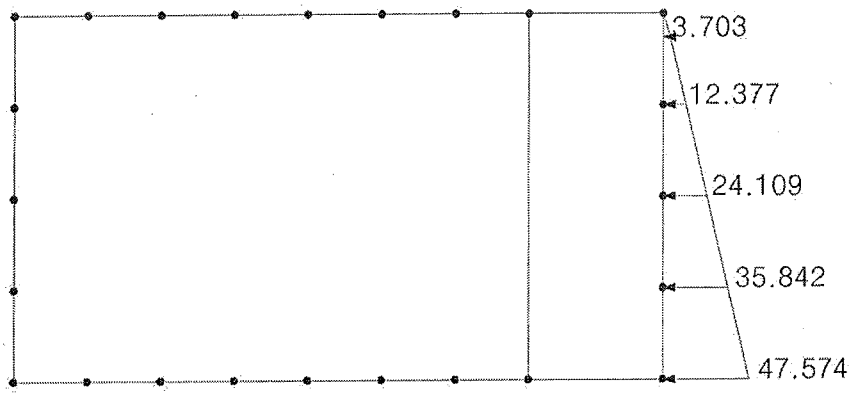

4) CASE4 - 지진시 양토압(SOILBE)



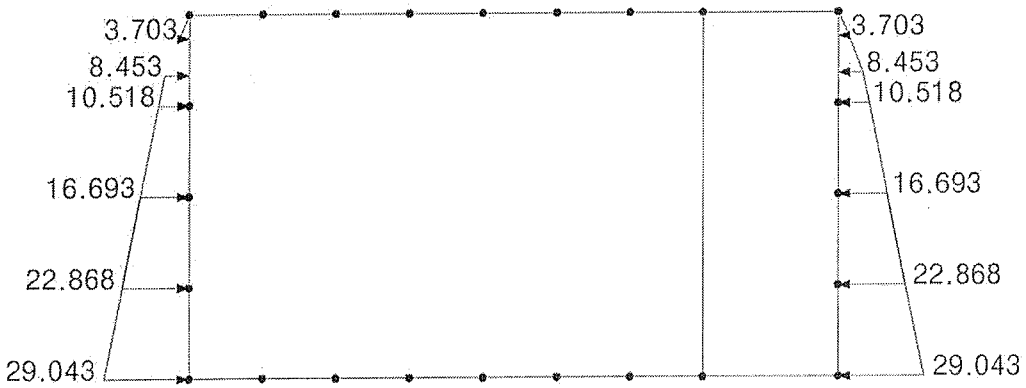

5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



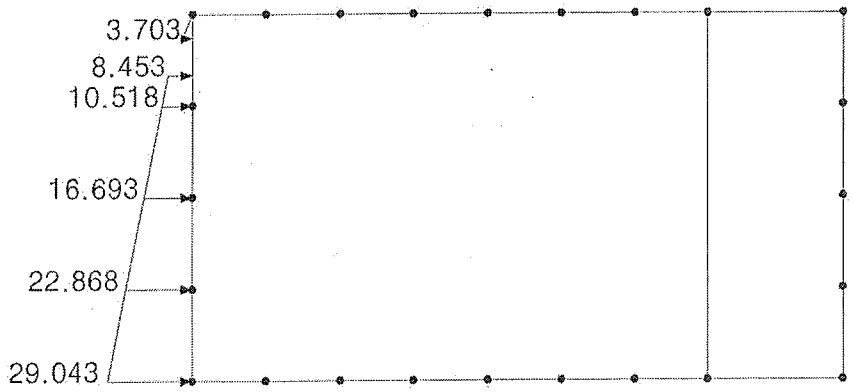
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



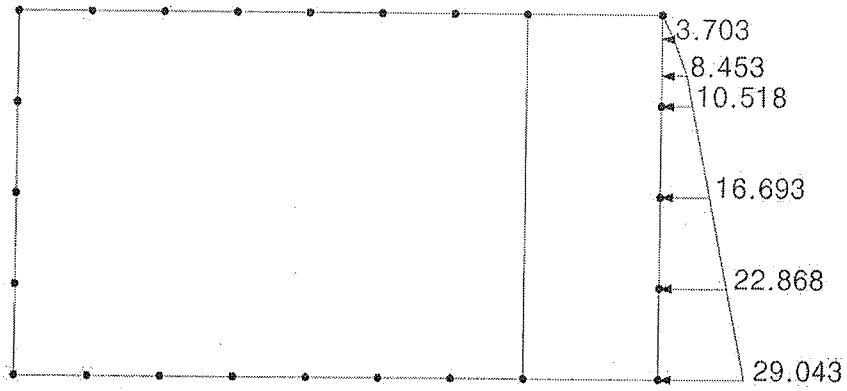

7) CASE7 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



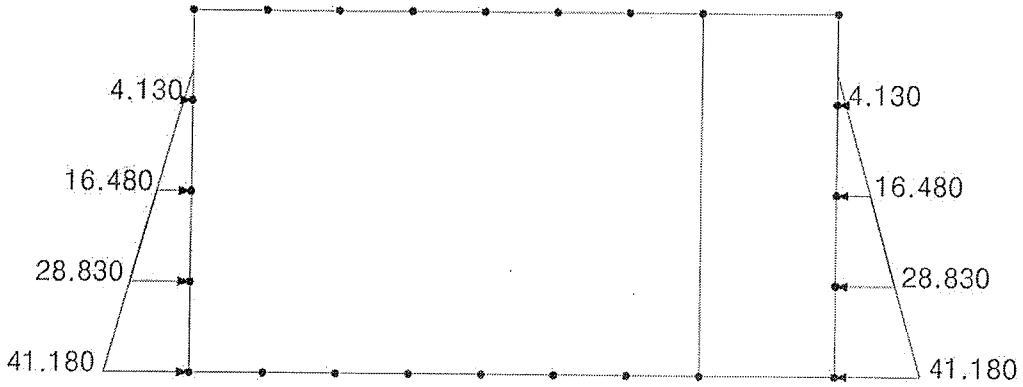

8) CASE8 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



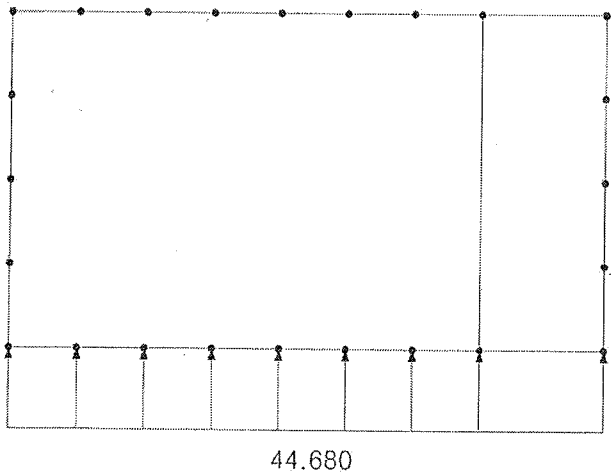
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)




10) CASE10 - 수평수압(WATERH)

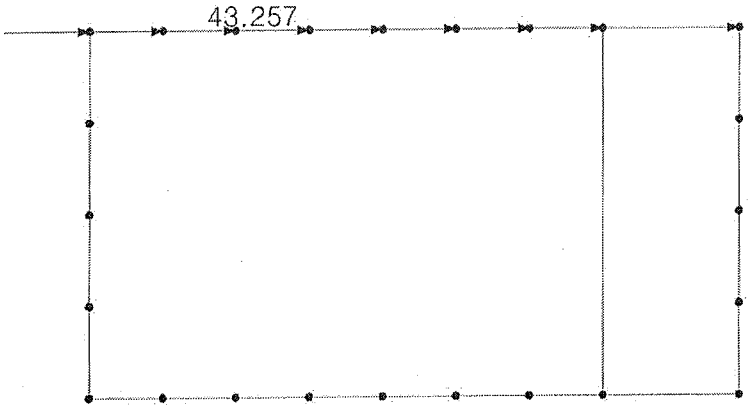



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

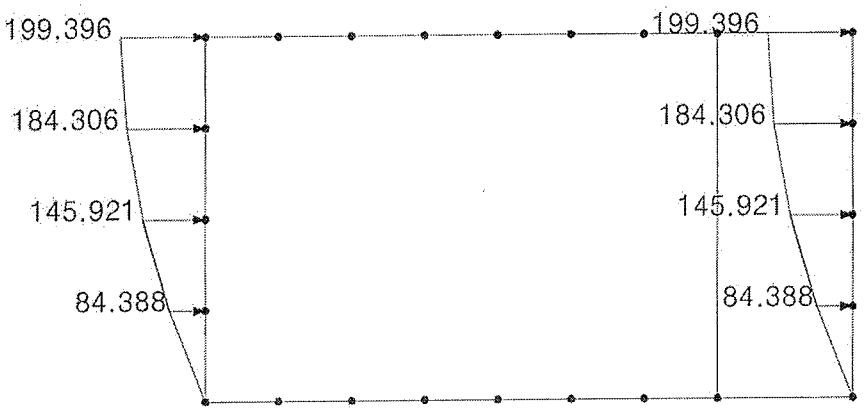



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

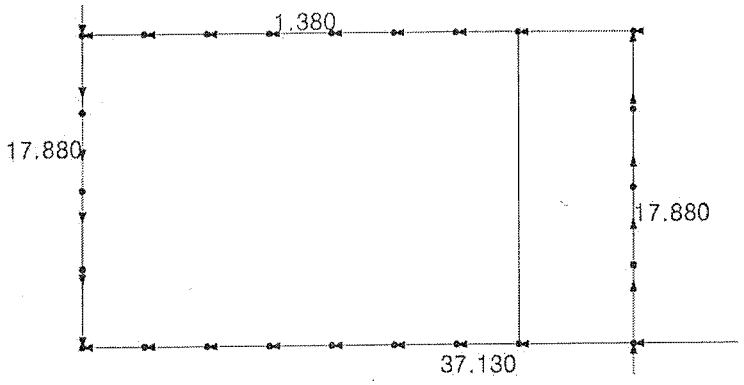
12) CASE12 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



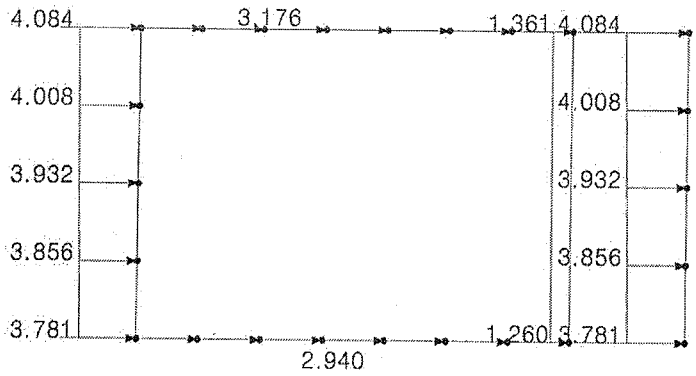

13) CASE13 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)




14) CASE14 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

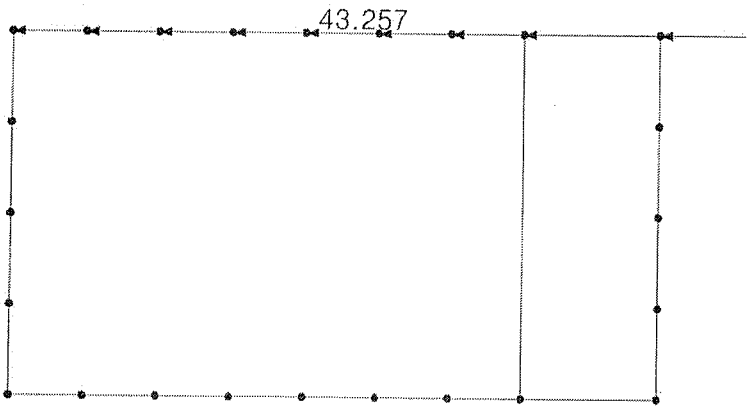


15) CASE15 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

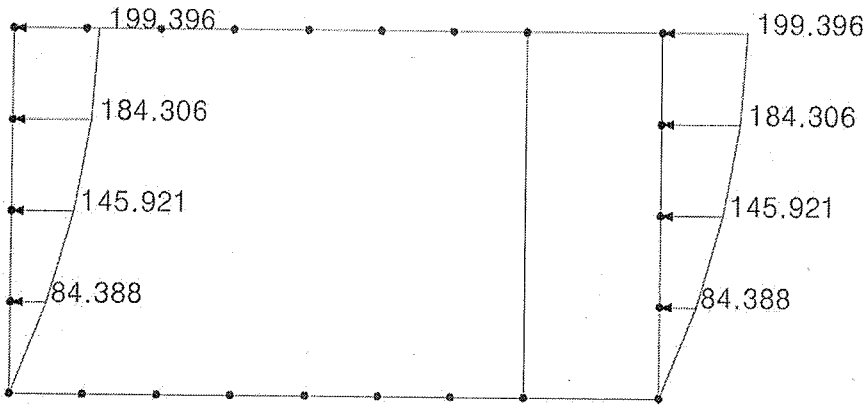



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

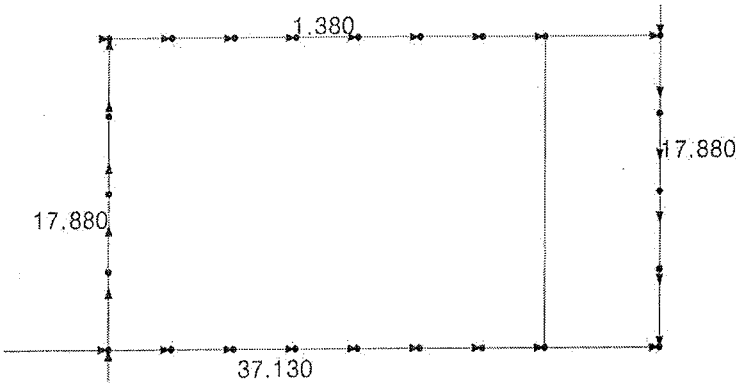
16) CASE16 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



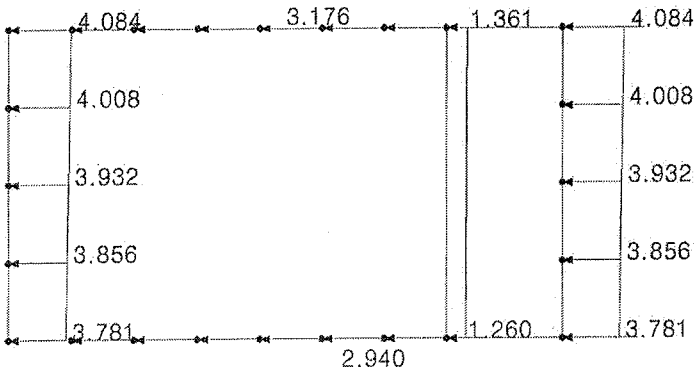

17) CASE17 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



18) CASE18 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)




19) CASE19 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.172 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

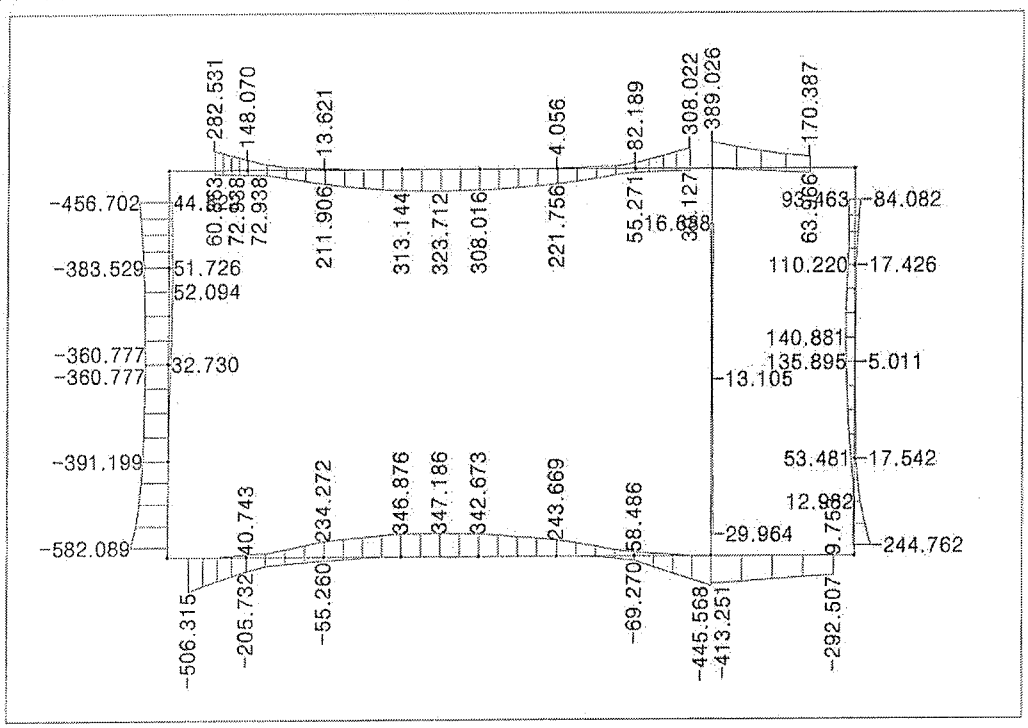
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

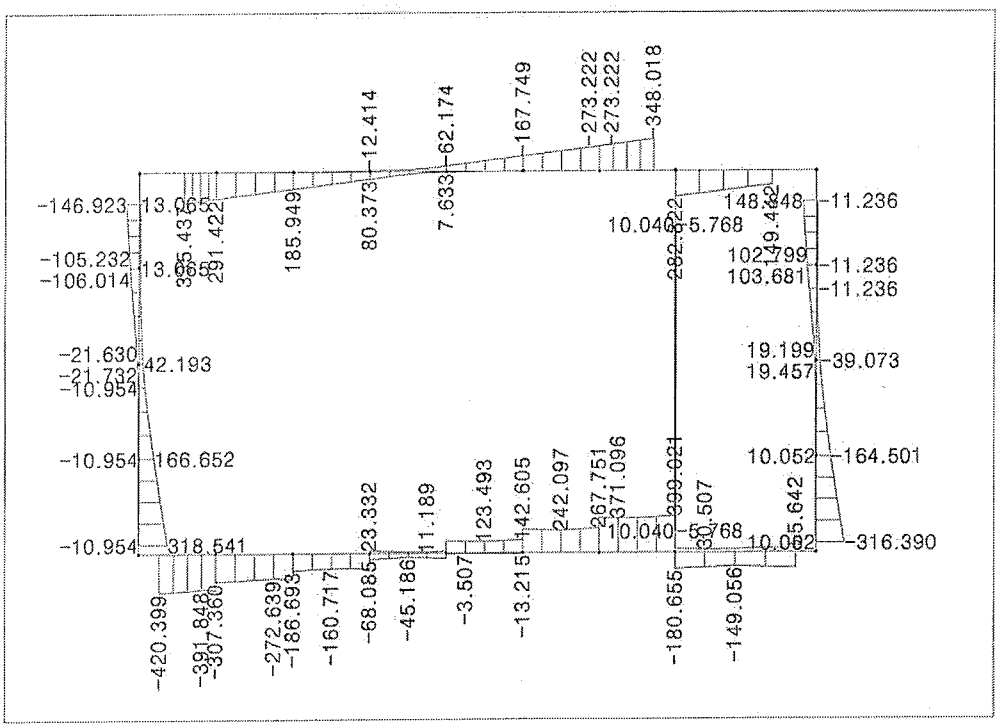
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

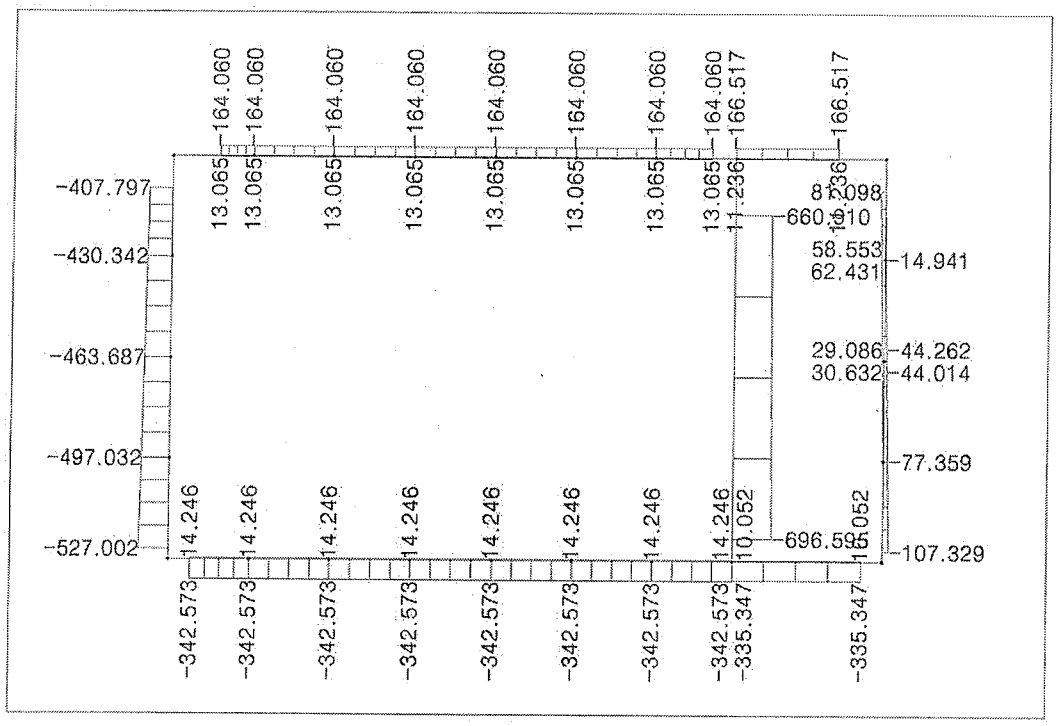
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



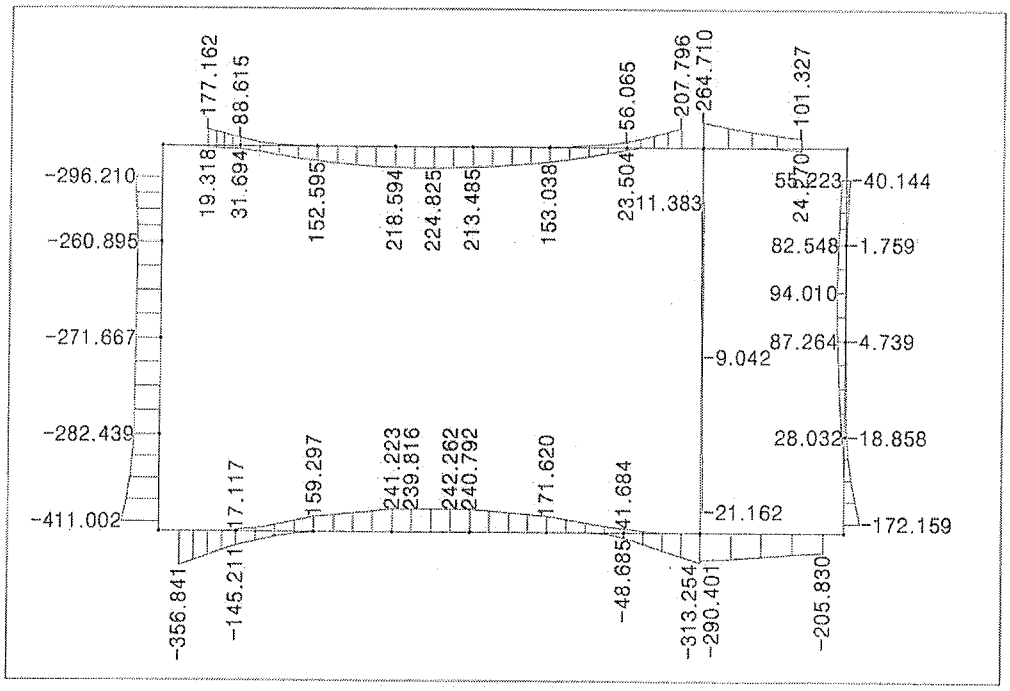

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



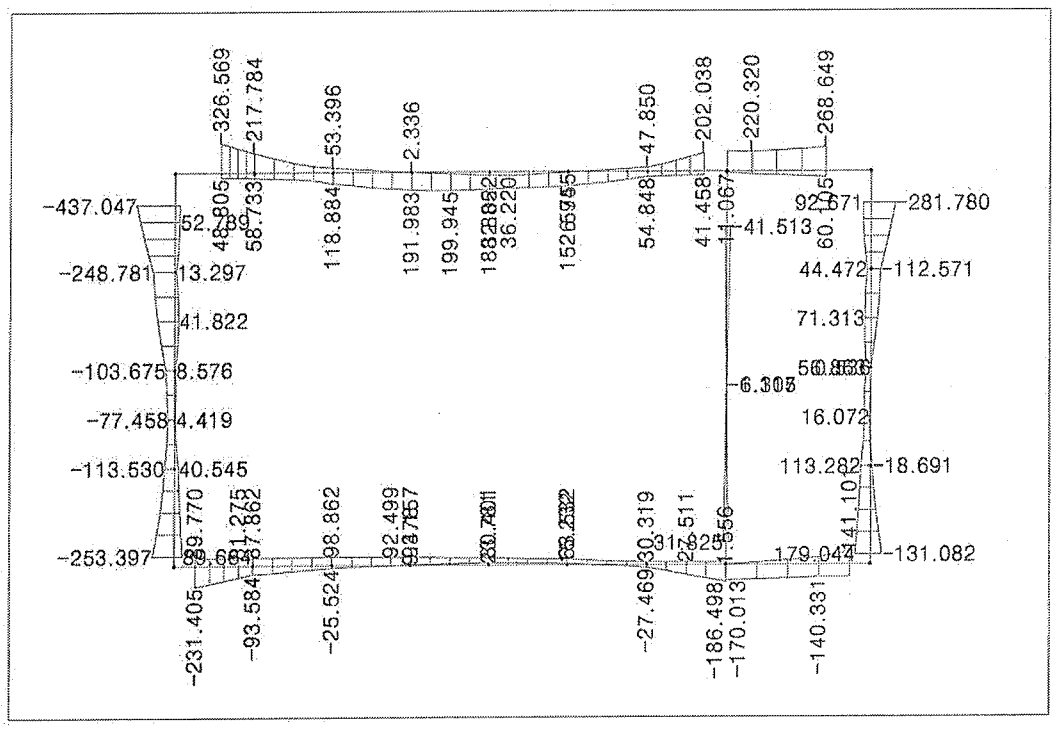
5) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 282.53 | 289.21 | 164.06 | 177.16 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 60.86 | 289.21 | 164.06 | 19.32 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 323.71 | 27.62 | 164.06 | 224.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 308.02 | 301.82 | 164.06 | 207.80 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 30.13 | 301.82 | 164.06 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | 389.03 | 205.87 | 166.52 | 264.71 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 0.00 | 205.87 | 166.52 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 170.39 | 191.56 | 166.52 | 101.33 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 63.97 | 191.56 | 166.52 | 24.27 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | 170.39 | 195.61 | 166.52 | 101.33 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 63.97 | 195.61 | 166.52 | 24.27 | 1000.00 | 700.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | 0.00 | 306.30 | 342.57 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | 506.32 | 306.30 | 342.57 | 356.84 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 14 | 347.19 | 45.20 | 342.57 | 241.94 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | 0.00 | 371.26 | 342.57 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | 445.57 | 371.26 | 342.57 | 313.25 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 17 | 0.00 | 150.76 | 335.35 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | 413.25 | 150.76 | 335.35 | 290.40 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 19 | 0.00 | 157.59 | 335.35 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 20 | 316.60 | 157.59 | 335.35 | 224.25 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 21 | 9.75 | 149.84 | 335.35 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 22 | 292.51 | 149.84 | 335.35 | 205.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 23 | 456.70 | 105.23 | 407.80 | 296.21 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 24 | 44.52 | 105.23 | 407.80 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 25 | 360.78 | 33.32 | 463.69 | 271.67 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 26 | 32.73 | 33.32 | 463.69 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 | 27 | 499.39 | 167.54 | 519.51 | 356.55 | 1000.00 | 900.00 | |

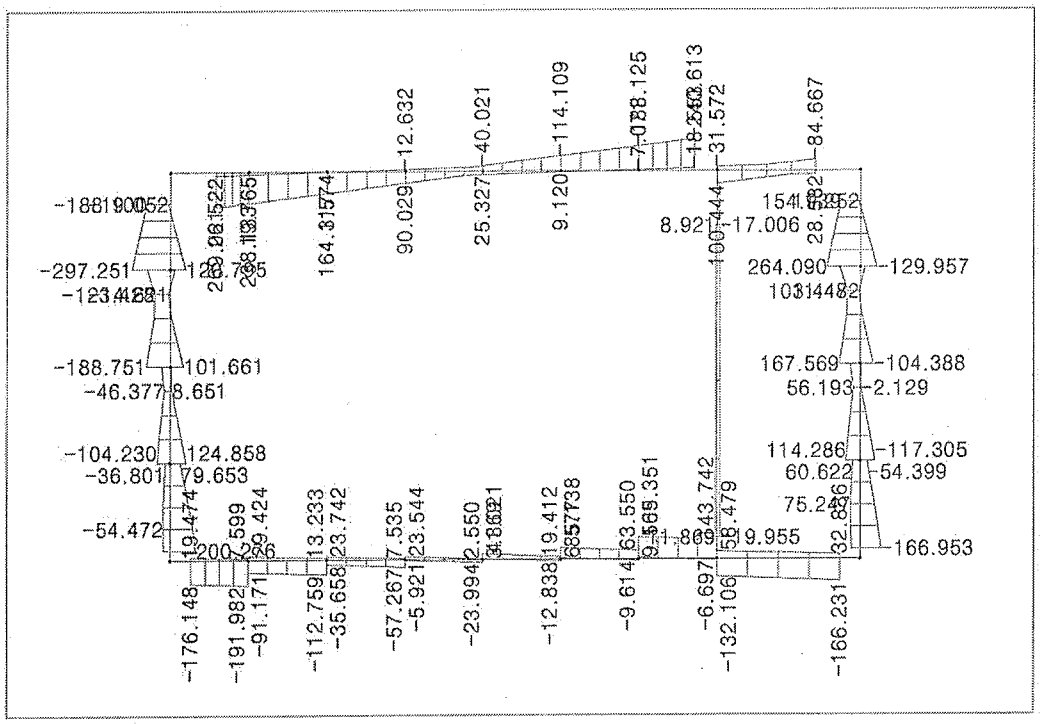
| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 28 | 84.08 | 148.85 | 81.10 | 40.14 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 29 | 93.46 | 148.85 | 81.10 | 55.22 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 30 | 5.01 | 103.68 | 44.26 | 4.74 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 31 | 135.90 | 103.68 | 44.26 | 87.26 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 32 | 162.66 | 165.39 | 99.84 | 118.30 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 33 | 15.77 | 165.39 | 99.84 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 34 | 16.69 | 10.04 | 660.91 | 11.38 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 35 | 23.73 | 10.04 | 660.91 | 14.12 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 36 | 13.11 | 10.04 | 678.75 | 9.04 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 37 | 5.71 | 10.04 | 696.60 | 0.38 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 38 | 29.96 | 10.04 | 696.60 | 21.16 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

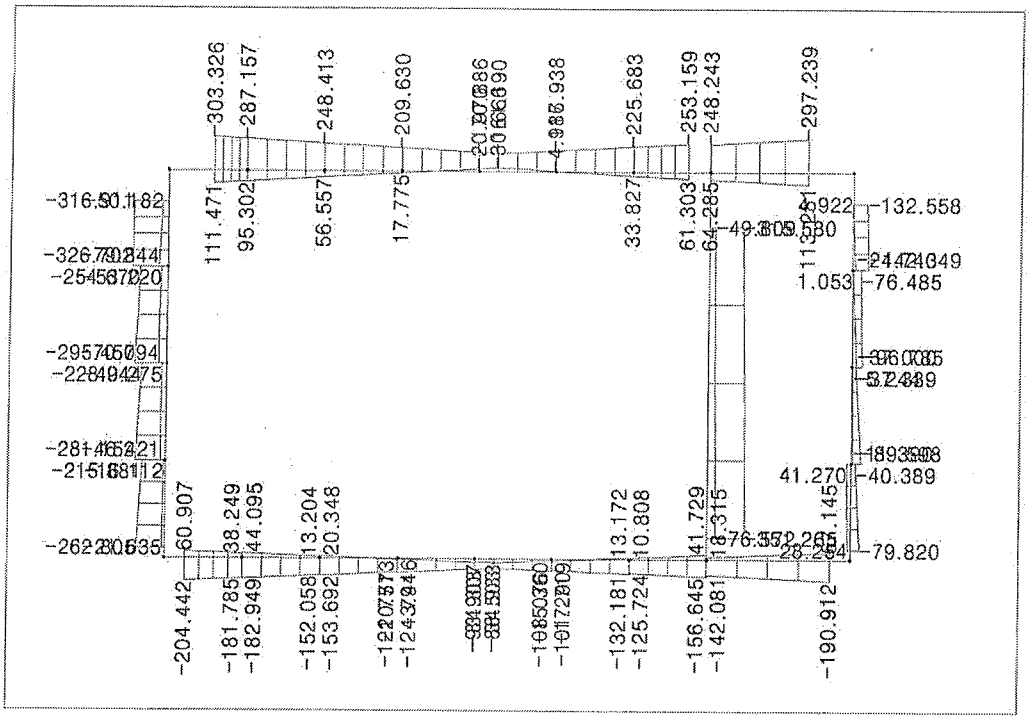
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



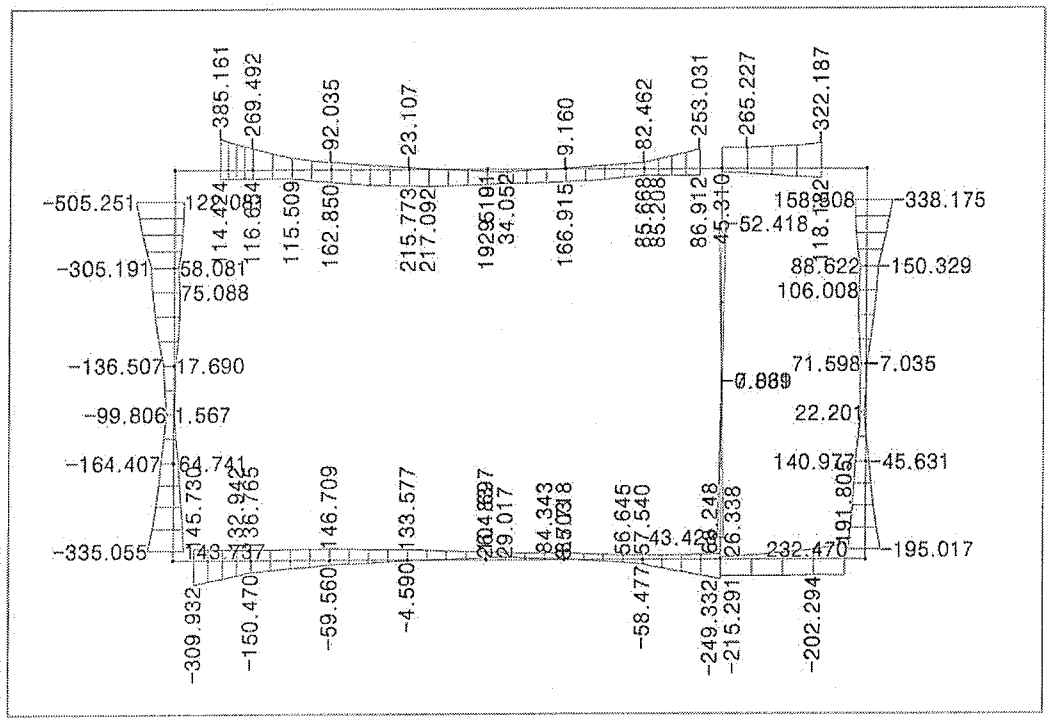
4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 326.57 | 236.58 | 303.33 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 48.81 | 236.58 | 303.33 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 199.95 | 53.00 | 190.26 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 202.04 | 208.19 | 253.16 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 41.46 | 208.19 | 253.16 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | 224.23 | 47.80 | 248.24 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 11.07 | 47.80 | 248.24 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 268.65 | 67.90 | 297.24 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 60.11 | 67.90 | 297.24 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | 268.65 | 53.78 | 297.24 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 60.11 | 53.78 | 297.24 | 1000.00 | 700.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | 89.77 | 91.61 | 204.44 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | 231.41 | 91.61 | 204.44 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 14 | 83.83 | 14.01 | 109.35 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | 28.87 | 159.49 | 156.65 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | 186.50 | 159.49 | 156.65 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 17 | 1.56 | 147.86 | 142.08 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | 170.01 | 147.86 | 142.08 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 19 | 78.34 | 157.70 | 178.70 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 20 | 140.33 | 157.70 | 178.70 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 21 | 141.10 | 149.96 | 190.91 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 22 | 141.39 | 149.96 | 190.91 | 1000.00 | 700.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 23 | 437.05 | 297.25 | 316.91 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 24 | 51.37 | 297.25 | 316.91 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 25 | 103.68 | 168.67 | 324.25 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 26 | 8.58 | 168.67 | 324.25 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 | 27 | 201.78 | 80.56 | 262.81 | 1000.00 | 900.00 | |

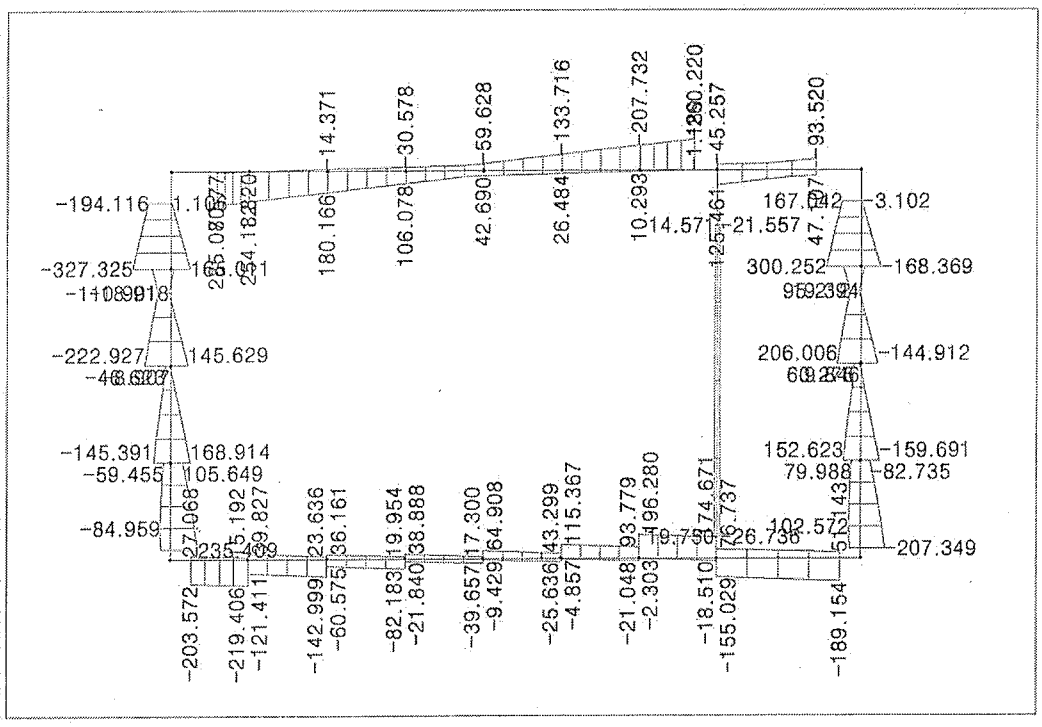
| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 28 | 281.78 | 154.94 | 132.56 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 29 | 92.67 | 154.94 | 132.56 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 30 | 0.00 | 163.81 | 96.79 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 31 | 56.86 | 163.81 | 96.79 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 32 | 92.69 | 60.87 | 79.82 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 33 | 158.73 | 60.87 | 79.82 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 34 | 18.06 | 17.01 | 315.58 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 35 | 41.51 | 17.01 | 315.58 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 36 | 6.31 | 17.62 | 342.34 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 37 | 31.83 | 19.96 | 351.27 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 38 | 23.22 | 19.96 | 351.27 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

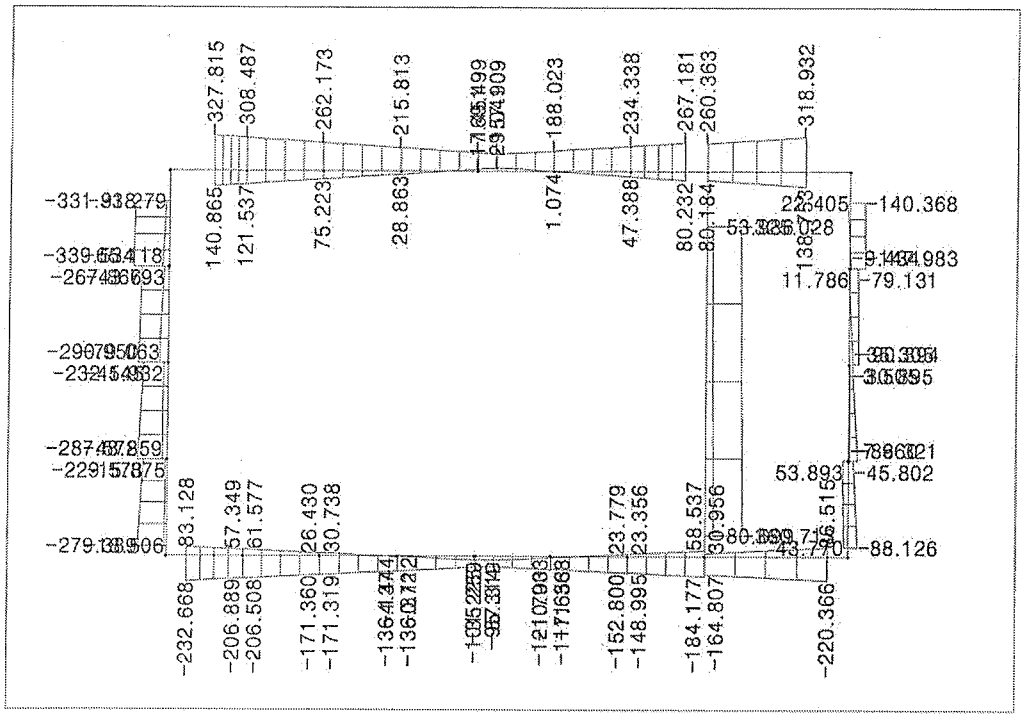
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 385.16 | 252.63 | 327.82 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 114.42 | 252.63 | 327.82 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 213.66 | 69.05 | 192.66 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 253.03 | 227.80 | 267.18 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 86.91 | 227.80 | 267.18 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | 267.16 | 71.46 | 260.36 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 45.31 | 71.46 | 260.36 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 322.19 | 78.28 | 318.93 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 118.18 | 78.28 | 318.93 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | 322.19 | 64.49 | 318.93 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 118.18 | 64.49 | 318.93 | 1000.00 | 700.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | 145.73 | 121.85 | 232.67 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | 309.93 | 121.85 | 232.67 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 14 | 116.36 | 29.93 | 118.80 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | 68.25 | 190.42 | 184.18 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | 249.33 | 190.42 | 184.18 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 17 | 26.34 | 170.78 | 164.81 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | 215.29 | 170.78 | 164.81 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 19 | 124.15 | 180.63 | 206.48 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 20 | 202.29 | 180.63 | 206.48 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 21 | 191.81 | 172.88 | 220.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 22 | 205.01 | 172.88 | 220.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 23 | 505.25 | 327.33 | 331.92 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 24 | 122.08 | 327.33 | 331.92 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 25 | 136.51 | 199.49 | 337.63 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 26 | 17.69 | 199.49 | 337.63 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 | 27 | 274.25 | 106.64 | 279.39 | 1000.00 | 900.00 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 28 | 338.18 | 167.04 | 140.37 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 29 | 158.51 | 167.04 | 140.37 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 30 | 7.04 | 154.91 | 90.39 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 31 | 71.60 | 154.91 | 90.39 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 32 | 146.38 | 83.60 | 88.13 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 33 | 204.39 | 83.60 | 88.13 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 34 | 30.67 | 21.56 | 325.03 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 35 | 52.42 | 21.56 | 325.03 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 36 | 7.06 | 22.63 | 351.79 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 37 | 43.43 | 26.74 | 360.71 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 38 | 37.48 | 26.74 | 360.71 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -282.53 | - | -385.16 | -326.57 | -385.16 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 60.86 | - | 114.42 | 48.81 | 114.42 | |
| | | 중앙부 | 3 | 323.71 | - | 213.66 | 199.95 | 323.71 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -308.02 | - | -253.03 | -202.04 | -308.02 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 30.13 | - | 86.91 | 41.46 | 86.91 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | -389.03 | - | -267.16 | -224.23 | -389.03 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | - | - | 45.31 | 11.07 | 45.31 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | -170.39 | - | -322.19 | -268.65 | -322.19 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 63.97 | - | 118.18 | 60.11 | 118.18 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | -170.39 | - | -322.19 | -268.65 | -322.19 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 63.97 | - | 118.18 | 60.11 | 118.18 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | - | - | 145.73 | 89.77 | 145.73 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | -506.32 | - | -309.93 | -231.41 | -506.32 | |
| | | 중앙부 | 14 | 347.19 | - | 116.36 | 83.83 | 347.19 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | - | - | 68.25 | 28.87 | 68.25 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | -445.57 | - | -249.33 | -186.50 | -445.57 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 17 | - | - | 26.34 | 1.56 | 26.34 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | -413.25 | - | -215.29 | -170.01 | -413.25 | |
| | | 중앙부 (상면) | 19 | - | - | 124.15 | 78.34 | 124.15 | |
| | | 중앙부 (하면) | 20 | -316.60 | - | -202.29 | -140.33 | -316.60 | |
| | | 우측 (상면) | 21 | 9.75 | - | 191.81 | 141.10 | 191.81 | |
| | | 우측 (하면) | 22 | -292.51 | - | -205.01 | -141.39 | -292.51 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 23 | -456.70 | - | -505.25 | -437.05 | -505.25 | |
| | | 상부 (내측) | 24 | 44.52 | - | 122.08 | 51.37 | 122.08 | |
| | | 중앙부 (외측) | 25 | -360.78 | - | -136.51 | -103.68 | -360.78 | |
| | | 중앙부 (내측) | 26 | 32.73 | - | 17.69 | 8.58 | 32.73 | |
| | | 하부 | 27 | -499.39 | - | -274.25 | -201.78 | -499.39 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 28 | -84.08 | - | -338.18 | -281.78 | -338.18 | |
| | | 상부 (내측) | 29 | 93.46 | - | 158.51 | 92.67 | 158.51 | |
| | | 중앙부 (외측) | 30 | -5.01 | - | -7.04 | - | -7.04 | |
| | | 중앙부 (내측) | 31 | 135.90 | - | 71.60 | 56.86 | 135.90 | |
| | | 하부 (외측) | 32 | -162.66 | - | -146.38 | -92.69 | -162.66 | |
| | | 하부 (내측) | 33 | 15.77 | - | 204.39 | 158.73 | 204.39 | |
| 중간 벽체 | 1편 | 상부 (좌측) | 34 | 16.69 | - | 30.67 | 18.06 | 30.67 | |
| | | 상부 (우측) | 35 | -23.73 | - | -52.42 | -41.51 | -52.42 | |
| | | 중앙부 | 36 | -13.11 | - | -7.06 | -6.31 | -13.11 | |
| | | 하부 (좌측) | 37 | 5.71 | - | 43.43 | 31.83 | 43.43 | |
| | | 하부 (우측) | 38 | -29.96 | - | -37.48 | -23.22 | -37.48 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 289.21 | - | 252.63 | 236.58 | 289.21 | |
| | | 중앙부 | 2 | 27.62 | - | 69.05 | 53.00 | 69.05 | |
| | | 우측 | 3 | -301.82 | - | -227.80 | -208.19 | -301.82 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 205.87 | - | 71.46 | -47.80 | 205.87 | |
| | | 중앙부 | 5 | 191.56 | - | -78.28 | -67.90 | 191.56 | |
| | | 우측 | 6 | 195.61 | - | -64.49 | -53.78 | 195.61 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -306.30 | - | -121.85 | -91.61 | -306.30 | |
| | | 중앙부 | 8 | -45.20 | - | -29.93 | -14.01 | -45.20 | |
| | | 우측 | 9 | 371.26 | - | 190.42 | 159.49 | 371.26 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | -150.76 | - | -170.78 | -147.86 | -170.78 | |
| | | 중앙부 | 11 | -157.59 | - | -180.63 | -157.70 | -180.63 | |
| | | 우측 | 12 | -149.84 | - | -172.88 | -149.96 | -172.88 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | -105.23 | - | -327.33 | -297.25 | -327.33 | |
| | | 중앙부 | 14 | -33.32 | - | -199.49 | -168.67 | -199.49 | |
| | | 하부 | 15 | 167.54 | - | 106.64 | 80.56 | 167.54 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 148.85 | - | 167.04 | 154.94 | 167.04 | |
| | | 중앙부 | 17 | 103.68 | - | 154.91 | 163.81 | 163.81 | |
| | | 하부 | 18 | -165.39 | - | -83.60 | 60.87 | -165.39 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 | 19 | 10.04 | - | -21.56 | -17.01 | -21.56 | |
| | | 중앙부 | 20 | 10.04 | - | -22.63 | -17.62 | -22.63 | |
| | | 하부 | 21 | 10.04 | - | -26.74 | -19.96 | -26.74 | |

3) 축력

(kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -164.06 | - | -327.82 | -303.33 | -327.82 | |
| | | 중앙부 | 2 | -164.06 | - | -192.66 | -190.26 | -192.66 | |
| | | 우측 | 3 | -164.06 | - | -267.18 | -253.16 | -267.18 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | -166.52 | - | -260.36 | -248.24 | -260.36 | |
| | | 중앙부 | 5 | -166.52 | - | -318.93 | -297.24 | -318.93 | |
| | | 우측 | 6 | -166.52 | - | -318.93 | -297.24 | -318.93 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -342.57 | - | -232.67 | -204.44 | -342.57 | |
| | | 중앙부 | 8 | -342.57 | - | -118.80 | -109.35 | -342.57 | |
| | | 우측 | 9 | -342.57 | - | -184.18 | -156.65 | -342.57 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | -335.35 | - | -164.81 | -142.08 | -335.35 | |
| | | 중앙부 | 11 | -335.35 | - | -206.48 | -178.70 | -335.35 | |
| | | 우측 | 12 | -335.35 | - | -220.37 | -190.91 | -335.35 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | -407.80 | - | -331.92 | -316.91 | -407.80 | |
| | | 중앙부 | 14 | -463.69 | - | -337.63 | -324.25 | -463.69 | |
| | | 하부 | 15 | -519.51 | - | -279.39 | -262.81 | -527.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 81.10 | - | -140.37 | -132.56 | -140.37 | |
| | | 중앙부 | 17 | -44.26 | - | -90.39 | -96.79 | -96.79 | |
| | | 하부 | 18 | -99.84 | - | -88.13 | -79.82 | -107.33 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 | 19 | -660.91 | - | -325.03 | -315.58 | -660.91 | |
| | | 중앙부 | 20 | -678.75 | - | -351.79 | -342.34 | -687.67 | |
| | | 하부 | 21 | -696.60 | - | -360.71 | -351.27 | -696.60 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -177.16 | - | - | - | -177.16 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 19.32 | - | - | - | 19.32 | |
| | | 중앙부 | 3 | 224.83 | - | - | - | 224.83 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -207.80 | - | - | - | -207.80 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | - | - | - | - | - | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | -264.71 | - | - | - | -264.71 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | -101.33 | - | - | - | -101.33 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 24.27 | - | - | - | 24.27 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | -101.33 | - | - | - | -101.33 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 24.27 | - | - | - | 24.27 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | - | - | - | - | - | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | -356.84 | - | - | - | -356.84 | |
| | | 중앙부 | 14 | 241.94 | - | - | - | 241.94 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (하면) | 16 | -313.25 | - | - | - | -313.25 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 17 | - | - | - | - | - | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | -290.40 | - | - | - | -290.40 | |
| | | 중앙부 (상면) | 19 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (하면) | 20 | -224.25 | - | - | - | -224.25 | |
| | | 우측 (상면) | 21 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (하면) | 22 | -205.83 | - | - | - | -205.83 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 23 | -296.21 | - | - | - | -296.21 | |
| | | 상부 (내측) | 24 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (외측) | 25 | -271.67 | - | - | - | -271.67 | |
| | | 중앙부 (내측) | 26 | - | - | - | - | - | |
| | | 하부 | 27 | -356.55 | - | - | - | -356.55 | |
| | | 상부 (외측) | 28 | -40.14 | - | - | - | -40.14 | |
| | | 상부 (내측) | 29 | 55.22 | - | - | - | 55.22 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1층 | 중앙부 (외측) | 30 | -4.74 | - | - | - | -4.74 | |
| | | 중앙부 (내측) | 31 | 87.26 | - | - | - | 87.26 | |
| | | 하부 (외측) | 32 | -118.30 | - | - | - | -118.30 | |
| | | 하부 (내측) | 33 | - | - | - | - | - | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 34 | 11.38 | - | - | - | 11.38 | |
| | | 상부 (우측) | 35 | -14.12 | - | - | - | -14.12 | |
| | | 중앙부 | 36 | -9.04 | - | - | - | -9.04 | |
| | | 하부 (좌측) | 37 | 0.38 | - | - | - | 0.38 | |
| | | 하부 (우측) | 38 | -21.16 | - | - | - | -21.16 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 717 | 385.16 | 542.98 | 1612.10 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.41 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 620 | 114.42 | 237.69 | 546.98 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 2.08 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 620 | 323.71 | 467.59 | 1570.30 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.44 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 717 | 308.02 | 542.95 | 1284.09 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.76 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 620 | 86.91 | 467.59 | 414.71 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 5.38 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1000 | 767 | 389.03 | 581.88 | 1518.64 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.50 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1000 | 620 | 45.31 | 467.59 | 215.59 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 10.32 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 717 | 322.19 | 542.92 | 1344.22 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.69 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 620 | 118.18 | 467.59 | 565.13 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 3.96 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 717 | 322.19 | 542.92 | 1344.22 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.69 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 620 | 118.18 | 237.69 | 565.09 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 1.63 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 620 | 145.73 | 237.69 | 698.10 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 1.63 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 600 | 506.31 | 603.33 | 2578.50 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.19 |
| | | 중앙부 | 8 | 1000 | 620 | 347.19 | 467.59 | 1686.99 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.35 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 620 | 68.25 | 467.59 | 325.24 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 6.85 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 600 | 445.57 | 528.15 | 2258.22 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.19 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 10 | 1000 | 620 | 26.34 | 467.59 | 125.16 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 17.75 |
| | | 좌측 (하면) | 10 | 1000 | 600 | 413.25 | 528.15 | 2089.13 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.28 |
| | | 중앙부 (상면) | 11 | 1000 | 620 | 124.15 | 467.59 | 593.92 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 3.77 |
| | | 중앙부 (하면) | 11 | 1000 | 600 | 316.60 | 528.15 | 1588.63 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.67 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 1000 | 620 | 191.80 | 467.59 | 921.83 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 2.44 |
| | | 우측 (하면) | 12 | 1000 | 600 | 292.51 | 528.15 | 1465.03 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.81 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 13 | 1000 | 957 | 505.25 | 1183.28 | - | H19 - 8.0EA | 3086.40 | 2.34 |
| | | 상부 (내측) | 13 | 1000 | 820 | 122.08 | 1990.25 | - | H16 - 4.0EA | 3086.40 | 16.30 |
| | | 중앙부 (외측) | 14 | 1000 | 800 | 360.78 | 1372.67 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3488.80 | 3.81 |
| | | 중앙부 (내측) | 14 | 1000 | 820 | 32.73 | 971.85 | - | H16 - 4.0EA | 3488.80 | 29.69 |
| | | 하부 | 15 | 1000 | 800 | 499.39 | 1354.96 | - | H22 - 8.0EA | 3891.20 | 2.71 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 16 | 1000 | 967 | 338.18 | 928.70 | - | H19 - 8.0EA | 3086.40 | 2.75 |
| | | 상부 (내측) | 16 | 1000 | 820 | 158.51 | 394.31 | - | H16 - 4.0EA | 3086.40 | 2.49 |
| | | 중앙부 (외측) | 17 | 1000 | 800 | 7.03 | 968.10 | - | H16 - 4.0EA | 1588.80 | 137.62 |
| | | 중앙부 (내측) | 17 | 1000 | 820 | 135.89 | 342.60 | - | H16 - 4.0EA | 1588.80 | 2.52 |
| | | 하부 (외측) | 18 | 1000 | 800 | 162.66 | 965.04 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3488.80 | 5.93 |
| | | 하부 (내측) | 18 | 1000 | 820 | 204.39 | 333.29 | - | H16 - 4.0EA | 3488.80 | 1.63 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 389.7 | 289.2 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 402.7 | 69.0 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 3 | 389.7 | 301.8 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 389.7 | 205.9 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 389.7 | 191.6 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 6 | 389.7 | 195.6 | 389.71 | - | - | - | - | - | O.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 402.7 | 306.3 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 402.7 | 45.2 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 9 | 402.7 | 371.3 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 10 | 402.7 | 170.8 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 402.7 | 180.6 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 우측 | 12 | 402.7 | 172.9 | 402.70 | - | - | - | - | - | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 536.4 | 327.3 | 536.43 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 538.7 | 199.5 | 538.74 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 하부 | 15 | 541.3 | 167.5 | 541.35 | - | - | - | - | - | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 525.4 | 167.0 | 525.40 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 523.6 | 163.8 | 523.61 | - | - | - | - | - | O.K |
| | | 하부 | 18 | 524.0 | 165.4 | 524.04 | - | - | - | - | - | O.K |

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.75 | 716.75 | 100.00 | 385.16 | 289.21 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.75 - 46.997) / 46.997 = 0.04275

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1612.103 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.422]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00320

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (716.75 - a/2) = 542.984 kN.m

≥ Mu (= 385.161 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.410]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 289.210 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 700.0 | 620.0 | 80.0 | 114.424 | 289.210 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 23.499 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 620 - 23.499 ) / 23.499 = 0.0762

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 546.982 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2
-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 9.461 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0019

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1146 x 400 x (620.0 - a / 2) = 237.685 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 ㎜

≥ Mu (114.424 kN · m) [안전률 2.077] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

≥ Vu (=289.210kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 323.71 | 69.05 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1570.295 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.460]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 323.712 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.444]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 69.049 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.71 | 716.71 | 100.00 | 308.02 | 301.82 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.71 - 46.997) / 46.997 = 0.04275

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1284.092 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.785]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00320

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (716.71 - a/2) = 542.950 kN.m

≥ Mu (= 308.022 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.763]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 301.816 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 86.91 | 301.82 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 414.713 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.527]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 86.912 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.380]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 301.816 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 866.67 | 766.67 | 100.00 | 389.03 | 205.87 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (766.67 - 46.997) / 46.997 = 0.04594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1518.643 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.509]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00299

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (766.67 - a/2) = 581.883 kN.m

≥ Mu (= 389.026 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.496]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 205.873 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 45.31 | 205.87 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 215.595 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 10.631]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 45.310 kN.m) ∴ O.K [안전률 10.320]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 205.873 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.67 | 716.67 | 100.00 | 322.19 | 191.56 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 46.997) / 46.997 = 0.04275

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1344.216 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.705]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00320

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (716.67 - a/2) = 542.919 kN.m

≥ Mu (= 322.187 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.685]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 191.562 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 118.18 | 191.56 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 565.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.056]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 118.182 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.957]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 191.562 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.67 | 716.67 | 100.00 | 322.19 | 195.61 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 46.997) / 46.997 = 0.04275

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1344.216 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.705]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00320

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (716.67 - a/2) = 542.919 kN.m

≥ Mu (= 322.187 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.685]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 195.613 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 700.0 | 620.0 | 80.0 | 118.182 | 195.613 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 23.499 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 620 - 23.499 ) / 23.499 = 0.0762

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 565.089 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 9.771 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0019

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1146 x 400 x (620.0 - a / 2) = 237.685 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 ㎜

≥ Mu (118.182 kN · m) [안전률 2.011] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

≥ Vu (=195.613kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 700.0 | 620.0 | 80.0 | 145.730 | 306.301 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 23.499 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 620 - 23.499 ) / 23.499 = 0.0762

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 698.102 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 12.049 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0019

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1146 x 400 x (620.0 - a / 2) = 237.685 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 ㎜

≥ Mu (145.730 kN · m) [안전률 1.631] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

≥ Vu (=306.301kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 506.32 | 306.30 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02535

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2578.502 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.201]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00516

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 603.332 kN.m

≥ Mu (= 506.315 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.192]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 306.301 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 347.19 | 45.20 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1686.994 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.359]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 347.186 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.347]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 45.198 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 68.25 | 371.26 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 325.243 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 7.047]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 68.248 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.851]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 371.261 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 445.57 | 371.26 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02958

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2258.225 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.193]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00449

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 528.147 kN.m

≥ Mu (= 445.568 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.185]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 371.261 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 26.34 | 170.78 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 125.162 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 18.312]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 26.338 kN.m) ∴ O.K [안전률 17.754]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 170.779 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 413.25 | 170.78 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02958

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2089.129 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.290]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00449

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 528.147 kN.m

≥ Mu (= 413.251 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.278]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 170.779 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 124.15 | 180.63 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 593.922 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.859]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 124.154 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.766]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 180.628 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 316.60 | 180.63 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02958

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1588.632 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.696]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00449

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 528.147 kN.m

≥ Mu (= 316.603 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.668]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 180.628 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 191.81 | 172.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 921.833\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.486]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 191.805 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.438]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 172.879 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 292.51 | 172.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02958

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1465.032 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.839]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00449

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 528.147 kN.m

≥ Mu (= 292.507 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.806]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 172.879 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,057 | 100 | 957 | 407.797 | 505.251 | 1239 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0029) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1057.0 x 1000.0 = 24258150.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (24258150.0 x 528.50 + 916800.0 x 100.000 + 317760.0 x 977.000) / 25492710.0

= 518.680 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 574.20 mm, ab = k1 x cb = 488.07 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 488070.000 = 11201.206 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 11201.206 + 299.529 - 916.800 = 10583.935 kN

Mb = Cc x 294.285 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3817.471 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 360.685 mm, e = Mu/Pu = 1238.976 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 100.54 mm, a = k1 x c = 85.46 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 85457.454 = 1961.249 kN

∑Csi = 79.138 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 1961.249 + 79.138 - 916.800 = 1123.586 kN

Mn = Cc x 475.951 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1392.094 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1238.974) | = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1057.00 - 100.00 = 957.000 mm

c = 100.538 mm, a = k1 x c = 85.457 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (957.00-100.54) / 100.54 = 0.02556

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20337.502 kN ≥ Pn = 1123.586 kN

ΦPn = 0.85 x 1123.586 = 955.048 kN ≥ Pu = 407.797 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.239 = 1183.282 kN.m ≥ Mu = 505.251 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 536.433 kN

≥ Vu (= 327.325 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 407.797 | 122.081 | 299.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0034) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 916800.0 x 800.000) / 21889560.0

= 459.288 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 864.199 - 317.760 = 10144.129 kN

Mb = Cc x 231.612 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2637.906 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 260.043 mm, e = Mu/Pu = 299.368 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 407.05 mm, a = k1 x c = 346.00 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 345995.369 = 7940.594 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 7940.594 + 864.199 - 317.760 = 8487.032 kN

Mn = Cc x 286.290 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2540.777 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=299.372) | = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 407.053 mm, a = k1 x c = 345.995 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-407.05) / 407.05 = 0.00304

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17454.982 kN ≥ Pn = 8487.032 kN

ΦPn = 0.78 x 8487.032 = 6648.175 kN ≥ Pu = 407.797 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.299 = 1990.249 kN.m ≥ Mu = 122.081 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 549.843 kN

≥ Vu (= 327.325 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.000 | 900 | 100 | 800 | 463.687 | 360.777 | 778.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1077760.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 22050520.0

= 438.225 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 1077.760 = 8585.369 kN

Mb = Cc x 257.775 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2892.580 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 336.920 mm, e = Mu/Pu = 778.061 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 151.08 mm, a = k1 x c = 128.42 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 128422.165 = 2947.289 kN

∑Csi = 206.026 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 2947.289 + 206.026 - 1077.760 = 2075.555 kN

Mn = Cc x 374.014 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1614.917 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=778.065) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 151.085 mm, a = k1 x c = 128.422 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-151.08) / 151.08 = 0.01289

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17576.362 kN ≥ Pn = 2075.555 kN

ΦPn = 0.85 x 2075.555 = 1764.221 kN ≥ Pu = 463.687 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.778 = 1372.672 kN.m ≥ Mu = 360.777 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 538.737 kN

≥ Vu (= 199.486 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 463.687 | 32.73 | 70.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22050520.0

= 461.775 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 317.760 = 10295.854 kN

Mb = Cc x 229.125 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2663.994 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 258.744 mm, e = Mu/Pu = 70.586 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 898.97 mm, a = k1 x c = 764.13 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 764125.175 = 17536.673 kN

∑Csi = 1057.794 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 17536.673 + 1057.794 - 0.000 = 18594.467 kN

Mn = Cc x 79.712 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1312.527 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=70.587) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 898.971 mm, a = k1 x c = 764.125 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-898.97) / 898.97 = -0.00026

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17576.362 kN < Pn = 18594.467 kN

ΦPn = 0.78 x 17576.362 = 13768.150 kN ≥ Pu = 463.687 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.071 = 971.846 kN.m ≥ Mu = 32.730 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 552.206 kN

≥ Vu (= 199.486 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 527.002 | 499.389 | 947.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0043) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1238720.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 22211480.0

= 435.774 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 1238.720 = 8424.409 kN

Mb = Cc x 260.226 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2967.669 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 352.270 mm, e = Mu/Pu = 947.605 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 140.18 mm, a = k1 x c = 119.15 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 119151.878 = 2734.536 kN

∑Csi = 186.390 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 2734.536 + 186.390 - 1238.720 = 1682.206 kN

Mn = Cc x 376.198 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1594.076 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=947.611) | = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 140.179 mm, a = k1 x c = 119.152 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-140.18) / 140.18 = 0.01412

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17697.742 kN ≥ Pn = 1682.206 kN

ΦPn = 0.85 x 1682.206 = 1429.875 kN ≥ Pu = 527.002 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.948 = 1354.956 kN.m ≥ Mu = 499.389 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 541.348 kN

≥ Vu (= 167.540 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,067 | 100 | 967 | 140.368 | 338.175 | 2409.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0029) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1066.7 x 1000.0 = 24480000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (24480000.0 x 533.33 + 916800.0 x 100.000 + 317760.0 x 986.667) / 25714560.0

= 523.486 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 580.00 mm, ab = k1 x cb = 493.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 493000.000 = 11314.350 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 11314.350 + 299.529 - 916.800 = 10697.079 kN

Mb = Cc x 296.681 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3883.740 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 363.066 mm, e = Mu/Pu = 2409.209 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 72.70 mm, a = k1 x c = 61.79 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 61794.028 = 1418.173 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 964.669 kN

Pn = 1418.173 + 0.000 - 964.669 = 453.504 kN

Mn = Cc x 492.589 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1092.587 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2409.211) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1066.67 - 100.00 = 966.667 mm

c = 72.699 mm, a = k1 x c = 61.794 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (966.67-72.70) / 72.70 = 0.03689

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20514.982 kN ≥ Pn = 453.504 kN

ΦPn = 0.85 x 453.504 = 385.478 kN ≥ Pu = 140.368 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.409 = 928.698 kN.m ≥ Mu = 338.175 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 525.404 kN

≥ Vu (= 167.042 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 140.368 | 158.508 | 1129.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0034) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 916800.0 x 800.000) / 21889560.0

= 459.288 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 864.199 - 317.760 = 10144.129 kN

Mb = Cc x 231.612 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2637.906 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 260.043 mm, e = Mu/Pu = 1129.238 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 69.01 mm, a = k1 x c = 58.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 58656.770 = 1346.173 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 935.373 kN

Pn = 1346.173 + 0.000 - 935.373 = 410.799 kN

Mn = Cc x 429.960 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 463.888 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1129.232)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 69.008 mm, a = k1 x c = 58.657 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-69.01) / 69.01 = 0.03265

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17454.982 kN ≥ Pn = 410.799 kN

ΦPn = 0.85 x 410.799 = 349.180 kN ≥ Pu = 140.368 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.129 = 394.307 kN.m ≥ Mu = 158.508 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 538.539 kN

≥ Vu (= 167.042 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 96.785 | 7.035 | 72.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0018) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 21290520.0

= 450.298 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 317.760 = 9345.369 kN

Mb = Cc x 245.702 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2522.698 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 269.941 mm, e = Mu/Pu = 72.685 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 896.18 mm, a = k1 x c = 761.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 761752.319 = 17482.216 kN

∑Csi = 350.682 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 17482.216 + 350.682 - 0.000 = 17832.898 kN

Mn = Cc x 69.422 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1296.037 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=72.677)| = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 896.179 mm, a = k1 x c = 761.752 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-896.18) / 896.18 = -0.00032

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17003.246 kN < Pn = 17832.898 kN

ΦPn = 0.78 x 17003.246 = 13319.209 kN ≥ Pu = 96.785 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.073 = 968.103 kN.m ≥ Mu = 7.035 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 523.607 kN

≥ Vu (= 163.806 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 96.785 | 135.895 | 1404.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0018) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 317760.0 x 800.000) / 21290520.0

= 449.702 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 299.529 - 317.760 = 9579.459 kN

Mb = Cc x 241.199 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2537.349 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 264.874 mm, e = Mu/Pu = 1404.094 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 47.29 mm, a = k1 x c = 40.20 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 40199.474 = 922.578 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 922.578 + 0.000 - 635.520 = 287.058 kN

Mn = Cc x 429.602 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 403.057 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1404.098) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 47.293 mm, a = k1 x c = 40.199 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-47.29) / 47.29 = 0.04902

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17003.246 kN ≥ Pn = 287.058 kN

ΦPn = 0.85 x 287.058 = 243.999 kN ≥ Pu = 96.785 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.404 = 342.598 kN.m ≥ Mu = 135.895 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 536.697 kN

≥ Vu (= 163.806 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 107.329 | 162.66 | 1515.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1077760.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 22050520.0

= 438.225 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 1077.760 = 8585.369 kN

Mb = Cc x 257.775 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2892.580 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 336.920 mm, e = Mu/Pu = 1515.525 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 90.76 mm, a = k1 x c = 77.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 77142.143 = 1770.412 kN

∑Csi = 56.487 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 1770.412 + 56.487 - 1077.760 = 749.139 kN

Mn = Cc x 399.654 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1135.336 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1515.521) | = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 90.755 mm, a = k1 x c = 77.142 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-90.76) / 90.76 = 0.02344

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17576.362 kN ≥ Pn = 749.139 kN

ΦPn = 0.85 x 749.139 = 636.768 kN ≥ Pu = 107.329 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.516 = 965.038 kN.m ≥ Mu = 162.660 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 524.041 kN

≥ Vu (= 165.389 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 107.329 | 204.394 | 1904.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22050520.0

= 461.775 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 317.760 = 10295.854 kN

Mb = Cc x 229.125 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2663.994 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 258.744 mm, e = Mu/Pu = 1904.373 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 67.23 mm, a = k1 x c = 57.15 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 57148.090 = 1311.549 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1105.652 kN

Pn = 1311.549 + 0.000 - 1105.652 = 205.897 kN

Mn = Cc x 433.201 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 392.105 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1904.377) | = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 67.233 mm, a = k1 x c = 57.148 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-67.23) / 67.23 = 0.03359

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17576.362 kN ≥ Pn = 205.897 kN

ΦPn = 0.85 x 205.897 = 175.012 kN ≥ Pu = 107.329 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.904 = 333.289 kN.m ≥ Mu = 204.394 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 537.142 kN

≥ Vu (= 165.389 kN) , 전단보강 불필요.

## 16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1688.9 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1688.9 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1688.9 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1688.9 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1688.9 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1688.9 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 하부_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

## 17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

| 부재 | 폭 | 두께 | 높이 | CTC | 축력 | 모멘트 | 축력×CTC | 모멘트×CTC | 해석모델 | 조합 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W1 | 1.00 | 0.30 | 3.75 | - | 696.60 | 14.46 | 696.60 | 14.46 | 상시 | 29 |
| | | | | | 306.36 | 52.42 | 306.36 | 52.42 | 지진(붕괴) | 3 |

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 300 × 27

= 3240000 N = 3240.00 kN ≥ 696.60 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 696.595 | 14.458 | 20.8 |

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 169.536 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2574.990 + 169.536 - 317.760 = 2426.766 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 275.902 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 113.691 mm, e = Mu/Pu = 20.755 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 305.78 mm, a = k1 x c = 259.92 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 259915.619 = 5965.063 kN

∑Csi = 415.012 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5965.063 + 415.012 - 0.000 = 6380.075 kN

Mn = Cc x 20.042 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 132.436 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=20.758) | = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 305.783 mm, a = k1 x c = 259.916 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-305.78) / 305.78 = -0.00084

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN < Pn = 6380.075 kN

ΦPn = 0.78 x 5987.246 = 4690.009 kN ≥ Pu = 696.595 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.021 = 97.341 kN.m ≥ Mu = 14.458 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 166.594 kN

≥ Vu (= 26.736 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 306.357 | 52.418 | 171.1 |

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 169.536 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2574.990 + 169.536 - 317.760 = 2426.766 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 275.902 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 113.691 mm, e = Mu/Pu = 171.100 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 75.99 mm, a = k1 x c = 64.59 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 64593.697 = 1482.425 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 342.895 kN

Pn = 1482.425 + 0.000 - 342.895 = 1139.530 kN

Mn = Cc x 117.703 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 194.970 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=171.097) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 75.993 mm, a = k1 x c = 64.594 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-75.99) / 75.99 = 0.00569

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 1139.530 kN

ΦPn = 0.85 x 1139.530 = 968.601 kN ≥ Pu = 306.357 kN ∴ O.K

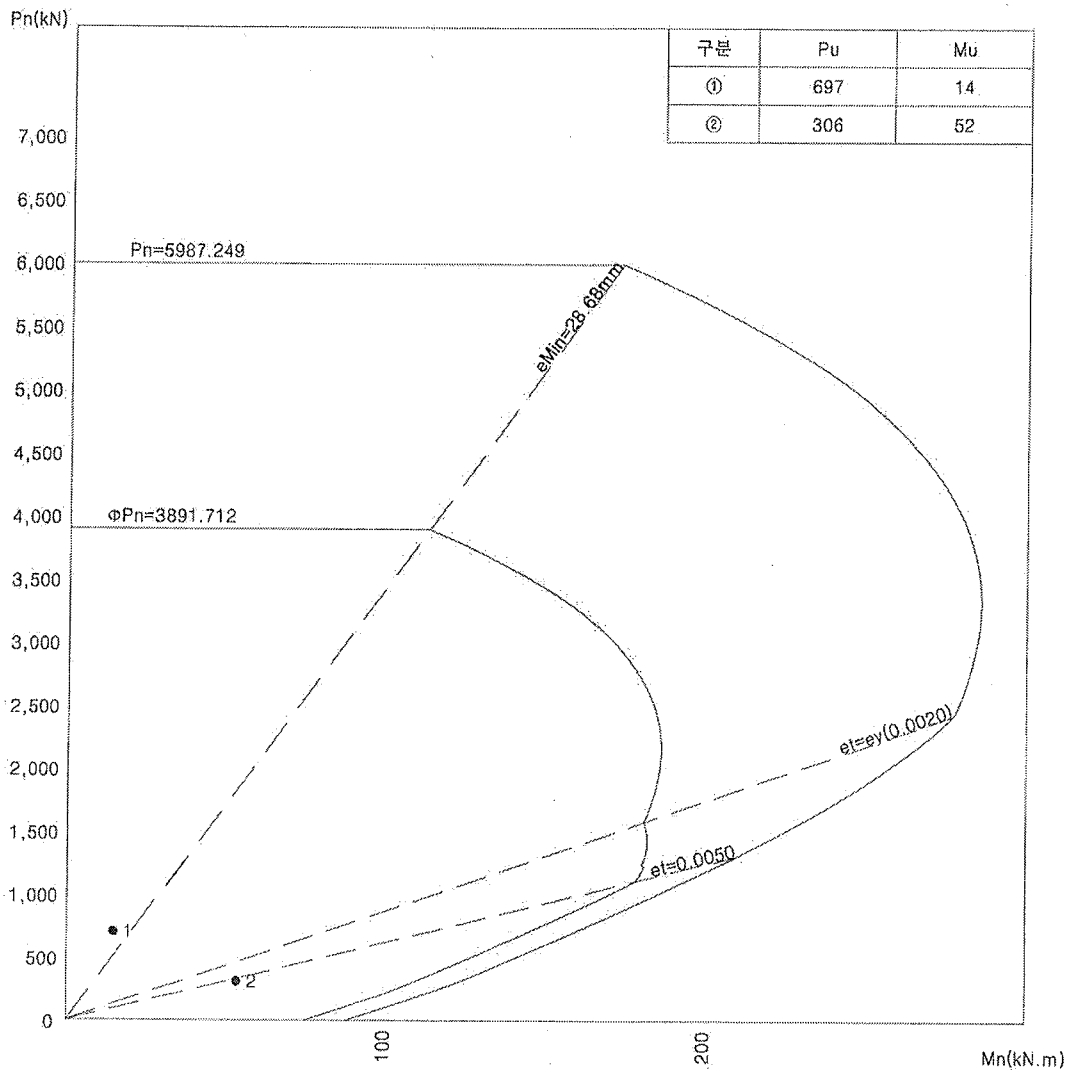
ΦMn = ΦPn x 0.171 = 165.727 kN.m ≥ Mu = 52.418 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 153.317 kN

≥ Vu (= 26.736 kN) , 전단보강 불필요.

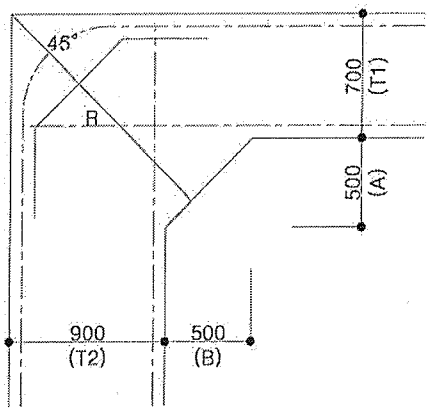
4) PM 상관도




| 구분 | Pu | Mu |
|---|---|---|
| ① | 697 | 14 |
| ② | 306 | 52 |

# 18. 절점부 검토

1) 좌측상단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 296.210 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 296.210 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 296.21 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 0.672 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0018484 + √(2 x 0.0129 + (0.0129)² ) = 0.148

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 /3 = 0.951

fs = Mo / (As x d x j) = 19318436.000 / (1146.000 x 620.000 x 0.951)

= 28.605 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 28.605 x 1146.000 = 32780.822 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0009688 + √(2 x 0.0068 + (0.0068)² ) = 0.110

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 /3 = 0.963

fs = Mo / (As x d x j) = 19318436.000 / (794.400 x 820.000 x 0.963)

= 30.784 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 30.784 x 794.400 = 24454.729 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

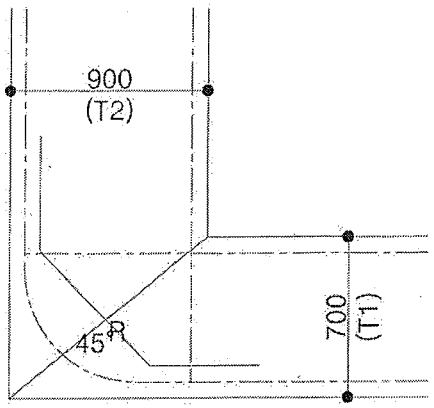
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(32780.822² + 24454.729² ) / 180.0

As = 227.209 ㎟

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 411.002 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 411.002 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 $mm^2$

∴ Total Asb = 1548.400 $mm^2$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 411.00 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.581 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 411.00 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 4005.251\ mm^2$$

Asb = 1548.400 $mm^2$

Req'd As = As - Asb

= 4005.251 $mm^2$ - 1548.400 $mm^2$

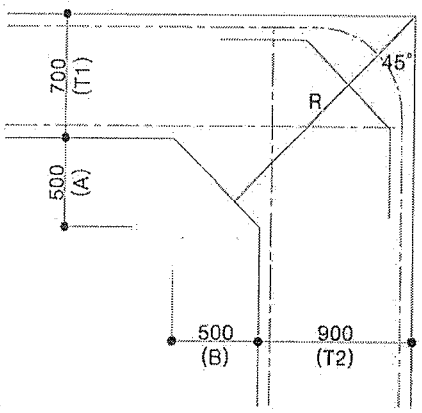
= 2456.851 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 4EA , H19 - 4EA

∴ Total As = 2694.400 $mm^2$ > Req'd As (= 2456.851 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

3) 우측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 101.327 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 101.327 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$= 1484.924$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 101.33 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 0.230 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0018484 + √(2 x 0.0129 + (0.0129)² ) = 0.148

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 /3 = 0.951

fs = Mo / (As x d x j) = 55223245.000 / (1146.000 x 620.000 x 0.951)

= 81.768 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 81.768 x 1146.000 = 93706.517 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0009688 + √(2 x 0.0068 + (0.0068)² ) = 0.110

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 /3 = 0.963

fs = Mo / (As x d x j) = 55223245.000 / (794.400 x 820.000 x 0.963)

= 87.998 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 87.998 x 794.400 = 69905.737 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

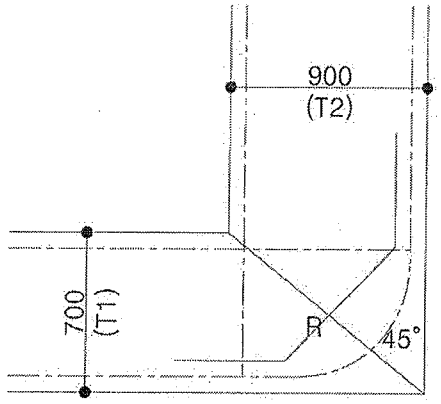
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(93706.517² + 69905.737² ) / 180.0

As = 649.495 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 205.830 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 205.830 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 205.83 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 0.792 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 205.83 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 2005.833 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2005.833 mm² - 1146.000 mm²
= 859.833 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 859.833 mm² ) ----------> O.K !!!

# 19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 717 | H19 - 8.0EA | 125 | 457.645 | O.K | 3.661 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 4320.487 | O.K | 34.564 |
| | | 중앙부 | 2 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 287.806 | O.K | 2.302 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 717 | H19 - 8.0EA | 125 | 356.786 | O.K | 2.854 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 767 | H19 - 8.0EA | 125 | 264.320 | O.K | 2.115 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 717 | H19 - 8.0EA | 125 | 956.469 | O.K | 7.652 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 3439.007 | O.K | 27.512 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 717 | H19 - 8.0EA | 125 | 956.469 | O.K | 7.652 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 3439.007 | O.K | 27.512 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 600 | H22 - 8.0EA | 125 | 155.419 | O.K | 1.243 |
| | | 중앙부 | 8 | 620 | H19 - 8.0EA | 125 | 254.984 | O.K | 2.040 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (하면) | 9 | 600 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 153.938 | O.K | 1.232 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 10 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측 (하면) | 10 | 600 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 183.561 | O.K | 1.468 |
| | | 중앙부 (상면) | 11 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (하면) | 11 | 600 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 303.345 | O.K | 2.427 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 620 | H19 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (하면) | 12 | 600 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 350.402 | O.K | 2.803 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 957 | H19 - 8.0EA | 125 | 324.413 | O.K | 2.595 |
| | | 상부 | 13 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 | 14 | 800 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 361.754 | O.K | 2.894 |
| | | 중앙부 | 14 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 하부 | 15 | 800 | H22 - 8.0EA | 125 | 286.882 | O.K | 2.295 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 967 | H19 - 8.0EA | 125 | 3284.215 | O.K | 26.274 |
| | | 상부 | 16 | 820 | H16 - 4.0EA | 250 | 714.905 | O.K | 2.860 |
| | | 중앙부 | 17 | 800 | H16 - 4.0EA | 250 | 8135.417 | O.K | 32.542 |
| | | 중앙부 | 17 | 820 | H16 - 4.0EA | 250 | 386.319 | O.K | 1.545 |
| | | 하부 | 18 | 800 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 1073.364 | O.K | 8.587 |
| | | 하부 | 18 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 177.162 x 1000000 / [2292.000 x (716.750 - 136.457/3)]
= 115.149 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.8/(7x2292.000)]
= 136.457 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.15) - 2.5 x 90.50 = 457.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.15) = 547.12 mm
Sa는 작은 값인 457.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 457.65 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.318 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 14.582 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 14.58) - 2.5 x 70.50 = 5224.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 14.58) = 4320.49 mm
Sa는 작은 값인 4320.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4320.49 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 224.825 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 169.699 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.70) - 2.5 x 70.50 = 287.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 169.70) = 371.24 mm
Sa는 작은 값인 287.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 287.81 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 207.796 x 1000000 / [2292.000 x (716.707 - 136.452/3)]
= 135.069 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2292.000)]
= 136.452 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.07) - 2.5 x 90.50 = 356.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.07) = 466.43 mm
Sa는 작은 값인 356.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 356.79 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 264.710 x 1000000 / [2292.000 x (766.667 - 141.621/3)]
= 160.528 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x766.7/(7x2292.000)]
= 141.621 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.53) - 2.5 x 90.50 = 264.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 160.53) = 392.46 mm
Sa는 작은 값인 264.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 264.32 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 101.327 x 1000000 / [2292.000 x (716.666 - 136.448/3)]
= 65.867 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2292.000)]
= 136.448 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.87) - 2.5 x 90.50 = 969.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 65.87) = 956.47 mm
Sa는 작은 값인 956.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 956.47 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.270 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 18.319 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 18.32) - 2.5 x 70.50 = 4122.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 18.32) = 3439.01 mm
Sa는 작은 값인 3439.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3439.01 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 101.327 x 1000000 / [2292.000 x (716.666 - 136.448/3)]
= 65.867 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2292.000)]
= 136.448 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.87) - 2.5 x 90.50 = 969.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 65.87) = 956.47 mm
Sa는 작은 값인 956.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 956.47 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.270 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 18.319 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 18.32) - 2.5 x 70.50 = 4122.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 18.32) = 3439.01 mm
Sa는 작은 값인 3439.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3439.01 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 356.841 x 1000000 / [3096.800 x (600.000 - 141.059/3)]
= 208.378 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3096.800)]
= 141.059 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.38) - 2.5 x 89.00 = 155.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.38) = 302.34 mm
Sa는 작은 값인 155.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 155.42 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 241.937 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 182.615 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.62) - 2.5 x 70.50 = 254.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.62) = 344.99 mm
Sa는 작은 값인 254.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 254.98 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 313.254 x 1000000 / [2694.400 x (600.000 - 132.759/3)]
= 209.198 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2694.400)]
= 132.759 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 209.20) - 2.5 x 89.00 = 153.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.20) = 301.15 mm
Sa는 작은 값인 153.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 153.94 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 290.401 x 1000000 / [2694.400 x (600.000 - 132.759/3)]
= 193.936 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2694.400)]
= 132.759 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 193.94) - 2.5 x 89.00 = 183.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 193.94) = 324.85 mm
Sa는 작은 값인 183.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 183.56 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 224.250 x 1000000 / [2694.400 x (600.000 - 132.759/3)]
= 149.759 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2694.400)]
= 132.759 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.76) - 2.5 x 89.00 = 303.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 149.76) = 420.68 mm
Sa는 작은 값인 303.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 303.34 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 205.830 x 1000000 / [2694.400 x (600.000 - 132.759/3)]
= 137.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2694.400)]
= 132.759 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.46) - 2.5 x 89.00 = 350.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.46) = 458.32 mm

Sa는 작은 값인 350.40 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 350.40 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 296.210 x 1000000 / [2292.000 x (957.000 - 159.927/3)]
= 143.009 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x957.0/(7x2292.000)]
= 159.927 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 143.01) - 2.5 x 90.50 = 324.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 143.01) = 440.53 mm

Sa는 작은 값인 324.41 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 324.41 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 271.667 x 1000000 / [2694.400 x (800.000 - 155.876/3)]
= 134.787 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2694.400)]
= 155.876 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.79) - 2.5 x 89.00 = 361.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.79) = 467.40 mm
Sa는 작은 값인 361.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 361.75 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 356.548 x 1000000 / [3096.800 x (800.000 - 165.817/3)]
= 154.599 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x3096.800)]
= 165.817 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.60) - 2.5 x 89.00 = 286.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.60) = 407.51 mm
Sa는 작은 값인 286.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 286.88 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 40.144 x 1000000 / [2292.000 x (966.667 - 160.806/3)]
= 19.183 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x966.7/(7x2292.000)]
= 160.806 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 19.18) - 2.5 x 90.50 = 3879.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 19.18) = 3284.21 mm
Sa는 작은 값인 3284.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3284.21 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 55.223 x 1000000 / [794.400 x (820.000 - 90.098/3)]
= 87.998 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x794.400)]
= 90.098 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.00) - 2.5 x 72.00 = 714.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 88.00) = 715.92 mm
Sa는 작은 값인 714.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 714.91 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4.739 x 1000000 / [794.400 x (800.000 - 88.928/3)]
= 7.744 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x794.400)]
= 88.928 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 7.74) - 2.5 x 92.00 = 9939.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 7.74) = 8135.42 mm
Sa는 작은 값인 8135.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 8135.42 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 87.264 x 1000000 / [794.400 x (820.000 - 90.098/3)]
= 139.056 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x794.400)]
= 90.098 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.06) - 2.5 x 72.00 = 386.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 139.06) = 453.06 mm
Sa는 작은 값인 386.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 386.32 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 118.299 x 1000000 / [2694.400 x (800.000 - 155.876/3)]
= 58.694 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2694.400)]
= 155.876 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 58.69) - 2.5 x 89.00 = 1119.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 58.69) = 1073.36 mm

Sa는 작은 값인 1073.36 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1073.36 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 1.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.70 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ( fy = 400 MPa 인 경우 )

| 부재 | 최소두께 또는 높이 (mm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 단 순 지 지 | 일 단 연 속 | 양 단 연 속 | 캔 틸 레 버 |
| 1방향 슬래브 | l / 20 | l / 24 | l / 28 | l / 10 |
| 1보 | l / 16 | l / 18.5 | l / 21 | l / 8 |

Tmin = L / 28

T = 1.900 / 28

T = 0.068 m < 0.700 m ----------> O.K

# 20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

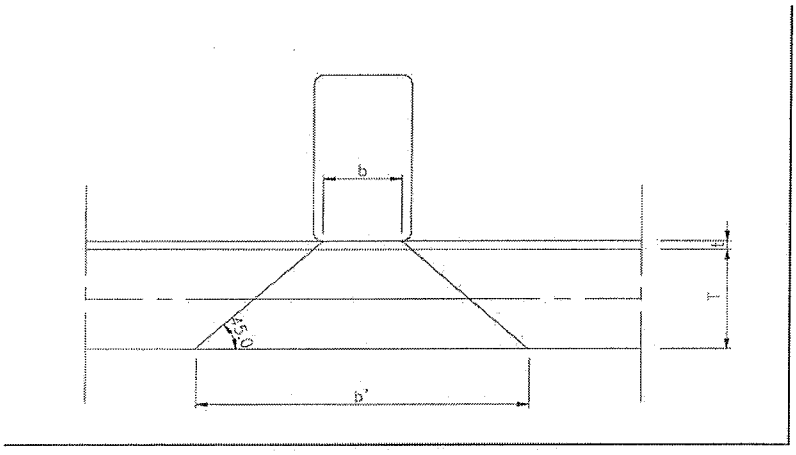
1) 고정하중

- 구체자중 = 585.100 / 10.000 = 58.510 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 51.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

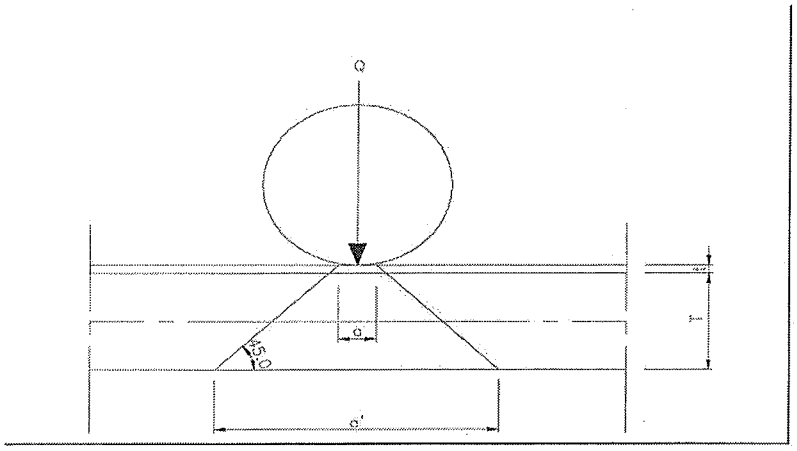



t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × ( 0.700 + 0.080 ) × cot 45°

= 2.060 m




a' = 0.200 + 2 × ( 0.700 + 0.080 ) × cot 45°

= 1.760 m

Qz = 96.0 / ( 2.060 × 1.760 )= 26.478 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 58.51 + 51.00 + 1.84 + 26.48

= 137.828 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 248.080 kN/m² ≥ Qmax = 137.828 kN/m² ..... O.K

# 20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.400 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 4.968 | kN/m |
| - 전단키 | : | 0.000 | × | 0.000 | × | 25.000 | × | 2 | = | 0.000 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.000 | × | 1.000 | × | 19.000 | | | = | 190.000 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.000 | × | -1.170 | × | 10.000 | | | = | -117.000 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.000 | × | -1.170 | × | 10.000 | | | = | -117.000 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 577.868 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 1.000 \times -1.170 \times 19.000 + -1.170^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= -5.600$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + -5.600 = -2.142 kN/m

(3) 저항력

R = 577.868 + -2.142 = 575.726 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.000 × 4.470 × 10.000

= 447.000 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 575.726 / 447.000

= 1.288 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. 6.0 m ( 보링주상도 NNBB-9 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 kN/m |
| - 포장 | : | 5.400 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 4.968 kN/m |
| - 전단키 | : | 0.000 | × | 0.000 | × | 25.000 | × | 2 | = | 0.000 kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.000 | × | 6.000 | × | 19.000 | | | = | 1140.000 kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.000 | × | 5.830 | × | 10.000 | | | = | 583.000 kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.000 | × | 5.830 | × | 10.000 | | | = | 583.000 kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 2927.868 kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.000^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 124.478$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 6.000 \times 5.830 \times 19.000 + 5.830^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 303.757$ kN/m

∴ $\Sigma = 124.478 + 303.757 = 428.234$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2927.868 + 428.234 = 3356.102$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.000 \times 11.470 \times 10.000$

$= 1147.000$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 3356.102 / 1147.000$

$= 2.926 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{175.000}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{302.200}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.747 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.747 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{314.700}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.861 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.861 m 이하유지

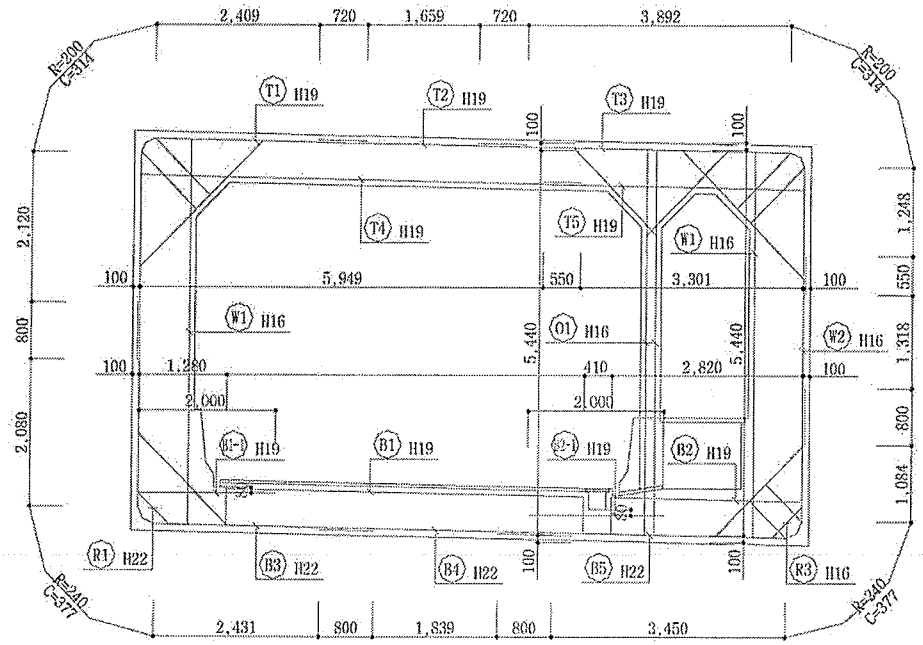
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{616.900}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 5.608 \text{ m}$$

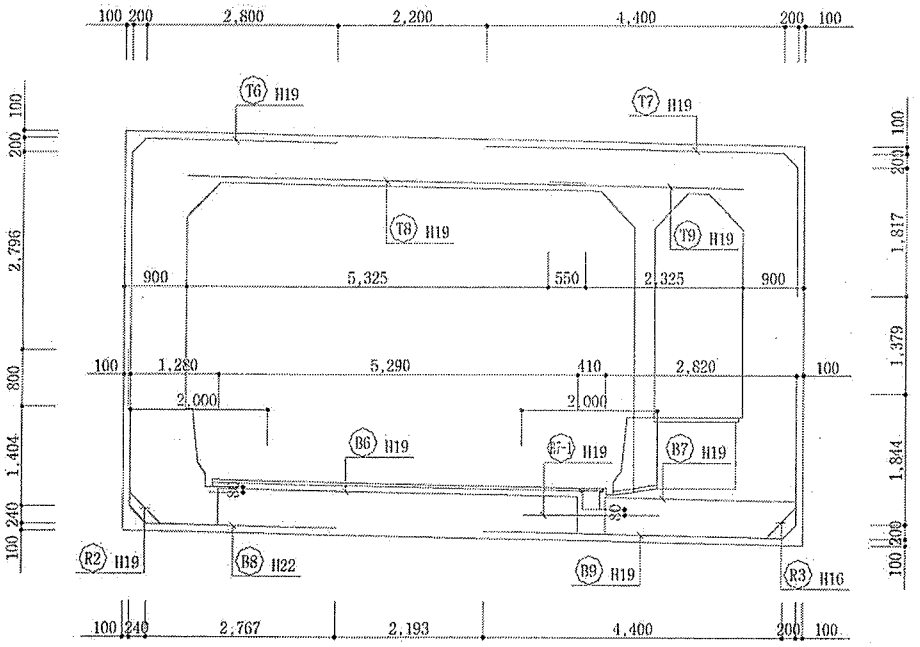
∴ 구조물 저면으로 부터 5.608 m 이하유지

# 21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)




CYCLE - 2(@250)

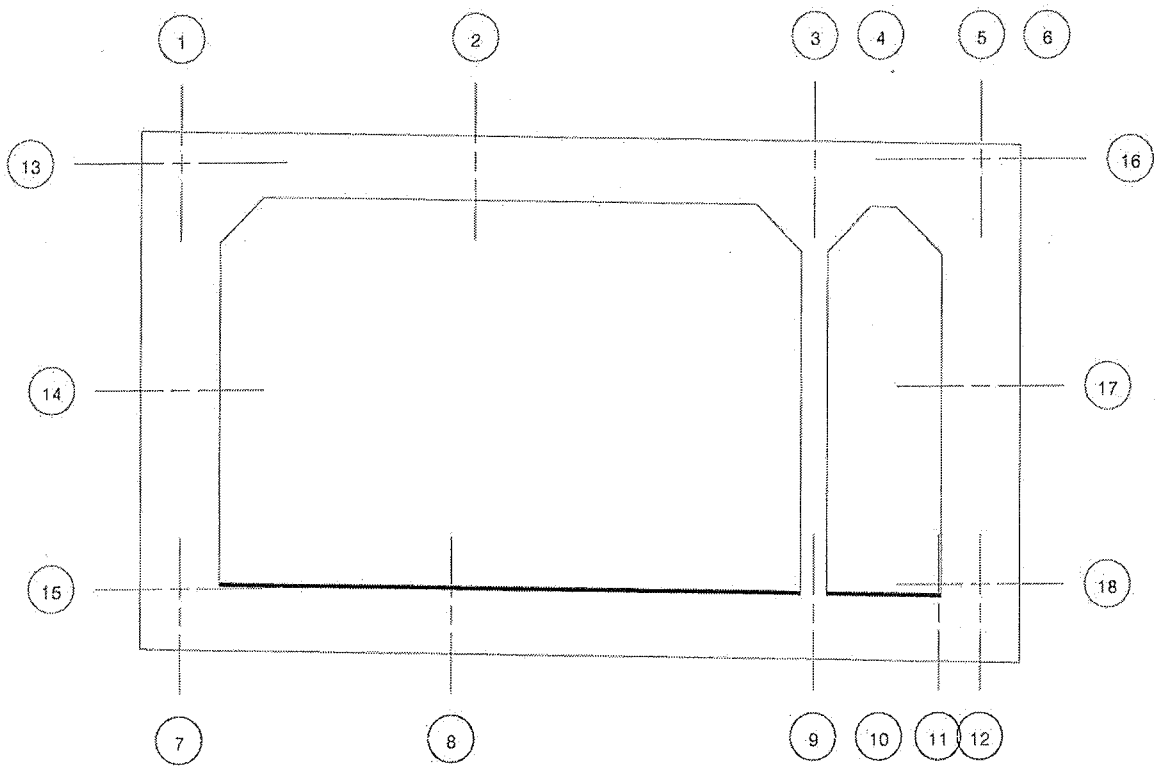


# B2

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 717 | 474.60 | 635.10 | 1995.96 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.34 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 620 | 160.88 | 319.30 | 771.48 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.99 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 1000 | 600 | 19.43 | 229.89 | 95.37 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 11.83 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1000 | 620 | 453.91 | 546.47 | 2222.70 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.20 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 717 | 489.73 | 635.06 | 2061.40 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.30 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 620 | 119.31 | 546.47 | 570.58 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 4.58 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1000 | 767 | 587.62 | 680.83 | 2315.24 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.16 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1000 | 620 | 67.29 | 546.47 | 320.66 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 8.12 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 717 | 298.16 | 635.02 | 1242.39 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 2.13 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 620 | 157.34 | 546.47 | 754.37 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 3.47 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 717 | 298.16 | 635.02 | 1242.39 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 2.13 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 620 | 157.34 | 319.30 | 754.29 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 2.03 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 620 | 230.32 | 319.30 | 1109.65 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.39 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 600 | 705.40 | 778.25 | 3651.50 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.10 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1000 | 620 | 509.88 | 546.47 | 2507.15 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.07 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | 600 | 24.14 | 308.77 | 118.53 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 12.79 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 620 | 101.66 | 546.47 | 485.58 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 5.38 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 600 | 657.92 | 691.47 | 3392.21 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.05 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 620 | 46.23 | 546.47 | 219.98 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 11.82 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 600 | 601.33 | 691.47 | 3086.03 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.15 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 620 | 194.08 | 546.47 | 932.93 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 2.82 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 600 | 451.84 | 691.47 | 2291.12 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.53 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 620 | 257.31 | 546.47 | 1241.97 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 2.12 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 600 | 407.16 | 691.47 | 2057.38 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.70 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 957 | 743.27 | 1373.53 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3488.80 | 1.85 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 820 | 240.87 | 1513.99 | - | H16 - 4.0EA | 3488.80 | 6.29 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 800 | 535.73 | 1518.01 | - | H25 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3967.20 | 2.83 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 820 | 117.65 | 1932.12 | - | H16 - 4.0EA | 3967.20 | 16.42 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 800 | 690.84 | 1693.68 | - | H25 - 8.0EA | 4848.00 | 2.45 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 820 | 198.37 | 2129.25 | - | H16 - 4.0EA | 4848.00 | 10.73 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 967 | 364.61 | 1023.94 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3840.40 | 2.81 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 820 | 232.23 | 437.28 | - | H19 - 4.0EA | 3840.40 | 1.88 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 800 | 43.59 | 2206.74 | - | H19 - 8.0EA | 3438.00 | 50.63 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 820 | 199.26 | 489.91 | - | H19 - 4.0EA | 3438.00 | 2.46 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 800 | 247.95 | 1302.89 | - | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4721.20 | 5.25 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 820 | 244.53 | 489.75 | - | H19 - 4.0EA | 4721.20 | 2.00 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 3 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 5 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 6 | 1400.0 | 1688.9 | O.K | - | - | - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 389.7 | 434.5 | 693.79 | 2.00 | 37.32 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 389.7 | 97.3 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 389.7 | 450.1 | 693.79 | 2.00 | 50.29 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 389.7 | 271.0 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 389.7 | 189.2 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 389.7 | 256.1 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 402.7 | 426.8 | 895.23 | 2.00 | 19.46 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 402.7 | 233.1 | 648.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 402.7 | 515.8 | 895.23 | 2.00 | 91.21 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 402.7 | 236.6 | 648.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 402.7 | 243.4 | 648.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 402.7 | 235.7 | 648.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 544.4 | 337.6 | 949.79 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 546.7 | 227.7 | 952.10 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 549.3 | 445.7 | 954.71 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 524.4 | 250.6 | 929.85 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 525.8 | 242.3 | 931.23 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 527.2 | 439.2 | 932.61 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 717 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 254.310 | O.K | 2.034 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 600 | H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 225.472 | O.K | 1.804 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 717 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 218.439 | O.K | 1.748 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 767 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 168.173 | O.K | 1.345 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 717 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 559.549 | O.K | 4.476 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 6420.225 | O.K | 51.362 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 717 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 559.549 | O.K | 4.476 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 6420.225 | O.K | 51.362 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 600 | H25 - 8.0EA | 125 | 144.220 | O.K | 1.154 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 183.049 | O.K | 1.464 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 600 | H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (상면) | 9 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (하면) | 9 | 600 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 128.458 | O.K | 1.028 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측(하면) | 10 | 600 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 160.815 | O.K | 1.287 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 600 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 282.738 | O.K | 2.262 |
| | | 우측(상면) | 12 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 2860.233 | O.K | 22.882 |
| | | 우측(하면) | 12 | 600 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 339.266 | O.K | 2.714 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 957 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 179.105 | O.K | 1.433 |
| | | 상부 | 13 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 | 14 | 800 | H25 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 299.554 | O.K | 2.396 |
| | | 중앙부 | 14 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 하부 | 15 | 800 | H25 - 8.0EA | 125 | 275.833 | O.K | 2.207 |
| | | 하부 | 15 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 967 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 1425.135 | O.K | 11.401 |
| | | 상부 | 16 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 721.228 | O.K | 2.885 |
| | | 중앙부 | 17 | 800 | H19 - 8.0EA | 125 | 7141.318 | O.K | 57.131 |
| | | 중앙부 | 17 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 381.683 | O.K | 1.527 |
| | | 하부 | 18 | 800 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1041.983 | O.K | 8.336 |
| | | 하부 | 18 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 1141.506 | O.K | 4.566 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp D BOX ( 내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 39.000 kN/m² (∵ 토피 : 1.990 m )

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

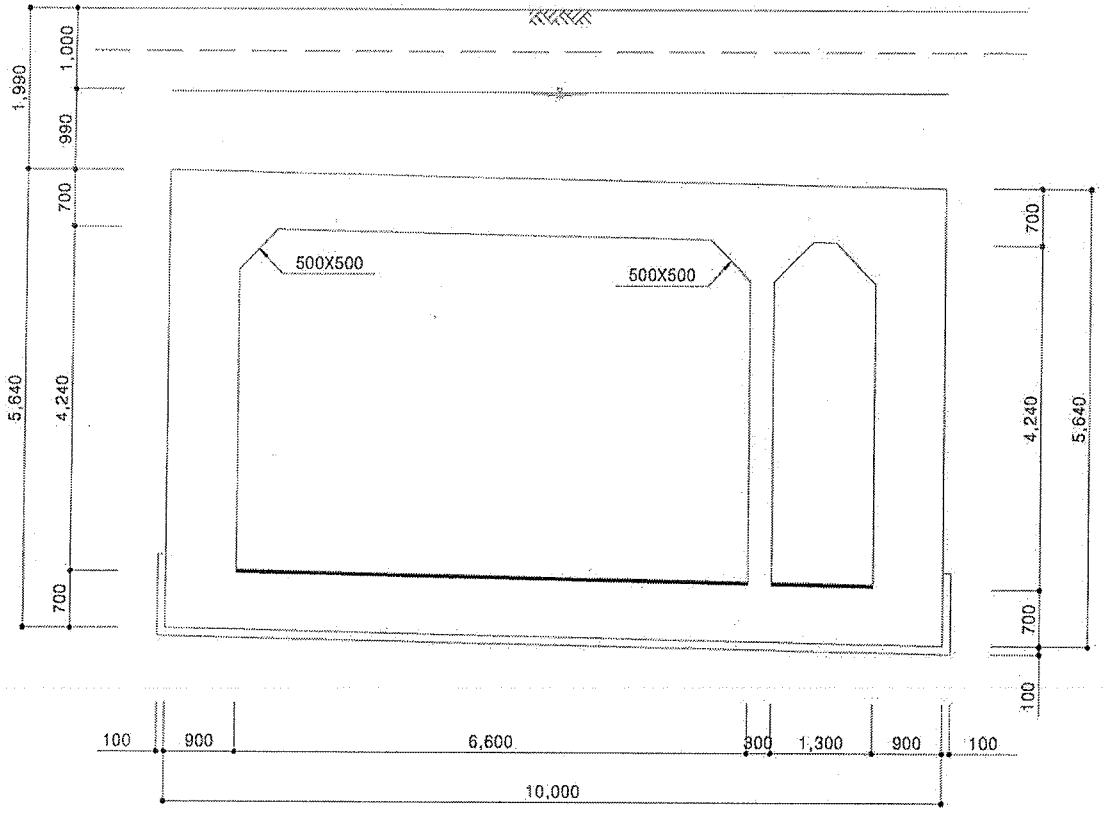
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


1,990
1,000
990
700
4,240
700
5,640
500X500
500X500
700
4,240
700
100
5,640
100
900
6,600
300
1,300
900
100
10,000

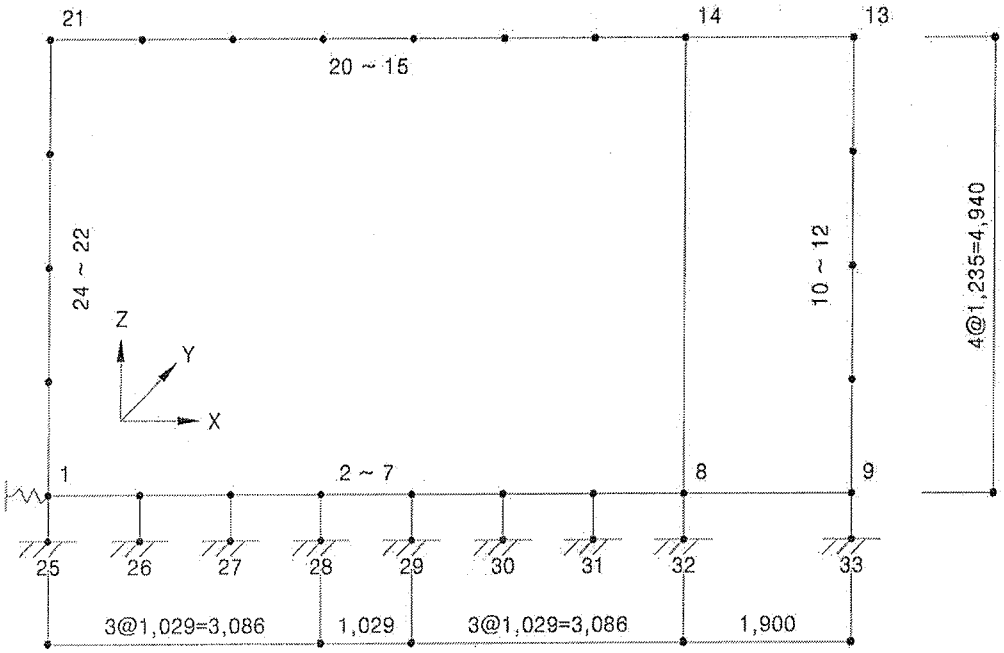
# 4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

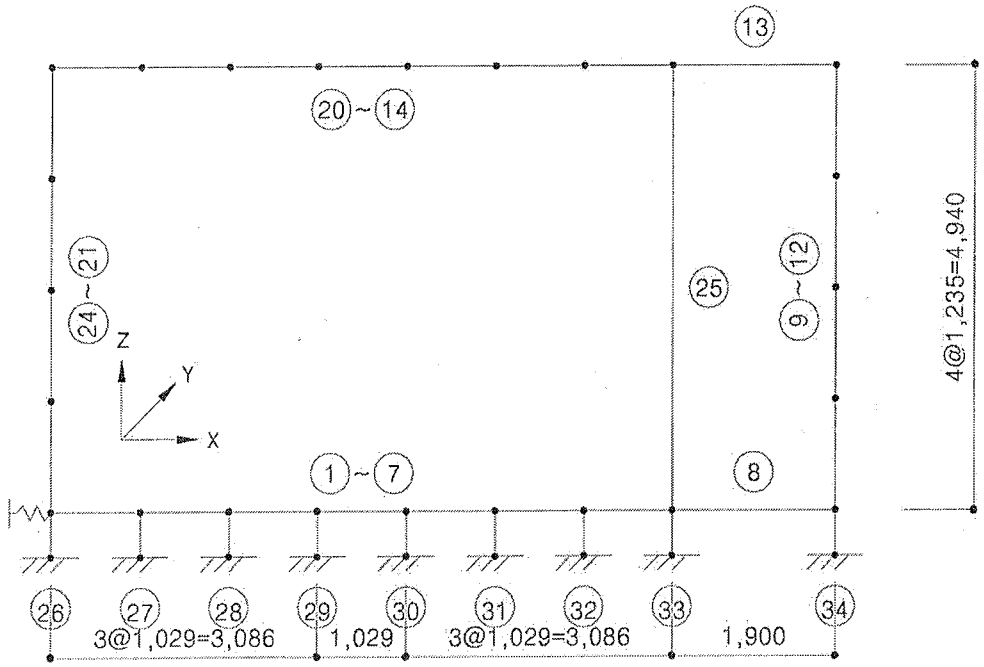
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

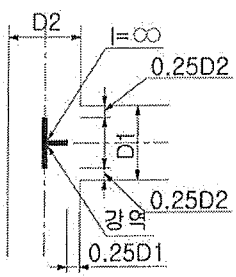
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.700 × 1.000 | = 0.700 | 0.02858 | 1~8,13~20 |
| 2 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 9~12,21~24 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 25 |

3) 단면좌표

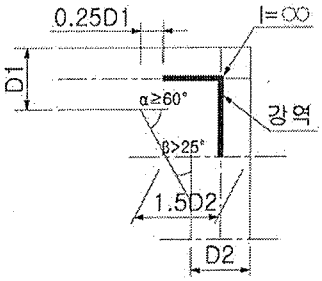
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 18 | 3.086 | 5.440 |
| 2 | 1.029 | 0.500 | 19 | 2.057 | 5.440 |
| 3 | 2.057 | 0.500 | 20 | 1.029 | 5.440 |
| 4 | 3.086 | 0.500 | 21 | 0.000 | 5.440 |
| 5 | 4.114 | 0.500 | 22 | 0.000 | 4.205 |
| 6 | 5.143 | 0.500 | 23 | 0.000 | 2.970 |
| 7 | 6.171 | 0.500 | 24 | 0.000 | 1.735 |
| 8 | 7.200 | 0.500 | 25 | 0.000 | 0.000 |
| 9 | 9.100 | 0.500 | 26 | 1.029 | 0.000 |
| 10 | 9.100 | 1.735 | 27 | 2.057 | 0.000 |
| 11 | 9.100 | 2.970 | 28 | 3.086 | 0.000 |
| 12 | 9.100 | 4.205 | 29 | 4.114 | 0.000 |
| 13 | 9.100 | 5.440 | 30 | 5.143 | 0.000 |
| 14 | 7.200 | 5.440 | 31 | 6.171 | 0.000 |
| 15 | 6.171 | 5.440 | 32 | 7.200 | 0.000 |
| 16 | 5.143 | 5.440 | 33 | 9.100 | 0.000 |
| 17 | 4.114 | 5.440 | | | |

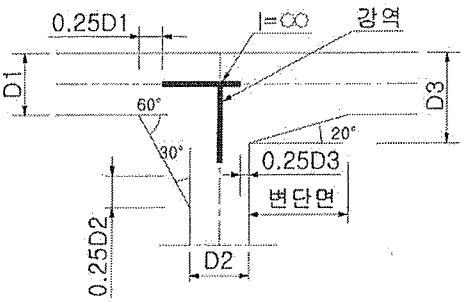
4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

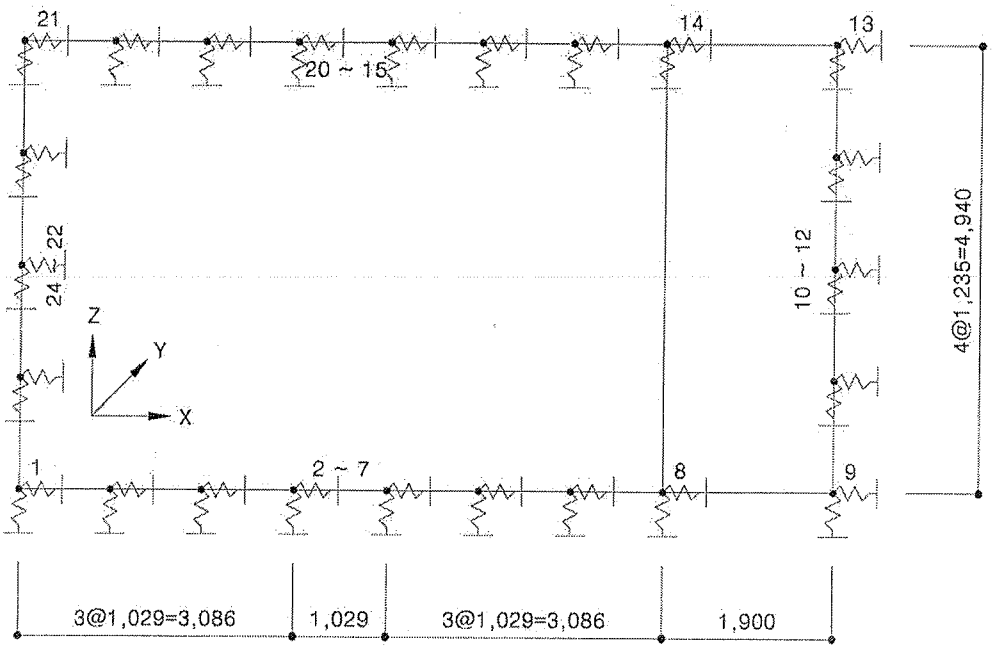
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

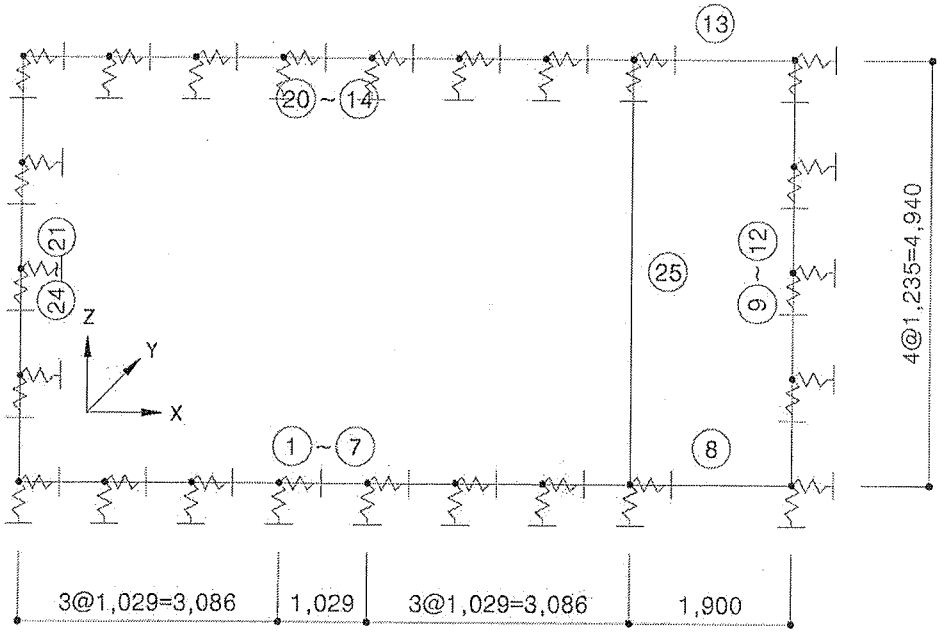
## 1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

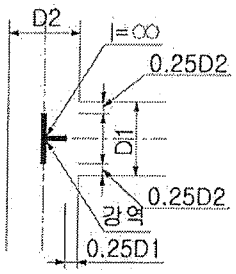
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.700 × 1.000 | = 0.700 | 0.02858 | 1~8,13~20 |
| 2 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 9~12,21~24 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 25 |

3) 단면좌표

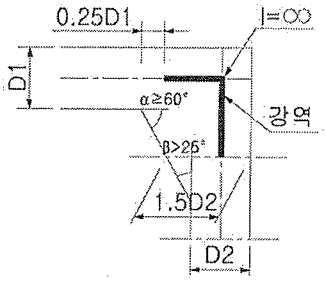
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 13 | 9.100 | 4.940 |
| 2 | 1.029 | 0.000 | 14 | 7.200 | 4.940 |
| 3 | 2.057 | 0.000 | 15 | 6.171 | 4.940 |
| 4 | 3.086 | 0.000 | 16 | 5.143 | 4.940 |
| 5 | 4.114 | 0.000 | 17 | 4.114 | 4.940 |
| 6 | 5.143 | 0.000 | 18 | 3.086 | 4.940 |
| 7 | 6.171 | 0.000 | 19 | 2.057 | 4.940 |
| 8 | 7.200 | 0.000 | 20 | 1.029 | 4.940 |
| 9 | 9.100 | 0.000 | 21 | 0.000 | 4.940 |
| 10 | 9.100 | 1.235 | 22 | 0.000 | 3.705 |
| 11 | 9.100 | 2.470 | 23 | 0.000 | 2.470 |
| 12 | 9.100 | 3.705 | 24 | 0.000 | 1.235 |

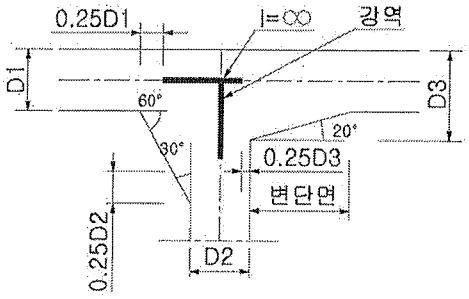
8) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 ㎜

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 ㎜

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 ㎜

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 12014.30 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 11585 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 12358 kN/m | 2~7 |
| Kv3 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 17592 kN/m | 8 |
| Kv4 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 16820 kN/m | 9 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

## 1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 9.299 ~ -9.104, N=27)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 240.0 = 240.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20 / 9.810 × $240.0^2$ = 117431.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 117431.0 = 310017.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 240.0 = 192.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $192.0^2$ = 75156.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 75156.0 = 198411.8 kN/m²

## 2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 148982.86 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 148982.860 = 49660.95 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 148982.86 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 148982.860 = 49660.95 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 5.640 × 5.640 ) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kh = 2066785.330 × ( 5.640 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 228916.44 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 228916.440 = 76305.48 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.900/2 + 1.029/2) = 218153 kN/m | 14 |
| Ksb1 | Ksb x (1.900/2 + 1.029/2) = 72718 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 153239 kN/m | 15~20 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 51080 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 282712 kN/m | 10~12,22~24 |
| Kss1 | Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 94237 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 153239 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 51080 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 218153 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.900/2) = 72718 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 143662 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 208576 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 208576 kN/m | 13 |
| Ksb3 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.029/2 + 0.900/2) = 143662 kN/m | 21 |
| Ksb4 | Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 221477 kN/m | |

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 95349.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 95349.230 = 31783.08 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 95349.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 95349.230 = 31783.08 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 5.640 × 5.640 ) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kh = 1322745.330 × ( 5.640 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 146506.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 146506.820 = 48835.61 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.900/2 + 1.029/2) = 139618 kN/m | 14 |
| Ksb1 | Ksb x (1.900/2 + 1.029/2) = 46539 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 98073 kN/m | 15~20 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 32691 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 180936 kN/m | 10~12,22~24 |
| Kss1 | Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 60312 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 98073 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 32691 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 139618 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.900/2) = 46539 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 91944 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 133489 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 133489 kN/m | 13 |
| Ksb3 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.029/2 + 0.900/2) = 91944 kN/m | 21 |
| Ksb4 | Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 141745 kN/m | |

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 설계지진 | 성능기 / 준 재현주기 | 기 능 수 행 | 붕 괴 방 지 |
|---|---|---|---|
| | 50년 | II 등급 | |
| | 100년 | I 등급 | |
| | 200년 | 특 등급 | |
| | 500년 | | II 등급 |
| | 1000년 | | I 등급 |
| | 2400년 | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수,I | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수, Z |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 | |
| II | 도 | 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 | 0.07 |

③ 설계 지반 종류

| 지반분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m 에 대한 평균 지반 특성 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 전단파 속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) (blow/foot) | 비배수전단강도 Su(kPa) |
| Sa | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| Sb | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| Sc | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| Sd | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| Se | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| Sf | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

④ 지진계수 Ca, Cv

| 지역계수 | 지반종류 | 지진계수 | |
|---|---|---|---|
| | | Ca | Cv |
| 1 | Sa | 0.09 | 0.09 |
| | Sb | 0.11 | 0.11 |
| | Sc | 0.13 | 0.18 |
| | Sd | 0.16 | 0.23 |
| | Se | 0.22 | 0.37 |
| 2 | Sa | 0.05 | 0.05 |
| | Sb | 0.07 | 0.07 |
| | Sc | 0.08 | 0.11 |
| | Sd | 0.11 | 0.16 |
| | Se | 0.17 | 0.23 |

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 ( 지하수가 없을 경우 )

| | | | |
|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = | 11.500 kN/m² |
| - 토 사 | : 1.490 × 19.00 | = | 28.310 kN/m² |
| | ∴ Total Wd1 | = | 39.810 kN/m² |

② 고정하중 ( 지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m )

| | | | |
|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = | 11.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이상) | : 0.500 × 19.00 | = | 9.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이하) | : 0.990 × 10.00 | = | 9.900 kN/m² |
| | ∴ Total Wd2 | = | 30.900 kN/m² |

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 1.5 | 39.0 |
| 2.0 | 21.0 | 2.5 | 17.0 |
| 3.0 | 15.0 | 4.0 | 15.0 |
| 5.0 | 15.0 | 6.0 | 15.0 |
| 7.0 | 15.0 | 8.0 | 12.0 |
| 9.0 | 11.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 0.0 | | |

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 1.990m

- Wl1 = 39.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 39.000 × 0.500 = 19.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 1.840 × 19.000 ) × 0.500 = 23.230 kN/m²
Wh2 = 23.230 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 34.963 kN/m²
Wh3 = 34.963 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 46.695 kN/m²
Wh4 = 46.695 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 58.427 kN/m²
Wh5 = 58.427 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 70.160 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 1.340 × 10.000 = 17.200 kN/m²
Wh2 = 17.200 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 23.375 kN/m²
Wh3 = 23.375 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 29.550 kN/m²
Wh4 = 29.550 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 35.725 kN/m²
Wh5 = 35.725 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 41.900 kN/m²

6) 지하수압 ( 지하수위 : GL = -1.000 m )

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 0.990 × 10.000 = 9.900 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 1.340 × 10.000 = 13.400 kN/m²
Ww3 = 13.400 + 1.235 × 10.000 = 25.750 kN/m²
Ww4 = 25.750 + 1.235 × 10.000 = 38.100 kN/m²
Ww5 = 38.100 + 1.235 × 10.000 = 50.450 kN/m²
Ww6 = 50.450 + 1.235 × 10.000 = 62.800 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = ( 1.990 + 5.640 - 1.000 ) × 10.000 = 66.300 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | | γ(kN/m³) | Tg'(sec) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 성토재 | 0.011 | 248.600 | 198.900 | 19.000 | 0.000 | 0.000 |
| 실트 | 18.491 | 240.000 | 192.000 | 20.000 | 0.308 | 0.385 |
| 풍화암 | 0.757 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.010 | 0.013 |
| 연암 | 10.740 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.146 | 0.182 |
| 계 | | | | | 0.464 | 0.580 |

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Tg(sec) | 1.25Tg' = 1.25 × 0.464 = 0.580 | 1.25 Tg' = 1.25 × 0.580 = 0.725 |

2) 통제주기(Ts)

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Ts(sec) | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 |
| To(sec) | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 |

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Cd | 0.800 | 0.667 |

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

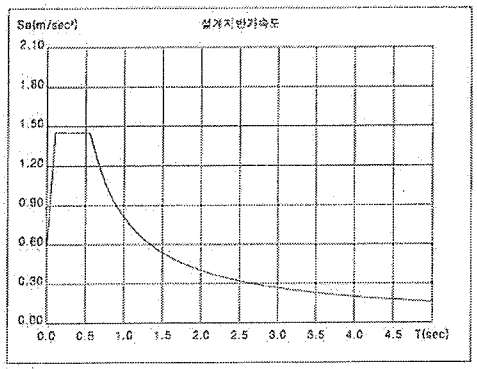
| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.388 m/s² | - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.274 m/s² |

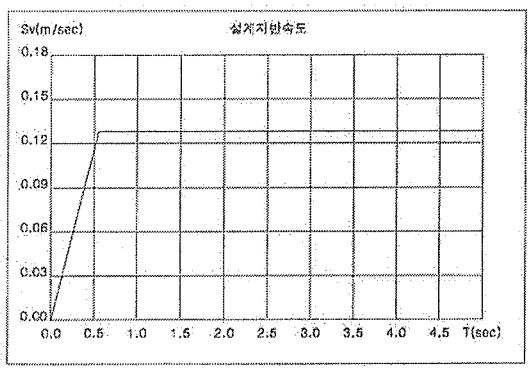
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| Sv = Tg/2π × Sa = 0.580 / 2π × 1.388<br>= 0.128 m/s | Sv = Tg/2π × Sa = 0.725 / 2π × 2.274<br>= 0.262 m/s |

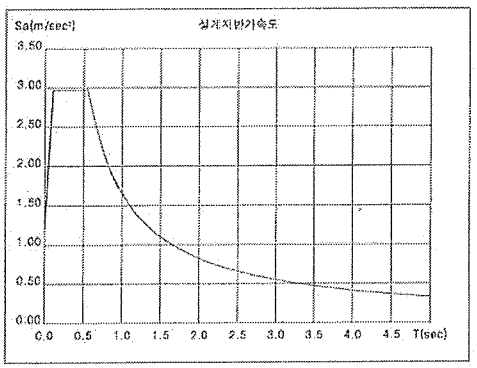
6) 설계응답 응답스펙트럼

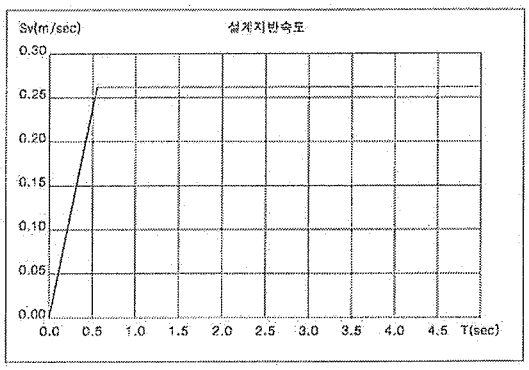
(1) 기능수행수준




(2) 붕괴방지수준




7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　2.340 m
- 하부슬래브 EL.　　=　7.280 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.580 \times \cos(\pi \times 2.340 / (2 \times 30.000)) = 0.014931$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.580 \times \cos(\pi \times 7.280 / (2 \times 30.000)) = 0.013964$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.725 \times \cos(\pi \times 2.340 / (2 \times 30.000)) = 0.038203$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.725 \times \cos(\pi \times 7.280 / (2 \times 30.000)) = 0.035729$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

| 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|
| Po = 49660.950 × (0.014931 - 0.013964)<br>= 48.022 kN/m² | Po = 31783.080 × (0.038203 - 0.035729)<br>= 78.631 kN/m² |

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 2.340 | 228916.440 | 0.014931 | 0.000967 | 221.362 |
| 3.575 | 228916.440 | 0.014781 | 0.000817 | 187.025 |
| 4.810 | 228916.440 | 0.014570 | 0.000606 | 138.723 |
| 6.045 | 228916.440 | 0.014297 | 0.000333 | 76.229 |
| 7.280 | 228916.440 | 0.013964 | 0.000000 | 0.000 |

(2) 붕괴방지수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 2.340 | 146506.820 | 0.038203 | 0.002474 | 362.458 |
| 3.575 | 146506.820 | 0.037820 | 0.002091 | 306.346 |
| 4.810 | 146506.820 | 0.037278 | 0.001549 | 226.939 |
| 6.045 | 146506.820 | 0.036580 | 0.000851 | 124.677 |
| 7.280 | 146506.820 | 0.035729 | 0.000000 | 0.000 |

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

| 구분 | 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|---|
| Vu | 117431.000 × 0.000082 = 9.630 | 75156.000 × 0.000210 = 15.780 |
| Vb | 117431.000 × 0.000280 = 32.880 | 75156.000 × 0.000715 = 53.740 |
| Vs | (9.630 + 32.880) / 2 = 21.260 | (15.780 + 53.740) / 2 = 34.760 |

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×2.340)<br>= 1.250 | fu = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×2.340)<br>= 3.073 |

② 하부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×7.280)<br>= 1.154 | fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.280)<br>= 2.837 |

③ 중간벽체

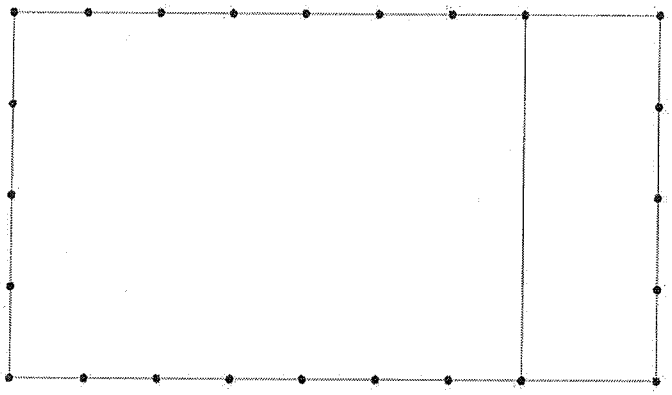
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×1.990)<br>= 0.536 | fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×1.990)<br>= 1.317 |
| fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×7.280)<br>= 0.494 | fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×7.280)<br>= 1.216 |

④ 측벽

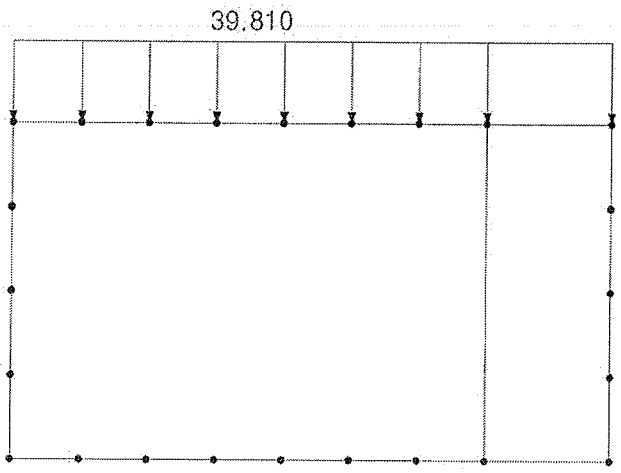
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×2.340)<br>= 1.607 | f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×2.340)<br>= 3.951 |
| f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×3.575)<br>= 1.576 | f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×3.575)<br>= 3.875 |
| f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×4.810)<br>= 1.545 | f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×4.810)<br>= 3.800 |
| f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×6.045)<br>= 1.514 | f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×6.045)<br>= 3.724 |
| f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.280)<br>= 1.483 | f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.280)<br>= 3.648 |

## 10. 하 중 재 하 (상시)

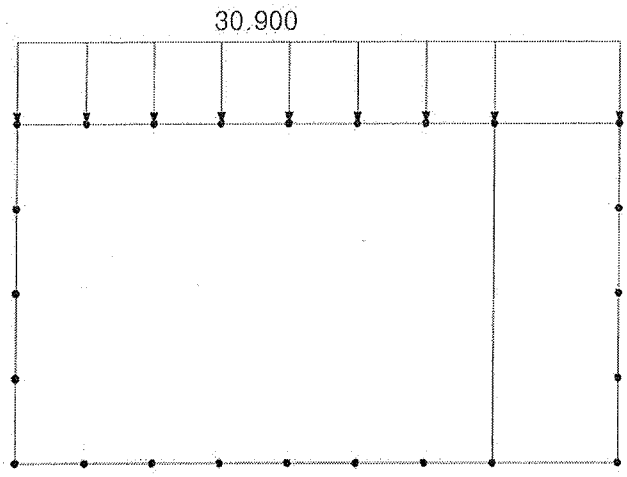
1) CASE1 - 구체자중(SW)



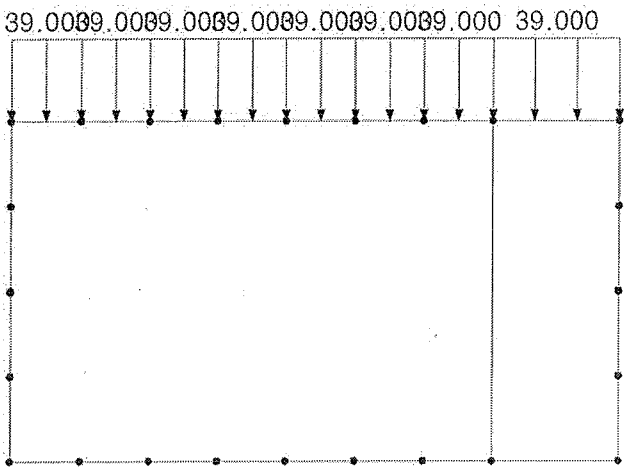
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



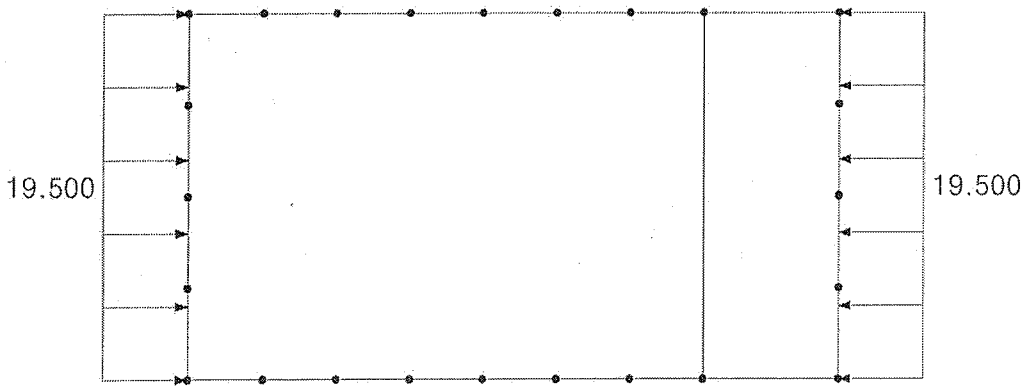
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



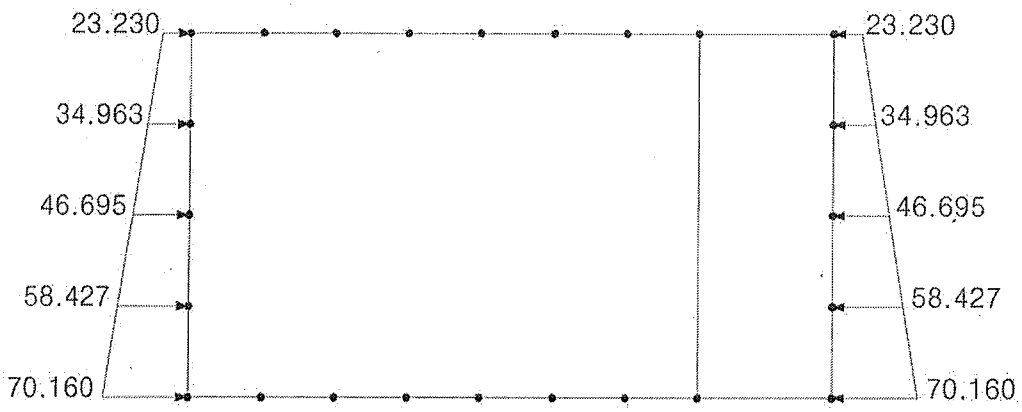

4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



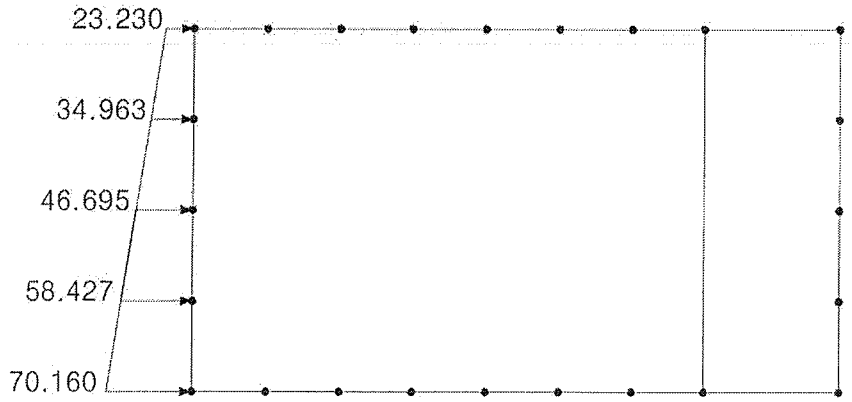

5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



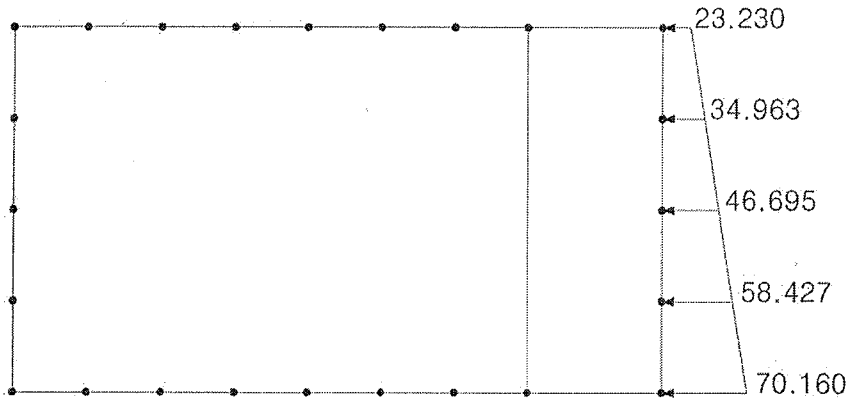
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



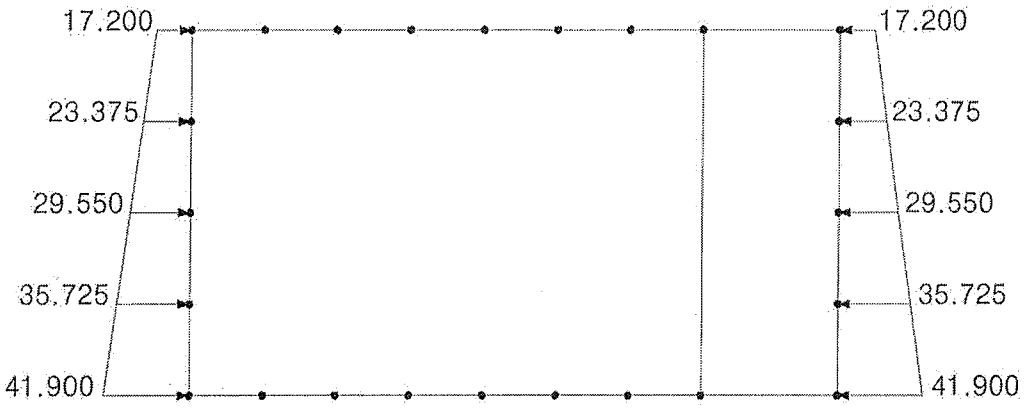

7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



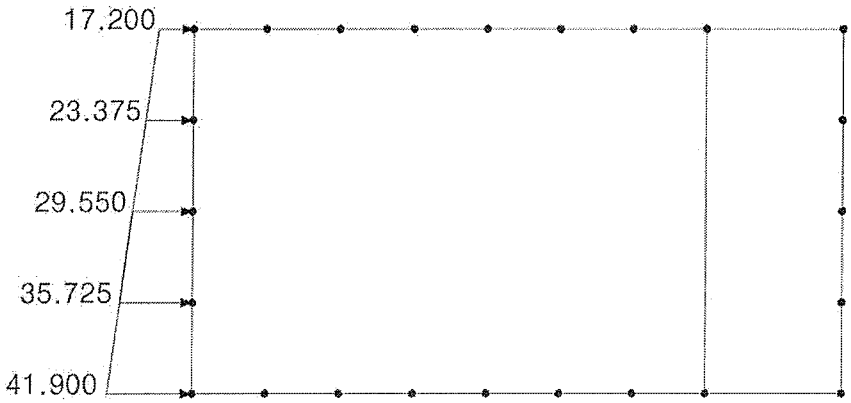

8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



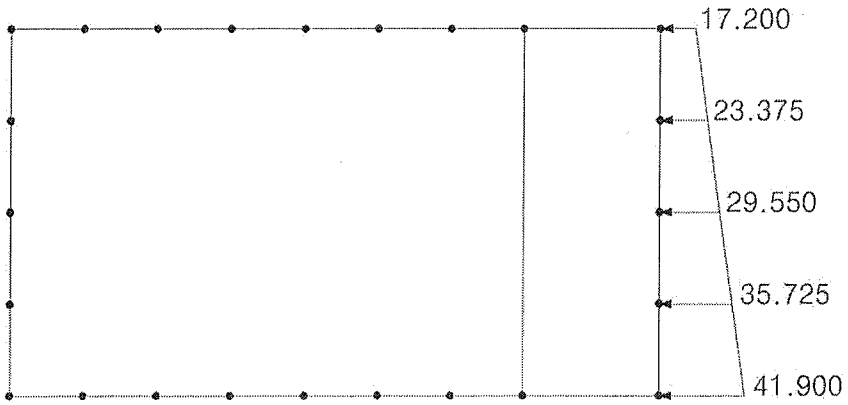
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



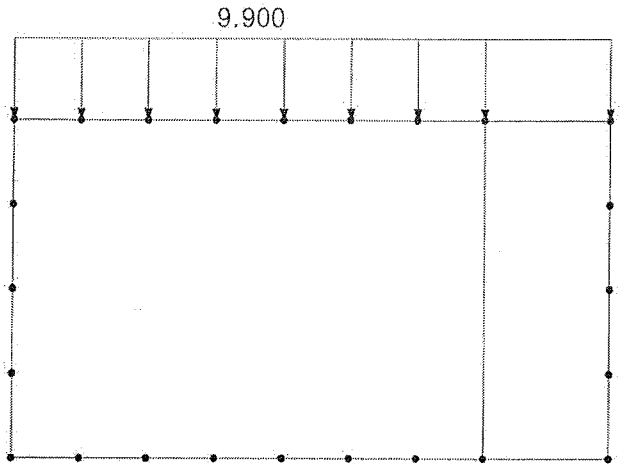

10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



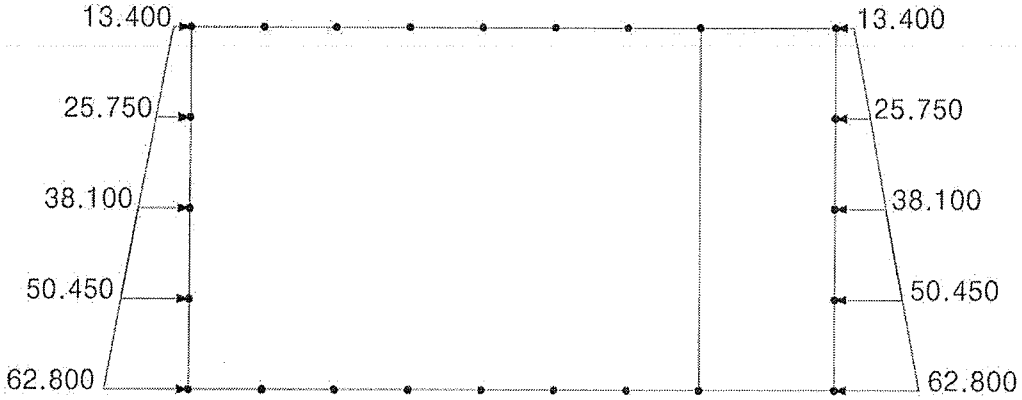

11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



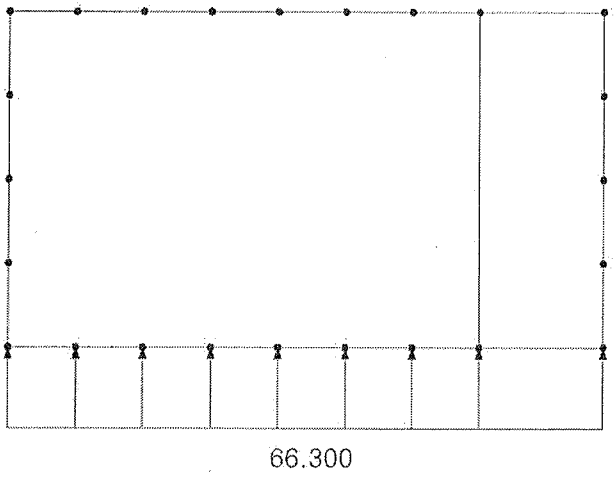
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



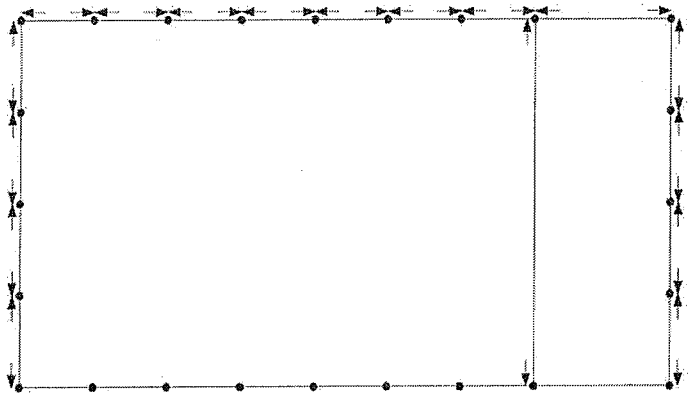

13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



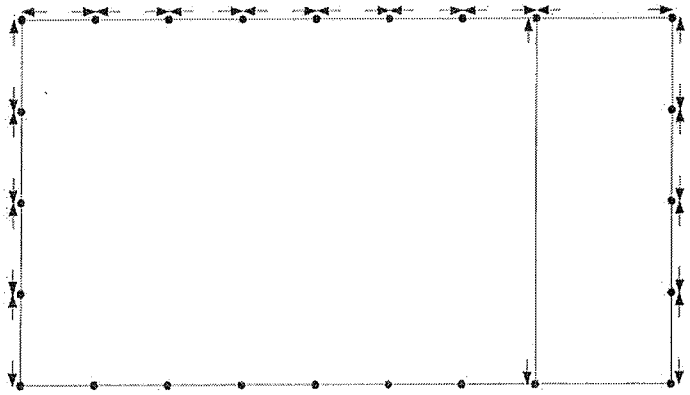

14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



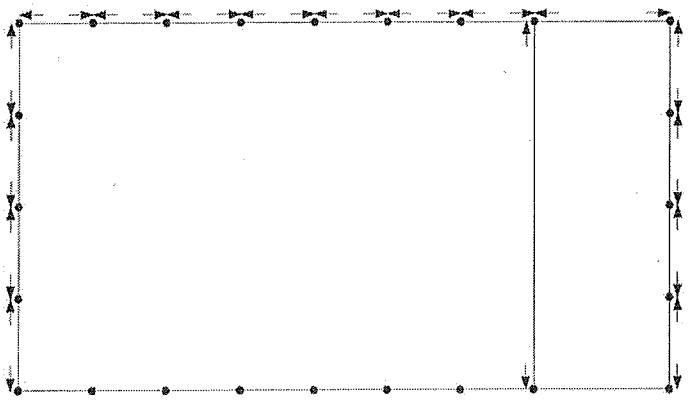
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

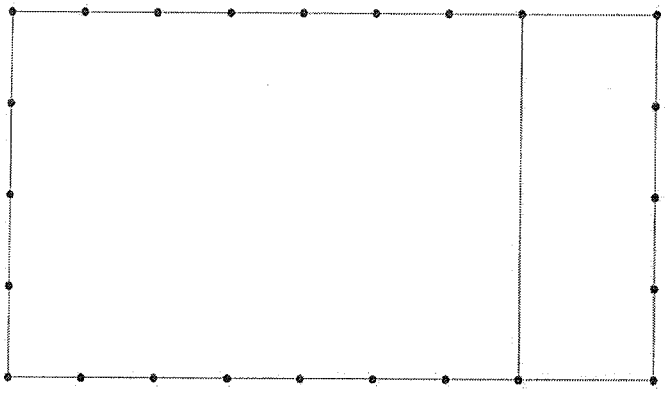


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

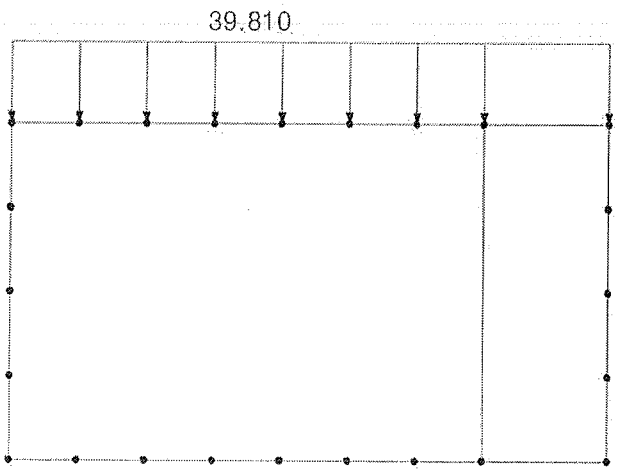


## 11. 하중 재하 (기능수행)

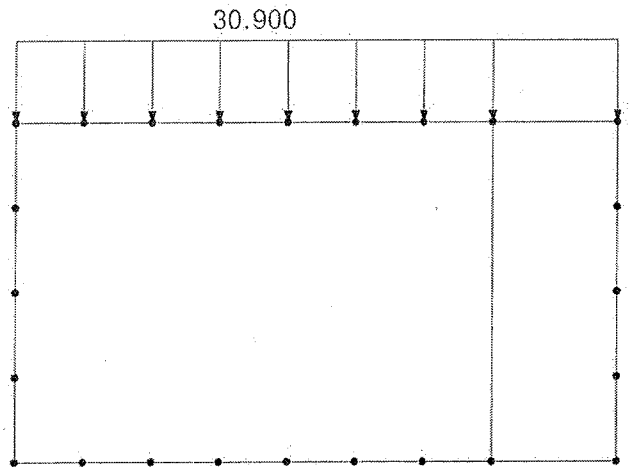
1) CASE1 - 구체자중(SW)



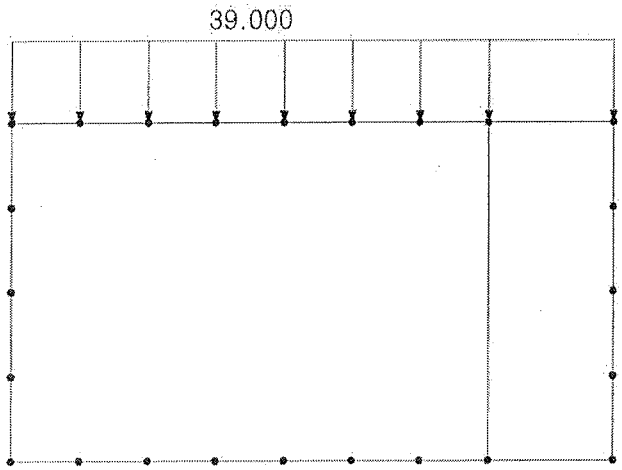
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



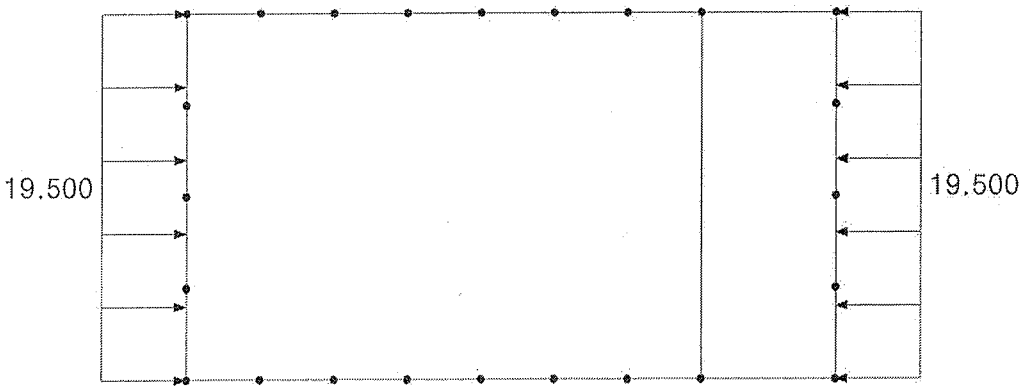
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



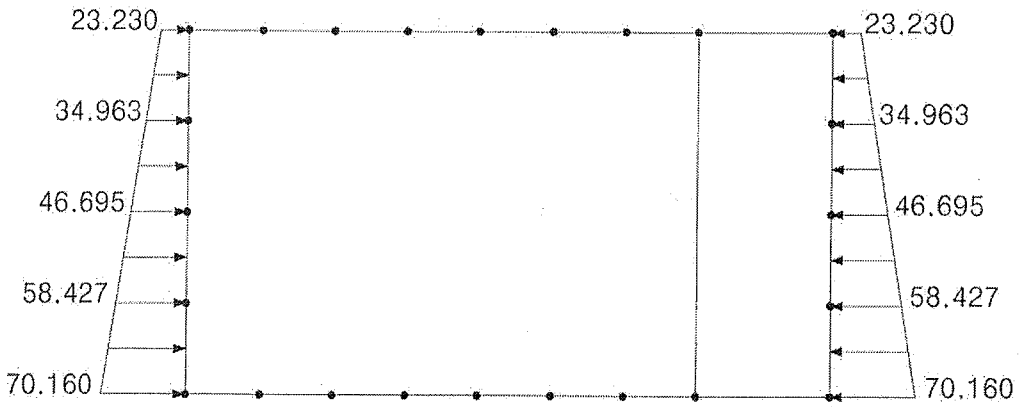

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



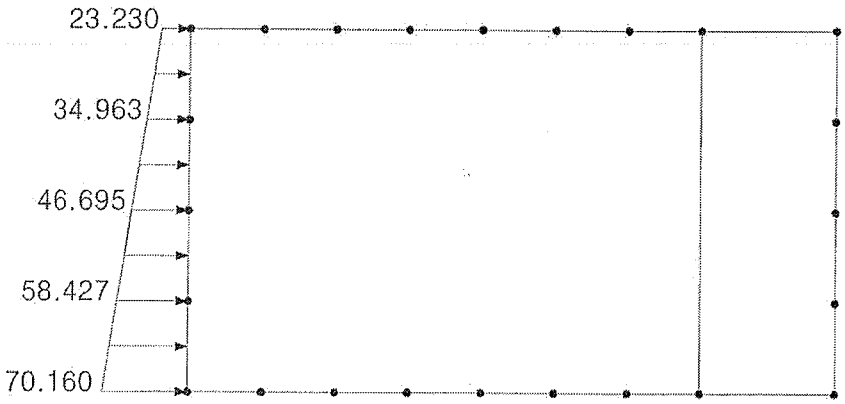

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



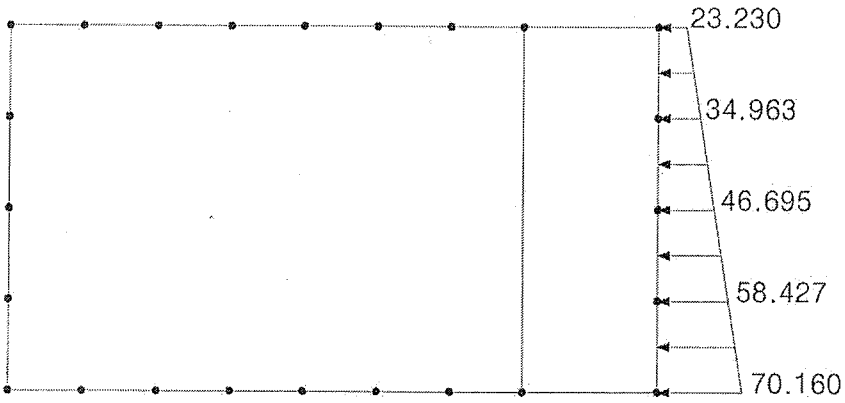
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



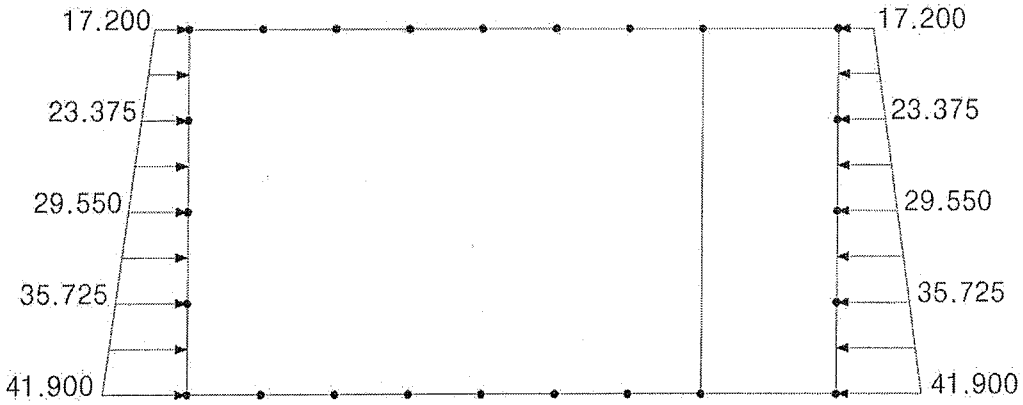

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



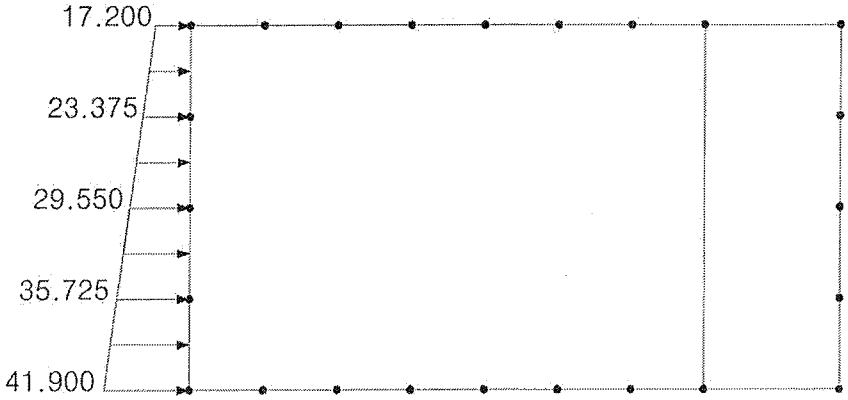

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



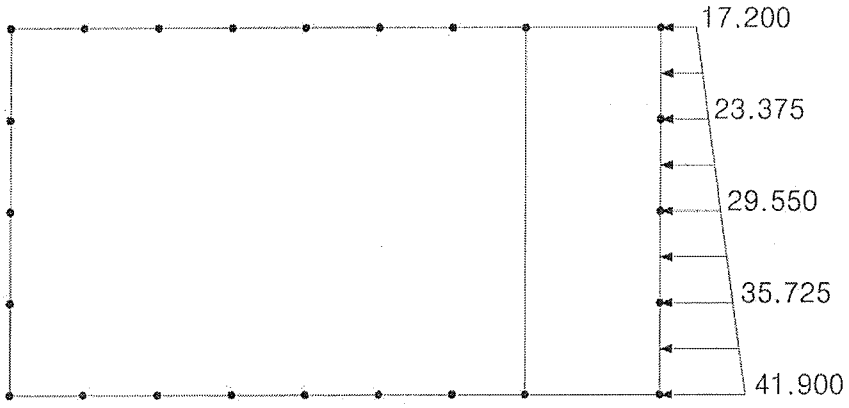
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



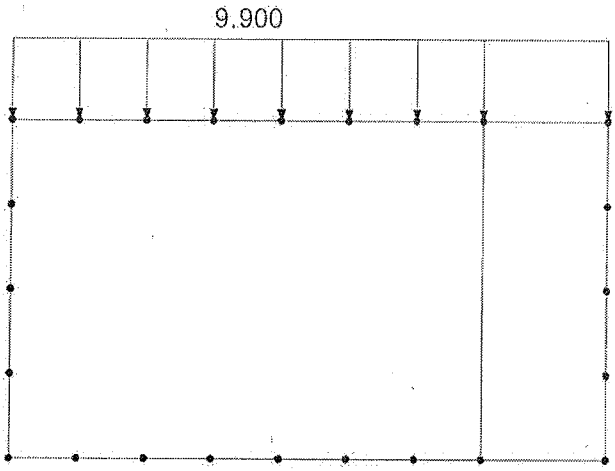

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



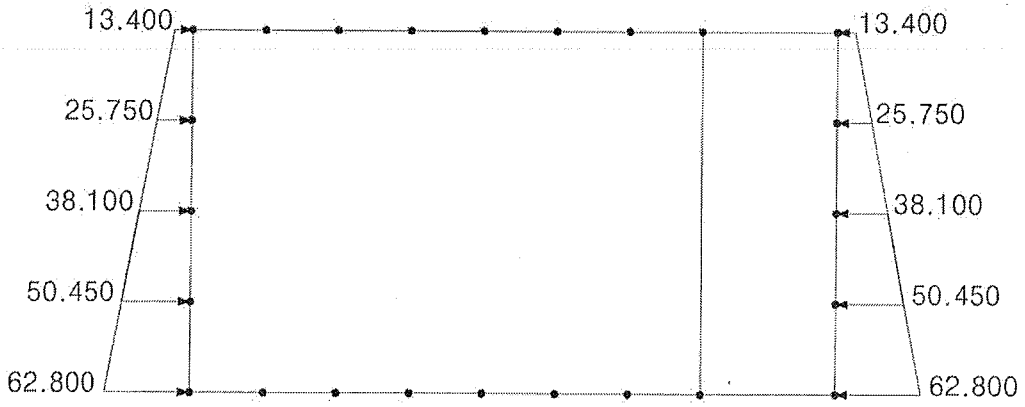

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



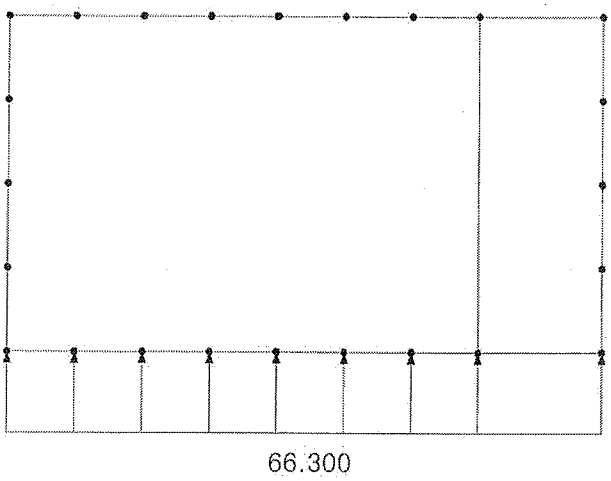
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

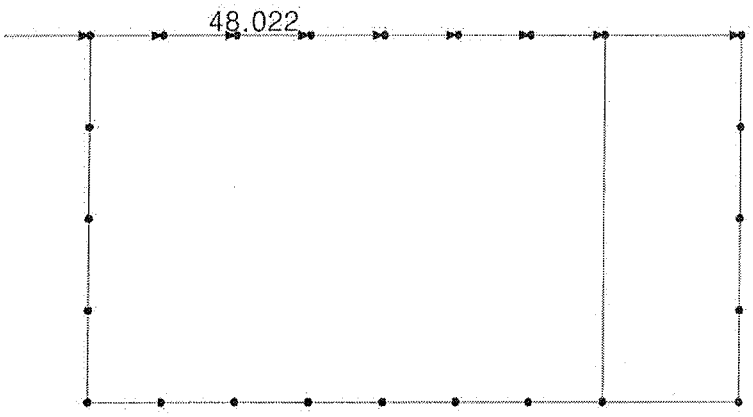



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

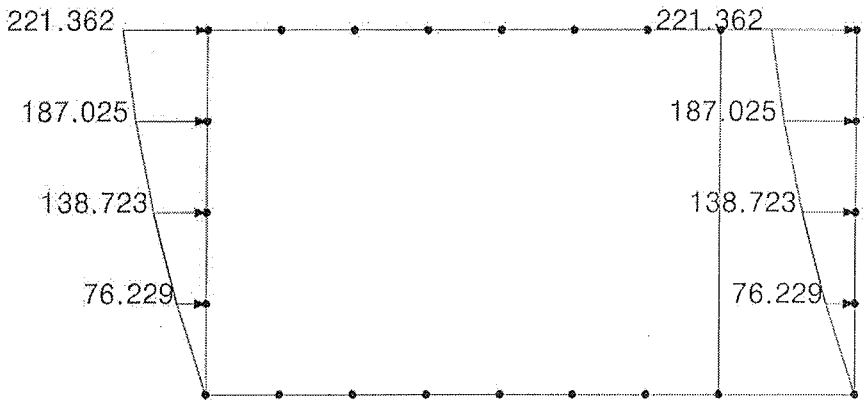



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

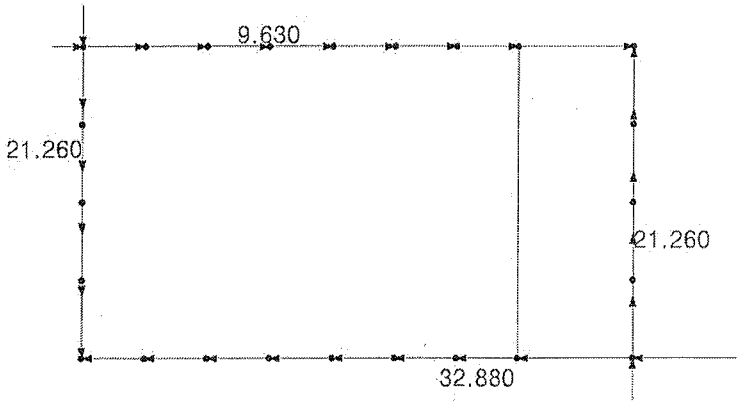
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



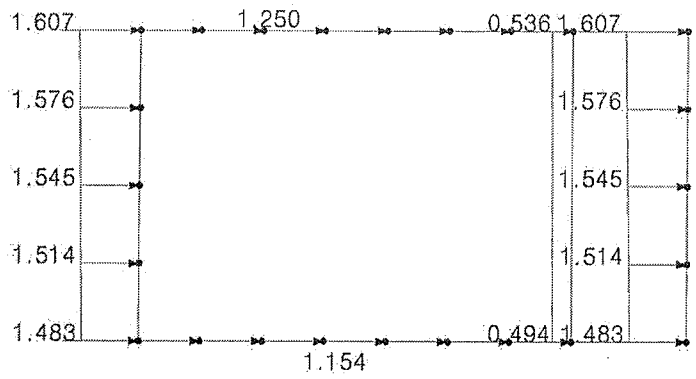

16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

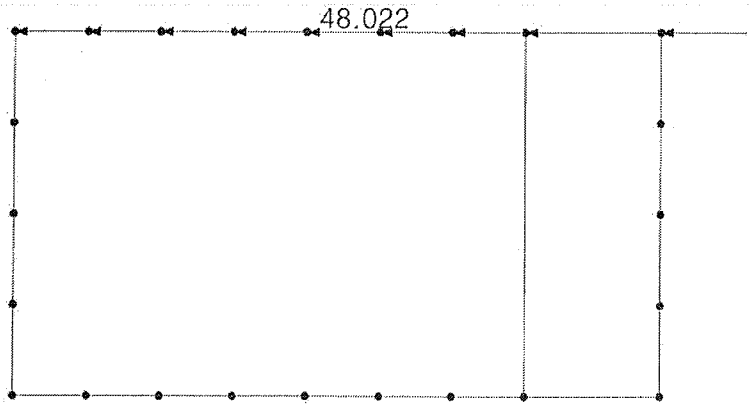


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

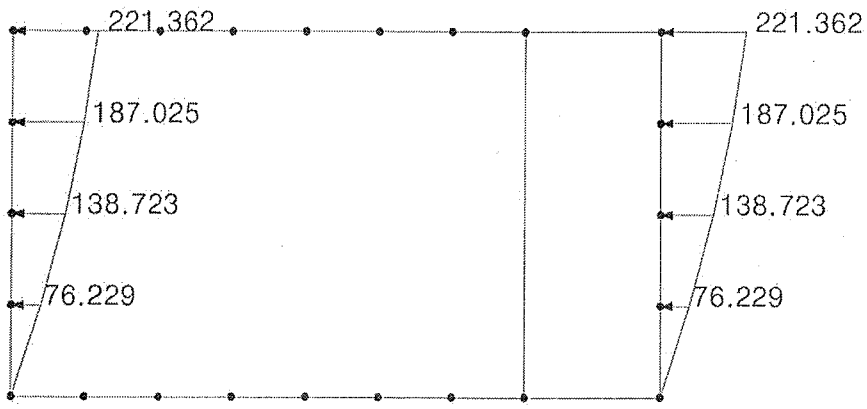



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

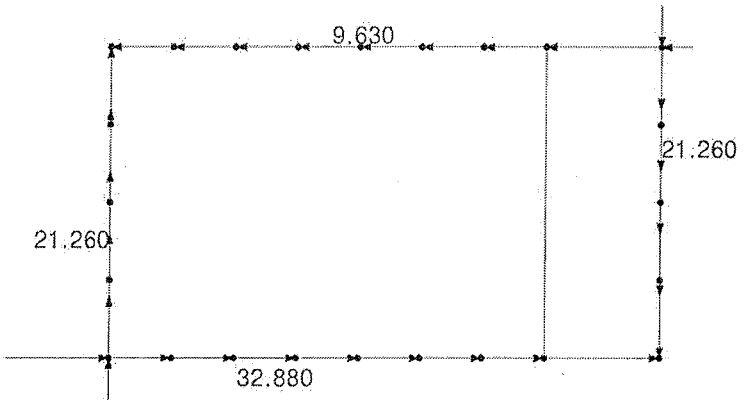
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



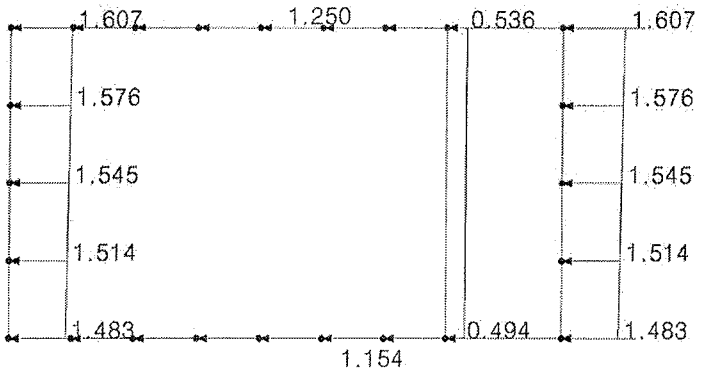

20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

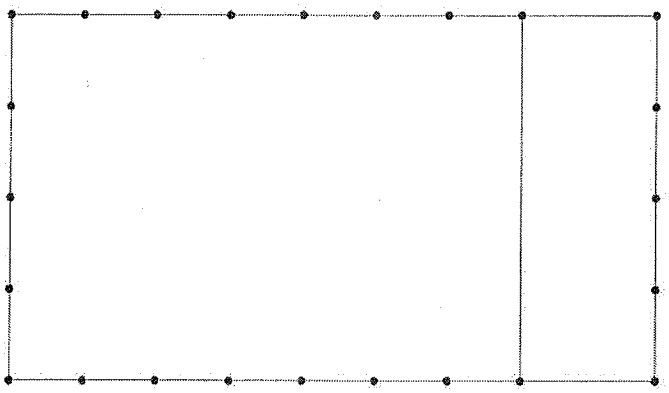



22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

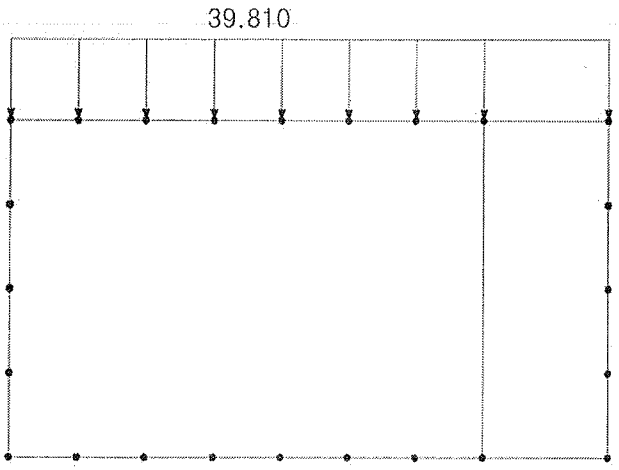


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

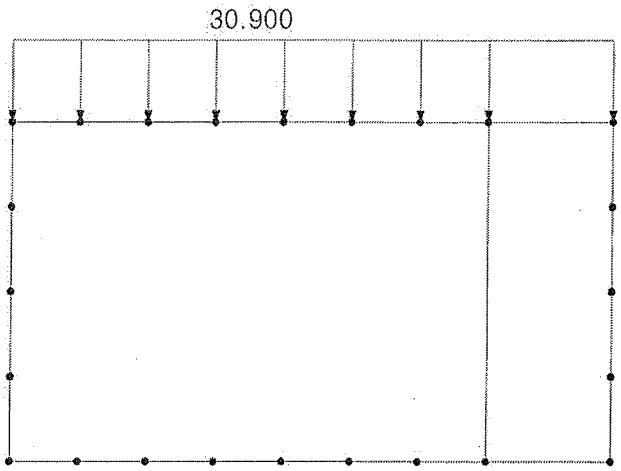
1) CASE1 - 구체자중(SW)



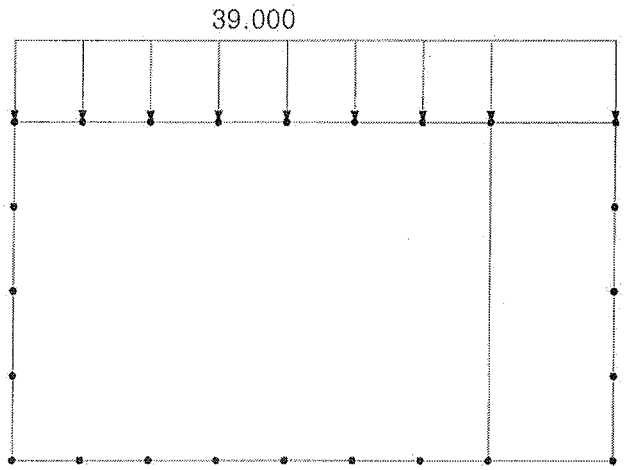
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



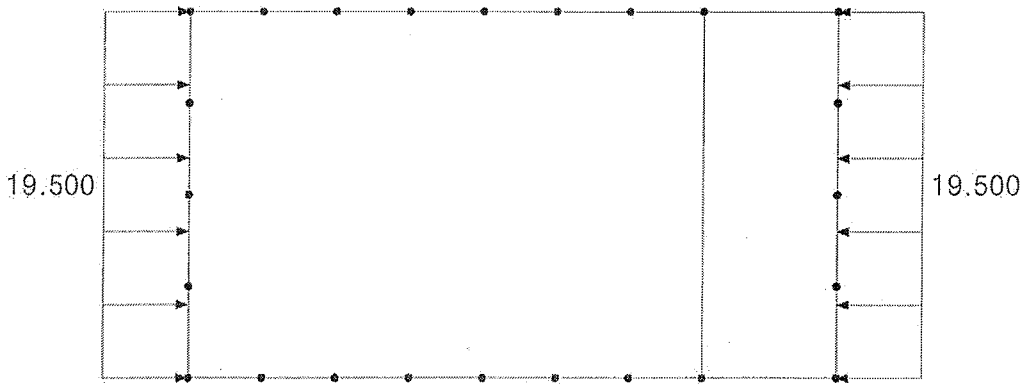
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



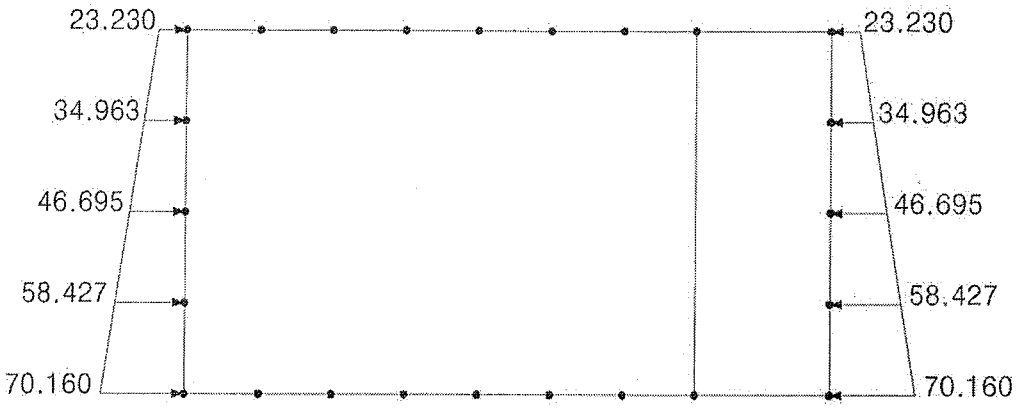

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



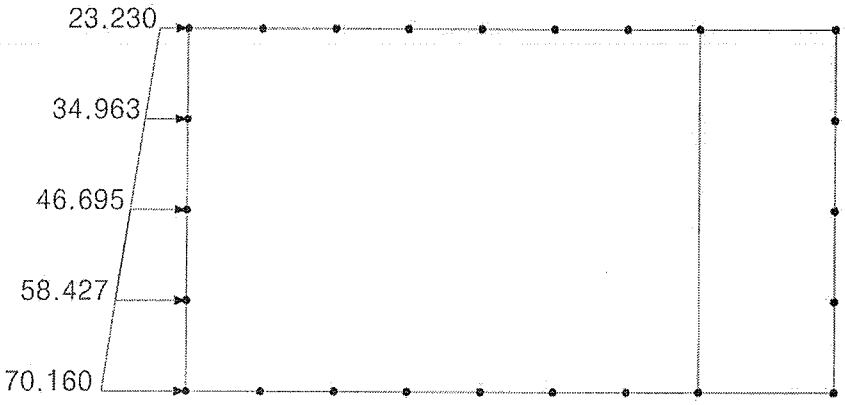

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



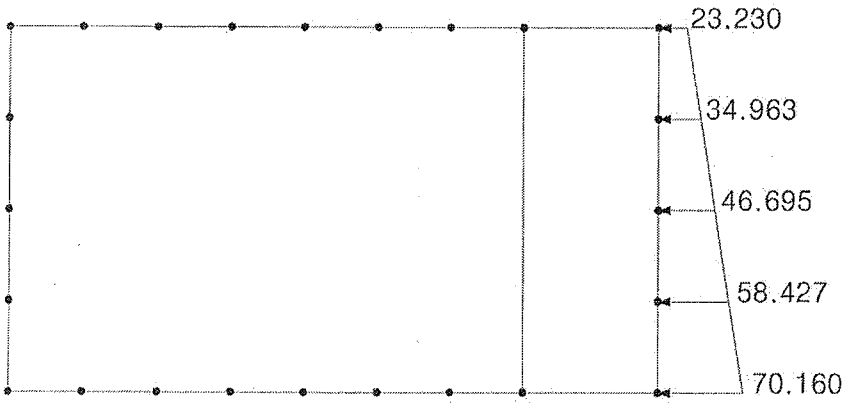
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



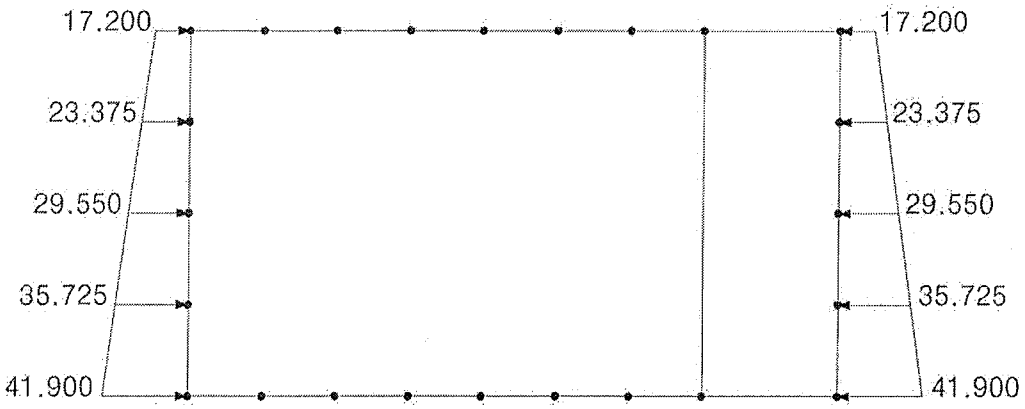

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



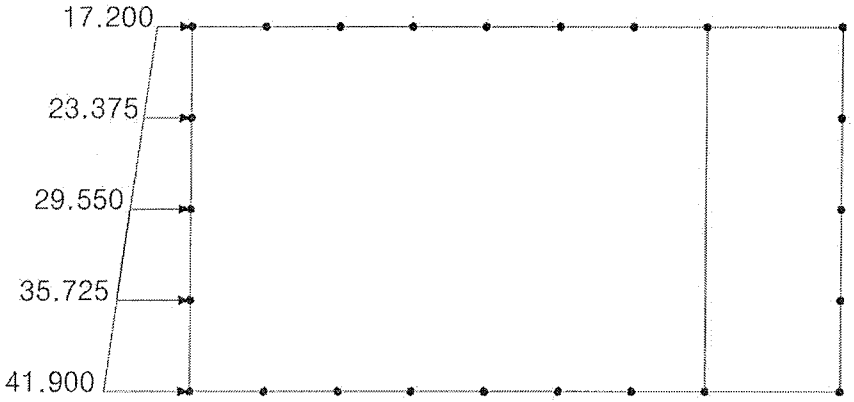

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



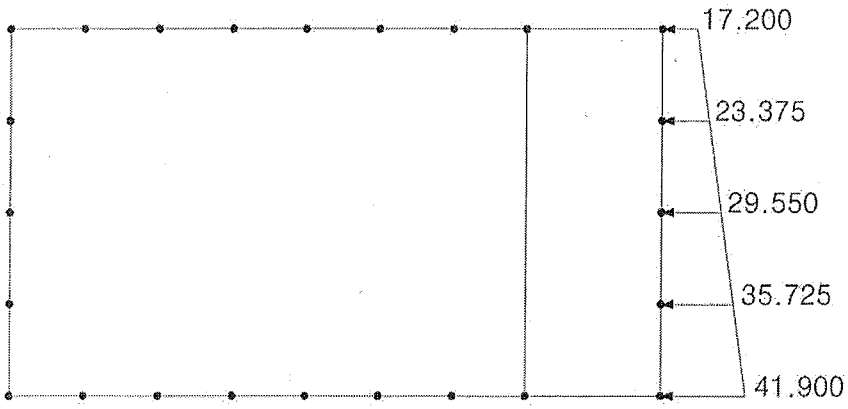
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



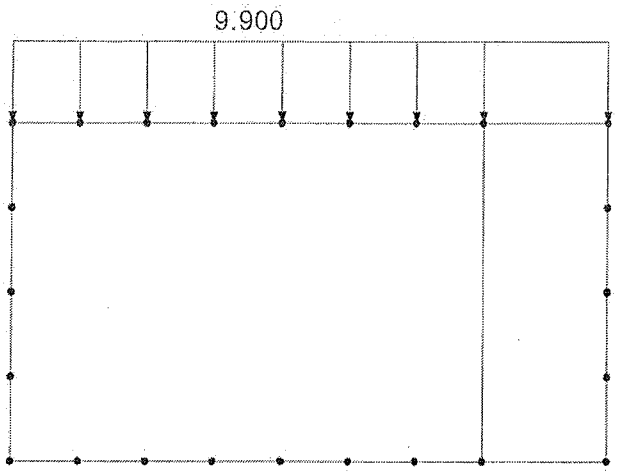

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



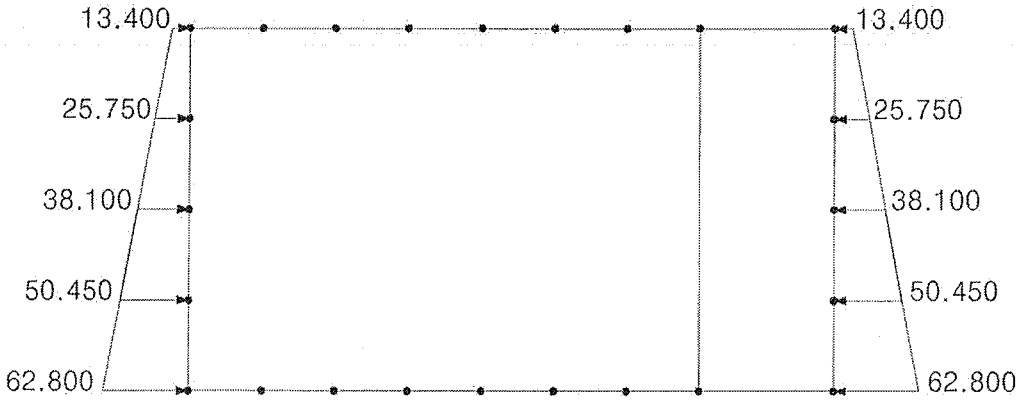

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



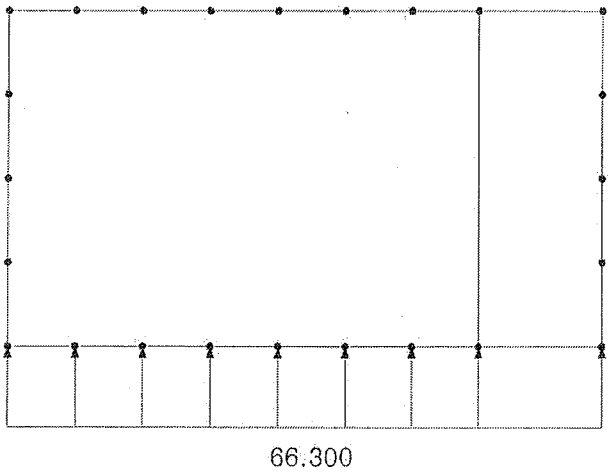
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

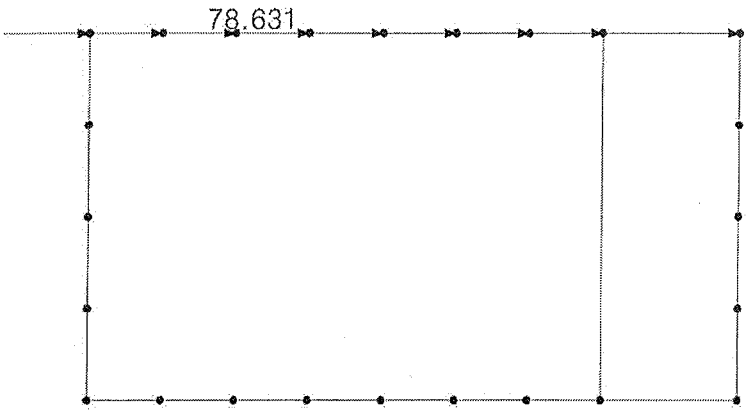



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

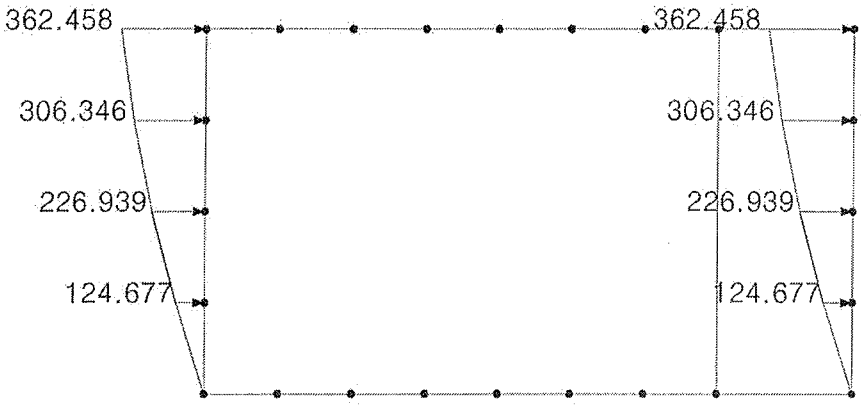



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

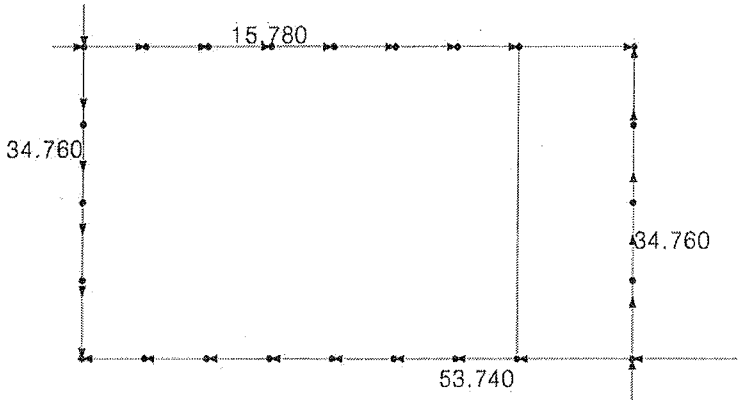
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



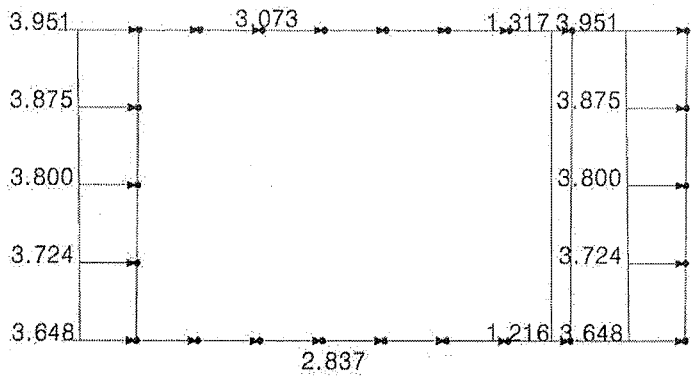

16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

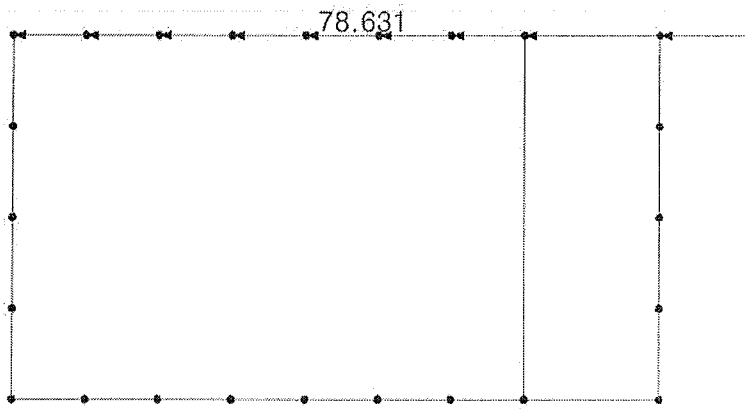


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

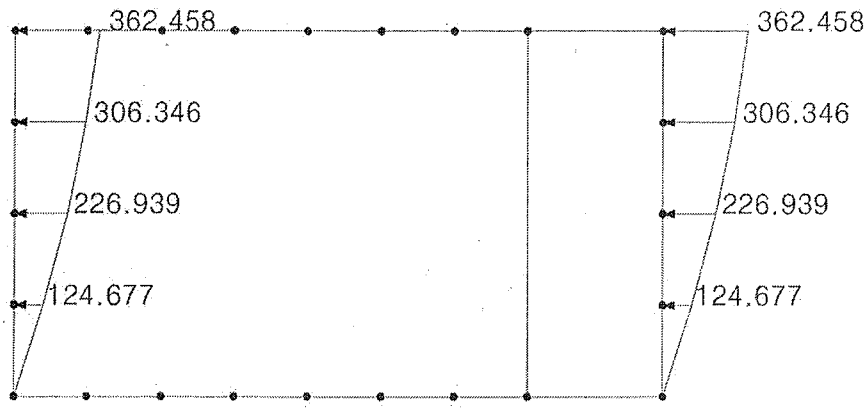



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

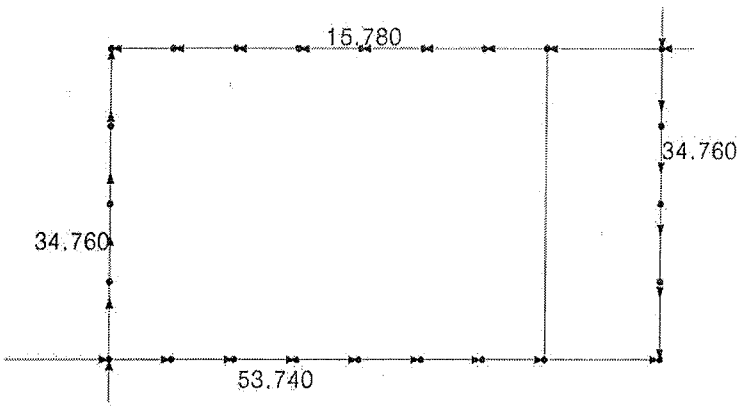
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



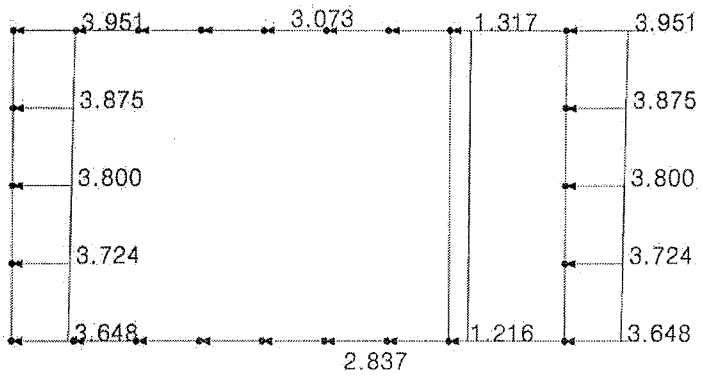

20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)




22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 1.990 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

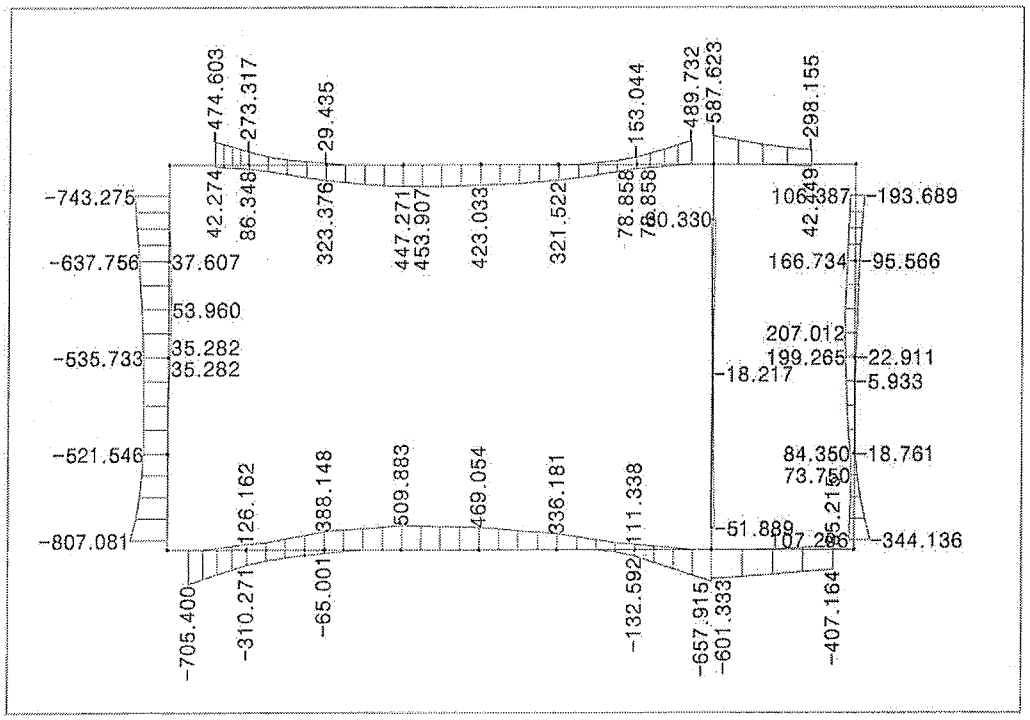
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

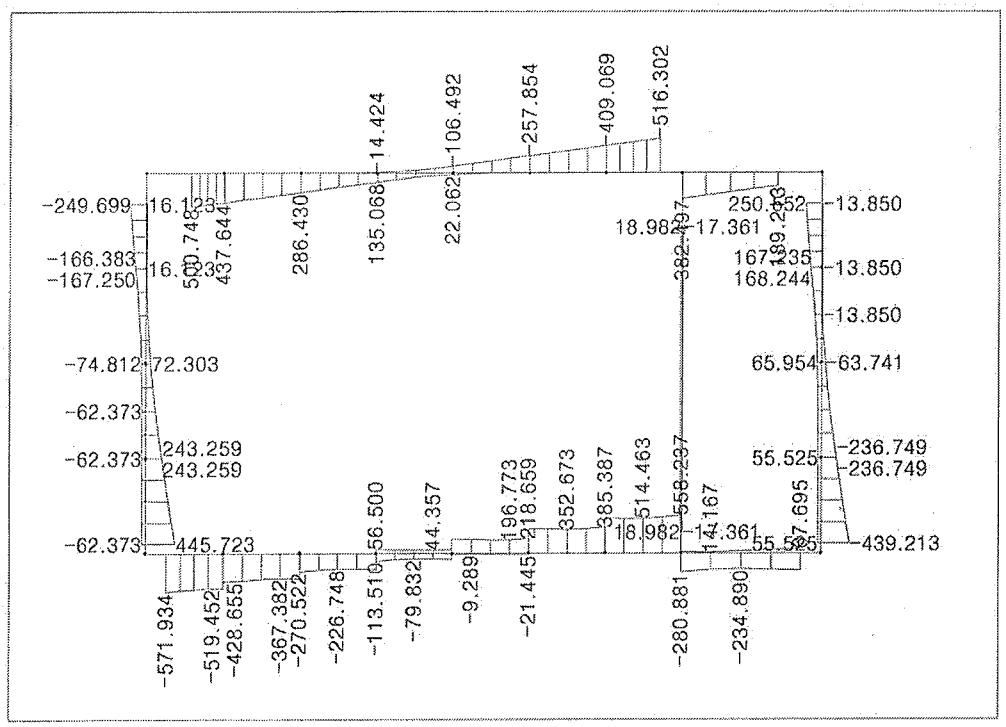
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

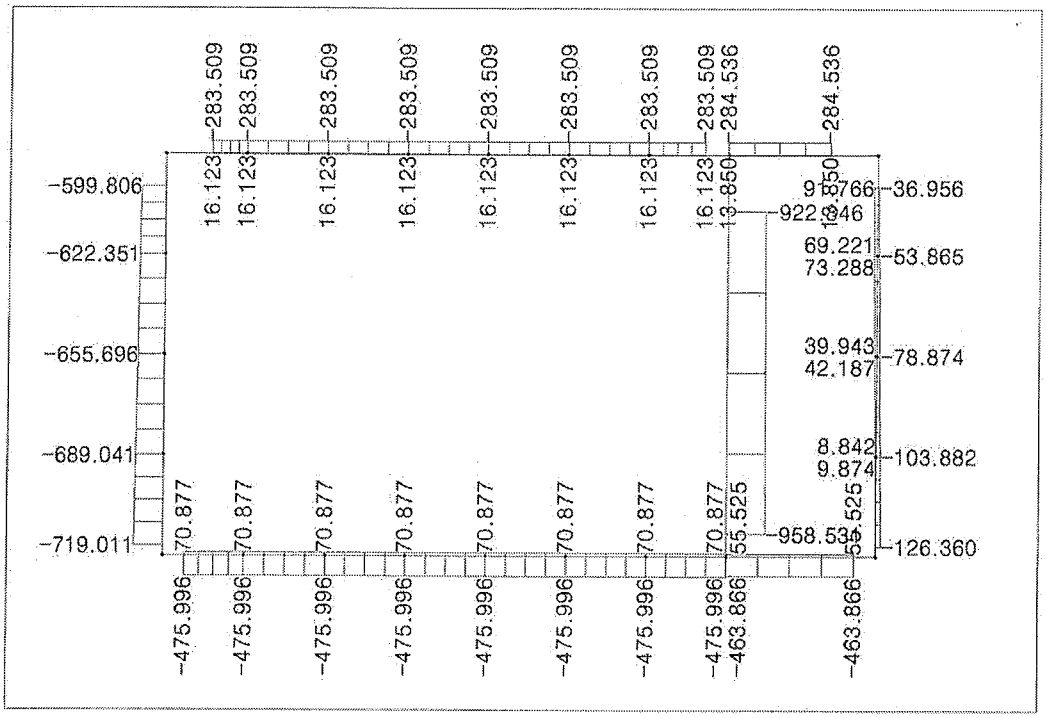
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



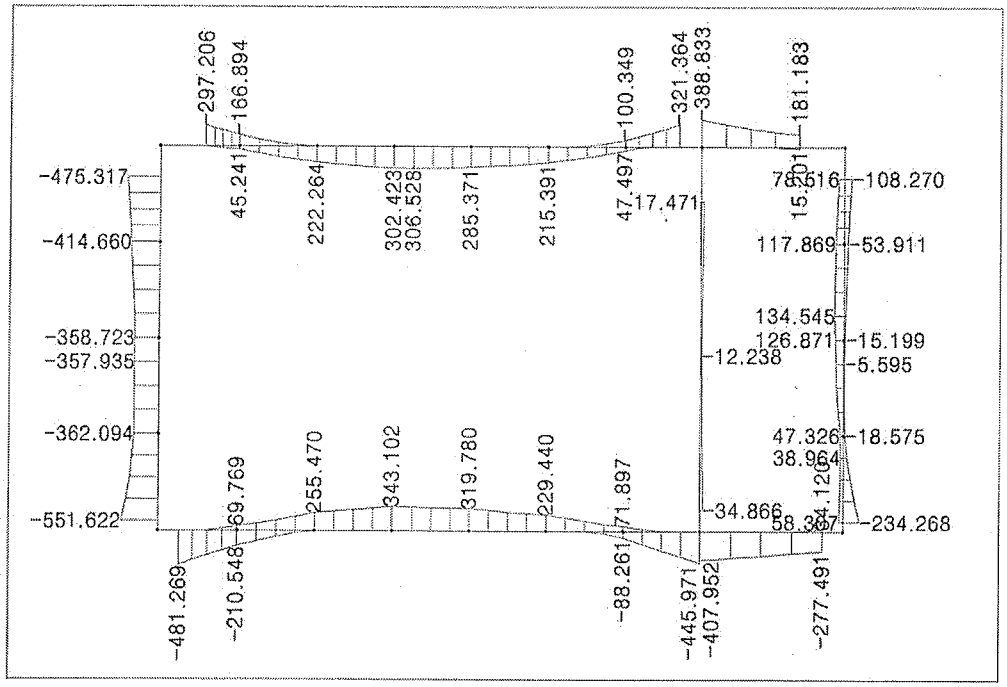

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



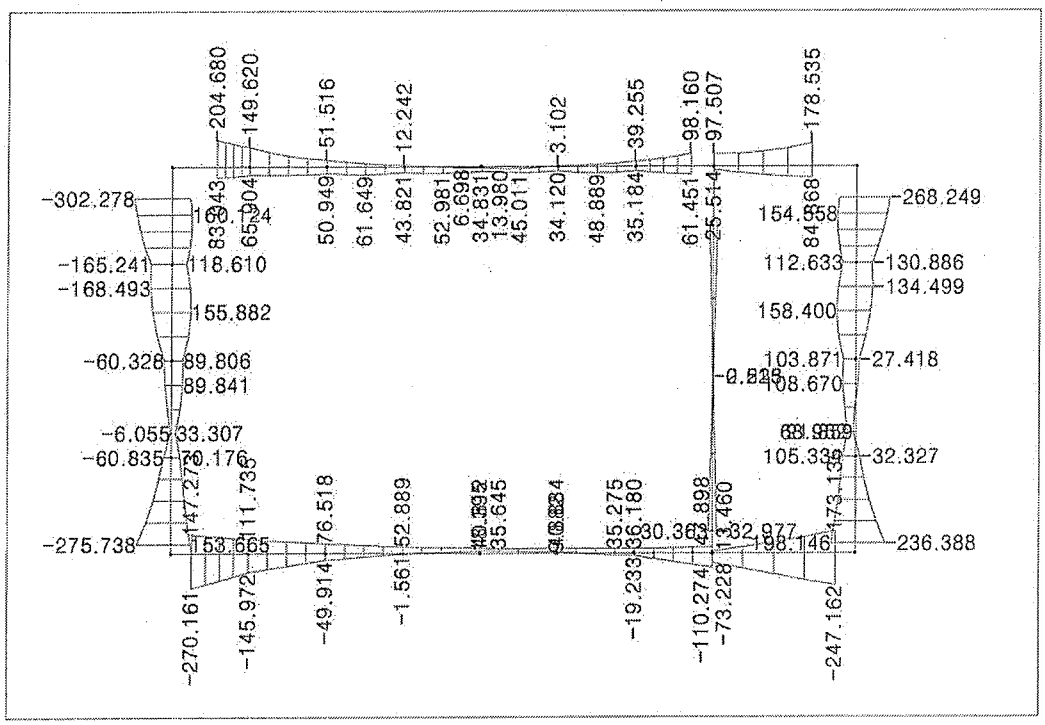
5) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 474.60 | 434.49 | 283.51 | 297.21 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 42.27 | 434.49 | 283.51 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 0.00 | 97.26 | 283.51 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 453.91 | 97.26 | 283.51 | 306.53 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 489.73 | 450.06 | 283.51 | 321.36 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 0.00 | 450.06 | 283.51 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 587.62 | 270.99 | 284.54 | 388.83 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 0.00 | 270.99 | 284.54 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 298.16 | 189.21 | 284.54 | 181.18 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 42.45 | 189.21 | 284.54 | 15.20 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 298.16 | 256.12 | 284.54 | 181.18 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 42.45 | 256.12 | 284.54 | 15.20 | 1000.00 | 700.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 0.00 | 426.83 | 476.00 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 705.40 | 426.83 | 476.00 | 481.27 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 509.88 | 233.05 | 476.00 | 343.10 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 0.00 | 233.05 | 476.00 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 0.00 | 515.80 | 476.00 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 657.92 | 515.80 | 476.00 | 445.97 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 0.00 | 236.65 | 463.87 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 601.33 | 236.65 | 463.87 | 407.95 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 44.52 | 243.42 | 463.87 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 451.84 | 243.42 | 463.87 | 308.77 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 85.22 | 235.68 | 463.87 | 34.12 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 407.16 | 235.68 | 463.87 | 277.49 | 1000.00 | 700.00 | |

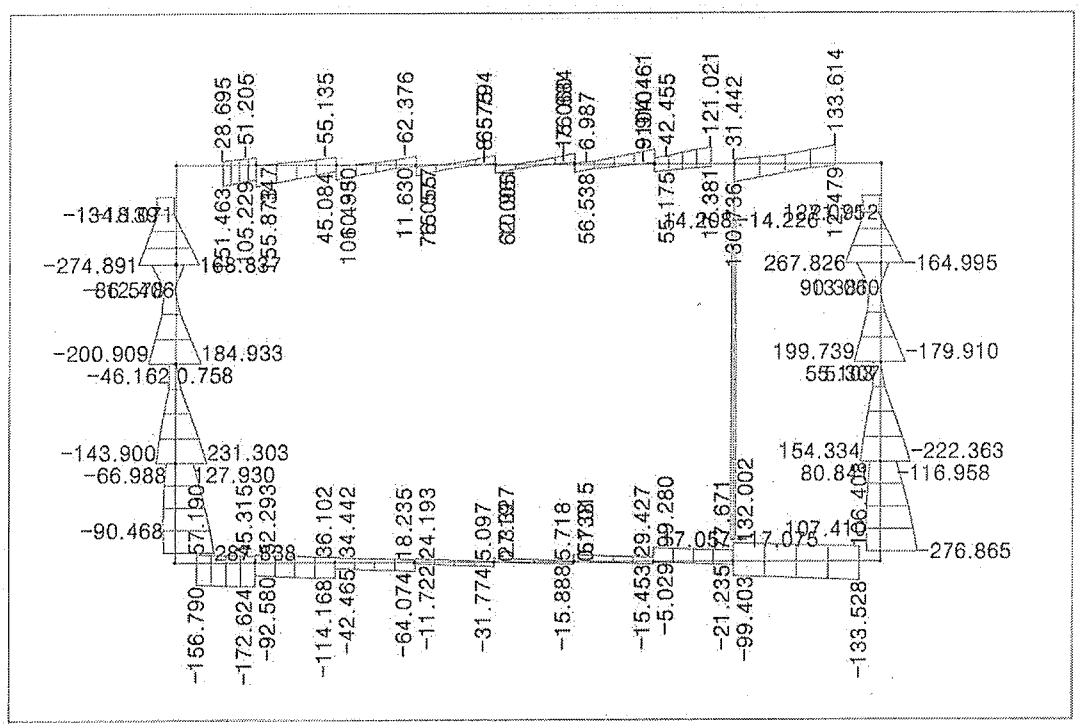
| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | 743.28 | 166.38 | 599.81 | 475.32 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 0.00 | 166.38 | 599.81 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 535.73 | 81.33 | 655.70 | 358.72 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 35.28 | 81.33 | 655.70 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 690.84 | 445.72 | 711.52 | 476.21 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 0.00 | 445.72 | 711.52 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 193.69 | 250.55 | 91.77 | 108.27 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 106.39 | 250.55 | 91.77 | 78.52 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 22.91 | 202.19 | 78.87 | 15.20 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 199.27 | 202.19 | 78.87 | 126.87 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 229.71 | 439.21 | 120.74 | 160.20 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 91.89 | 439.21 | 120.74 | 49.61 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 30.33 | 18.98 | 922.85 | 17.47 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 51.22 | 18.98 | 922.85 | 31.30 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 11.51 | 18.98 | 931.77 | 5.17 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 34.01 | 18.98 | 931.77 | 21.32 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 24.30 | 18.98 | 958.53 | 11.53 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 51.89 | 18.98 | 958.53 | 34.87 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

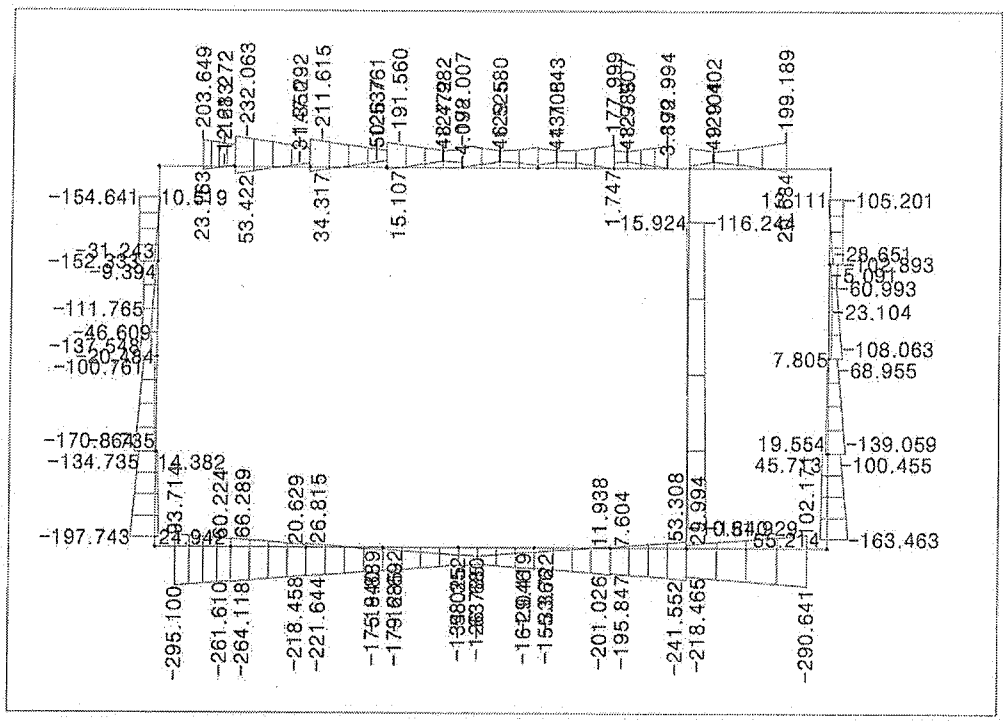
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)




3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN


-154.641
-31.243
-9.394
-111.765
-46.609
-100.761
-170.735
-134.735
-197.743
14.382
24.94
-295.100
-261.610
-264.118
-218.458
-221.644
-201.026
-195.847
-241.552
-218.465
-290.641
-105.201
-28.651
-60.993
-23.104
-108.063
-68.955
-139.059
-100.455
-163.463
7.805
19.554
45.713
15.924
116.24
1.747
34.317
15.107
53.422
211.615
-191.560
199.189
53.308
11.938
7.604
20.629
26.815
66.289
60.224

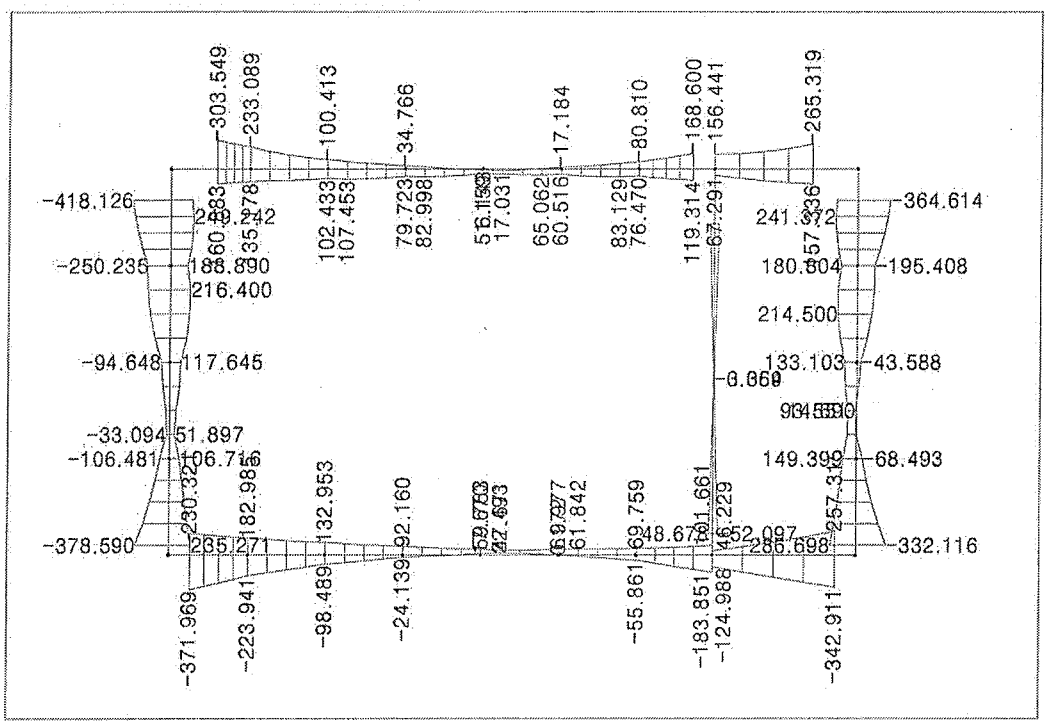
4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 204.68 | 153.57 | 203.65 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 83.04 | 153.57 | 203.65 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 2.52 | 48.36 | 170.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 51.83 | 48.36 | 170.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 98.16 | 72.49 | 172.99 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 61.45 | 72.49 | 172.99 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 97.51 | 75.31 | 156.20 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 25.51 | 75.31 | 156.20 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 178.54 | 133.61 | 199.19 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 84.87 | 133.61 | 199.19 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 178.54 | 85.66 | 199.19 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 84.87 | 85.66 | 199.19 | 1000.00 | 700.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 147.27 | 93.03 | 295.10 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 270.16 | 93.03 | 295.10 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 52.89 | 64.07 | 175.94 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 1.56 | 64.07 | 175.94 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 47.90 | 93.43 | 241.55 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 110.27 | 93.43 | 241.55 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 13.46 | 120.19 | 218.47 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 73.23 | 120.19 | 218.47 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 123.82 | 125.00 | 272.60 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 207.91 | 125.00 | 272.60 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 173.14 | 118.61 | 290.64 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 247.16 | 118.61 | 290.64 | 1000.00 | 700.00 | |

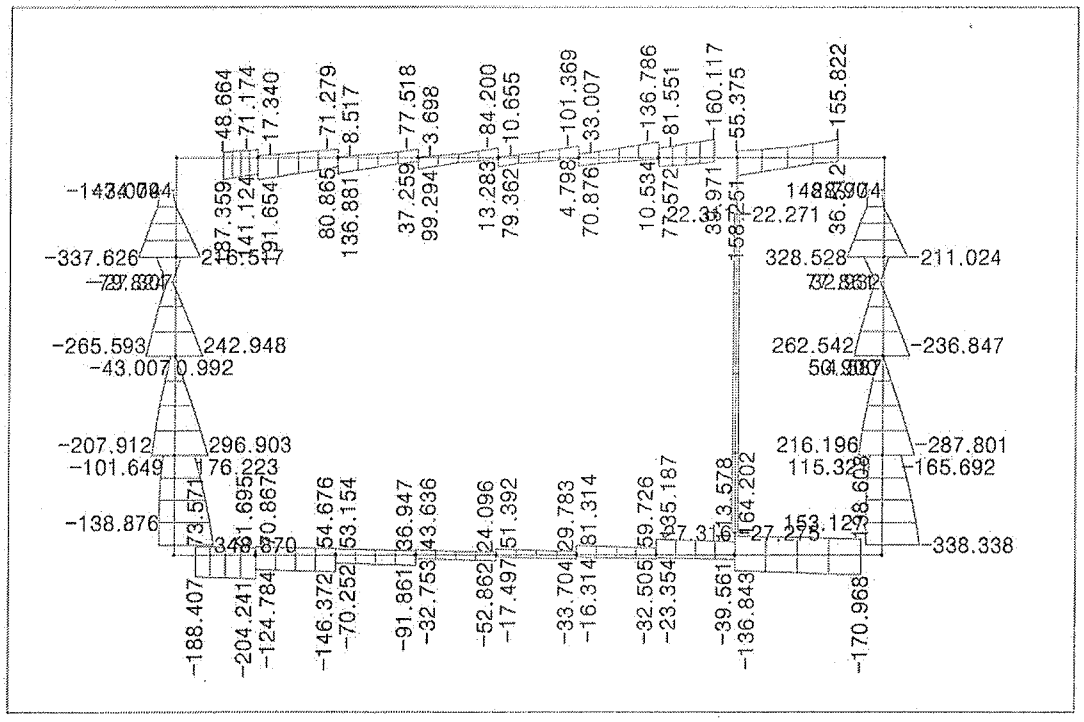
| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | 302.28 | 274.89 | 154.64 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 149.59 | 274.89 | 154.64 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 60.33 | 168.87 | 152.91 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 89.81 | 168.87 | 152.91 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 200.04 | 287.84 | 197.74 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 129.74 | 287.84 | 197.74 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 268.25 | 148.50 | 105.20 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 143.22 | 148.50 | 105.20 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 27.42 | 181.35 | 139.06 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 103.87 | 181.35 | 139.06 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 168.29 | 276.87 | 163.46 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 168.90 | 276.87 | 163.46 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 29.07 | 14.23 | 116.24 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 31.78 | 14.23 | 116.24 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 14.62 | 14.96 | 125.17 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 17.36 | 14.96 | 125.17 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 30.36 | 14.23 | 151.93 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 32.98 | 14.23 | 151.93 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

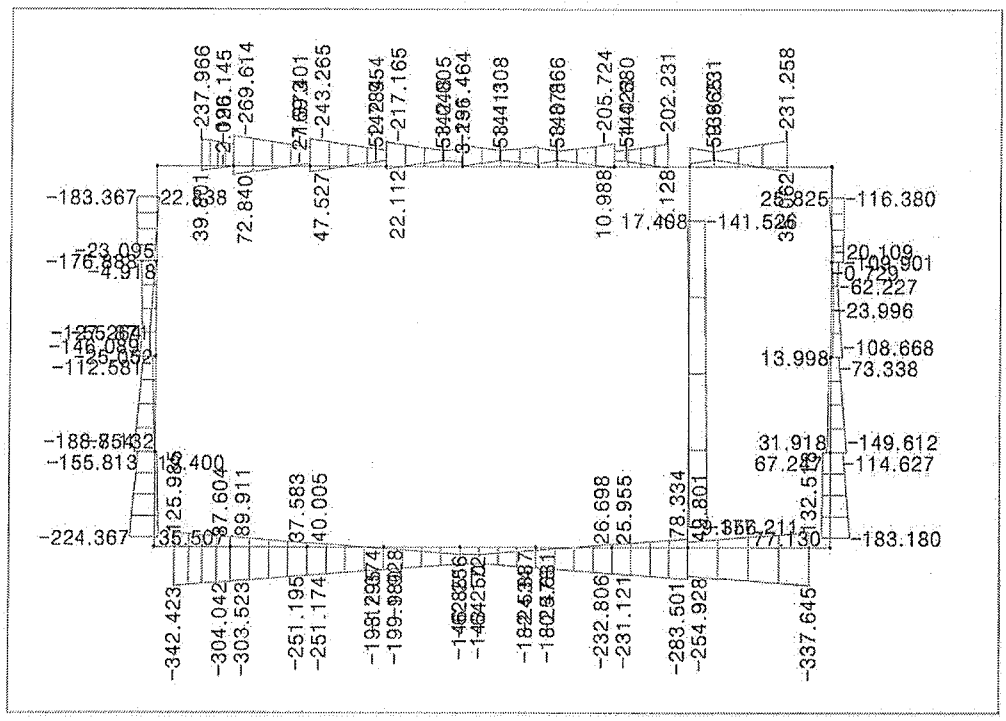
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 303.55 | 189.35 | 237.97 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 160.88 | 189.35 | 237.97 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 19.43 | 71.60 | 192.11 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 83.00 | 71.60 | 192.11 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 168.60 | 111.59 | 202.23 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 119.31 | 111.59 | 202.23 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 156.44 | 98.71 | 167.91 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 67.29 | 98.71 | 167.91 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 265.32 | 155.82 | 231.26 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 157.34 | 155.82 | 231.26 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 265.32 | 108.53 | 231.26 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 157.34 | 108.53 | 231.26 | 1000.00 | 700.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 230.32 | 125.23 | 342.42 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 371.97 | 125.23 | 342.42 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 92.16 | 91.86 | 198.80 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 24.14 | 91.86 | 198.80 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 101.66 | 129.34 | 283.50 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 183.85 | 129.34 | 283.50 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 46.23 | 152.59 | 254.93 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 124.99 | 152.59 | 254.93 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 194.08 | 162.44 | 316.97 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 292.31 | 162.44 | 316.97 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 257.32 | 154.69 | 337.65 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 342.91 | 154.69 | 337.65 | 1000.00 | 700.00 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | 418.13 | 337.63 | 183.37 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 240.87 | 337.63 | 183.37 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 94.65 | 227.69 | 178.51 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 117.65 | 227.69 | 178.51 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 286.14 | 348.87 | 224.37 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 198.37 | 348.87 | 224.37 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 364.61 | 148.79 | 116.38 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 232.23 | 148.79 | 116.38 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 43.59 | 242.31 | 149.61 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 133.10 | 242.31 | 149.61 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 247.95 | 338.34 | 183.18 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 244.53 | 338.34 | 183.18 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 46.40 | 22.31 | 141.53 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 49.65 | 22.31 | 141.53 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 23.64 | 23.59 | 150.45 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 26.96 | 23.59 | 150.45 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 48.68 | 22.31 | 177.21 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 52.10 | 22.31 | 177.21 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 20 | 30 | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -474.60 | - | -303.55 | -204.68 | -474.60 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 42.27 | - | 160.88 | 83.04 | 160.88 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | - | - | -19.43 | -2.52 | -19.43 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 453.91 | - | 83.00 | 51.83 | 453.91 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -489.73 | - | -168.60 | -98.16 | -489.73 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | - | - | 119.31 | 61.45 | 119.31 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -587.62 | - | -156.44 | -97.51 | -587.62 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | - | - | 67.29 | 25.51 | 67.29 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -298.16 | - | -265.32 | -178.54 | -298.16 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 42.45 | - | 157.34 | 84.87 | 157.34 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -298.16 | - | -265.32 | -178.54 | -298.16 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 42.45 | - | 157.34 | 84.87 | 157.34 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | - | - | 230.32 | 147.27 | 230.32 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -705.40 | - | -371.97 | -270.16 | -705.40 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 509.88 | - | 92.16 | 52.89 | 509.88 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | - | - | -24.14 | -1.56 | -24.14 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | - | - | 101.66 | 47.90 | 101.66 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | -657.92 | - | -183.85 | -110.27 | -657.92 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | - | - | 46.23 | 13.46 | 46.23 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -601.33 | - | -124.99 | -73.23 | -601.33 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 44.52 | - | 194.08 | 123.82 | 194.08 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -451.84 | - | -292.31 | -207.91 | -451.84 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 85.22 | - | 257.32 | 173.14 | 257.32 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -407.16 | - | -342.91 | -247.16 | -407.16 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | -743.28 | - | -418.13 | -302.28 | -743.28 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | - | - | 240.87 | 149.59 | 240.87 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -535.73 | - | -94.65 | -60.33 | -535.73 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 35.28 | - | 117.65 | 89.81 | 117.65 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -690.84 | - | -286.14 | -200.04 | -690.84 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | - | - | 198.37 | 129.74 | 198.37 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | -193.69 | - | -364.61 | -268.25 | -364.61 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 106.39 | - | 232.23 | 143.22 | 232.23 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -22.91 | - | -43.59 | -27.42 | -43.59 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 199.27 | - | 133.10 | 103.87 | 199.27 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -229.71 | - | -247.95 | -168.29 | -247.95 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 91.89 | - | 244.53 | 168.90 | 244.53 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | 30.33 | - | 46.40 | 29.07 | 46.40 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -51.22 | - | -49.65 | -31.78 | -51.22 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 11.51 | - | 23.64 | 14.62 | 23.64 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -34.01 | - | -26.96 | -17.36 | -34.01 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 24.30 | - | 48.68 | 30.36 | 48.68 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -51.89 | - | -52.10 | -32.98 | -52.10 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 434.49 | - | 189.35 | 153.57 | 434.49 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 434.49 | - | 189.35 | 153.57 | 434.49 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 97.26 | - | 71.60 | 48.36 | 97.26 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 97.26 | - | 71.60 | 48.36 | 97.26 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -450.06 | - | -111.59 | -72.49 | -450.06 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | -450.06 | - | -111.59 | -72.49 | -450.06 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 270.99 | - | -98.71 | -75.31 | 270.99 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 270.99 | - | -98.71 | -75.31 | 270.99 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 189.21 | - | -155.82 | -133.61 | 189.21 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 189.21 | - | -155.82 | -133.61 | 189.21 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 256.12 | - | -108.53 | -85.66 | 256.12 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 256.12 | - | -108.53 | -85.66 | 256.12 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | -426.83 | - | -125.23 | -93.03 | -426.83 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -426.83 | - | -125.23 | -93.03 | -426.83 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | -233.05 | - | -91.86 | -64.07 | -233.05 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | -233.05 | - | -91.86 | -64.07 | -233.05 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 515.80 | - | 129.34 | 93.43 | 515.80 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 515.80 | - | 129.34 | 93.43 | 515.80 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | -236.65 | - | -152.59 | 120.19 | -236.65 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -236.65 | - | -152.59 | 120.19 | -236.65 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | -243.42 | - | -162.44 | -125.00 | -243.42 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -243.42 | - | -162.44 | -125.00 | -243.42 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | -235.68 | - | -154.69 | 118.61 | -235.68 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -235.68 | - | -154.69 | 118.61 | -235.68 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | -166.38 | - | -337.63 | -274.89 | -337.63 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | -166.38 | - | -337.63 | -274.89 | -337.63 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -81.33 | - | -227.69 | -168.87 | -227.69 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | -81.33 | - | -227.69 | -168.87 | -227.69 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 445.72 | - | 348.87 | 287.84 | 445.72 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 445.72 | - | 348.87 | 287.84 | 445.72 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 250.55 | - | 148.79 | 148.50 | 250.55 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 250.55 | - | 148.79 | 148.50 | 250.55 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -202.19 | - | -242.31 | -181.35 | -242.31 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | -202.19 | - | -242.31 | -181.35 | -242.31 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -439.21 | - | -338.34 | -276.87 | -439.21 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | -439.21 | - | -338.34 | -276.87 | -439.21 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 18.98 | - | 22.31 | -14.23 | 22.31 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 18.98 | - | 22.31 | -14.23 | 22.31 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 18.98 | - | 23.59 | -14.96 | 23.59 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 18.98 | - | 23.59 | -14.96 | 23.59 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 18.98 | - | 22.31 | -14.23 | 22.31 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 18.98 | - | 22.31 | -14.23 | 22.31 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -283.51 | - | -237.97 | -203.65 | -283.51 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | -283.51 | - | -237.97 | -203.65 | -283.51 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | -283.51 | - | -192.11 | -170.37 | -283.51 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | -283.51 | - | -192.11 | -170.37 | -283.51 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -283.51 | - | -202.23 | -172.99 | -283.51 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | -283.51 | - | -202.23 | -172.99 | -283.51 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -284.54 | - | -167.91 | -156.20 | -284.54 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | -284.54 | - | -167.91 | -156.20 | -284.54 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -284.54 | - | -231.26 | -199.19 | -284.54 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | -284.54 | - | -231.26 | -199.19 | -284.54 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -284.54 | - | -231.26 | -199.19 | -284.54 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | -284.54 | - | -231.26 | -199.19 | -284.54 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | -476.00 | - | -342.42 | -295.10 | -476.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -476.00 | - | -342.42 | -295.10 | -476.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | -476.00 | - | -198.80 | -175.94 | -476.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | -476.00 | - | -198.80 | -175.94 | -476.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | -476.00 | - | -283.50 | -241.55 | -476.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | -476.00 | - | -283.50 | -241.55 | -476.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | -463.87 | - | -254.93 | -218.47 | -463.87 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -463.87 | - | -254.93 | -218.47 | -463.87 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | -463.87 | - | -316.97 | -272.60 | -463.87 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -463.87 | - | -316.97 | -272.60 | -463.87 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | -463.87 | - | -337.65 | -290.64 | -463.87 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -463.87 | - | -337.65 | -290.64 | -463.87 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | -599.81 | - | -183.37 | -154.64 | -599.81 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | -599.81 | - | -183.37 | -154.64 | -599.81 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -655.70 | - | -178.51 | -152.91 | -655.70 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | -655.70 | - | -178.51 | -152.91 | -655.70 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -711.52 | - | -224.37 | -197.74 | -719.01 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | -711.52 | - | -224.37 | -197.74 | -719.01 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | 91.77 | - | -116.38 | -105.20 | -116.38 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 91.77 | - | -116.38 | -105.20 | -116.38 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -78.87 | - | -149.61 | -139.06 | -149.61 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | -78.87 | - | -149.61 | -139.06 | -149.61 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -120.74 | - | -183.18 | -163.46 | -183.18 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | -120.74 | - | -183.18 | -163.46 | -183.18 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | -922.85 | - | -141.53 | -116.24 | -922.85 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -922.85 | - | -141.53 | -116.24 | -922.85 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | -931.77 | - | -150.45 | -125.17 | -931.77 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -931.77 | - | -150.45 | -125.17 | -931.77 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | -958.53 | - | -177.21 | -151.93 | -958.53 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -958.53 | - | -177.21 | -151.93 | -958.53 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -297.21 | - | - | - | -297.21 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 306.53 | - | - | - | 306.53 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -321.36 | - | - | - | -321.36 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | - | - | - | - | - | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -388.83 | - | - | - | -388.83 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -181.18 | - | - | - | -181.18 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 15.20 | - | - | - | 15.20 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -181.18 | - | - | - | -181.18 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 15.20 | - | - | - | 15.20 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | - | - | - | - | - | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -481.27 | - | - | - | -481.27 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 343.10 | - | - | - | 343.10 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (상면) | 17 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (하면) | 18 | -445.97 | - | - | - | -445.97 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | - | - | - | - | - | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -407.95 | - | - | - | -407.95 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -308.77 | - | - | - | -308.77 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 34.12 | - | - | - | 34.12 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -277.49 | - | - | - | -277.49 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | -475.32 | - | - | - | -475.32 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -358.72 | - | - | - | -358.72 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | - | - | - | - | - | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -476.21 | - | - | - | -476.21 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | - | - | - | - | - | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | -108.27 | - | - | - | -108.27 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 78.52 | - | - | - | 78.52 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -15.20 | - | - | - | -15.20 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 126.87 | - | - | - | 126.87 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -160.20 | - | - | - | -160.20 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 49.61 | - | - | - | 49.61 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 17.47 | - | - | - | 17.47 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -31.30 | - | - | - | -31.30 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 5.17 | - | - | - | 5.17 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -21.32 | - | - | - | -21.32 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 11.53 | - | - | - | 11.53 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -34.87 | - | - | - | -34.87 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 1 | 1000 | 717 | 474.60 | 635.10 | 1995.96 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.34 |
| | | 좌측(하면) | 1 | 1000 | 620 | 160.88 | 319.30 | 771.48 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.99 |
| | | 중앙부(상면) | 2 | 1000 | 600 | 19.43 | 229.89 | 95.37 | H19 - 4.0EA | 1146.00 | 11.83 |
| | | 중앙부(하면) | 2 | 1000 | 620 | 453.91 | 546.47 | 2222.70 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.20 |
| | | 우측(상면) | 3 | 1000 | 717 | 489.73 | 635.06 | 2061.40 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.30 |
| | | 우측(하면) | 3 | 1000 | 620 | 119.31 | 546.47 | 570.58 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 4.58 |
| | 2경간 | 좌측(상면) | 4 | 1000 | 767 | 587.62 | 680.83 | 2315.24 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.16 |
| | | 좌측(하면) | 4 | 1000 | 620 | 67.29 | 546.47 | 320.66 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 8.12 |
| | | 중앙부(상면) | 5 | 1000 | 717 | 298.16 | 635.02 | 1242.39 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 2.13 |
| | | 중앙부(하면) | 5 | 1000 | 620 | 157.34 | 546.47 | 754.37 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 3.47 |
| | | 우측(상면) | 6 | 1000 | 717 | 298.16 | 635.02 | 1242.39 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 2.13 |
| | | 우측(하면) | 6 | 1000 | 620 | 157.34 | 319.30 | 754.29 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 2.03 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 7 | 1000 | 620 | 230.32 | 319.30 | 1109.65 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.39 |
| | | 좌측(하면) | 7 | 1000 | 600 | 705.40 | 778.25 | 3651.50 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.10 |
| | | 중앙부(상면) | 8 | 1000 | 620 | 509.88 | 546.47 | 2507.15 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 1.07 |
| | | 중앙부(하면) | 8 | 1000 | 600 | 24.14 | 308.77 | 118.53 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 12.79 |
| | | 우측(상면) | 9 | 1000 | 620 | 101.66 | 546.47 | 485.58 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 5.38 |
| | | 우측(하면) | 9 | 1000 | 600 | 657.92 | 691.47 | 3392.21 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.05 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 620 | 46.23 | 546.47 | 219.98 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 11.82 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 600 | 601.33 | 691.47 | 3086.03 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.15 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 620 | 194.08 | 546.47 | 932.93 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 2.82 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 600 | 451.84 | 691.47 | 2291.12 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.53 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 620 | 257.31 | 546.47 | 1241.97 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 2694.40 | 2.12 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 600 | 407.16 | 691.47 | 2057.38 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.70 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 957 | 743.27 | 1373.53 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3488.80 | 1.85 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 820 | 240.87 | 1513.99 | - | H16 - 4.0EA | 3488.80 | 6.29 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 800 | 535.73 | 1518.01 | - | H25 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3967.20 | 2.83 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 820 | 117.65 | 1932.12 | - | H16 - 4.0EA | 3967.20 | 16.42 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 800 | 690.84 | 1693.68 | - | H25 - 8.0EA | 4848.00 | 2.45 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 820 | 198.37 | 2129.25 | - | H16 - 4.0EA | 4848.00 | 10.73 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 967 | 364.61 | 1023.94 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3840.40 | 2.81 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 820 | 232.23 | 437.28 | - | H19 - 4.0EA | 3840.40 | 1.88 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 800 | 43.59 | 2206.74 | - | H19 - 8.0EA | 3438.00 | 50.63 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 820 | 199.26 | 489.91 | - | H19 - 4.0EA | 3438.00 | 2.46 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 800 | 247.95 | 1302.89 | - | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4721.20 | 5.25 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 820 | 244.53 | 489.75 | - | H19 - 4.0EA | 4721.20 | 2.00 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 389.7 | 434.5 | 693.79 | 2.00 | 37.32 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 389.7 | 97.3 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 389.7 | 450.1 | 693.79 | 2.00 | 50.29 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 389.7 | 271.0 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 389.7 | 189.2 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 389.7 | 256.1 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 402.7 | 426.8 | 895.23 | 2.00 | 19.46 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 402.7 | 233.1 | 648.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 402.7 | 515.8 | 895.23 | 2.00 | 91.21 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 10 | 402.7 | 236.6 | 648.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 402.7 | 243.4 | 648.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 402.7 | 235.7 | 648.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 544.4 | 337.6 | 949.79 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 546.7 | 227.7 | 952.10 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 549.3 | 445.7 | 954.71 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 524.4 | 250.6 | 929.85 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 525.8 | 242.3 | 931.23 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 527.2 | 439.2 | 932.61 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.75 | 716.75 | 100.00 | 474.60 | 434.49 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.75 - 55.248) / 55.248 = 0.03592

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1995.964 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.350]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (716.75 - a/2) = 635.102 kN.m

≥ Mu (= 474.603 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.338]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 434.494 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (434.494-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 37.319 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 434.494 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 700.0 | 620.0 | 80.0 | 160.883 | 434.494 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 31.750 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 620 - 31.750 ) / 31.750 = 0.0556

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 771.478 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 13.302 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (620.0 - a / 2) = 319.299 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 ㎜

≥ Mu (160.883 kN · m) [안전률 1.985] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=434.494 kN), 전단보강 필요.

Av_req = ( 434.494 - 402.702 ) x 150 / ( 400 x 620 x Φ ) x 1000 = 25.639 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x ( 536.936 + 418.955 ) = 716.918 kN ≥ 434.494 kN ∴ - O.K -

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 19.43 | 97.26 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 23.499) / 23.499 = 0.07360

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 95.371 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 12.016]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00191

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (600.00 - a/2) = 229.893 kN.m

≥ Mu (= 19.429 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.833]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 97.264 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 453.91 | 97.26 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2222.702 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.212]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 453.907 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.204]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 97.264 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.71 | 716.71 | 100.00 | 489.73 | 450.06 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.71 - 55.248) / 55.248 = 0.03592

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2061.400 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.307]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (716.71 - a/2) = 635.062 kN.m

≥ Mu (= 489.732 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.297]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 450.062 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (450.062-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 50.292 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 450.062 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 119.31 | 450.06 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 570.581 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.722]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 119.314 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.580]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 450.062 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (450.062-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 38.194 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 450.062 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 866.67 | 766.67 | 100.00 | 587.62 | 270.99 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (766.67 - 55.248) / 55.248 = 0.03863

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2315.238 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.164]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00351

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (766.67 - a/2) = 680.830 kN.m

≥ Mu (= 587.623 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.159]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 270.989 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 67.29 | 270.99 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 320.664 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 8.403]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 67.291 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 270.989 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.67 | 716.67 | 100.00 | 298.16 | 189.21 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 55.248) / 55.248 = 0.03592

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1242.390 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.169]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (716.67 - a/2) = 635.025 kN.m

≥ Mu (= 298.155 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.130]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 189.213 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 157.34 | 189.21 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 754.375 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.572]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 157.336 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.473]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 189.213 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.67 | 716.67 | 100.00 | 298.16 | 256.12 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 55.248) / 55.248 = 0.03592

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1242.390 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.169]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (716.67 - a/2) = 635.025 kN.m

≥ Mu (= 298.155 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.130]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 256.120 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 700.0 | 620.0 | 80.0 | 157.336 | 256.120 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 31.750 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 620 - 31.750 ) / 31.750 = 0.0556

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 754.289 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 13.009 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (620.0 - a / 2) = 319.299 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 ㎜

≥ Mu (157.336 kN · m) [안전률 2.029] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

≥ Vu (=256.120kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 700.0 | 620.0 | 80.0 | 230.321 | 426.833 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 31.750 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 620 - 31.750 ) / 31.750 = 0.0556

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 1109.646 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 19.043 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (620.0 - a / 2) = 319.299 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 ㎜

≥ Mu (230.321 kN · m) [안전률 1.386] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=426.833 kN), 전단보강 필요.

Av_req = ( 426.833 - 402.702 ) x 150 / ( 400 x 620 x Φ ) x 1000 = 19.46 kN

Av_use = 397.200 ㎟ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.20 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x ( 536.936 + 656.704 ) = 895.230 kN ≥ 426.833 kN ∴ - O.K -

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 705.40 | 426.83 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01866

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3651.501 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.110]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00676

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 778.248 kN.m

≥ Mu (= 705.400 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.103]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 426.833 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (426.833-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 30.934 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 426.833 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 509.88 | 233.05 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2507.152 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.075]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 509.883 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.072]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 233.054 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 24.14 | 233.05 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05369

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 118.530 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 13.063]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00258

ρmax ≥ ρuse. As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 308.770 kN.m

≥ Mu (= 24.139 kN.m) ∴ O.K [안전률 12.792]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 233.054 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 101.66 | 515.80 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 485.576 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.549]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 101.661 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.375]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 515.799 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (515.799-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 91.208 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 656.704) = 895.230 kN ≥ 515.799 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 657.92 | 515.80 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02155

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3392.208 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.054]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 691.468 kN.m

≥ Mu (= 657.915 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.051]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 515.799 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (515.799-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 105.073 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 515.799 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 46.23 | 236.65 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 219.981 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 12.248]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 46.229 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.821]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 236.648 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 601.33 | 236.65 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02155

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3086.035 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.159]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 691.468 kN.m

≥ Mu (= 601.333 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.150]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 236.648 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 194.08 | 243.42 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 932.934 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.888]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 194.084 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.816]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 243.422 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 451.84 | 243.42 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02155

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2291.123 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.560]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 691.468 kN.m

≥ Mu (= 451.836 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.530]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 243.422 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 700.0 | 620.0 | 80.0 | 257.315 | 235.678 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 55.248 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 620 - 55.248 ) / 55.248 = 0.0307

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 1241.968 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 21.275 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm + H19 @ 250.0mm = 2694.4 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0044

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2694.4 x 400 x (620.0 - a / 2) = 546.469 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 ㎜

≥ Mu (257.315 kN · m) [안전률 2.124] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

≥ Vu (=235.678kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 257.32 | 235.68 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03067

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1242.352 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.169]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00435

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 546.469 kN.m

≥ Mu (= 257.315 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.124]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 235.678 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 407.16 | 235.68 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02155

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2057.383 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.738]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 691.468 kN.m

≥ Mu (= 407.164 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.698]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 235.678 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,057 | 100 | 957 | 599.806 | 743.275 | 1239.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0033) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1057.0 x 1000.0 = 24258150.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (24258150.0 x 528.50 + 1077760.0 x 100.000 + 317760.0 x 977.000) / 25653670.0

= 516.053 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 574.20 mm, ab = k1 x cb = 488.07 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 488070.000 = 11201.206 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 11201.206 + 299.529 - 1077.760 = 10422.975 kN

Mb = Cc x 296.912 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3912.242 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 375.348 mm, e = Mu/Pu = 1239.192 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.52 mm, a = k1 x c = 98.19 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98189.719 = 2253.454 kN

∑Csi = 128.318 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 2253.454 + 128.318 - 1077.760 = 1304.012 kN

Mn = Cc x 466.958 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1615.919 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1239.190) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1057.00 - 100.00 = 957.000 mm

c = 115.517 mm, a = k1 x c = 98.190 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (957.00-115.52) / 115.52 = 0.02185

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20458.882 kN ≥ Pn = 1304.012 kN

ΦPn = 0.85 x 1304.012 = 1108.410 kN ≥ Pu = 599.806 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.239 = 1373.532 kN.m ≥ Mu = 743.275 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 544.351 kN

≥ Vu (= 337.626 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 599.806 | 240.873 | 401.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22050520.0

= 461.775 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 317.760 = 10295.854 kN

Mb = Cc x 229.125 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2663.994 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 258.744 mm, e = Mu/Pu = 401.585 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 204.48 mm, a = k1 x c = 173.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 173808.632 = 3988.908 kN

∑Csi = 764.196 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 3988.908 + 764.196 - 317.760 = 4435.344 kN

Mn = Cc x 374.871 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1781.169 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=401.585) | = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 204.481 mm, a = k1 x c = 173.809 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-204.48) / 204.48 = 0.00903

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17576.362 kN ≥ Pn = 4435.344 kN

ΦPn = 0.85 x 4435.344 = 3770.043 kN ≥ Pu = 599.806 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.402 = 1513.992 kN.m ≥ Mu = 240.873 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 557.960 kN

≥ Vu (= 337.626 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 655.696 | 535.733 | 817 |

㉯ 철근비 검토

As = 3172.800 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1269120.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1269120.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 22241880.0

= 435.315 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1269.120 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 1269.120 = 8394.009 kN

Mb = Cc x 260.685 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2981.729 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 355.221 mm, e = Mu/Pu = 817.044 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 165.42 mm, a = k1 x c = 140.61 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 140610.695 = 3227.015 kN

∑Csi = 227.903 kN, ∑Tsi = 1269.120 kN

Pn = 3227.015 + 227.903 - 1269.120 = 2185.799 kN

Mn = Cc x 365.010 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1785.895 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=817.045) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 165.424 mm, a = k1 x c = 140.611 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-165.42) / 165.42 = 0.01151

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17720.666 kN ≥ Pn = 2185.799 kN

ΦPn = 0.85 x 2185.799 = 1857.929 kN ≥ Pu = 655.696 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.817 = 1518.010 kN.m ≥ Mu = 535.733 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 546.656 kN

≥ Vu (= 227.685 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 655.696 | 117.645 | 179.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3172.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1269120.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1269120.0 x 800.000) / 22241880.0

= 464.685 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1196.304 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1196.304 - 317.760 = 10476.234 kN

Mb = Cc x 226.215 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2694.518 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 257.203 mm, e = Mu/Pu = 179.421 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 649.79 mm, a = k1 x c = 552.32 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 552321.663 = 12675.782 kN

∑Csi = 1196.304 kN, ∑Tsi = 124.854 kN

Pn = 12675.782 + 1196.304 - 124.854 = 13747.233 kN

Mn = Cc x 188.524 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2466.572 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=179.423) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 649.790 mm, a = k1 x c = 552.322 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-649.79) / 649.79 = 0.00079

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17720.666 kN ≥ Pn = 13747.233 kN

ΦPn = 0.78 x 13747.233 = 10768.666 kN ≥ Pu = 655.696 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.179 = 1932.122 kN.m ≥ Mu = 117.645 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 560.322 kN

≥ Vu (= 227.685 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 719.011 | 690.843 | 960.8 |

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 22594200.0

= 430.086 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 1621.440 = 8041.689 kN

Mb = Cc x 265.914 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3141.914 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 390.703 mm, e = Mu/Pu = 960.824 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 176.97 mm, a = k1 x c = 150.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 150427.341 = 3452.307 kN

∑Csi = 242.946 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3452.307 + 242.946 - 1621.440 = 2073.813 kN

Mn = Cc x 354.873 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1992.569 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=960.824) | = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 176.973 mm, a = k1 x c = 150.427 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-176.97) / 176.97 = 0.01056

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17986.351 kN ≥ Pn = 2073.813 kN

ΦPn = 0.85 x 2073.813 = 1762.741 kN ≥ Pu = 719.011 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.961 = 1693.684 kN.m ≥ Mu = 690.843 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 549.267 kN

≥ Vu (= 445.723 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 719.011 | 198.369 | 275.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1621440.0 x 800.000) / 22594200.0
= 469.914 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1528.410 - 317.760 = 10808.340 kN

Mb = Cc x 220.986 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2749.365 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 254.374 mm, e = Mu/Pu = 275.892 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 442.99 mm, a = k1 x c = 376.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 376545.486 = 8641.719 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 8641.719 + 1528.410 - 317.760 = 9852.369 kN

Mn = Cc x 281.641 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2718.092 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=275.882) | = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 442.995 mm, a = k1 x c = 376.545 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-442.99) / 442.99 = 0.00255

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17986.351 kN ≥ Pn = 9852.369 kN

ΦPn = 0.78 x 9852.369 = 7717.689 kN ≥ Pu = 719.011 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.276 = 2129.247 kN.m ≥ Mu = 198.369 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 562.998 kN
≥ Vu (= 445.723 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,067 | 100 | 967 | 116.38 | 364.614 | 3133 |

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0036) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1066.7 x 1000.0 = 24480000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 458400.0 N

Xp = (24480000.0 x 533.33 + 1077760.0 x 100.000 + 458400.0 x 986.667) / 26016160.0

= 523.369 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 580.00 mm, ab = k1 x cb = 493.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 493000.000 = 11314.350 kN, ∑Csi = 432.099 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 11314.350 + 432.099 - 1077.760 = 10668.689 kN

Mb = Cc x 296.797 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4014.548 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 376.293 mm, e = Mu/Pu = 3132.954 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 76.55 mm, a = k1 x c = 65.07 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 65066.134 = 1493.268 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1108.764 kN

Pn = 1493.268 + 0.000 - 1108.764 = 384.504 kN

Mn = Cc x 490.836 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1204.634 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=3132.960)| = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1066.67 - 100.00 = 966.667 mm

c = 76.548 mm, a = k1 x c = 65.066 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (966.67-76.55) / 76.55 = 0.03488

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20742.418 kN ≥ Pn = 384.504 kN

ΦPn = 0.85 x 384.504 = 326.828 kN ≥ Pu = 116.380 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.133 = 1023.937 kN.m ≥ Mu = 364.614 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 524.415 kN

≥ Vu (= 250.552 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 116.38 | 232.231 | 1995.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0043) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 458400.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 458400.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22191160.0

= 459.355 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 458.400 = 10155.214 kN

Mb = Cc x 231.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2742.258 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 270.035 mm, e = Mu/Pu = 1995.451 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 70.84 mm, a = k1 x c = 60.21 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 60210.076 = 1381.821 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1124.009 kN

Pn = 1381.821 + 0.000 - 1124.009 = 257.812 kN

Mn = Cc x 429.250 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 514.453 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1995.457) | = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 70.835 mm, a = k1 x c = 60.210 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-70.84) / 70.84 = 0.03173

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17682.418 kN ≥ Pn = 257.812 kN

ΦPn = 0.85 x 257.812 = 219.140 kN ≥ Pu = 116.380 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.995 = 437.283 kN.m ≥ Mu = 232.231 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 537.525 kN

≥ Vu (= 250.552 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 149.612 | 43.588 | 291.3 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 458400.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 100.000 + 458400.0 x 820.000) / 22030200.0

= 443.133 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 432.099 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9363.600 + 432.099 - 916.800 = 8878.899 kN

Mb = Cc x 252.867 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2845.170 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 320.442 mm, e = Mu/Pu = 291.344 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 512.97 mm, a = k1 x c = 436.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 436024.475 = 10006.762 kN

∑Csi = 432.099 kN, ∑Tsi = 769.487 kN

Pn = 10006.762 + 432.099 - 769.487 = 9669.374 kN

Mn = Cc x 225.121 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2817.039 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=291.336)| = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 512.970 mm, a = k1 x c = 436.024 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-512.97) / 512.97 = 0.00168

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17561.038 kN ≥ Pn = 9669.374 kN

ΦPn = 0.78 x 9669.374 = 7574.343 kN ≥ Pu = 149.612 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.291 = 2206.743 kN.m ≥ Mu = 43.588 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 525.785 kN

≥ Vu (= 242.311 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 149.612 | 199.265 | 1331.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 458400.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 458400.0 x 80.000 + 916800.0 x 800.000) / 22030200.0

= 456.867 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 9597.690 + 864.199 - 458.400 = 10003.489 kN

Mb = Cc x 234.033 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2715.471 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 271.452 mm, e = Mu/Pu = 1331.880 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 72.47 mm, a = k1 x c = 61.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 61596.652 = 1413.643 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 980.901 kN

Pn = 1413.643 + 0.000 - 980.901 = 432.743 kN

Mn = Cc x 426.068 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 576.363 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1331.884) | = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 72.467 mm, a = k1 x c = 61.597 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-72.47) / 72.47 = 0.03095

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17561.038 kN ≥ Pn = 432.743 kN

ΦPn = 0.85 x 432.743 = 367.831 kN ≥ Pu = 149.612 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.332 = 489.907 kN.m ≥ Mu = 199.265 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 538.930 kN

≥ Vu (= 242.311 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 183.18 | 247.945 | 1353.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1146.000 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 458400.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1430080.0 x 100.000 + 458400.0 x 820.000) / 22543480.0

= 435.321 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 432.099 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 9363.600 + 432.099 - 1430.080 = 8365.619 kN

Mb = Cc x 260.679 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3086.651 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 368.969 mm, e = Mu/Pu = 1353.558 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 120.80 mm, a = k1 x c = 102.68 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 102682.447 = 2356.562 kN

∑Csi = 205.946 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 2356.562 + 205.946 - 1430.080 = 1132.428 kN

Mn = Cc x 383.980 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1532.815 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1353.565) | = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 120.803 mm, a = k1 x c = 102.682 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-120.80) / 120.80 = 0.01687

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17948.103 kN ≥ Pn = 1132.428 kN

ΦPn = 0.85 x 1132.428 = 962.564 kN ≥ Pu = 183.180 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.354 = 1302.886 kN.m ≥ Mu = 247.945 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 527.169 kN

≥ Vu (= 439.213 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 183.18 | 244.528 | 1334.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 1146.000 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 458400.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 458400.0 x 80.000 + 1430080.0 x 800.000) / 22543480.0

= 464.679 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 9597.690 + 1348.029 - 458.400 = 10487.319 kN

Mb = Cc x 226.221 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2799.556 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 266.947 mm, e = Mu/Pu = 1334.906 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 77.52 mm, a = k1 x c = 65.89 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 65889.893 = 1512.173 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1080.551 kN

Pn = 1512.173 + 0.000 - 1080.551 = 431.622 kN

Mn = Cc x 431.734 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 576.179 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1334.915) | = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 77.518 mm, a = k1 x c = 65.890 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-77.52) / 77.52 = 0.02873

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17948.103 kN ≥ Pn = 431.622 kN

ΦPn = 0.85 x 431.622 = 366.879 kN ≥ Pu = 183.180 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.335 = 489.748 kN.m ≥ Mu = 244.528 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 540.349 kN

≥ Vu (= 439.213 kN) , 전단보강 불필요.

## 16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

## 17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

| 부재 | 폭 | 두께 | 높이 | CTC | 축력 | 모멘트 | 축력×CTC | 모멘트×CTC | 해석모델 | 조합 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W1 | 1.00 | 0.30 | 3.75 | - | 958.53 | 28.37 | 958.53 | 28.37 | 상시 | 29 |
| | | | | | 2.67 | 52.10 | 2.67 | 52.10 | 지진(붕괴) | 6 |

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \geq 958.53\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.000 | 300 | 80 | 220 | 958.531 | 28.367 | 29.6 |

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 169.536 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2574.990 + 169.536 - 317.760 = 2426.766 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 275.902 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 113.691 mm, e = Mu/Pu = 29.594 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 284.63 mm, a = k1 x c = 241.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 241939.240 = 5552.506 kN

∑Csi = 389.532 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5552.506 + 389.532 - 0.000 = 5942.037 kN

Mn = Cc x 29.030 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 175.858 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=29.596) | = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 284.634 mm, a = k1 x c = 241.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-284.63) / 284.63 = -0.00068

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 5942.037 kN

ΦPn = 0.65 x 5942.037 = 3862.324 kN ≥ Pu = 958.531 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.030 = 114.301 kN.m ≥ Mu = 28.367 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 175.506 kN

≥ Vu (= 27.316 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 2.665 | 52.097 | 19548.2 |

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 169.536 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2574.990 + 169.536 - 317.760 = 2426.766 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 275.902 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 113.691 mm, e = Mu/Pu = 19548.207 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 32.81 mm, a = k1 x c = 27.89 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 27885.589 = 639.974 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 639.974 + 0.000 - 635.520 = 4.454 kN

Mn = Cc x 136.057 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 87.073 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=19548.203) | = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 32.807 mm, a = k1 x c = 27.886 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-32.81) / 32.81 = 0.01712

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 4.454 kN

ΦPn = 0.85 x 4.454 = 3.786 kN ≥ Pu = 2.665 kN ∴ O.K

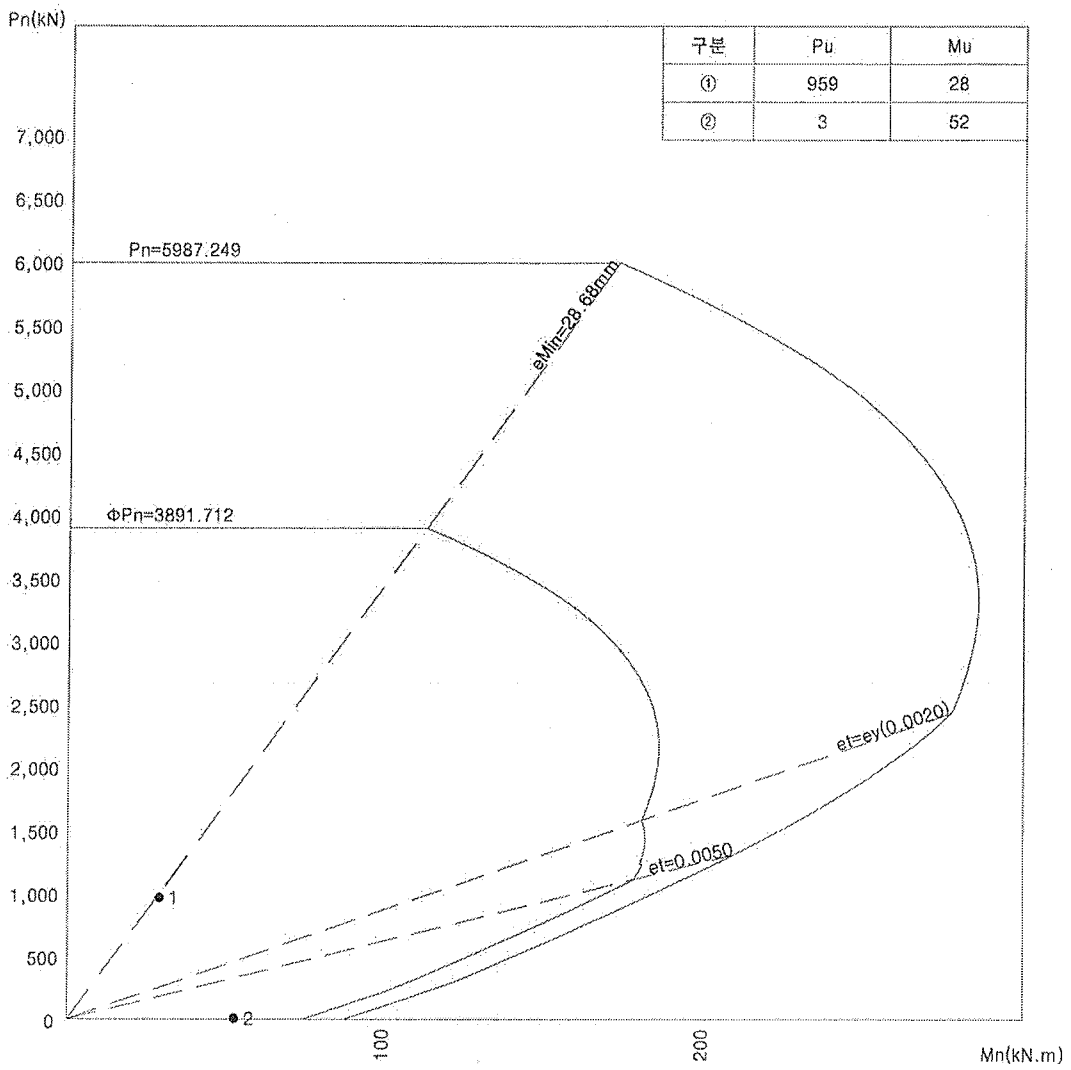
ΦMn = ΦPn x 19.548 = 74.012 kN.m ≥ Mu = 52.097 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 142.985 kN

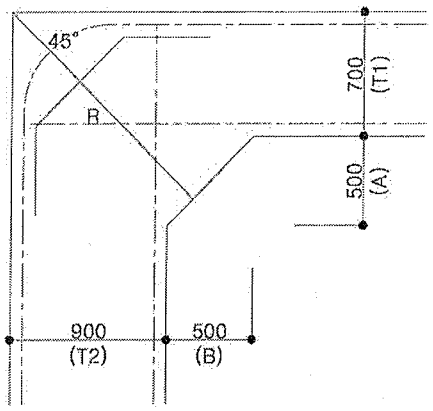
≥ Vu (= 27.316 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 959 28
② 3 52
7,000
6,500
6,000
5,500
5,000
4,500
4,000
3,500
3,000
2,500
2,000
1,500
1,000
500
0
Pn=5987.249
ΦPn=3891.712
eMin=28.68mm
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
100
200
Mn(kN.m)

# 18. 절점부 검토

1) 좌측상단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 475.317 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 475.317 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 475.32 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 1.078 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 475.32 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 3556.615 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb

= 3556.615 mm² - 1146.000 mm²

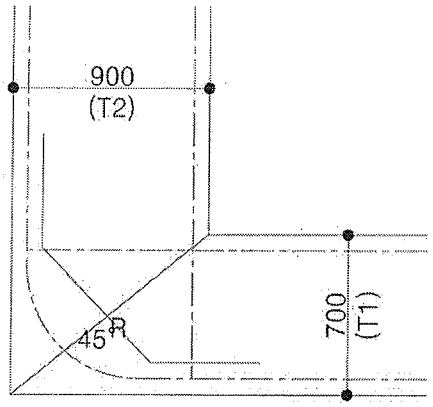
= 2410.615 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2410.615 mm² ) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 551.622 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 551.622 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 551.62 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 2.122 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 551.62 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 5375.608 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5375.608 mm² - 2026.800 mm²

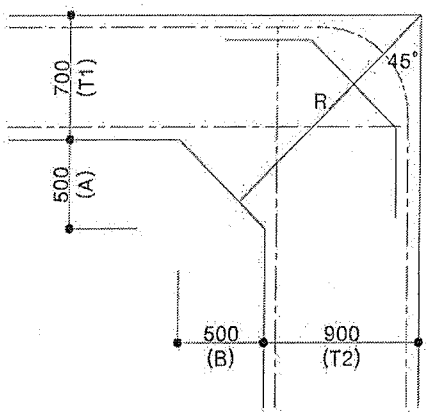
= 3348.808 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3348.808 mm² ) ----------> O.K !!!

3) 우측상단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 181.183 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 181.183 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 $mm^2$

∴ Total Asb = 1146.000 $mm^2$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 181.18 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 0.411 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0024974 + √(2 x 0.0175 + (0.0175)² ) = 0.170

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.170 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 78516500.000 / (1548.400 x 620.000 x 0.943)

= 86.710 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 86.710 x 1548.400 = 134262.009 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0013976 + √(2 x 0.0098 + (0.0098)² ) = 0.130

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.130 /3 = 0.957

fs = Mo / (As x d x j) = 78516500.000 / (1146.000 x 820.000 x 0.957)

= 87.351 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 87.351 x 1146.000 = 100104.254 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

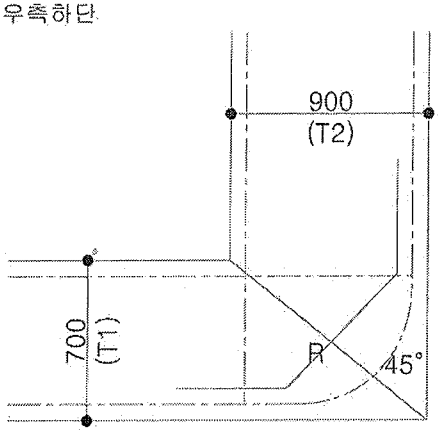
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(134262.009² + 100104.254² ) / 180.0

As = 930.405 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 277.491 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 277.491 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 $mm^2$

∴ Total Asb = 1548.400 $mm^2$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 277.49 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.067 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 277.49 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 2704.174\ mm^2$$

Asb = 1548.400 $mm^2$

Req'd As = As - Asb

= 2704.174 $mm^2$ - 1548.400 $mm^2$

= 1155.774 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 $mm^2$ > Req'd As (= 1155.774 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0024974 + √(2 x 0.0175 + (0.0175)² ) = 0.170

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.170 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 58306832.000 / (1548.400 x 620.000 x 0.943)

= 64.391 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 64.391 x 1548.400 = 99703.787 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0013976 + √(2 x 0.0098 + (0.0098)² ) = 0.130

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.130 /3 = 0.957

fs = Mo / (As x d x j) = 58306832.000 / (1146.000 x 820.000 x 0.957)

= 64.867 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 64.867 x 1146.000 = 74338.030 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(99703.787² + 74338.030² ) / 180.0

As = 690.924 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

## 19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 717 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 254.310 | O.K | 2.034 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 600 | H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 225.472 | O.K | 1.804 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 717 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 218.439 | O.K | 1.748 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 4 | 767 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 168.173 | O.K | 1.345 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 717 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 559.549 | O.K | 4.476 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 6420.225 | O.K | 51.362 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 717 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 559.549 | O.K | 4.476 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 6420.225 | O.K | 51.362 |
| 하부슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 600 | H25 - 8.0EA | 125 | 144.220 | O.K | 1.154 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 183.049 | O.K | 1.464 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 600 | H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (상면) | 9 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (하면) | 9 | 600 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 128.458 | O.K | 1.028 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측(하면) | 10 | 600 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 160.815 | O.K | 1.287 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 600 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 282.738 | O.K | 2.262 |
| | | 우측(상면) | 12 | 620 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 2860.233 | O.K | 22.882 |
| | | 우측(하면) | 12 | 600 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 339.266 | O.K | 2.714 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 957 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 179.105 | O.K | 1.433 |
| | | 상부 | 13 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 | 14 | 800 | H25 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 299.554 | O.K | 2.396 |
| | | 중앙부 | 14 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 하부 | 15 | 800 | H25 - 8.0EA | 125 | 275.833 | O.K | 2.207 |
| | | 하부 | 15 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 967 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 1425.135 | O.K | 11.401 |
| | | 상부 | 16 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 721.228 | O.K | 2.885 |
| | | 중앙부 | 17 | 800 | H19 - 8.0EA | 125 | 7141.318 | O.K | 57.131 |
| | | 중앙부 | 17 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 381.683 | O.K | 1.527 |
| | | 하부 | 18 | 800 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1041.983 | O.K | 8.336 |
| | | 하부 | 18 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 1141.506 | O.K | 4.566 |

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 297.206 x 1000000 / [2694.400 x (716.750 - 146.647/3)]
= 165.160 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.8/(7x2694.400)]
= 146.647 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.16) - 2.5 x 89.00 = 254.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 165.16) = 381.45 mm
Sa는 작은 값인 254.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 254.31 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 306.528 x 1000000 / [2694.400 x (620.000 - 135.227/3)]
= 197.878 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2694.400)]
= 135.227 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 197.88) - 2.5 x 69.00 = 225.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 197.88) = 318.38 mm
Sa는 작은 값인 225.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 225.47 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 321.364 x 1000000 / [2694.400 x (716.707 - 146.642/3)]
= 178.596 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2694.400)]
= 146.642 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.60) - 2.5 x 89.00 = 218.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.60) = 352.75 mm
Sa는 작은 값인 218.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 218.44 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 388.833 x 1000000 / [2694.400 x (766.667 - 152.240/3)]
= 201.575 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x766.7/(7x2694.400)]
= 152.240 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 201.58) - 2.5 x 89.00 = 168.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.58) = 312.54 mm
Sa는 작은 값인 168.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 168.17 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 181.183 x 1000000 / [2694.400 x (716.666 - 146.637/3)]
= 100.697 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2694.400)]
= 146.637 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 100.70) - 2.5 x 89.00 = 559.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 100.70) = 625.64 mm
Sa는 작은 값인 559.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 559.55 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15.201 x 1000000 / [2694.400 x (620.000 - 135.227/3)]
= 9.813 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2694.400)]
= 135.227 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 9.81) - 2.5 x 69.00 = 7852.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 9.81) = 6420.22 mm
Sa는 작은 값인 6420.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 6420.22 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 181.183 x 1000000 / [2694.400 x (716.666 - 146.637/3)]
= 100.697 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2694.400)]
= 146.637 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 100.70) - 2.5 x 89.00 = 559.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 100.70) = 625.64 mm
Sa는 작은 값인 559.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 559.55 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15.201 x 1000000 / [2694.400 x (620.000 - 135.227/3)]
= 9.813 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2694.400)]
= 135.227 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 9.81) - 2.5 x 69.00 = 7852.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 9.81) = 6420.22 mm
Sa는 작은 값인 6420.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 6420.22 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 481.269 x 1000000 / [4053.600 x (600.000 - 158.321/3)]
= 216.960 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x4053.600)]
= 158.321 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 216.96) - 2.5 x 87.50 = 144.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 216.96) = 290.38 mm
Sa는 작은 값인 144.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.22 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 343.102 x 1000000 / [2694.400 x (620.000 - 135.227/3)]
= 221.488 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2694.400)]
= 135.227 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.49) - 2.5 x 69.00 = 183.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.49) = 284.44 mm
Sa는 작은 값인 183.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 183.05 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 445.971 x 1000000 / [3575.200 x (600.000 - 150.068/3)]
= 226.810 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3575.200)]
= 150.068 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.81) - 2.5 x 87.50 = 128.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 226.81) = 277.77 mm
Sa는 작은 값인 128.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 128.46 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 407.952 x 1000000 / [3575.200 x (600.000 - 150.068/3)]
= 207.474 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3575.200)]
= 150.068 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.47) - 2.5 x 87.50 = 160.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.47) = 303.65 mm
Sa는 작은 값인 160.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 160.82 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 308.770 x 1000000 / [3575.200 x (600.000 - 150.068/3)]
= 157.033 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3575.200)]
= 150.068 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.03) - 2.5 x 87.50 = 282.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.03) = 401.19 mm
Sa는 작은 값인 282.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.74 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.120 x 1000000 / [2694.400 x (620.000 - 135.227/3)]
= 22.026 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2694.400)]
= 135.227 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 22.03) - 2.5 x 69.00 = 3402.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 22.03) = 2860.23 mm
Sa는 작은 값인 2860.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2860.23 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 277.491 x 1000000 / [3575.200 x (600.000 - 150.068/3)]
= 141.125 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3575.200)]
= 150.068 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 141.12) - 2.5 x 87.50 = 339.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 141.12) = 446.41 mm
Sa는 작은 값인 339.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 339.27 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 475.317 x 1000000 / [2694.400 x (957.000 - 172.072/3)]
= 196.088 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x957.0/(7x2694.400)]
= 172.072 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.09) - 2.5 x 89.00 = 179.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 196.09) = 321.28 mm
Sa는 작은 값인 179.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 179.10 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 358.723 x 1000000 / [3172.800 x (800.000 - 167.602/3)]
= 151.938 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3172.800/1000.0 + 7x3172.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x3172.800)]
= 167.602 mm

사용철근량 = 3172.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 3172.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 151.94) - 2.5 x 87.50 = 299.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 151.94) = 414.64 mm
Sa는 작은 값인 299.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 299.55 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 476.206 x 1000000 / [4053.600 x (800.000 - 186.579/3)]
= 159.225 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4053.600)]
= 186.579 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.23) - 2.5 x 87.50 = 275.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 159.23) = 395.67 mm
Sa는 작은 값인 275.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 275.83 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 108.270 x 1000000 / [2694.400 x (966.667 - 173.024/3)]
= 44.206 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x966.7/(7x2694.400)]
= 173.024 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 44.21) - 2.5 x 89.00 = 1558.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 44.21) = 1425.13 mm

Sa는 작은 값인 1425.13 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1425.13 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 78.516 x 1000000 / [1146.000 x (820.000 - 106.958/3)]
= 87.351 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1146.000)]
= 106.958 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 87.35) - 2.5 x 70.50 = 725.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 87.35) = 721.23 mm

Sa는 작은 값인 721.23 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 721.23 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15.199 x 1000000 / [2292.000 x (800.000 - 144.977/3)]
= 8.822 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2292.000)]
= 144.977 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 8.82) - 2.5 x 90.50 = 8700.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 8.82) = 7141.32 mm
Sa는 작은 값인 7141.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 7141.32 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 126.871 x 1000000 / [1146.000 x (820.000 - 106.958/3)]
= 141.146 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1146.000)]
= 106.958 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 141.15) - 2.5 x 70.50 = 381.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 141.15) = 446.35 mm
Sa는 작은 값인 381.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 381.68 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 160.202 x 1000000 / [3575.200 x (800.000 - 176.638/3)]
= 60.462 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x3575.200)]
= 176.638 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.46) - 2.5 x 87.50 = 1083.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 60.46) = 1041.98 mm
Sa는 작은 값인 1041.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1041.98 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 49.608 x 1000000 / [1146.000 x (820.000 - 106.958/3)]
= 55.190 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1146.000)]
= 106.958 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 55.19) - 2.5 x 70.50 = 1250.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.19) = 1141.51 mm
Sa는 작은 값인 1141.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1141.51 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 1.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.70 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ( fy = 400 MPa 인 경우 )

| 부재 | 최소두께 또는 높이 (mm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 단 순 지 지 | 일 단 연 속 | 양 단 연 속 | 캔 틸 레 버 |
| 1방향 슬래브 | l / 20 | l / 24 | l / 28 | l / 10 |
| 1보 | l / 16 | l / 18.5 | l / 21 | l / 8 |

Tmin = L / 28

T = 1.900 / 28

T = 0.068 m < 0.700 m ----------> O.K

# 20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

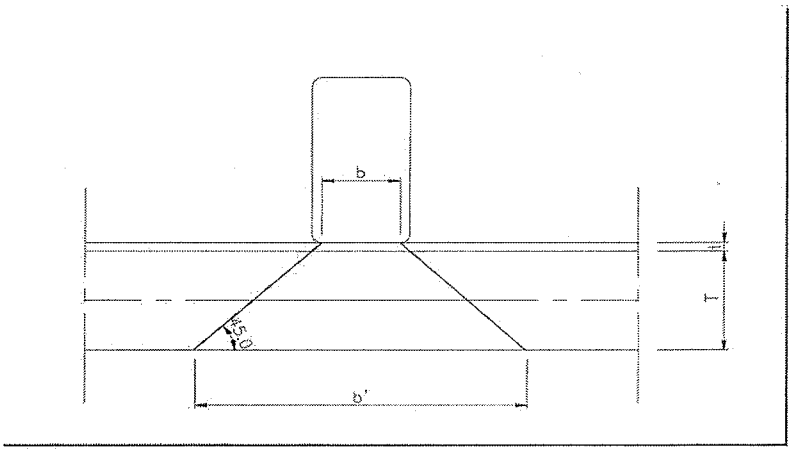
1) 고정하중

- 구체자중 = 585.100 / 10.000 = 58.510 kN/m²
- 상부연직하중 = 39.810 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

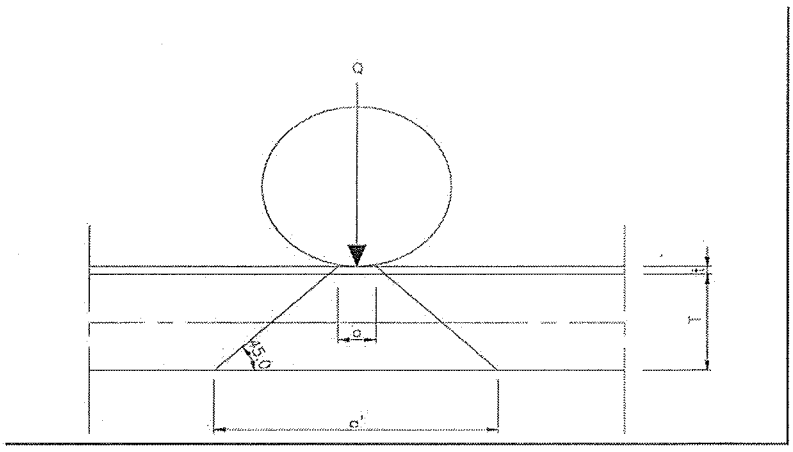
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 39.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중




t = 80 mm (암거내부 포장두께)
T = 700 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × ( 0.700 + 0.080 ) × cot 45°
= 2.060 m




a' = 0.200 + 2 × ( 0.700 + 0.080 ) × cot 45°
= 1.760 m

Qz = 96.0 / ( 2.060 × 1.760 )= 26.478 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 58.51 + 39.81 + 39.00 + 1.84 + 26.48

= 165.638 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 472.540 kN/m² ≥ Qmax = 165.638 kN/m² ..... O.K

## 20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.400 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 4.968 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.000 | × | 1.000 | × | 19.000 | | | = | 190.000 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.000 | × | 0.990 | × | 10.000 | | | = | 99.000 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.000 | × | 0.990 | × | 10.000 | | | = | 99.000 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 1009.868 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 0.990 \times 19.000 + 0.990^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 8.630$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 8.630 = 12.088$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1009.868 + 12.088 = 1021.956$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.000 \times 6.630 \times 10.000$

$= 663.000$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1021.956 / 663.000$

$= 1.541 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -3.7 m ( 보링주상도 NTB-29 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.400 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 4.968 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.000 | × | 3.700 | × | 19.000 | | | = | 703.000 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.000 | × | -1.710 | × | 10.000 | | | = | -171.000 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.000 | × | -1.710 | × | 10.000 | | | = | -171.000 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 982.868 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 3.700^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 47.336$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 3.700 \times -1.710 \times 19.000 + -1.710^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= -38.433$ kN/m

∴ $\Sigma = 47.336 + -38.433 = 8.904$ kN/m

(3) 저항력

$R = 982.868 + 8.904 = 991.772$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.000 \times 3.930 \times 10.000$

$= 393.000$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 991.772 / 393.000$

$= 2.524 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

## 2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{175.000}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{302.200}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.747 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.747 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{314.700}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.861 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.861 m 이하유지

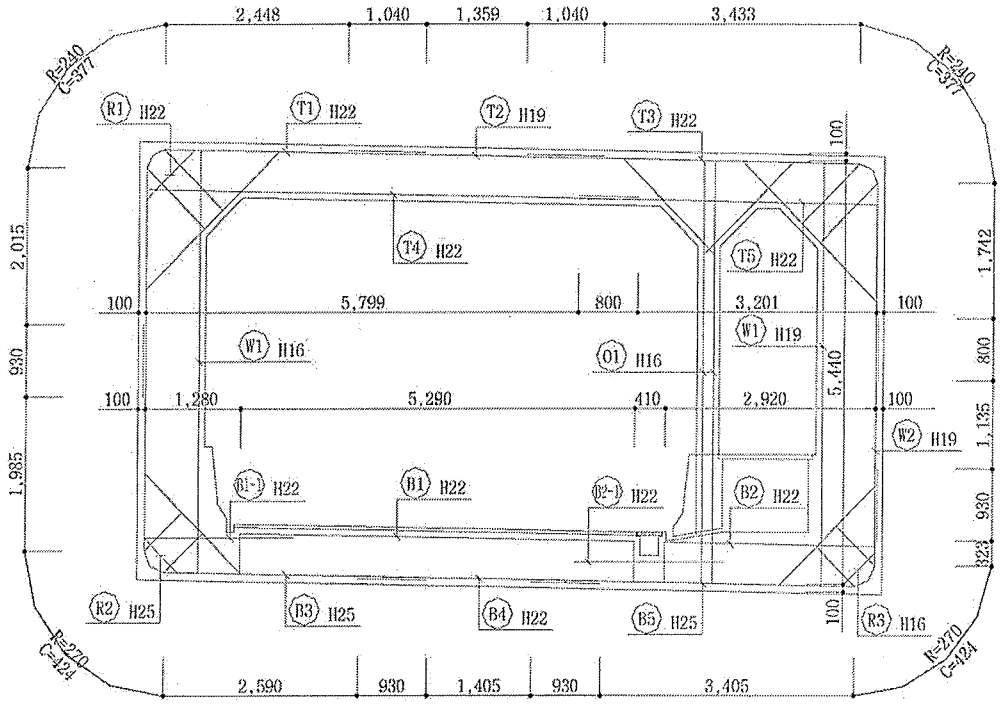
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{616.900}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 5.608 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.608 m 이하유지

# 21. 주철근 조립도

## CYCLE - 1(@250)

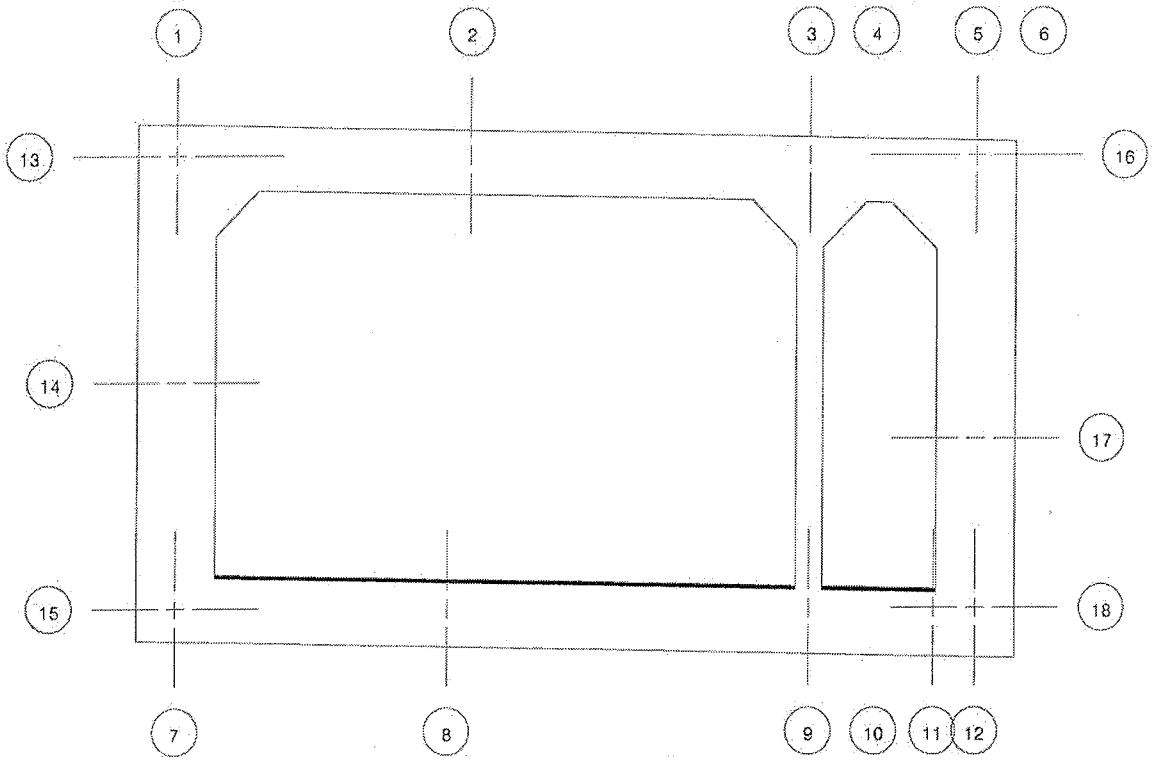

2,448
1,040
1,359
1,040
3,433
R=240
C=377
R1 H22
T1 H22
T2 H19
T3 H22
T4 H22
T5 H22
W1 H16
O1 H16
W1 H19
W2 H19
B1-1 H22
B1 H22
B2-1 H22
B2 H22
R2 H25
B3 H25
B4 H22
B5 H25
R3 H16
R=270
C=424
2,590
930
1,405
930
3,405
2,015
930
1,985
1,742
800
1,135
930
100
5,799
800
3,201
1,280
5,290
410
2,920
5,440
1,200
1,000
1,000
1,000

# B3

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 717 | 657.88 | 833.39 | 2794.54 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.27 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 620 | 237.73 | 319.30 | 1145.94 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.34 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 1000 | 600 | 8.62 | 308.77 | 42.30 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 35.80 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1000 | 620 | 572.61 | 624.39 | 2828.83 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.09 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 717 | 663.94 | 833.33 | 2821.41 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.26 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 620 | 170.46 | 624.39 | 818.06 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 3.66 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1000 | 767 | 769.33 | 894.06 | 3057.65 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.16 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1000 | 620 | 81.22 | 624.39 | 387.42 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 7.69 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 717 | 424.09 | 833.28 | 1778.94 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.96 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 620 | 245.48 | 624.39 | 1184.22 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 2.54 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 717 | 424.09 | 833.28 | 1778.94 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.96 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 620 | 245.48 | 319.30 | 1183.88 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.30 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 620 | 338.96 | 715.78 | 1646.07 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 2.11 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 600 | 889.61 | 970.14 | 4678.76 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.09 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1000 | 620 | 661.60 | 715.78 | 3290.73 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.08 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | 600 | 29.71 | 504.63 | 145.96 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 16.98 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 620 | 142.44 | 715.78 | 682.26 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 5.03 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 600 | 860.91 | 970.14 | 4516.42 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.13 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 620 | 55.61 | 715.78 | 264.77 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 12.87 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 600 | 776.99 | 970.14 | 4046.59 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.25 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 620 | 294.14 | 715.78 | 1423.84 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 2.43 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 600 | 588.32 | 970.14 | 3016.06 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.65 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 620 | 392.64 | 715.78 | 1914.13 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.82 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 600 | 523.43 | 970.14 | 2669.31 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.85 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 957 | 1012.81 | 1716.52 | - | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4369.60 | 1.70 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 820 | 333.31 | 1200.68 | - | H16 - 4.0EA | 4369.60 | 3.60 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 800 | 712.92 | 1808.45 | - | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4912.40 | 2.54 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 820 | 130.10 | 1861.27 | - | H16 - 4.0EA | 4912.40 | 14.31 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 800 | 1012.73 | 1912.80 | - | H29 - 8.0EA | 5933.60 | 1.89 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 820 | 345.42 | 1516.62 | - | H16 - 4.0EA | 5933.60 | 4.39 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 967 | 569.02 | 1355.04 | - | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4721.20 | 2.38 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 820 | 353.27 | 446.82 | - | H19 - 4.0EA | 4721.20 | 1.26 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 800 | 9.42 | 746.17 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3840.40 | 79.23 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 820 | 214.50 | 505.98 | - | H19 - 4.0EA | 3840.40 | 2.36 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 800 | 476.87 | 1625.77 | - | H29 - 8.0EA | 6285.20 | 3.41 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 820 | 434.16 | 448.18 | - | H19 - 4.0EA | 6285.20 | 1.03 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 3 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 5 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 6 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 1400.0 | 2647.3 | O.K | 1050.0 | 2647.3 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 389.7 | 560.5 | 693.79 | 2.00 | 142.34 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 389.7 | 140.4 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 389.7 | 580.4 | 693.79 | 2.00 | 158.91 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 389.7 | 330.6 | 693.79 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 389.7 | 240.8 | 693.79 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 389.7 | 312.2 | 693.79 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 402.7 | 537.1 | 716.92 | 2.00 | 108.38 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 402.7 | 295.6 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 402.7 | 643.3 | 716.92 | 2.00 | 194.05 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 402.7 | 314.8 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 402.7 | 322.1 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 402.7 | 314.3 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 551.1 | 530.4 | 956.55 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 553.4 | 352.2 | 958.86 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 556.0 | 320.6 | 961.47 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 527.5 | 351.9 | 932.99 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 526.8 | 347.3 | 932.26 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 529.5 | 363.5 | 934.90 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 717 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 221.541 | O.K | 1.772 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 620 | H22 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 600 | H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 620 | H22 - 8.0EA | 125 | 180.609 | O.K | 1.445 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 717 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 200.859 | O.K | 1.607 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 620 | H22 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 767 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 165.009 | O.K | 1.320 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 620 | H22 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 717 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 488.385 | O.K | 3.907 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 620 | H22 - 8.0EA | 125 | 10260.370 | O.K | 82.083 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 717 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 488.385 | O.K | 3.907 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 620 | H22 - 8.0EA | 125 | 10260.370 | O.K | 82.083 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 145.650 | O.K | 1.165 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 185.896 | O.K | 1.487 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 600 | H29 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (상면) | 9 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (하면) | 9 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 158.448 | O.K | 1.268 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측(하면) | 10 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 196.968 | O.K | 1.576 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 10992.056 | O.K | 87.936 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 336.354 | O.K | 2.691 |
| | | 우측(상면) | 12 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1489.301 | O.K | 11.914 |
| | | 우측(하면) | 12 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 409.756 | O.K | 3.278 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 957 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 158.595 | O.K | 1.269 |
| | | 상부 | 13 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 | 14 | 800 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 275.974 | O.K | 2.208 |
| | | 중앙부 | 14 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 하부 | 15 | 800 | H29 - 8.0EA | 125 | 209.520 | O.K | 1.676 |
| | | 하부 | 15 | 820 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 967 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1119.380 | O.K | 8.955 |
| | | 상부 | 16 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 437.073 | O.K | 1.748 |
| | | 중앙부 | 17 | 800 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 16011.703 | O.K | 128.094 |
| | | 중앙부 | 17 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 364.331 | O.K | 1.457 |
| | | 하부 | 18 | 800 | H29 - 8.0EA | 125 | 775.169 | O.K | 6.201 |
| | | 하부 | 18 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 371.121 | O.K | 1.484 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp D BOX ( 내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.729 m )

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

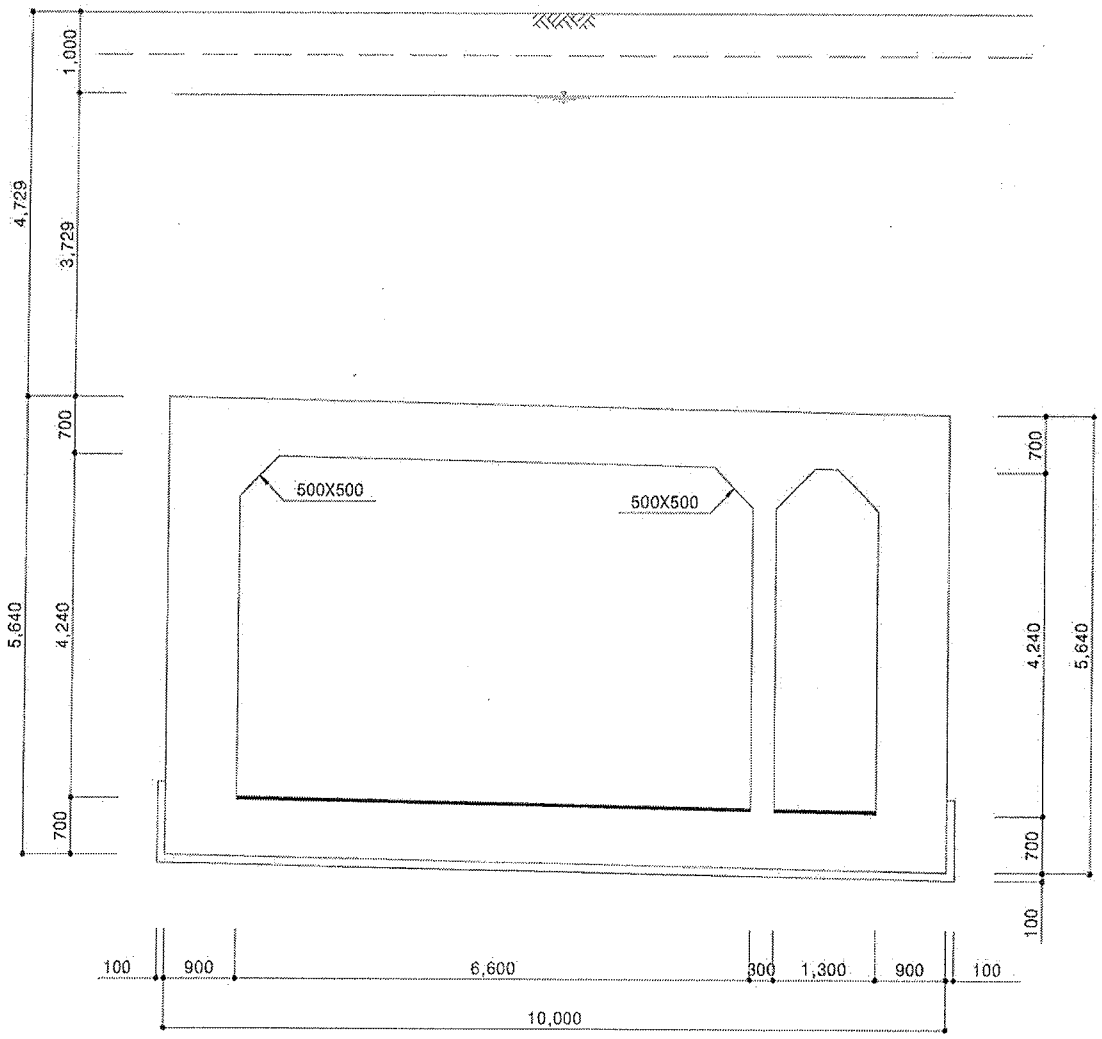
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


1,000
4,729
3,729
700
5,640
4,240
700
500X500
500X500
700
4,240
5,640
700
100
100
900
6,600
300
1,300
900
100
10,000

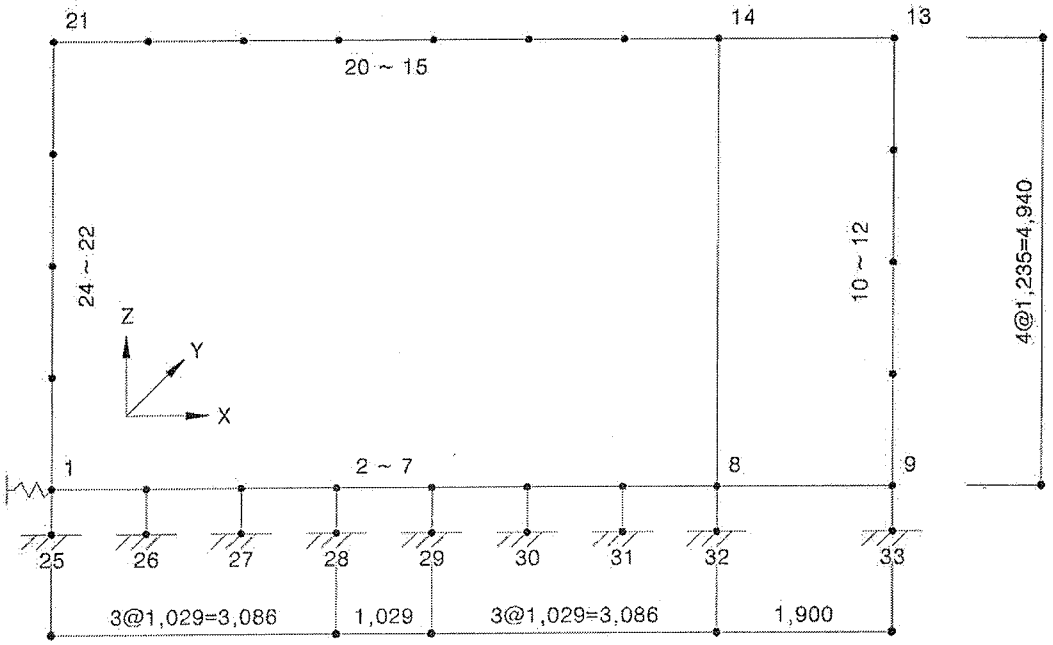
# 4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

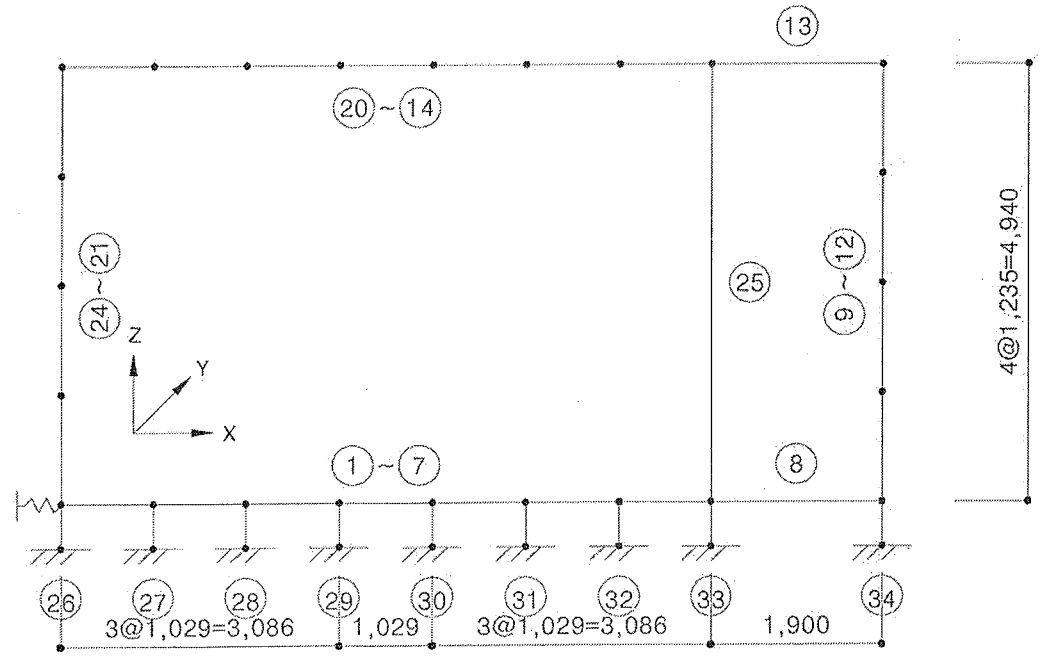
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

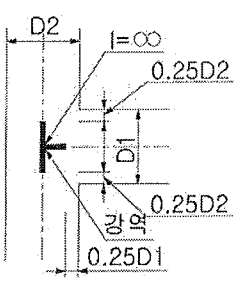
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.700 × 1.000 | = 0.700 | 0.02858 | 1~8, 13~20 |
| 2 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 9~12, 21~24 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 25 |

3) 단면좌표

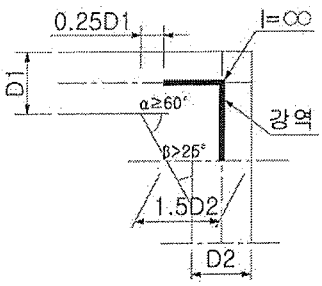
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 18 | 3.086 | 5.440 |
| 2 | 1.029 | 0.500 | 19 | 2.057 | 5.440 |
| 3 | 2.057 | 0.500 | 20 | 1.029 | 5.440 |
| 4 | 3.086 | 0.500 | 21 | 0.000 | 5.440 |
| 5 | 4.114 | 0.500 | 22 | 0.000 | 4.205 |
| 6 | 5.143 | 0.500 | 23 | 0.000 | 2.970 |
| 7 | 6.171 | 0.500 | 24 | 0.000 | 1.735 |
| 8 | 7.200 | 0.500 | 25 | 0.000 | 0.000 |
| 9 | 9.100 | 0.500 | 26 | 1.029 | 0.000 |
| 10 | 9.100 | 1.735 | 27 | 2.057 | 0.000 |
| 11 | 9.100 | 2.970 | 28 | 3.086 | 0.000 |
| 12 | 9.100 | 4.205 | 29 | 4.114 | 0.000 |
| 13 | 9.100 | 5.440 | 30 | 5.143 | 0.000 |
| 14 | 7.200 | 5.440 | 31 | 6.171 | 0.000 |
| 15 | 6.171 | 5.440 | 32 | 7.200 | 0.000 |
| 16 | 5.143 | 5.440 | 33 | 9.100 | 0.000 |
| 17 | 4.114 | 5.440 | | | |

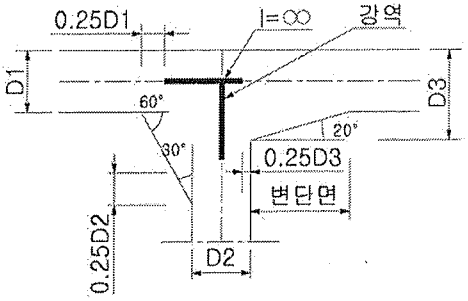
4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

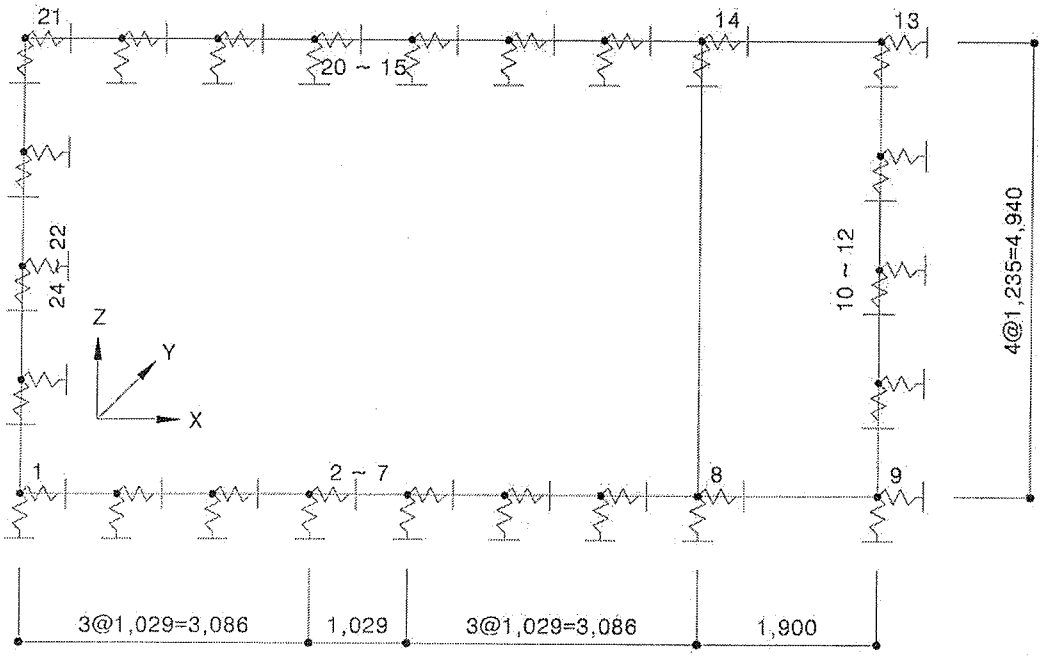
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

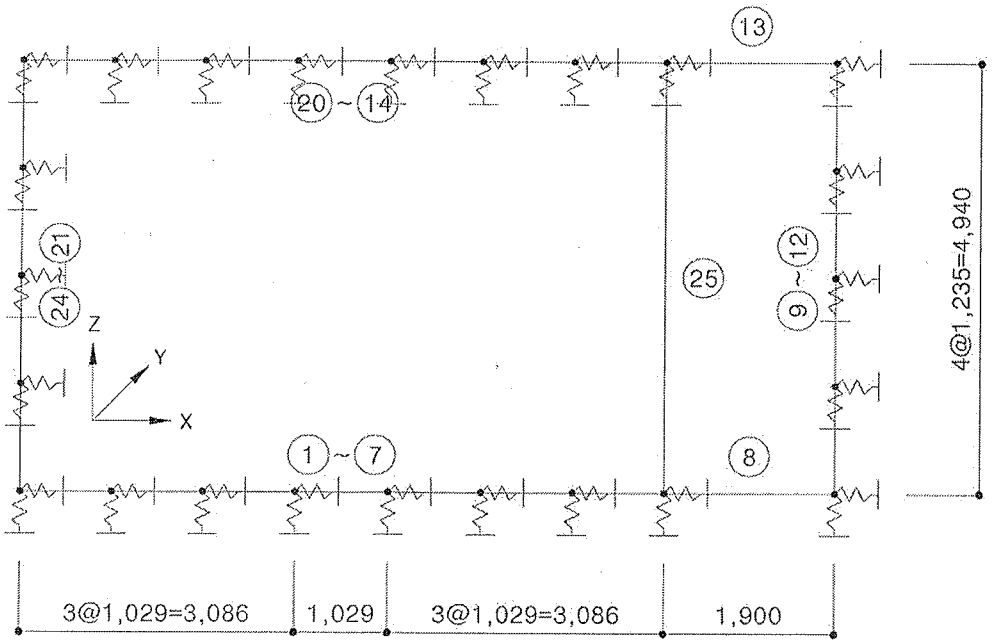
## 1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

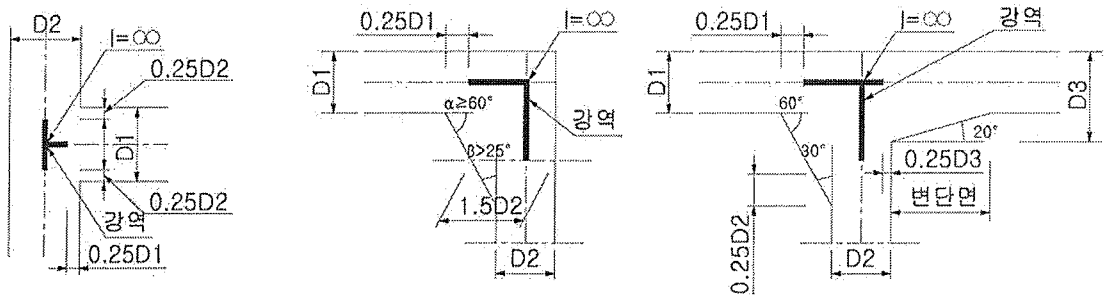
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.700 × 1.000 | = 0.700 | 0.02858 | 1~8,13~20 |
| 2 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 9~12,21~24 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 25 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 13 | 9.100 | 4.940 |
| 2 | 1.029 | 0.000 | 14 | 7.200 | 4.940 |
| 3 | 2.057 | 0.000 | 15 | 6.171 | 4.940 |
| 4 | 3.086 | 0.000 | 16 | 5.143 | 4.940 |
| 5 | 4.114 | 0.000 | 17 | 4.114 | 4.940 |
| 6 | 5.143 | 0.000 | 18 | 3.086 | 4.940 |
| 7 | 6.171 | 0.000 | 19 | 2.057 | 4.940 |
| 8 | 7.200 | 0.000 | 20 | 1.029 | 4.940 |
| 9 | 9.100 | 0.000 | 21 | 0.000 | 4.940 |
| 10 | 9.100 | 1.235 | 22 | 0.000 | 3.705 |
| 11 | 9.100 | 2.470 | 23 | 0.000 | 2.470 |
| 12 | 9.100 | 3.705 | 24 | 0.000 | 1.235 |

8) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 12014.30 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 11585 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 12358 kN/m | 2~7 |
| Kv3 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 17592 kN/m | 8 |
| Kv4 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 16820 kN/m | 9 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

## 1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 9.249 ~ -8.520, N=27)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 240.0 = 240.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20 / 9.810 × $240.0^2$ = 117431.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 117431.0 = 310017.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 240.0 = 192.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $192.0^2$ = 75156.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 75156.0 = 198411.8 kN/m²

## 2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 148982.86 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 148982.860 = 49660.95 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 148982.86 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 148982.860 = 49660.95 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 5.640 × 5.640 ) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kh = 2066785.330 × ( 5.640 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 228916.44 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 228916.440 = 76305.48 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.900/2 + 1.029/2) = 218153 kN/m | 14 |
| Ksb1 | Ksb x (1.900/2 + 1.029/2) = 72718 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 153239 kN/m | 15~20 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 51080 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 282712 kN/m | 10~12,22~24 |
| Kss1 | Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 94237 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 153239 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 51080 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 218153 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.900/2) = 72718 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 143662 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 208576 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 208576 kN/m | 13 |
| Ksb3 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 221477 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.029/2 + 0.900/2) = 143662 kN/m | 21 |
| Ksb4 | Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 221477 kN/m | |

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 95349.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 95349.230 = 31783.08 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.000 × 10.000 ) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 95349.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 95349.230 = 31783.08 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 5.640 × 5.640 ) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kh = 1322745.330 × ( 5.640 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 146506.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 146506.820 = 48835.61 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.900/2 + 1.029/2) = 139618 kN/m | 14 |
| Ksb1 | Ksb x (1.900/2 + 1.029/2) = 46539 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 98073 kN/m | 15~20 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 32691 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 180936 kN/m | 10~12,22~24 |
| Kss1 | Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 60312 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 98073 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 32691 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 139618 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.029/2 + 1.900/2) = 46539 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 91944 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 133489 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 133489 kN/m | 13 |
| Ksb3 | Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 141745 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.029/2 + 0.900/2) = 91944 kN/m | 21 |
| Ksb4 | Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 141745 kN/m | |

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 설계지진 | 성능기 / 준 재현주기 | 기 능 수 행 | 붕 괴 방 지 |
|---|---|---|---|
| | 50년 | II 등급 | |
| | 100년 | I 등급 | |
| | 200년 | 특 등급 | |
| | 500년 | | II 등급 |
| | 1000년 | | I 등급 |
| | 2400년 | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수,I | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수, Z |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 | |
| II | 도 | 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 | 0.07 |

③ 설계 지반 종류

| 지반 분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m 에 대한 평균 지반 특성 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 전단파 속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) (blow/foot) | 비배수전단강도 Su(kPa) |
| Sa | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| Sb | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| Sc | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| Sd | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| Se | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| Sf | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

④ 지진계수 Ca, Cv

| 지역계수 | 지반종류 | 지진계수 | |
|---|---|---|---|
| | | Ca | Cv |
| 1 | Sa | 0.09 | 0.09 |
| | Sb | 0.11 | 0.11 |
| | Sc | 0.13 | 0.18 |
| | Sd | 0.16 | 0.23 |
| | Se | 0.22 | 0.37 |
| 2 | Sa | 0.05 | 0.05 |
| | Sb | 0.07 | 0.07 |
| | Sc | 0.08 | 0.11 |
| | Sd | 0.11 | 0.16 |
| | Se | 0.17 | 0.23 |

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 ( 지하수가 없을 경우 )

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | | = 11.500 | kN/m² |
| - 토 사 | : 4.229 × 19.00 | | = 80.351 | kN/m² |
| | | ∴ Total Wd1 | = 91.851 | kN/m² |

② 고정하중 ( 지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m )

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | | = 11.500 | kN/m² |
| - 흙(지하수위 이상) | : 0.500 × 19.00 | | = 9.500 | kN/m² |
| - 흙(지하수위 이하) | : 3.729 × 10.00 | | = 37.290 | kN/m² |
| | | ∴ Total Wd2 | = 58.290 | kN/m² |

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 1.5 | 39.0 |
| 2.0 | 21.0 | 2.5 | 17.0 |
| 3.0 | 15.0 | 4.0 | 15.0 |
| 5.0 | 15.0 | 6.0 | 15.0 |
| 7.0 | 15.0 | 8.0 | 12.0 |
| 9.0 | 11.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 0.0 | | |

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 4.729m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 4.579 × 19.000 ) × 0.500 = 49.250 kN/m²

Wh2 = 49.250 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 60.983 kN/m²

Wh3 = 60.983 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 72.715 kN/m²

Wh4 = 72.715 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 84.447 kN/m²

Wh5 = 84.447 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 96.180 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 4.079 × 10.000 = 30.895 kN/m²

Wh2 = 30.895 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 37.070 kN/m²

Wh3 = 37.070 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 43.245 kN/m²

Wh4 = 43.245 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 49.420 kN/m²

Wh5 = 49.420 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 55.595 kN/m²

6) 지하수압 ( 지하수위 : GL = -1.000 m )

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 3.729 × 10.000 = 37.290 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.079 × 10.000 = 40.790 kN/m²

Ww3 = 40.790 + 1.235 × 10.000 = 53.140 kN/m²

Ww4 = 53.140 + 1.235 × 10.000 = 65.490 kN/m²

Ww5 = 65.490 + 1.235 × 10.000 = 77.840 kN/m²

Ww6 = 77.840 + 1.235 × 10.000 = 90.190 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = ( 4.729 + 5.640 - 1.000 ) × 10.000 = 93.690 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha$ = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | | γ(kN/m³) | Tg'(sec) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 성토재 | 0.056 | 248.600 | 198.900 | 19.000 | 0.001 | 0.001 |
| 실트 | 17.813 | 240.000 | 192.000 | 20.000 | 0.297 | 0.371 |
| 풍화암 | 5.341 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.072 | 0.091 |
| 연암 | 6.790 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.092 | 0.115 |
| 계 | | | | | 0.462 | 0.578 |

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Tg(sec) | 1.25Tg' = 1.25 × 0.462 = 0.577 | 1.25 Tg' = 1.25 × 0.578 = 0.722 |

2) 통제주기(Ts)

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Ts(sec) | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 |
| To(sec) | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 |

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Cd | 0.800 | 0.667 |

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

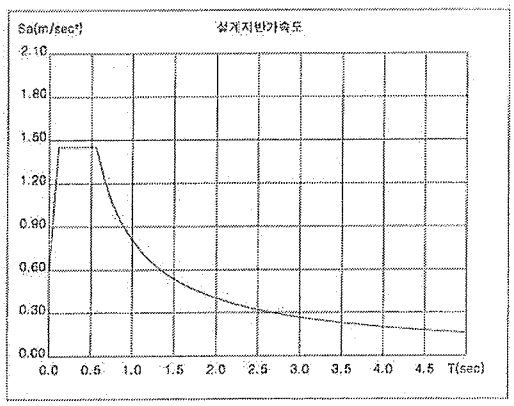
| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.396 m/s² | - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.284 m/s² |

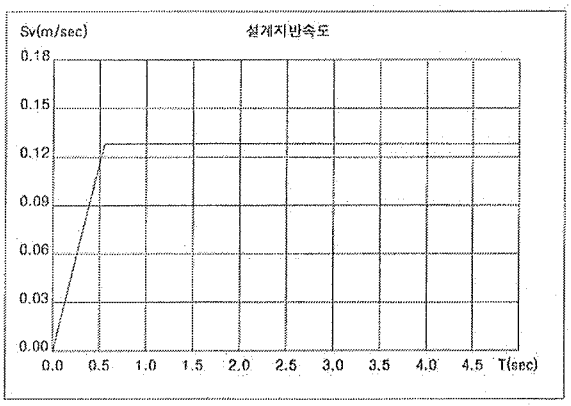
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| Sv = Tg/2π × Sa = 0.577 / 2π × 1.396<br>= 0.128 m/s | Sv = Tg/2π × Sa = 0.722 / 2π × 2.284<br>= 0.262 m/s |

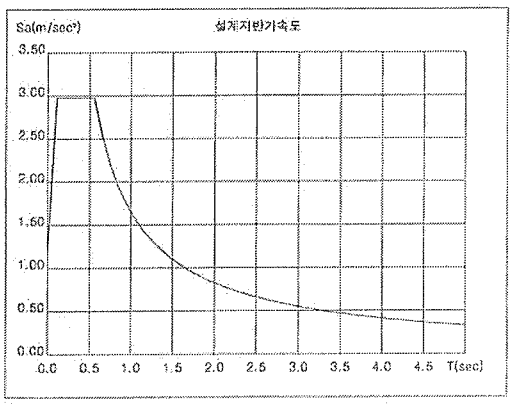
6) 설계응답 응답스펙트럼

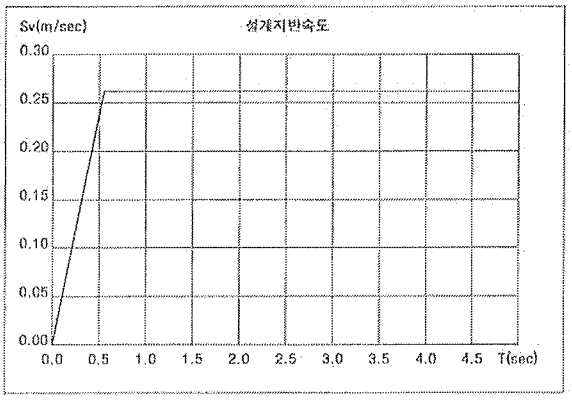
(1) 기능수행수준




(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 5.079 m
- 하부슬래브 EL. = 10.019 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.577 \times \cos(\pi \times 5.079 / (2 \times 30.000)) = 0.014440$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.577 \times \cos(\pi \times 10.019 / (2 \times 30.000)) = 0.012954$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.722 \times \cos(\pi \times 5.079 / (2 \times 30.000)) = 0.036985$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.722 \times \cos(\pi \times 10.019 / (2 \times 30.000)) = 0.033178$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

| 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|
| $Po = 49660.950 \times (0.014440 - 0.012954)$ $= 73.796\ kN/m^2$ | $Po = 31783.080 \times (0.036985 - 0.033178)$ $= 120.998\ kN/m^2$ |

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

| z(m) | Kh ($kN/m^3$) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) ($kN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 5.079 | 228916.440 | 0.014440 | 0.001486 | 340.170 |
| 6.314 | 228916.440 | 0.014156 | 0.001202 | 275.158 |
| 7.549 | 228916.440 | 0.013812 | 0.000858 | 196.410 |
| 8.784 | 228916.440 | 0.013411 | 0.000457 | 104.615 |
| 10.019 | 228916.440 | 0.012954 | 0.000000 | 0.000 |

(2) 붕괴방지수준

| z(m) | Kh ($kN/m^3$) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) ($kN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 5.079 | 146506.820 | 0.036985 | 0.003807 | 557.751 |
| 6.314 | 146506.820 | 0.036257 | 0.003079 | 451.094 |
| 7.549 | 146506.820 | 0.035377 | 0.002199 | 322.168 |
| 8.784 | 146506.820 | 0.034349 | 0.001171 | 171.559 |
| 10.019 | 146506.820 | 0.033178 | 0.000000 | 0.000 |

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

| 구분 | 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|---|
| Vu | 117431.000 × 0.000192 = 22.550 | 75156.000 × 0.000492 = 36.980 |
| Vb | 117431.000 × 0.000380 = 44.620 | 75156.000 × 0.000973 = 73.130 |
| Vs | (22.550 + 44.620) / 2 = 33.590 | (36.980 + 73.130) / 2 = 55.050 |

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.079)<br>= 1.196 | fu = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.079)<br>= 2.942 |

② 하부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×10.019)<br>= 1.100 | fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×10.019)<br>= 2.706 |

③ 중간벽체

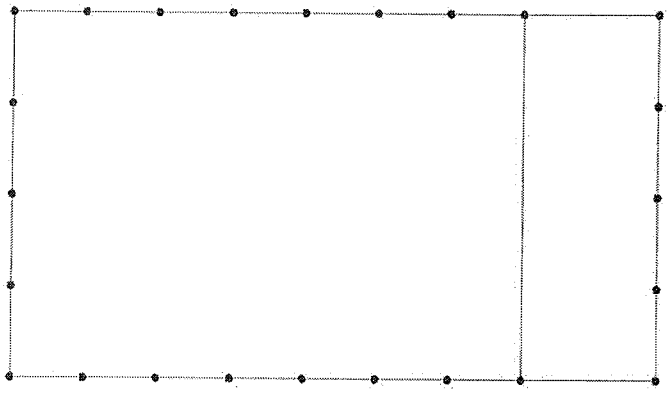
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×4.729)<br>= 0.513 | fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×4.729)<br>= 1.261 |
| fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×10.019)<br>= 0.472 | fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×10.019)<br>= 1.160 |

④ 측벽

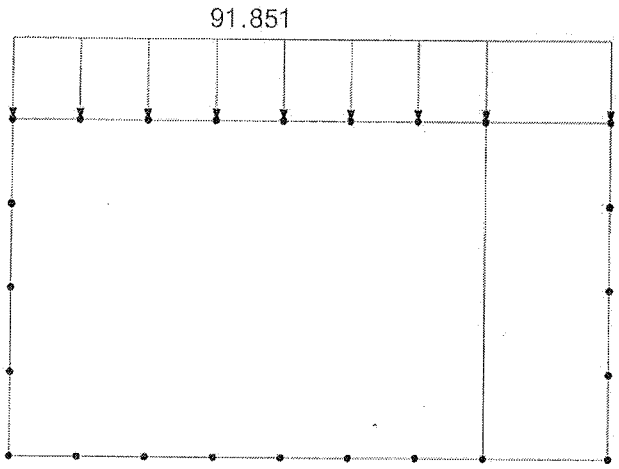
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×5.079)<br>= 1.538 | f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×5.079)<br>= 3.783 |
| f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×6.314)<br>= 1.507 | f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×6.314)<br>= 3.707 |
| f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.549)<br>= 1.476 | f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.549)<br>= 3.631 |
| f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×8.784)<br>= 1.446 | f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×8.784)<br>= 3.555 |
| f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×10.019)<br>= 1.415 | f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×10.019)<br>= 3.480 |

## 10. 하 중 재 하 (상시)

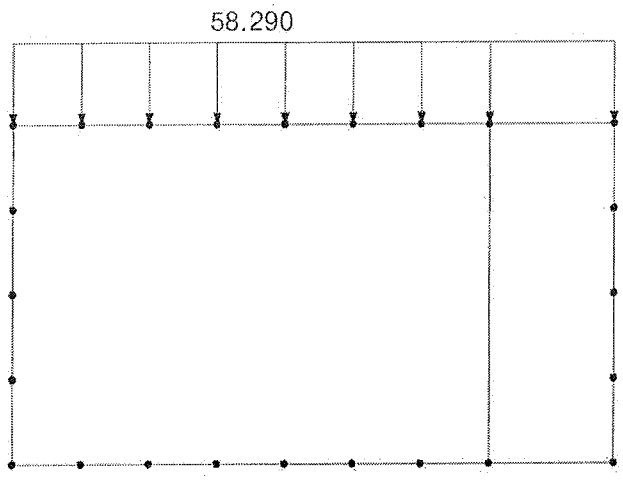
1) CASE1 - 구체자중(SW)



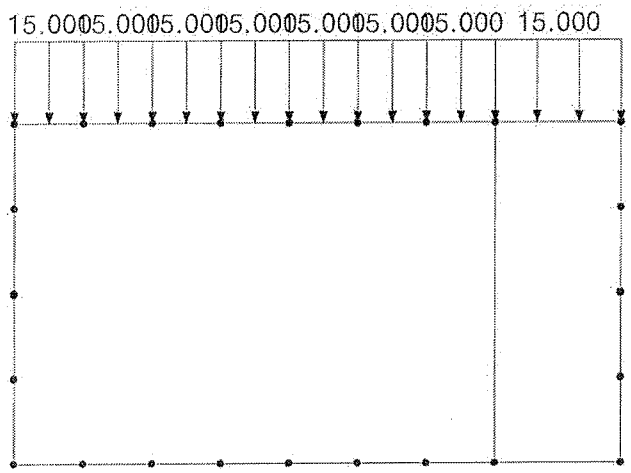
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



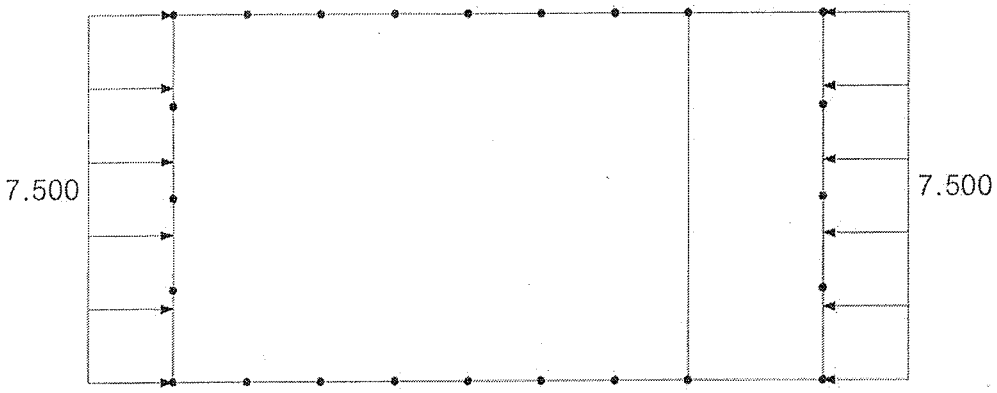
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



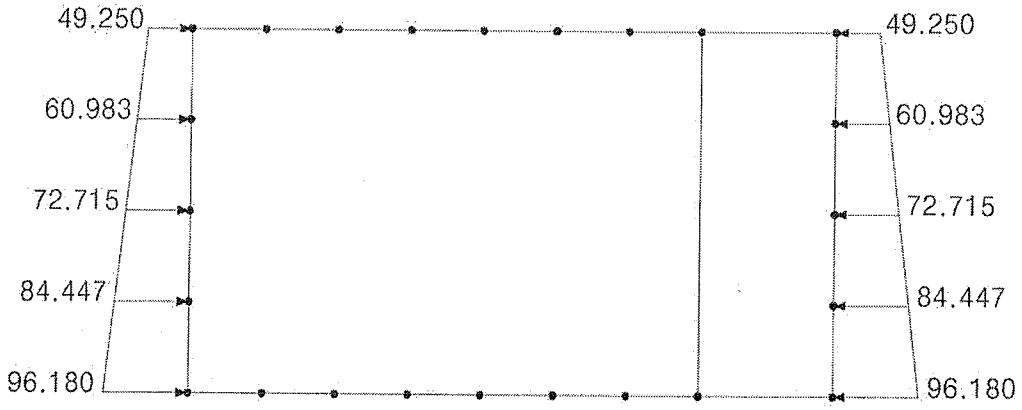

4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



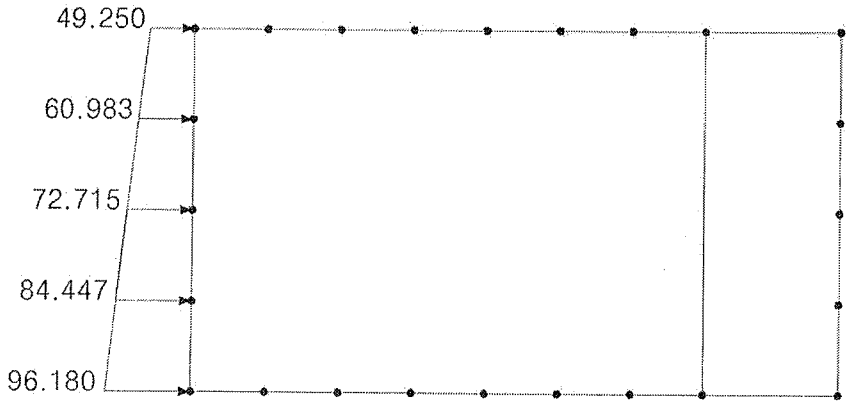

5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



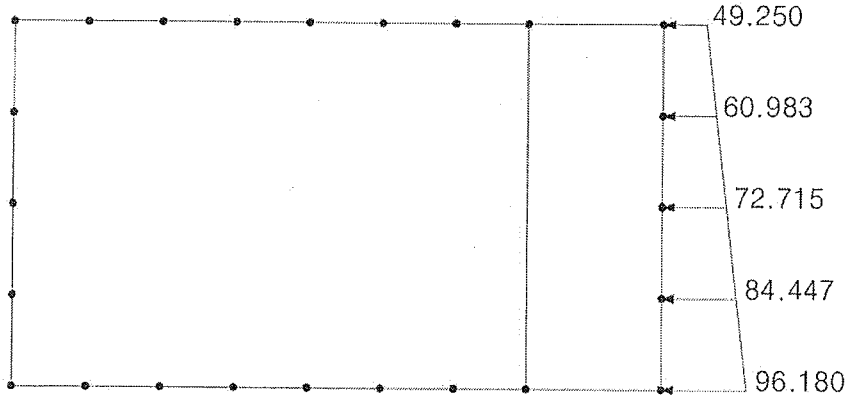
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



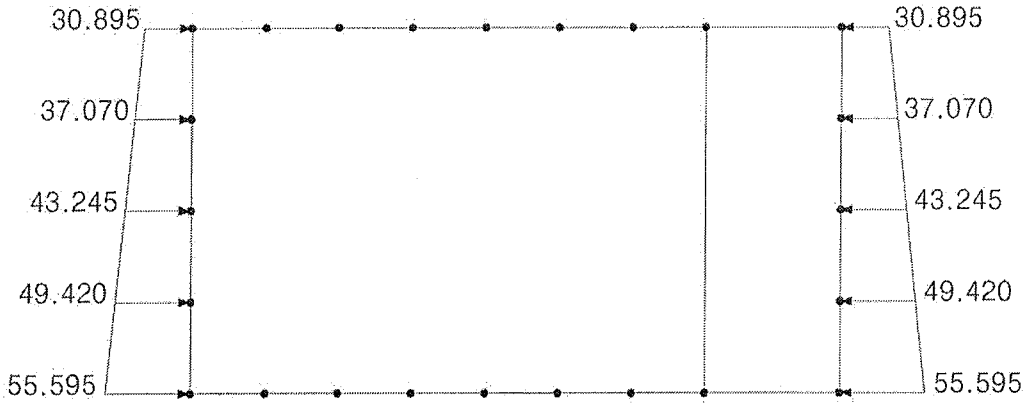

7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



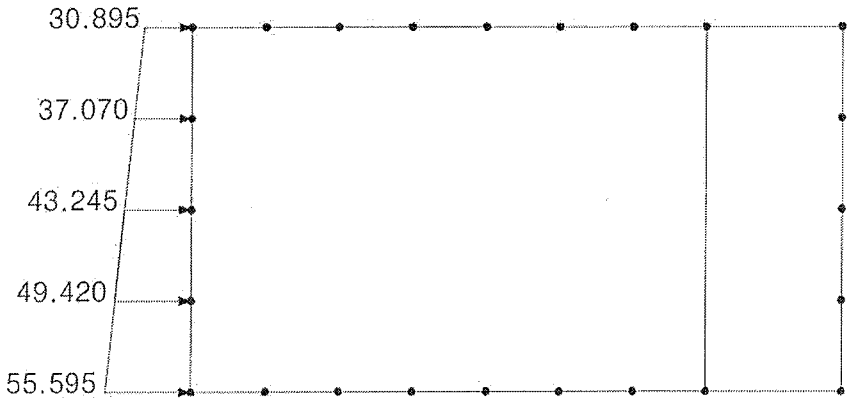

8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



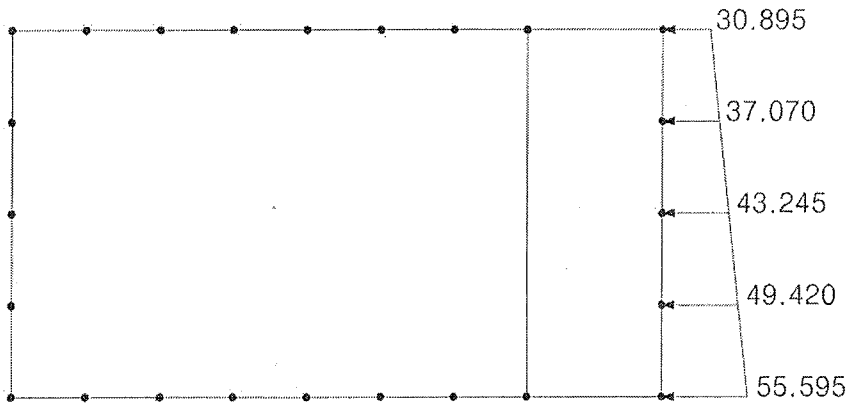
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



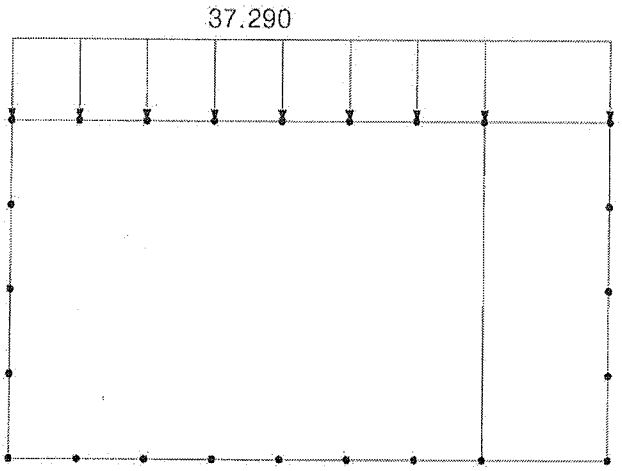

10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



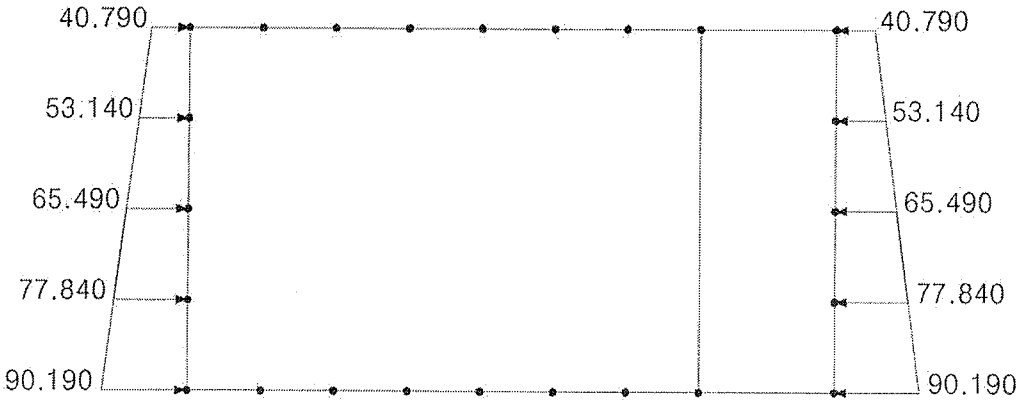

11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



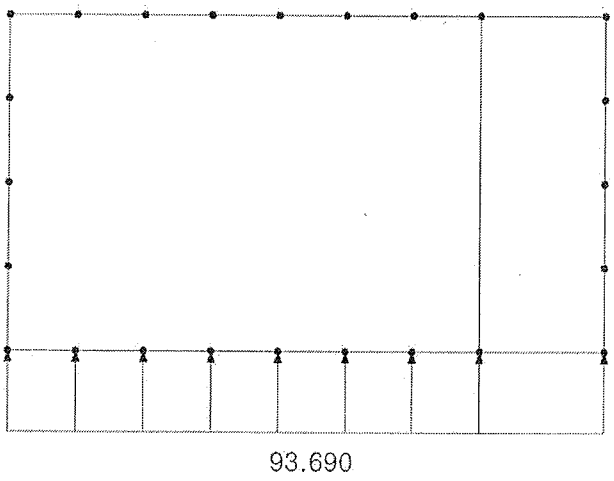
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



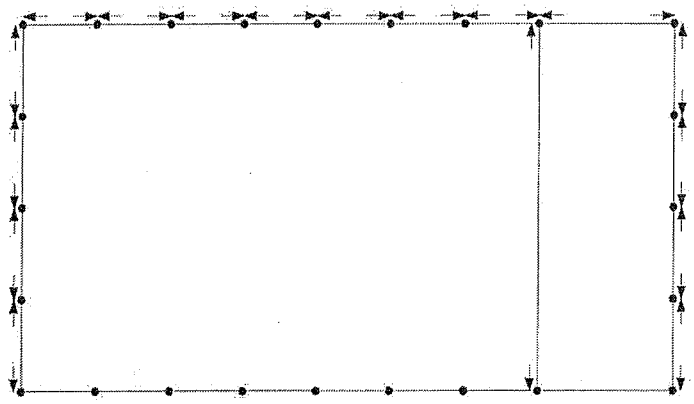

13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



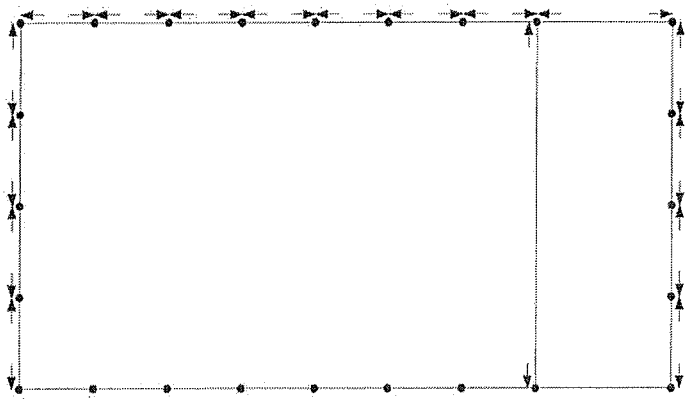

14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



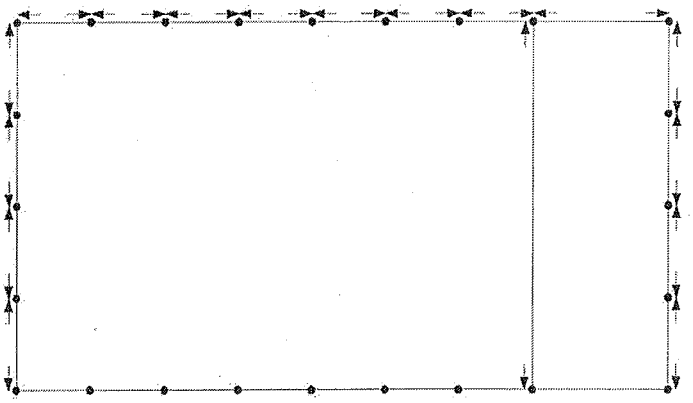
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

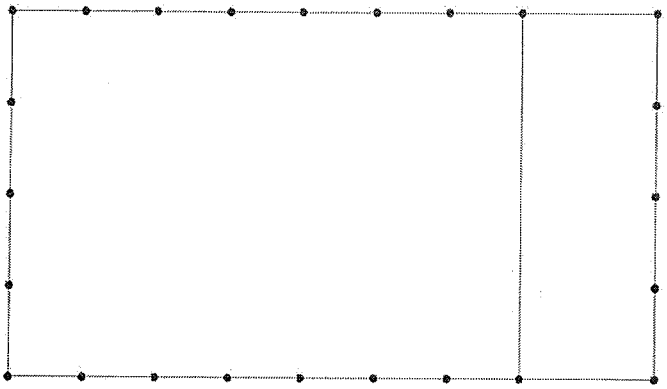


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

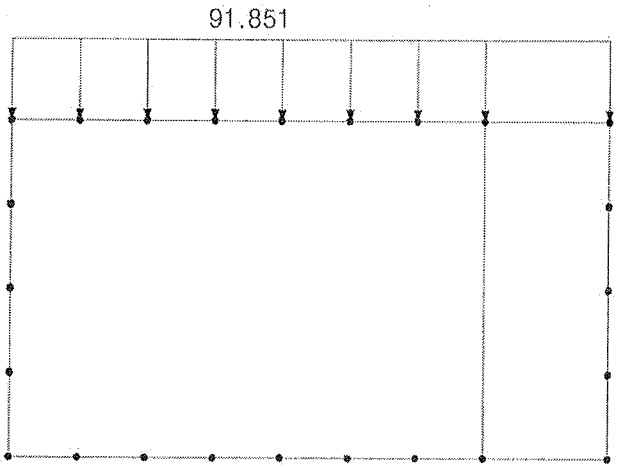


## 11. 하중 재하 (기능수행)

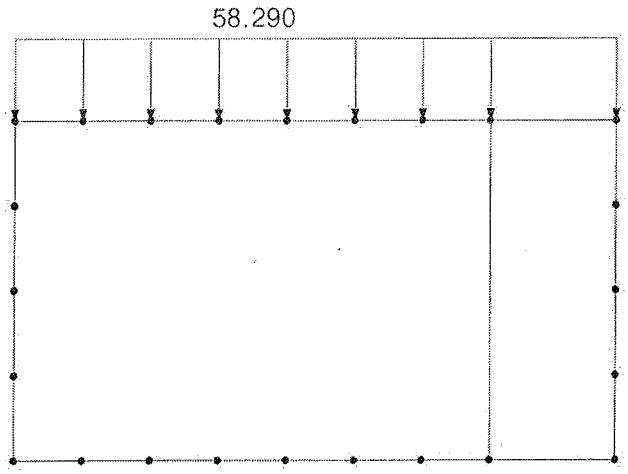
1) CASE1 - 구체자중(SW)



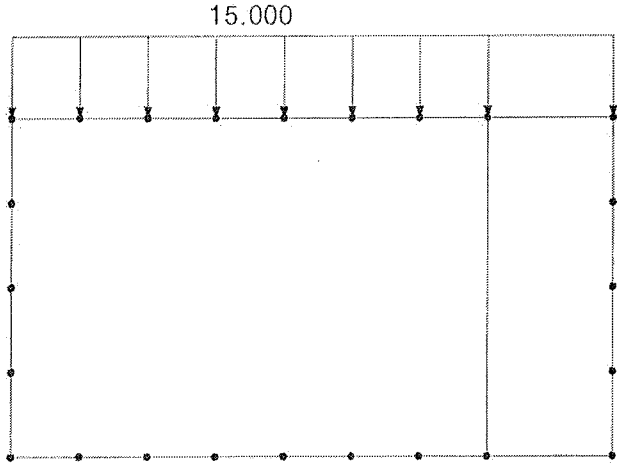
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



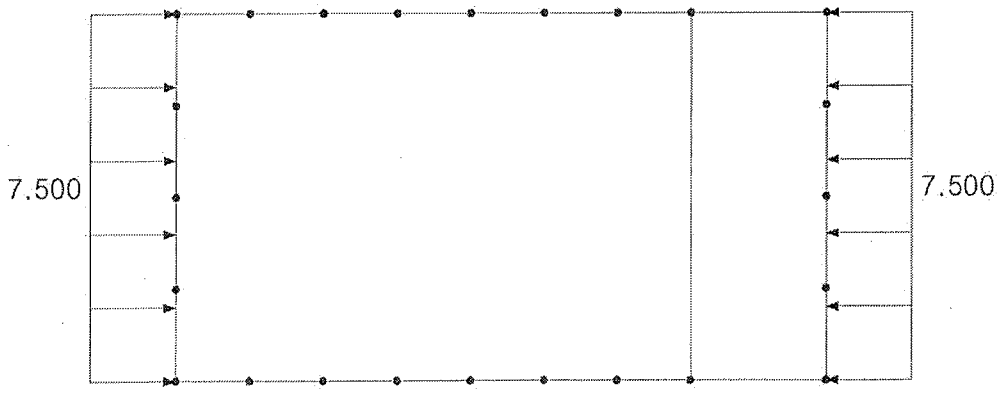
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



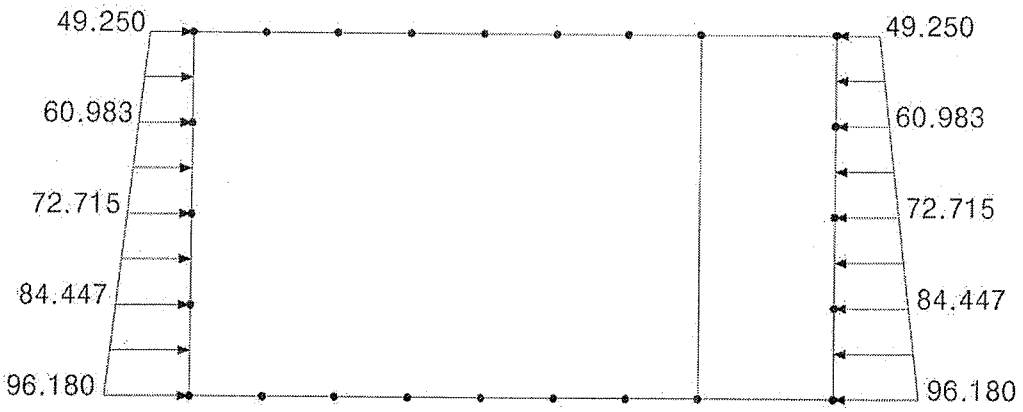

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



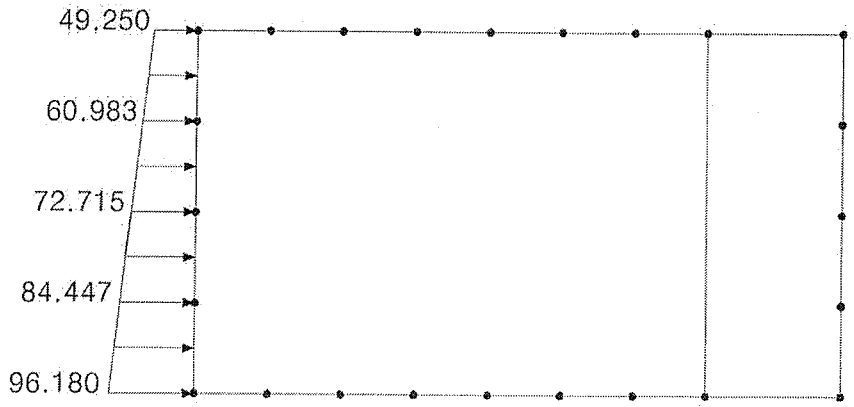

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



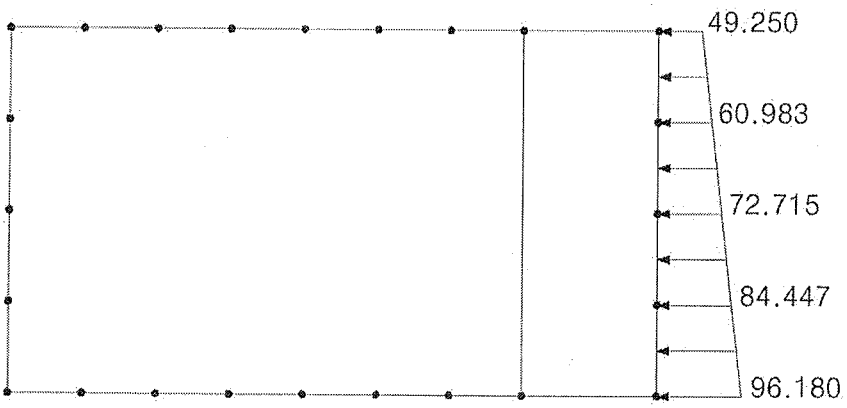
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



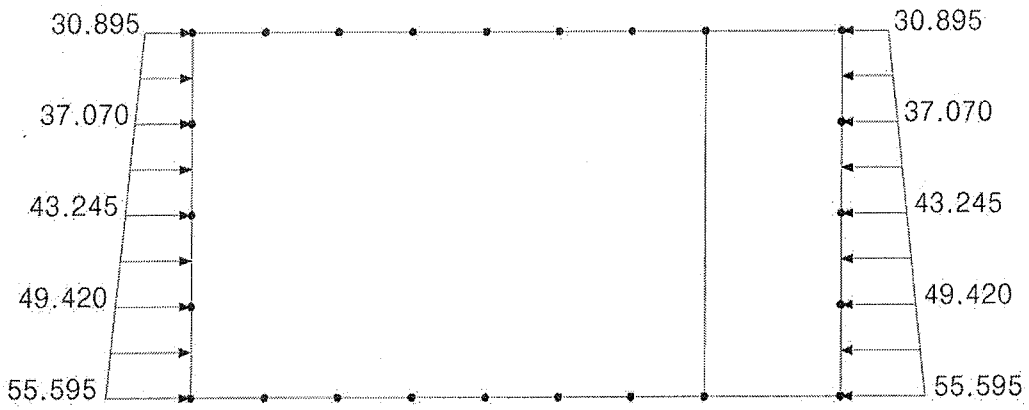

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



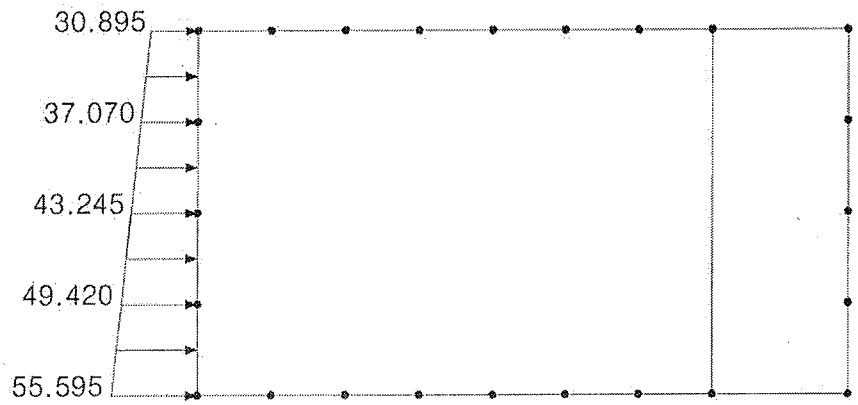

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



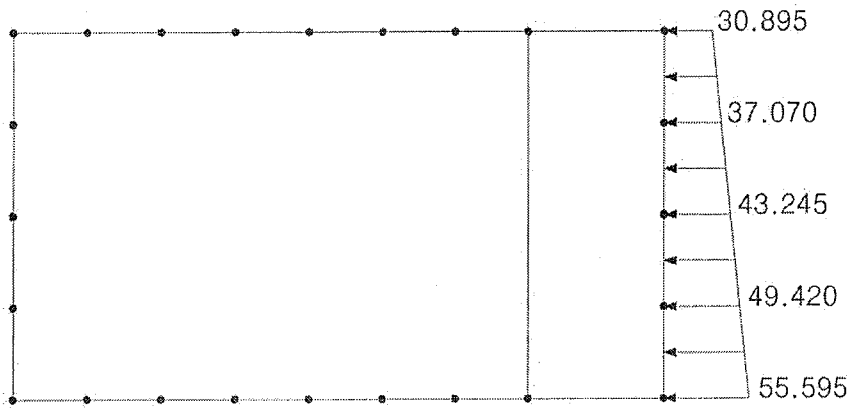
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



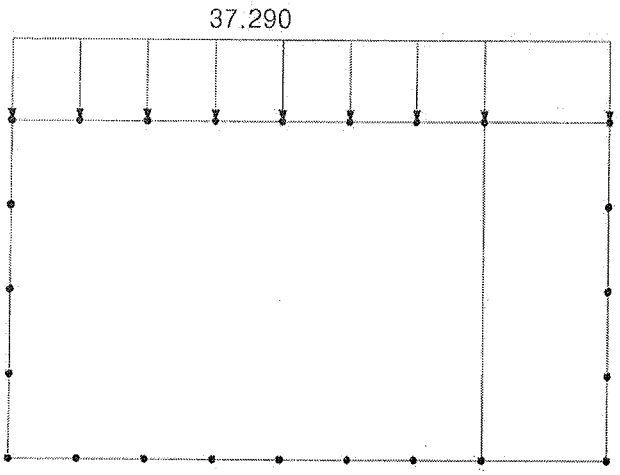

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



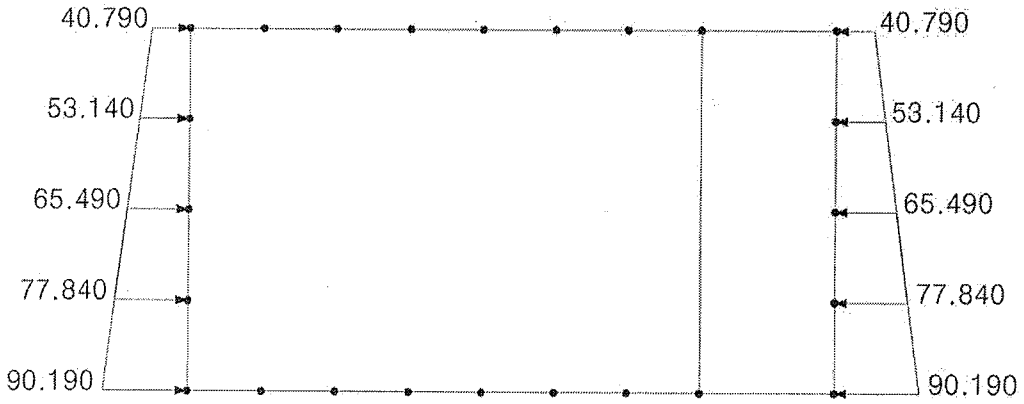

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



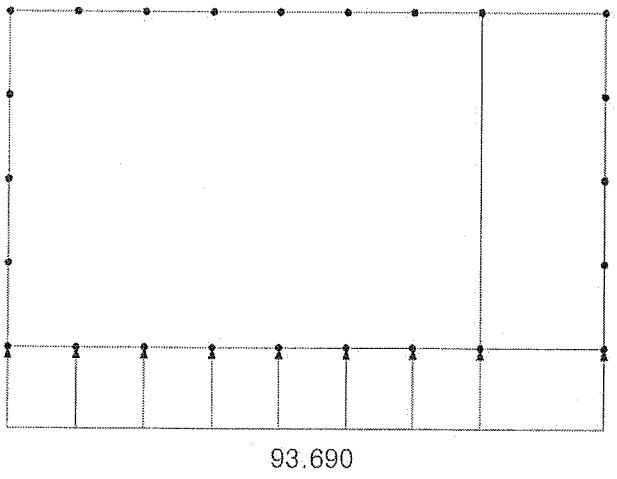
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

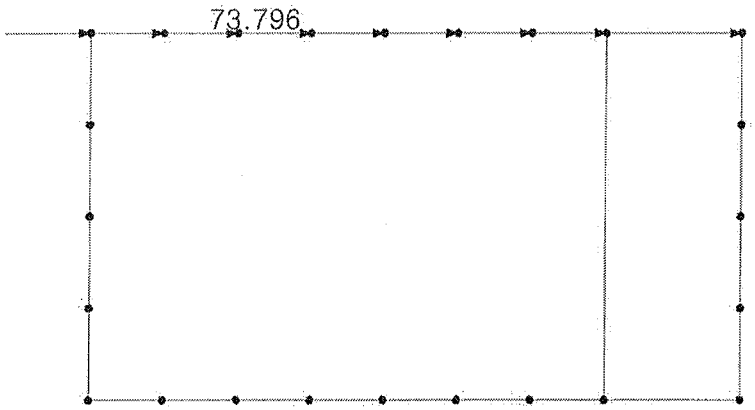



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

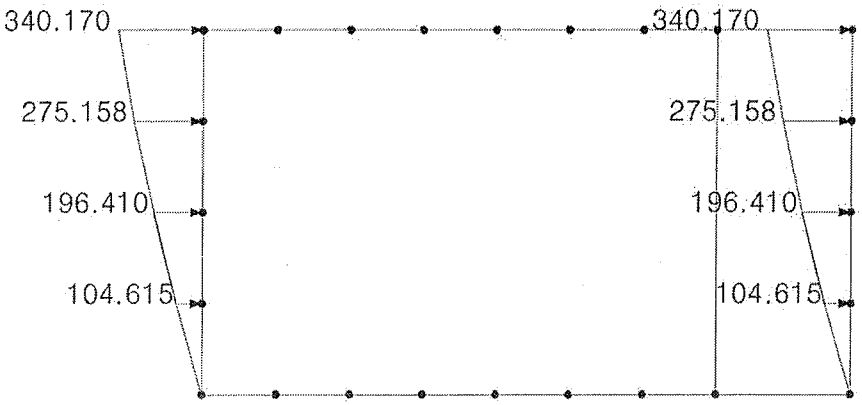



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

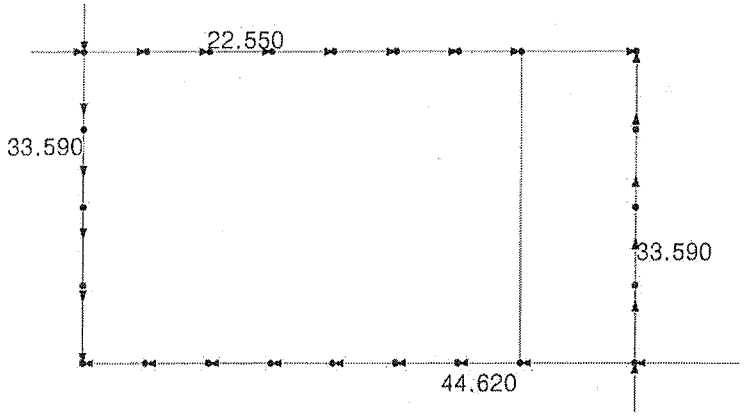
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



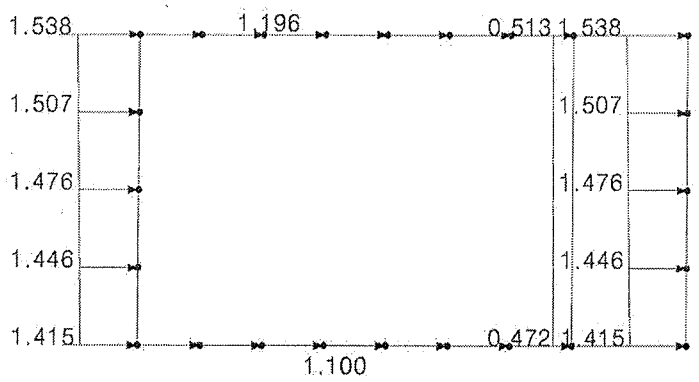

16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

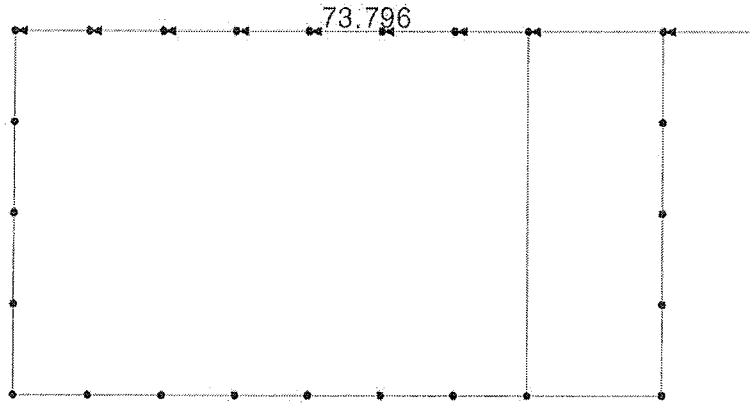


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

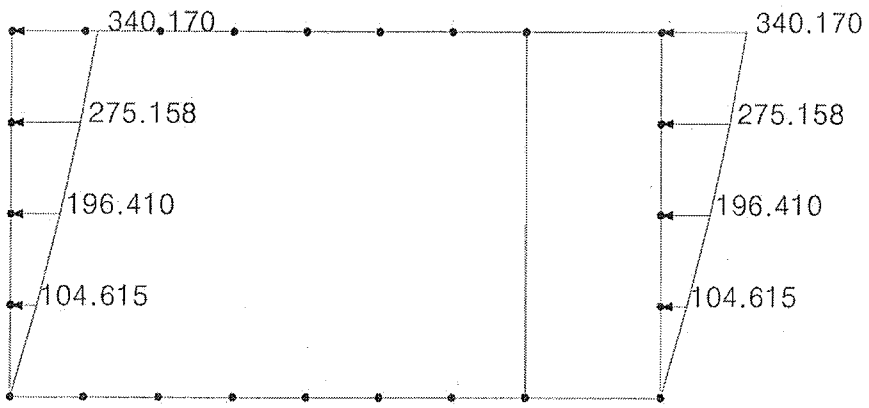



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

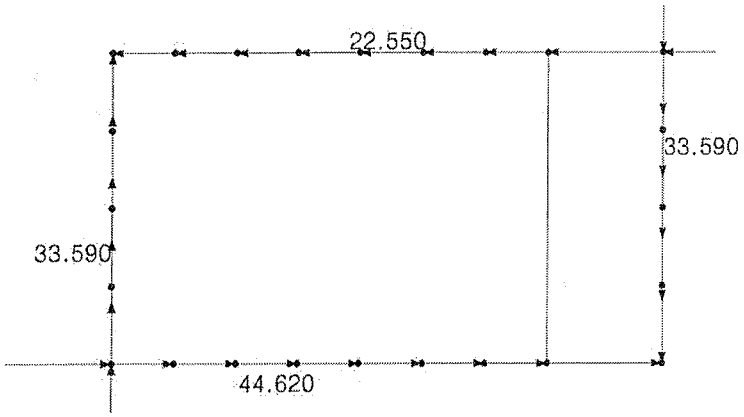
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



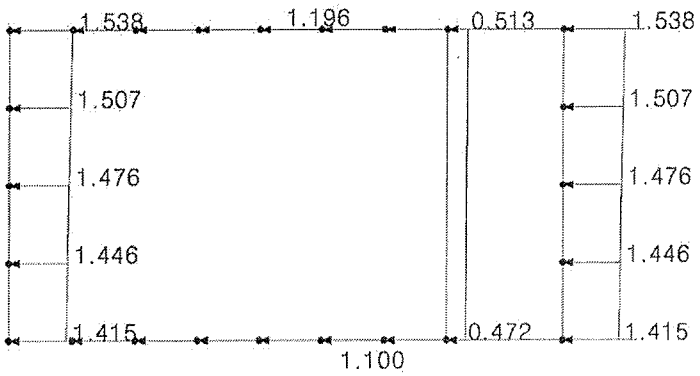

20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

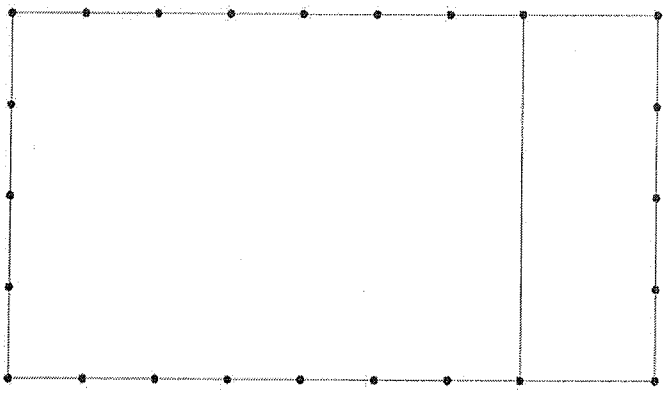



22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

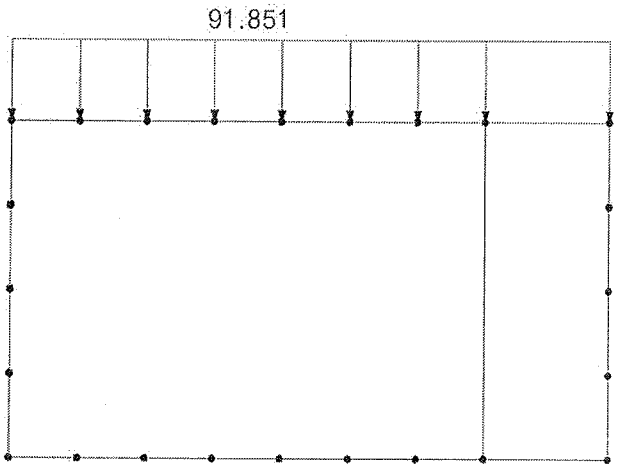


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

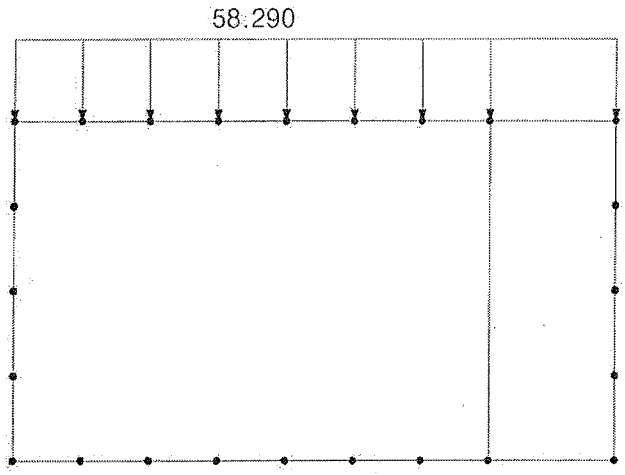
1) CASE1 - 구체자중(SW)



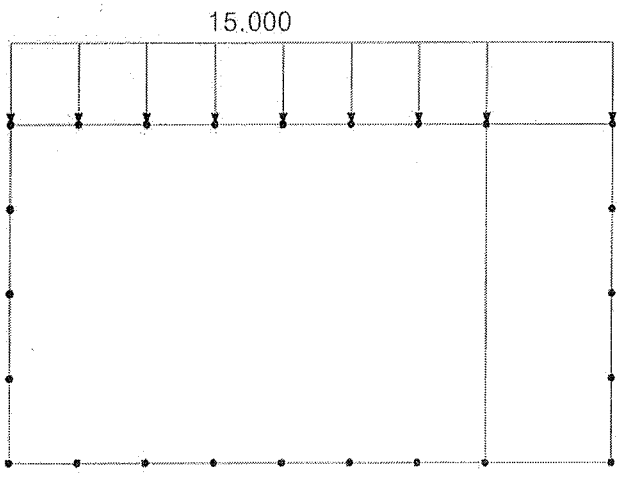
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



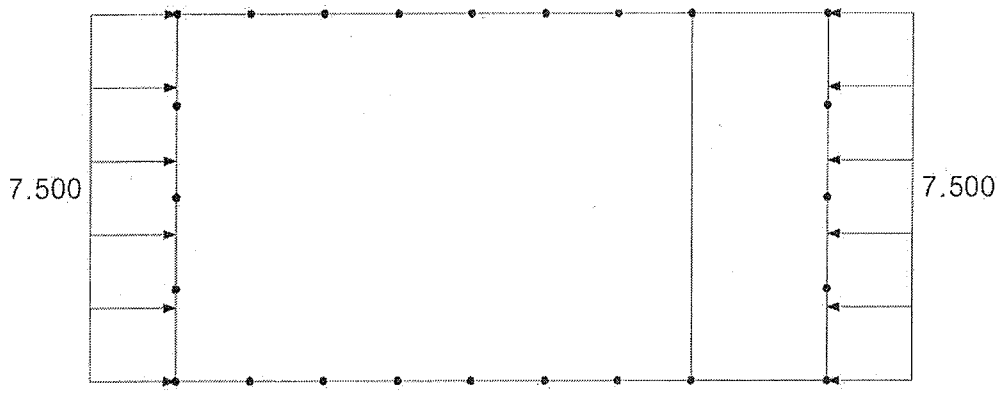
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



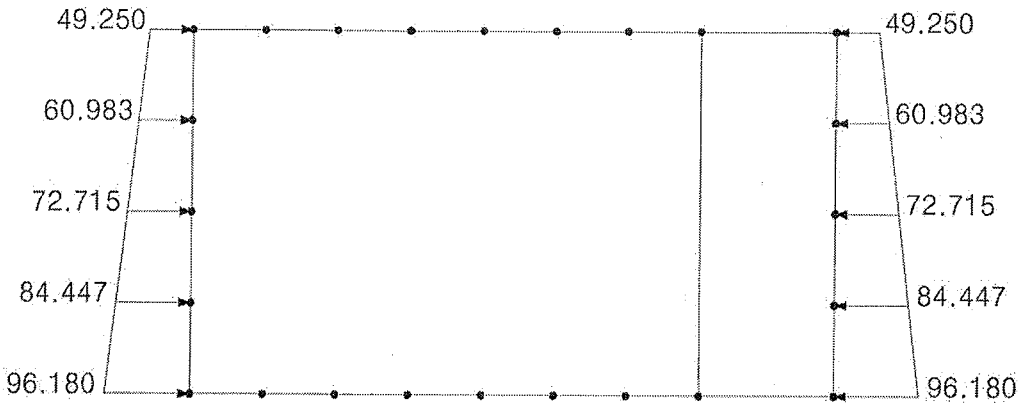

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



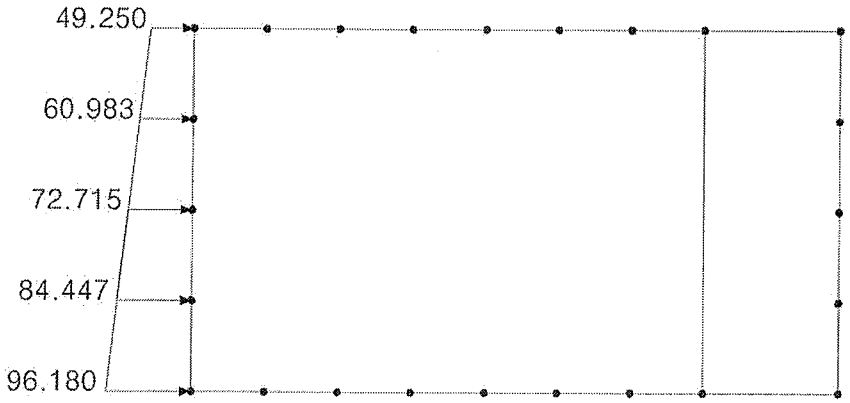

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



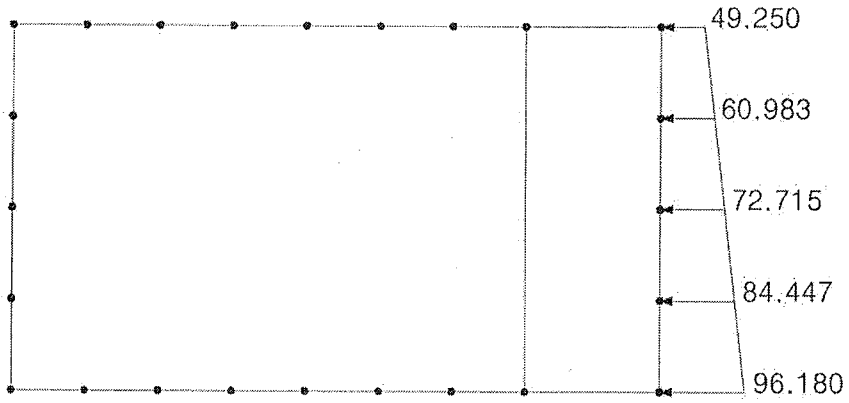
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



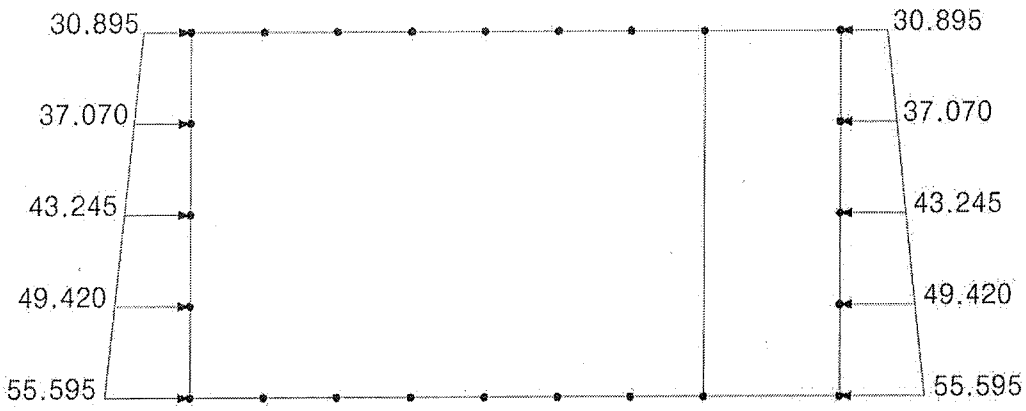

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



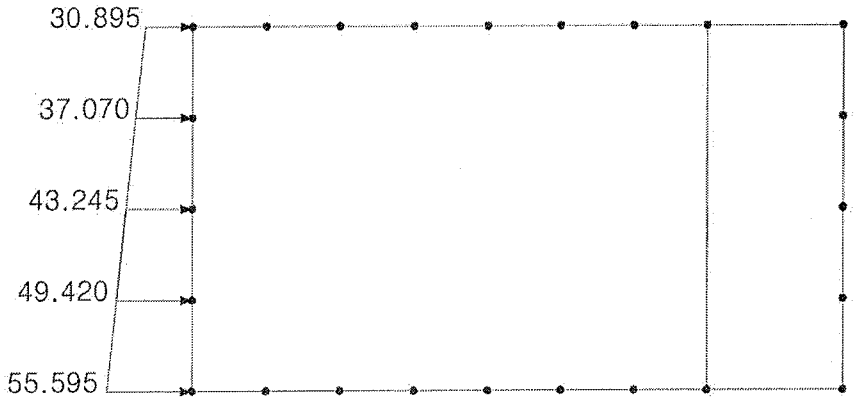

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



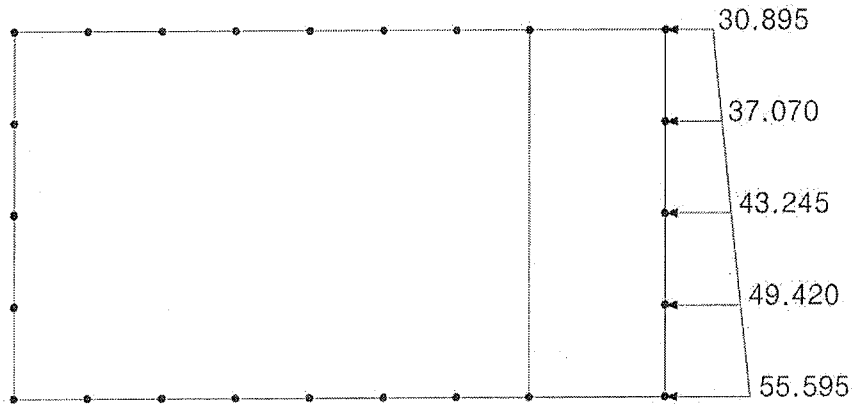
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



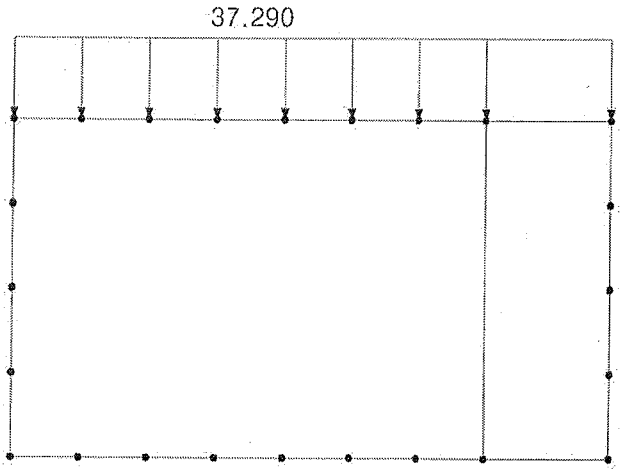

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



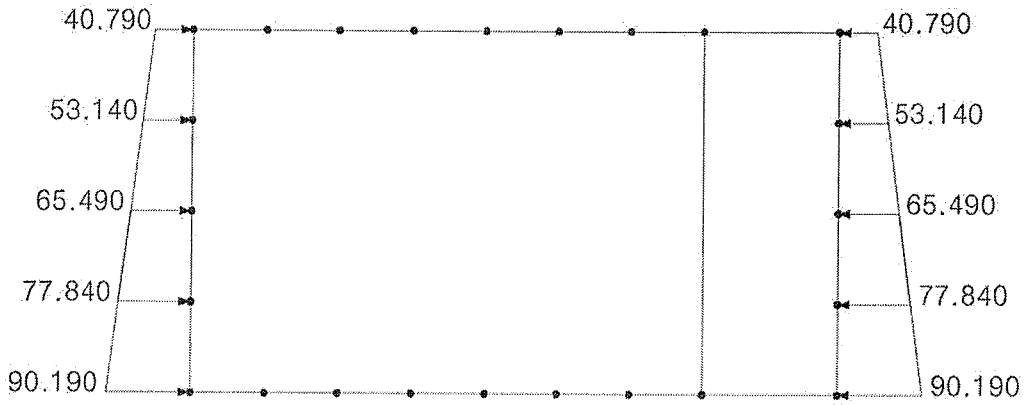

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



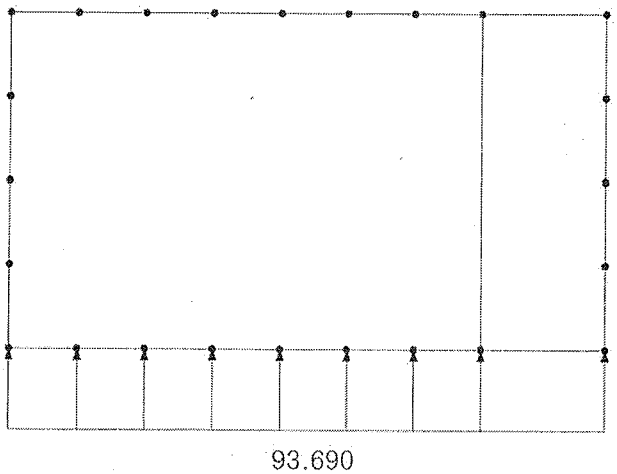
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

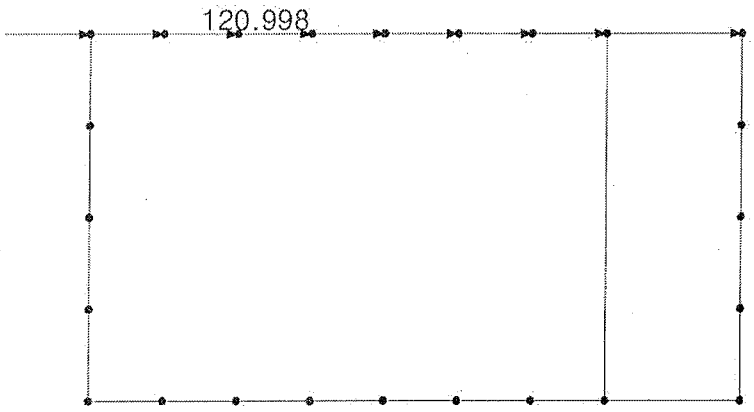



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

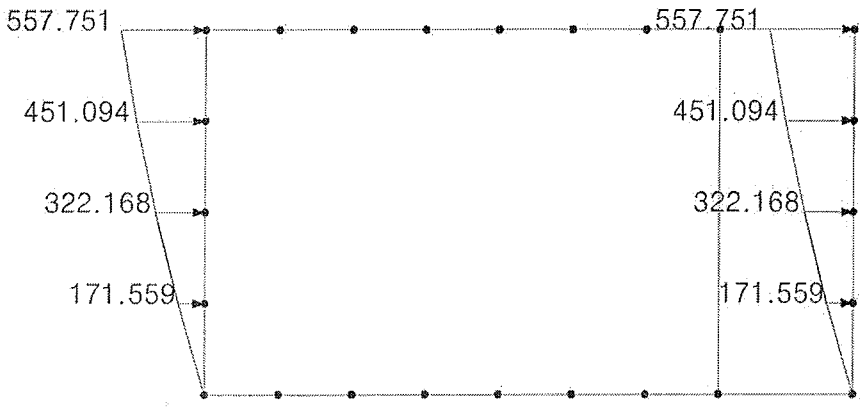



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

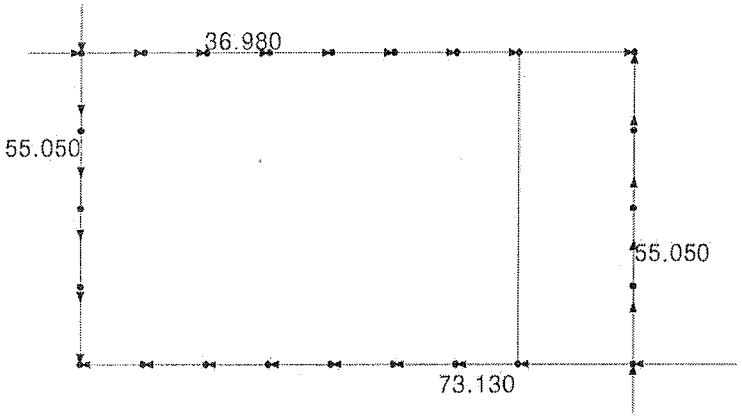
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



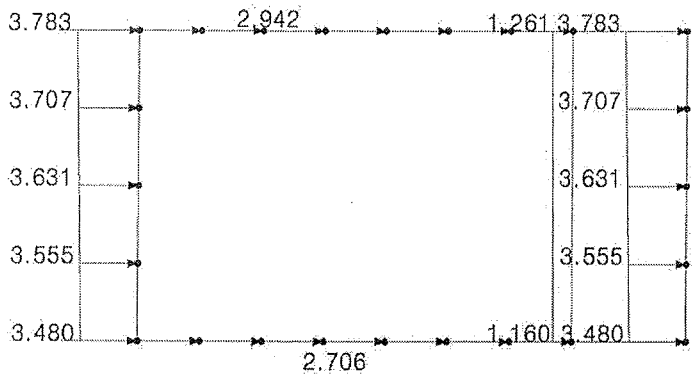

16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

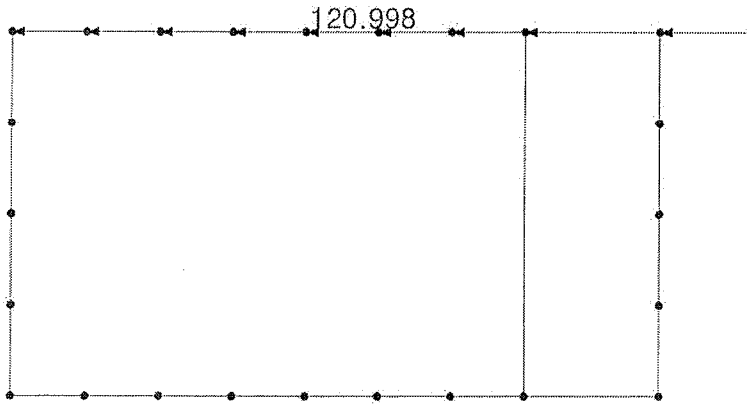


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

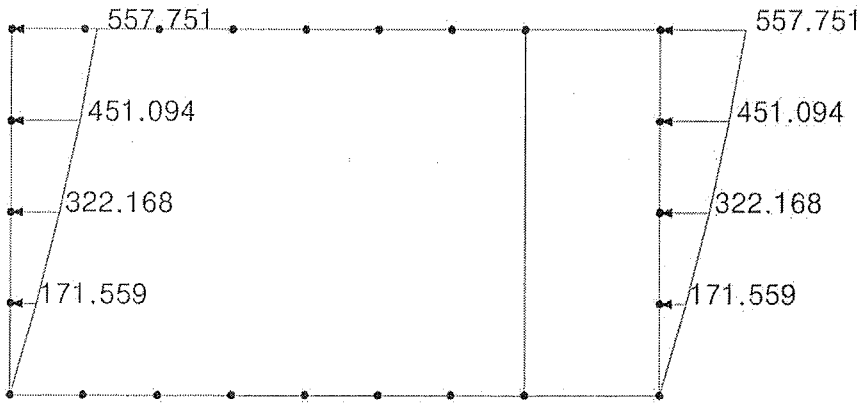



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

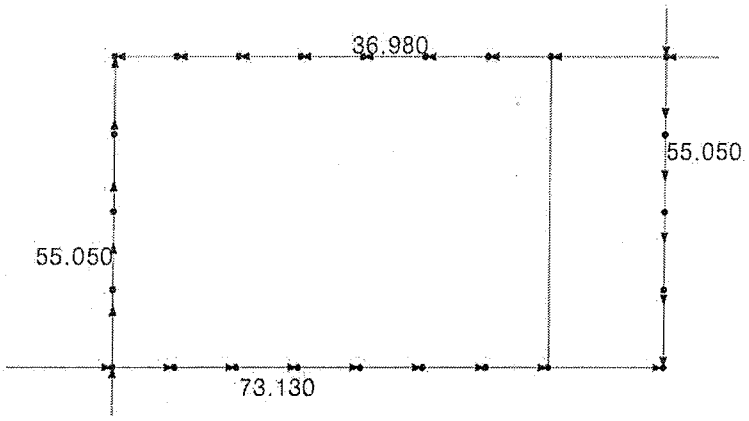
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



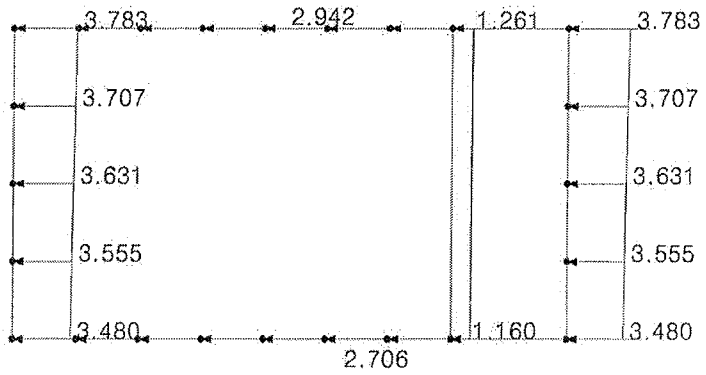

20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)




22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 4.729 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.505 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.505 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.505 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.505 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.505 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.505 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

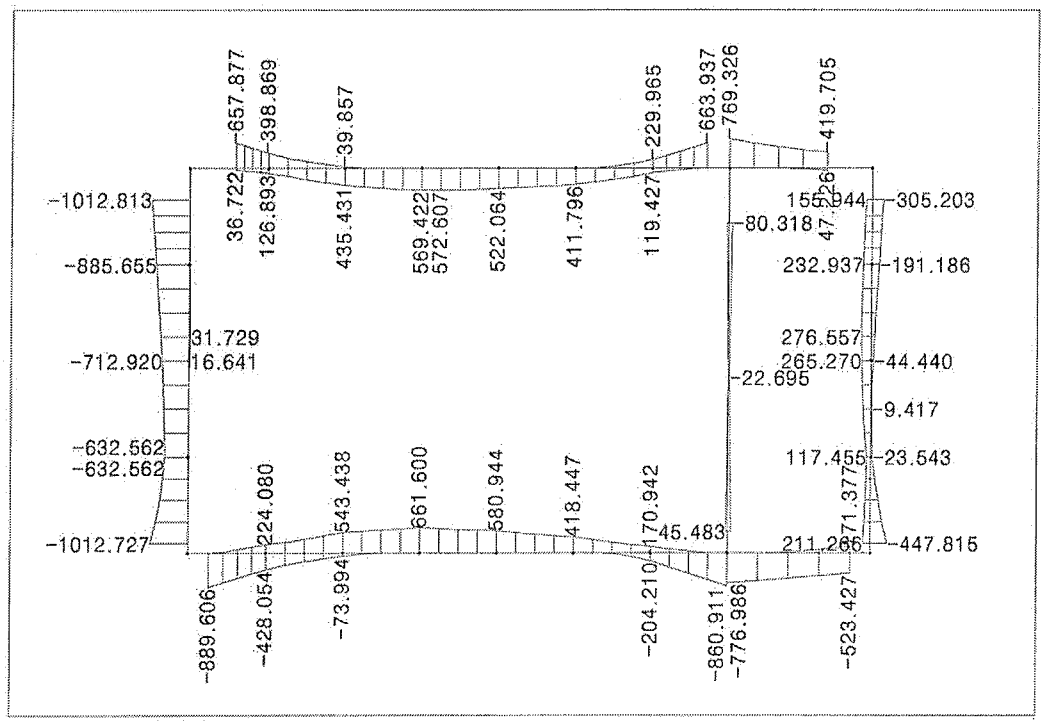
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

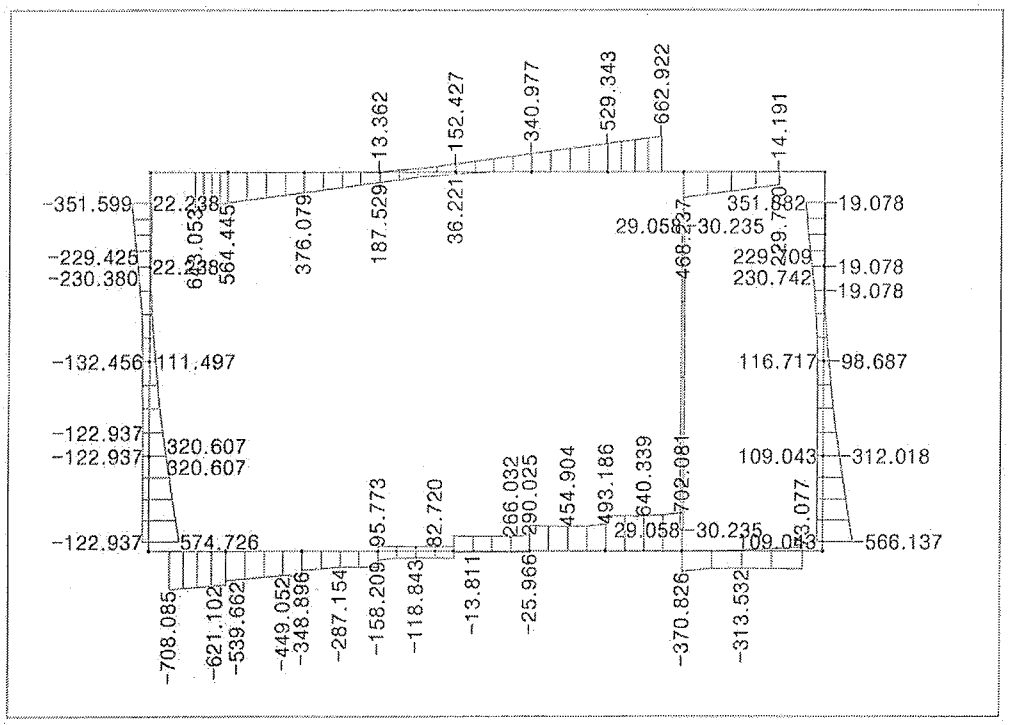
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

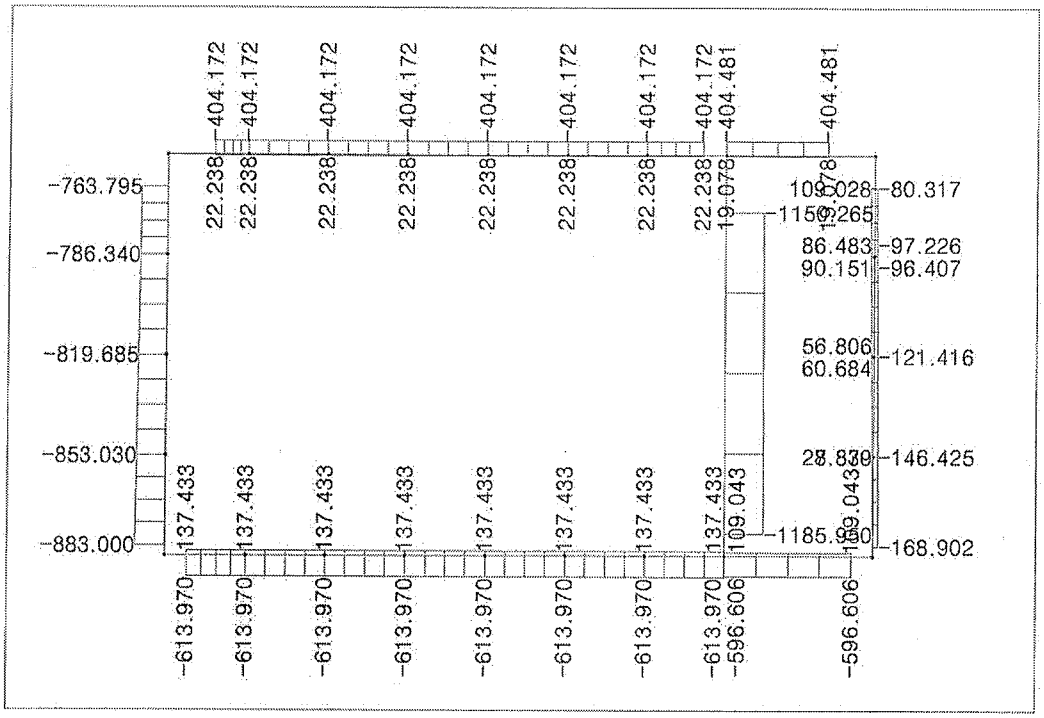
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



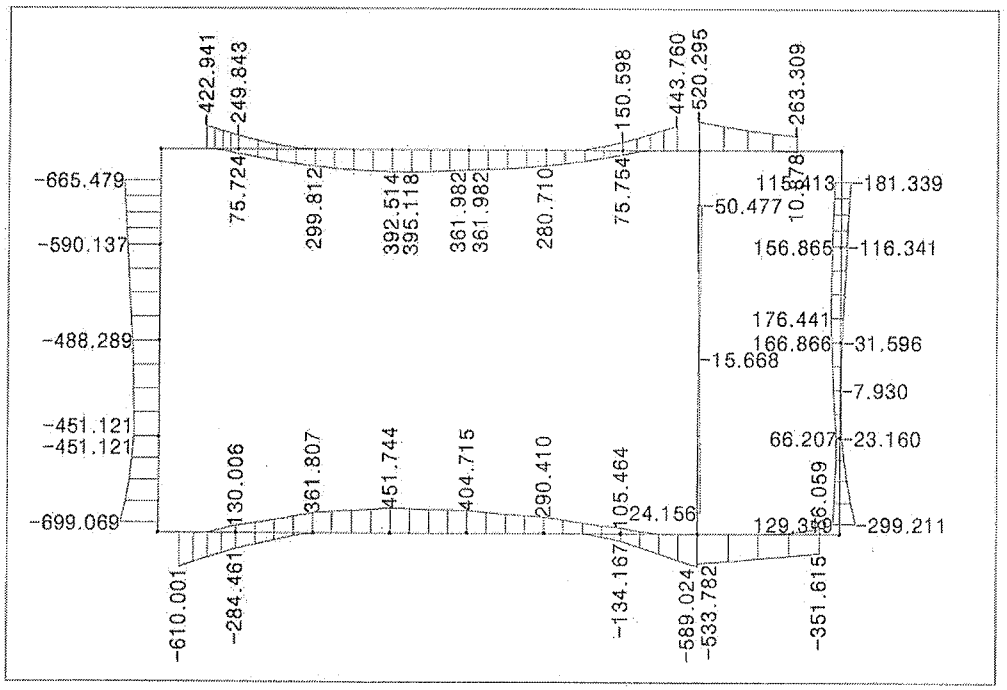

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



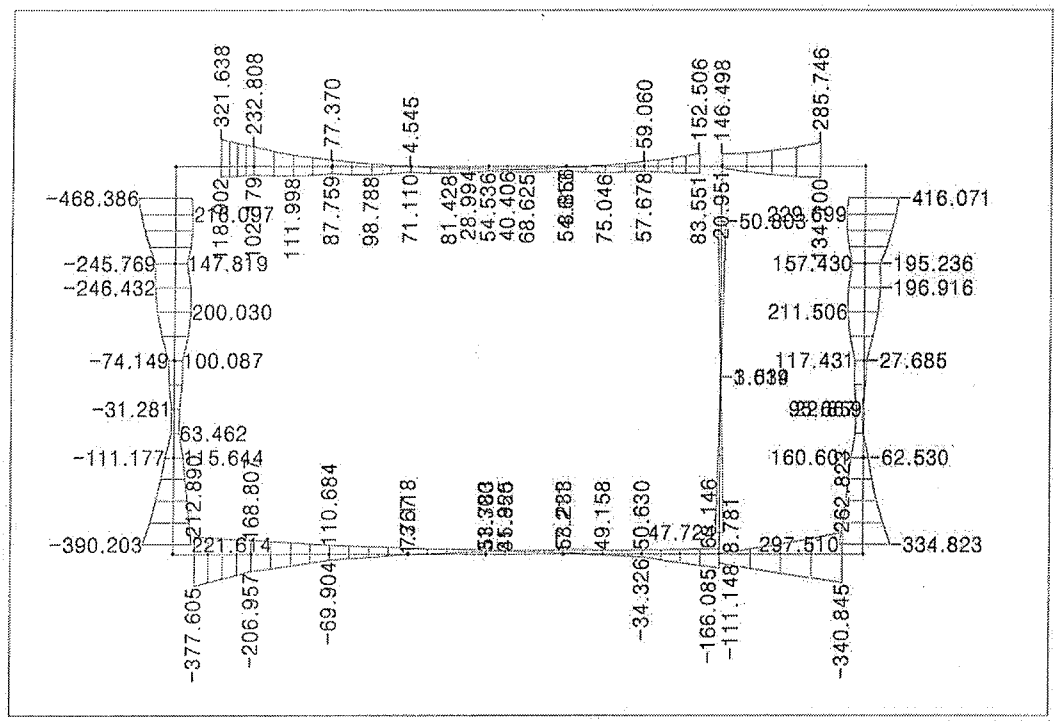
5) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 657.88 | 560.52 | 404.17 | 422.94 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 36.72 | 560.52 | 404.17 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 0.00 | 140.44 | 404.17 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 572.61 | 140.44 | 404.17 | 395.12 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 663.94 | 580.41 | 404.17 | 443.76 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 0.00 | 580.41 | 404.17 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 769.33 | 330.55 | 404.48 | 520.30 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 0.00 | 330.55 | 404.48 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 419.71 | 229.77 | 404.48 | 263.31 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 47.23 | 229.77 | 404.48 | 10.88 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 419.71 | 312.23 | 404.48 | 263.31 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 47.23 | 312.23 | 404.48 | 10.88 | 1000.00 | 700.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 0.00 | 537.09 | 613.97 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 889.61 | 537.09 | 613.97 | 610.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 661.60 | 295.57 | 613.97 | 451.74 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 0.00 | 295.57 | 613.97 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 0.00 | 643.32 | 613.97 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 860.91 | 643.32 | 613.97 | 589.02 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 0.00 | 314.85 | 596.61 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 776.99 | 314.85 | 596.61 | 533.78 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 94.49 | 322.06 | 596.61 | 11.66 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 588.32 | 322.06 | 596.61 | 398.53 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 171.38 | 314.32 | 596.61 | 86.06 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 523.43 | 314.32 | 596.61 | 351.62 | 1000.00 | 700.00 | |

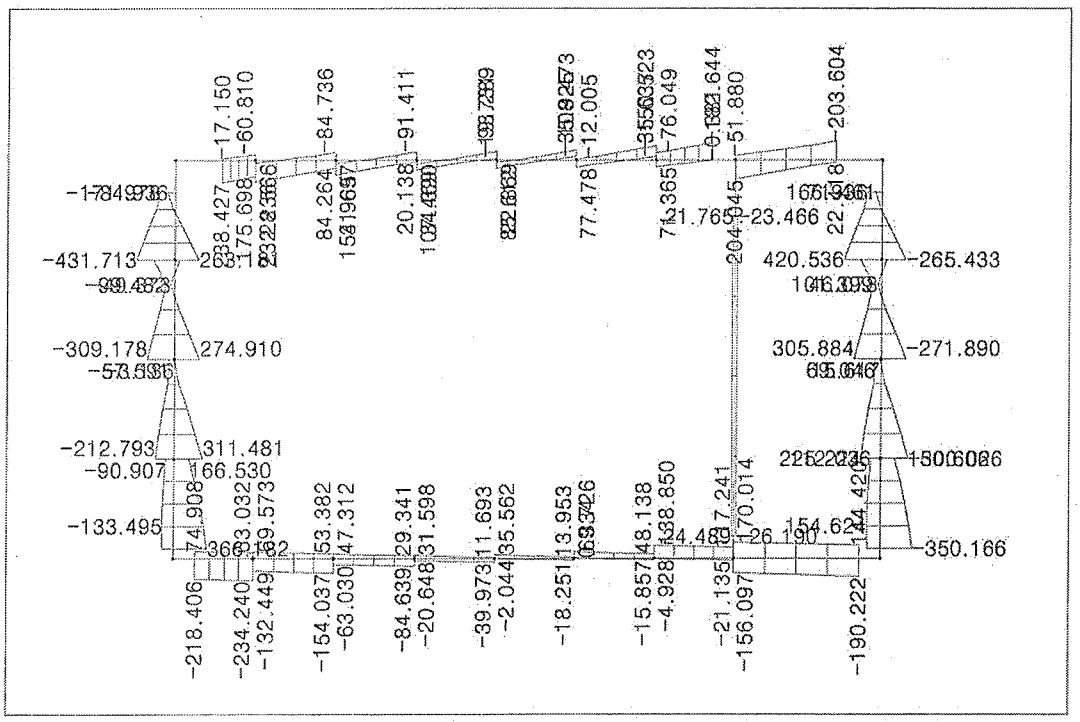
| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | 1012.81 | 229.43 | 763.80 | 665.48 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 0.00 | 229.43 | 763.80 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 712.92 | 134.96 | 819.69 | 488.29 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 16.64 | 134.96 | 819.69 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 1012.73 | 320.61 | 883.00 | 699.07 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 0.00 | 320.61 | 883.00 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 305.20 | 351.88 | 109.03 | 181.34 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 155.94 | 351.88 | 109.03 | 115.41 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 9.42 | 119.23 | 133.92 | 7.93 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 214.50 | 119.23 | 133.92 | 130.94 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 447.82 | 363.47 | 168.90 | 299.21 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 211.27 | 363.47 | 168.90 | 129.32 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 44.99 | 30.24 | 1150.27 | 23.45 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 80.32 | 30.24 | 1150.27 | 50.48 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 17.34 | 30.24 | 1177.03 | 6.47 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 49.35 | 30.24 | 1177.03 | 32.88 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 45.48 | 30.24 | 1185.95 | 24.16 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 76.42 | 30.24 | 1185.95 | 50.39 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

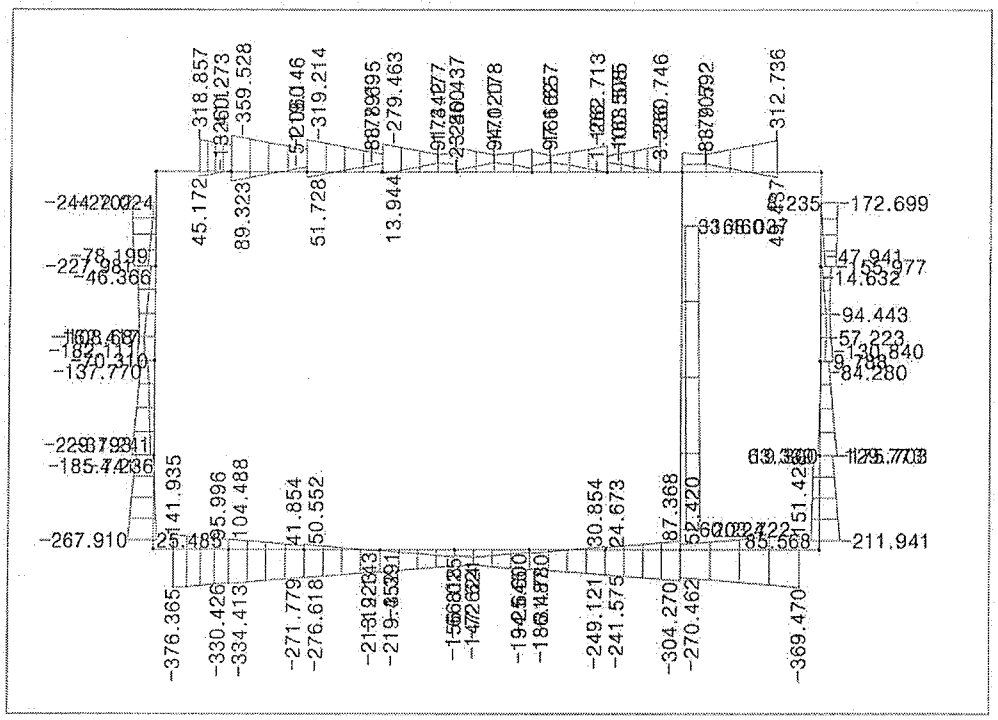
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



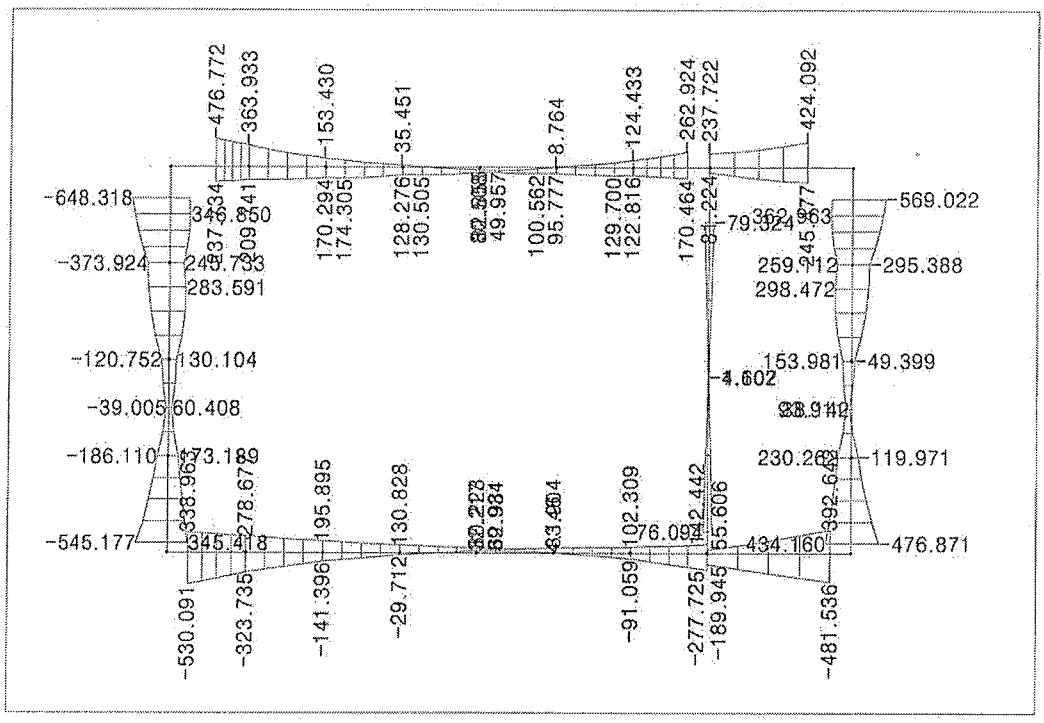

4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 321.64 | 229.10 | 318.86 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 118.90 | 229.10 | 318.86 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 0.00 | 69.89 | 244.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 80.94 | 69.89 | 244.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 152.51 | 116.80 | 260.75 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 83.55 | 116.80 | 260.75 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 146.50 | 128.23 | 189.68 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 20.95 | 128.23 | 189.68 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 285.75 | 203.60 | 312.74 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 134.10 | 203.60 | 312.74 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 285.75 | 140.61 | 312.74 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 134.10 | 140.61 | 312.74 | 1000.00 | 700.00 | |

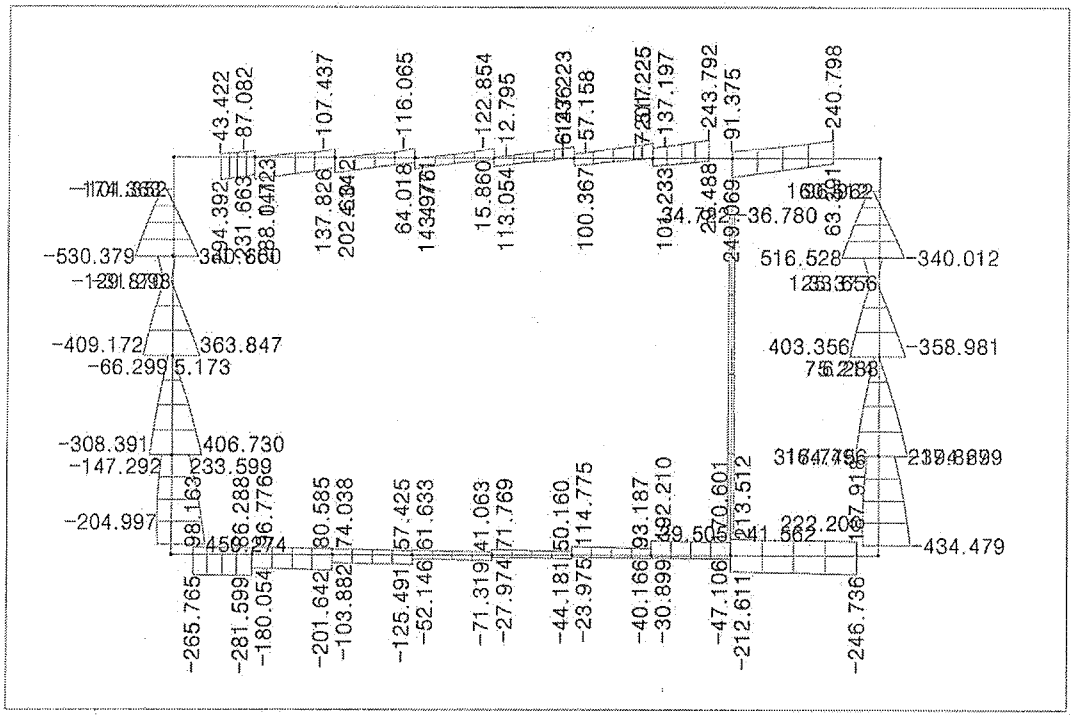
| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 212.89 | 132.90 | 376.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 377.61 | 132.90 | 376.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 73.12 | 84.64 | 213.92 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 0.00 | 84.64 | 213.92 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 63.15 | 133.00 | 304.27 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 166.09 | 133.00 | 304.27 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 8.78 | 171.85 | 270.46 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 111.15 | 171.85 | 270.46 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 187.28 | 181.69 | 344.72 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 287.44 | 181.69 | 344.72 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 262.82 | 173.95 | 369.47 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 340.85 | 173.95 | 369.47 | 1000.00 | 700.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | 468.39 | 431.71 | 244.70 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 199.00 | 431.71 | 244.70 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 74.15 | 260.92 | 232.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 100.09 | 260.92 | 232.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 390.20 | 166.53 | 267.91 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 221.61 | 166.53 | 267.91 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 416.07 | 166.94 | 172.70 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 215.44 | 166.94 | 172.70 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 0.00 | 258.51 | 160.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 95.67 | 258.51 | 160.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 334.82 | 203.47 | 211.94 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 297.51 | 203.47 | 211.94 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 43.00 | 23.68 | 168.04 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 50.80 | 23.68 | 168.04 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 22.33 | 24.03 | 194.80 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 25.16 | 24.03 | 194.80 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 47.72 | 26.08 | 203.72 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 48.76 | 26.08 | 203.72 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

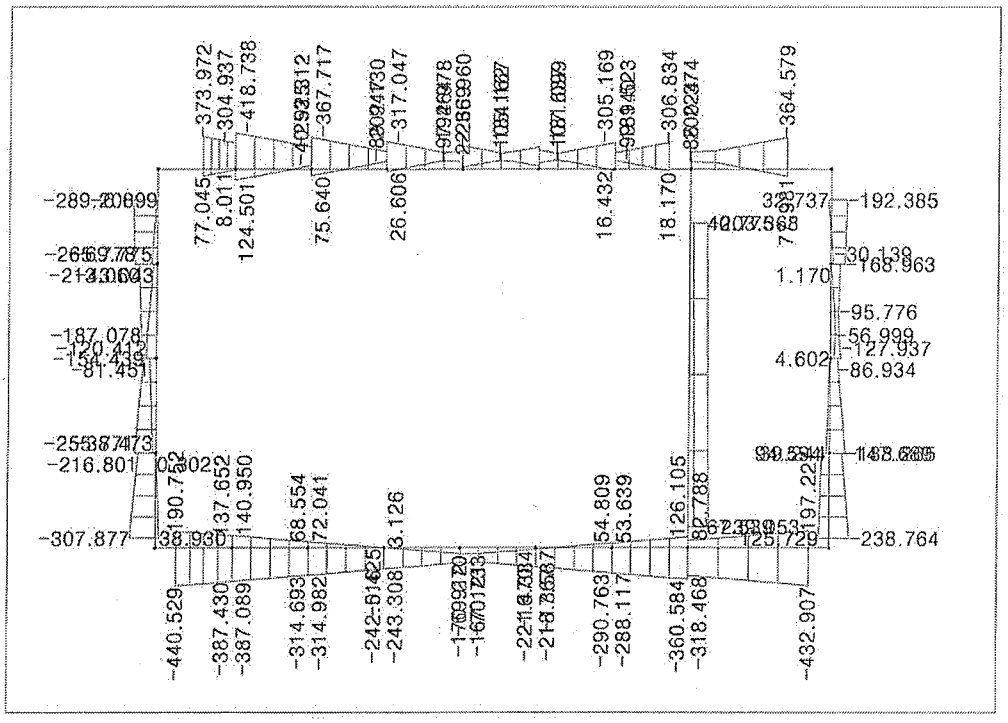
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 476.77 | 285.01 | 373.97 | 1000.00 | 816.75 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 237.73 | 285.01 | 373.97 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 8.62 | 106.40 | 275.69 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 130.51 | 106.40 | 275.69 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 262.92 | 177.95 | 306.83 | 1000.00 | 816.71 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 170.46 | 177.95 | 306.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 237.72 | 167.02 | 200.37 | 1000.00 | 866.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 81.22 | 167.02 | 200.37 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 424.09 | 240.80 | 364.58 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 245.48 | 240.80 | 364.58 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 424.09 | 178.69 | 364.58 | 1000.00 | 816.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 245.48 | 178.69 | 364.58 | 1000.00 | 700.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 338.96 | 180.50 | 440.53 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 530.09 | 180.50 | 440.53 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 130.83 | 125.49 | 242.52 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 29.71 | 125.49 | 242.52 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 142.44 | 186.36 | 360.58 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 277.73 | 186.36 | 360.58 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 55.61 | 228.36 | 318.47 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 189.95 | 228.36 | 318.47 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 294.14 | 238.21 | 404.30 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 412.22 | 238.21 | 404.30 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 392.64 | 230.46 | 432.91 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 481.54 | 230.46 | 432.91 | 1000.00 | 700.00 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | 648.32 | 530.38 | 289.20 | 1000.00 | 1057.00 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 333.31 | 530.38 | 289.20 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 120.75 | 352.17 | 271.63 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 130.10 | 352.17 | 271.63 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 545.18 | 233.60 | 307.88 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 345.42 | 233.60 | 307.88 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | 569.02 | 160.51 | 192.39 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 353.27 | 160.51 | 192.39 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 0.00 | 347.25 | 174.82 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 93.91 | 347.25 | 174.82 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 476.87 | 276.34 | 238.76 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 434.16 | 276.34 | 238.76 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | 69.66 | 37.15 | 203.37 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 79.32 | 37.15 | 203.37 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 35.81 | 37.77 | 230.13 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 39.48 | 37.77 | 230.13 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 76.09 | 41.37 | 239.05 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 77.60 | 41.37 | 239.05 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -657.88 | - | -476.77 | -321.64 | -657.88 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 36.72 | - | 237.73 | 118.90 | 237.73 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | - | - | -8.62 | - | -8.62 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 572.61 | - | 130.51 | 80.94 | 572.61 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -663.94 | - | -262.92 | -152.51 | -663.94 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | - | - | 170.46 | 83.55 | 170.46 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -769.33 | - | -237.72 | -146.50 | -769.33 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | - | - | 81.22 | 20.95 | 81.22 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -419.71 | - | -424.09 | -285.75 | -424.09 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 47.23 | - | 245.48 | 134.10 | 245.48 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -419.71 | - | -424.09 | -285.75 | -424.09 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 47.23 | - | 245.48 | 134.10 | 245.48 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | - | - | 338.96 | 212.89 | 338.96 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -889.61 | - | -530.09 | -377.61 | -889.61 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 661.60 | - | 130.83 | 73.12 | 661.60 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | - | - | -29.71 | - | -29.71 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | - | - | 142.44 | 63.15 | 142.44 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | -860.91 | - | -277.73 | -166.09 | -860.91 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | - | - | 55.61 | 8.78 | 55.61 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -776.99 | - | -189.95 | -111.15 | -776.99 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 94.49 | - | 294.14 | 187.28 | 294.14 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -588.32 | - | -412.22 | -287.44 | -588.32 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 171.38 | - | 392.64 | 262.82 | 392.64 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -523.43 | - | -481.54 | -340.85 | -523.43 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | -1012.81 | - | -648.32 | -468.39 | -1012.81 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | - | - | 333.31 | 199.00 | 333.31 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -712.92 | - | -120.75 | -74.15 | -712.92 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 16.64 | - | 130.10 | 100.09 | 130.10 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -1012.73 | - | -545.18 | -390.20 | -1012.73 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | - | - | 345.42 | 221.61 | 345.42 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | -305.20 | - | -569.02 | -416.07 | -569.02 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 155.94 | - | 353.27 | 215.44 | 353.27 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -9.42 | - | - | - | -9.42 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 214.50 | - | 93.91 | 95.67 | 214.50 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -447.82 | - | -476.87 | -334.82 | -476.87 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 211.27 | - | 434.16 | 297.51 | 434.16 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 44.99 | - | 69.66 | 43.00 | 69.66 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -80.32 | - | -79.32 | -50.80 | -80.32 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 17.34 | - | 35.81 | 22.33 | 35.81 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -49.35 | - | -39.48 | -25.16 | -49.35 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 45.48 | - | 76.09 | 47.72 | 76.09 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -76.42 | - | -77.60 | -48.76 | -77.60 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 560.52 | - | 285.01 | 229.10 | 560.52 | |
| | | 중앙부 | 2 | 140.44 | - | 106.40 | 69.89 | 140.44 | |
| | | 우측 | 3 | -580.41 | - | -177.95 | -116.80 | -580.41 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 330.55 | - | -167.02 | -128.23 | 330.55 | |
| | | 중앙부 | 5 | 229.77 | - | -240.80 | -203.60 | -240.80 | |
| | | 우측 | 6 | 312.23 | - | -178.69 | -140.61 | 312.23 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -537.09 | - | -180.50 | -132.90 | -537.09 | |
| | | 중앙부 | 8 | -295.57 | - | -125.49 | -84.64 | -295.57 | |
| | | 우측 | 9 | 643.32 | - | 186.36 | 133.00 | 643.32 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | -314.85 | - | -228.36 | -171.85 | -314.85 | |
| | | 중앙부 | 11 | -322.06 | - | -238.21 | -181.69 | -322.06 | |
| | | 우측 | 12 | -314.32 | - | -230.46 | -173.95 | -314.32 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | -229.43 | - | -530.38 | -431.71 | -530.38 | |
| | | 중앙부 | 14 | -134.96 | - | -352.17 | -260.92 | -352.17 | |
| | | 하부 | 15 | 320.61 | - | 233.60 | 166.53 | 320.61 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 351.88 | - | 160.51 | 166.94 | 351.88 | |
| | | 중앙부 | 17 | 119.23 | - | 347.25 | 258.51 | 347.25 | |
| | | 하부 | 18 | -363.47 | - | -276.34 | -203.47 | -363.47 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 | 19 | -30.24 | - | -37.15 | -23.68 | -37.15 | |
| | | 중앙부 | 20 | -30.24 | - | -37.77 | -24.03 | -37.77 | |
| | | 하부 | 21 | -30.24 | - | -41.37 | -26.08 | -41.37 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -404.17 | - | -373.97 | -318.86 | -404.17 | |
| | | 중앙부 | 2 | -404.17 | - | -275.69 | -244.37 | -404.17 | |
| | | 우측 | 3 | -404.17 | - | -306.83 | -260.75 | -404.17 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | -404.48 | - | -200.37 | -189.68 | -404.48 | |
| | | 중앙부 | 5 | -404.48 | - | -364.58 | -312.74 | -404.48 | |
| | | 우측 | 6 | -404.48 | - | -364.58 | -312.74 | -404.48 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -613.97 | - | -440.53 | -376.37 | -613.97 | |
| | | 중앙부 | 8 | -613.97 | - | -242.52 | -213.92 | -613.97 | |
| | | 우측 | 9 | -613.97 | - | -360.58 | -304.27 | -613.97 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | -596.61 | - | -318.47 | -270.46 | -596.61 | |
| | | 중앙부 | 11 | -596.61 | - | -404.30 | -344.72 | -596.61 | |
| | | 우측 | 12 | -596.61 | - | -432.91 | -369.47 | -596.61 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | -763.80 | - | -289.20 | -244.70 | -763.80 | |
| | | 중앙부 | 14 | -819.69 | - | -271.63 | -232.16 | -819.69 | |
| | | 하부 | 15 | -883.00 | - | -307.88 | -267.91 | -883.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 109.03 | - | -192.39 | -172.70 | -192.39 | |
| | | 중앙부 | 17 | -133.92 | - | -174.82 | -160.16 | -174.82 | |
| | | 하부 | 18 | -168.90 | - | -238.76 | -211.94 | -238.76 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 | 19 | -1150.27 | - | -203.37 | -168.04 | -1150.27 | |
| | | 중앙부 | 20 | -1177.03 | - | -230.13 | -194.80 | -1177.03 | |
| | | 하부 | 21 | -1185.95 | - | -239.05 | -203.72 | -1185.95 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -422.94 | - | - | - | -422.94 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 395.12 | - | - | - | 395.12 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -443.76 | - | - | - | -443.76 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -520.30 | - | - | - | -520.30 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -263.31 | - | - | - | -263.31 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 10.88 | - | - | - | 10.88 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -263.31 | - | - | - | -263.31 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 10.88 | - | - | - | 10.88 | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (하면) | 14 | -610.00 | - | - | - | -610.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 451.74 | - | - | - | 451.74 | |
| | 2 경간 | 좌측 (하면) | 20 | -533.78 | - | - | - | -533.78 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 11.66 | - | - | - | 11.66 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -398.53 | - | - | - | -398.53 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 86.06 | - | - | - | 86.06 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -351.62 | - | - | - | -351.62 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | -665.48 | - | - | - | -665.48 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -488.29 | - | - | - | -488.29 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -699.07 | - | - | - | -699.07 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | -181.34 | - | - | - | -181.34 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 115.41 | - | - | - | 115.41 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -7.93 | - | - | - | -7.93 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 130.94 | - | - | - | 130.94 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -299.21 | - | - | - | -299.21 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 129.32 | - | - | - | 129.32 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 23.45 | - | - | - | 23.45 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -50.48 | - | - | - | -50.48 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 6.47 | - | - | - | 6.47 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -32.88 | - | - | - | -32.88 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 24.16 | - | - | - | 24.16 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -50.39 | - | - | - | -50.39 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 717 | 657.88 | 833.39 | 2794.54 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.27 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 620 | 237.73 | 319.30 | 1145.94 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.34 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 1000 | 600 | 8.62 | 308.77 | 42.30 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 35.80 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1000 | 620 | 572.61 | 624.39 | 2828.83 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.09 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 717 | 663.94 | 833.33 | 2821.41 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.26 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 620 | 170.46 | 624.39 | 818.06 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 3.66 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1000 | 767 | 769.33 | 894.06 | 3057.65 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.16 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1000 | 620 | 81.22 | 624.39 | 387.42 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 7.69 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 717 | 424.09 | 833.28 | 1778.94 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.96 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 620 | 245.48 | 624.39 | 1184.22 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 2.54 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 717 | 424.09 | 833.28 | 1778.94 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.96 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 620 | 245.48 | 319.30 | 1183.88 | H22 - 4.0EA | 1548.40 | 1.30 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 620 | 338.96 | 715.78 | 1646.07 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 2.11 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 600 | 889.61 | 970.14 | 4678.76 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.09 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1000 | 620 | 661.60 | 715.78 | 3290.73 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.08 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | 600 | 29.71 | 504.63 | 145.96 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 16.98 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 620 | 142.44 | 715.78 | 682.26 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 5.03 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 600 | 860.91 | 970.14 | 4516.42 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.13 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 620 | 55.61 | 715.78 | 264.77 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 12.87 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 600 | 776.99 | 970.14 | 4046.59 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.25 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 620 | 294.14 | 715.78 | 1423.84 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 2.43 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 600 | 588.32 | 970.14 | 3016.06 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.65 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 620 | 392.64 | 715.78 | 1914.13 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.20 | 1.82 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 600 | 523.43 | 970.14 | 2669.31 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.85 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 957 | 1012.81 | 1716.52 | - | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4369.60 | 1.70 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 820 | 333.31 | 1200.68 | - | H16 - 4.0EA | 4369.60 | 3.60 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 800 | 712.92 | 1808.45 | - | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4912.40 | 2.54 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 820 | 130.10 | 1861.27 | - | H16 - 4.0EA | 4912.40 | 14.31 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 800 | 1012.73 | 1912.80 | - | H29 - 8.0EA | 5933.60 | 1.89 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 820 | 345.42 | 1516.62 | - | H16 - 4.0EA | 5933.60 | 4.39 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 967 | 569.02 | 1355.04 | - | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4721.20 | 2.38 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 820 | 353.27 | 446.82 | - | H19 - 4.0EA | 4721.20 | 1.26 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 800 | 9.42 | 746.17 | - | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 3840.40 | 79.23 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 820 | 214.50 | 505.98 | - | H19 - 4.0EA | 3840.40 | 2.36 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 800 | 476.87 | 1625.77 | - | H29 - 8.0EA | 6285.20 | 3.41 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 820 | 434.16 | 448.18 | - | H19 - 4.0EA | 6285.20 | 1.03 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 389.7 | 560.5 | 693.79 | 2.00 | 142.34 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 389.7 | 140.4 | 541.75 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 389.7 | 580.4 | 693.79 | 2.00 | 158.91 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 389.7 | 330.6 | 693.79 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 389.7 | 240.8 | 693.79 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 389.7 | 312.2 | 693.79 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 402.7 | 537.1 | 716.92 | 2.00 | 108.38 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 402.7 | 295.6 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 402.7 | 643.3 | 716.92 | 2.00 | 194.05 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 10 | 402.7 | 314.8 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 402.7 | 322.1 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 402.7 | 314.3 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 551.1 | 530.4 | 956.55 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 553.4 | 352.2 | 958.86 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 556.0 | 320.6 | 961.47 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 527.5 | 351.9 | 932.99 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 526.8 | 347.3 | 932.26 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 529.5 | 363.5 | 934.90 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.75 | 716.75 | 100.00 | 657.88 | 560.52 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.75 - 73.309) / 73.309 = 0.02633

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2794.544 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.279]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (716.75 - a/2) = 833.386 kN.m

≥ Mu (= 657.877 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.267]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 560.520 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (560.520-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 142.341 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 560.520 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 700.0 | 620.0 | 80.0 | 237.734 | 560.520 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 31.750 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 620 - 31.750 ) / 31.750 = 0.0556

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 1145.935 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 19.656 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (620.0 - a / 2) = 319.299 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 ㎜

≥ Mu (237.734 kN · m) [안전률 1.343] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=560.520 kN), 전단보강 필요.

Av_req = ( 560.520 - 402.702 ) x 150 / ( 400 x 620 x Φ ) x 1000 = 127.273 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x ( 536.936 + 418.955 ) = 716.918 kN ≥ 560.520 kN ∴ - O.K -

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 8.62 | 140.44 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05369

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 42.303 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 36.603]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00258

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 308.770 kN.m

≥ Mu (= 8.624 kN.m) ∴ O.K [안전률 35.802]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 140.438 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 572.61 | 140.44 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2828.829 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.095]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 572.607 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.090]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 140.438 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.71 | 716.71 | 100.00 | 663.94 | 580.41 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.71 - 73.309) / 73.309 = 0.02633

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2821.415 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.267]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (716.71 - a/2) = 833.333 kN.m

≥ Mu (= 663.937 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.255]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 580.408 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (580.408-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 158.914 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 580.408 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 170.46 | 580.41 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 818.058 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.786]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 170.464 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.663]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 580.408 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (580.408-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 143.312 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 580.408 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 866.67 | 766.67 | 100.00 | 769.33 | 330.55 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (766.67 - 73.309) / 73.309 = 0.02837

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3057.650 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.169]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00466

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (766.67 - a/2) = 894.063 kN.m

≥ Mu (= 769.326 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.162]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 330.551 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 81.22 | 330.55 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 387.424 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 7.993]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 81.224 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.687]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 330.551 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.67 | 716.67 | 100.00 | 424.09 | 240.80 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 73.309) / 73.309 = 0.02633

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1778.942 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.010]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (716.67 - a/2) = 833.284 kN.m

≥ Mu (= 424.092 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.965]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 240.798 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 245.48 | 240.80 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1184.215 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.615]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 245.477 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.544]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 240.798 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 816.67 | 716.67 | 100.00 | 424.09 | 312.23 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 73.309) / 73.309 = 0.02633

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1778.942 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.010]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (716.67 - a/2) = 833.284 kN.m

≥ Mu (= 424.092 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.965]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 312.227 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 720.0 | 640.0 | 80.0 | 245.477 | 312.227 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 31.750 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 640 - 31.750 ) / 31.750 = 0.0575

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 1145.710 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 19.662 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0024

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (640.0 - a / 2) = 329.828 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 ㎜

≥ Mu (245.477 kN · m) [안전률 1.344] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 640.0 = 415.692 kN

≥ Vu (=312.227kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 338.96 | 537.09 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1646.071 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.172]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 338.963 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.112]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 537.092 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (537.092-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 108.379 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 537.092 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 889.61 | 537.09 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4678.764 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.098]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 889.606 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.091]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 537.092 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (537.092-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 122.817 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 537.092 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 661.60 | 295.57 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3290.728 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.086]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 661.600 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.082]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 295.568 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 29.71 | 295.57 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 52.689) / 52.689 = 0.03116

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 145.955 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 17.605]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00428

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 504.634 kN.m

≥ Mu (= 29.712 kN.m) ∴ O.K [안전률 16.984]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 295.568 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 142.44 | 643.32 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 682.265 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 5.240]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 142.442 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.025]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 643.324 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (643.324-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 194.051 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 643.324 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 860.91 | 643.32 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4516.422 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.138]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 860.911 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.127]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 643.324 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (643.324-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 211.344 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 643.324 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 55.61 | 314.85 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 264.771 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 13.503]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 55.606 kN.m) ∴ O.K [안전률 12.872]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 314.847 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 776.99 | 314.85 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4046.589 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.270]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 776.986 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.249]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 314.847 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 294.14 | 322.06 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1423.838 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.511]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 294.138 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.433]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 322.064 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 588.32 | 322.06 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3016.059 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.704]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 588.323 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.649]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 322.064 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 392.64 | 314.32 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1914.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.868]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 392.642 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.823]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 314.320 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 600.00 | 100.00 | 523.43 | 314.32 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2669.308 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.925]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 523.427 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.853]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 314.320 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,057 | 100 | 957 | 763.795 | 1012.813 | 1326 |

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0041) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1057.0 x 1000.0 = 24258150.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (24258150.0 x 528.50 + 1430080.0 x 100.000 + 317760.0 x 977.000) / 26005990.0

= 510.417 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 574.20 mm, ab = k1 x cb = 488.07 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 488070.000 = 11201.206 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 11201.206 + 299.529 - 1430.080 = 10070.655 kN

Mb = Cc x 302.548 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4115.590 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 408.671 mm, e = Mu/Pu = 1326.028 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 141.68 mm, a = k1 x c = 120.42 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 120424.153 = 2763.734 kN

∑Csi = 189.264 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 2763.734 + 189.264 - 1430.080 = 1522.918 kN

Mn = Cc x 450.205 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2019.437 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1326.031) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1057.00 - 100.00 = 957.000 mm

c = 141.675 mm, a = k1 x c = 120.424 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (957.00-141.68) / 141.68 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20724.566 kN ≥ Pn = 1522.918 kN

ΦPn = 0.85 x 1522.918 = 1294.480 kN ≥ Pu = 763.795 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.326 = 1716.517 kN.m ≥ Mu = 1012.813 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 551.114 kN

≥ Vu (= 530.379 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 763.795 | 333.308 | 436.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0049) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1430080.0 x 800.000) / 22402840.0

= 467.094 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1348.029 - 317.760 = 10627.959 kN

Mb = Cc x 223.806 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2719.789 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 255.909 mm, e = Mu/Pu = 436.385 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 149.85 mm, a = k1 x c = 127.37 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 127371.922 = 2923.186 kN

∑Csi = 631.551 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 2923.186 + 631.551 - 317.760 = 3236.977 kN

Mn = Cc x 403.408 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1412.548 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=436.379) | = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 149.849 mm, a = k1 x c = 127.372 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-149.85) / 149.85 = 0.01342

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17842.046 kN ≥ Pn = 3236.977 kN

ΦPn = 0.85 x 3236.977 = 2751.430 kN ≥ Pu = 763.795 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.436 = 1200.683 kN.m ≥ Mu = 333.308 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 564.891 kN

≥ Vu (= 530.379 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 819.685 | 712.92 | 869.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 4118.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1647200.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1647200.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 22619960.0

= 429.710 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 1647.200 = 8015.929 kN

Mb = Cc x 266.290 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3153.431 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 393.396 mm, e = Mu/Pu = 869.749 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 196.30 mm, a = k1 x c = 166.85 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 166852.188 = 3829.258 kN

∑Csi = 264.156 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pn = 3829.258 + 264.156 - 1647.200 = 2446.213 kN

Mn = Cc x 346.284 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2127.596 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=869.751) | = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 196.297 mm, a = k1 x c = 166.852 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-196.30) / 196.30 = 0.00923

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18005.776 kN ≥ Pn = 2446.213 kN

ΦPn = 0.85 x 2446.213 = 2079.281 kN ≥ Pu = 819.685 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.870 = 1808.454 kN.m ≥ Mu = 712.920 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 553.418 kN

≥ Vu (= 352.173 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 819.685 | 130.104 | 158.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1647200.0 x 800.000) / 22619960.0

= 470.290 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1552.692 - 317.760 = 10832.622 kN

Mb = Cc x 220.610 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2753.308 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 254.168 mm, e = Mu/Pu = 158.725 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 692.30 mm, a = k1 x c = 588.46 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 588455.353 = 13505.050 kN

∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 87.920 kN

Pn = 13505.050 + 1552.692 - 87.920 = 14969.823 kN

Mn = Cc x 176.062 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2375.954 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=158.716) | = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 692.300 mm, a = k1 x c = 588.455 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-692.30) / 692.30 = 0.00055

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18005.776 kN ≥ Pn = 14969.823 kN

ΦPn = 0.78 x 14969.823 = 11726.361 kN ≥ Pu = 819.685 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.159 = 1861.266 kN.m ≥ Mu = 130.104 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 567.254 kN

≥ Vu (= 352.173 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 883 | 1012.727 | 1146.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 23028440.0

= 423.862 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 2055.680 = 7607.449 kN

Mb = Cc x 272.138 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3332.602 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 438.071 mm, e = Mu/Pu = 1146.917 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 192.61 mm, a = k1 x c = 163.72 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 163718.319 = 3757.335 kN

∑Csi = 260.437 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3757.335 + 260.437 - 2055.680 = 1962.093 kN

Mn = Cc x 342.003 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2250.364 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1146.920) | = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 192.610 mm, a = k1 x c = 163.718 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-192.61) / 192.61 = 0.00946

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18313.811 kN ≥ Pn = 1962.093 kN

ΦPn = 0.85 x 1962.093 = 1667.779 kN ≥ Pu = 883.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.147 = 1912.803 kN.m ≥ Mu = 1012.727 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 556.030 kN

≥ Vu (= 320.607 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 883 | 345.418 | 391.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 800.000) / 23028440.0

= 476.138 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1937.735 - 317.760 = 11217.665 kN

Mb = Cc x 214.762 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2814.655 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 250.913 mm, e = Mu/Pu = 391.187 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 183.99 mm, a = k1 x c = 156.39 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 156393.204 = 3589.224 kN

∑Csi = 1289.676 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 3589.224 + 1289.676 - 317.760 = 4561.140 kN

Mn = Cc x 397.941 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1784.225 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=391.179) | = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 183.992 mm, a = k1 x c = 156.393 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-183.99) / 183.99 = 0.01037

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18313.811 kN ≥ Pn = 4561.140 kN

ΦPn = 0.85 x 4561.140 = 3876.969 kN ≥ Pu = 883.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.391 = 1516.622 kN.m ≥ Mu = 345.418 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 569.930 kN

≥ Vu (= 320.607 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,067 | 100 | 967 | 192.385 | 569.022 | 2957.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1146.000 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1066.7 x 1000.0 = 24480000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 458400.0 N

Xp = (24480000.0 x 533.33 + 1430080.0 x 100.000 + 458400.0 x 986.667) / 26368480.0

= 517.713 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 580.00 mm, ab = k1 x cb = 493.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 493000.000 = 11314.350 kN, ∑Csi = 432.099 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 11314.350 + 432.099 - 1430.080 = 10316.369 kN

Mb = Cc x 302.454 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4222.068 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 409.259 mm, e = Mu/Pu = 2957.731 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 96.32 mm, a = k1 x c = 81.87 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 81868.579 = 1878.884 kN

∑Csi = 90.179 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 1878.884 + 90.179 - 1430.080 = 538.983 kN

Mn = Cc x 476.778 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1594.162 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2957.723) | = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1066.67 - 100.00 = 966.667 mm

c = 96.316 mm, a = k1 x c = 81.869 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (966.67-96.32) / 96.32 = 0.02711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21008.103 kN ≥ Pn = 538.983 kN

ΦPn = 0.85 x 538.983 = 458.136 kN ≥ Pu = 192.385 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.958 = 1355.042 kN.m ≥ Mu = 569.022 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 527.549 kN

≥ Vu (= 351.882 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 192.385 | 353.269 | 1836.3 |

㉯ 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 458400.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 458400.0 x 80.000 + 1430080.0 x 800.000) / 22543480.0

= 464.679 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 9597.690 + 1348.029 - 458.400 = 10487.319 kN

Mb = Cc x 226.221 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2799.556 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 266.947 mm, e = Mu/Pu = 1836.261 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 74.94 mm, a = k1 x c = 63.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 63700.621 = 1461.929 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1175.657 kN

Pn = 1461.929 + 0.000 - 1175.657 = 286.272 kN

Mn = Cc x 432.829 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 525.671 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1836.264) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 74.942 mm, a = k1 x c = 63.701 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-74.94) / 74.94 = 0.02983

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17948.103 kN ≥ Pn = 286.272 kN

ΦPn = 0.85 x 286.272 = 243.331 kN ≥ Pu = 192.385 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.836 = 446.820 kN.m ≥ Mu = 353.269 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 540.738 kN

≥ Vu (= 351.882 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 174.818 | 9.417 | 53.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0043) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 458400.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1077760.0 x 100.000 + 458400.0 x 820.000) / 22191160.0

= 440.645 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 432.099 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 9363.600 + 432.099 - 1077.760 = 8717.939 kN

Mb = Cc x 255.355 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2922.098 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 335.182 mm, e = Mu/Pu = 53.870 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 961.36 mm, a = k1 x c = 817.16 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 817160.034 = 18753.823 kN

∑Csi = 641.615 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 18753.823 + 641.615 - 0.000 = 19395.438 kN

Mn = Cc x 32.065 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1044.782 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=53.867) | = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 961.365 mm, a = k1 x c = 817.160 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-961.36) / 961.36 = -0.00050

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17682.418 kN < Pn = 19395.438 kN

ΦPn = 0.78 x 17682.418 = 13851.228 kN ≥ Pu = 174.818 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.054 = 746.167 kN.m ≥ Mu = 9.417 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 526.825 kN

≥ Vu (= 347.253 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 174.818 | 214.499 | 1227 |

㉯ 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0043) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 458400.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 458400.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22191160.0

= 459.355 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 458.400 = 10155.214 kN

Mb = Cc x 231.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2742.258 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 270.035 mm, e = Mu/Pu = 1226.982 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 75.40 mm, a = k1 x c = 64.09 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 64092.265 = 1470.917 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 985.769 kN

Pn = 1470.917 + 0.000 - 985.769 = 485.148 kN

Mn = Cc x 427.309 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 595.266 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1226.977) | = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 75.403 mm, a = k1 x c = 64.092 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-75.40) / 75.40 = 0.02962

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17682.418 kN ≥ Pn = 485.148 kN

ΦPn = 0.85 x 485.148 = 412.376 kN ≥ Pu = 174.818 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.227 = 505.978 kN.m ≥ Mu = 214.499 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 539.995 kN

≥ Vu (= 347.253 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 238.764 | 476.871 | 1997.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1146.000 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 458400.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2055680.0 x 100.000 + 458400.0 x 820.000) / 23169080.0

= 426.267 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 432.099 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 9363.600 + 432.099 - 2055.680 = 7740.019 kN

Mb = Cc x 269.733 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3366.507 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 434.948 mm, e = Mu/Pu = 1997.246 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 140.62 mm, a = k1 x c = 119.53 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 119529.629 = 2743.205 kN

∑Csi = 270.126 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 2743.205 + 270.126 - 2055.680 = 957.651 kN

Mn = Cc x 366.502 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1912.658 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1997.239) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 140.623 mm, a = k1 x c = 119.530 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-140.62) / 140.62 = 0.01407

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18419.868 kN ≥ Pn = 957.651 kN

ΦPn = 0.85 x 957.651 = 814.003 kN ≥ Pu = 238.764 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.997 = 1625.765 kN.m ≥ Mu = 476.871 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 529.462 kN

≥ Vu (= 363.469 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 238.764 | 434.16 | 1818.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 458400.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 458400.0 x 80.000 + 2055680.0 x 800.000) / 23169080.0

= 473.733 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 9597.690 + 1937.735 - 458.400 = 11077.025 kN

Mb = Cc x 217.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2897.004 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 261.533 mm, e = Mu/Pu = 1818.363 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 79.39 mm, a = k1 x c = 67.48 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 67483.589 = 1548.748 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1258.775 kN

Pn = 1548.748 + 0.000 - 1258.775 = 289.973 kN

Mn = Cc x 439.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 527.274 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1818.355) | = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 79.392 mm, a = k1 x c = 67.484 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-79.39) / 79.39 = 0.02799

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18419.868 kN ≥ Pn = 289.973 kN

ΦPn = 0.85 x 289.973 = 246.477 kN ≥ Pu = 238.764 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.818 = 448.185 kN.m ≥ Mu = 434.160 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 542.698 kN

≥ Vu (= 363.469 kN) , 전단보강 불필요.

## 16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)_상면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

## 17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

| 부재 | 폭 | 두께 | 높이 | CTC | 축력 | 모멘트 | 축력×CTC | 모멘트×CTC | 해석모델 | 조합 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W1 | 1.00 | 0.30 | 3.75 | - | 1185.95 | 40.81 | 1185.95 | 40.81 | 상시 | 29 |
| | | | | | 1111.40 | 80.32 | 1111.40 | 80.32 | 상시(ULT) | 3 |

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \quad \geq 1185.95\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 1185.95 | 40.811 | 34.4 |

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 169.536 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2574.990 + 169.536 - 317.760 = 2426.766 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 275.902 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 113.691 mm, e = Mu/Pu = 34.412 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 273.25 mm, a = k1 x c = 232.27 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 232266.235 = 5330.510 kN

∑Csi = 374.189 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5330.510 + 374.189 - 0.000 = 5704.699 kN

Mn = Cc x 33.867 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 196.269 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=34.405) | = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 273.254 mm, a = k1 x c = 232.266 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-273.25) / 273.25 = -0.00058

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 5704.699 kN

ΦPn = 0.65 x 5704.699 = 3708.055 kN ≥ Pu = 1185.950 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.034 = 127.603 kN.m ≥ Mu = 40.811 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 183.243 kN

≥ Vu (= 41.562 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 1111.399 | 80.318 | 72.3 |

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 169.536 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2574.990 + 169.536 - 317.760 = 2426.766 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 275.902 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 113.691 mm, e = Mu/Pu = 72.267 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 189.47 mm, a = k1 x c = 161.05 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 161045.532 = 3695.995 kN

∑Csi = 257.152 kN, ∑Tsi = 76.816 kN

Pn = 3695.995 + 257.152 - 76.816 = 3876.330 kN

Mn = Cc x 69.477 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 280.165 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=72.276) | = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 189.465 mm, a = k1 x c = 161.046 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-189.47) / 189.47 = 0.00048

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 3876.330 kN

ΦPn = 0.65 x 3876.330 = 2519.615 kN ≥ Pu = 1111.399 kN ∴ O.K

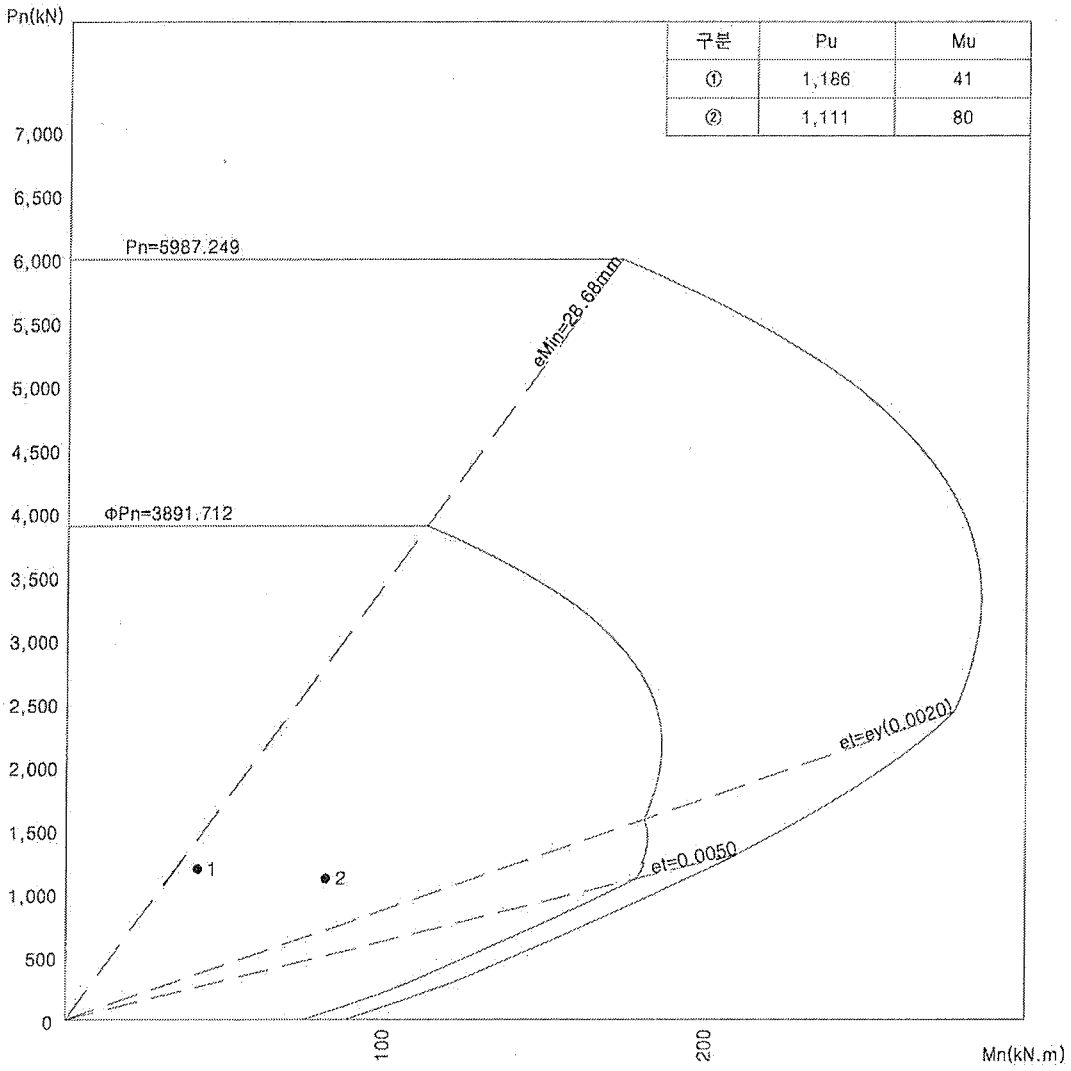
ΦMn = ΦPn x 0.072 = 182.086 kN.m ≥ Mu = 80.318 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 180.707 kN

≥ Vu (= 41.562 kN) , 전단보강 불필요.

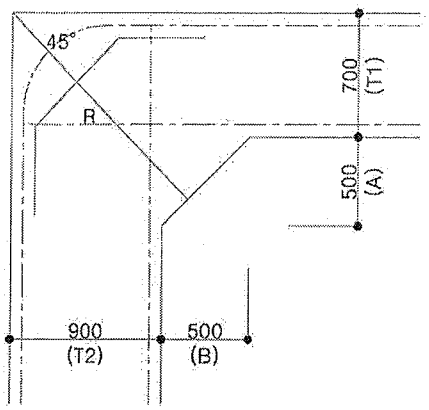
4) PM 상관도




| 구분 | Pu | Mu |
|---|---|---|
| ① | 1,186 | 41 |
| ② | 1,111 | 80 |

# 18. 절점부 검토

1) 좌측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 665.479 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 665.479 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 665.48 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 1.509 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 665.48 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 4979.521 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 4979.521 mm² - 1548.400 mm²

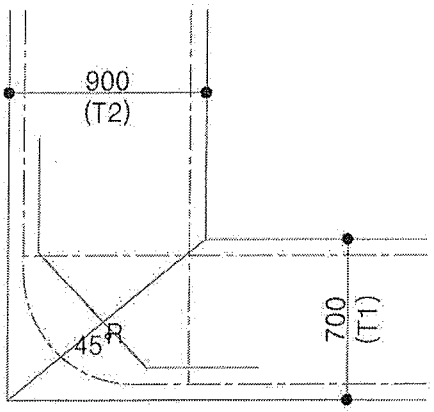
= 3431.121 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3431.121 mm² ) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 699.069 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 699.069 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 699.07 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 2.689 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 699.07 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 6812.493 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6812.493 mm² - 2569.600 mm²

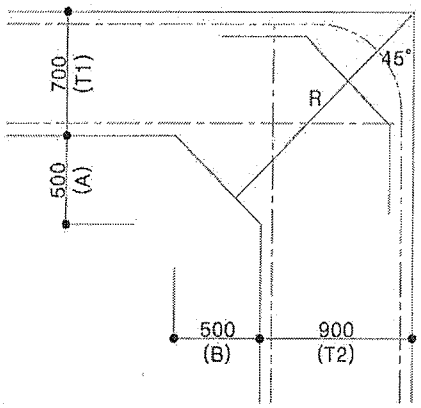
= 4242.893 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 4242.893 mm² ) ----------> O.K !!!

3) 우측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 263.309 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 263.309 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 263.31 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 0.597 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0024974 + √(2 x 0.0175 + (0.0175)² ) = 0.170

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.170 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 115412949.000 / (1548.400 x 620.000 x 0.943)

= 127.457 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 127.457 x 1548.400 = 197354.369 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0013976 + √(2 x 0.0098 + (0.0098)² ) = 0.130

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.130 /3 = 0.957

fs = Mo / (As x d x j) = 115412949.000 / (1146.000 x 820.000 x 0.957)

= 128.399 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 128.399 x 1146.000 = 147145.214 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

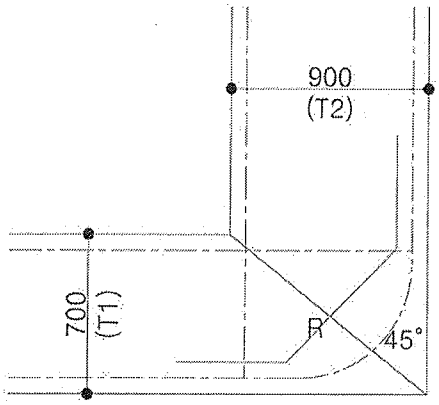
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(197354.369² + 147145.214² ) / 180.0

As = 1367.620 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 351.615 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 351.615 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 351.61 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.352 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 351.61 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 3426.519 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3426.519 mm² - 2569.600 mm²
= 856.919 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 4EA

∴ Total As = 1146.000 mm² > Req'd As (= 856.919 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0032690 + √(2 x 0.0229 + (0.0229)² ) = 0.192

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.192 /3 = 0.936

fs = Mo / (As x d x j) = 129318830.000 / (2026.800 x 620.000 x 0.936)

= 109.957 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 109.957 x 2026.800 = 222861.832 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0013976 + √(2 x 0.0098 + (0.0098)² ) = 0.130

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.130 /3 = 0.957

fs = Mo / (As x d x j) = 129318830.000 / (1146.000 x 820.000 x 0.957)

= 143.870 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 143.870 x 1146.000 = 164874.453 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(222861.832² + 164874.453² ) / 180.0

As = 1540.112 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

# 19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 ㎜ )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (㎜) | 인장사용철근량 | 철근 간격(㎜) | 최대 간격 (㎜) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 717 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 221.541 | O.K | 1.772 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 620 | H22 - 8.0EA | 125 | 180.609 | O.K | 1.445 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 717 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 200.859 | O.K | 1.607 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 767 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 165.009 | O.K | 1.320 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 717 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 488.385 | O.K | 3.907 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 620 | H22 - 8.0EA | 125 | 10260.370 | O.K | 82.083 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 717 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 488.385 | O.K | 3.907 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 620 | H22 - 8.0EA | 125 | 10260.370 | O.K | 82.083 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (하면) | 7 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 145.650 | O.K | 1.165 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 185.896 | O.K | 1.487 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 158.448 | O.K | 1.268 |
| | 2경간 | 좌측 (하면) | 10 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 196.968 | O.K | 1.576 |
| | | 중앙부 (상면) | 11 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 10992.056 | O.K | 87.936 |
| | | 중앙부 (하면) | 11 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 336.354 | O.K | 2.691 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 620 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1489.301 | O.K | 11.914 |
| | | 우측 (하면) | 12 | 600 | H29 - 8.0EA | 125 | 409.756 | O.K | 3.278 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 957 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 158.595 | O.K | 1.269 |
| | | 중앙부 | 14 | 800 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 275.974 | O.K | 2.208 |
| | | 하부 | 15 | 800 | H29 - 8.0EA | 125 | 209.520 | O.K | 1.676 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 967 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1119.380 | O.K | 8.955 |
| | | 상부 | 16 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 437.073 | O.K | 1.748 |
| | | 중앙부 | 17 | 800 | H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 16011.703 | O.K | 128.094 |
| | | 중앙부 | 17 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 364.331 | O.K | 1.457 |
| | | 하부 | 18 | 800 | H29 - 8.0EA | 125 | 775.169 | O.K | 6.201 |
| | | 하부 | 18 | 820 | H19 - 4.0EA | 250 | 371.121 | O.K | 1.484 |

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 422.941 x 1000000 / [3575.200 x (716.750 - 166.028/3)]
= 178.859 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.8/(7x3575.200)]
= 166.028 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.86) - 2.5 x 87.50 = 221.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.86) = 352.23 mm
Sa는 작은 값인 221.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 221.54 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 395.118 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 223.019 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.02) - 2.5 x 69.00 = 180.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.02) = 282.49 mm
Sa는 작은 값인 180.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 180.61 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 443.760 x 1000000 / [3575.200 x (716.707 - 166.022/3)]
= 187.675 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x3575.200)]
= 166.022 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.67) - 2.5 x 87.50 = 200.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.67) = 335.69 mm
Sa는 작은 값인 200.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 200.86 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 520.295 x 1000000 / [3575.200 x (766.667 - 172.458/3)]
= 205.207 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x766.7/(7x3575.200)]
= 172.458 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 205.21) - 2.5 x 87.50 = 165.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 205.21) = 307.01 mm
Sa는 작은 값인 165.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.01 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 263.309 x 1000000 / [3575.200 x (716.666 - 166.017/3)]
= 111.365 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x3575.200)]
= 166.017 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.36) - 2.5 x 87.50 = 488.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 111.36) = 565.71 mm
Sa는 작은 값인 488.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 488.38 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10.878 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 6.140 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 6.14) - 2.5 x 69.00 = 12652.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 6.14) = 10260.37 mm
Sa는 작은 값인 10260.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 10260.37 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 263.309 x 1000000 / [3575.200 x (716.666 - 166.017/3)]
= 111.365 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x3575.200)]
= 166.017 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.36) - 2.5 x 87.50 = 488.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 111.36) = 565.71 mm
Sa는 작은 값인 488.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 488.38 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10.878 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 6.140 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 6.14) - 2.5 x 69.00 = 12652.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 6.14) = 10260.37 mm
Sa는 작은 값인 10260.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 10260.37 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 610.001 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 219.115 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.12) - 2.5 x 85.50 = 145.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.12) = 287.52 mm
Sa는 작은 값인 145.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 145.65 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 451.744 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 222.052 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.05) - 2.5 x 67.50 = 185.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.05) = 283.72 mm
Sa는 작은 값인 185.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 185.90 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 589.024 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 211.581 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.58) - 2.5 x 85.50 = 158.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.58) = 297.76 mm
Sa는 작은 값인 158.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 158.45 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 533.782 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 191.737 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.74) - 2.5 x 85.50 = 196.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.74) = 328.57 mm
Sa는 작은 값인 196.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 196.97 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11.660 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 5.731 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 5.73) - 2.5 x 67.50 = 13571.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 5.73) = 10992.06 mm
Sa는 작은 값인 10992.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 10992.06 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 398.532 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 143.155 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 143.15) - 2.5 x 85.50 = 336.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 143.15) = 440.08 mm
Sa는 작은 값인 336.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 336.35 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 86.059 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 42.302 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 42.30) - 2.5 x 67.50 = 1692.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 42.30) = 1489.30 mm
Sa는 작은 값인 1489.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1489.30 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 351.615 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 126.302 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 126.30) - 2.5 x 85.50 = 409.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 126.30) = 498.80 mm
Sa는 작은 값인 409.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 409.76 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 665.479 x 1000000 / [3575.200 x (957.000 - 195.262/3)]
= 208.695 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x957.0/(7x3575.200)]
= 195.262 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.69) - 2.5 x 87.50 = 158.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.69) = 301.88 mm
Sa는 작은 값인 158.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 158.60 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 488.289 x 1000000 / [4118.000 x (800.000 - 187.859/3)]
= 160.805 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4118.000)]
= 187.859 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.80) - 2.5 x 85.50 = 275.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 160.80) = 391.78 mm
Sa는 작은 값인 275.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 275.97 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 699.069 x 1000000 / [5139.200 x (800.000 - 206.622/3)]
= 186.051 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5139.200)]
= 206.622 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 186.05) - 2.5 x 85.50 = 209.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 186.05) = 338.62 mm
Sa는 작은 값인 209.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 209.52 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 181.339 x 1000000 / [3575.200 x (966.667 - 196.357/3)]
= 56.281 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x966.7/(7x3575.200)]
= 196.357 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.28) - 2.5 x 87.50 = 1180.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.28) = 1119.38 mm
Sa는 작은 값인 1119.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1119.38 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.413 x 1000000 / [1146.000 x (820.000 - 106.958/3)]
= 128.399 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1146.000)]
= 106.958 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 128.40) - 2.5 x 70.50 = 437.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 128.40) = 490.66 mm
Sa는 작은 값인 437.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 437.07 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7.930 x 1000000 / [2694.400 x (800.000 - 155.876/3)]
= 3.935 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2694.400)]
= 155.876 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.93) - 2.5 x 89.00 = 19792.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.93) = 16011.70 mm
Sa는 작은 값인 16011.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 16011.70 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.943 x 1000000 / [1146.000 x (820.000 - 106.958/3)]
= 145.677 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1146.000)]
= 106.958 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 145.68) - 2.5 x 70.50 = 364.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 145.68) = 432.46 mm
Sa는 작은 값인 364.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 364.33 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 299.211 x 1000000 / [5139.200 x (800.000 - 206.622/3)]
= 79.632 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5139.200)]
= 206.622 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.63) - 2.5 x 85.50 = 775.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.63) = 791.14 mm
Sa는 작은 값인 775.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 775.17 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 129.319 x 1000000 / [1146.000 x (820.000 - 106.958/3)]
= 143.870 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1146.000)]
= 106.958 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 143.87) - 2.5 x 70.50 = 371.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 143.87) = 437.90 mm
Sa는 작은 값인 371.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 371.12 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 1.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.70 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ( fy = 400 MPa 인 경우 )

| 부재 | 최소두께 또는 높이 (mm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 단 순 지 지 | 일 단 연 속 | 양 단 연 속 | 캔 틸 레 버 |
| 1방향 슬래브 | l / 20 | l / 24 | l / 28 | l / 10 |
| 1보 | l / 16 | l / 18.5 | l / 21 | l / 8 |

Tmin = L / 28
T = 1.900 / 28
T = 0.068 m < 0.700 m ----------> O.K

# 20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

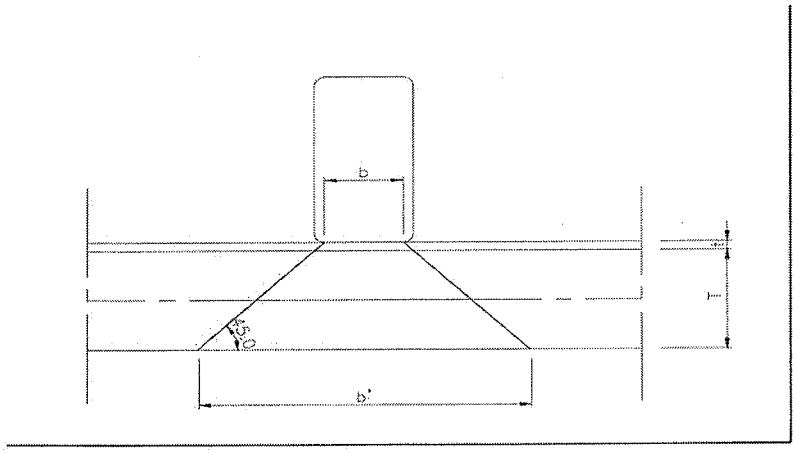
1) 고정하중

- 구체자중 = 585.100 / 10.000 = 58.510 kN/m²
- 상부연직하중 = 91.851 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

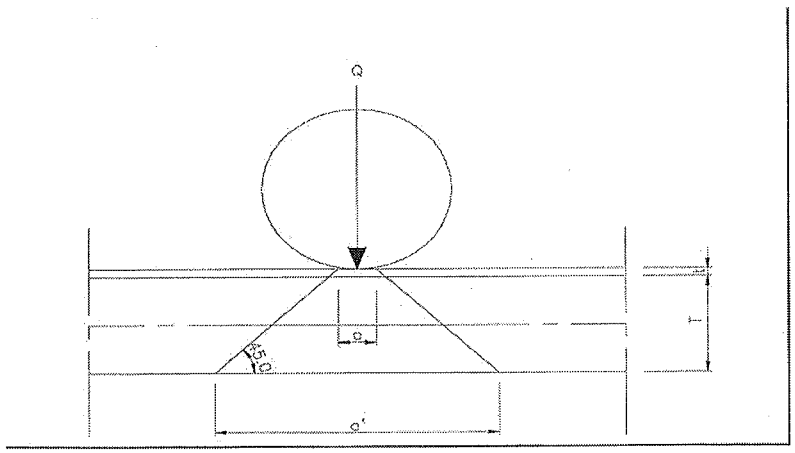



t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × ( 0.700 + 0.080 ) × cot 45°

= 2.060 m




a' = 0.200 + 2 × ( 0.700 + 0.080 ) × cot 45°

= 1.760 m

Qz = 96.0 / ( 2.060 × 1.760 )= 26.478 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 58.51 + 91.85 + 15.00 + 1.84 + 26.48$

$= 193.679 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 625.680 \ kN/m^2 \geq Qmax = 193.679 \ kN/m^2$ ..... O.K

# 20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.400 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 4.968 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.000 | × | 1.000 | × | 19.000 | | | = | 190.000 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.000 | × | 3.730 | × | 10.000 | | | = | 373.000 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.000 | × | 3.730 | × | 10.000 | | | = | 373.000 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 1557.868 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 1.000 \times 3.730 \times 19.000 + 3.730^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 51.114$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 51.114 = 54.572$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1557.868 + 54.572 = 1612.440$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.000 \times 9.370 \times 10.000$

$= 937.000$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1612.440 / 937.000$

$= 1.721 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m ( 보링주상도 NNBB-8 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.000 | × | 0.700 | × | 25.000 | | | = | 175.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.400 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 4.968 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.000 | × | 6.600 | × | 19.000 | | | = | 1254.000 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.000 | × | -1.870 | × | 10.000 | | | = | -187.000 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.000 | × | -1.870 | × | 10.000 | | | = | -187.000 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 1501.868 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 150.618$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 6.600 \times -1.870 \times 19.000 + -1.870^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= -78.986$ kN/m

∴ $\Sigma = 150.618 + -78.986 = 71.632$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1501.868 + 71.632 = 1573.500$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.000 \times 3.770 \times 10.000$

$= 377.000$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1573.500 / 377.000$

$= 4.174 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{175.000}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{302.200}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.747 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.747 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{314.700}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.861 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.861 m 이하유지

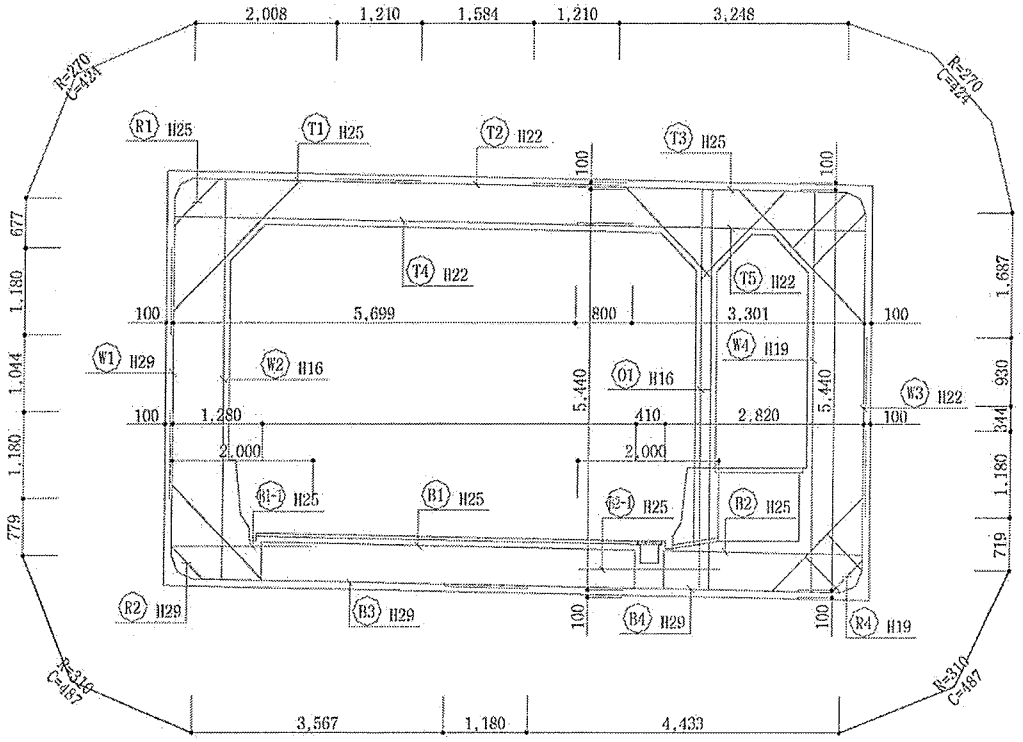
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{616.900}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 5.608 \text{ m}$$

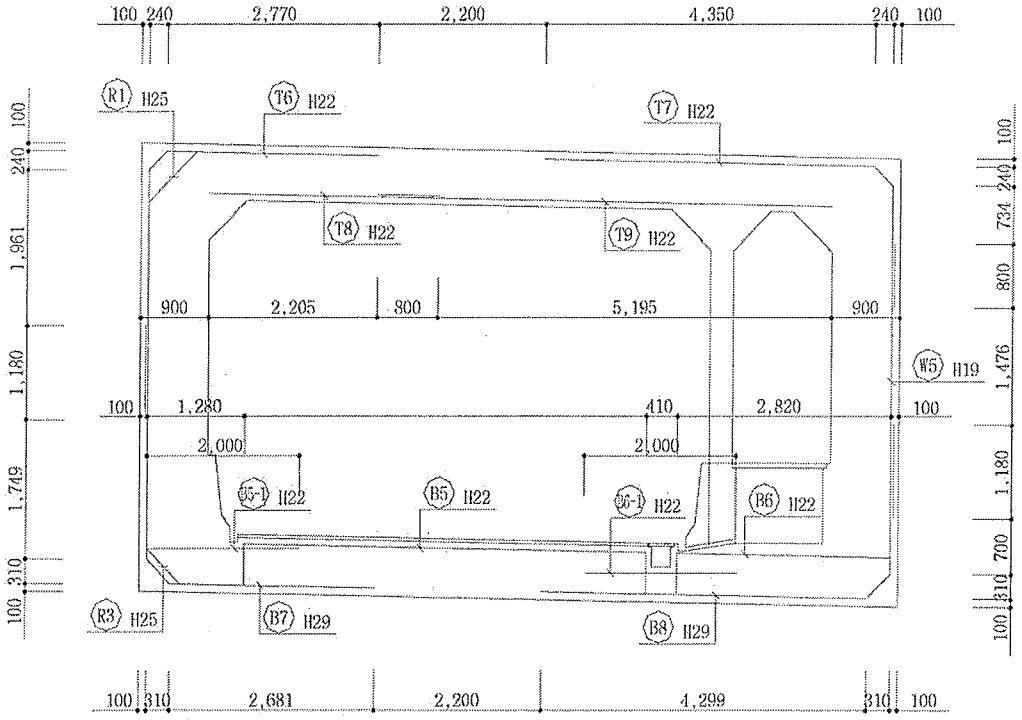
∴ 구조물 저면으로 부터 5.608 m 이하유지

# 21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)




CYCLE - 2(@250)

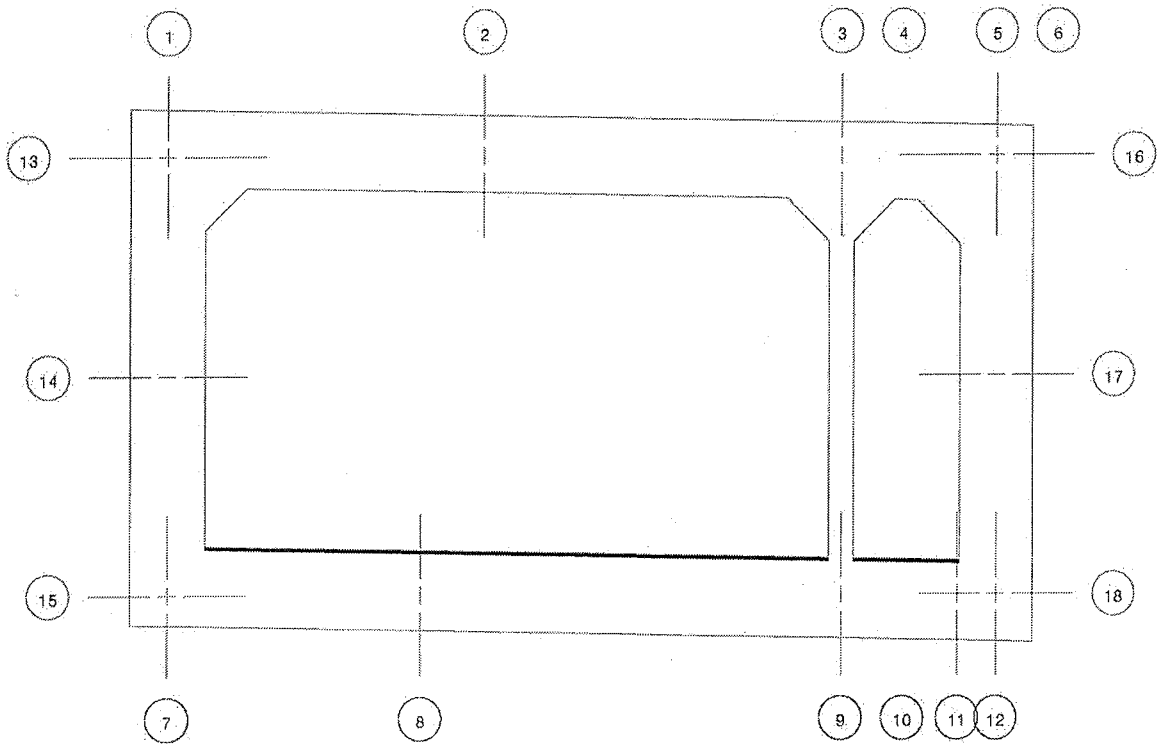


# B4

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 횡 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 1 | 1000 | 950 | 965.40 | 1422.04 | 3075.63 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.47 |
| | | 좌측(하면) | 1 | 1000 | 820 | 420.38 | 696.84 | 1532.79 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 1.66 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 820 | 1158.79 | 1218.88 | 4358.22 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.05 |
| | | 우측(상면) | 3 | 1000 | 950 | 1252.18 | 1422.04 | 4025.37 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.14 |
| | | 우측(하면) | 3 | 1000 | 820 | 312.34 | 1218.88 | 1133.95 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 3.90 |
| | 2경간 | 좌측(상면) | 4 | 1000 | 967 | 1367.43 | 1448.09 | 4329.52 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.06 |
| | | 좌측(하면) | 4 | 1000 | 820 | 199.15 | 1218.88 | 719.83 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 6.12 |
| | | 중앙부(상면) | 5 | 1000 | 950 | 795.85 | 1422.04 | 2522.28 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.79 |
| | | 중앙부(하면) | 5 | 1000 | 820 | 424.81 | 1218.88 | 1549.21 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 2.87 |
| | | 우측(상면) | 6 | 1000 | 950 | 795.85 | 1422.04 | 2522.28 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.79 |
| | | 우측(하면) | 6 | 1000 | 820 | 424.81 | 696.84 | 1548.78 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 1.64 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 7 | 1000 | 820 | 625.13 | 1354.55 | 2298.36 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.17 |
| | | 좌측(하면) | 7 | 1000 | 800 | 1339.68 | 1465.18 | 5222.39 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 5746.40 | 1.09 |
| | | 중앙부(상면) | 8 | 1000 | 820 | 1241.22 | 1354.55 | 4685.30 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.09 |
| | | 중앙부(하면) | 8 | 1000 | 800 | 133.21 | 834.19 | 492.40 | H32 - 4.0EA | 3176.80 | 6.26 |
| | | 우측(상면) | 9 | 1000 | 820 | 292.80 | 1354.55 | 1062.21 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 4.63 |
| | | 우측(하면) | 9 | 1000 | 800 | 1543.29 | 1608.57 | 6076.03 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.04 |
| | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 820 | 184.66 | 1354.55 | 667.06 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 7.34 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 800 | 1459.40 | 1608.57 | 5722.09 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.10 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 820 | 539.53 | 1354.55 | 1976.72 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.51 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 800 | 1046.58 | 1608.57 | 4024.11 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.54 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 820 | 687.36 | 1354.55 | 2533.64 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.97 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 800 | 911.25 | 1608.57 | 3482.29 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.77 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 13 | 1000 | 944 | 1387.04 | 2201.79 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 5390.80 | 1.59 |
| | | 상부 (내측) | 13 | 1000 | 820 | 486.52 | 1269.00 | - | H16 - 4.0EA | 5390.80 | 2.61 |
| | | 중앙부 (외측) | 14 | 1000 | 800 | 958.97 | 2074.32 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 5390.80 | 2.16 |
| | | 중앙부 (내측) | 14 | 1000 | 820 | 199.06 | 1911.78 | - | H16 - 4.0EA | 5390.80 | 9.60 |
| | | 하부 (외측) | 15 | 1000 | 800 | 1408.81 | 2128.49 | - | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 6540.80 | 1.51 |
| | | 하부 (내측) | 15 | 1000 | 820 | 589.51 | 952.94 | - | H16 - 4.0EA | 6540.80 | 1.62 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 16 | 1000 | 956 | 871.86 | 1671.49 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.92 |
| | | 상부 (내측) | 16 | 1000 | 820 | 519.37 | 879.08 | - | H29 - 4.0EA | 7166.00 | 1.69 |
| | | 중앙부 (외측) | 17 | 1000 | 800 | 142.31 | 2341.66 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 16.45 |
| | | 중앙부 (내측) | 17 | 1000 | 820 | 260.55 | 1003.38 | - | H29 - 4.0EA | 7166.00 | 3.85 |
| | | 하부 (외측) | 18 | 1000 | 800 | 758.68 | 1879.36 | - | H32 - 8.0EA | 8923.20 | 2.48 |
| | | 하부 (내측) | 18 | 1000 | 820 | 694.83 | 835.05 | - | H29 - 4.0EA | 8923.20 | 1.20 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 3 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 5 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 6 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 519.6 | 811.9 | 925.06 | 2.00 | 182.67 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 532.6 | 145.7 | 740.39 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 519.6 | 902.9 | 925.06 | 2.00 | 239.58 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 519.6 | 479.7 | 722.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 519.6 | 364.6 | 722.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 519.6 | 556.5 | 722.34 | 2.00 | 46.14 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 532.6 | 788.5 | 1184.01 | 2.00 | 156.05 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 532.6 | 482.4 | 858.31 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 532.6 | 1033.9 | 1184.01 | 2.00 | 305.66 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 532.6 | 539.4 | 858.31 | 2.00 | 8.31 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 532.6 | 547.7 | 858.31 | 2.00 | 18.39 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 532.6 | 540.0 | 858.31 | 2.00 | 9.05 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 567.3 | 710.2 | 770.03 | 2.00 | 178.64 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 569.6 | 263.3 | 772.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 572.2 | 727.7 | 774.95 | 2.00 | 194.31 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 530.9 | 469.4 | 733.63 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 528.4 | 427.9 | 731.15 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 531.4 | 718.7 | 734.15 | 2.00 | 234.06 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 309.784 | O.K | 2.478 |
| | | 중앙부 | 2 | 820 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 188.527 | O.K | 1.508 |
| | | 우측 | 3 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 176.212 | O.K | 1.410 |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 967 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 148.196 | O.K | 1.186 |
| | | 중앙부 | 5 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 463.126 | O.K | 3.705 |
| | | 우측 | 6 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 463.126 | O.K | 3.705 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 800 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 158.056 | O.K | 1.264 |
| | | 중앙부 | 8 | 820 | H29 - 8.0EA | 125 | 207.938 | O.K | 1.664 |
| | | 우측 | 9 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 142.887 | O.K | 1.143 |
| | 2경간 | 좌측 | 10 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 162.850 | O.K | 1.303 |
| | | 중앙부 | 11 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 308.823 | O.K | 2.471 |
| | | 우측 | 12 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 386.921 | O.K | 3.095 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 944 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 142.366 | O.K | 1.139 |
| | | 중앙부 | 14 | 800 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 206.589 | O.K | 1.653 |
| | | 하부 | 15 | 800 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 138.760 | O.K | 1.110 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 956 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 780.897 | O.K | 6.247 |
| | | 상부 | 16 | 820 | H29 - 4.0EA | 250 | 1362.417 | O.K | 5.450 |
| | | 중앙부 | 17 | 800 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 2310.050 | O.K | 18.480 |
| | | 중앙부 | 17 | 820 | H29 - 4.0EA | 250 | 958.206 | O.K | 3.833 |
| | | 하부 | 18 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 548.450 | O.K | 4.388 |
| | | 하부 | 18 | 820 | H29 - 4.0EA | 250 | 789.350 | O.K | 3.157 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp O BOX ( 내공 : 2@(7.6M × 4.24M), 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 6.722 m )

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

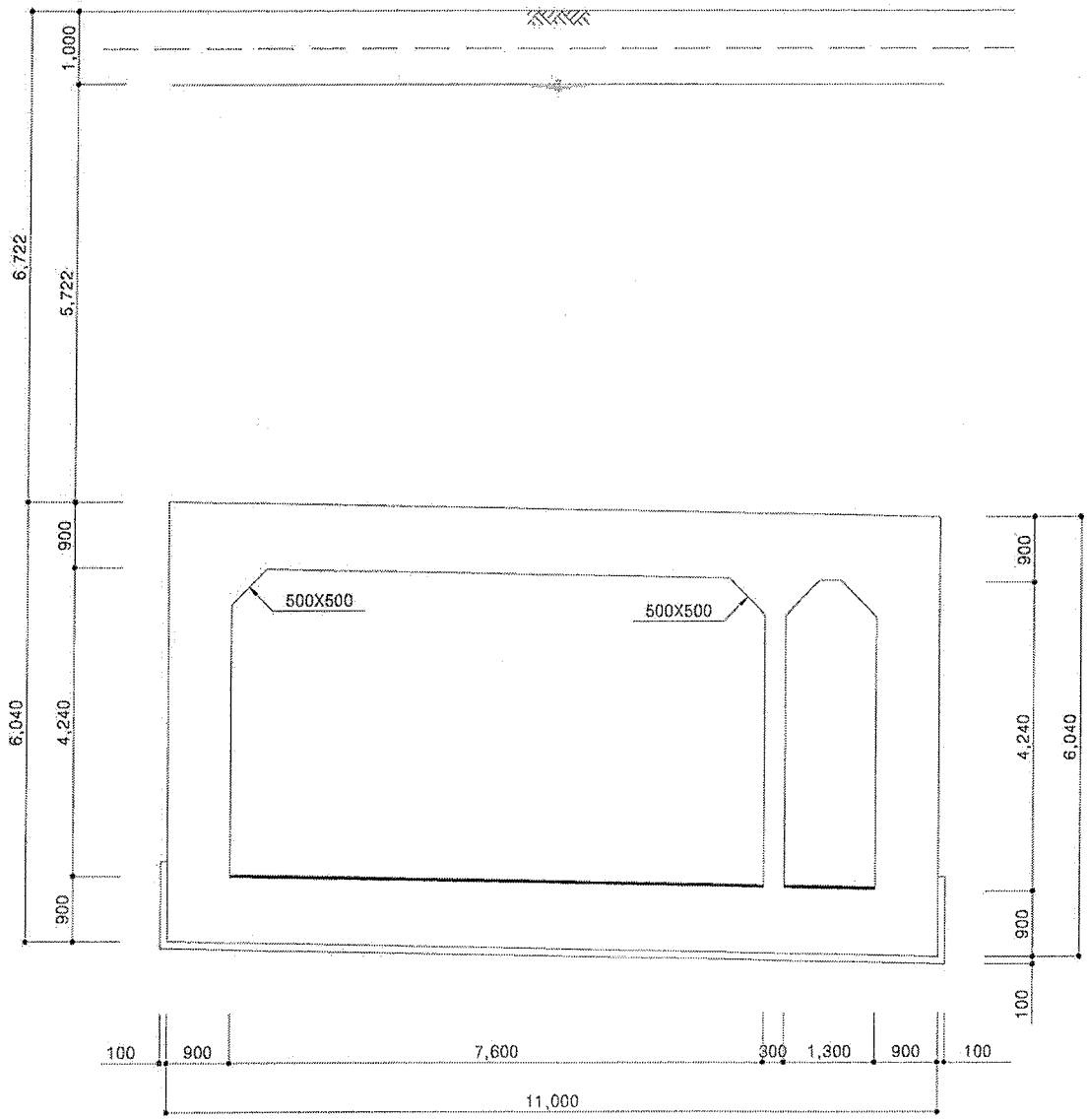
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


1,000
6,722
5,722
900
6,040
4,240
900
500X500
500X500
900
4,240
6,040
900
100
100
900
7,600
300
1,300
900
100
11,000

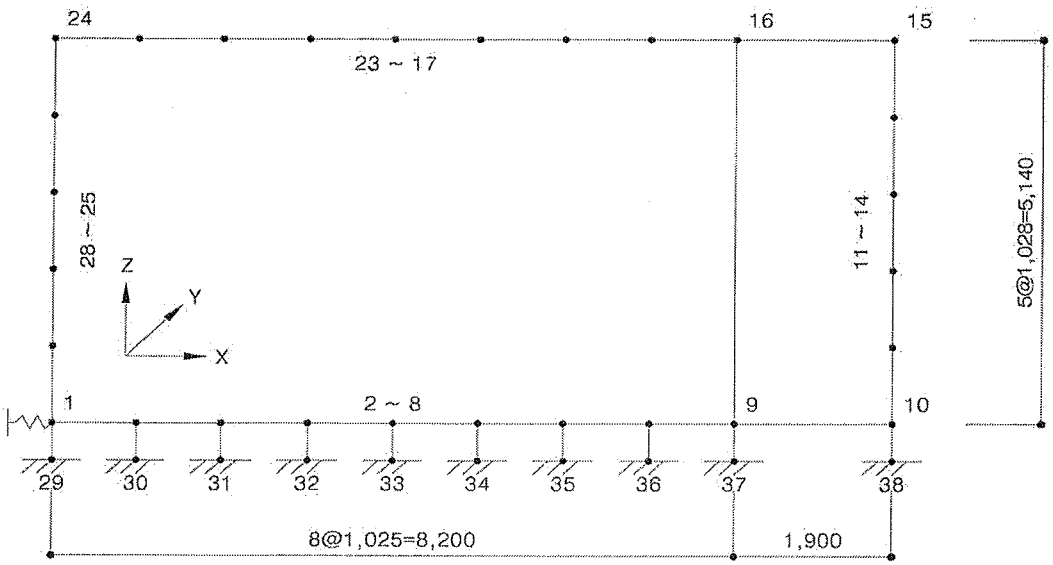
# 4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

## 1) Modeling

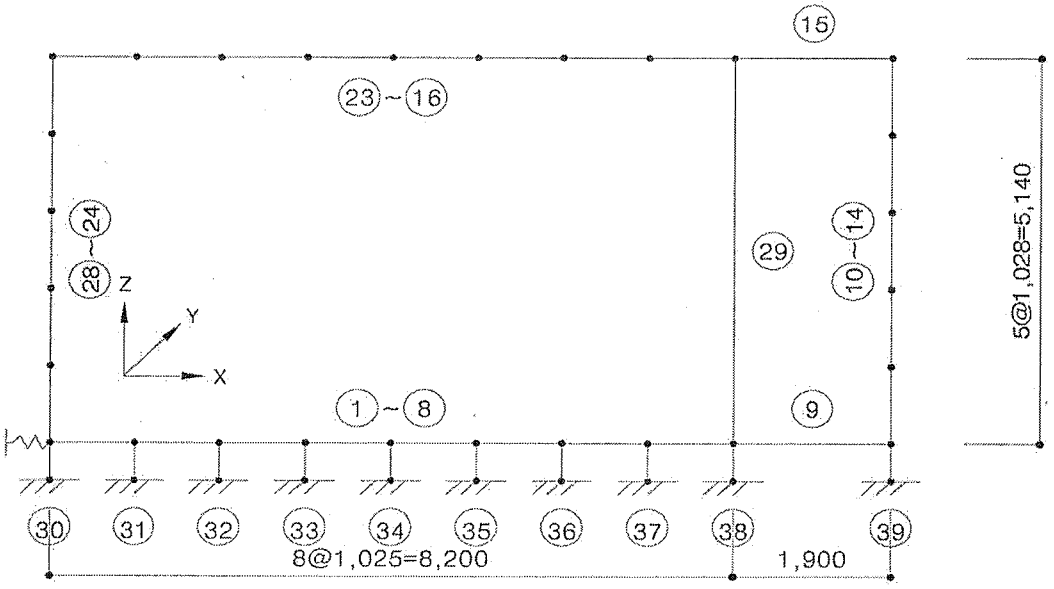
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

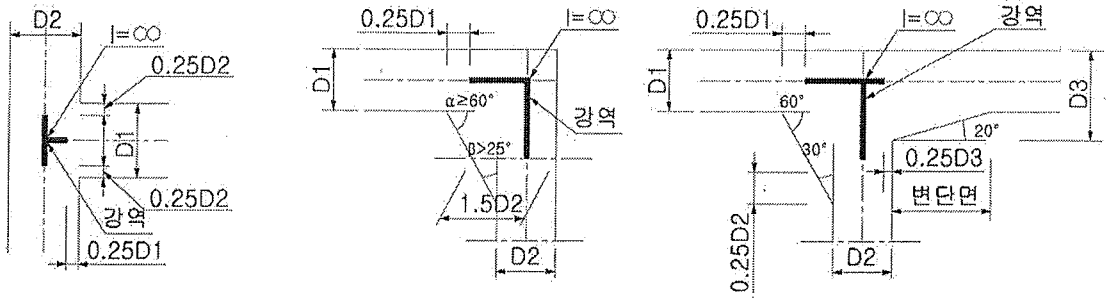
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 1~28 |
| 2 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 29 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 20 | 4.100 | 5.640 |
| 2 | 1.025 | 0.500 | 21 | 3.075 | 5.640 |
| 3 | 2.050 | 0.500 | 22 | 2.050 | 5.640 |
| 4 | 3.075 | 0.500 | 23 | 1.025 | 5.640 |
| 5 | 4.100 | 0.500 | 24 | 0.000 | 5.640 |
| 6 | 5.125 | 0.500 | 25 | 0.000 | 4.612 |
| 7 | 6.150 | 0.500 | 26 | 0.000 | 3.584 |
| 8 | 7.175 | 0.500 | 27 | 0.000 | 2.556 |
| 9 | 8.200 | 0.500 | 28 | 0.000 | 1.528 |
| 10 | 10.100 | 0.500 | 29 | 0.000 | 0.000 |
| 11 | 10.100 | 1.528 | 30 | 1.025 | 0.000 |
| 12 | 10.100 | 2.556 | 31 | 2.050 | 0.000 |
| 13 | 10.100 | 3.584 | 32 | 3.075 | 0.000 |
| 14 | 10.100 | 4.612 | 33 | 4.100 | 0.000 |
| 15 | 10.100 | 5.640 | 34 | 5.125 | 0.000 |
| 16 | 8.200 | 5.640 | 35 | 6.150 | 0.000 |
| 17 | 7.175 | 5.640 | 36 | 7.175 | 0.000 |
| 18 | 6.150 | 5.640 | 37 | 8.200 | 0.000 |
| 19 | 5.125 | 5.640 | 38 | 10.100 | 0.000 |

4) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(2) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm

(5) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 800 mm

(6) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

(10) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(11) 9 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(12) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

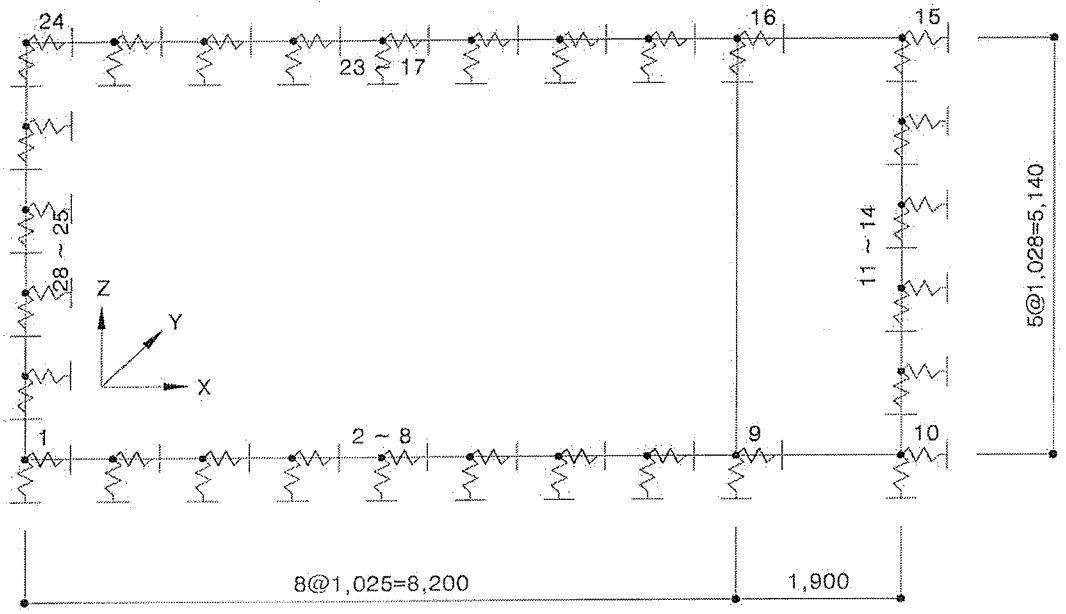
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

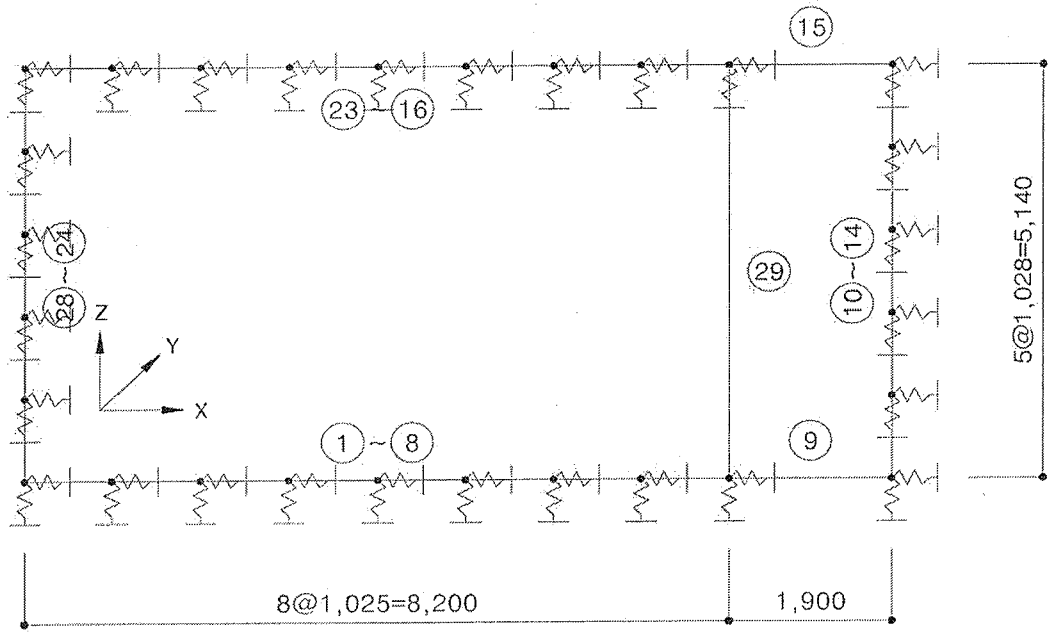
## 1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

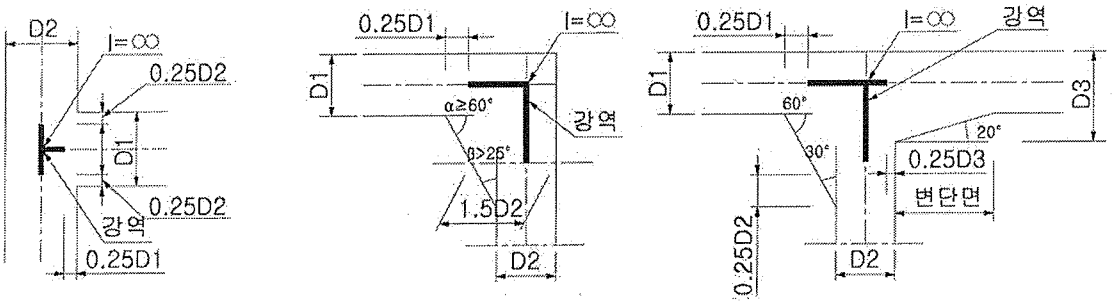
| NO | A ($m^2$) | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.900 × 1.000 = 0.900 | 0.06075 | 1~28 |
| 2 | 0.300 × 1.000 = 0.300 | 0.00225 | 29 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 15 | 10.100 | 5.140 |
| 2 | 1.025 | 0.000 | 16 | 8.200 | 5.140 |
| 3 | 2.050 | 0.000 | 17 | 7.175 | 5.140 |
| 4 | 3.075 | 0.000 | 18 | 6.150 | 5.140 |
| 5 | 4.100 | 0.000 | 19 | 5.125 | 5.140 |
| 6 | 5.125 | 0.000 | 20 | 4.100 | 5.140 |
| 7 | 6.150 | 0.000 | 21 | 3.075 | 5.140 |
| 8 | 7.175 | 0.000 | 22 | 2.050 | 5.140 |
| 9 | 8.200 | 0.000 | 23 | 1.025 | 5.140 |
| 10 | 10.100 | 0.000 | 24 | 0.000 | 5.140 |
| 11 | 10.100 | 1.028 | 25 | 0.000 | 4.112 |
| 12 | 10.100 | 2.056 | 26 | 0.000 | 3.084 |
| 13 | 10.100 | 3.084 | 27 | 0.000 | 2.056 |
| 14 | 10.100 | 4.112 | 28 | 0.000 | 1.028 |

8) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 24 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜
(2) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜
(3) 16 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 ㎜
(4) 16 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 ㎜
(5) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 800 ㎜
(6) 15 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜
(7) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜
(8) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 ㎜
(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 ㎜
(10) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 ㎜
(11) 9 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 ㎜
(12) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 ㎜
(13) 10 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 ㎜
(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 ㎜

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 11.000 × 11.000 ) = 11.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (11.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 11185.46 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 10766 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 11465 kN/m | 2~8 |
| Kv3 | Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 16359 kN/m | 9 |
| Kv4 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 15660 kN/m | 10 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 6 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

## 1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 9.139 ~ -10.044, N=27)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 240.0 = 240.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20 / 9.810 × $240.0^2$ = 117431.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 117431.0 = 310017.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 240.0 = 192.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $192.0^2$ = 75156.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 75156.0 = 198411.8 kN/m²

## 2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 11.000 × 11.000 ) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 11.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 138704.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 138704.900 = 46234.97 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 11.000 × 11.000 ) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 11.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 138704.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 138704.900 = 46234.97 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 6.040 × 6.040 ) = 6.040 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kh = 2066785.330 × ( 6.040 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 217449.60 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 217449.600 = 72483.20 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.900/2 + 1.025/2) = 202856 kN/m | 16 |
| Ksb1 | Ksb x (1.900/2 + 1.025/2) = 67619 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 142173 kN/m | 17~23 |
| Ksb2 | Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 47391 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.028/2 + 1.028/2) = 223538 kN/m | 11~14,25~28 |
| Kss1 | Kss x (1.028/2 + 1.028/2) = 74513 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 142173 kN/m | 2~8 |
| Ksb1 | Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 47391 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 202856 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Ksb x (1.025/2 + 1.900/2) = 67619 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 133503 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 209621 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 194187 kN/m | 10 |
| Ksb2 | Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 209621 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 194187 kN/m | 15 |
| Ksb3 | Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 209621 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 133503 kN/m | 24 |
| Ksb4 | Kh x (0.900/2 + 1.028/2) = 209621 kN/m | |

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 11.000 × 11.000 ) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 11.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 88771.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 88771.320 = 29590.44 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 11.000 × 11.000 ) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 11.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 88771.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 88771.320 = 29590.44 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 6.040 × 6.040 ) = 6.040 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kh = 1322745.330 × ( 6.040 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 139168.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 139168.030 = 46389.34 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.900/2 + 1.025/2) = 129828 kN/m | 16 |
| Ksb1 | Ksb x (1.900/2 + 1.025/2) = 43276 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 90991 kN/m | 17~23 |
| Ksb2 | Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 30330 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.028/2 + 1.028/2) = 143065 kN/m | 11~14, 25~28 |
| Kss1 | Kss x (1.028/2 + 1.028/2) = 47688 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 90991 kN/m | 2~8 |
| Ksb1 | Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 30330 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 129828 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Ksb x (1.025/2 + 1.900/2) = 43276 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 85442 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 134158 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 124280 kN/m | 10 |
| Ksb2 | Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 134158 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 124280 kN/m | 15 |
| Ksb3 | Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 134158 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 85442 kN/m | 24 |
| Ksb4 | Kh x (0.900/2 + 1.028/2) = 134158 kN/m | |

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 설계지진 | 성능기준 재현주기 | 기능수행 | 붕괴방지 |
|---|---|---|---|
| | 50년 | II 등급 | |
| | 100년 | I 등급 | |
| | 200년 | 특 등급 | |
| | 500년 | | II 등급 |
| | 1000년 | | I 등급 |
| | 2400년 | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수,I | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수, Z |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 | |
| II | 도 | 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 | 0.07 |

③ 설계 지반 종류

| 지반분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m 에 대한 평균 지반 특성 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 전단파 속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) (blow/foot) | 비배수전단강도 Su(kPa) |
| Sa | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| Sb | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| Sc | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| Sd | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| Se | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| Sf | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

④ 지진계수 Ca, Cv

| 지역계수 | 지반종류 | 지진계수 | |
|---|---|---|---|
| | | Ca | Cv |
| 1 | Sa | 0.09 | 0.09 |
| | Sb | 0.11 | 0.11 |
| | Sc | 0.13 | 0.18 |
| | Sd | 0.16 | 0.23 |
| | Se | 0.22 | 0.37 |
| 2 | Sa | 0.05 | 0.05 |
| | Sb | 0.07 | 0.07 |
| | Sc | 0.08 | 0.11 |
| | Sd | 0.11 | 0.16 |
| | Se | 0.17 | 0.23 |

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 ( 지하수가 없을 경우 )

| | | | |
|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = | 11.500 kN/m² |
| - 토 사 | : 6.222 × 19.00 | = | 118.218 kN/m² |
| | ∴ Total Wd1 | = | 129.718 kN/m² |

② 고정하중 ( 지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m )

| | | | |
|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = | 11.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이상) | : 0.500 × 19.00 | = | 9.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이하) | : 5.722 × 10.00 | = | 57.220 kN/m² |
| | ∴ Total Wd2 | = | 78.220 kN/m² |

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 1.5 | 39.0 |
| 2.0 | 21.0 | 2.5 | 17.0 |
| 3.0 | 15.0 | 4.0 | 15.0 |
| 5.0 | 15.0 | 6.0 | 15.0 |
| 7.0 | 15.0 | 8.0 | 12.0 |
| 9.0 | 11.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 0.0 | | |

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 6.722m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 6.672 × 19.000 ) × 0.500 = 69.134 kN/m²

Wh2 = 69.134 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 78.900 kN/m²

Wh3 = 78.900 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 88.666 kN/m²

Wh4 = 88.666 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 98.432 kN/m²

Wh5 = 98.432 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 108.198 kN/m²

Wh6 = 108.198 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 117.964 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 6.172 × 10.000 = 41.360 kN/m²

Wh2 = 41.360 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 46.500 kN/m²

Wh3 = 46.500 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 51.640 kN/m²

Wh4 = 51.640 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 56.780 kN/m²

Wh5 = 56.780 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 61.920 kN/m²

Wh6 = 61.920 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 67.060 kN/m²

6) 지하수압 ( 지하수위 : GL = -1.000 m )

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 5.722 × 10.000 = 57.220 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 6.172 × 10.000 = 61.720 kN/m²

Ww3 = 61.720 + 1.028 × 10.000 = 72.000 kN/m²

Ww4 = 72.000 + 1.028 × 10.000 = 82.280 kN/m²

Ww5 = 82.280 + 1.028 × 10.000 = 92.560 kN/m²

Ww6 = 92.560 + 1.028 × 10.000 = 102.840 kN/m²

Ww7 = 102.840 + 1.028 × 10.000 = 113.120 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = ( 6.722 + 6.040 - 1.000 ) × 10.000 = 117.620 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | | γ(kN/m³) | Tg'(sec) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 성토재 | 0.067 | 248.600 | 198.900 | 19.000 | 0.001 | 0.001 |
| 실트 | 19.117 | 240.000 | 192.000 | 20.000 | 0.319 | 0.398 |
| 풍화암 | 3.029 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.041 | 0.051 |
| 연암 | 7.788 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.106 | 0.132 |
| 계 | | | | | 0.467 | 0.582 |

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Tg(sec) | 1.25Tg' = 1.25 × 0.467 = 0.584 | 1.25 Tg' = 1.25 × 0.582 = 0.728 |

2) 통제주기(Ts)

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Ts(sec) | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 |
| To(sec) | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 |

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Cd | 0.800 | 0.667 |

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

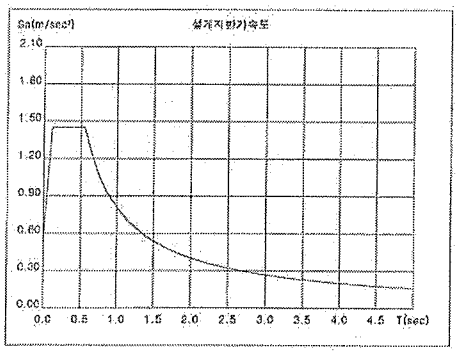
| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.379 m/s² | - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.265 m/s² |

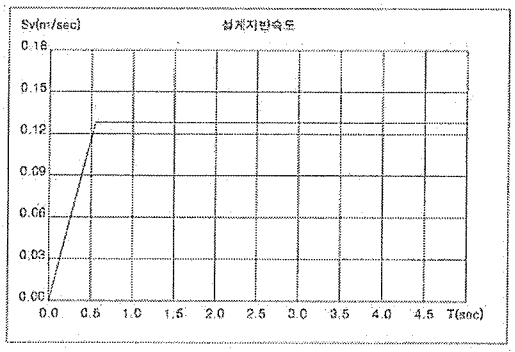
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| Sv = Tg/2π × Sa = 0.584 / 2π × 1.379<br>= 0.128 m/s | Sv = Tg/2π × Sa = 0.728 / 2π × 2.265<br>= 0.262 m/s |

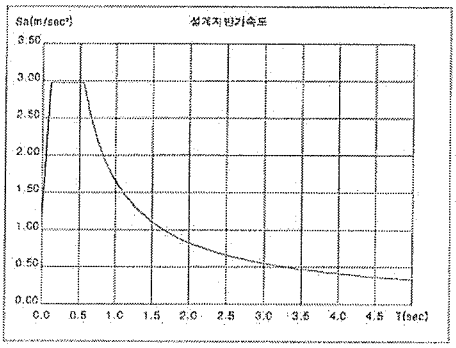
6) 설계응답 응답스펙트럼

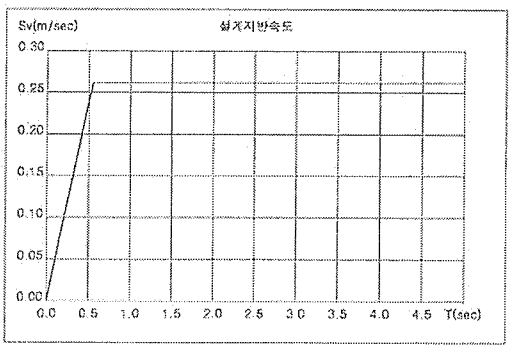
(1) 기능수행수준




(2) 붕괴방지수준




7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　7.172 m
- 하부슬래브 EL.　　=　12.312 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.584 \times \cos(\pi \times 7.172 / (2 \times 30.000)) = 0.014092$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.584 \times \cos(\pi \times 12.312 / (2 \times 30.000)) = 0.012108$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.728 \times \cos(\pi \times 7.172 / (2 \times 30.000)) = 0.035958$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.728 \times \cos(\pi \times 12.312 / (2 \times 30.000)) = 0.030894$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

| 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|
| Po = 46234.970 × (0.014092 - 0.012108)<br>= 91.730 kN/m² | Po = 29590.440 × (0.035958 - 0.030894)<br>= 149.846 kN/m² |

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 7.172 | 217449.600 | 0.014092 | 0.001984 | 431.420 |
| 8.200 | 217449.600 | 0.013773 | 0.001665 | 362.054 |
| 9.228 | 217449.600 | 0.013414 | 0.001306 | 283.989 |
| 10.256 | 217449.600 | 0.013016 | 0.000908 | 197.444 |
| 11.284 | 217449.600 | 0.012580 | 0.000472 | 102.636 |
| 12.312 | 217449.600 | 0.012108 | 0.000000 | 0.000 |

(2) 붕괴방지수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 7.172 | 139168.030 | 0.035958 | 0.005064 | 704.747 |
| 8.200 | 139168.030 | 0.035143 | 0.004249 | 591.325 |
| 9.228 | 139168.030 | 0.034227 | 0.003333 | 463.847 |
| 10.256 | 139168.030 | 0.033211 | 0.002317 | 322.452 |
| 11.284 | 139168.030 | 0.032099 | 0.001205 | 167.697 |
| 12.312 | 139168.030 | 0.030894 | 0.000000 | 0.000 |

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

| 구분 | 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|---|
| Vu | 117431.000 × 0.000273 = 32.060 | 75156.000 × 0.000698 = 52.460 |
| Vb | 117431.000 × 0.000462 = 54.250 | 75156.000 × 0.001178 = 88.530 |
| Vs | (32.060 + 54.250) / 2 = 43.160 | (52.460 + 88.530) / 2 = 70.500 |

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×7.172)<br>= 1.486 | fu = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.172)<br>= 3.654 |

② 하부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.312)<br>= 1.358 | fb = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.312)<br>= 3.339 |

③ 중간벽체

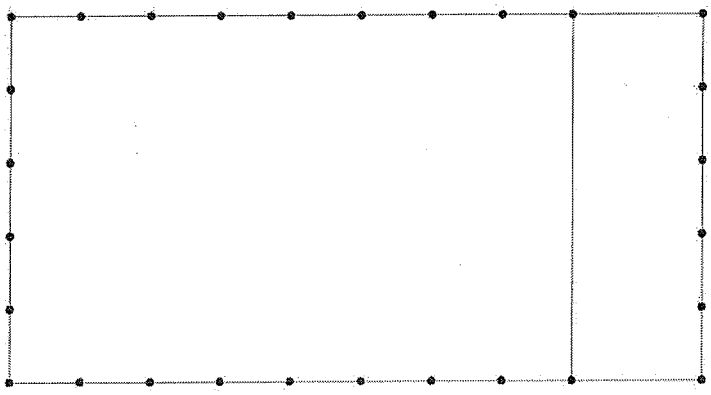
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×6.722)<br>= 0.495 | fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×6.722)<br>= 1.218 |
| fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×12.312)<br>= 0.453 | fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×12.312)<br>= 1.113 |

④ 측벽

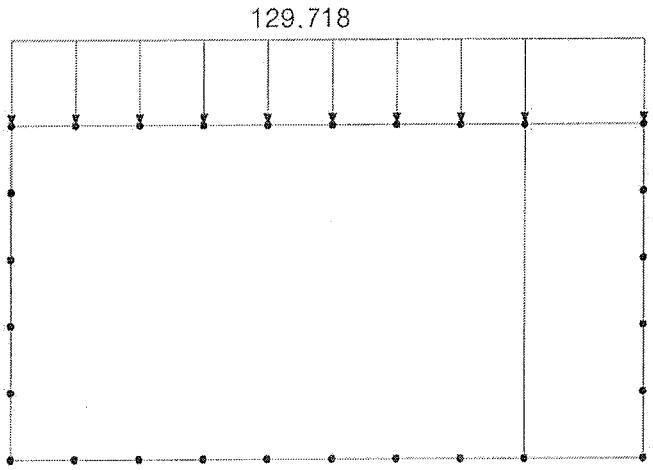
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.172)<br>= 1.486 | f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.172)<br>= 3.654 |
| f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×8.200)<br>= 1.460 | f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×8.200)<br>= 3.591 |
| f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×9.228)<br>= 1.435 | f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×9.228)<br>= 3.528 |
| f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×10.256)<br>= 1.409 | f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×10.256)<br>= 3.465 |
| f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×11.284)<br>= 1.383 | f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×11.284)<br>= 3.402 |
| f6 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×12.312)<br>= 1.358 | f6 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×12.312)<br>= 3.339 |

## 10. 하 중 재 하 (상시)

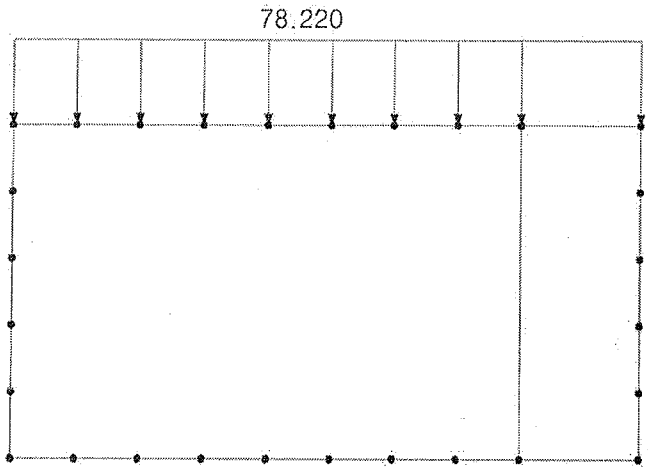
1) CASE1 - 구체자중(SW)



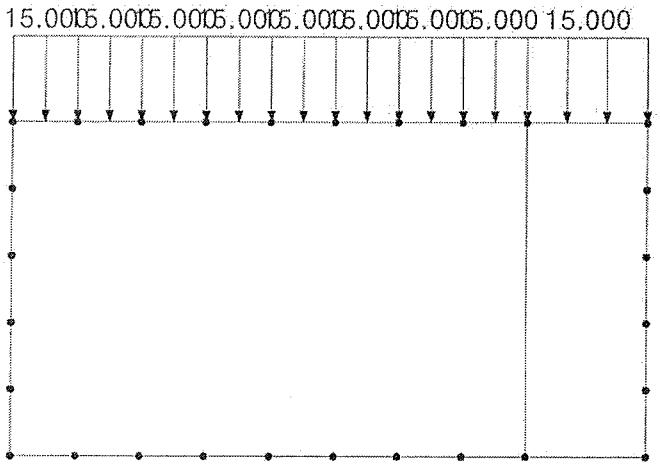
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



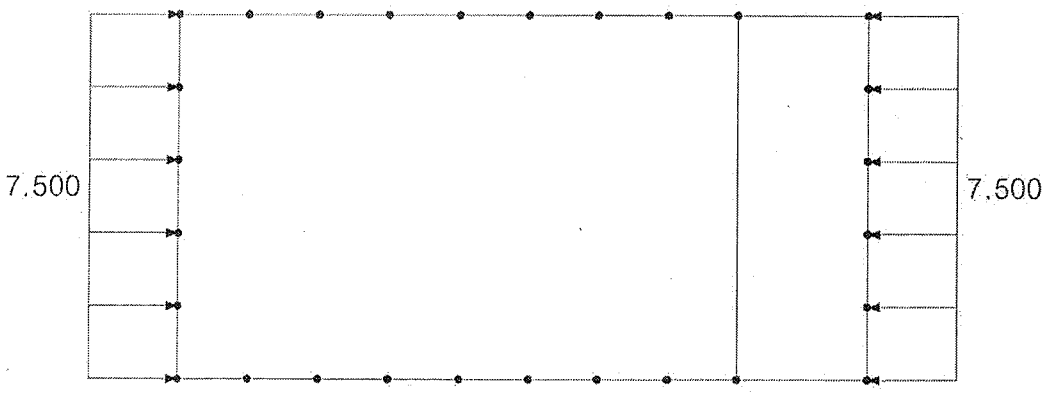
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



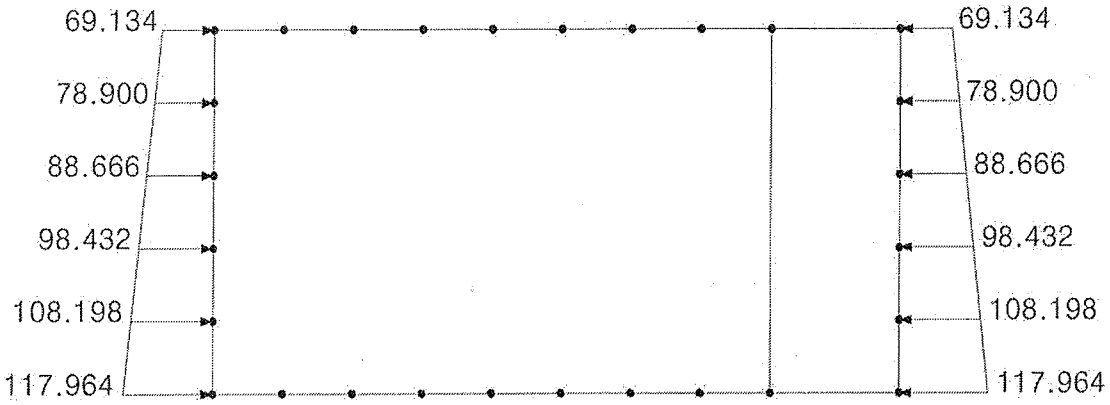

4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



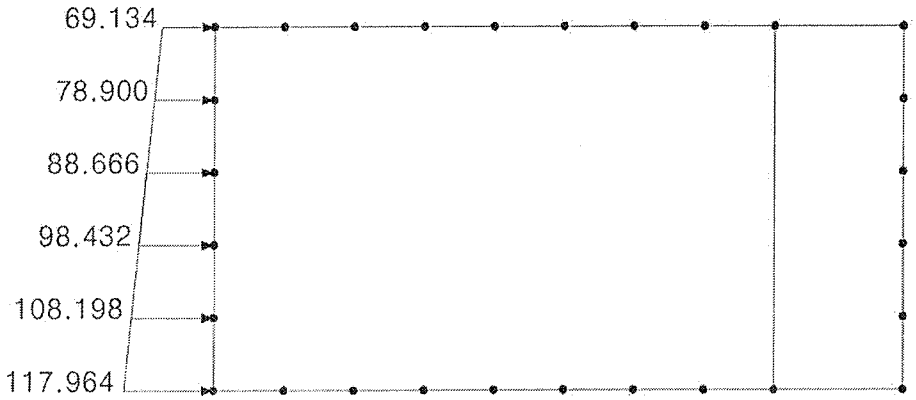

5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



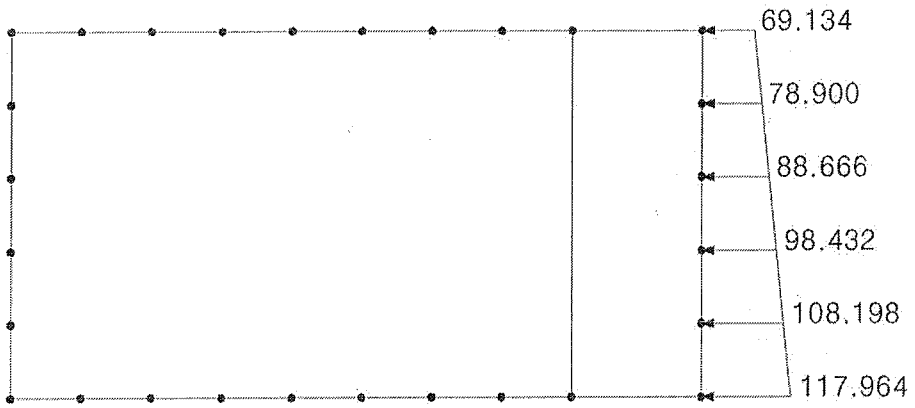
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



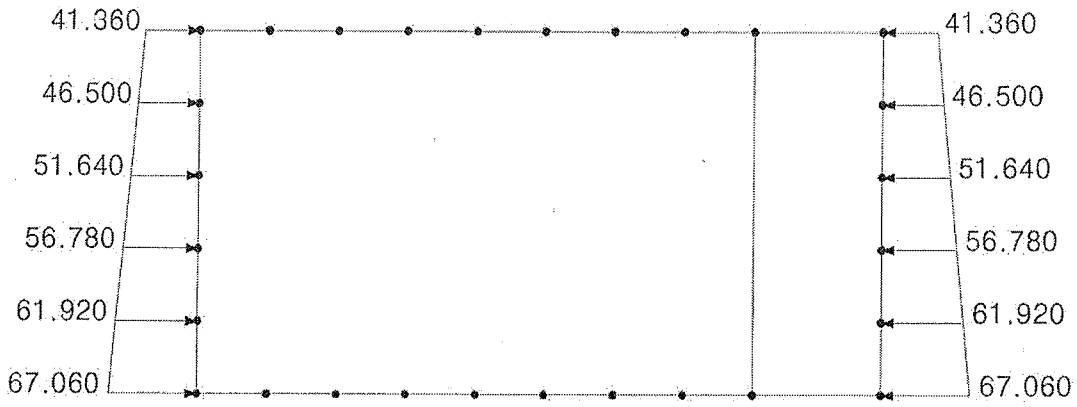

7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



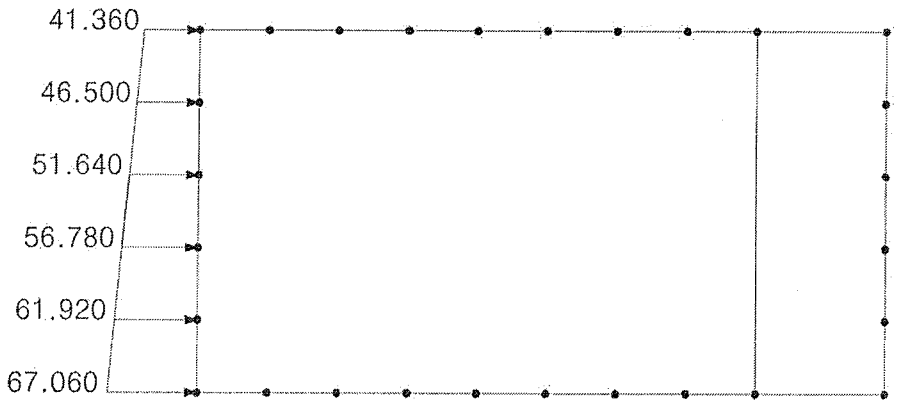

8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



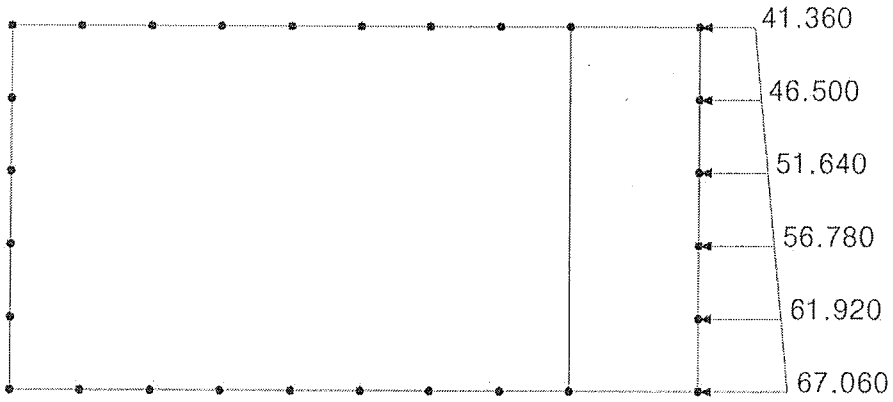
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



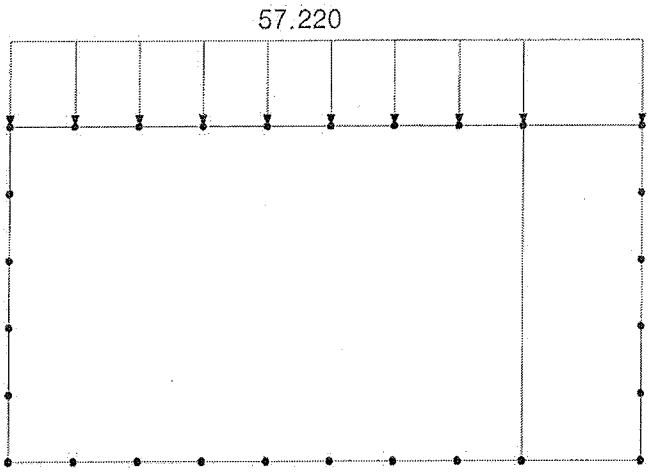

10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



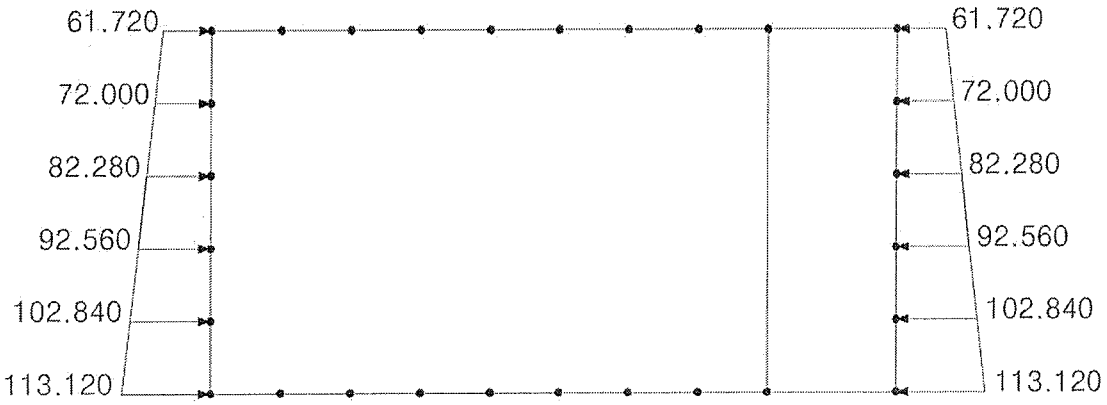

11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



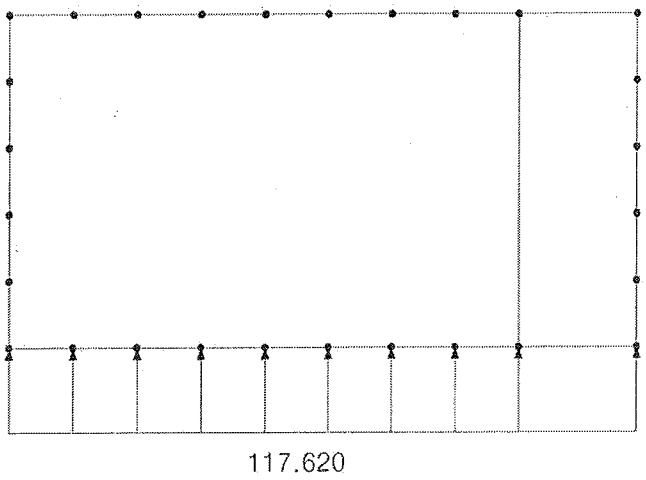
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



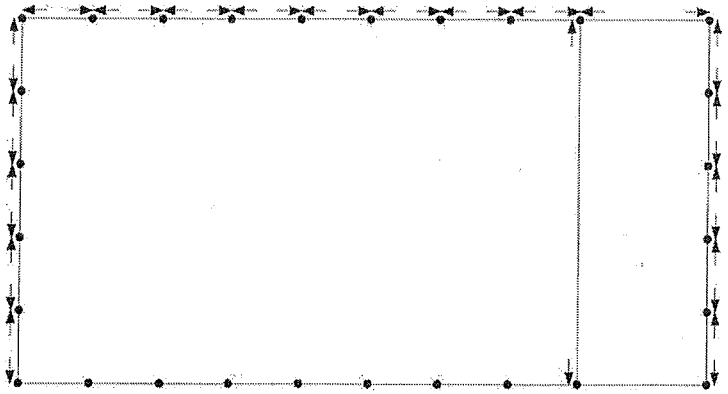

13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



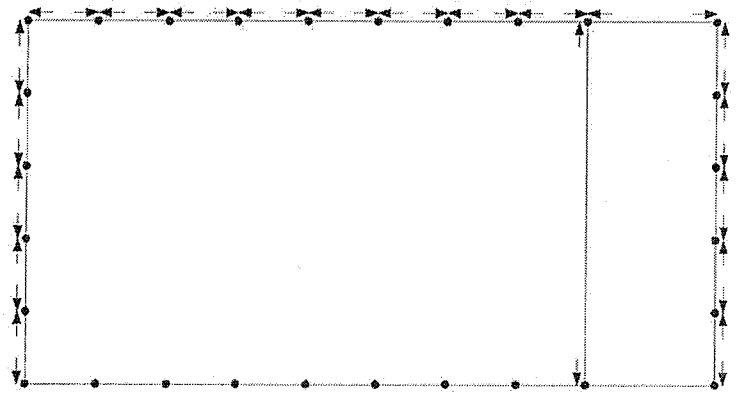

14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



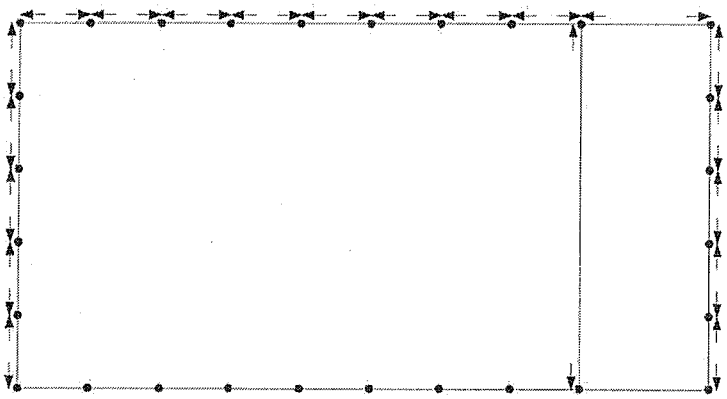
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

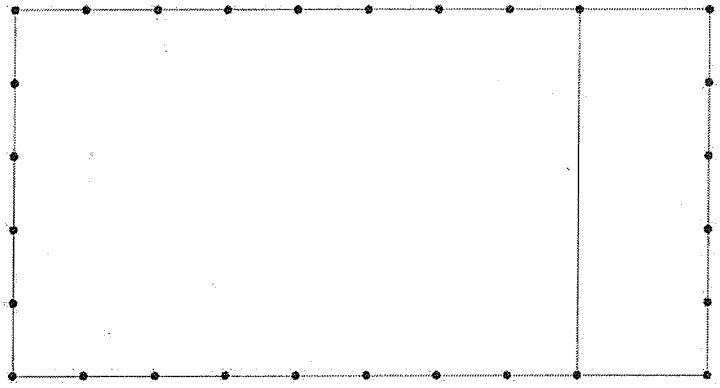


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

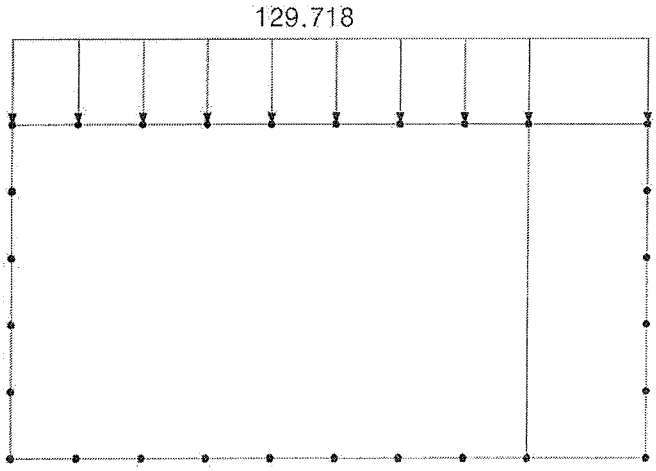


## 11. 하중 재하 (기능수행)

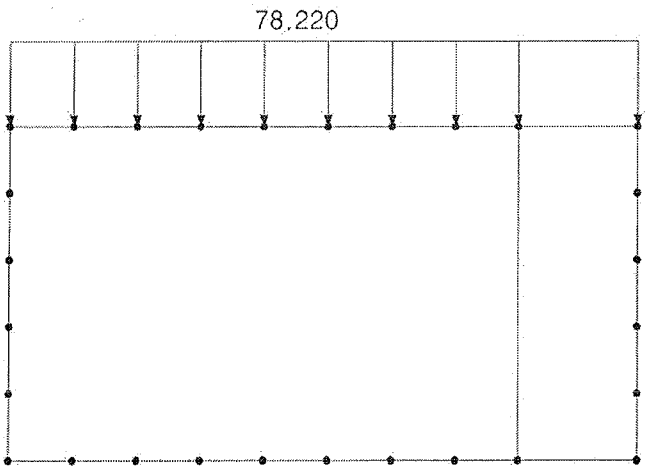
1) CASE1 - 구체자중(SW)



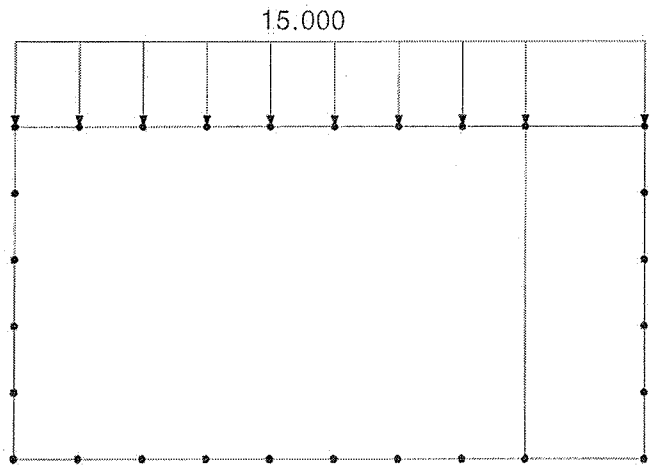
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



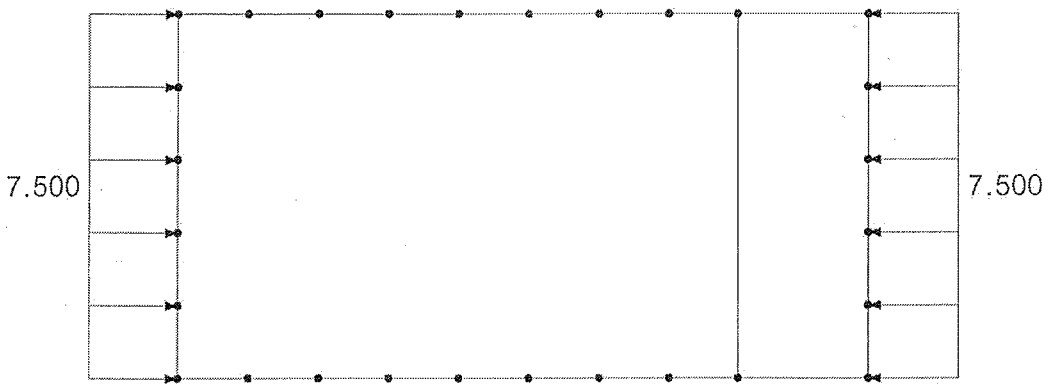
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



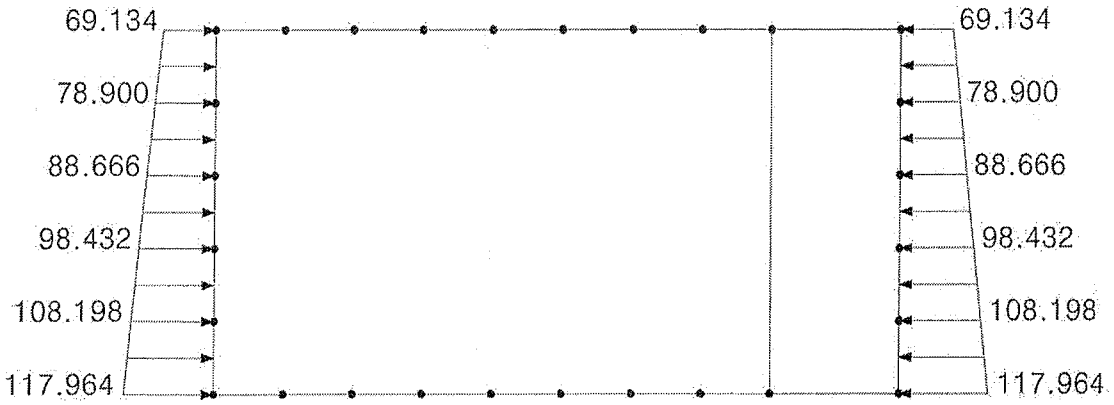

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



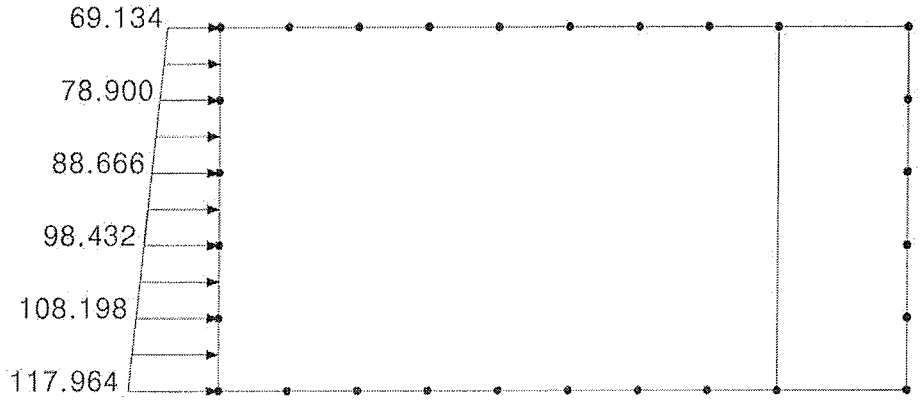

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



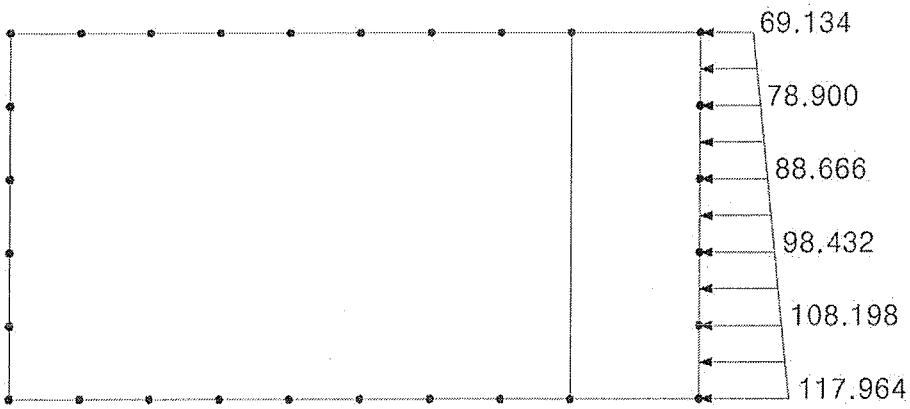
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



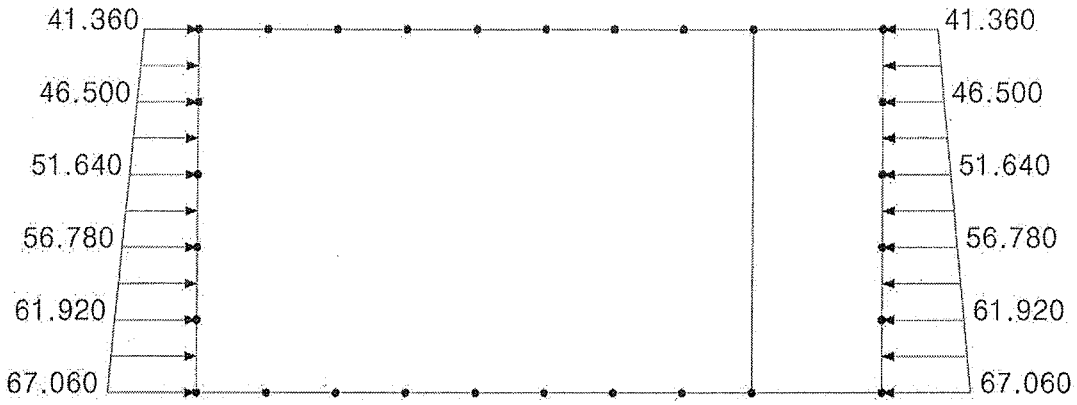

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



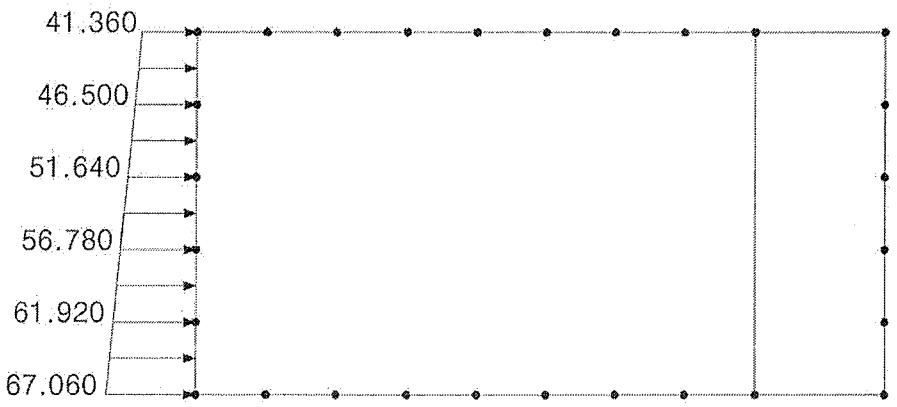

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



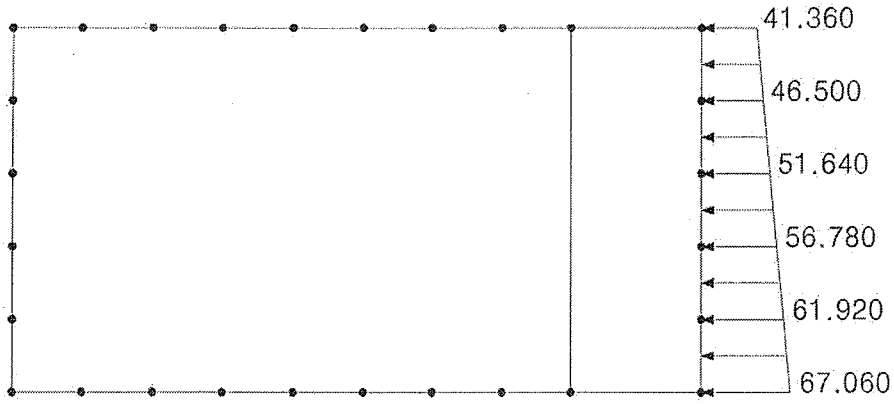
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



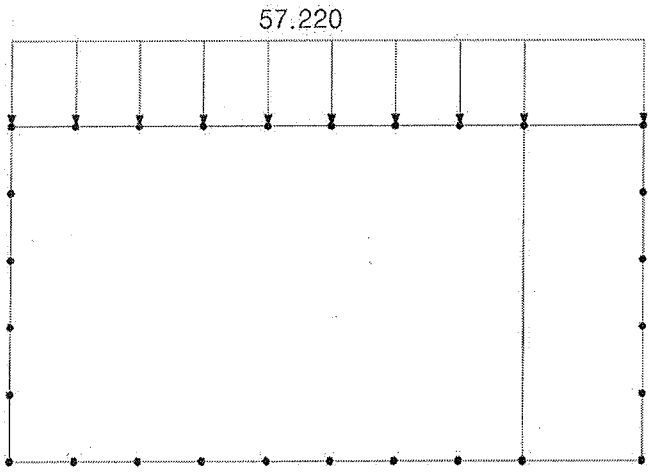

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



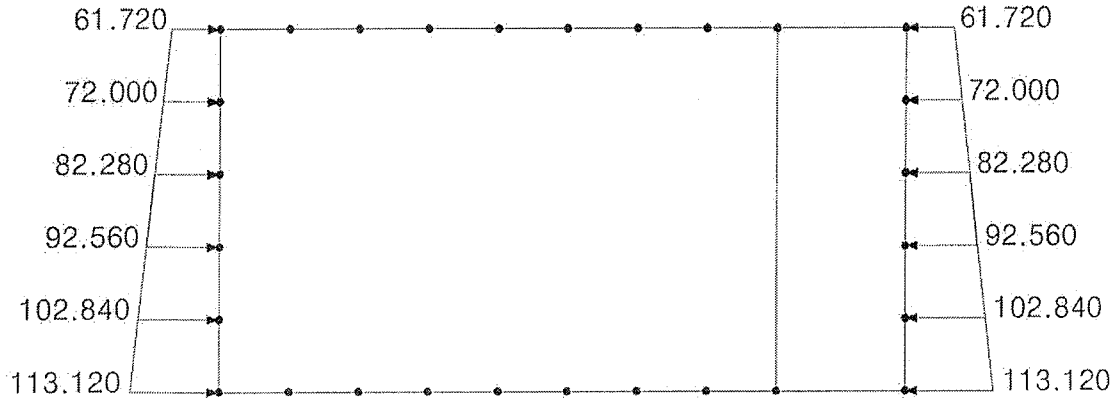

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



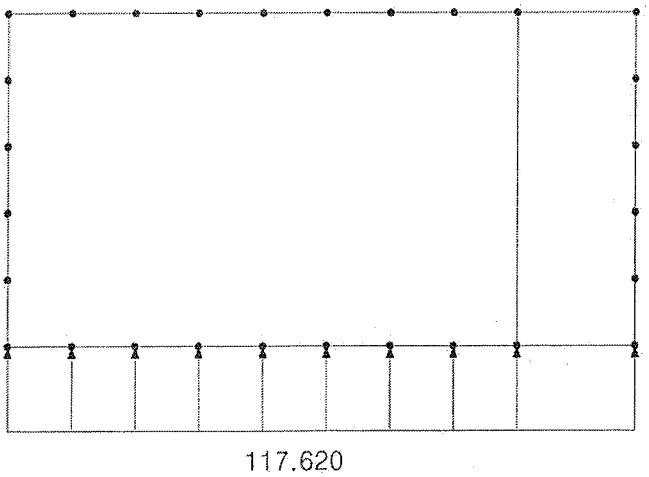
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

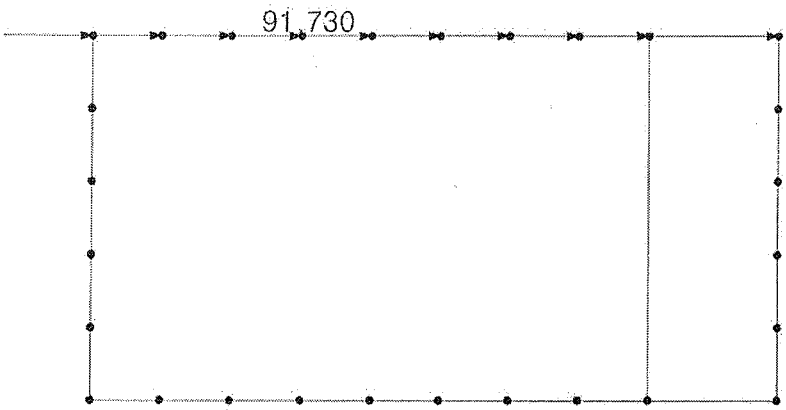



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

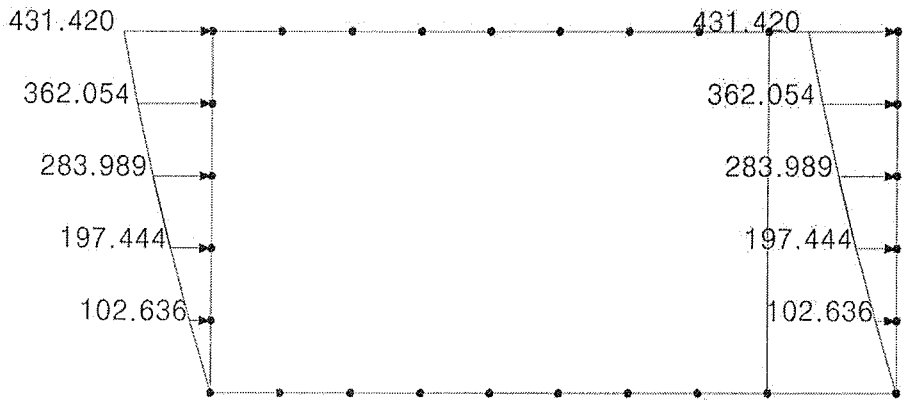



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

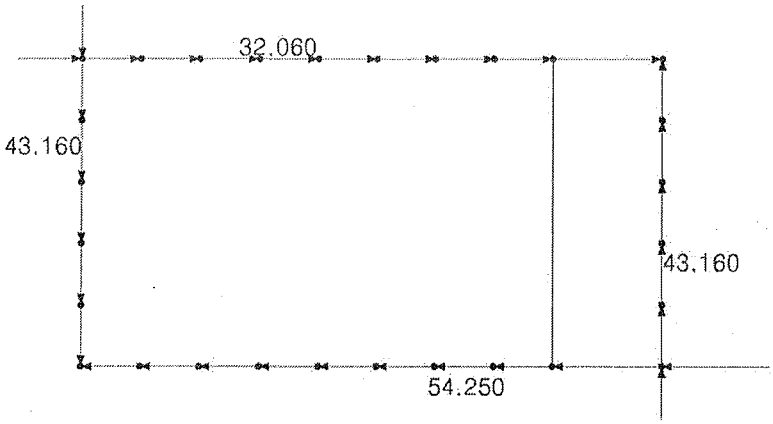
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



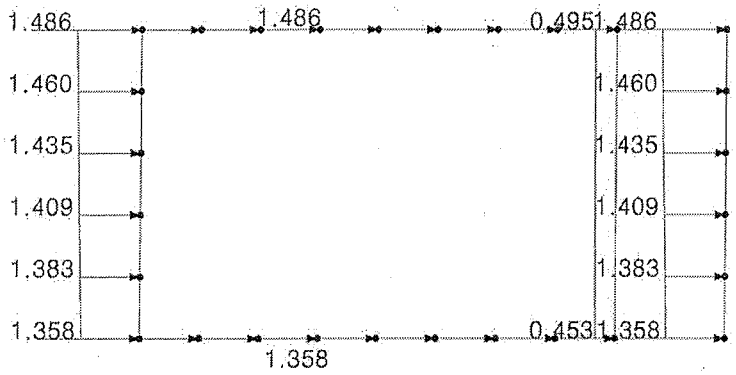

16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

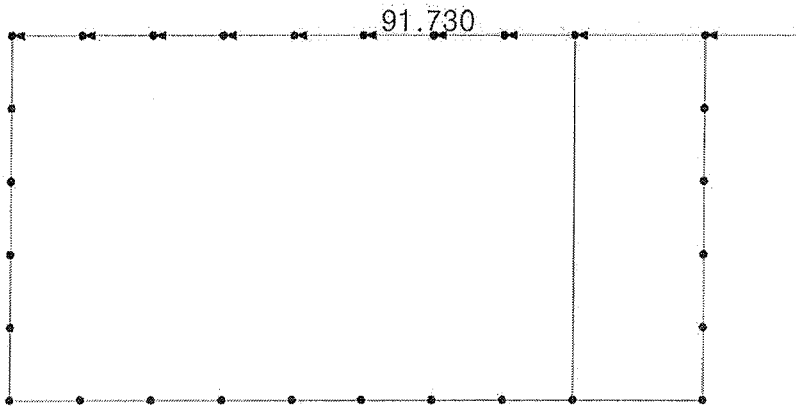


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

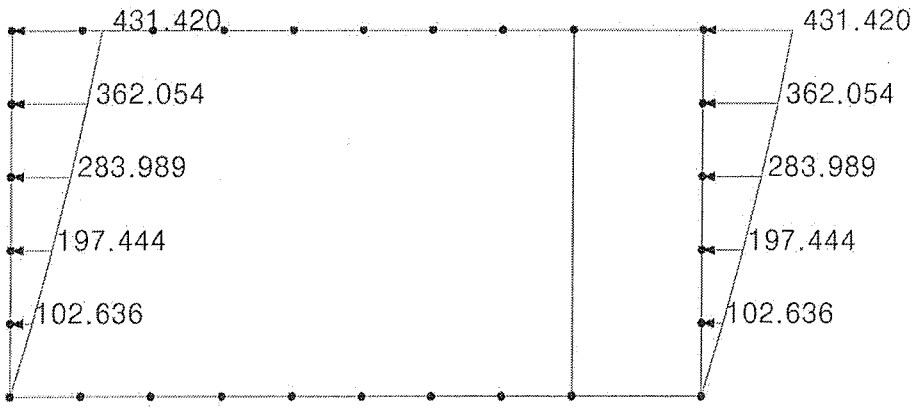



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

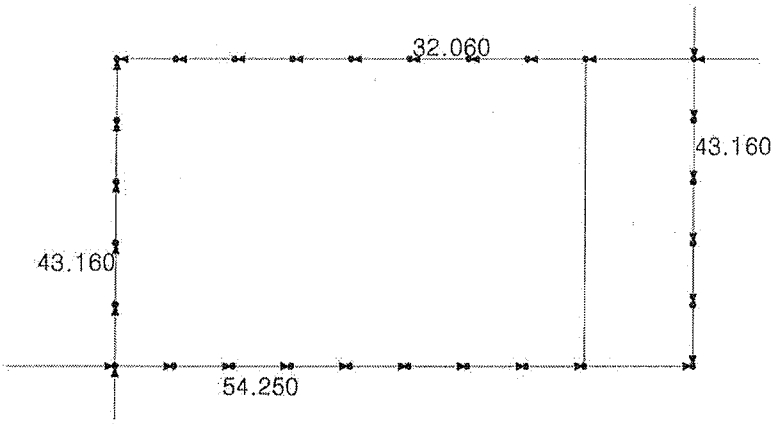
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



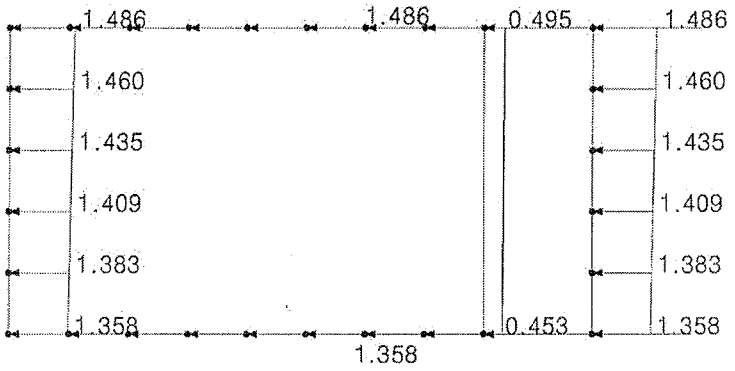

20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

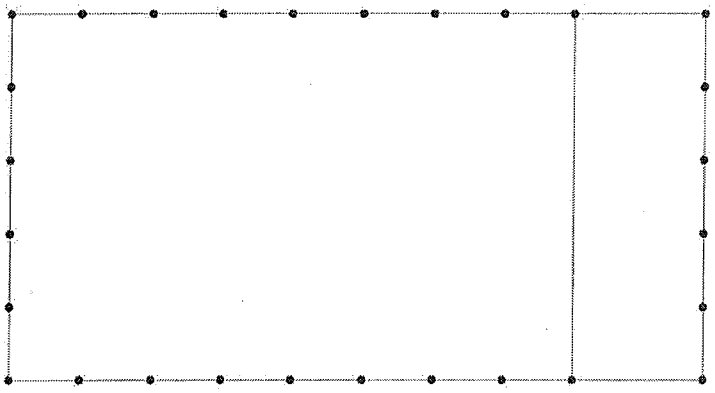



22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

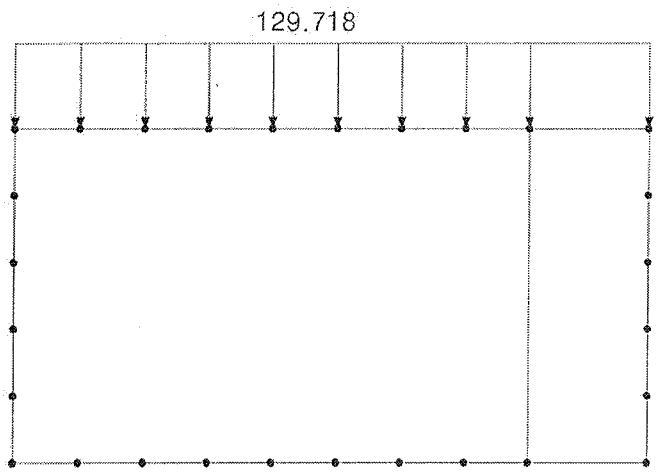


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

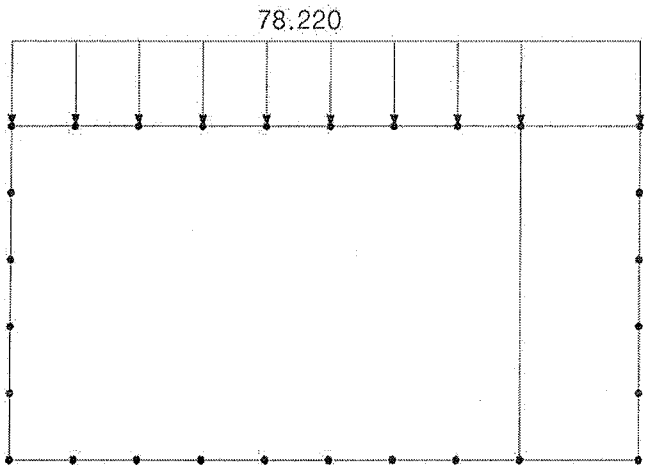
1) CASE1 - 구체자중(SW)



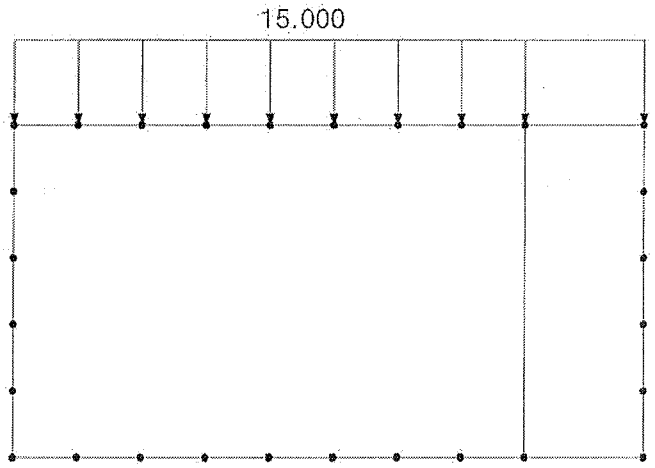
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



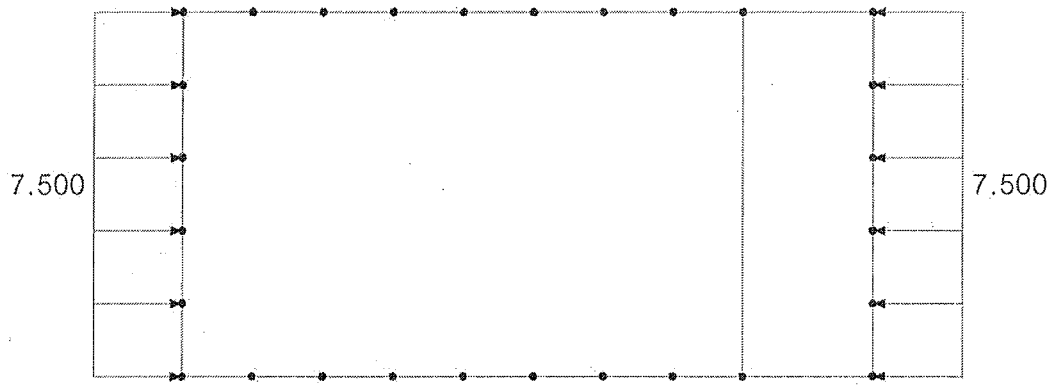
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



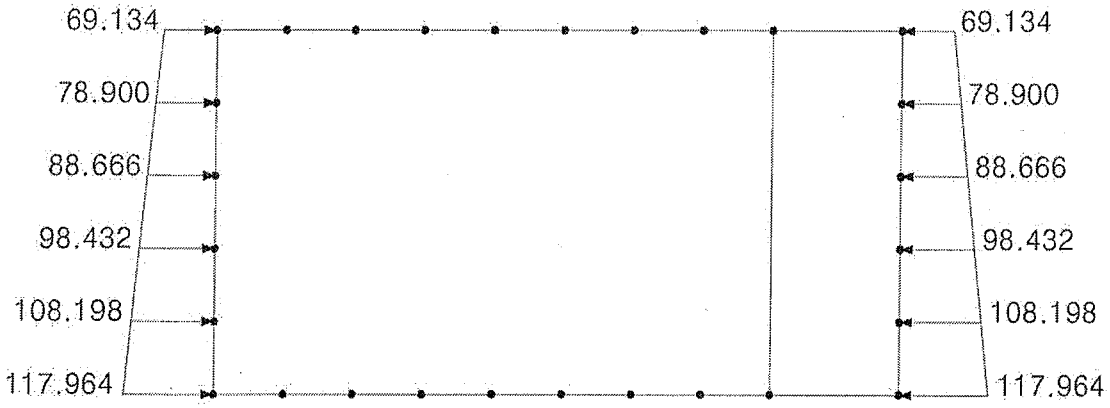

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



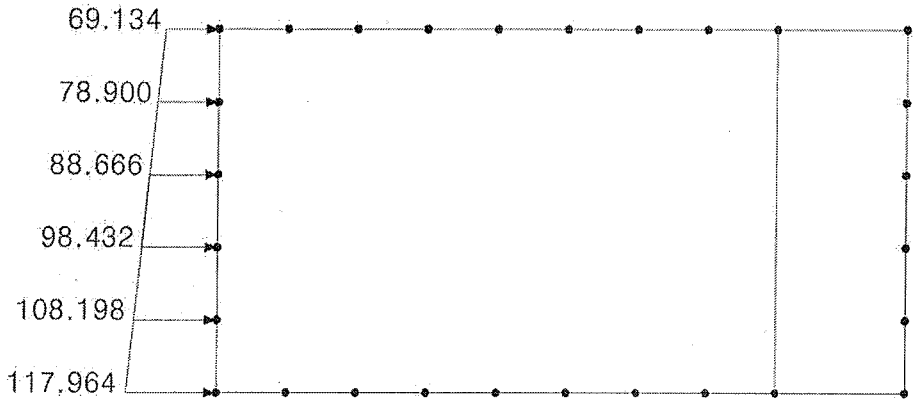

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



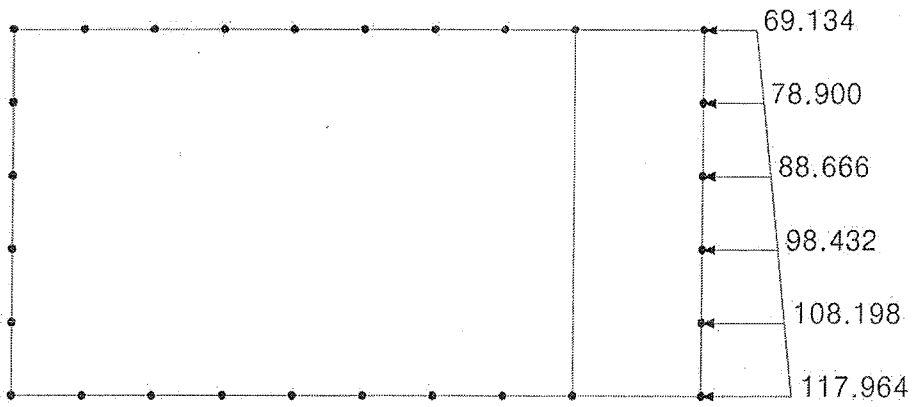
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



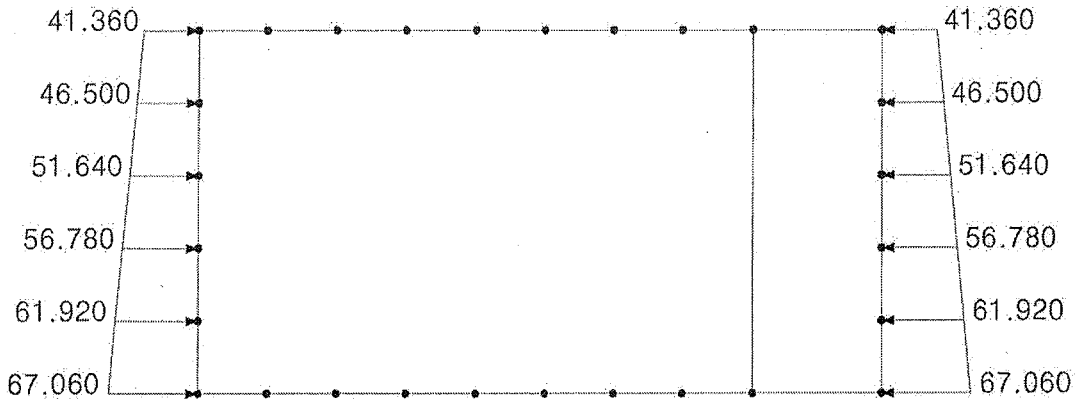

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



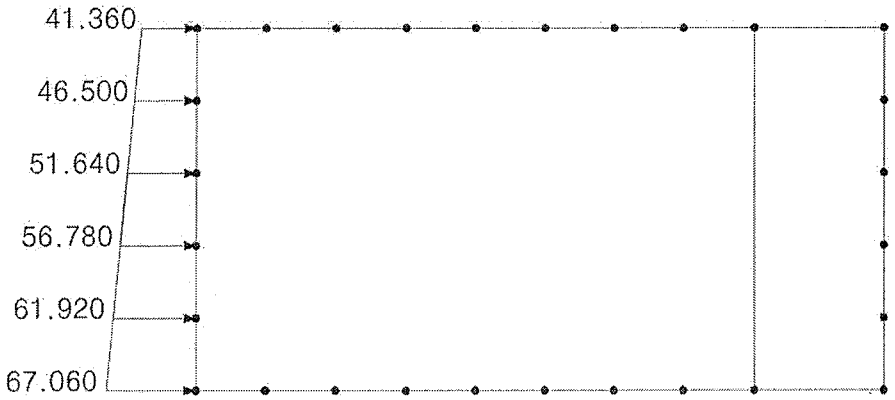

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



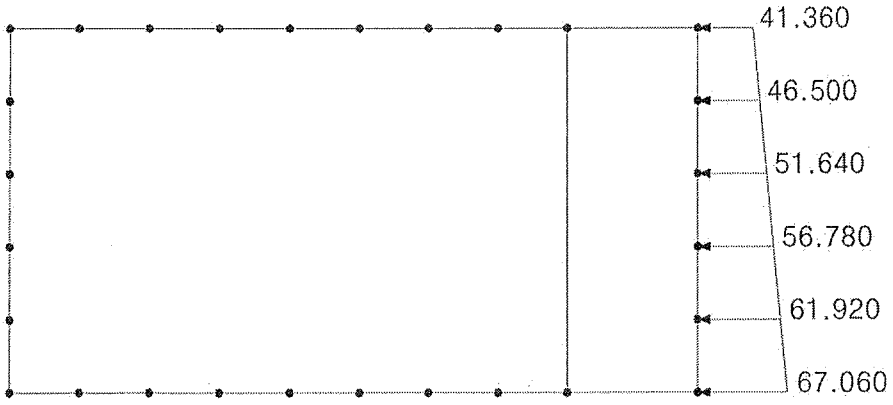
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



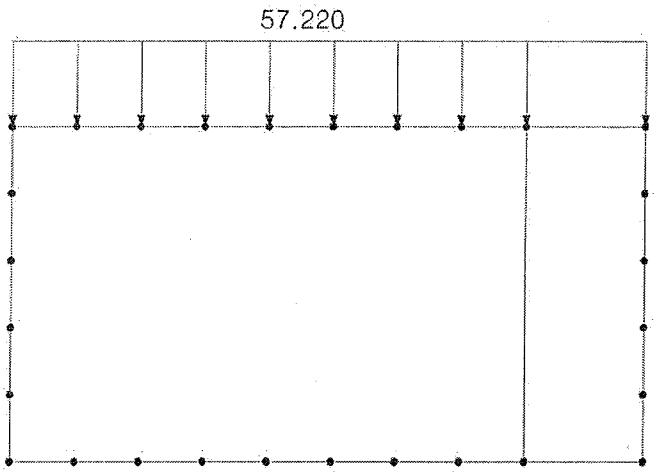

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



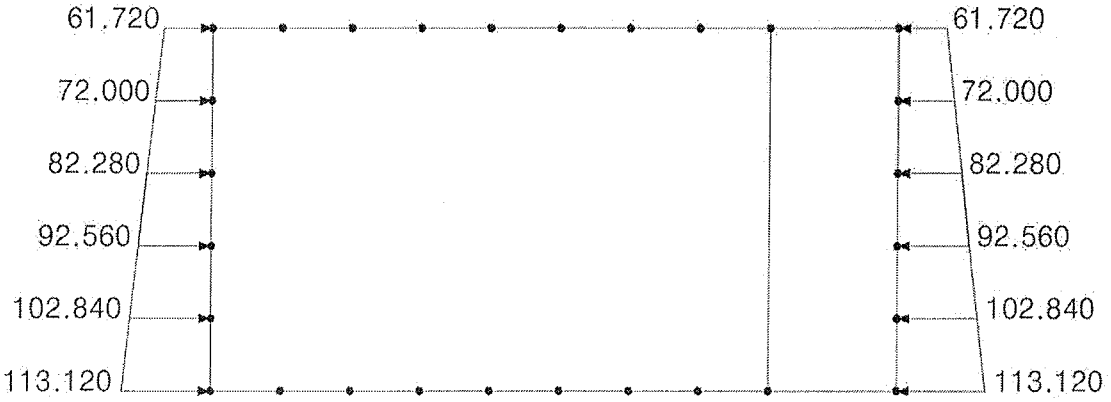

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



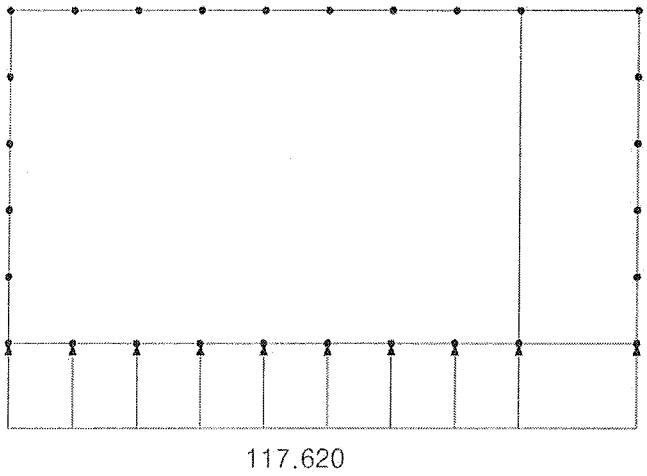
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

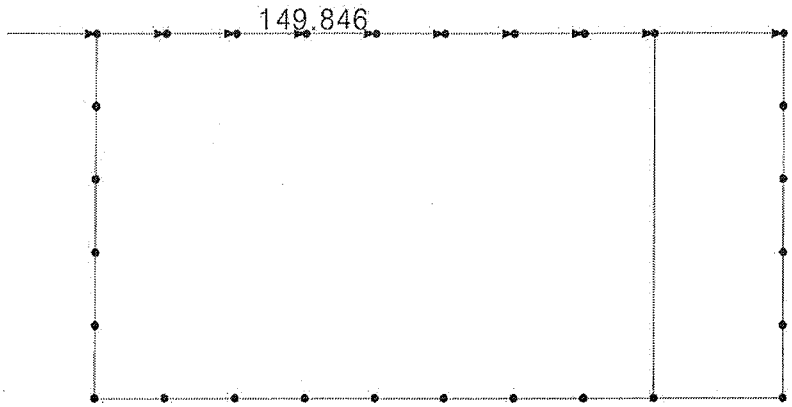



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

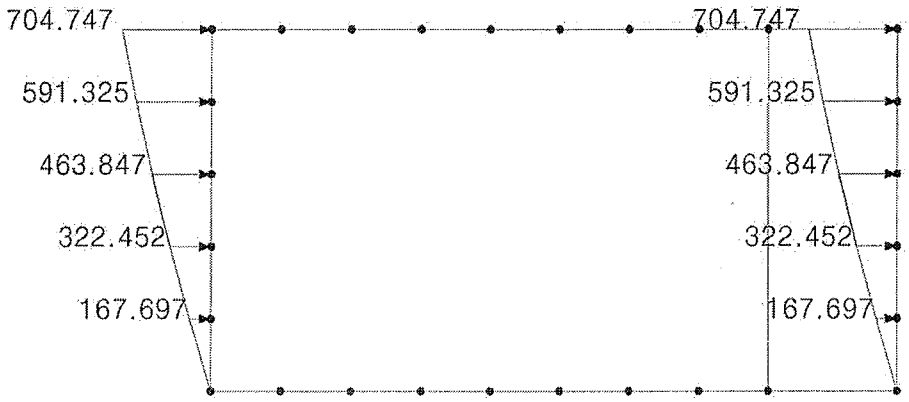



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

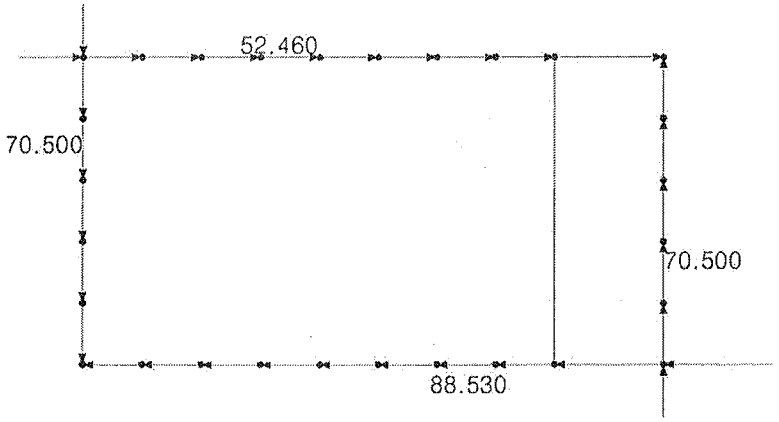
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



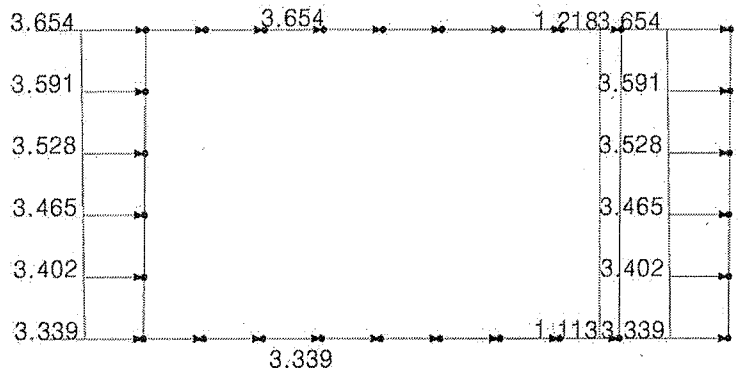

16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

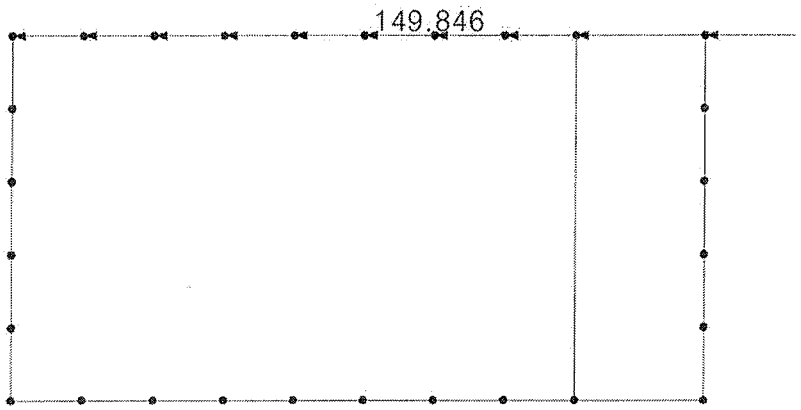


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

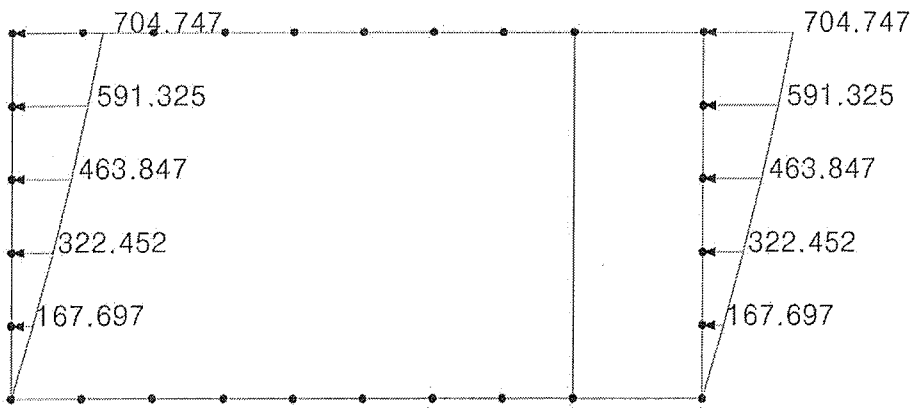



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

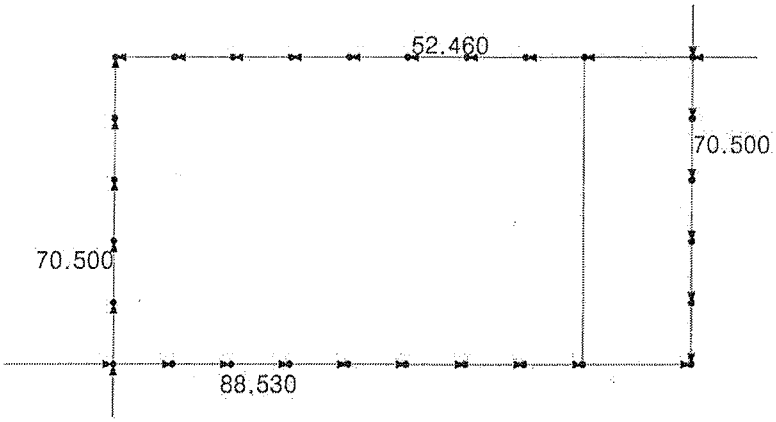
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



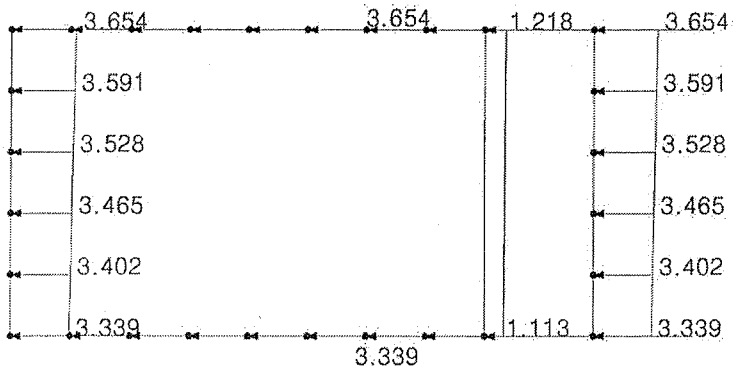

20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)




22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 6.722 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.580 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.580 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.580 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.580 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.580 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.580 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

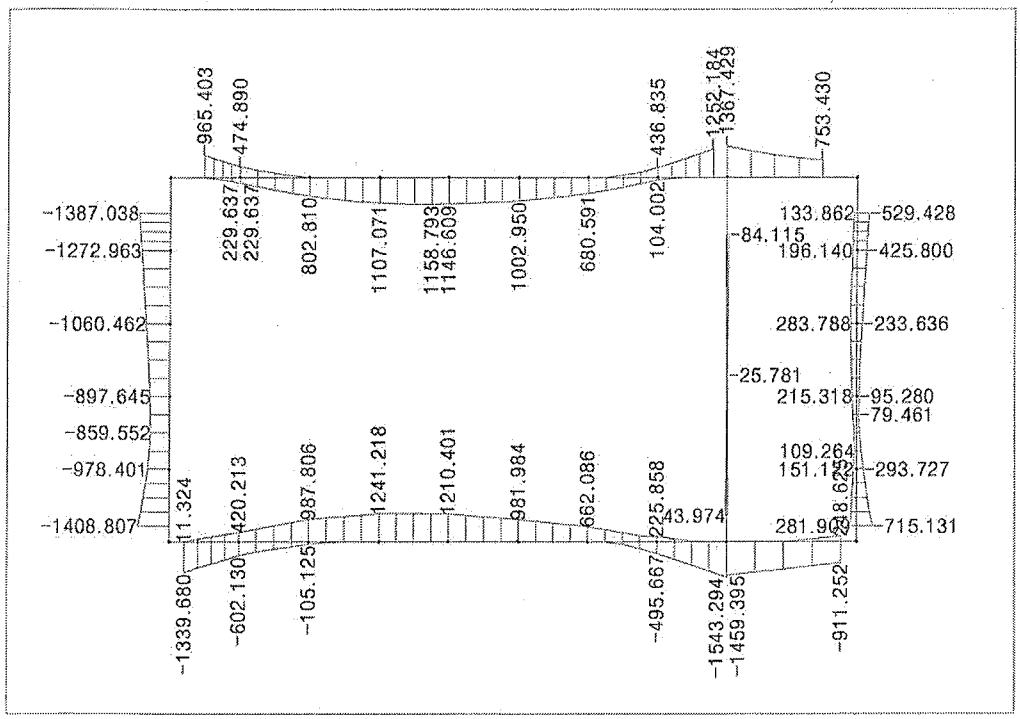
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

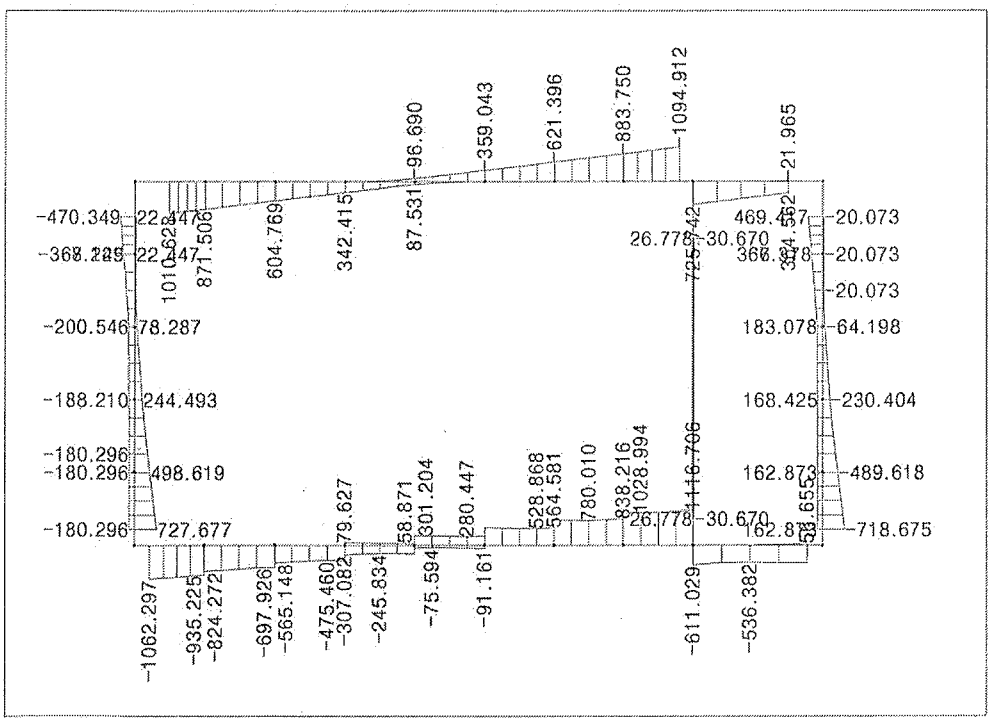
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

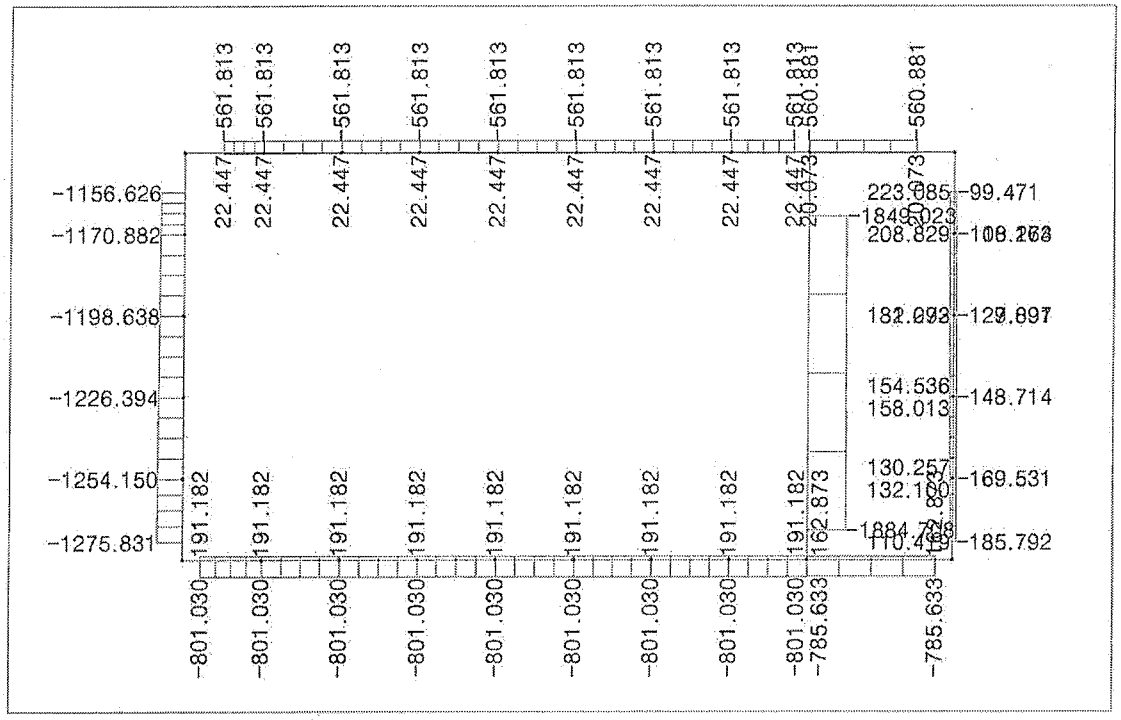
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



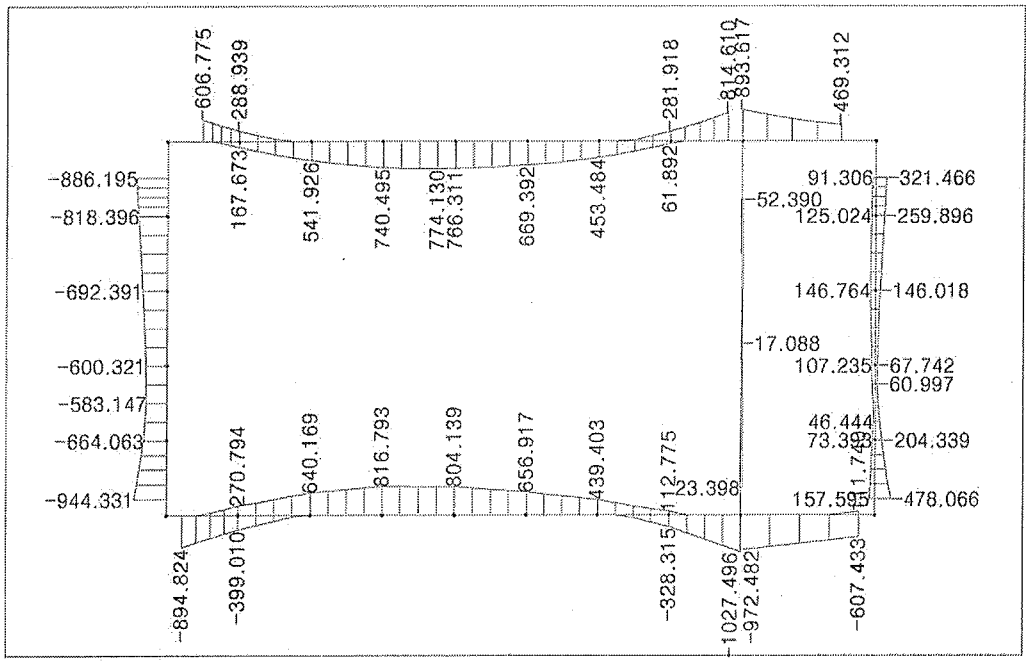

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



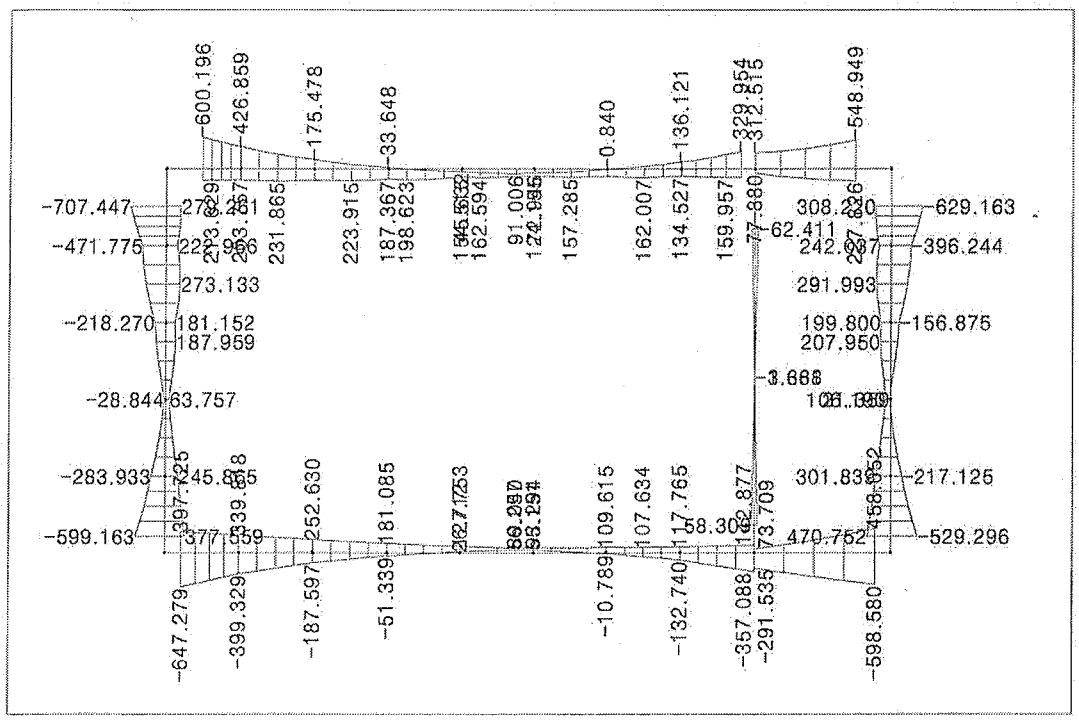
5) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | 모멘트 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 965.40 | 811.88 | 561.81 | 606.78 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 0.00 | 811.88 | 561.81 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 1158.79 | 145.65 | 561.81 | 774.13 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 1252.18 | 902.95 | 561.81 | 814.61 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 0.00 | 902.95 | 561.81 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | 1367.43 | 479.74 | 560.88 | 893.62 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 0.00 | 479.74 | 560.88 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 753.43 | 364.56 | 560.88 | 469.31 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 0.00 | 364.56 | 560.88 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | 753.43 | 556.53 | 560.88 | 469.31 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 0.00 | 556.53 | 560.88 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | 11.32 | 788.53 | 801.03 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | 1339.68 | 788.53 | 801.03 | 894.82 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 14 | 1241.22 | 482.38 | 801.03 | 816.79 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 15 | 0.00 | 482.38 | 801.03 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 16 | 0.00 | 1033.89 | 801.03 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 17 | 1543.29 | 1033.89 | 801.03 | 1027.50 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 18 | 0.00 | 539.42 | 785.63 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 19 | 1459.40 | 539.42 | 785.63 | 972.48 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 20 | 121.21 | 547.69 | 785.63 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 21 | 1046.58 | 547.69 | 785.63 | 698.87 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 22 | 248.63 | 540.02 | 785.63 | 111.74 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 23 | 911.25 | 540.02 | 785.63 | 607.43 | 1000.00 | 900.00 | |

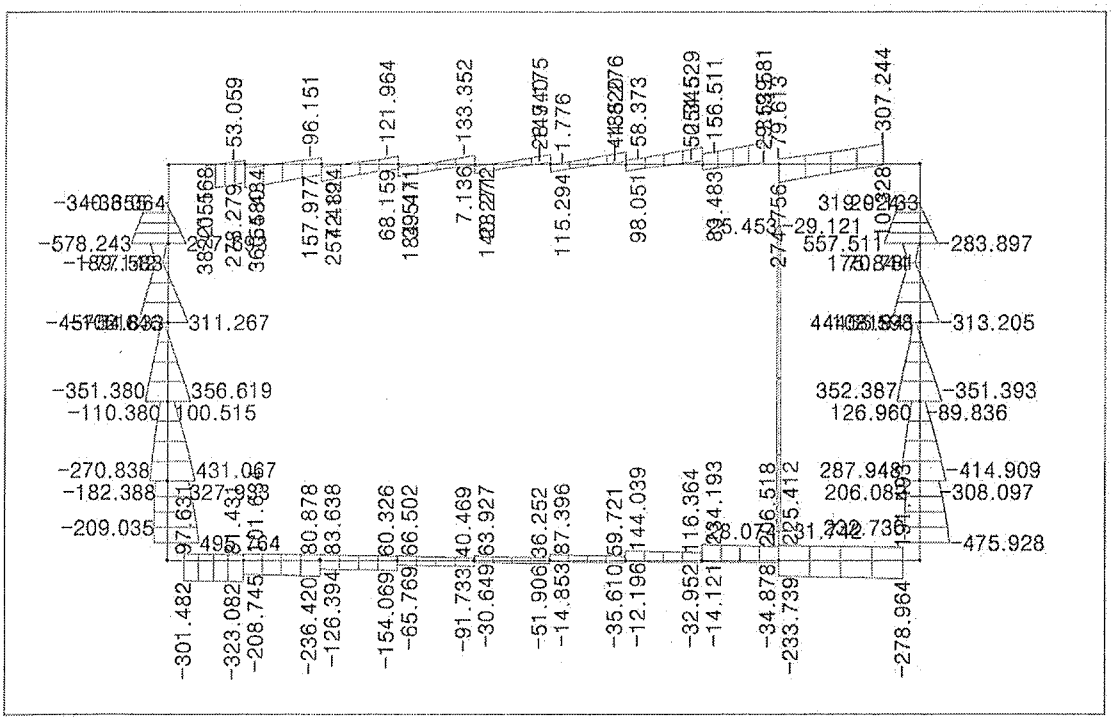
| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 24 | 1387.04 | 367.25 | 1156.63 | 886.20 | 1000.00 | 1044.00 | |
| | | 상부 (내측) | 25 | 0.00 | 367.25 | 1156.63 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 26 | 958.97 | 197.46 | 1212.52 | 632.36 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 27 | 0.00 | 197.46 | 1212.52 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 28 | 1408.81 | 727.68 | 1275.83 | 944.33 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 29 | 0.00 | 727.68 | 1275.83 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 30 | 529.43 | 469.42 | 223.09 | 321.47 | 1000.00 | 1056.00 | |
| | | 상부 (내측) | 31 | 133.86 | 469.42 | 223.09 | 91.31 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 32 | 142.31 | 192.71 | 168.41 | 92.05 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 33 | 260.55 | 192.71 | 168.41 | 129.82 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 34 | 715.13 | 718.68 | 185.79 | 478.07 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 35 | 281.91 | 718.68 | 185.79 | 157.60 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 36 | 39.32 | 30.67 | 1849.02 | 18.50 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 37 | 84.12 | 30.67 | 1849.02 | 52.39 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 38 | 25.78 | 30.67 | 1866.87 | 17.09 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 39 | 43.97 | 30.67 | 1884.71 | 23.40 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 40 | 74.53 | 30.67 | 1884.71 | 48.90 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

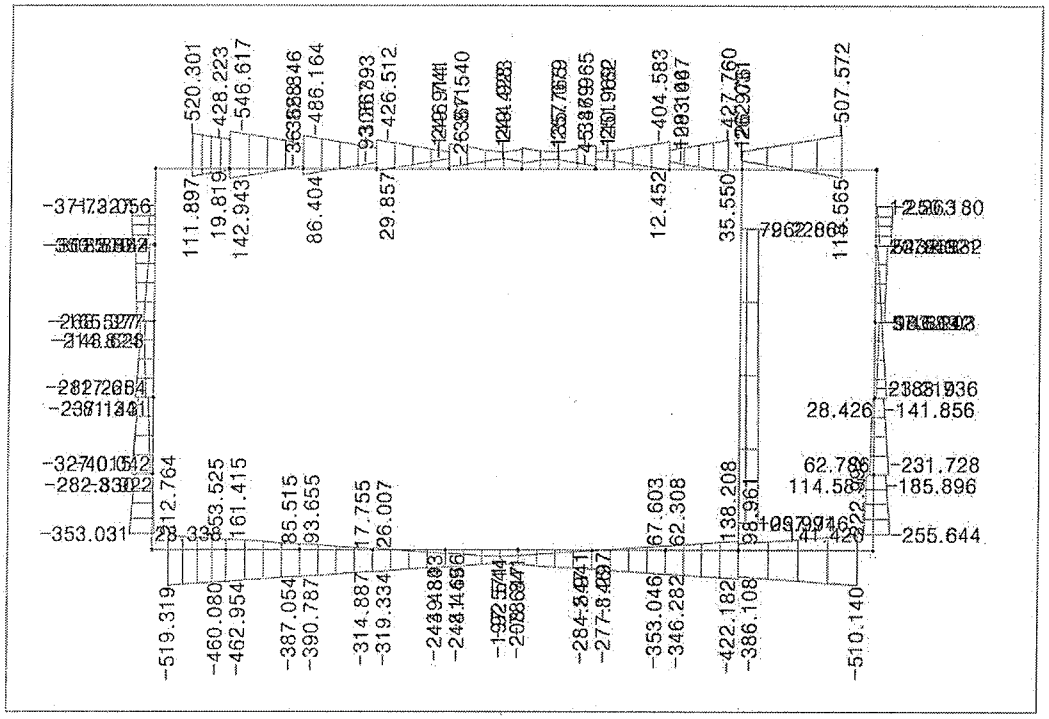
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



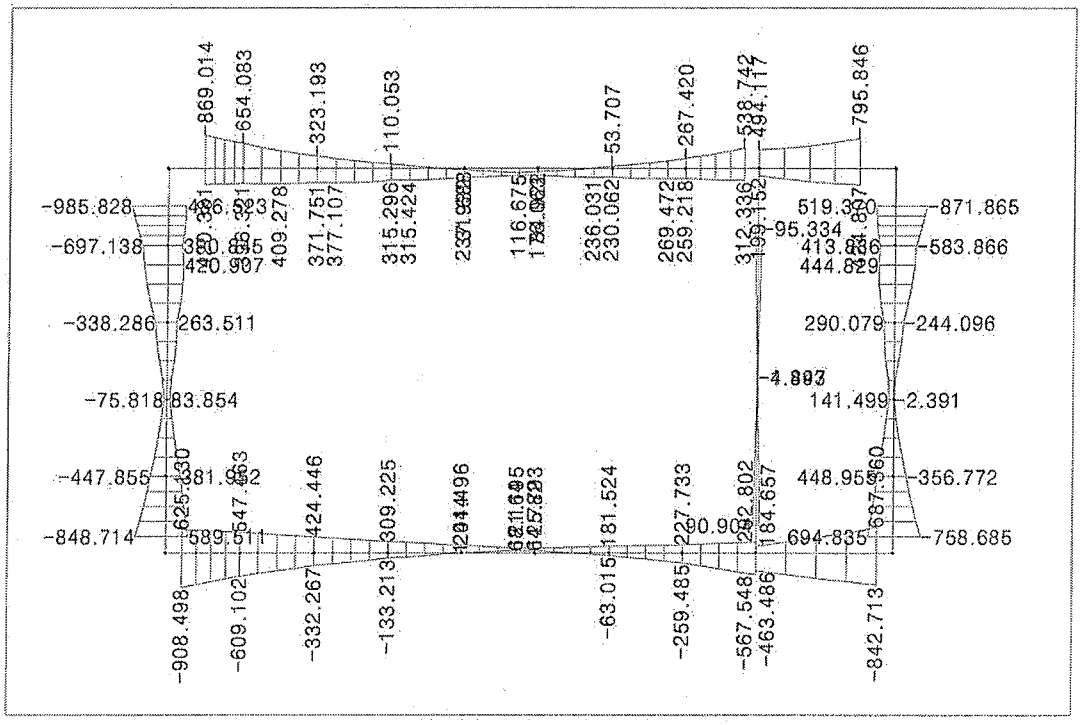

4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 600.20 | 316.11 | 520.30 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 212.02 | 316.11 | 520.30 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 182.20 | 82.70 | 291.68 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 329.95 | 171.34 | 427.76 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 156.78 | 171.34 | 427.76 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | 312.52 | 220.19 | 262.03 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 77.88 | 220.19 | 262.03 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 548.95 | 307.24 | 507.57 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 227.83 | 307.24 | 507.57 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | 548.95 | 168.66 | 507.57 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 227.83 | 168.66 | 507.57 | 1000.00 | 900.00 | |

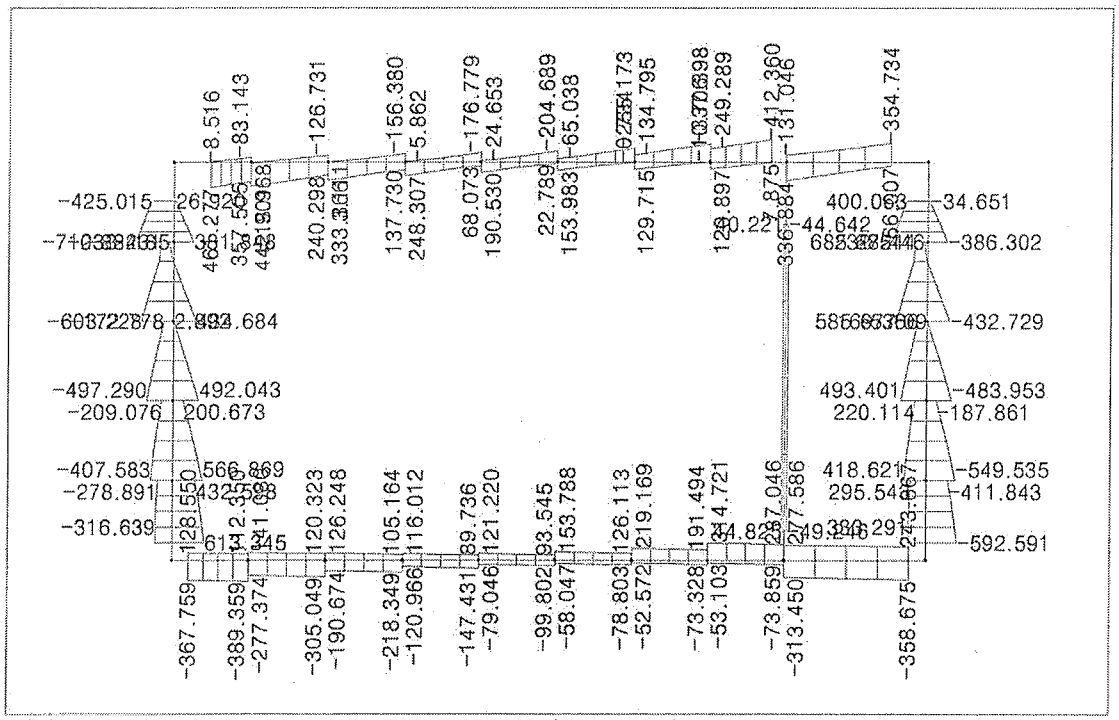
| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | 397.73 | 214.82 | 519.32 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | 647.28 | 214.82 | 519.32 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 14 | 181.09 | 154.07 | 314.89 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 15 | 51.34 | 154.07 | 314.89 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 16 | 142.88 | 232.17 | 422.18 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 17 | 357.09 | 232.17 | 422.18 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 18 | 73.71 | 259.39 | 386.11 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 19 | 291.54 | 259.39 | 386.11 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 20 | 343.60 | 267.66 | 479.13 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 21 | 528.09 | 267.66 | 479.13 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 22 | 458.05 | 251.29 | 510.14 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 23 | 598.58 | 251.29 | 510.14 | 1000.00 | 900.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 24 | 707.45 | 578.24 | 371.23 | 1000.00 | 1044.00 | |
| | | 상부 (내측) | 25 | 279.26 | 578.24 | 371.23 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 26 | 146.43 | 159.70 | 294.30 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 27 | 164.36 | 159.70 | 294.30 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 28 | 599.16 | 495.76 | 353.03 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 29 | 377.56 | 495.76 | 353.03 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 30 | 629.16 | 319.92 | 250.18 | 1000.00 | 1056.00 | |
| | | 상부 (내측) | 31 | 308.22 | 319.92 | 250.18 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 32 | 84.52 | 298.12 | 185.90 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 33 | 186.97 | 298.12 | 185.90 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 34 | 529.30 | 475.93 | 255.64 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 35 | 470.75 | 475.93 | 255.64 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 36 | 50.11 | 29.12 | 262.06 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 37 | 62.41 | 29.12 | 262.06 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 38 | 3.37 | 29.60 | 288.82 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 39 | 58.31 | 31.25 | 297.75 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 40 | 56.07 | 31.25 | 297.75 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

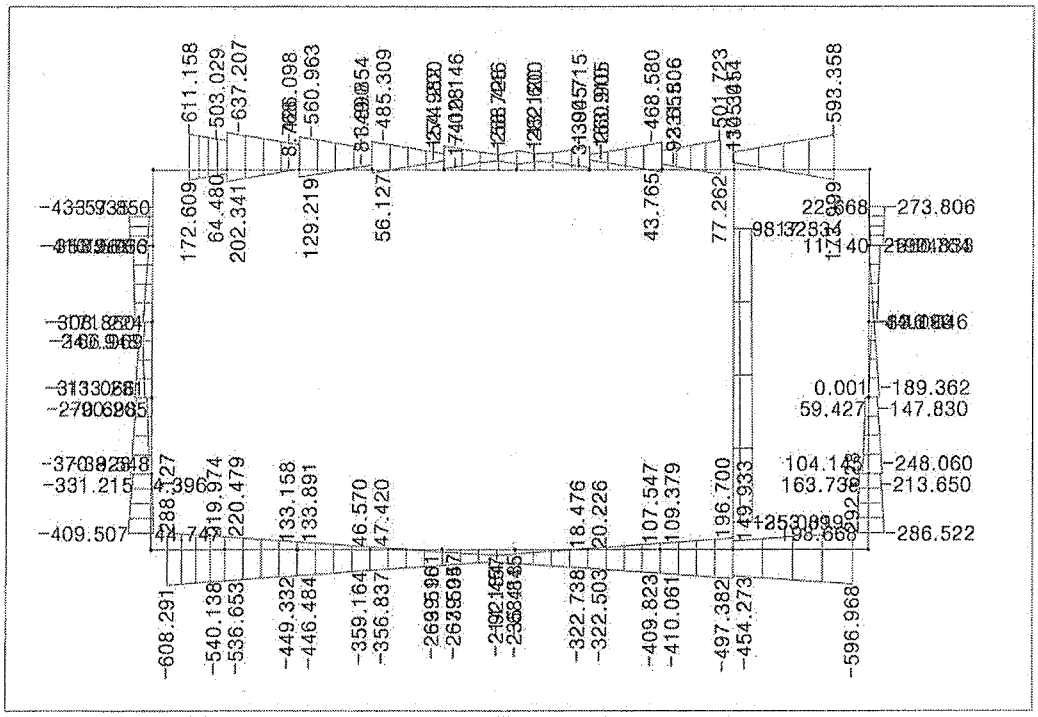
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 869.01 | 398.43 | 611.16 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 420.38 | 398.43 | 611.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 276.74 | 126.13 | 326.98 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 538.74 | 264.11 | 501.72 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 312.34 | 264.11 | 501.72 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | 494.12 | 268.81 | 305.01 | 1000.00 | 1066.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 199.15 | 268.81 | 305.01 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 795.85 | 354.73 | 593.36 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 424.81 | 354.73 | 593.36 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | 795.85 | 220.09 | 593.36 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 424.81 | 220.09 | 593.36 | 1000.00 | 900.00 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | 625.13 | 283.45 | 608.29 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | 908.50 | 283.45 | 608.29 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 14 | 309.23 | 218.35 | 359.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 15 | 133.21 | 218.35 | 359.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 16 | 292.80 | 312.70 | 497.38 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 17 | 567.55 | 312.70 | 497.38 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 18 | 184.66 | 339.10 | 454.27 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 19 | 463.49 | 339.10 | 454.27 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 20 | 539.53 | 347.37 | 561.30 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 21 | 753.49 | 347.37 | 561.30 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 22 | 687.36 | 331.00 | 596.97 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 23 | 842.71 | 331.00 | 596.97 | 1000.00 | 900.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 24 | 985.83 | 710.22 | 433.94 | 1000.00 | 1044.00 | |
| | | 상부 (내측) | 25 | 486.52 | 710.22 | 433.94 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 26 | 213.40 | 263.32 | 342.39 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 27 | 199.06 | 263.32 | 342.39 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 28 | 848.71 | 613.35 | 409.51 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 29 | 589.51 | 613.35 | 409.51 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 30 | 871.87 | 400.06 | 273.81 | 1000.00 | 1056.00 | |
| | | 상부 (내측) | 31 | 519.37 | 400.06 | 273.81 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 32 | 121.21 | 427.87 | 213.65 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 33 | 230.06 | 427.87 | 213.65 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 34 | 758.69 | 592.59 | 286.52 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 35 | 694.84 | 592.59 | 286.52 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 36 | 80.23 | 44.64 | 317.33 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 37 | 95.33 | 44.64 | 317.33 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 38 | 4.50 | 45.48 | 344.10 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 39 | 90.90 | 48.38 | 353.02 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 40 | 88.48 | 48.38 | 353.02 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -965.40 | - | -869.01 | -600.20 | -965.40 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | - | - | 420.38 | 212.02 | 420.38 | |
| | | 중앙부 | 3 | 1158.79 | - | 276.74 | 182.20 | 1158.79 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -1252.18 | - | -538.74 | -329.95 | -1252.18 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | - | - | 312.34 | 156.78 | 312.34 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | -1367.43 | - | -494.12 | -312.52 | -1367.43 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | - | - | 199.15 | 77.88 | 199.15 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | -753.43 | - | -795.85 | -548.95 | -795.85 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | - | - | 424.81 | 227.83 | 424.81 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | -753.43 | - | -795.85 | -548.95 | -795.85 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | - | - | 424.81 | 227.83 | 424.81 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | 11.32 | - | 625.13 | 397.73 | 625.13 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | -1339.68 | - | -908.50 | -647.28 | -1339.68 | |
| | | 중앙부 (상면) | 14 | 1241.22 | - | 309.23 | 181.09 | 1241.22 | |
| | | 중앙부 (하면) | 15 | - | - | -133.21 | -51.34 | -133.21 | |
| | | 우측 (상면) | 16 | - | - | 292.80 | 142.88 | 292.80 | |
| | | 우측 (하면) | 17 | -1543.29 | - | -567.55 | -357.09 | -1543.29 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 18 | - | - | 184.66 | 73.71 | 184.66 | |
| | | 좌측 (하면) | 19 | -1459.40 | - | -463.49 | -291.54 | -1459.40 | |
| | | 중앙부 (상면) | 20 | 121.21 | - | 539.53 | 343.60 | 539.53 | |
| | | 중앙부 (하면) | 21 | -1046.58 | - | -753.49 | -528.09 | -1046.58 | |
| | | 우측 (상면) | 22 | 248.63 | - | 687.36 | 458.05 | 687.36 | |
| | | 우측 (하면) | 23 | -911.25 | - | -842.71 | -598.58 | -911.25 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 24 | -1387.04 | - | -985.83 | -707.45 | -1387.04 | |
| | | 상부 (내측) | 25 | - | - | 486.52 | 279.26 | 486.52 | |
| | | 중앙부 (외측) | 26 | -958.97 | - | -213.40 | -146.43 | -958.97 | |
| | | 중앙부 (내측) | 27 | - | - | 199.06 | 164.36 | 199.06 | |
| | | 하부 (외측) | 28 | -1408.81 | - | -848.71 | -599.16 | -1408.81 | |
| | | 하부 (내측) | 29 | - | - | 589.51 | 377.56 | 589.51 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 30 | -529.43 | - | -871.87 | -629.16 | -871.87 | |
| | | 상부 (내측) | 31 | 133.86 | - | 519.37 | 308.22 | 519.37 | |
| | | 중앙부 (외측) | 32 | -142.31 | - | -121.21 | -84.52 | -142.31 | |
| | | 중앙부 (내측) | 33 | 260.55 | - | 230.06 | 186.97 | 260.55 | |
| | | 하부 (외측) | 34 | -715.13 | - | -758.69 | -529.30 | -758.69 | |
| | | 하부 (내측) | 35 | 281.91 | - | 694.84 | 470.75 | 694.84 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 36 | 39.32 | - | 80.23 | 50.11 | 80.23 | |
| | | 상부 (우측) | 37 | -84.12 | - | -95.33 | -62.41 | -95.33 | |
| | | 중앙부 | 38 | -25.78 | - | -4.50 | -3.37 | -25.78 | |
| | | 하부 (좌측) | 39 | 43.97 | - | 90.90 | 58.31 | 90.90 | |
| | | 하부 (우측) | 40 | -74.53 | - | -88.48 | -56.07 | -88.48 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 811.88 | - | 398.43 | 316.11 | 811.88 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 811.88 | - | 398.43 | 316.11 | 811.88 | |
| | | 중앙부 | 3 | 145.65 | - | -126.13 | -82.70 | 145.65 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -902.95 | - | -264.11 | -171.34 | -902.95 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | -902.95 | - | -264.11 | -171.34 | -902.95 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | 479.74 | - | -268.81 | -220.19 | 479.74 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 479.74 | - | -268.81 | -220.19 | 479.74 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 364.56 | - | -354.73 | -307.24 | 364.56 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | 364.56 | - | -354.73 | -307.24 | 364.56 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | 556.53 | - | -220.09 | -168.66 | 556.53 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | 556.53 | - | -220.09 | -168.66 | 556.53 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | -788.53 | - | -283.45 | -214.82 | -788.53 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | -788.53 | - | -283.45 | -214.82 | -788.53 | |
| | | 중앙부 (상면) | 14 | -482.38 | - | -218.35 | -154.07 | -482.38 | |
| | | 중앙부 (하면) | 15 | -482.38 | - | -218.35 | -154.07 | -482.38 | |
| | | 우측 (상면) | 16 | 1033.89 | - | 312.70 | 232.17 | 1033.89 | |
| | | 우측 (하면) | 17 | 1033.89 | - | 312.70 | 232.17 | 1033.89 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 18 | -539.42 | - | -339.10 | -259.39 | -539.42 | |
| | | 좌측 (하면) | 19 | -539.42 | - | -339.10 | -259.39 | -539.42 | |
| | | 중앙부 (상면) | 20 | -547.69 | - | -347.37 | -267.66 | -547.69 | |
| | | 중앙부 (하면) | 21 | -547.69 | - | -347.37 | -267.66 | -547.69 | |
| | | 우측 (상면) | 22 | -540.02 | - | -331.00 | -251.29 | -540.02 | |
| | | 우측 (하면) | 23 | -540.02 | - | -331.00 | -251.29 | -540.02 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 24 | -367.25 | - | -710.22 | -578.24 | -710.22 | |
| | | 상부 (내측) | 25 | -367.25 | - | -710.22 | -578.24 | -710.22 | |
| | | 중앙부 (외측) | 26 | -197.46 | - | -263.32 | -159.70 | -263.32 | |
| | | 중앙부 (내측) | 27 | -197.46 | - | -263.32 | -159.70 | -263.32 | |
| | | 하부 (외측) | 28 | 727.68 | - | 613.35 | 495.76 | 727.68 | |
| | | 하부 (내측) | 29 | 727.68 | - | 613.35 | 495.76 | 727.68 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 30 | 469.42 | - | 400.06 | 319.92 | 469.42 | |
| | | 상부 (내측) | 31 | 469.42 | - | 400.06 | 319.92 | 469.42 | |
| | | 중앙부 (외측) | 32 | -192.71 | - | 427.87 | 298.12 | 427.87 | |
| | | 중앙부 (내측) | 33 | -192.71 | - | 427.87 | 298.12 | 427.87 | |
| | | 하부 (외측) | 34 | -718.68 | - | -592.59 | -475.93 | -718.68 | |
| | | 하부 (내측) | 35 | -718.68 | - | -592.59 | -475.93 | -718.68 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 36 | -30.67 | - | -44.64 | -29.12 | -44.64 | |
| | | 상부 (우측) | 37 | -30.67 | - | -44.64 | -29.12 | -44.64 | |
| | | 중앙부 | 38 | -30.67 | - | -45.48 | -29.60 | -45.48 | |
| | | 하부 (좌측) | 39 | -30.67 | - | -48.38 | -31.25 | -48.38 | |
| | | 하부 (우측) | 40 | -30.67 | - | -48.38 | -31.25 | -48.38 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 20 | 30 | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -561.81 | - | -611.16 | -520.30 | -611.16 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | -561.81 | - | -611.16 | -520.30 | -611.16 | |
| | | 중앙부 | 3 | -561.81 | - | -326.98 | -291.68 | -561.81 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -561.81 | - | -501.72 | -427.76 | -561.81 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | -561.81 | - | -501.72 | -427.76 | -561.81 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | -560.88 | - | -305.01 | -262.03 | -560.88 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | -560.88 | - | -305.01 | -262.03 | -560.88 | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | -560.88 | - | -593.36 | -507.57 | -593.36 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | -560.88 | - | -593.36 | -507.57 | -593.36 | |
| | | 우측 (상면) | 10 | -560.88 | - | -593.36 | -507.57 | -593.36 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | -560.88 | - | -593.36 | -507.57 | -593.36 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | -801.03 | - | -608.29 | -519.32 | -801.03 | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | -801.03 | - | -608.29 | -519.32 | -801.03 | |
| | | 중앙부 (상면) | 14 | -801.03 | - | -359.16 | -314.89 | -801.03 | |
| | | 중앙부 (하면) | 15 | -801.03 | - | -359.16 | -314.89 | -801.03 | |
| | | 우측 (상면) | 16 | -801.03 | - | -497.38 | -422.18 | -801.03 | |
| | | 우측 (하면) | 17 | -801.03 | - | -497.38 | -422.18 | -801.03 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 18 | -785.63 | - | -454.27 | -386.11 | -785.63 | |
| | | 좌측 (하면) | 19 | -785.63 | - | -454.27 | -386.11 | -785.63 | |
| | | 중앙부 (상면) | 20 | -785.63 | - | -561.30 | -479.13 | -785.63 | |
| | | 중앙부 (하면) | 21 | -785.63 | - | -561.30 | -479.13 | -785.63 | |
| | | 우측 (상면) | 22 | -785.63 | - | -596.97 | -510.14 | -785.63 | |
| | | 우측 (하면) | 23 | -785.63 | - | -596.97 | -510.14 | -785.63 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 24 | -1156.63 | - | -433.94 | -371.23 | -1156.63 | |
| | | 상부 (내측) | 25 | -1156.63 | - | -433.94 | -371.23 | -1156.63 | |
| | | 중앙부 (외측) | 26 | -1212.52 | - | -342.39 | -294.30 | -1212.52 | |
| | | 중앙부 (내측) | 27 | -1212.52 | - | -342.39 | -294.30 | -1212.52 | |
| | | 하부 (외측) | 28 | -1275.83 | - | -409.51 | -353.03 | -1275.83 | |
| | | 하부 (내측) | 29 | -1275.83 | - | -409.51 | -353.03 | -1275.83 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 30 | 223.09 | - | -273.81 | -250.18 | -273.81 | |
| | | 상부 (내측) | 31 | 223.09 | - | -273.81 | -250.18 | -273.81 | |
| | | 중앙부 (외측) | 32 | 168.41 | - | -213.65 | -185.90 | -213.65 | |
| | | 중앙부 (내측) | 33 | 168.41 | - | -213.65 | -185.90 | -213.65 | |
| | | 하부 (외측) | 34 | -185.79 | - | -286.52 | -255.64 | -286.52 | |
| | | 하부 (내측) | 35 | -185.79 | - | -286.52 | -255.64 | -286.52 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 36 | -1849.02 | - | -317.33 | -262.06 | -1849.02 | |
| | | 상부 (우측) | 37 | -1849.02 | - | -317.33 | -262.06 | -1849.02 | |
| | | 중앙부 | 38 | -1866.87 | - | -344.10 | -288.82 | -1875.79 | |
| | | 하부 (좌측) | 39 | -1884.71 | - | -353.02 | -297.75 | -1884.71 | |
| | | 하부 (우측) | 40 | -1884.71 | - | -353.02 | -297.75 | -1884.71 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 20 | 30 | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -606.78 | - | - | - | -606.78 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 | 3 | 774.13 | - | - | - | 774.13 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -814.61 | - | - | - | -814.61 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | - | - | - | - | - | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | -893.62 | - | - | - | -893.62 | |
| | | 좌측 (하면) | 7 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | -469.31 | - | - | - | -469.31 | |
| | | 중앙부 (하면) | 9 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (상면) | 10 | -469.31 | - | - | - | -469.31 | |
| | | 우측 (하면) | 11 | - | - | - | - | - | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 12 | - | - | - | - | - | |
| | | 좌측 (하면) | 13 | -894.82 | - | - | - | -894.82 | |
| | | 중앙부 (상면) | 14 | 816.79 | - | - | - | 816.79 | |
| | | 중앙부 (하면) | 15 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (상면) | 16 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (하면) | 17 | -1027.50 | - | - | - | -1027.50 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 18 | - | - | - | - | - | |
| | | 좌측 (하면) | 19 | -972.48 | - | - | - | -972.48 | |
| | | 중앙부 (상면) | 20 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (하면) | 21 | -698.87 | - | - | - | -698.87 | |
| | | 우측 (상면) | 22 | 111.74 | - | - | - | 111.74 | |
| | | 우측 (하면) | 23 | -607.43 | - | - | - | -607.43 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 24 | -886.20 | - | - | - | -886.20 | |
| | | 상부 (내측) | 25 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (외측) | 26 | -632.36 | - | - | - | -632.36 | |
| | | 중앙부 (내측) | 27 | - | - | - | - | - | |
| | | 하부 (외측) | 28 | -944.33 | - | - | - | -944.33 | |
| | | 하부 (내측) | 29 | - | - | - | - | - | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 30 | -321.47 | - | - | - | -321.47 | |
| | | 상부 (내측) | 31 | 91.31 | - | - | - | 91.31 | |
| | | 중앙부 (외측) | 32 | -92.05 | - | - | - | -92.05 | |
| | | 중앙부 (내측) | 33 | 129.82 | - | - | - | 129.82 | |
| | | 하부 (외측) | 34 | -478.07 | - | - | - | -478.07 | |
| | | 하부 (내측) | 35 | 157.60 | - | - | - | 157.60 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 36 | 18.50 | - | - | - | 18.50 | |
| | | 상부 (우측) | 37 | -52.39 | - | - | - | -52.39 | |
| | | 중앙부 | 38 | -17.09 | - | - | - | -17.09 | |
| | | 하부 (좌측) | 39 | 23.40 | - | - | - | 23.40 | |
| | | 하부 (우측) | 40 | -48.90 | - | - | - | -48.90 | |

## 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 1 | 1000 | 950 | 965.40 | 1422.04 | 3075.63 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.47 |
| | | 좌측(하면) | 1 | 1000 | 820 | 420.38 | 696.84 | 1532.79 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 1.66 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 820 | 1158.79 | 1218.88 | 4358.22 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.05 |
| | | 우측(상면) | 3 | 1000 | 950 | 1252.18 | 1422.04 | 4025.37 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.14 |
| | | 우측(하면) | 3 | 1000 | 820 | 312.34 | 1218.88 | 1133.95 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 3.90 |
| | 2경간 | 좌측(상면) | 4 | 1000 | 967 | 1367.43 | 1448.09 | 4329.52 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.06 |
| | | 좌측(하면) | 4 | 1000 | 820 | 199.15 | 1218.88 | 719.83 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 6.12 |
| | | 중앙부(상면) | 5 | 1000 | 950 | 795.85 | 1422.04 | 2522.28 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.79 |
| | | 중앙부(하면) | 5 | 1000 | 820 | 424.81 | 1218.88 | 1549.21 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 2.87 |
| | | 우측(상면) | 6 | 1000 | 950 | 795.85 | 1422.04 | 2522.28 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.79 |
| | | 우측(하면) | 6 | 1000 | 820 | 424.81 | 696.84 | 1548.78 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 1.64 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 7 | 1000 | 820 | 625.13 | 1354.55 | 2298.36 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.17 |
| | | 좌측(하면) | 7 | 1000 | 800 | 1339.68 | 1465.18 | 5222.39 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 5746.40 | 1.09 |
| | | 중앙부(상면) | 8 | 1000 | 820 | 1241.22 | 1354.55 | 4685.30 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.09 |
| | | 중앙부(하면) | 8 | 1000 | 800 | 133.21 | 834.19 | 492.40 | H32 - 4.0EA | 3176.80 | 6.26 |
| | | 우측(상면) | 9 | 1000 | 820 | 292.80 | 1354.55 | 1062.21 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 4.63 |
| | | 우측(하면) | 9 | 1000 | 800 | 1543.29 | 1608.57 | 6076.03 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.04 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 820 | 184.66 | 1354.55 | 667.06 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 7.34 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 800 | 1459.40 | 1608.57 | 5722.09 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.10 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 820 | 539.53 | 1354.55 | 1976.72 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.51 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 800 | 1046.58 | 1608.57 | 4024.11 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.54 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 820 | 687.36 | 1354.55 | 2533.64 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.97 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 800 | 911.25 | 1608.57 | 3482.29 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.77 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 944 | 1387.04 | 2201.79 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 5390.80 | 1.59 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 820 | 486.52 | 1269.00 | - | H16 - 4.0EA | 5390.80 | 2.61 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 800 | 958.97 | 2074.32 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 5390.80 | 2.16 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 820 | 199.06 | 1911.78 | - | H16 - 4.0EA | 5390.80 | 9.60 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 800 | 1408.81 | 2128.49 | - | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 6540.80 | 1.51 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 820 | 589.51 | 952.94 | - | H16 - 4.0EA | 6540.80 | 1.62 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 956 | 871.86 | 1671.49 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.92 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 820 | 519.37 | 879.08 | - | H29 - 4.0EA | 7166.00 | 1.69 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 800 | 142.31 | 2341.66 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 16.45 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 820 | 260.55 | 1003.38 | - | H29 - 4.0EA | 7166.00 | 3.85 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 800 | 758.68 | 1879.36 | - | H32 - 8.0EA | 8923.20 | 2.48 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 820 | 694.83 | 835.05 | - | H29 - 4.0EA | 8923.20 | 1.20 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 519.6 | 811.9 | 925.06 | 2.00 | 182.67 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 532.6 | 145.7 | 740.39 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 519.6 | 902.9 | 925.06 | 2.00 | 239.58 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 519.6 | 479.7 | 722.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 519.6 | 364.6 | 722.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 519.6 | 556.5 | 722.34 | 2.00 | 46.14 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 532.6 | 788.5 | 1184.01 | 2.00 | 156.05 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 532.6 | 482.4 | 858.31 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 532.6 | 1033.9 | 1184.01 | 2.00 | 305.66 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 10 | 532.6 | 539.4 | 858.31 | 2.00 | 8.31 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 532.6 | 547.7 | 858.31 | 2.00 | 18.39 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 532.6 | 540.0 | 858.31 | 2.00 | 9.05 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 567.3 | 710.2 | 770.03 | 2.00 | 178.64 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 569.6 | 263.3 | 772.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 572.2 | 727.7 | 774.95 | 2.00 | 194.31 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 530.9 | 469.4 | 733.63 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 528.4 | 427.9 | 731.15 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 531.4 | 718.7 | 734.15 | 2.00 | 234.06 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1050.00 | 950.00 | 100.00 | 965.40 | 811.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3075.633 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.494]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00484

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (950.00 - a/2) = 1422.042 kN.m

≥ Mu (= 965.403 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.473]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 811.882 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (811.882-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 182.666 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 540.587 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 540.587) = 925.055 kN ≥ 811.882 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 420.38 | 811.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04369

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1532.791 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.676]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00313

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 696.840 kN.m

≥ Mu (= 420.381 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.658]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 811.882 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (811.882-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 170.290 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 554.101) = 948.182 kN ≥ 811.882 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 1158.79 | 145.65 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4358.220 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.055]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00561

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 1158.793 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.052]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 145.650 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1050.00 | 950.00 | 100.00 | 1252.18 | 902.95 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4025.368 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.142]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00484

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (950.00 - a/2) = 1422.040 kN.m

≥ Mu (= 1252.184 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.136]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 902.946 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (902.946-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 239.582 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 540.587 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 540.587) = 925.055 kN ≥ 902.946 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 312.34 | 902.95 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1133.953 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.053]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00561

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 312.336 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.902]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 902.946 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (902.946-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 225.817 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 554.101) = 948.182 kN ≥ 902.946 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1066.67 | 966.67 | 100.00 | 1367.43 | 479.74 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (966.67 - 94.249) / 94.249 = 0.02777

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4329.520 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.062]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00475

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (966.67 - a/2) = 1448.085 kN.m

≥ Mu (= 1367.429 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.059]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 479.741 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 199.15 | 479.74 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 719.825 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 6.385]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00561

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 199.152 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.120]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 479.741 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1050.00 | 950.00 | 100.00 | 795.85 | 364.56 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2522.283 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.822]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00484

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (950.00 - a/2) = 1422.037 kN.m

≥ Mu (= 795.846 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.787]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 364.562 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 424.81 | 364.56 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1549.206 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.967]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00561

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 424.807 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.869]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 364.562 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1050.00 | 950.00 | 100.00 | 795.85 | 556.53 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2522.283 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.822]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00484

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (950.00 - a/2) = 1422.037 kN.m

≥ Mu (= 795.846 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.787]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 556.527 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (556.527-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 46.140 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 270.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 270.293) = 722.335 kN ≥ 556.527 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 820.0 | 80.0 | 424.807 | 556.527 |

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 52.689 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 820 - 52.689 ) / 52.689 = 0.0437

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 1548.778 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 26.557 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H29 @ 250.0mm = 2569.6 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0031

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2569.6 x 400 x (820.0 - a / 2) = 696.841 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 ㎜

≥ Mu (424.807 kN · m) [안전률 1.640] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 820.0 = 532.606 kN

< Vu (=556.527 kN), 전단보강 필요.

Av_req = ( 556.527 - 532.606 ) x 150 / ( 400 x 820 x Φ ) x 1000 = 14.586 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 820 x 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 410 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x ( 710.141 + 554.101 ) = 948.182 kN ≥ 556.527 kN ∴ - O.K -

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 625.13 | 788.53 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2298.355 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.236]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 625.130 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.167]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 788.533 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (788.533-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 156.053 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 788.533 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 1339.68 | 788.53 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5222.389 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.100]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00718

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 1339.680 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.094]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 788.533 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (788.533-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 168.073 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 847.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 847.360) = 1155.135 kN ≥ 788.533 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 1241.22 | 482.38 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4685.298 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.097]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 1241.218 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.091]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 482.379 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 133.21 | 482.38 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 65.140) / 65.140 = 0.03384

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 492.396 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 6.452]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00397

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (800.00 - a/2) = 834.187 kN.m

≥ Mu (= 133.213 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.262]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 482.379 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 292.80 | 1033.89 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1062.212 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.838]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 292.802 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.626]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 1033.888 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1033.888-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 305.660 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 1033.888 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 1543.29 | 1033.89 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6076.034 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.046]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 1543.294 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.042]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 1033.888 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1033.888-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 321.420 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 847.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 847.360) = 1155.135 kN ≥ 1033.888 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 184.66 | 539.42 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 667.055 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 7.704]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 184.657 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.336]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 539.419 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (539.419-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 8.309 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 434.272 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 434.272) = 858.310 kN ≥ 539.419 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 1459.40 | 539.42 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5722.093 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.110]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 1459.395 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.102]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 539.419 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (539.419-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 24.755 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 423.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 423.680) = 837.375 kN ≥ 539.419 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 539.53 | 547.69 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1976.719 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.600]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 539.532 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.511]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 547.688 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (547.688-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 18.393 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 434.272 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 434.272) = 858.310 kN ≥ 547.688 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 1046.58 | 547.69 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , As = 4024.109 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.579]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 1046.577 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.537]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 547.688 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (547.688-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 35.091 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 423.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 423.680) = 837.375 kN ≥ 547.688 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 687.36 | 540.02 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2533.644 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.028]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 687.360 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.971]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 540.023 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (540.023-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 9.046 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 434.272 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 434.272) = 858.310 kN ≥ 540.023 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 911.25 | 540.02 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3482.286 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.825]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 911.252 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.765]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 540.023 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (540.023-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 25.510 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 423.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 423.680) = 837.375 kN ≥ 540.023 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,044 | 100 | 944 | 1156.626 | 1387.038 | 1199.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1044.0 x 1000.0 = 23959800.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (23959800.0 x 522.00 + 1838560.0 x 100.000 + 317760.0 x 964.000) / 26116120.0

= 497.669 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 566.40 mm, ab = k1 x cb = 481.44 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 481440.000 = 11049.048 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 11049.048 + 299.529 - 1838.560 = 9510.017 kN

Mb = Cc x 305.611 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4247.525 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 446.637 mm, e = Mu/Pu = 1199.210 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 191.68 mm, a = k1 x c = 162.92 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 162924.751 = 3739.123 kN

∑Csi = 259.473 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3739.123 + 259.473 - 1838.560 = 2160.036 kN

Mn = Cc x 416.207 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2590.339 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1199.211)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1044.00 - 100.00 = 944.000 mm

c = 191.676 mm, a = k1 x c = 162.925 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (944.00-191.68) / 191.68 = 0.01177

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20793.921 kN ≥ Pn = 2160.036 kN

ΦPn = 0.85 x 2160.036 = 1836.031 kN ≥ Pu = 1156.626 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.199 = 2201.787 kN.m ≥ Mu = 1387.038 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 567.314 kN

< Vu (= 710.224 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (710.224 - 567.314) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 178.638 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 270.293 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (756.418 + 270.293) = 770.034 kN ≥ 710.224 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 1156.626 | 486.523 | 420.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 22811320.0

= 473.055 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 317.760 = 11013.003 kN

Mb = Cc x 217.845 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2782.321 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 252.640 mm, e = Mu/Pu = 420.640 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 154.04 mm, a = k1 x c = 130.93 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 130934.772 = 3004.953 kN

∑Csi = 862.023 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 3004.953 + 862.023 - 317.760 = 3549.216 kN

Mn = Cc x 407.588 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1492.953 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=420.643) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 154.041 mm, a = k1 x c = 130.935 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-154.04) / 154.04 = 0.01297

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18150.081 kN ≥ Pn = 3549.216 kN

ΦPn = 0.85 x 3549.216 = 3016.834 kN ≥ Pu = 1156.626 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.421 = 1269.000 kN.m ≥ Mu = 486.523 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 581.497 kN

< Vu (= 710.224 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (710.224 - 581.497) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 156.985 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 277.051 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 277.051 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (775.329 + 277.051) = 789.285 kN ≥ 710.224 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 1212.516 | 958.967 | 790.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1838560.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 22811320.0

= 426.945 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 1838.560 = 7824.569 kN

Mb = Cc x 269.055 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3238.166 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 413.846 mm, e = Mu/Pu = 790.890 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 237.17 mm, a = k1 x c = 201.59 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 201592.255 = 4626.542 kN

∑Csi = 297.631 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 4626.542 + 297.631 - 1838.560 = 3085.613 kN

Mn = Cc x 326.148 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2440.366 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=790.885) | = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 237.167 mm, a = k1 x c = 201.592 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-237.17) / 237.17 = 0.00712

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18150.081 kN ≥ Pn = 3085.613 kN

ΦPn = 0.85 x 3085.613 = 2622.771 kN ≥ Pu = 1212.516 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.791 = 2074.323 kN.m ≥ Mu = 958.967 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 569.619 kN

≥ Vu (= 263.321 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 1212.516 | 199.063 | 164.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 22811320.0

= 473.055 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 317.760 = 11013.003 kN

Mb = Cc x 217.845 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2782.321 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 252.640 mm, e = Mu/Pu = 164.174 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 678.32 mm, a = k1 x c = 576.57 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 576570.320 = 13232.289 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 99.557 kN

Pn = 13232.289 + 1733.073 - 99.557 = 14865.804 kN

Mn = Cc x 184.770 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2440.531 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=164.171) | = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 678.318 mm, a = k1 x c = 576.570 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-678.32) / 678.32 = 0.00063

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18150.081 kN ≥ Pn = 14865.804 kN

ΦPn = 0.78 x 14865.804 = 11644.880 kN ≥ Pu = 1212.516 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.164 = 1911.783 kN.m ≥ Mu = 199.063 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 583.859 kN

≥ Vu (= 263.321 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 1275.831 | 1408.807 | 1104.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mr

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2298560.0 x 100.000 + 317760.0 x 820.000) / 23271320.0

= 420.482 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 9363.600 + 299.529 - 2298.560 = 7364.569 kN

Mb = Cc x 275.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3436.155 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 466.579 mm, e = Mu/Pu = 1104.227 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 219.49 mm, a = k1 x c = 186.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 186563.301 = 4281.628 kN

∑Csi = 284.679 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4281.628 + 284.679 - 2298.560 = 2267.747 kN

Mn = Cc x 327.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2504.102 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1104.225) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 219.486 mm, a = k1 x c = 186.563 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-219.49) / 219.49 = 0.00793

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18496.967 kN ≥ Pn = 2267.747 kN

ΦPn = 0.85 x 2267.747 = 1927.585 kN ≥ Pu = 1275.831 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.104 = 2128.491 kN.m ≥ Mu = 1408.807 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 572.230 kN

< Vu (= 727.677 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (727.677 - 572.230) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 194.309 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 270.293 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (762.973 + 270.293) = 774.950 kN ≥ 727.677 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 1275.831 | 589.511 | 462.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mr

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 317760.0 x 80.000 + 2298560.0 x 800.000) / 23271320.0

= 479.518 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 9597.690 + 2166.680 - 317.760 = 11446.610 kN

Mb = Cc x 211.382 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2850.111 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 248.992 mm, e = Mu/Pu = 462.060 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 119.09 mm, a = k1 x c = 101.23 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 101228.838 = 2323.202 kN

∑Csi = 420.872 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 2323.202 + 420.872 - 317.760 = 2426.314 kN

Mn = Cc x 428.904 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1121.110 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=462.063)| = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 119.093 mm, a = k1 x c = 101.229 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-119.09) / 119.09 = 0.01766

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18496.967 kN ≥ Pn = 2426.314 kN

ΦPn = 0.85 x 2426.314 = 2062.367 kN ≥ Pu = 1275.831 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.462 = 952.937 kN.m ≥ Mu = 589.511 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 586.535 kN

< Vu (= 727.677 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (727.677 - 586.535) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 172.123 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 277.051 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 277.051 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (782.047 + 277.051) = 794.323 kN ≥ 727.677 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,056 | 100 | 956 | 273.806 | 871.865 | 3184.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 2569.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1056.0 x 1000.0 = 24235200.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (24235200.0 x 528.00 + 1838560.0 x 100.000 + 1027840.0 x 976.000) / 27101600.0

= 515.955 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 573.60 mm, ab = k1 x cb = 487.56 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 487560.000 = 11189.502 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 11189.502 + 968.868 - 1838.560 = 10319.810 kN

Mb = Cc x 296.265 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4525.536 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 438.529 mm, e = Mu/Pu = 3184.245 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 108.29 mm, a = k1 x c = 92.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 92042.260 = 2112.370 kN

∑Csi = 343.749 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2112.370 + 343.749 - 1838.560 = 617.559 kN

Mn = Cc x 469.934 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1966.459 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3184.245) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1056.00 - 100.00 = 956.000 mm

c = 108.285 mm, a = k1 x c = 92.042 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (956.00-108.29) / 108.29 = 0.02349

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21549.712 kN ≥ Pn = 617.559 kN

ΦPn = 0.85 x 617.559 = 524.925 kN ≥ Pu = 273.806 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.184 = 1671.491 kN.m ≥ Mu = 871.865 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 530.907 kN

≥ Vu (= 469.417 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 273.806 | 519.37 | 1896.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 2569.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1027840.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1027840.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 23521400.0

= 461.190 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 1027.840 = 10302.923 kN

Mb = Cc x 229.710 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3183.674 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 309.007 mm, e = Mu/Pu = 1896.855 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 92.35 mm, a = k1 x c = 78.50 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 78497.487 = 1801.517 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1256.292 kN

Pn = 1801.517 + 0.000 - 1256.292 = 545.226 kN

Mn = Cc x 421.941 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1034.217 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1896.861) | = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 92.350 mm, a = k1 x c = 78.497 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-92.35) / 92.35 = 0.02364

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18685.552 kN ≥ Pn = 545.226 kN

ΦPn = 0.85 x 545.226 = 463.442 kN ≥ Pu = 273.806 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.897 = 879.082 kN.m ≥ Mu = 519.370 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 544.179 kN

≥ Vu (= 469.417 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 213.65 | 142.31 | 666.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1838560.0 x 100.000 + 1027840.0 x 820.000) / 23521400.0

= 438.810 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 9363.600 + 968.868 - 1838.560 = 8493.908 kN

Mb = Cc x 257.190 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3400.466 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 400.342 mm, e = Mu/Pu = 666.090 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 256.60 mm, a = k1 x c = 218.11 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 218109.512 = 5005.613 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 5005.613 + 968.868 - 1838.560 = 4135.921 kN

Mn = Cc x 329.756 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2754.896 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=666.090)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 256.599 mm, a = k1 x c = 218.110 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-256.60) / 256.60 = 0.00635

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18685.552 kN ≥ Pn = 4135.921 kN

ΦPn = 0.85 x 4135.921 = 3515.533 kN ≥ Pu = 213.650 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.666 = 2341.661 kN.m ≥ Mu = 142.310 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 528.426 kN

≥ Vu (= 427.871 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 213.65 | 260.55 | 1219.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 2569.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mr

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1027840.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1027840.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 23521400.0

= 461.190 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 1027.840 = 10302.923 kN

Mb = Cc x 229.710 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3183.674 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 309.007 mm, e = Mu/Pu = 1219.517 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 100.96 mm, a = k1 x c = 85.82 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 85817.929 = 1969.521 kN

∑Csi = 26.285 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pn = 1969.521 + 26.285 - 1027.840 = 967.966 kN

Mn = Cc x 418.281 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1180.444 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1219.509) | = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 100.962 mm, a = k1 x c = 85.818 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-100.96) / 100.96 = 0.02137

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18685.552 kN ≥ Pn = 967.966 kN

ΦPn = 0.85 x 967.966 = 822.771 kN ≥ Pu = 213.650 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.220 = 1003.384 kN.m ≥ Mu = 260.550 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 541.637 kN

≥ Vu (= 427.871 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 286.522 | 758.685 | 2647.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2541440.0 x 100.000 + 1027840.0 x 820.000) / 24224280.0

= 428.980 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 9363.600 + 968.868 - 2541.440 = 7791.028 kN

Mb = Cc x 267.020 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3715.201 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 476.856 mm, e = Mu/Pu = 2647.908 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 141.70 mm, a = k1 x c = 120.44 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 120440.972 = 2764.120 kN

∑Csi = 612.322 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 2764.120 + 612.322 - 2541.440 = 835.003 kN

Mn = Cc x 368.759 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2211.013 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2647.911) | = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 141.695 mm, a = k1 x c = 120.441 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-141.70) / 141.70 = 0.01394

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19215.594 kN ≥ Pn = 835.003 kN

ΦPn = 0.85 x 835.003 = 709.752 kN ≥ Pu = 286.522 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.648 = 1879.359 kN.m ≥ Mu = 758.685 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 531.431 kN

< Vu (= 718.675 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (718.675 - 531.431) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 234.055 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 270.293 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (708.575 + 270.293) = 734.151 kN ≥ 718.675 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 286.522 | 694.835 | 2425.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 2569.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1027840.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1027840.0 x 80.000 + 2541440.0 x 800.000) / 24224280.0

= 471.020 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pb = 9597.690 + 2395.625 - 1027.840 = 10965.475 kN

Mb = Cc x 219.880 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3300.355 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 300.977 mm, e = Mu/Pu = 2425.063 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 91.53 mm, a = k1 x c = 77.80 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 77803.087 = 1785.581 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1380.471 kN

Pn = 1785.581 + 0.000 - 1380.471 = 405.110 kN

Mn = Cc x 432.119 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 982.414 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2425.056)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 91.533 mm, a = k1 x c = 77.803 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-91.53) / 91.53 = 0.02388

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19215.594 kN ≥ Pn = 405.110 kN

ΦPn = 0.85 x 405.110 = 344.343 kN ≥ Pu = 286.522 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.425 = 835.054 kN.m ≥ Mu = 694.835 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 544.717 kN

< Vu (= 718.675 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (718.675 - 544.717) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 212.144 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 277.051 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 277.051 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (726.289 + 277.051) = 752.505 kN ≥ 718.675 kN ∴ O.K

## 16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

## 17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

| 부재 | 폭 | 두께 | 높이 | CTC | 축력 | 모멘트 | 축력×CTC | 모멘트×CTC | 해석모델 | 조합 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W1 | 1.00 | 0.30 | 3.75 | - | 1884.71 | 44.17 | 1884.71 | 44.17 | 상시 | 29 |
| | | | | | 317.33 | 95.33 | 317.33 | 95.33 | 지진(붕괴) | 3 |

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \quad \geq 1884.71\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 1884.708 | 44.169 | 23.4 |

* 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 414.108 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 2574.990 + 414.108 - 776.160 = 2212.938 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 325.110 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 146.913 mm, e = Mu/Pu = 23.435 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 301.35 mm, a = k1 x c = 256.15 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 256149.139 = 5878.623 kN

∑Csi = 1001.390 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5878.623 + 1001.390 - 0.000 = 6880.013 kN

Mn = Cc x 21.925 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 161.222 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=23.433) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 301.352 mm, a = k1 x c = 256.149 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-301.35) / 301.35 = -0.00081

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6678.605 kN < Pn = 6880.013 kN

ΦPn = 0.65 x 6678.605 = 4341.093 kN ≥ Pu = 1884.708 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.023 = 101.735 kN.m ≥ Mu = 44.169 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 207.017 kN

≥ Vu (= 49.246 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 317.334 | 95.334 | 300.4 |

* 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 414.108 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 2574.990 + 414.108 - 776.160 = 2212.938 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 325.110 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 146.913 mm, e = Mu/Pu = 300.421 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 79.96 mm, a = k1 x c = 67.97 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 67966.051 = 1559.821 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 776.742 kN

Pn = 1559.821 + 0.000 - 776.742 = 783.079 kN

Mn = Cc x 116.017 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 235.256 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=300.424) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 79.960 mm, a = k1 x c = 67.966 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-79.96) / 79.96 = 0.00525

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6678.605 kN ≥ Pn = 783.079 kN

ΦPn = 0.85 x 783.079 = 665.617 kN ≥ Pu = 317.334 kN ∴ O.K

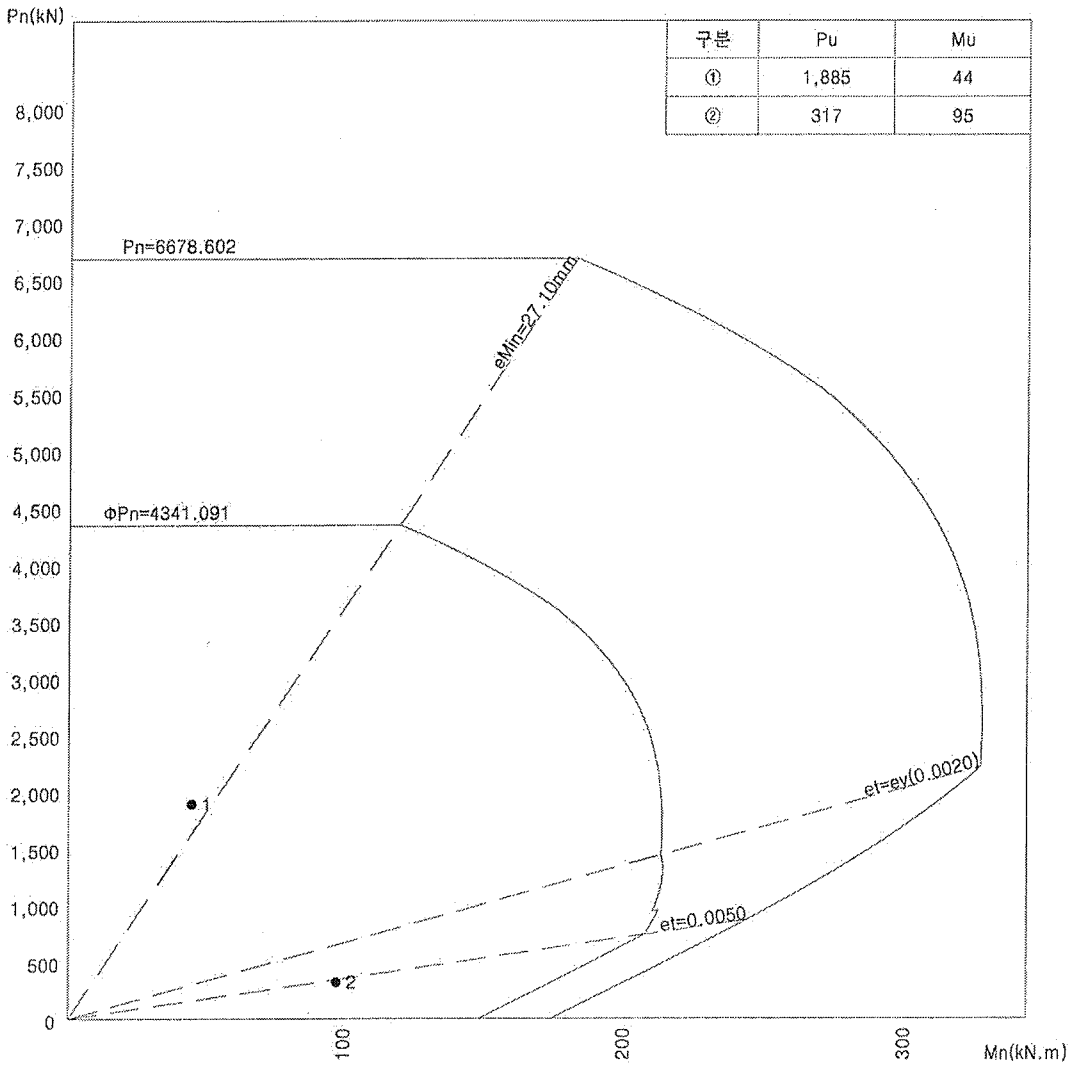
ΦMn = ΦPn x 0.300 = 199.966 kN.m ≥ Mu = 95.334 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 153.691 kN

≥ Vu (= 49.246 kN) , 전단보강 불필요.

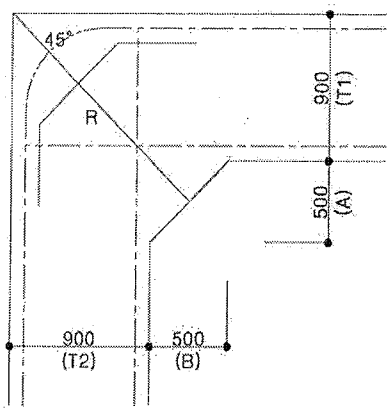
4) PM 상관도




| 구분 | Pu | Mu |
|---|---|---|
| ① | 1,885 | 44 |
| ② | 317 | 95 |

## 18. 절점부 검토

1) 좌측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 886.195 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 886.195 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 886.20 \times 10^6}{1626.346^2 \times 1000} = 1.675 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 886.20 \times 10^6}{1626.346 \times 180} = 6054.440 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6054.440 mm² - 2026.800 mm²

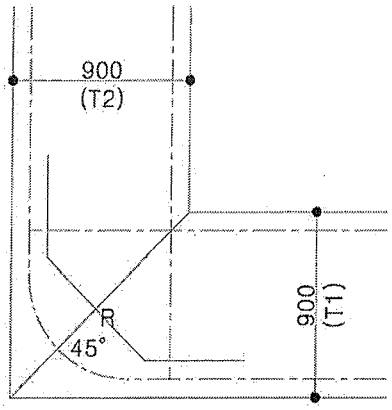
= 4027.640 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 4027.640 mm² ) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 944.331 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 944.331 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1272.792$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 $mm^2$

∴ Total Asb = 2569.600 $mm^2$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 944.33 \times 10^6}{1272.792^2 \times 1000} = 2.915 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 944.33 \times 10^6}{1272.792 \times 180} = 8243.741\ mm^2$$

Asb = 2569.600 $mm^2$

Req'd As = As - Asb

= 8243.741 $mm^2$ - 2569.600 $mm^2$

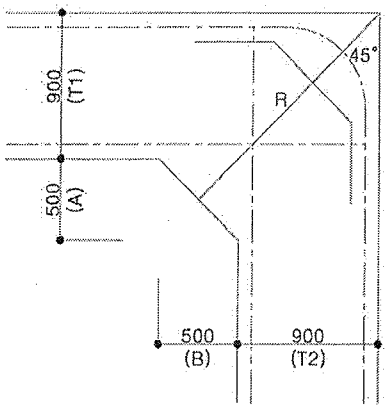
= 5674.141 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 4EA , H19 - 4EA

∴ Total As = 5791.200 $mm^2$ > Req'd As (= 5674.141 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

3) 우측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 469.312 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 469.312 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 469.31 \times 10^6}{1626.346^2 \times 1000} = 0.887 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 469.31 \times 10^6}{1626.346 \times 180} = 3206.319 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3206.319 mm² - 2026.800 mm²
= 1179.519 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 1179.519 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0031337 + √(2 x 0.0219 + (0.0219)² ) = 0.189

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.189 /3 = 0.937

fs = Mo / (As x d x j) = 91306438.000 / (2569.600 x 820.000 x 0.937)

= 46.241 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 46.241 x 2569.600 = 118821.798 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0031337 + √(2 x 0.0219 + (0.0219)² ) = 0.189

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.189 /3 = 0.937

fs = Mo / (As x d x j) = 91306438.000 / (2569.600 x 820.000 x 0.937)

= 46.241 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 46.241 x 2569.600 = 118821.798 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

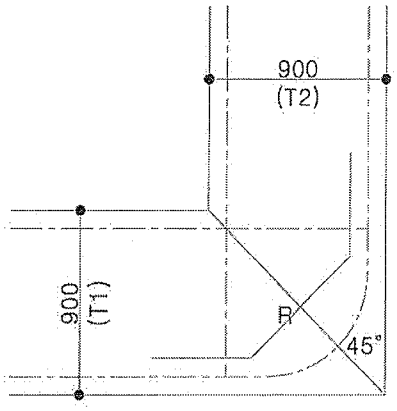
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(118821.798² + 118821.798² ) / 180.0

As = 933.552 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 607.433 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 607.433 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1272.792$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 607.43 \times 10^6}{1272.792^2 \times 1000} = 1.875 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 607.43 \times 10^6}{1272.792 \times 180} = 5302.717 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 5302.717 mm² - 3176.800 mm²
= 2125.917 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 2125.917 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0031337 + √(2 x 0.0219 + (0.0219)² ) = 0.189

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.189 /3 = 0.937

fs = Mo / (As x d x j) = 157594819.000 / (2569.600 x 820.000 x 0.937)

= 79.813 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 79.813 x 2569.600 = 205086.303 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0031337 + √(2 x 0.0219 + (0.0219)² ) = 0.189

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.189 /3 = 0.937

fs = Mo / (As x d x j) = 157594819.000 / (2569.600 x 820.000 x 0.937)

= 79.813 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 79.813 x 2569.600 = 205086.303 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(205086.303² + 205086.303² ) / 180.0

As = 1611.310 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

# 19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 309.784 | O.K | 2.478 |
| | | 중앙부 | 2 | 820 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 188.527 | O.K | 1.508 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 176.212 | O.K | 1.410 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 967 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 148.196 | O.K | 1.186 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 463.126 | O.K | 3.705 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 463.126 | O.K | 3.705 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (하면) | 7 | 800 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 158.056 | O.K | 1.264 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 820 | H29 - 8.0EA | 125 | 207.938 | O.K | 1.664 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 142.887 | O.K | 1.143 |
| | 2경간 | 좌측 (하면) | 10 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 162.850 | O.K | 1.303 |
| | | 중앙부 (하면) | 11 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 308.823 | O.K | 2.471 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 820 | H29 - 8.0EA | 125 | 2173.561 | O.K | 17.388 |
| | | 우측 (하면) | 12 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 386.921 | O.K | 3.095 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 944 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 142.366 | O.K | 1.139 |
| | | 중앙부 | 14 | 800 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 206.589 | O.K | 1.653 |
| | | 하부 | 15 | 800 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 138.760 | O.K | 1.110 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 956 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 780.897 | O.K | 6.247 |
| | | 상부(내측) | 16 | 820 | H29 - 4.0EA | 250 | 1362.417 | O.K | 5.450 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 800 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 2310.050 | O.K | 18.480 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 820 | H29 - 4.0EA | 250 | 958.206 | O.K | 3.833 |
| | | 하부(외측) | 18 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 548.450 | O.K | 4.388 |
| | | 하부(내측) | 18 | 820 | H29 - 4.0EA | 250 | 789.350 | O.K | 3.157 |

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 606.775 x 1000000 / [4596.400 x (950.002 - 217.159/3)]
= 150.420 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.159 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.42) - 2.5 x 85.50 = 309.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 150.42) = 418.83 mm
Sa는 작은 값인 309.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 309.78 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 774.130 x 1000000 / [4596.400 x (820.000 - 199.778/3)]
= 223.546 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4596.400)]
= 199.778 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.55) - 2.5 x 65.50 = 188.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.55) = 281.82 mm
Sa는 작은 값인 188.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 188.53 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 814.610 x 1000000 / [4596.400 x (950.001 - 217.159/3)]
= 201.943 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.159 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 201.94) - 2.5 x 85.50 = 176.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.94) = 311.97 mm
Sa는 작은 값인 176.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 176.21 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 893.617 x 1000000 / [4596.400 x (966.667 - 219.301/3)]
= 217.574 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x966.7/(7x4596.400)]
= 219.301 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.57) - 2.5 x 85.50 = 148.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.57) = 289.56 mm
Sa는 작은 값인 148.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 148.20 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 469.312 x 1000000 / [4596.400 x (949.999 - 217.159/3)]
= 116.343 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.159 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 116.34) - 2.5 x 85.50 = 463.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 116.34) = 541.50 mm
Sa는 작은 값인 463.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 463.13 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 469.312 x 1000000 / [4596.400 x (949.999 - 217.159/3)]
= 116.343 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.159 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 116.34) - 2.5 x 85.50 = 463.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 116.34) = 541.50 mm
Sa는 작은 값인 463.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 463.13 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 894.824 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 213.962 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 213.96) - 2.5 x 84.00 = 158.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 213.96) = 294.44 mm
Sa는 작은 값인 158.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 158.06 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 816.793 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 211.871 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.87) - 2.5 x 65.50 = 207.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.87) = 297.35 mm
Sa는 작은 값인 207.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 207.94 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1027.496 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 223.159 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.16) - 2.5 x 84.00 = 142.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.16) = 282.31 mm

Sa는 작은 값인 142.89 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.89 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 972.482 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 211.211 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.21) - 2.5 x 84.00 = 162.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.21) = 298.28 mm

Sa는 작은 값인 162.85 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 162.85 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 698.870 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 151.786 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 151.79) - 2.5 x 84.00 = 308.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 151.79) = 415.06 mm
Sa는 작은 값인 308.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 308.82 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 111.740 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 28.985 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 28.98) - 2.5 x 65.50 = 2553.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 28.98) = 2173.56 mm
Sa는 작은 값인 2173.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2173.56 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 607.433 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 131.927 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.93) - 2.5 x 84.00 = 386.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 131.93) = 477.54 mm
Sa는 작은 값인 386.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 386.92 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 886.195 x 1000000 / [4596.400 x (944.000 - 216.384/3)]
= 221.136 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x944.0/(7x4596.400)]
= 216.384 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.14) - 2.5 x 85.50 = 142.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.14) = 284.89 mm
Sa는 작은 값인 142.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.37 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 632.361 x 1000000 / [4596.400 x (800.000 - 196.986/3)]
= 187.349 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4596.400)]
= 196.986 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.35) - 2.5 x 85.50 = 206.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.35) = 336.27 mm
Sa는 작은 값인 206.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 206.59 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 944.331 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 225.800 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 225.80) - 2.5 x 84.00 = 138.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 225.80) = 279.01 mm
Sa는 작은 값인 138.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 138.76 mm) ∴ O.K

17) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 321.466 x 1000000 / [4596.400 x (956.000 - 217.932/3)]
= 79.174 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x956.0/(7x4596.400)]
= 217.932 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.17) - 2.5 x 85.50 = 780.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.17) = 795.72 mm
Sa는 작은 값인 780.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 780.90 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 91.306 x 1000000 / [2569.600 x (820.000 - 154.705/3)]
= 46.241 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2569.600)]
= 154.705 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 46.24) - 2.5 x 65.50 = 1539.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 46.24) = 1362.42 mm
Sa는 작은 값인 1362.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1362.42 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 92.052 x 1000000 / [4596.400 x (800.000 - 196.986/3)]
= 27.272 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4596.400)]
= 196.986 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 27.27) - 2.5 x 85.50 = 2673.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 27.27) = 2310.05 mm
Sa는 작은 값인 2310.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2310.05 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 129.823 x 1000000 / [2569.600 x (820.000 - 154.705/3)]
= 65.748 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2569.600)]
= 154.705 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.75) - 2.5 x 65.50 = 1034.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 65.75) = 958.21 mm
Sa는 작은 값인 958.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 958.21 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 478.066 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 103.830 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.83) - 2.5 x 84.00 = 548.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.83) = 606.76 mm
Sa는 작은 값인 548.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 548.45 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 157.595 x 1000000 / [2569.600 x (820.000 - 154.705/3)]
= 79.813 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2569.600)]
= 154.705 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.81) - 2.5 x 65.50 = 822.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.81) = 789.35 mm
Sa는 작은 값인 789.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 789.35 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 1.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.90 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ( fy = 400 MPa 인 경우 )

| 부재 | 최소두께 또는 높이 (mm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 단 순 지 지 | 일 단 연 속 | 양 단 연 속 | 캔 틸 레 버 |
| 1방향 슬래브 | l / 20 | l / 24 | l / 28 | l / 10 |
| 1보 | l / 16 | l / 18.5 | l / 21 | l / 8 |

Tmin = L / 28

T = 1.900 / 28

T = 0.068 m < 0.900 m ----------> O.K

# 20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

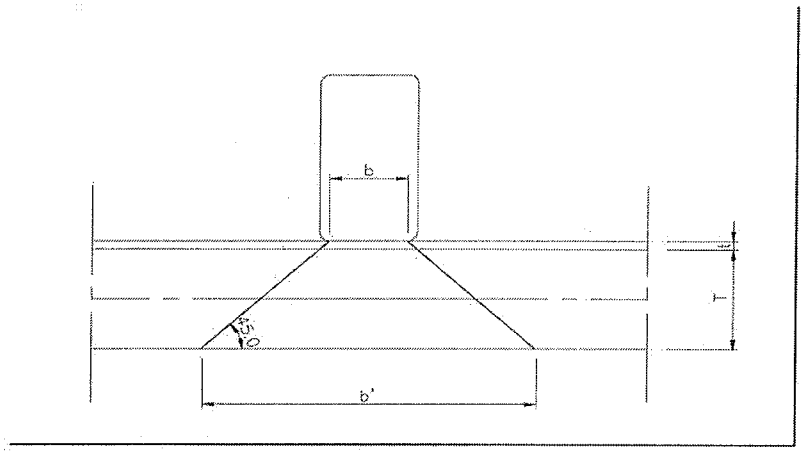
1) 고정하중

- 구체자중 = 730.100 / 11.000 = 66.373 kN/m²
- 상부연직하중 = 129.718 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

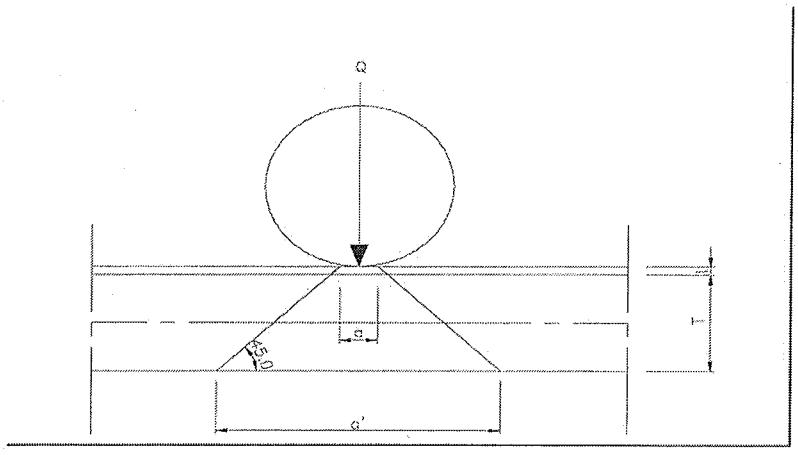
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중




t = 80 mm (암거내부 포장두께)
T = 900 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × ( 0.900 + 0.080 ) × cot 45°
= 2.460 m




a' = 0.200 + 2 × ( 0.900 + 0.080 ) × cot 45°
= 2.160 m

Qz = 96.0 / ( 2.460 × 2.160 )= 18.067 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 66.37 + 129.72 + 15.00 + 1.84 + 18.07

= 230.998 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 778.220 kN/m² ≥ Qmax = 230.998 kN/m² ..... O.K

# 20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 11.000 | × | 0.900 | × | 25.000 | | | = | 247.500 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 11.000 | × | 0.900 | × | 25.000 | | | = | 247.500 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.800 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 5.336 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 11.000 | × | 1.000 | × | 19.000 | | | = | 209.000 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 11.000 | × | 5.720 | × | 10.000 | | | = | 629.200 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 11.000 | × | 5.720 | × | 10.000 | | | = | 629.200 | kN/m |
| | | | | | | | | ∴ Σ | = | 2234.636 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 1.000 \times 5.720 \times 19.000 + 5.720^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 99.099$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 99.099 = 102.557$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2234.636 + 102.557 = 2337.193$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 11.000 \times 11.760 \times 10.000$

$= 1293.600$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2337.193 / 1293.600$

$= 1.807 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -4.3 m ( 보링주상도 NT8-28 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 11.000 | × | 0.900 | × | 25.000 | | | = | 247.500 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 11.000 | × | 0.900 | × | 25.000 | | | = | 247.500 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.800 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 5.336 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 11.000 | × | 4.300 | × | 19.000 | | | = | 898.700 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 11.000 | × | 2.420 | × | 10.000 | | | = | 266.200 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 11.000 | × | 2.420 | × | 10.000 | | | = | 266.200 | kN/m |
| | | | | | | | | ∴ Σ | = | 2198.336 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 4.300^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 63.933$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 4.300 \times 2.420 \times 19.000 + 2.420^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 82.620$ kN/m

∴ $\Sigma = 63.933 + 82.620 = 146.553$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2198.336 + 146.553 = 2344.889$ kN/m.

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 11.000 \times 8.460 \times 10.000$

$= 930.600$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2344.889 / 930.600$

$= 2.520 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{247.500}{11.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{374.700}{11.000 \times 10.000 \times 1.100} = 3.097 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.097 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{387.200}{11.000 \times 10.000 \times 1.100} = 3.200 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.200 m 이하유지

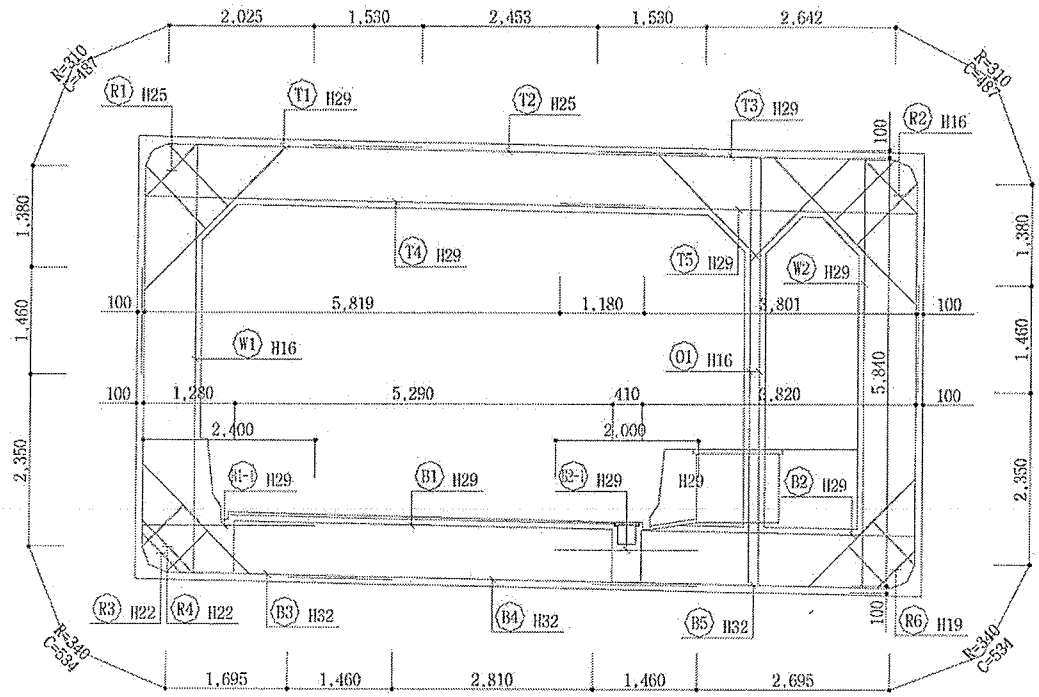
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{761.900}{11.000 \times 10.000 \times 1.100} = 6.297 \text{ m}$$

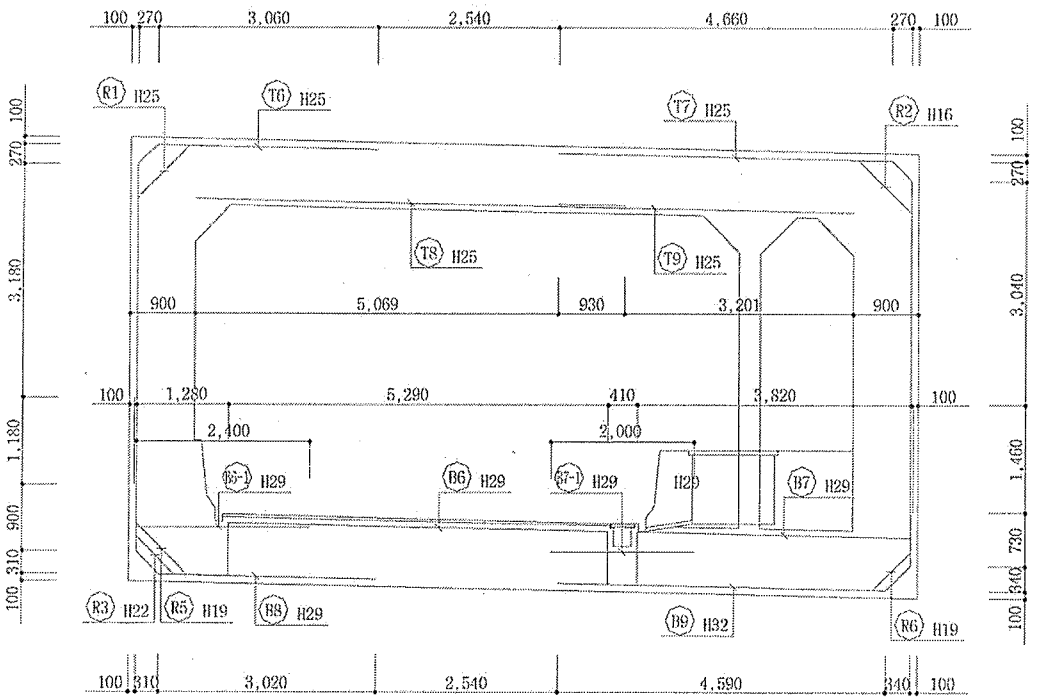
∴ 구조물 저면으로 부터 6.297 m 이하유지

# 21. 주철근 조립도

## CYCLE - 1(@250)




## CYCLE - 2(@250)

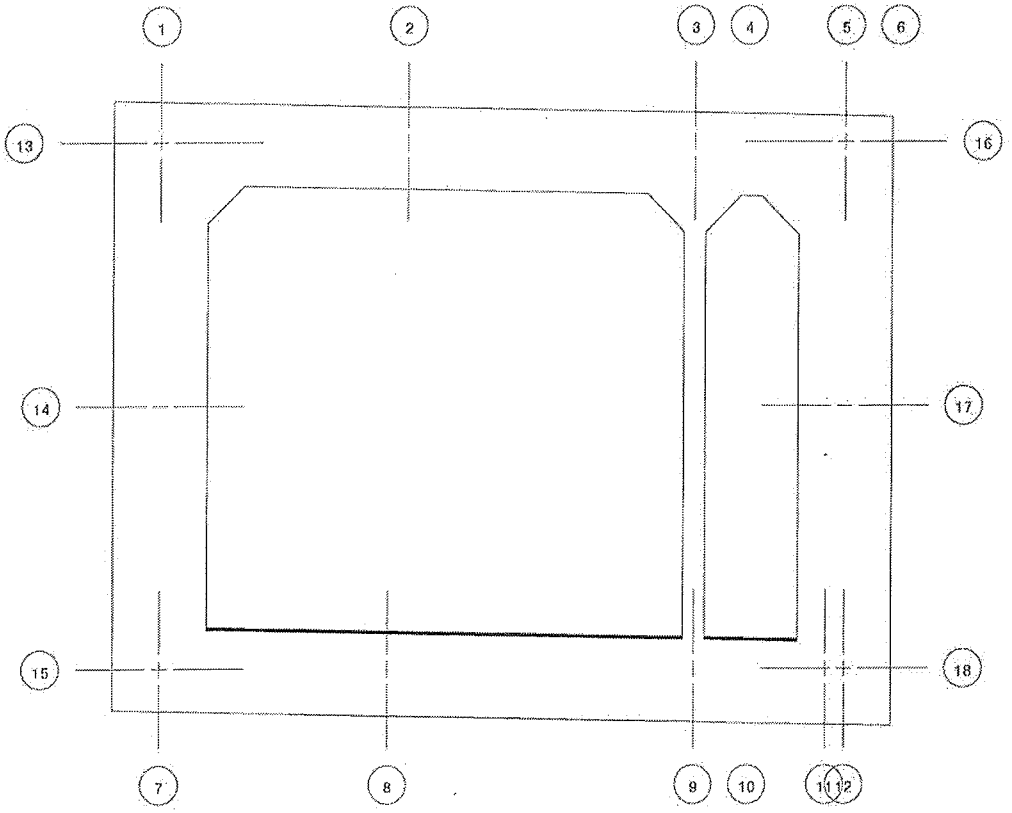


# B5

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 1167 | 1525.19 | 1960.29 | 3962.29 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.29 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 1020 | 871.70 | 1704.02 | 2569.98 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.95 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 1000 | 1000 | 181.59 | 854.10 | 536.60 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 4.70 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1000 | 1020 | 1419.47 | 1704.02 | 4247.15 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.20 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 1167 | 1337.70 | 1760.64 | 3461.88 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.32 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 1020 | 668.42 | 1704.02 | 1960.23 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.55 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1000 | 1167 | 1366.26 | 1760.64 | 3537.84 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.29 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1000 | 1020 | 621.85 | 1704.02 | 1821.46 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.74 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 1167 | 1468.39 | 1760.64 | 3810.27 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.20 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 1020 | 854.88 | 1704.02 | 2519.28 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.99 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 1167 | 1468.39 | 1760.64 | 3810.27 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.20 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 1020 | 854.88 | 1704.02 | 2519.28 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.99 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 1020 | 1250.18 | 1704.02 | 3723.35 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.36 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 972 | 2103.51 | 2215.38 | 6779.00 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.05 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1000 | 1020 | 1644.42 | 1704.02 | 4951.12 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.04 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | 1000 | 358.07 | 1669.07 | 1063.00 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 4.66 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 1020 | 674.33 | 1704.02 | 1977.84 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.53 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 972 | 1701.49 | 2215.38 | 5412.79 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.30 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 1020 | 591.49 | 1704.02 | 1731.17 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.88 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 972 | 1634.78 | 2215.38 | 5189.68 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.36 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 1020 | 1233.15 | 1704.02 | 3670.93 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.38 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 972 | 1828.66 | 2215.38 | 5840.94 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.21 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 1020 | 1303.00 | 1704.02 | 3886.25 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.31 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 972 | 1871.33 | 2215.38 | 5985.39 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.18 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 1367 | 2168.19 | 3990.34 | - | H29 - 8.0EA | 5933.60 | 1.84 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 1220 | 1025.11 | 1601.40 | - | H16 - 4.0EA | 5933.60 | 1.56 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 1200 | 1189.86 | 4099.63 | - | H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 4510.00 | 3.44 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 1220 | 497.34 | 4206.88 | - | H16 - 4.0EA | 4510.00 | 8.46 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 1172 | 2295.14 | 4322.12 | - | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7960.40 | 1.88 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 1220 | 1246.23 | 1363.03 | - | H16 - 4.0EA | 7960.40 | 1.09 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 1367 | 1715.05 | 2596.62 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6939.20 | 1.51 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 1220 | 1029.01 | 1354.04 | - | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 6939.20 | 1.32 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 1200 | 404.55 | 4099.77 | - | H29 - 4.0EA | 4912.40 | 10.13 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 1220 | 633.89 | 2207.50 | - | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 4912.40 | 3.48 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 1172 | 1737.59 | 3594.88 | - | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 9508.80 | 2.07 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 1220 | 1367.57 | 1415.84 | - | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 9508.80 | 1.03 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 3 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 5 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 6 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 1800.0 | 3310.7 | O.K | 1650.0 | 3310.7 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1650.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1650.0 | 1986.0 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | 1650.0 | 2647.3 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 1800.0 | 3972.0 | O.K | 1650.0 | 3972.0 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | 1650.0 | 2647.3 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1800.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1800.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1800.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1800.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1800.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1800.0 | 1986.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 649.5 | 974.2 | 1156.32 | 2.00 | 162.32 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 649.5 | 414.3 | 902.92 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 649.5 | 988.0 | 1156.32 | 2.00 | 169.23 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 649.5 | 442.9 | 1156.32 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 649.5 | 521.9 | 1156.32 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 649.5 | 394.9 | 1156.32 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 662.5 | 979.4 | 1179.45 | 2.00 | 155.35 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 662.5 | 700.5 | 920.98 | 2.00 | 37.20 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 662.5 | 931.6 | 1179.45 | 2.00 | 131.93 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 662.5 | 571.2 | 1179.45 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 662.5 | 560.8 | 1179.45 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 662.5 | 518.8 | 1179.45 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 842.7 | 911.1 | 1450.89 | 2.00 | 28.49 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 847.9 | 497.3 | 1456.10 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 833.3 | 955.5 | 1427.15 | 2.00 | 52.13 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 801.8 | 812.1 | 1105.86 | 2.00 | 8.61 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 806.9 | 492.1 | 1415.11 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 793.3 | 1207.8 | 1387.13 | 2.00 | 176.88 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1167 | H29 - 8.0EA | 125 | 251.566 | O.K | 2.013 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 2611.945 | O.K | 20.896 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 220.374 | O.K | 1.763 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1167 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 227.005 | O.K | 1.816 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1167 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 217.161 | O.K | 1.737 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1167 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 254.712 | O.K | 2.038 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 3737.071 | O.K | 29.897 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1167 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 254.712 | O.K | 2.038 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 3737.071 | O.K | 29.897 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 2066.899 | O.K | 16.535 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 141.285 | O.K | 1.130 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 178.147 | O.K | 1.425 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 7989.525 | O.K | 63.916 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 221.433 | O.K | 1.771 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 10 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 38936.175 | O.K | 311.489 |
| | | 좌측 (하면) | 10 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 238.398 | O.K | 1.907 |
| | | 중앙부 (상면) | 11 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 897.172 | O.K | 7.177 |
| | | 중앙부 (하면) | 11 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 199.133 | O.K | 1.593 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 891.056 | O.K | 7.128 |
| | | 우측 (하면) | 12 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 189.857 | O.K | 1.519 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 1367 | H29 - 8.0EA | 125 | 150.865 | O.K | 1.207 |
| | | 중앙부 | 14 | 1200 | H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 186.976 | O.K | 1.496 |
| | | 중앙부 | 14 | 1220 | H16 - 4.0EA | 250 | 6947.677 | O.K | 27.791 |
| | | 하부 | 15 | 1172 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 176.297 | O.K | 1.410 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1367 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 334.486 | O.K | 2.676 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1220 | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 1285.218 | O.K | 10.282 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1200 | H29 - 4.0EA | 250 | 613.876 | O.K | 2.456 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1220 | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 544.163 | O.K | 4.353 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1172 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 312.748 | O.K | 2.502 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1220 | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 515.426 | O.K | 4.123 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp D BOX ( 내공 : 2@(6.6M × 5.94M), 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 7.678 m )

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

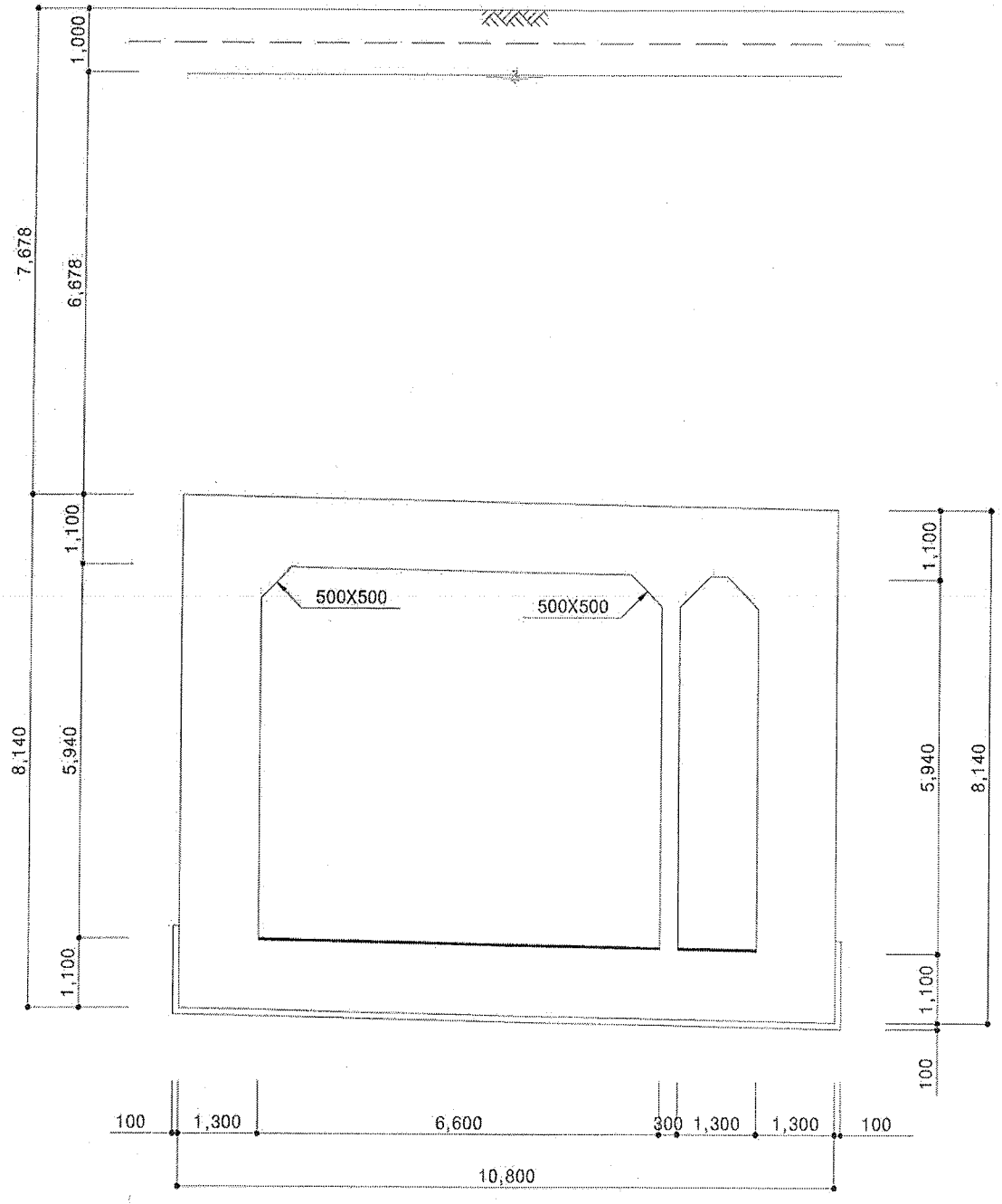
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


1,000
7,678
6,678
1,100
8,140
5,940
1,100
500X500
500X500
1,100
5,940
8,140
1,100
100
100
1,300
6,600
300
1,300
1,300
100
10,800

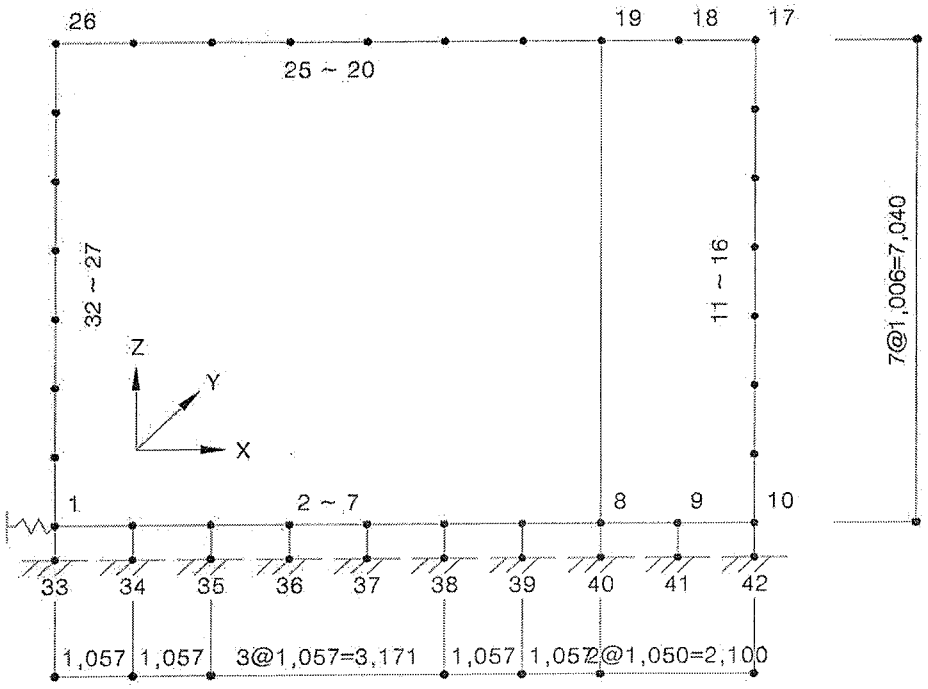
# 4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

## 1) Modeling

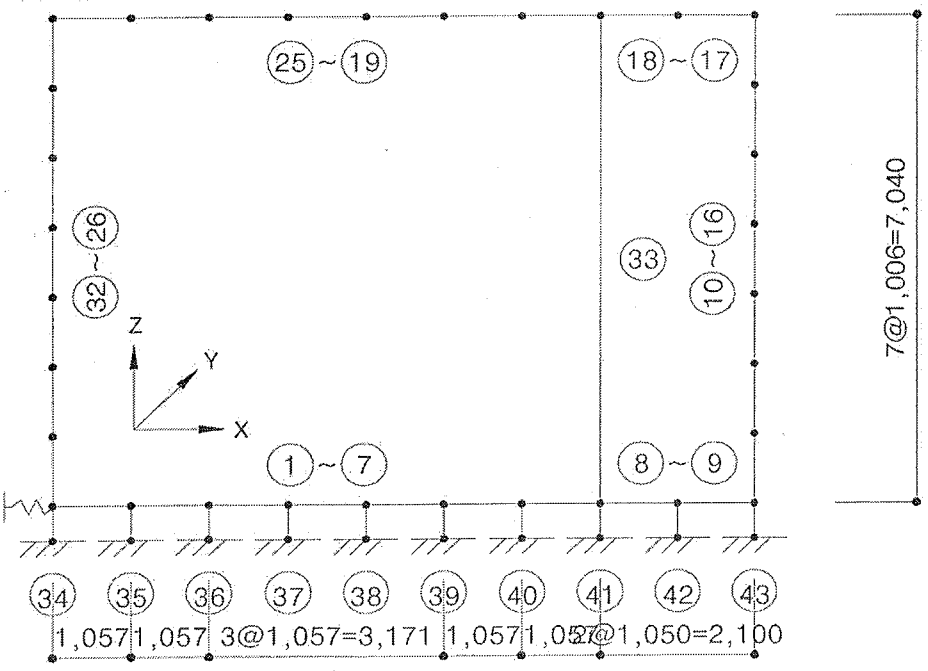
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

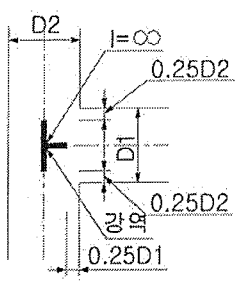
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.100 × 1.000 | = 1.100 | 0.11092 | 1~9,17~25 |
| 2 | 1.300 × 1.000 | = 1.300 | 0.18308 | 10~16,26~32 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 33 |

3) 단면좌표

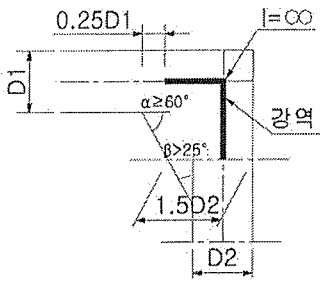
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 22 | 4.229 | 7.540 |
| 2 | 1.057 | 0.500 | 23 | 3.171 | 7.540 |
| 3 | 2.114 | 0.500 | 24 | 2.114 | 7.540 |
| 4 | 3.171 | 0.500 | 25 | 1.057 | 7.540 |
| 5 | 4.229 | 0.500 | 26 | 0.000 | 7.540 |
| 6 | 5.286 | 0.500 | 27 | 0.000 | 6.534 |
| 7 | 6.343 | 0.500 | 28 | 0.000 | 5.529 |
| 8 | 7.400 | 0.500 | 29 | 0.000 | 4.523 |
| 9 | 8.450 | 0.500 | 30 | 0.000 | 3.517 |
| 10 | 9.500 | 0.500 | 31 | 0.000 | 2.511 |
| 11 | 9.500 | 1.506 | 32 | 0.000 | 1.506 |
| 12 | 9.500 | 2.511 | 33 | 0.000 | 0.000 |
| 13 | 9.500 | 3.517 | 34 | 1.057 | 0.000 |
| 14 | 9.500 | 4.523 | 35 | 2.114 | 0.000 |
| 15 | 9.500 | 5.529 | 36 | 3.171 | 0.000 |
| 16 | 9.500 | 6.534 | 37 | 4.229 | 0.000 |
| 17 | 9.500 | 7.540 | 38 | 5.286 | 0.000 |
| 18 | 8.450 | 7.540 | 39 | 6.343 | 0.000 |
| 19 | 7.400 | 7.540 | 40 | 7.400 | 0.000 |
| 20 | 6.343 | 7.540 | 41 | 8.450 | 0.000 |
| 21 | 5.286 | 7.540 | 42 | 9.500 | 0.000 |

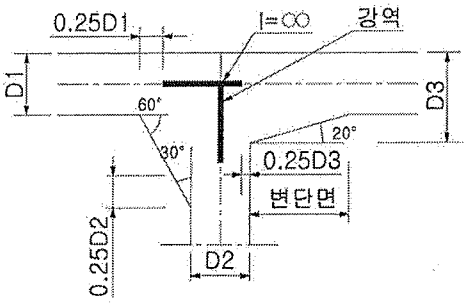
4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

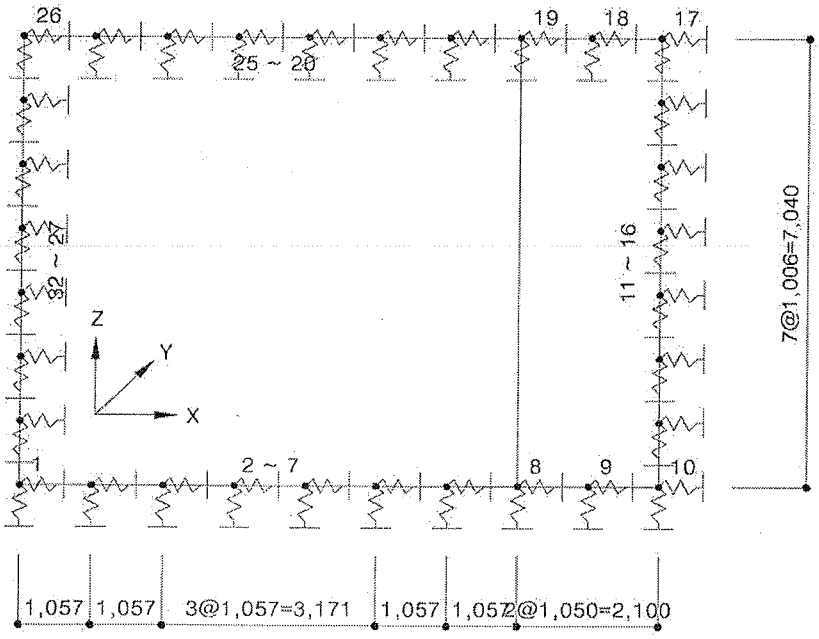
(1) 26 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(3) 19 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 100 mm
(4) 19 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 100 mm
(5) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 900 mm
(6) 17 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(7) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(8) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm
(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm
(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1100 <= 0 mm
(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1100 <= 0 mm
(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 300 = 475 mm
(13) 10 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm
(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

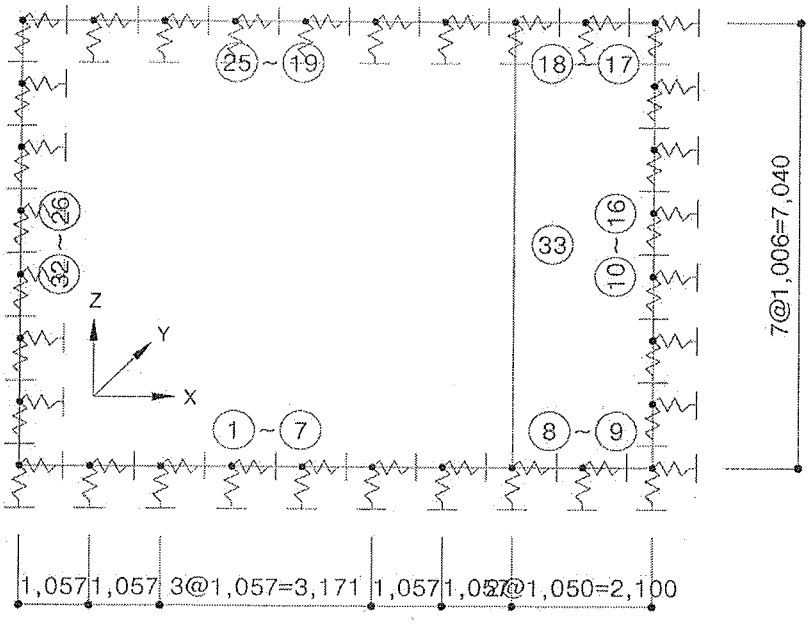
## 1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

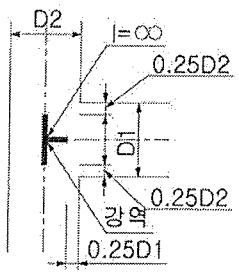
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.100 × 1.000 | = 1.100 | 0.11092 | 1~9,17~25 |
| 2 | 1.300 × 1.000 | = 1.300 | 0.18308 | 10~16,26~32 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 33 |

3) 단면좌표

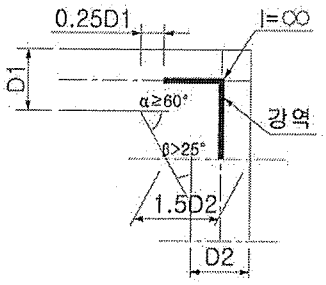
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 17 | 9.500 | 7.040 |
| 2 | 1.057 | 0.000 | 18 | 8.450 | 7.040 |
| 3 | 2.114 | 0.000 | 19 | 7.400 | 7.040 |
| 4 | 3.171 | 0.000 | 20 | 6.343 | 7.040 |
| 5 | 4.229 | 0.000 | 21 | 5.286 | 7.040 |
| 6 | 5.286 | 0.000 | 22 | 4.229 | 7.040 |
| 7 | 6.343 | 0.000 | 23 | 3.171 | 7.040 |
| 8 | 7.400 | 0.000 | 24 | 2.114 | 7.040 |
| 9 | 8.450 | 0.000 | 25 | 1.057 | 7.040 |
| 10 | 9.500 | 0.000 | 26 | 0.000 | 7.040 |
| 11 | 9.500 | 1.006 | 27 | 0.000 | 6.034 |
| 12 | 9.500 | 2.011 | 28 | 0.000 | 5.029 |
| 13 | 9.500 | 3.017 | 29 | 0.000 | 4.023 |
| 14 | 9.500 | 4.023 | 30 | 0.000 | 3.017 |
| 15 | 9.500 | 5.029 | 31 | 0.000 | 2.011 |
| 16 | 9.500 | 6.034 | 32 | 0.000 | 1.006 |

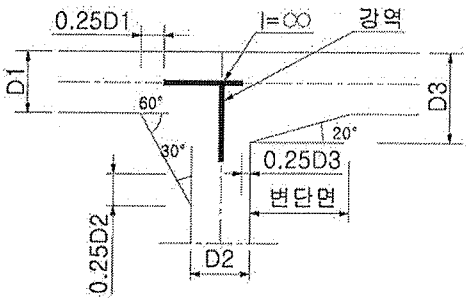
8) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 19 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 100 ㎜

(4) 19 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 100 ㎜

(5) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 900 ㎜

(6) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(7) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1100 <= 0 ㎜

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1100 <= 0 ㎜

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 300 = 475 ㎜

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.80 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.800 / 0.3)$^{-3/4}$ = 11340.46 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.300/2 + 1.057/2) = 13366 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 11988 kN/m | 2~7 |
| Kv3 | Kv x (1.057/2 + 1.050/2) = 11948 kN/m | 8 |
| Kv4 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 11907 kN/m | 9 |
| Kv5 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 13325 kN/m | 10 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

## 1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 8.719 ~ -11.459, N=27)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 240.0 = 240.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20 / 9.810 × $240.0^2$ = 117431.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 117431.0 = 310017.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 240.0 = 192.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $192.0^2$ = 75156.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 75156.0 = 198411.8 kN/m²

## 2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.800 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 140626.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 140626.930 = 46875.64 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.800 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 140626.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 140626.930 = 46875.64 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 8.140 × 8.140 ) = 8.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kh = 2066785.330 × ( 8.140 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 173847.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 173847.320 = 57949.11 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 147658 kN/m | 18 |
| Ksb1 | Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 49219 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.050/2 + 1.057/2) = 148160 kN/m | 19 |
| Ksb2 | Ksb x (1.050/2 + 1.057/2) = 49387 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 148662 kN/m | 20~25 |
| Ksb3 | Ksb x (1.057/2 + 1.057/2) = 49554 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.006/2 + 1.006/2) = 174840 kN/m | 11~16,27~32 |
| Kss1 | Kss x (1.006/2 + 1.006/2) = 58280 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 148662 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.057/2 + 1.057/2) = 49554 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.057/2 + 1.050/2) = 148160 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.057/2 + 1.050/2) = 49387 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 147658 kN/m | 9 |
| Ksb3 | Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 49219 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.300/2 + 1.057/2) = 165739 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 183036 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 165237 kN/m | 10 |
| Ksb2 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 183036 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 165237 kN/m | 17 |
| Ksb3 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 183036 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.057/2 + 1.300/2) = 165739 kN/m | 26 |
| Ksb4 | Kh x (1.100/2 + 1.006/2) = 183036 kN/m | |

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.800 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 90001.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 90001.420 = 30000.47 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.800 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 90001.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 90001.420 = 30000.47 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 8.140 × 8.140 ) = 8.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kh = 1322745.330 × ( 8.140 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 111262.52 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 111262.520 = 37087.51 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 94501 kN/m | 18 |
| Ksb1 | Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 31500 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.050/2 + 1.057/2) = 94823 kN/m | 19 |
| Ksb2 | Ksb x (1.050/2 + 1.057/2) = 31608 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 95144 kN/m | 20~25 |
| Ksb3 | Ksb x (1.057/2 + 1.057/2) = 31715 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.006/2 + 1.006/2) = 111898 kN/m | 11~16,27~32 |
| Kss1 | Kss x (1.006/2 + 1.006/2) = 37299 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 95144 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.057/2 + 1.057/2) = 31715 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.057/2 + 1.050/2) = 94823 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.057/2 + 1.050/2) = 31608 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 94501 kN/m | 9 |
| Ksb3 | Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 31500 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.300/2 + 1.057/2) = 106073 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 117143 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 105752 kN/m | 10 |
| Ksb2 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 117143 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 105752 kN/m | 17 |
| Ksb3 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 117143 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.057/2 + 1.300/2) = 106073 kN/m | 26 |
| Ksb4 | Kh x (1.100/2 + 1.006/2) = 117143 kN/m | |

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 설계지진 | 성능기 / 준 재현주기 | 기 능 수 행 | 붕 괴 방 지 |
|---|---|---|---|
| | 50년 | II 등급 | |
| | 100년 | I 등급 | |
| | 200년 | 특 등급 | |
| | 500년 | | II 등급 |
| | 1000년 | | I 등급 |
| | 2400년 | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수, I | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수, Z |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 | |
| II | 도 | 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 | 0.07 |

③ 설계 지반 종류

| 지반 분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m 에 대한 평균 지반 특성 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 전단파 속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) (blow/foot) | 비배수전단강도 Su(kPa) |
| Sa | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| Sb | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| Sc | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| Sd | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| Se | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| Sf | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

④ 지진계수 Ca, Cv

| 지역계수 | 지반종류 | 지진계수 | |
|---|---|---|---|
| | | Ca | Cv |
| 1 | Sa | 0.09 | 0.09 |
| | Sb | 0.11 | 0.11 |
| | Sc | 0.13 | 0.18 |
| | Sd | 0.16 | 0.23 |
| | Se | 0.22 | 0.37 |
| 2 | Sa | 0.05 | 0.05 |
| | Sb | 0.07 | 0.07 |
| | Sc | 0.08 | 0.11 |
| | Sd | 0.11 | 0.16 |
| | Se | 0.17 | 0.23 |

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 ( 지하수가 없을 경우 )

| | | | |
|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = | 11.500 kN/m² |
| - 토 사 | : 7.178 × 19.00 | = | 136.382 kN/m² |
| | ∴ Total Wd1 | = | 147.882 kN/m² |

② 고정하중 ( 지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m )

| | | | |
|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = | 11.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이상) | : 0.500 × 19.00 | = | 9.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이하) | : 6.678 × 10.00 | = | 66.780 kN/m² |
| | ∴ Total Wd2 | = | 87.780 kN/m² |

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 1.5 | 39.0 |
| 2.0 | 21.0 | 2.5 | 17.0 |
| 3.0 | 15.0 | 4.0 | 15.0 |
| 5.0 | 15.0 | 6.0 | 15.0 |
| 7.0 | 15.0 | 8.0 | 12.0 |
| 9.0 | 11.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 0.0 | | |

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 7.678m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 7.728 × 19.000 ) × 0.500 = 79.166 kN/m²
Wh2 = 79.166 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 88.720 kN/m²
Wh3 = 88.720 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 98.274 kN/m²
Wh4 = 98.274 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 107.828 kN/m²
Wh5 = 107.828 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 117.384 kN/m²
Wh6 = 117.384 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 126.938 kN/m²
Wh7 = 126.938 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 136.492 kN/m²
Wh8 = 136.492 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 146.046 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 7.228 × 10.000 = 46.640 kN/m²
Wh2 = 46.640 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 51.669 kN/m²
Wh3 = 51.669 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 56.697 kN/m²
Wh4 = 56.697 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 61.726 kN/m²
Wh5 = 61.726 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 66.754 kN/m²
Wh6 = 66.754 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 71.783 kN/m²
Wh7 = 71.783 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 76.811 kN/m²
Wh8 = 76.811 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 81.840 kN/m²

6) 지하수압 ( 지하수위 : GL = -1.000 m )

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 6.678 × 10.000 = 66.780 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 7.228 × 10.000 = 72.280 kN/m²
Ww3 = 72.280 + 1.006 × 10.000 = 82.337 kN/m²
Ww4 = 82.337 + 1.006 × 10.000 = 92.394 kN/m²
Ww5 = 92.394 + 1.006 × 10.000 = 102.451 kN/m²
Ww6 = 102.451 + 1.006 × 10.000 = 112.509 kN/m²
Ww7 = 112.509 + 1.006 × 10.000 = 122.566 kN/m²
Ww8 = 122.566 + 1.006 × 10.000 = 132.623 kN/m²
Ww9 = 132.623 + 1.006 × 10.000 = 142.680 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = ( 7.678 + 8.140 - 1.000 ) × 10.000 = 148.180 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | | γ(kN/m³) | Tg'(sec) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 성토재 | 0.048 | 248.600 | 198.900 | 19.000 | 0.001 | 0.001 |
| 실트 | 20.238 | 240.000 | 192.000 | 20.000 | 0.337 | 0.422 |
| 풍화암 | 6.855 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.093 | 0.116 |
| 연암 | 2.859 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.039 | 0.048 |
| 계 | | | | | 0.470 | 0.587 |

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Tg(sec) | 1.25Tg' = 1.25 × 0.470 = 0.588 | 1.25 Tg' = 1.25 × 0.587 = 0.734 |

2) 통제주기(Ts)

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Ts(sec) | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 |
| To(sec) | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 |

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Cd | 0.800 | 0.667 |

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

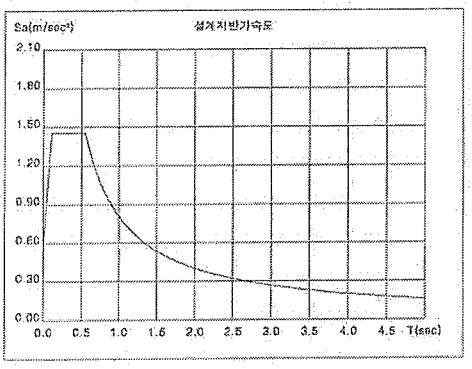
| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.369 m/s² | - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.246 m/s² |

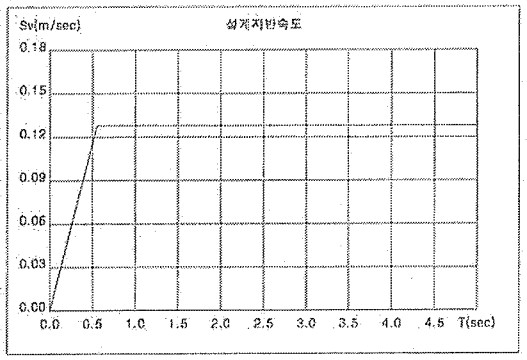
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| Sv = Tg/2π × Sa = 0.588 / 2π × 1.369<br>= 0.128 m/s | Sv = Tg/2π × Sa = 0.734 / 2π × 2.246<br>= 0.262 m/s |

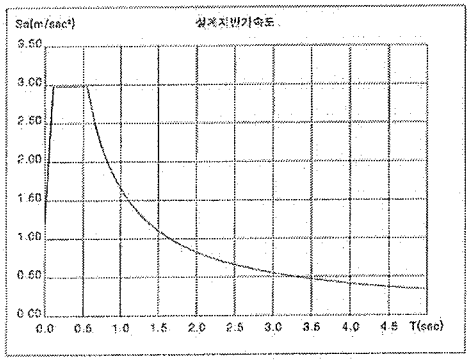
6) 설계응답 응답스펙트럼

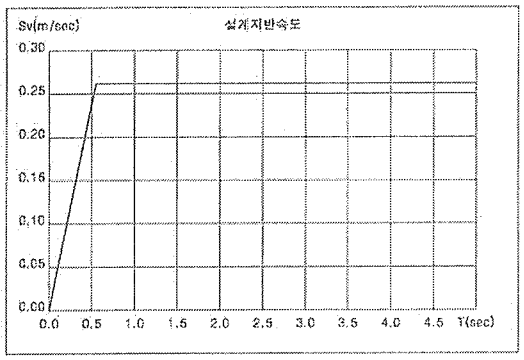
(1) 기능수행수준




(2) 붕괴방지수준




7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 8.228 m
- 하부슬래브 EL. = 15.268 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.588 \times \cos(\pi \times 8.228 / (2 \times 30.000)) = 0.013858$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.588 \times \cos(\pi \times 15.268 / (2 \times 30.000)) = 0.010632$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.734 \times \cos(\pi \times 8.228 / (2 \times 30.000)) = 0.035409$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.734 \times \cos(\pi \times 15.268 / (2 \times 30.000)) = 0.027166$

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

| 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|
| Po = 46875.640 × (0.013858 - 0.010632)<br>= 151.221 kN/m² | Po = 30000.470 × (0.035409 - 0.027166)<br>= 247.294 kN/m² |

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 8.228 | 173847.320 | 0.013858 | 0.003226 | 560.831 |
| 9.234 | 173847.320 | 0.013503 | 0.002871 | 499.116 |
| 10.239 | 173847.320 | 0.013112 | 0.002480 | 431.141 |
| 11.245 | 173847.320 | 0.012684 | 0.002052 | 356.735 |
| 12.251 | 173847.320 | 0.012220 | 0.001588 | 276.070 |
| 13.257 | 173847.320 | 0.011723 | 0.001091 | 189.667 |
| 14.262 | 173847.320 | 0.011193 | 0.000561 | 97.528 |
| 15.268 | 173847.320 | 0.010632 | 0.000000 | 0.000 |

(2) 붕괴방지수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 8.228 | 111262.520 | 0.035409 | 0.008243 | 917.137 |
| 9.234 | 111262.520 | 0.034503 | 0.007337 | 816.333 |
| 10.239 | 111262.520 | 0.033502 | 0.006336 | 704.959 |
| 11.245 | 111262.520 | 0.032408 | 0.005242 | 583.238 |
| 12.251 | 111262.520 | 0.031223 | 0.004057 | 451.392 |
| 13.257 | 111262.520 | 0.029952 | 0.002786 | 309.977 |
| 14.262 | 111262.520 | 0.028600 | 0.001434 | 159.550 |
| 15.268 | 111262.520 | 0.027166 | 0.000000 | 0.000 |

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1,\ Vb = Gd \times Uh2,\ Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

| 구분 | 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|---|
| Vu | 117431.000 × 0.000312 = 36.640 | 75156.000 × 0.000798 = 59.970 |
| Vb | 117431.000 × 0.000556 = 65.290 | 75156.000 × 0.001421 = 106.800 |
| Vs | (36.640 + 65.290) / 2 = 50.960 | (59.970 + 106.800) / 2 = 83.390 |

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.228)<br>= 1.784 | fu = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.228)<br>= 4.387 |

② 하부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×15.268)<br>= 1.569 | fb = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×15.268)<br>= 3.859 |

③ 중간벽체

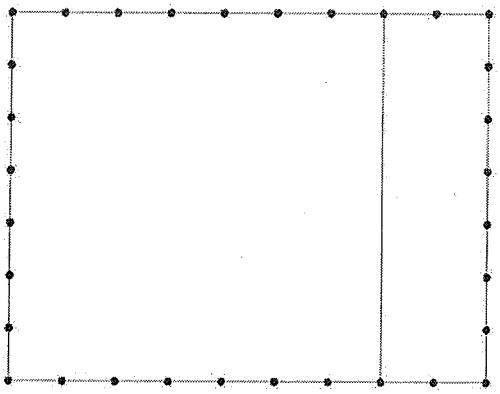
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×7.678)<br>= 0.487 | fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×7.678)<br>= 1.197 |
| fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×15.268)<br>= 0.428 | fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×15.268)<br>= 1.052 |

④ 측벽

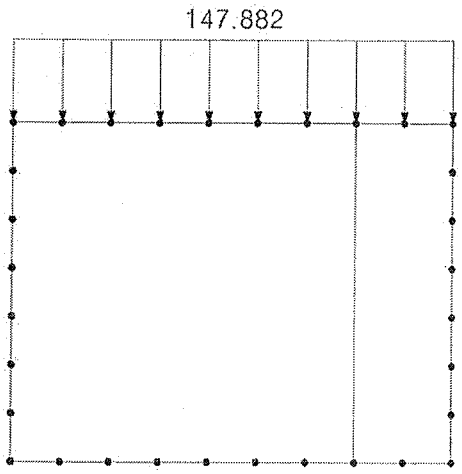
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×8.228)<br>= 2.108 | f1 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×8.228)<br>= 5.185 |
| f2 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×9.234)<br>= 2.072 | f2 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×9.234)<br>= 5.096 |
| f3 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×10.239)<br>= 2.036 | f3 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×10.239)<br>= 5.007 |
| f4 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×11.245)<br>= 1.999 | f4 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×11.245)<br>= 4.917 |
| f5 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×12.251)<br>= 1.963 | f5 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×12.251)<br>= 4.828 |
| f6 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×13.257)<br>= 1.927 | f6 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×13.257)<br>= 4.739 |
| f7 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×14.262)<br>= 1.890 | f7 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×14.262)<br>= 4.650 |
| f8 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×15.268)<br>= 1.854 | f8 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×15.268)<br>= 4.560 |

## 10. 하 중 재 하 (상시)

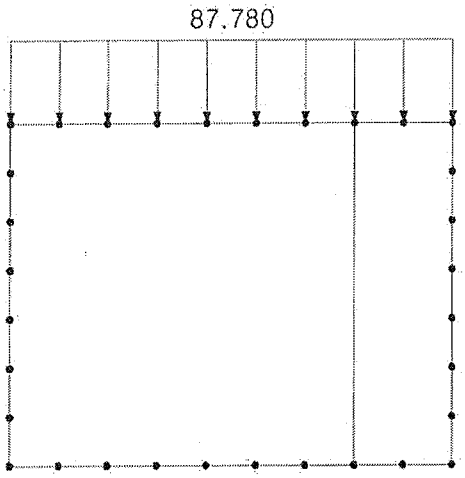
1) CASE1 - 구체자중(SW)



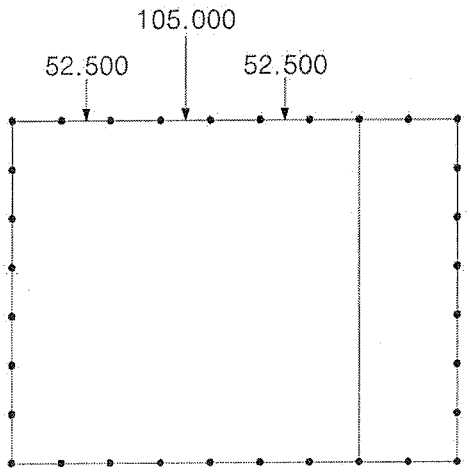
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



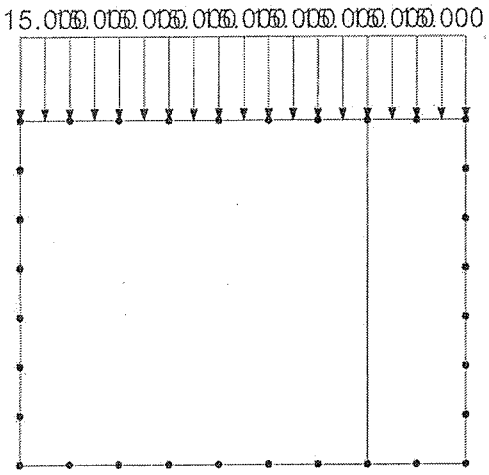
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



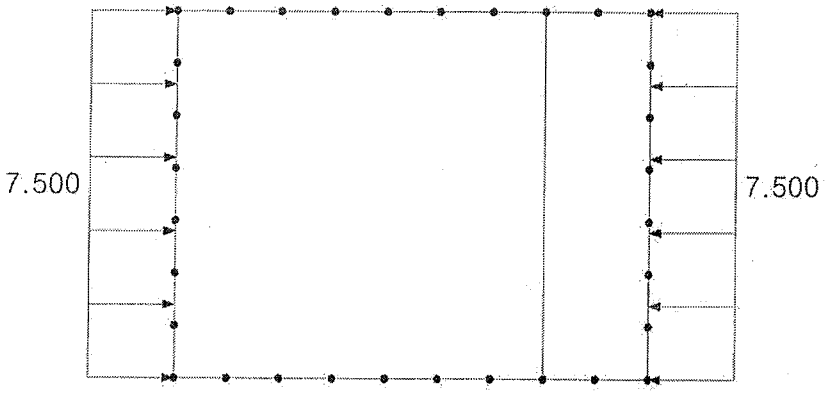

4) CASE4 - 제트팬(ZP)



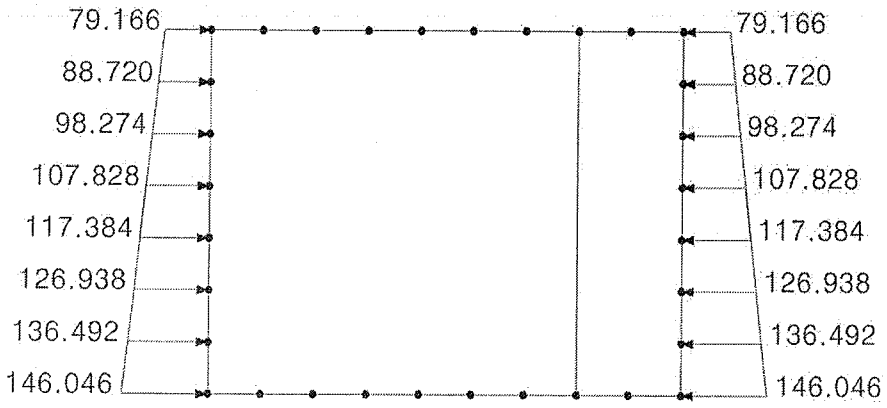

5) CASE5 - 만재활하중(LIVEFU)



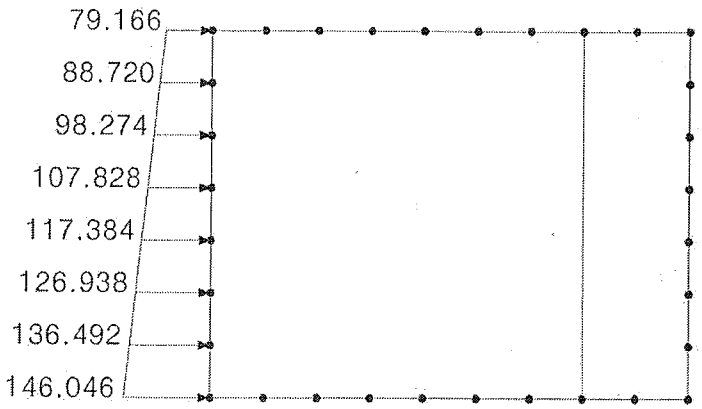
6) CASE6 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



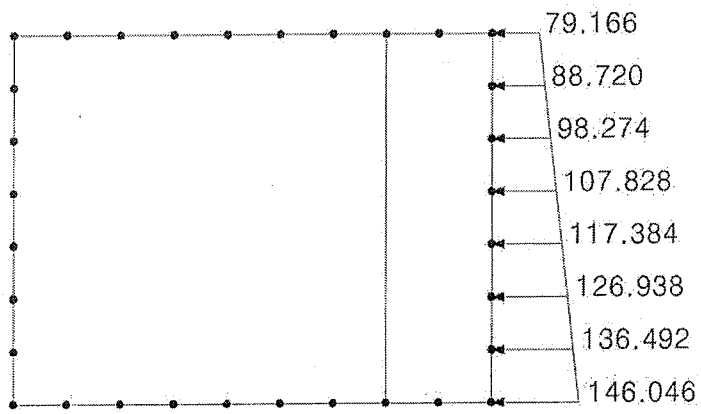

7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



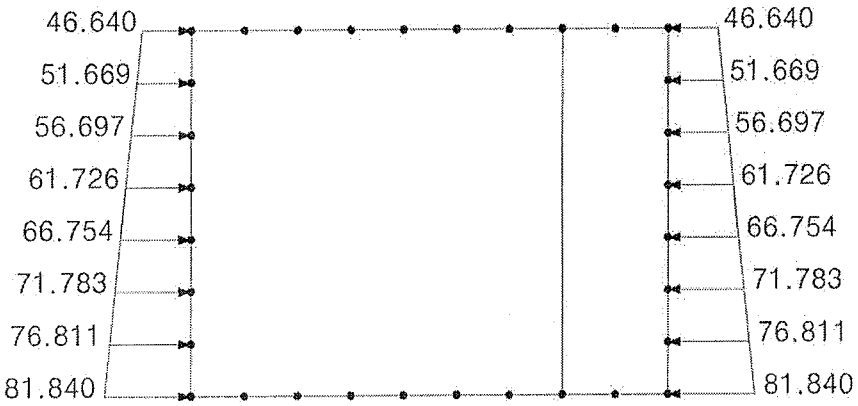

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



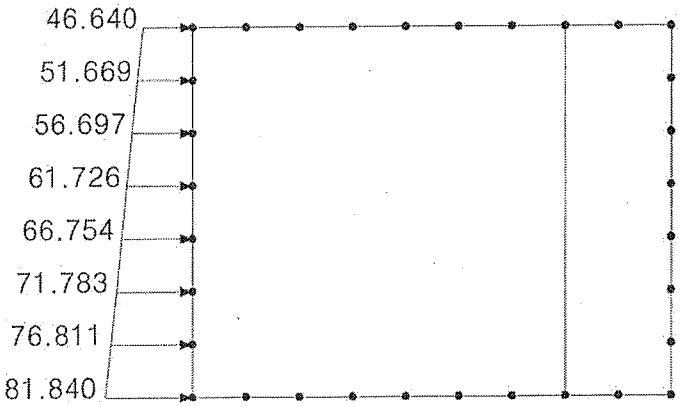
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



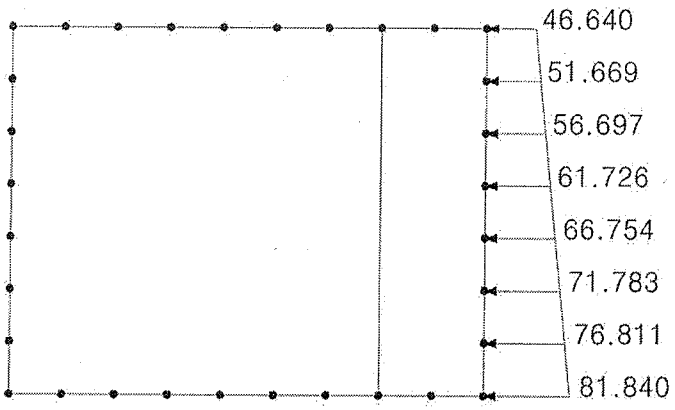

10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



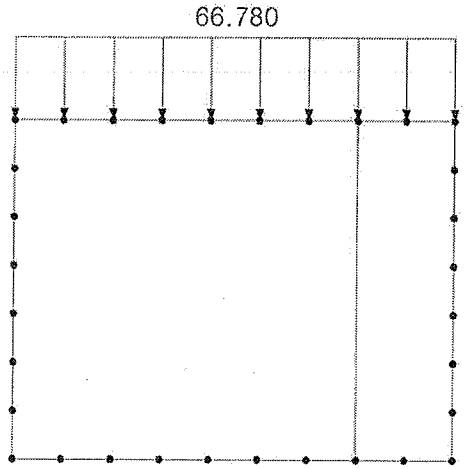

11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



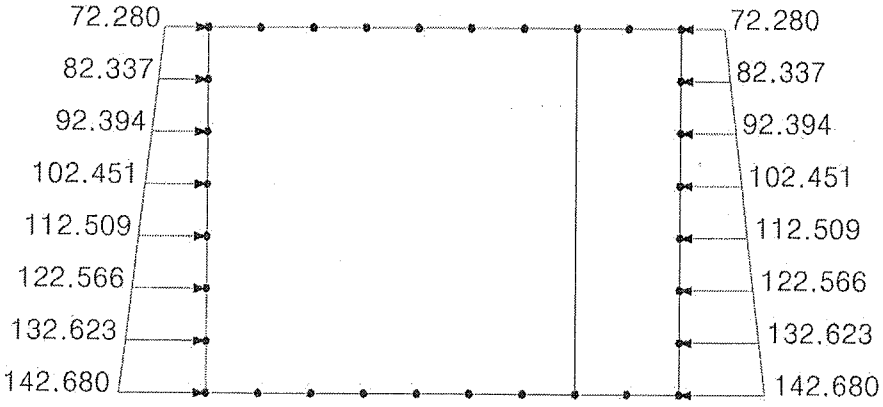
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



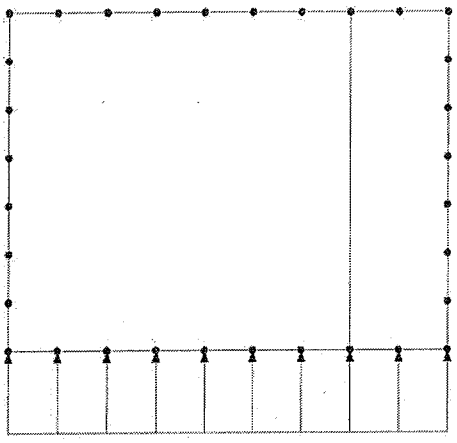

13) CASE13 - 연직수압(WATERV)




14) CASE14 - 수평수압(WATERH)

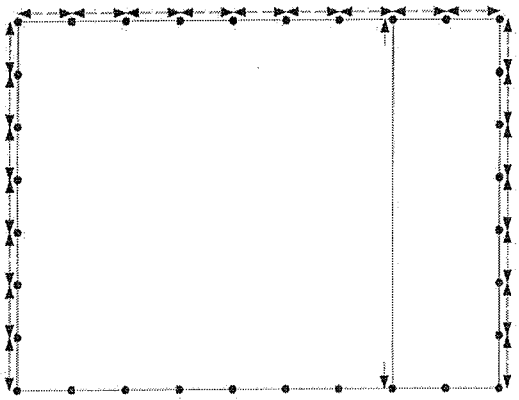


15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

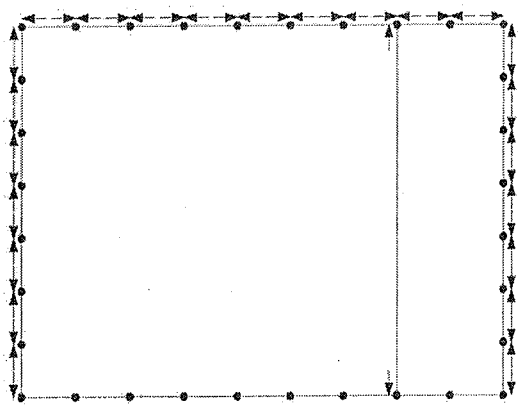


148.180

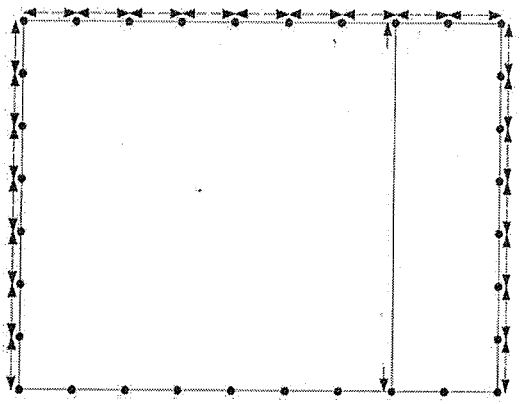
16) CASE16 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



17) CASE17 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

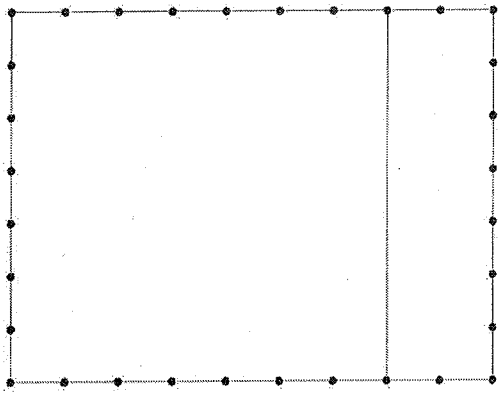


18) CASE18 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

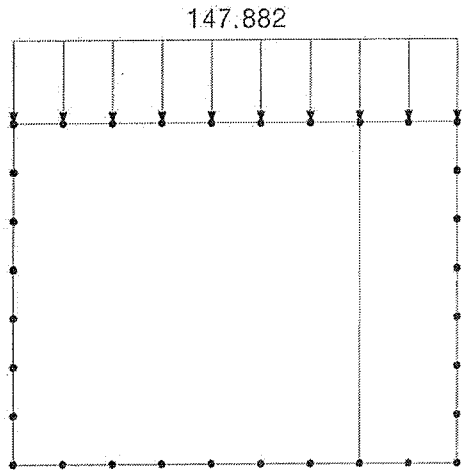


## 11. 하중 재하 (기능수행)

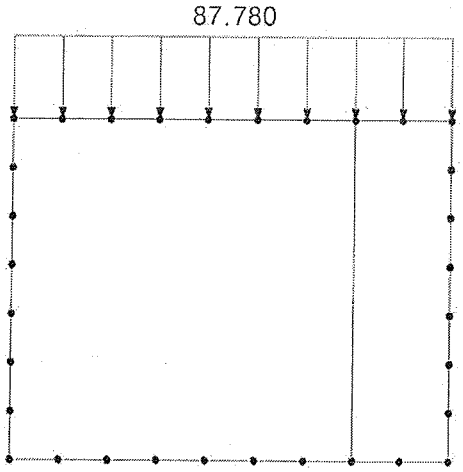
1) CASE1 - 구체자중(SW)



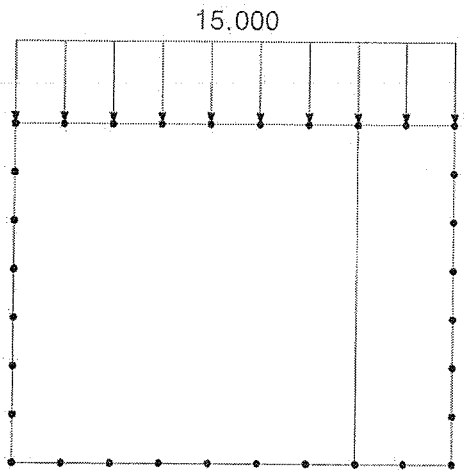
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



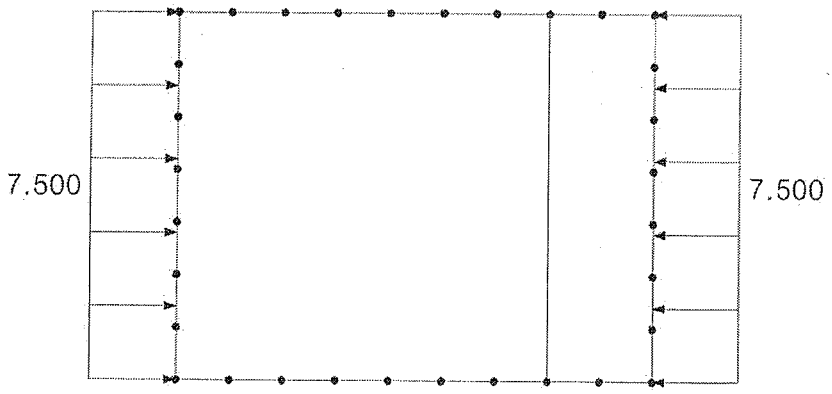
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



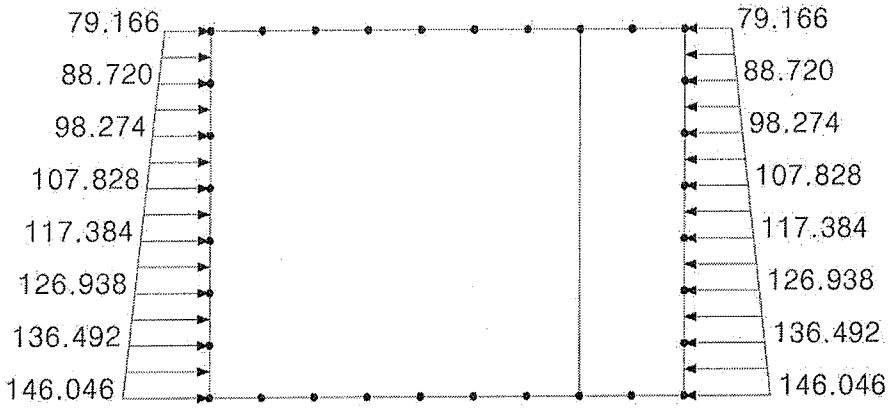

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



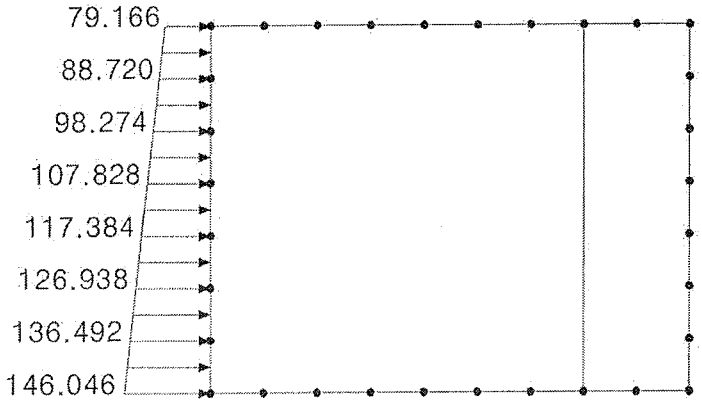

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



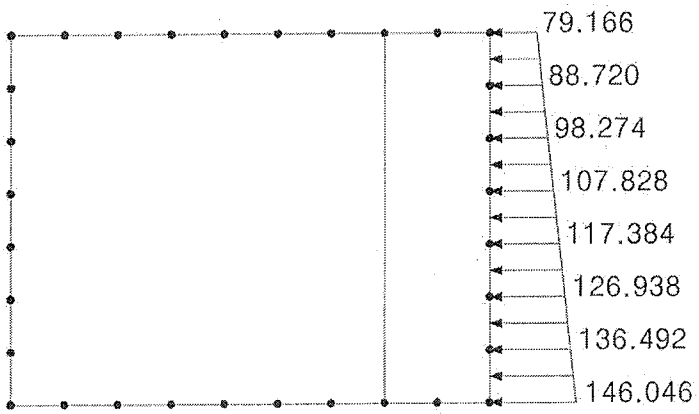
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



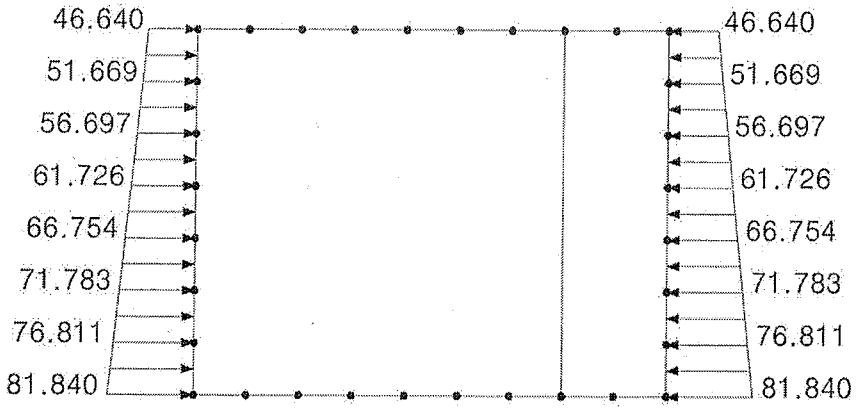

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



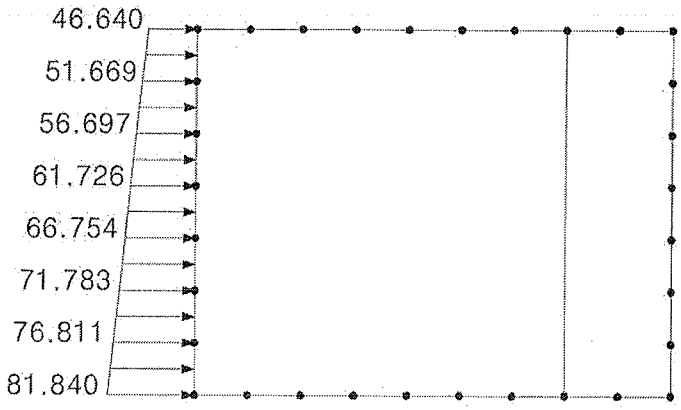

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



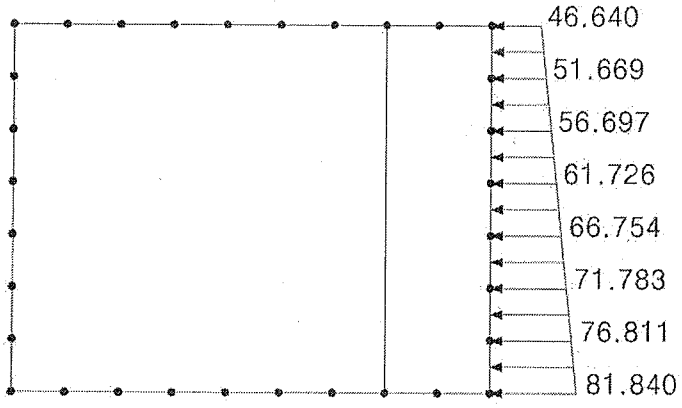
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



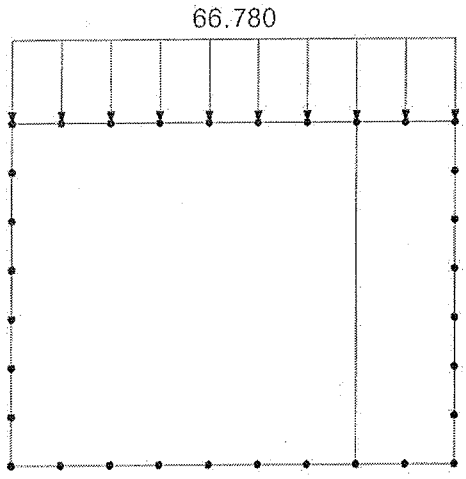

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



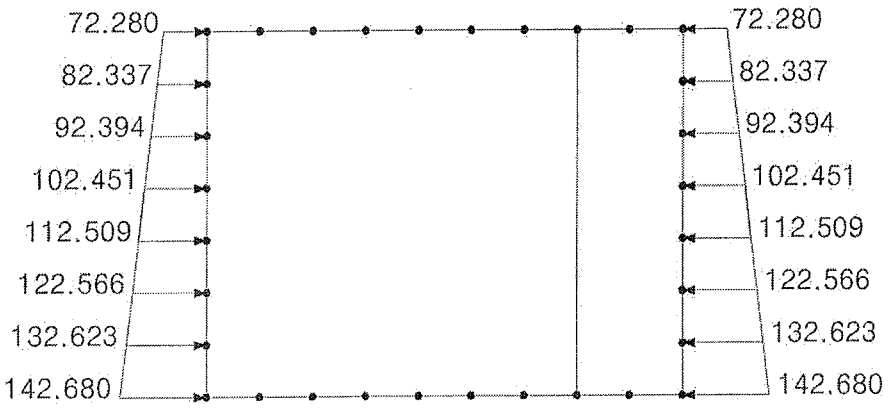

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



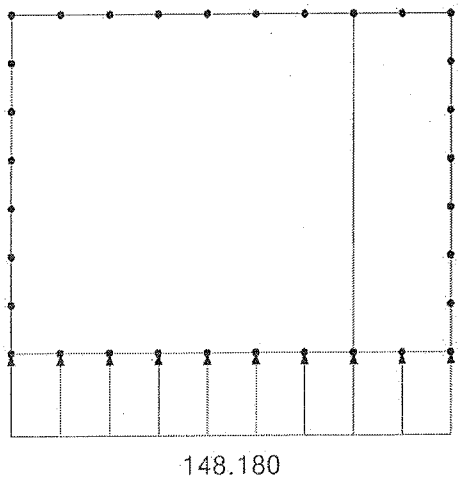
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

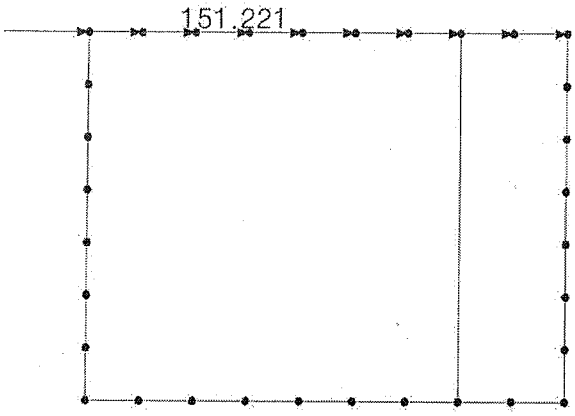



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

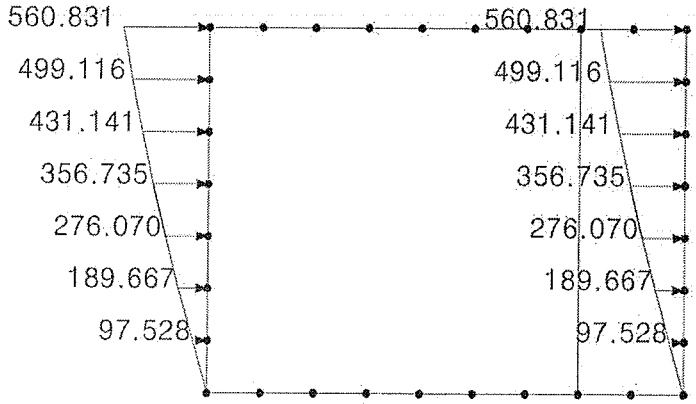



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

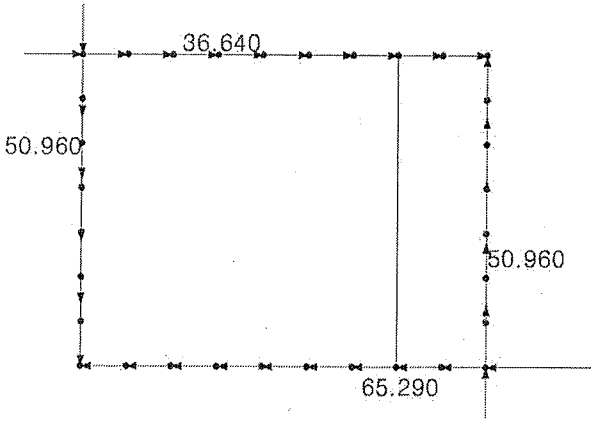
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



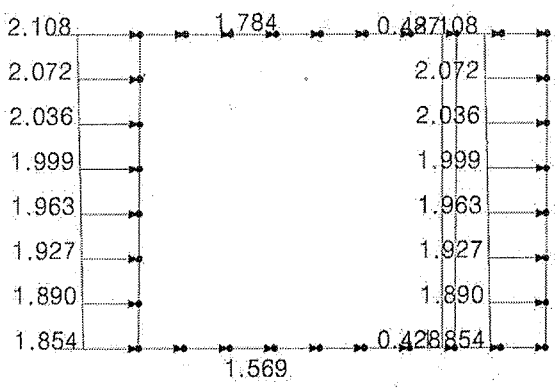

16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

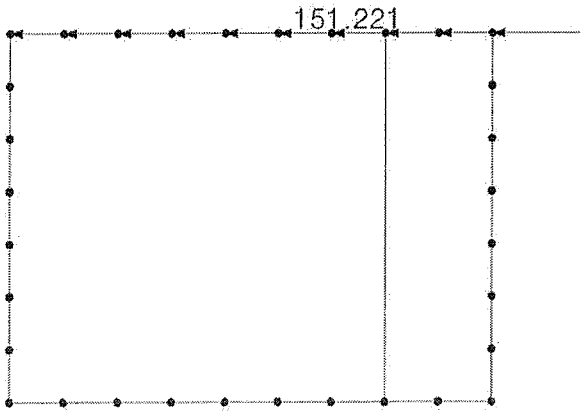


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

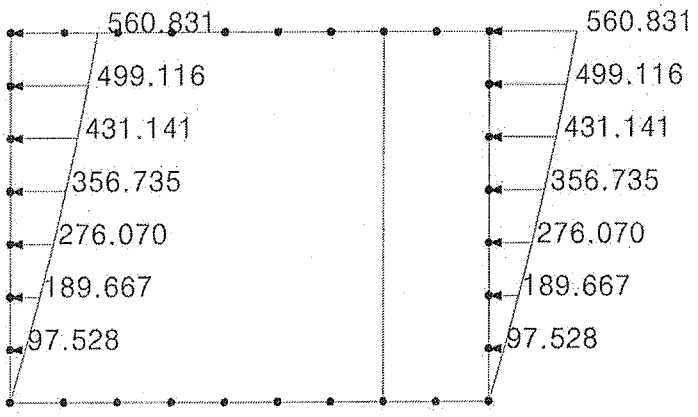



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

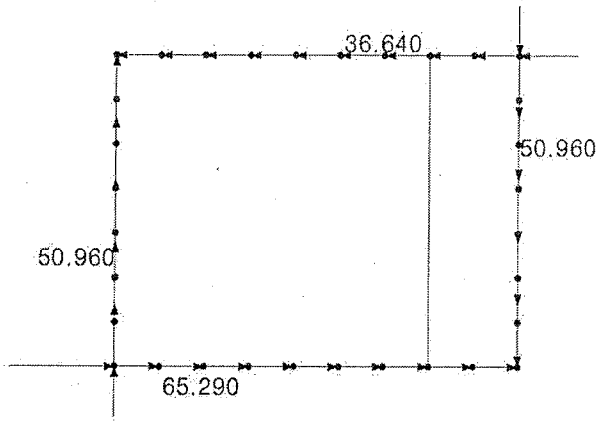
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



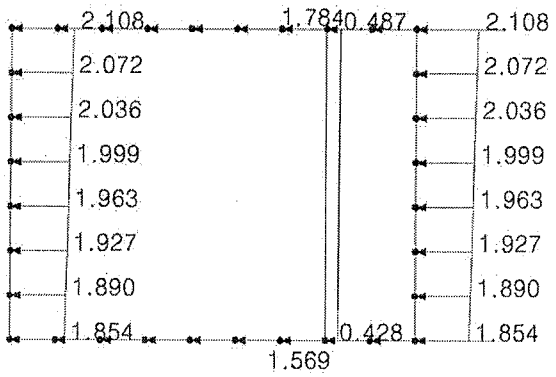

20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

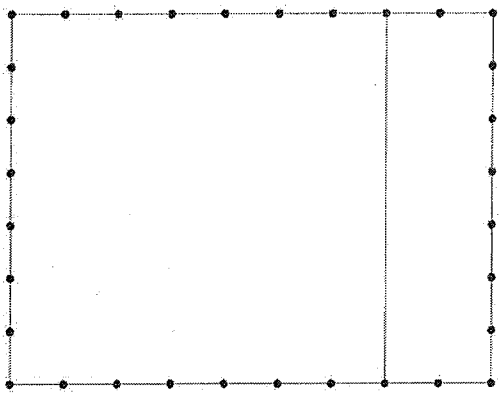



22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

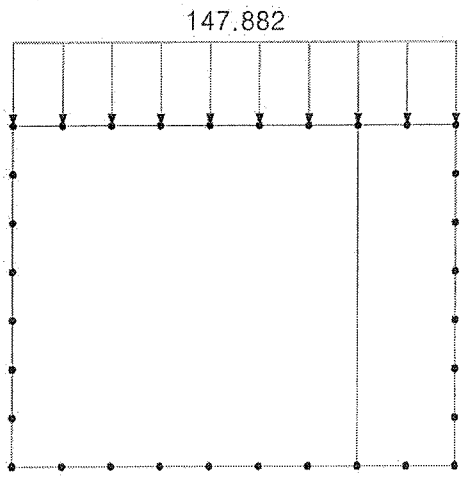


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

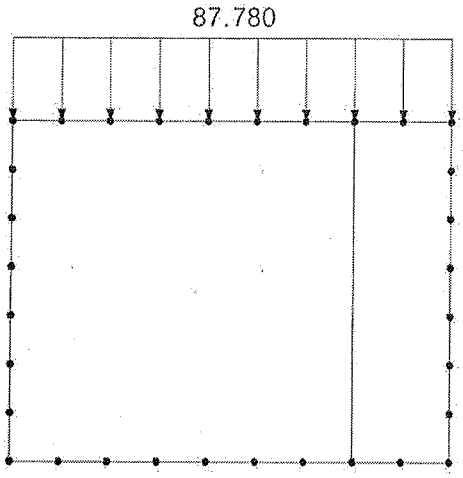
1) CASE1 - 구체자중(SW)



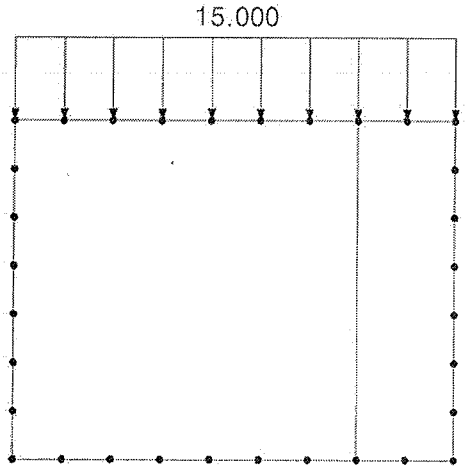
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



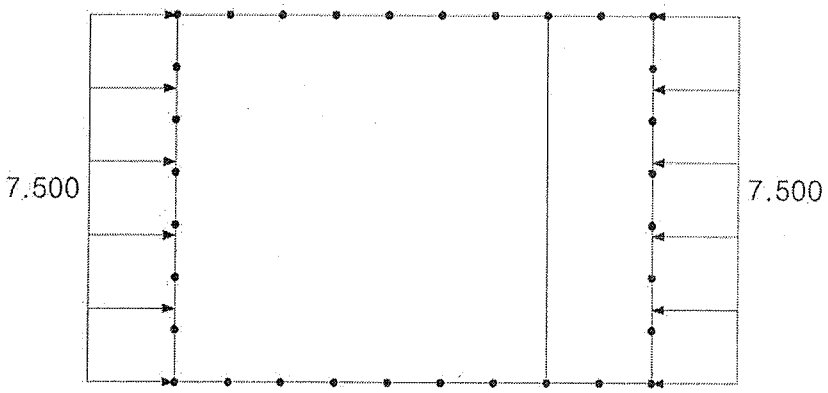
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



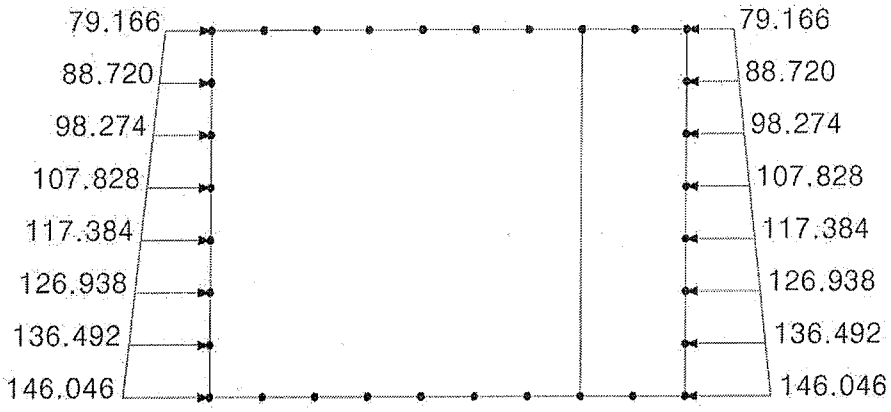

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



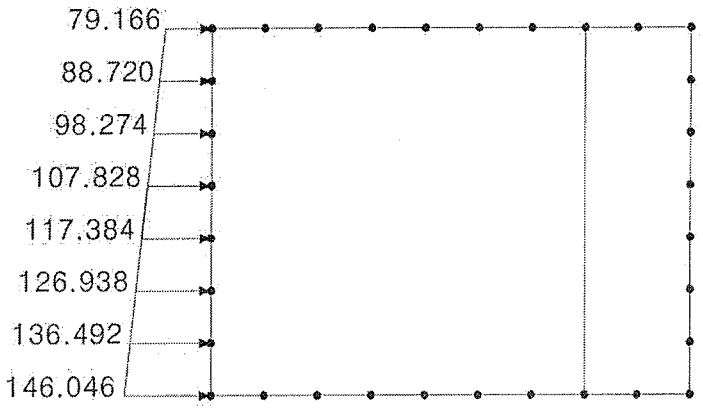

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



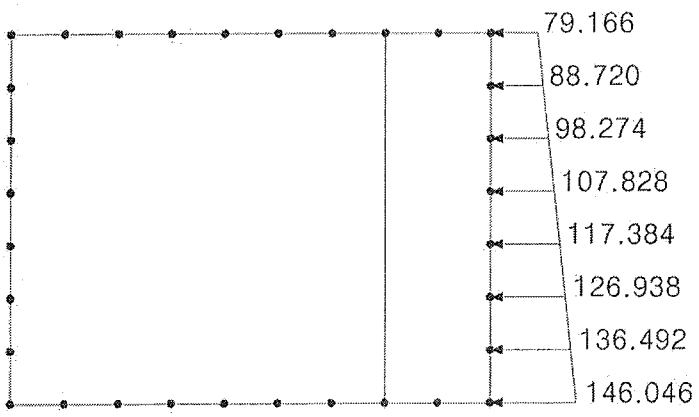
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



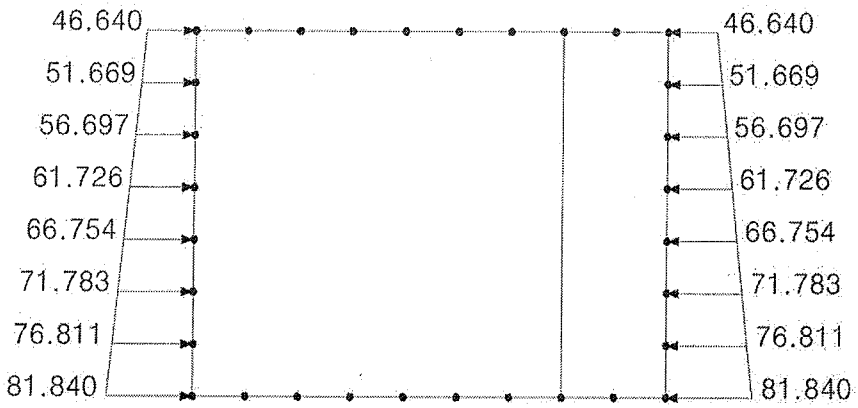

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



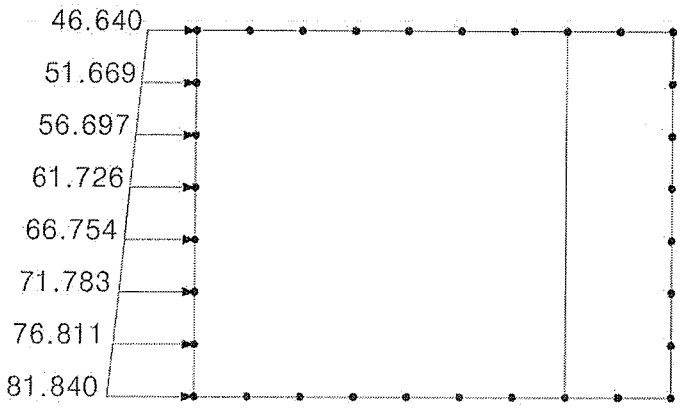

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



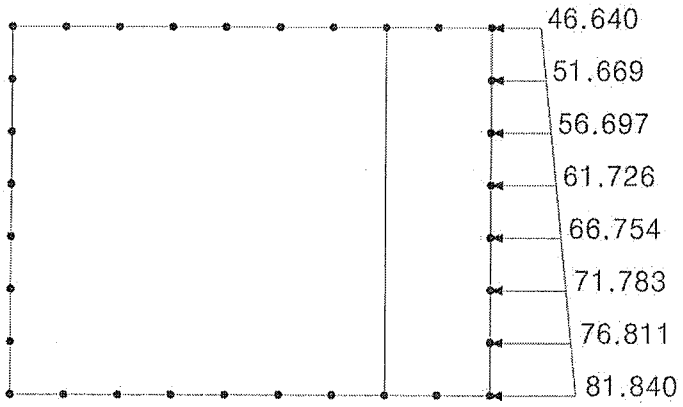
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



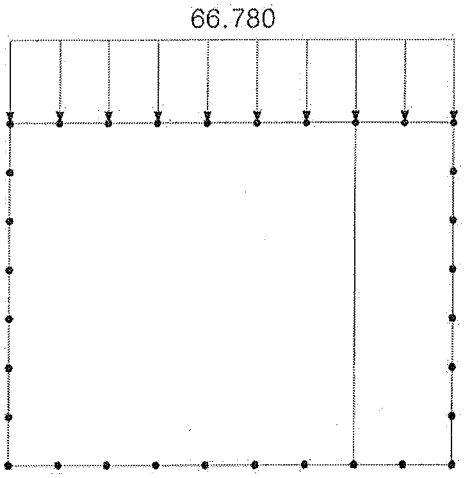

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



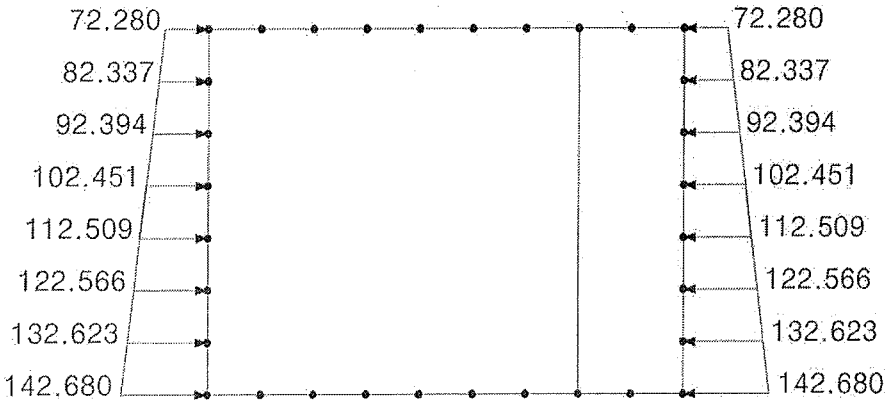

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



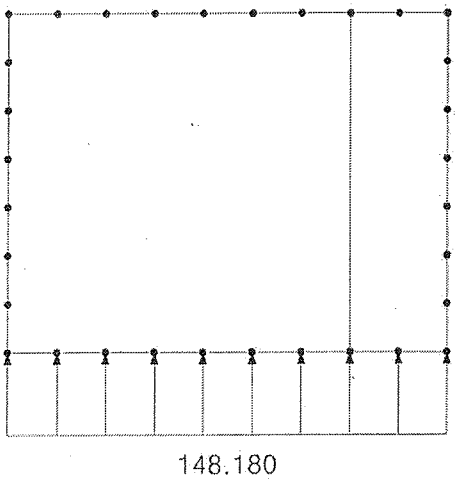
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

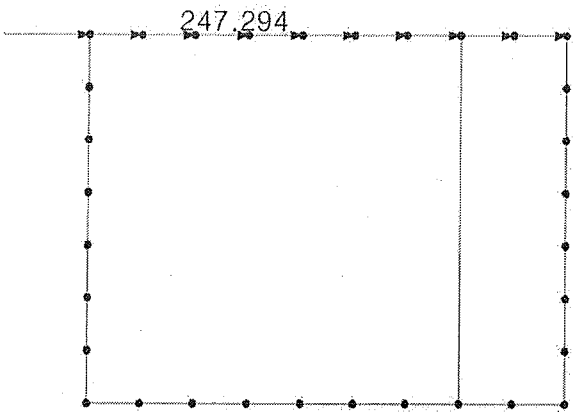



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

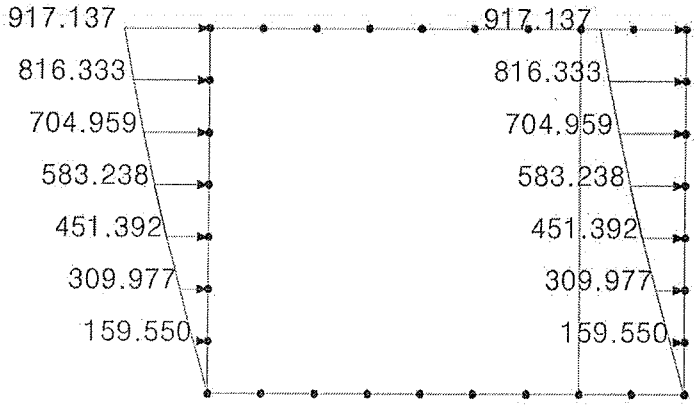



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

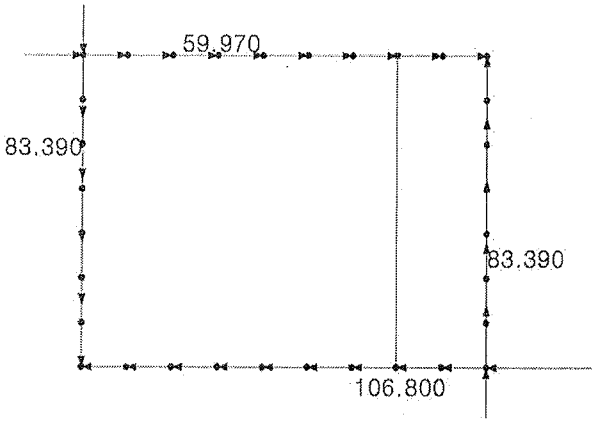
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



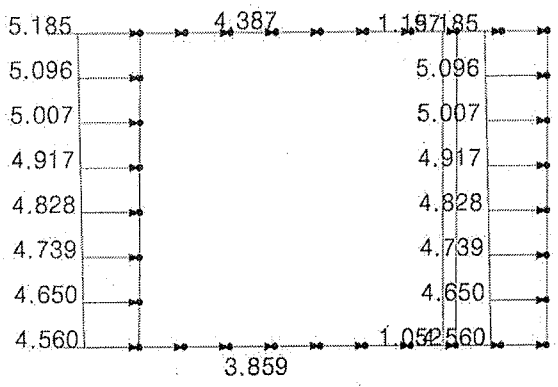

16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

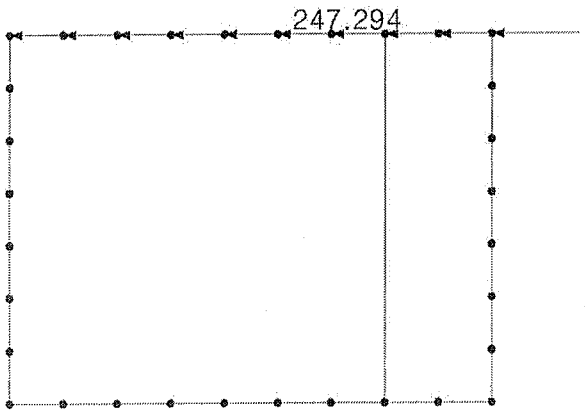


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

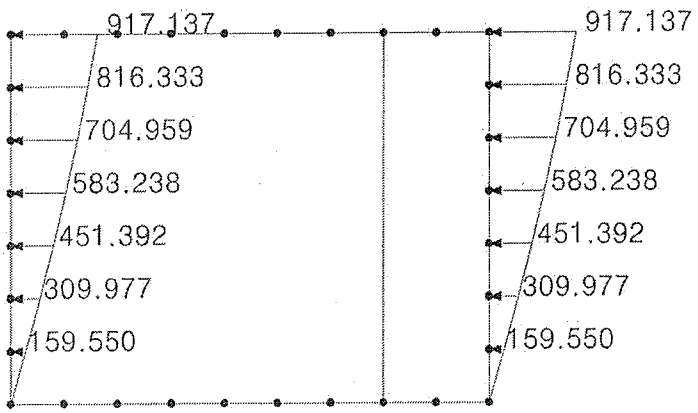



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

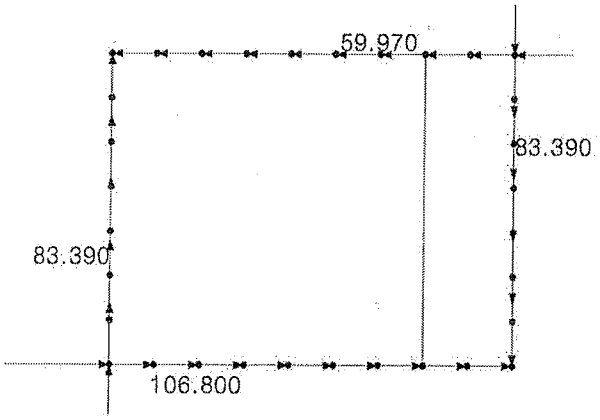
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



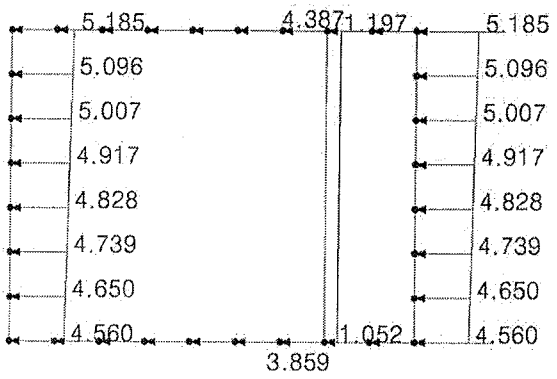

20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)




22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 7.678 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.554 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.554 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.554 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.554 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.554 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.554 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

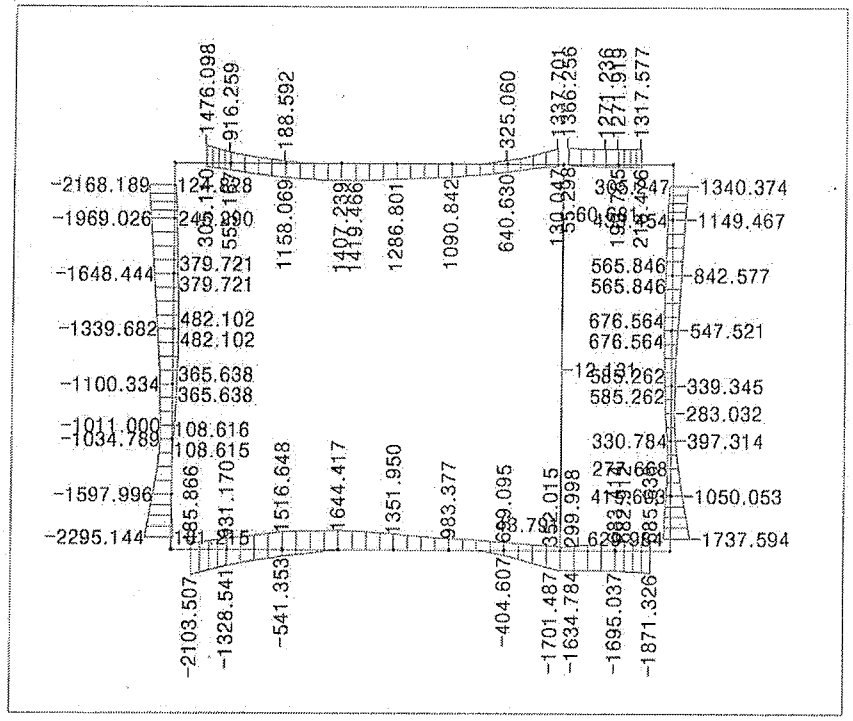
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

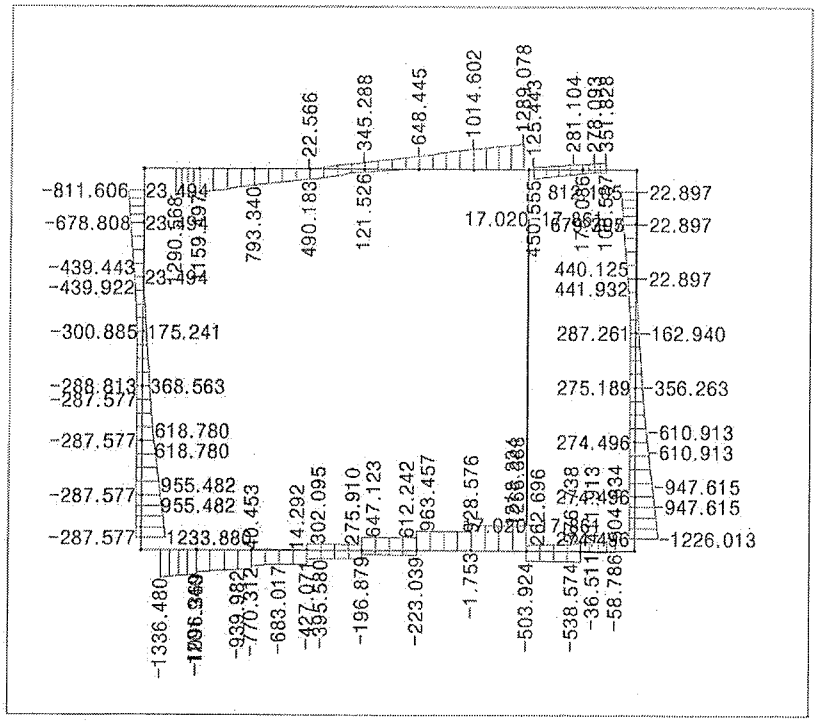
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

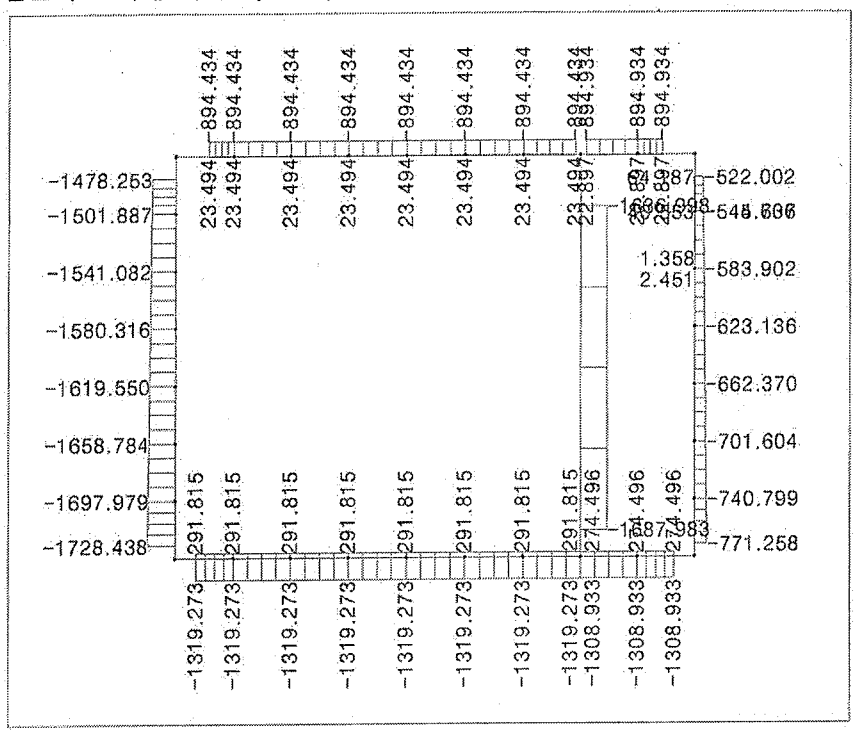
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



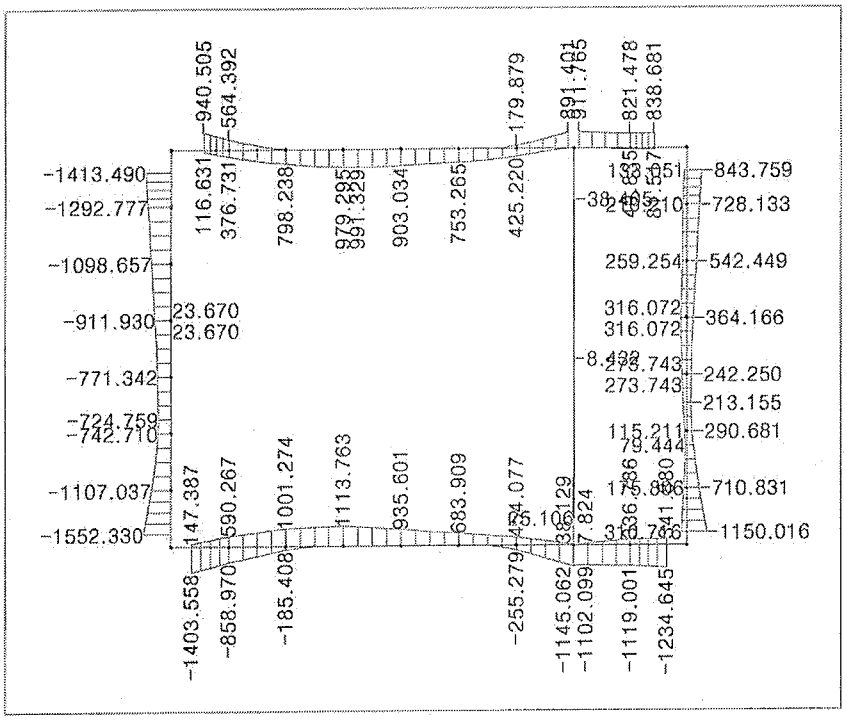

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



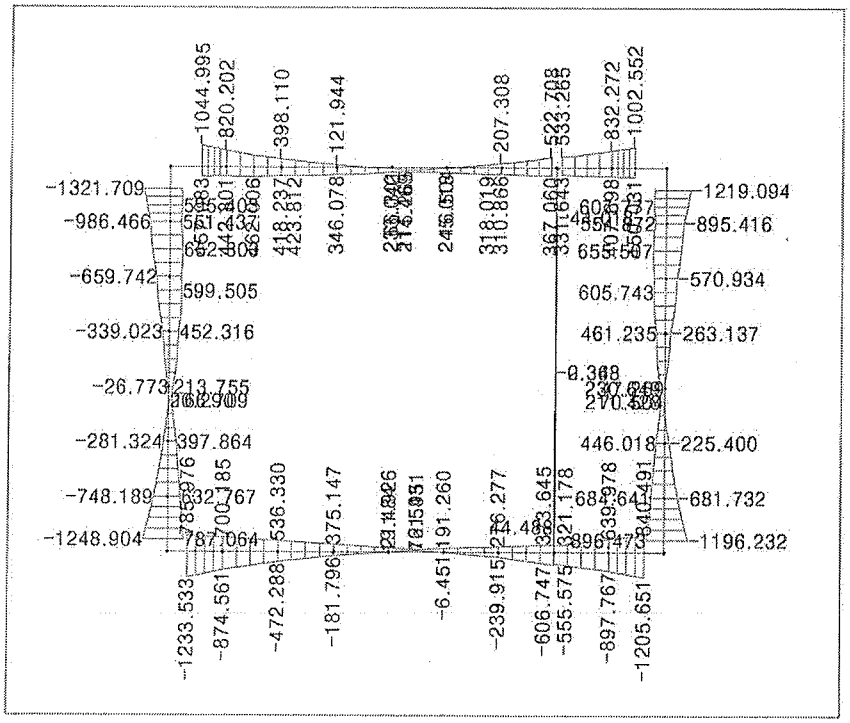
5) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1476.10 | 974.16 | 894.43 | 940.51 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 305.11 | 974.16 | 894.43 | 116.63 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 0.00 | 414.32 | 894.43 | 0.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 1419.47 | 414.32 | 894.43 | 991.33 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 1337.70 | 987.97 | 894.43 | 891.40 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 130.05 | 987.97 | 894.43 | 0.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1366.26 | 294.48 | 894.93 | 911.77 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 55.30 | 294.48 | 894.93 | 0.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 1317.58 | 351.83 | 894.93 | 838.68 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 218.48 | 351.83 | 894.93 | 81.52 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 1317.58 | 350.17 | 894.93 | 838.68 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 218.48 | 350.17 | 894.93 | 81.52 | 1000.00 | 1100.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 485.87 | 979.43 | 1319.27 | 147.39 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 2103.51 | 979.43 | 1319.27 | 1403.56 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 1644.42 | 700.46 | 1319.27 | 1113.76 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 0.00 | 700.46 | 1319.27 | 0.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 352.02 | 931.64 | 1319.27 | 38.13 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 1701.49 | 931.64 | 1319.27 | 1145.06 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 300.00 | 422.78 | 1308.93 | 7.82 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 1634.78 | 422.78 | 1308.93 | 1102.10 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 684.02 | 471.55 | 1308.93 | 339.55 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 1828.66 | 471.55 | 1308.93 | 1206.91 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 685.64 | 518.77 | 1308.93 | 341.88 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 1871.33 | 518.77 | 1308.93 | 1234.65 | 1000.00 | 1100.00 | |

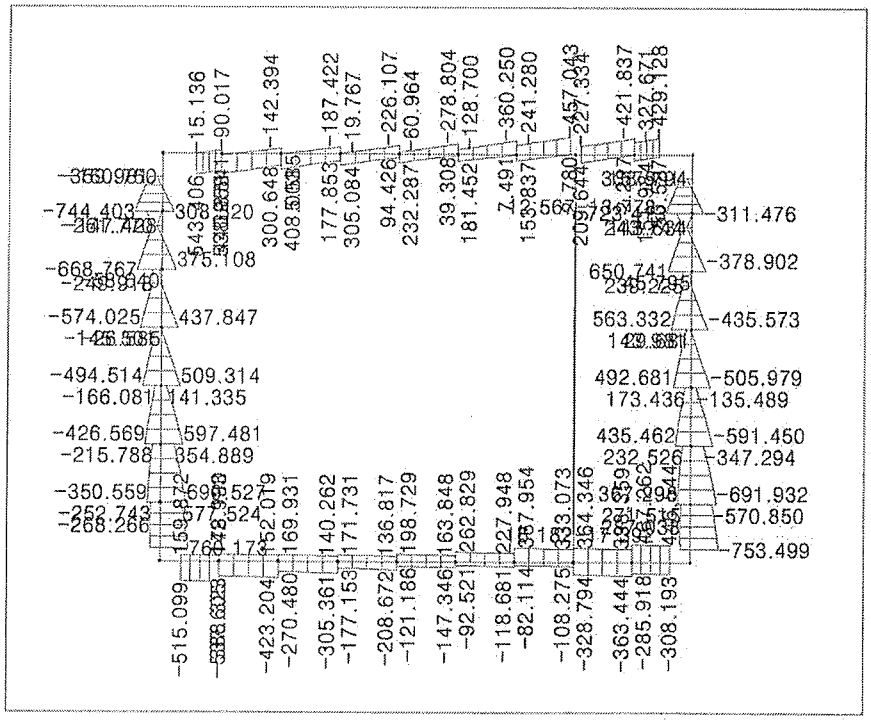
| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | 2168.19 | 678.81 | 1478.25 | 1413.49 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 124.83 | 678.81 | 1478.25 | 0.00 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 1189.86 | 294.85 | 1599.93 | 821.41 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 435.13 | 294.85 | 1599.93 | 8.52 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 2295.14 | 955.48 | 1728.44 | 1552.33 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 181.22 | 955.48 | 1728.44 | 0.00 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | 1340.37 | 812.11 | 522.00 | 843.76 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 305.25 | 812.11 | 522.00 | 133.05 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 404.55 | 281.23 | 642.75 | 277.87 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 633.89 | 281.23 | 642.75 | 298.26 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 1737.59 | 1207.81 | 771.26 | 1150.02 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 629.98 | 1207.81 | 771.26 | 310.72 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | 41.09 | 17.86 | 1637.00 | 22.73 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 60.68 | 17.86 | 1637.00 | 38.41 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 19.26 | 17.86 | 1675.24 | 9.61 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 35.43 | 17.86 | 1675.24 | 23.16 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 43.79 | 17.86 | 1687.98 | 25.11 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 58.85 | 17.86 | 1687.98 | 37.99 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

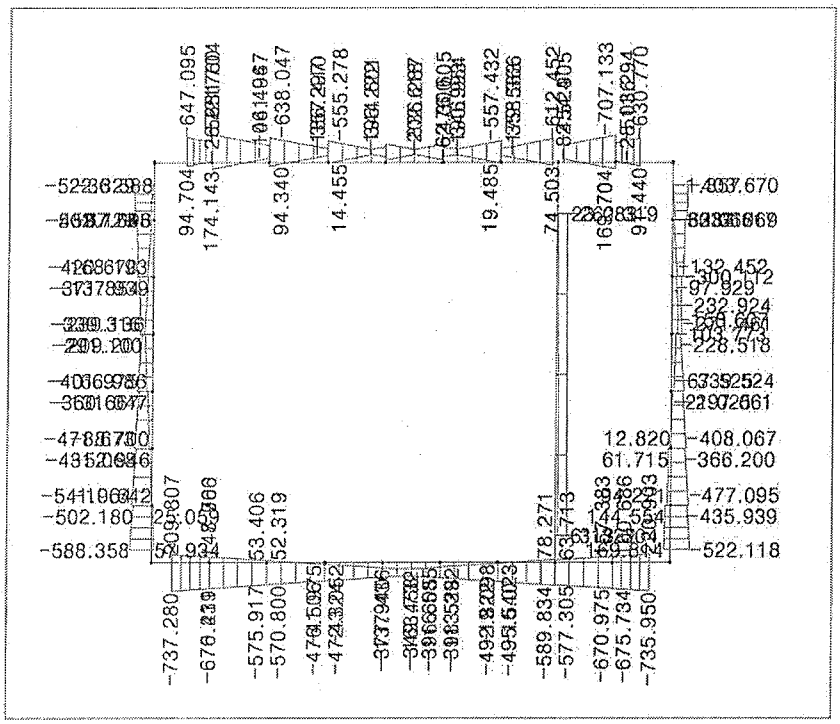
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



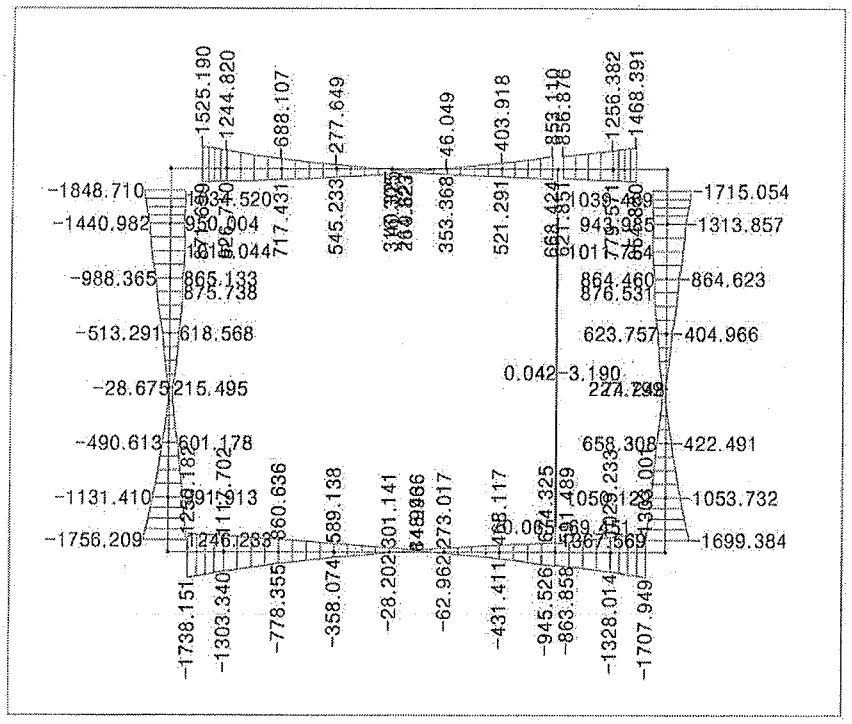
4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1045.00 | 405.31 | 647.10 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 457.08 | 405.31 | 647.10 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 58.32 | 245.45 | 485.05 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 341.48 | 245.45 | 485.05 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 522.71 | 339.32 | 612.45 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 367.06 | 339.32 | 612.45 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 533.27 | 350.22 | 454.91 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 331.64 | 350.22 | 454.91 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 1002.55 | 429.13 | 630.77 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 450.03 | 429.13 | 630.77 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 1002.55 | 288.47 | 630.77 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 450.03 | 288.47 | 630.77 | 1000.00 | 1100.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 785.98 | 407.89 | 737.28 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 1233.53 | 407.89 | 737.28 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 375.15 | 305.36 | 476.51 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 181.80 | 305.36 | 476.51 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 373.65 | 231.01 | 589.83 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 606.75 | 231.01 | 589.83 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 321.18 | 463.96 | 577.31 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 555.58 | 463.96 | 577.31 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 788.95 | 450.72 | 720.90 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 1130.09 | 450.72 | 720.90 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 840.49 | 353.21 | 735.95 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 1205.65 | 353.21 | 735.95 | 1000.00 | 1100.00 | |

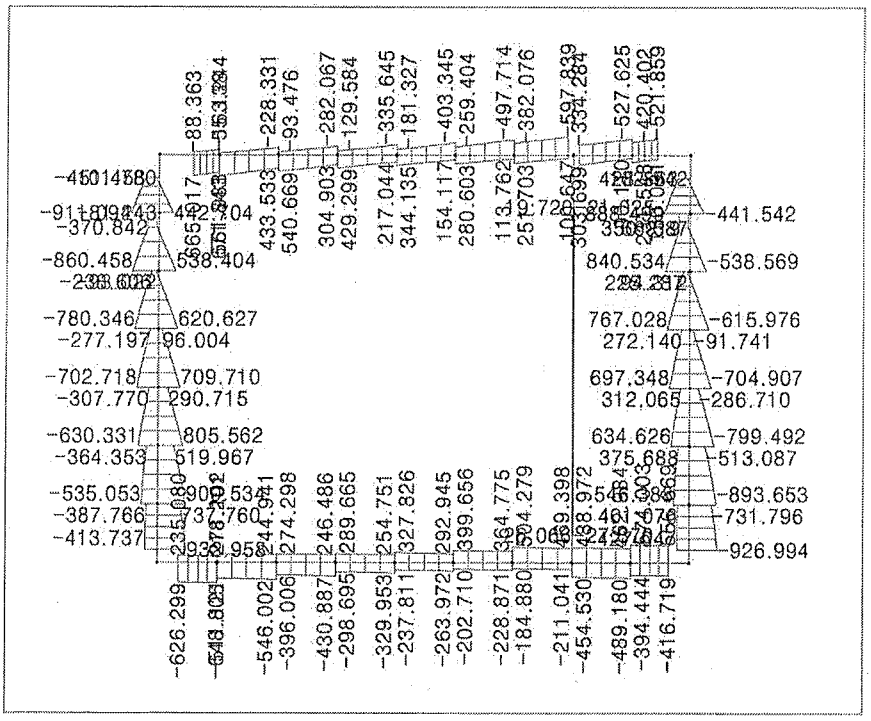
| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | 1321.71 | 744.40 | 522.33 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 576.60 | 744.40 | 522.33 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 231.69 | 324.75 | 436.92 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 403.67 | 324.75 | 436.92 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 1248.90 | 577.52 | 588.36 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 787.06 | 577.52 | 588.36 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 1219.09 | 338.99 | 403.67 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 587.93 | 338.99 | 403.67 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 156.73 | 323.13 | 316.37 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 415.06 | 323.13 | 316.37 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 1196.23 | 743.64 | 522.12 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 896.47 | 743.64 | 522.12 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 37.88 | 13.84 | 262.32 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 44.02 | 13.84 | 262.32 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 20.68 | 14.84 | 300.56 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 21.67 | 14.84 | 300.56 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 44.49 | 16.43 | 313.30 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 43.73 | 16.43 | 313.30 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

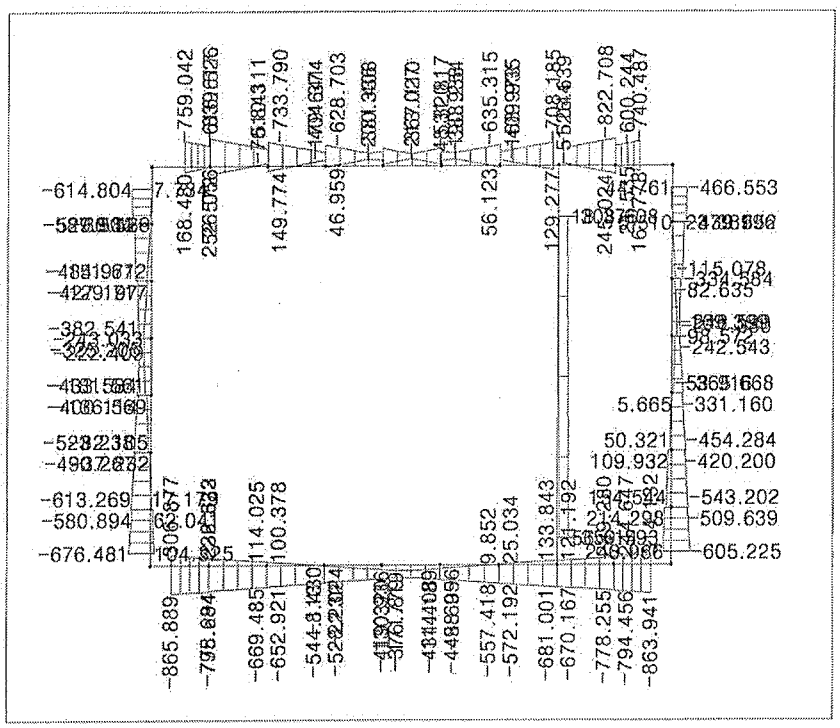
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1525.19 | 538.20 | 759.04 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 871.70 | 538.20 | 759.04 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 181.59 | 369.67 | 546.27 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 511.66 | 369.67 | 546.27 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 853.11 | 476.78 | 708.19 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 668.42 | 476.78 | 708.19 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 856.88 | 442.95 | 526.64 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 621.85 | 442.95 | 526.64 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 1468.39 | 521.86 | 740.49 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 854.88 | 521.86 | 740.49 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 1468.39 | 394.87 | 740.49 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 854.88 | 394.87 | 740.49 | 1000.00 | 1100.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 1250.18 | 530.68 | 865.89 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 1738.15 | 530.68 | 865.89 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 589.14 | 430.89 | 544.11 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 358.07 | 430.89 | 544.11 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 674.33 | 367.84 | 681.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 945.53 | 367.84 | 681.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 591.49 | 571.16 | 670.17 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 863.86 | 571.16 | 670.17 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 1233.15 | 560.85 | 846.57 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 1614.38 | 560.85 | 846.57 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 1303.00 | 477.83 | 863.94 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 1707.95 | 477.83 | 863.94 | 1000.00 | 1100.00 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | 1848.71 | 911.09 | 614.80 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 1025.11 | 911.09 | 614.80 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 329.45 | 497.30 | 507.28 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 497.34 | 497.30 | 507.28 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 1756.21 | 737.76 | 676.48 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 1246.23 | 737.76 | 676.48 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | 1715.05 | 428.86 | 466.55 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 1029.01 | 428.86 | 466.55 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 223.82 | 492.12 | 356.89 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 504.94 | 492.12 | 356.89 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 1699.38 | 916.67 | 605.23 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 1367.57 | 916.67 | 605.23 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | 60.55 | 21.14 | 308.61 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 67.39 | 21.14 | 308.61 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 32.67 | 22.88 | 346.85 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | 33.97 | 22.88 | 346.85 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 70.07 | 25.68 | 359.59 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | 69.45 | 25.68 | 359.59 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -1476.10 | - | -1525.19 | -1045.00 | -1525.19 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 305.11 | - | 871.70 | 457.08 | 871.70 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | - | - | -181.59 | -58.32 | -181.59 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 1419.47 | - | 511.66 | 341.48 | 1419.47 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -1337.70 | - | -853.11 | -522.71 | -1337.70 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 130.05 | - | 668.42 | 367.06 | 668.42 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -1366.26 | - | -856.88 | -533.27 | -1366.26 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 55.30 | - | 621.85 | 331.64 | 621.85 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -1317.58 | - | -1468.39 | -1002.55 | -1468.39 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 218.48 | - | 854.88 | 450.03 | 854.88 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -1317.58 | - | -1468.39 | -1002.55 | -1468.39 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 218.48 | - | 854.88 | 450.03 | 854.88 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 485.87 | - | 1250.18 | 785.98 | 1250.18 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -2103.51 | - | -1738.15 | -1233.53 | -2103.51 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 1644.42 | - | 589.14 | 375.15 | 1644.42 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | - | - | -358.07 | -181.80 | -358.07 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 352.02 | - | 674.33 | 373.65 | 674.33 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | -1701.49 | - | -945.53 | -606.75 | -1701.49 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 300.00 | - | 591.49 | 321.18 | 591.49 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -1634.78 | - | -863.86 | -555.58 | -1634.78 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 684.02 | - | 1233.15 | 788.95 | 1233.15 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -1828.66 | - | -1614.38 | -1130.09 | -1828.66 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 685.64 | - | 1303.00 | 840.49 | 1303.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -1871.33 | - | -1707.95 | -1205.65 | -1871.33 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | -2168.19 | - | -1848.71 | -1321.71 | -2168.19 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 124.83 | - | 1025.11 | 576.60 | 1025.11 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -1189.86 | - | -329.45 | -231.69 | -1189.86 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 435.13 | - | 497.34 | 403.67 | 497.34 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -2295.14 | - | -1756.21 | -1248.90 | -2295.14 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 181.22 | - | 1246.23 | 787.06 | 1246.23 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | -1340.37 | - | -1715.05 | -1219.09 | -1715.05 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 305.25 | - | 1029.01 | 587.93 | 1029.01 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -404.55 | - | -223.82 | -156.73 | -404.55 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 633.89 | - | 504.94 | 415.06 | 633.89 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -1737.59 | - | -1699.38 | -1196.23 | -1737.59 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 629.98 | - | 1367.57 | 896.47 | 1367.57 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 41.09 | - | 60.55 | 37.88 | 60.55 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -60.68 | - | -67.39 | -44.02 | -67.39 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 19.26 | - | 32.67 | 20.68 | 32.67 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -35.43 | - | -33.97 | -21.67 | -35.43 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 43.79 | - | 70.07 | 44.49 | 70.07 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -58.85 | - | -69.45 | -43.73 | -69.45 | |

2) 전단력

(kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 974.16 | - | 538.20 | 405.31 | 974.16 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 974.16 | - | 538.20 | 405.31 | 974.16 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 414.32 | - | 369.67 | 245.45 | 414.32 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 414.32 | - | 369.67 | 245.45 | 414.32 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -987.97 | - | -476.78 | -339.32 | -987.97 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | -987.97 | - | -476.78 | -339.32 | -987.97 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -294.48 | - | -442.95 | -350.22 | -442.95 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | -294.48 | - | -442.95 | -350.22 | -442.95 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -351.83 | - | -521.86 | -429.13 | -521.86 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | -351.83 | - | -521.86 | -429.13 | -521.86 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 350.17 | - | -394.87 | -288.47 | -394.87 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 350.17 | - | -394.87 | -288.47 | -394.87 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | -979.43 | - | -530.68 | -407.89 | -979.43 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -979.43 | - | -530.68 | -407.89 | -979.43 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | -700.46 | - | -430.89 | -305.36 | -700.46 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | -700.46 | - | -430.89 | -305.36 | -700.46 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 931.64 | - | 367.84 | 231.01 | 931.64 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 931.64 | - | 367.84 | 231.01 | 931.64 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 422.78 | - | 571.16 | 463.96 | 571.16 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 422.78 | - | 571.16 | 463.96 | 571.16 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 471.55 | - | 560.85 | 450.72 | 560.85 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 471.55 | - | 560.85 | 450.72 | 560.85 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | -518.77 | - | 477.83 | 353.21 | -518.77 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -518.77 | - | 477.83 | 353.21 | -518.77 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | -678.81 | - | -911.09 | -744.40 | -911.09 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | -678.81 | - | -911.09 | -744.40 | -911.09 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -294.85 | - | -497.30 | -324.75 | -497.30 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | -294.85 | - | -497.30 | -324.75 | -497.30 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 955.48 | - | 737.76 | 577.52 | 955.48 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 955.48 | - | 737.76 | 577.52 | 955.48 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 812.11 | - | 428.86 | 338.99 | 812.11 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 812.11 | - | 428.86 | 338.99 | 812.11 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 281.23 | - | 492.12 | 323.13 | 492.12 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 281.23 | - | 492.12 | 323.13 | 492.12 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -1207.81 | - | -916.67 | -743.64 | -1207.81 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | -1207.81 | - | -916.67 | -743.64 | -1207.81 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | -17.86 | - | -21.14 | -13.84 | -21.14 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -17.86 | - | -21.14 | -13.84 | -21.14 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | -17.86 | - | -22.88 | -14.84 | -22.88 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -17.86 | - | -22.88 | -14.84 | -22.88 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | -17.86 | - | -25.68 | -16.43 | -25.68 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -17.86 | - | -25.68 | -16.43 | -25.68 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -894.43 | - | -759.04 | -647.10 | -894.43 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | -894.43 | - | -759.04 | -647.10 | -894.43 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | -894.43 | - | -546.27 | -485.05 | -894.43 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | -894.43 | - | -546.27 | -485.05 | -894.43 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -894.43 | - | -708.19 | -612.45 | -894.43 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | -894.43 | - | -708.19 | -612.45 | -894.43 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -894.93 | - | -526.64 | -454.91 | -894.93 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | -894.93 | - | -526.64 | -454.91 | -894.93 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -894.93 | - | -740.49 | -630.77 | -894.93 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | -894.93 | - | -740.49 | -630.77 | -894.93 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -894.93 | - | -740.49 | -630.77 | -894.93 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | -894.93 | - | -740.49 | -630.77 | -894.93 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | -1319.27 | - | -865.89 | -737.28 | -1319.27 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -1319.27 | - | -865.89 | -737.28 | -1319.27 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | -1319.27 | - | -544.11 | -476.51 | -1319.27 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | -1319.27 | - | -544.11 | -476.51 | -1319.27 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | -1319.27 | - | -681.00 | -589.83 | -1319.27 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | -1319.27 | - | -681.00 | -589.83 | -1319.27 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | -1308.93 | - | -670.17 | -577.31 | -1308.93 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -1308.93 | - | -670.17 | -577.31 | -1308.93 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | -1308.93 | - | -846.57 | -720.90 | -1308.93 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -1308.93 | - | -846.57 | -720.90 | -1308.93 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | -1308.93 | - | -863.94 | -735.95 | -1308.93 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -1308.93 | - | -863.94 | -735.95 | -1308.93 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | -1478.25 | - | -614.80 | -522.33 | -1478.25 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | -1478.25 | - | -614.80 | -522.33 | -1478.25 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -1599.93 | - | -507.28 | -436.92 | -1599.93 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | -1599.93 | - | -507.28 | -436.92 | -1599.93 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -1728.44 | - | -676.48 | -588.36 | -1728.44 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | -1728.44 | - | -676.48 | -588.36 | -1728.44 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | -522.00 | - | -466.55 | -403.67 | -522.00 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | -522.00 | - | -466.55 | -403.67 | -522.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -642.75 | - | -356.89 | -316.37 | -642.75 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | -642.75 | - | -356.89 | -316.37 | -642.75 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -771.26 | - | -605.23 | -522.12 | -771.26 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | -771.26 | - | -605.23 | -522.12 | -771.26 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | -1637.00 | - | -308.61 | -262.32 | -1637.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -1637.00 | - | -308.61 | -262.32 | -1637.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | -1675.24 | - | -346.85 | -300.56 | -1675.24 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -1675.24 | - | -346.85 | -300.56 | -1675.24 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | -1687.98 | - | -359.59 | -313.30 | -1687.98 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -1687.98 | - | -359.59 | -313.30 | -1687.98 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -940.51 | - | - | - | -940.51 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 116.63 | - | - | - | 116.63 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 991.33 | - | - | - | 991.33 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -891.40 | - | - | - | -891.40 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | - | - | - | - | - | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -911.77 | - | - | - | -911.77 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -838.68 | - | - | - | -838.68 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 81.52 | - | - | - | 81.52 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -838.68 | - | - | - | -838.68 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 81.52 | - | - | - | 81.52 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 147.39 | - | - | - | 147.39 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -1403.56 | - | - | - | -1403.56 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 1113.76 | - | - | - | 1113.76 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 38.13 | - | - | - | 38.13 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | -1145.06 | - | - | - | -1145.06 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 7.82 | - | - | - | 7.82 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -1102.10 | - | - | - | -1102.10 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 339.55 | - | - | - | 339.55 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -1206.91 | - | - | - | -1206.91 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 341.88 | - | - | - | 341.88 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -1234.65 | - | - | - | -1234.65 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | -1413.49 | - | - | - | -1413.49 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -821.41 | - | - | - | -821.41 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 8.52 | - | - | - | 8.52 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -1552.33 | - | - | - | -1552.33 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | - | - | - | - | - | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | -843.76 | - | - | - | -843.76 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 133.05 | - | - | - | 133.05 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -277.87 | - | - | - | -277.87 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 298.26 | - | - | - | 298.26 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -1150.02 | - | - | - | -1150.02 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 310.72 | - | - | - | 310.72 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | 22.73 | - | - | - | 22.73 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -38.41 | - | - | - | -38.41 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 39 | 9.61 | - | - | - | 9.61 | |
| | | 중앙부 (우측) | 40 | -23.16 | - | - | - | -23.16 | |
| | | 하부 (좌측) | 41 | 25.11 | - | - | - | 25.11 | |
| | | 하부 (우측) | 42 | -37.99 | - | - | - | -37.99 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 1167 | 1525.19 | 1960.29 | 3962.29 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.29 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 1020 | 871.70 | 1704.02 | 2569.98 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.95 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 1000 | 1000 | 181.59 | 854.10 | 536.60 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 4.70 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1000 | 1020 | 1419.47 | 1704.02 | 4247.15 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.20 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 1167 | 1337.70 | 1760.64 | 3461.88 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.32 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 1020 | 668.42 | 1704.02 | 1960.23 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.55 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1000 | 1167 | 1366.26 | 1760.64 | 3537.84 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.29 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1000 | 1020 | 621.85 | 1704.02 | 1821.46 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.74 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 1167 | 1468.39 | 1760.64 | 3810.27 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.20 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 1020 | 854.88 | 1704.02 | 2519.28 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.99 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 1167 | 1468.39 | 1760.64 | 3810.27 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.20 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 1020 | 854.88 | 1704.02 | 2519.28 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.99 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 1020 | 1250.18 | 1704.02 | 3723.35 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.36 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 972 | 2103.51 | 2215.38 | 6779.00 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.05 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1000 | 1020 | 1644.42 | 1704.02 | 4951.12 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.04 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | 1000 | 358.07 | 1669.07 | 1063.00 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 4.66 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 1020 | 674.33 | 1704.02 | 1977.84 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.53 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 972 | 1701.49 | 2215.38 | 5412.79 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.30 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 1020 | 591.49 | 1704.02 | 1731.17 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 2.88 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 972 | 1634.78 | 2215.38 | 5189.68 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.36 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 1020 | 1233.15 | 1704.02 | 3670.93 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.38 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 972 | 1828.66 | 2215.38 | 5840.94 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.21 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 1020 | 1303.00 | 1704.02 | 3886.25 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.31 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 972 | 1871.33 | 2215.38 | 5985.39 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7166.00 | 1.18 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 1367 | 2168.19 | 3990.34 | - | H29 - 8.0EA | 5933.60 | 1.84 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 1220 | 1025.11 | 1601.40 | - | H16 - 4.0EA | 5933.60 | 1.56 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 1200 | 1189.86 | 4099.63 | - | H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 4510.00 | 3.44 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 1220 | 497.34 | 4206.88 | - | H16 - 4.0EA | 4510.00 | 8.46 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 1172 | 2295.14 | 4322.12 | - | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7960.40 | 1.88 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 1220 | 1246.23 | 1363.03 | - | H16 - 4.0EA | 7960.40 | 1.09 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 1367 | 1715.05 | 2596.62 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6939.20 | 1.51 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 1220 | 1029.01 | 1354.04 | - | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 6939.20 | 1.32 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 1200 | 404.55 | 4099.77 | - | H29 - 4.0EA | 4912.40 | 10.13 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 1220 | 633.89 | 2207.50 | - | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 4912.40 | 3.48 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 1172 | 1737.59 | 3594.88 | - | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 9508.80 | 2.07 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 1220 | 1367.57 | 1415.84 | - | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 9508.80 | 1.03 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 649.5 | 974.2 | 1156.32 | 2.00 | 162.32 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 649.5 | 414.3 | 902.92 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 649.5 | 988.0 | 1156.32 | 2.00 | 169.23 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 649.5 | 442.9 | 1156.32 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 649.5 | 521.9 | 1156.32 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 649.5 | 394.9 | 1156.32 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 662.5 | 979.4 | 1179.45 | 2.00 | 155.35 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 662.5 | 700.5 | 920.98 | 2.00 | 37.20 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 662.5 | 931.6 | 1179.45 | 2.00 | 131.93 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 10 | 662.5 | 571.2 | 1179.45 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 662.5 | 560.8 | 1179.45 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 662.5 | 518.8 | 1179.45 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 842.7 | 911.1 | 1450.89 | 2.00 | 28.49 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 847.9 | 497.3 | 1456.10 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 833.3 | 955.5 | 1427.15 | 2.00 | 52.13 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 801.8 | 812.1 | 1105.86 | 2.00 | 8.61 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 806.9 | 492.1 | 1415.11 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 793.3 | 1207.8 | 1387.13 | 2.00 | 176.88 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1166.67 | 100.00 | 1525.19 | 974.16 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 105.379) / 105.379 = 0.03021

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3962.288 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.297]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1166.67 - a/2) = 1960.293 kN.m

≥ Mu (= 1525.190 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.285]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 974.159 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (974.159-649.519) x 150.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 162.320 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 x 1000 = 675.733 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 675.733 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 675.733) = 1156.319 kN ≥ 974.159 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 871.70 | 974.16 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2569.980 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.000]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 871.699 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.955]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 974.159 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (974.159-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 152.769 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 689.248 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 689.248 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 689.248) = 1179.445 kN ≥ 974.159 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1000.00 | 100.00 | 181.59 | 414.32 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 52.689) / 52.689 = 0.05394

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 536.602 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.789]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00257

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (1000.00 - a/2) = 854.100 kN.m

≥ Mu (= 181.592 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.703]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

≥ Vu (= 414.322 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1419.47 | 414.32 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4247.154 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.210]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 1419.466 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.200]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 414.322 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1166.67 | 100.00 | 1337.70 | 987.97 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03414

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3461.876 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.328]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00394

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1166.67 - a/2) = 1760.640 kN.m

≥ Mu (= 1337.701 kN.m) , ∴ O.K [안전률 1.316]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 987.973 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (987.973-649.519) x 150.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 169.227 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 x 1000 = 675.733 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 675.733 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 675.733) = 1156.319 kN ≥ 987.973 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 668.42 | 987.97 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1960.234 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.622]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 668.424 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.549]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 987.973 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (987.973-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 159.541 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 689.248 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 689.248 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 689.248) = 1179.445 kN ≥ 987.973 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1166.67 | 100.00 | 1366.26 | 442.95 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03414

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3537.835 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.299]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00394

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1166.67 - a/2) = 1760.640 kN.m

≥ Mu (= 1366.256 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.289]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

≥ Vu (= 442.949 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 621.85 | 442.95 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

∴ a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1821.456 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.821]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 621.851 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.740]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 442.949 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1166.67 | 100.00 | 1468.39 | 521.86 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03414

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3810.272 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 1.206]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00394

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1166.67 - a/2) = 1760.640 kN.m

≥ Mu (= 1468.391 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.199]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

≥ Vu (= 521.859 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 854.88 | 521.86 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2519.275 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.040]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 854.880 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.993]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 521.859 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1166.67 | 100.00 | 1468.39 | 394.87 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03414

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3810.272 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.206]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00394

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1166.67 - a/2) = 1760.640 kN.m

≥ Mu (= 1468.391 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.199]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

≥ Vu (= 394.869 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 854.88 | 394.87 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2519.275 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.040]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 854.880 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.993]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 394.869 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1250.18 | 979.43 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3723.352 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.380]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 1250.182 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.363]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 979.431 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (979.431-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 155.354 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 689.248 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 689.248 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 689.248) = 1179.445 kN ≥ 979.431 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 971.72 | 100.00 | 2103.51 | 979.43 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01742

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6778.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.057]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (971.72 - a/2) = 2215.376 kN.m

≥ Mu (= 2103.507 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.053]

* 전단에 대한 검토 (d = 971.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 971.72 = 631.148 kN

< Vu (= 979.431 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (979.431-631.148) x 150.00 / (400x971.72xΦ) x 1000 = 179.210 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 971.72 / 150.00 x 1000 = 656.621 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 971.72 / 1000 = 3366.124 kN ≥ 656.621 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (841.531 + 656.621) = 1123.614 kN ≥ 979.431 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1644.42 | 700.46 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4951.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.038]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 1644.417 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.036]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 700.457 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (700.457-662.509) x 300.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 37.204 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1020.00 / 300.00 x 1000 = 344.624 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 344.624 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 344.624) = 920.977 kN ≥ 700.457 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1000.00 | 100.00 | 358.07 | 700.46 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02547

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1063.005 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.835]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00514

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1000.00 - a/2) = 1669.072 kN.m

≥ Mu (= 358.074 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.661]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 700.457 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (700.457-649.519) x 300.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 50.938 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1000.00 / 300.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 337.867) = 902.919 kN ≥ 700.457 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 674.33 | 931.64 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1977.843 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.598]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 674.325 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.527]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 931.640 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (931.640-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 131.927 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 689.248 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 689.248 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 689.248) = 1179.445 kN ≥ 931.640 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 971.72 | 100.00 | 1701.49 | 931.64 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01742

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5412.789 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.324]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (971.72 - a/2) = 2215.376 kN.m

≥ Mu (= 1701.487 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.302]

* 전단에 대한 검토 (d = 971.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 971.72 = 631.148 kN

< Vu (= 931.640 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (931.640-631.148) x 150.00 / (400x971.72xΦ) x 1000 = 154.619 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 971.72 / 150.00 x 1000 = 656.621 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 971.72 / 1000 = 3366.124 kN ≥ 656.621 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (841.531 + 656.621) = 1123.614 kN ≥ 931.640 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 591.49 | 571.16 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1731.166 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.969]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 591.489 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.881]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 571.156 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 971.72 | 100.00 | 1634.78 | 571.16 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01742

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5189.679 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm) , [사용률 = 1.381]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (971.72 - a/2) = 2215.376 kN.m

≥ Mu (= 1634.784 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.355]

* 전단에 대한 검토 (d = 971.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 971.72 = 631.148 kN

≥ Vu (= 571.156 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1233.15 | 560.85 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3670.929 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.400]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 1233.150 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.382]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 560.846 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 971.72 | 100.00 | 1828.66 | 560.85 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01742

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5840.938 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.227]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (971.72 - a/2) = 2215.376 kN.m

≥ Mu (= 1828.664 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.211]

* 전단에 대한 검토 (d = 971.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 971.72 = 631.148 kN

≥ Vu (= 560.846 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1303.00 | 518.77 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3886.247\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.322]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 1303.001 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 518.774 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 971.72 | 100.00 | 1871.33 | 518.77 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01742

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5985.387 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.197]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (971.72 - a/2) = 2215.376 kN.m

≥ Mu (= 1871.326 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.184]

* 전단에 대한 검토 (d = 971.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 971.72 = 631.148 kN

≥ Vu (= 518.774 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,467 | 100 | 1,367 | 1478.253 | 2168.189 | 1466.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0040) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1466.7 x 1000.0 = 33660000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (33660000.0 x 733.33 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 1386.667) / 36033440.0

= 702.964 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 820.00 mm, ab = k1 x cb = 697.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 697000.000 = 15996.150 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15996.150 + 299.529 - 2055.680 = 14239.999 kN

Mb = Cc x 415.203 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8085.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 567.833 mm, e = Mu/Pu = 1466.724 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 254.10 mm, a = k1 x c = 215.98 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 215983.991 = 4956.833 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 4956.833 + 299.529 - 2055.680 = 3200.681 kN

Mn = Cc x 594.972 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4694.539 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1466.731) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 mm

c = 254.099 mm, a = k1 x c = 215.984 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1366.67-254.10) / 254.10 = 0.01314

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28717.811 kN ≥ Pn = 3200.681 kN

ΦPn = 0.85 x 3200.681 = 2720.579 kN ≥ Pu = 1478.253 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.467 = 3990.338 kN.m ≥ Mu = 2168.189 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 842.730 kN

< Vu (= 911.094 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (911.094 - 842.730) x 150.00 / (400.0 x 1200.00 x Φ) = 28.485 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1200.00 / 150.00 = 810.880 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1200.00 = 4156.922 kN ≥ 810.880 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1123.640 + 810.880) = 1450.890 kN ≥ 911.094 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 1478.253 | 1025.111 | 693.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0046) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 1200.000) / 32208440.0

= 679.480 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 14279.490 + 1937.735 - 317.760 = 15899.465 kN

Mb = Cc x 309.420 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5617.482 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 353.313 mm, e = Mu/Pu = 693.461 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.51 mm, a = k1 x c = 108.38 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 108380.156 = 2487.325 kN

∑Csi = 547.243 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 2487.325 + 547.243 - 317.760 = 2716.808 kN

Mn = Cc x 625.290 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1883.989 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=693.457) | = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 127.506 mm, a = k1 x c = 108.380 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-127.51) / 127.51 = 0.02570

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25657.811 kN ≥ Pn = 2716.808 kN

ΦPn = 0.85 x 2716.808 = 2309.287 kN ≥ Pu = 1478.253 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.693 = 1601.401 kN.m ≥ Mu = 1025.111 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 856.775 kN

< Vu (= 911.094 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (911.094 - 856.775) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 22.262 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 824.395 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 824.395 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1142.367 + 824.395) = 1475.071 kN ≥ 911.094 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 100 | 1,200 | 1599.933 | 1189.855 | 743.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 3715.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0035) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1486240.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1486240.0 x 100.000 + 317760.0 x 1220.000) / 31639000.0

= 629.888 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1486.240 kN

Pb = 14045.400 + 299.529 - 1486.240 = 12858.689 kN

Mb = Cc x 364.112 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6078.389 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 472.707 mm, e = Mu/Pu = 743.691 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 393.29 mm, a = k1 x c = 334.29 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 334294.510 = 7672.059 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1486.240 kN

Pn = 7672.059 + 299.529 - 1486.240 = 6485.348 kN

Mn = Cc x 462.741 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4823.068 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=743.687)| = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 393.288 mm, a = k1 x c = 334.295 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-393.29) / 393.29 = 0.00615

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25228.396 kN ≥ Pn = 6485.348 kN

ΦPn = 0.85 x 6485.348 = 5512.545 kN ≥ Pu = 1599.933 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.744 = 4099.628 kN.m ≥ Mu = 1189.855 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 847.941 kN

≥ Vu (= 497.295 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 1599.933 | 497.336 | 310.8 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3715.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0035) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1486240.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 317760.0 x 80.000 + 1486240.0 x 1200.000) / 31639000.0

= 670.112 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1400.967 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 14279.490 + 1400.967 - 317.760 = 15362.697 kN

Mb = Cc x 318.788 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5482.007 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 356.839 mm, e = Mu/Pu = 310.848 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 825.51 mm, a = k1 x c = 701.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 701687.088 = 16103.719 kN

∑Csi = 1400.967 kN, ∑Tsi = 227.770 kN

Pn = 16103.719 + 1400.967 - 227.770 = 17276.915 kN

Mn = Cc x 319.268 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5370.427 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=310.844) | = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 825.514 mm, a = k1 x c = 701.687 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-825.51) / 825.51 = 0.00143

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25228.396 kN ≥ Pn = 17276.915 kN

ΦPn = 0.78 x 17276.915 = 13533.584 kN ≥ Pu = 1599.933 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.311 = 4206.884 kN.m ≥ Mu = 497.336 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 862.073 kN

≥ Vu (= 497.295 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 100 | 1,172 | 1728.438 | 2295.144 | 1327.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 7166.000 mm² (인장중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 2866400.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 2866400.0 x 128.284 + 317760.0 x 1220.000) / 33019160.0
= 610.195 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 703.03 mm, ab = k1 x cb = 597.58 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 597575.384 = 13714.355 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pb = 13714.355 + 299.529 - 2866.400 = 11147.484 kN

Mb = Cc x 391.017 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6926.554 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 621.356 mm, e = Mu/Pu = 1327.872 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 327.88 mm, a = k1 x c = 278.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 278701.078 = 6396.190 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pn = 6396.190 + 299.529 - 2866.400 = 3829.318 kN

Mn = Cc x 470.845 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5084.816 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1327.864)| = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 327.884 mm, a = k1 x c = 278.701 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-327.88) / 327.88 = 0.00798

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26269.175 kN ≥ Pn = 3829.318 kN

ΦPn = 0.85 x 3829.318 = 3254.921 kN ≥ Pu = 1728.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.328 = 4322.117 kN.m ≥ Mu = 2295.144 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1171.72 = 833.329 kN
< Vu (= 955.482 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (955.482 - 833.329) x 150.00 / (400.0 x 1171.72 x Φ) = 52.126 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1171.72 / 150.00 = 791.768 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1171.72 = 4058.945 kN ≥ 791.768 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1111.105 + 791.768) = 1427.154 kN ≥ 955.482 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 1728.438 | 1246.233 | 721 |

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 7166.000 mm² (압축중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2866400.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 317760.0 x 80.000 + 2866400.0 x 1171.716) / 33019160.0

= 689.805 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 2701.940 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 14279.490 + 2701.940 - 317.760 = 16663.670 kN

Mb = Cc x 299.095 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5766.793 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 346.070 mm, e = Mu/Pu = 721.017 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 129.03 mm, a = k1 x c = 109.67 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 109673.221 = 2517.000 kN

∑Csi = 24.784 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 2517.000 + 24.784 - 317.760 = 2224.025 kN

Mn = Cc x 634.968 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1603.553 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=721.014) | = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 129.027 mm, a = k1 x c = 109.673 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-129.03) / 129.03 = 0.02537

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26269.175 kN ≥ Pn = 2224.025 kN

ΦPn = 0.85 x 2224.025 = 1890.421 kN ≥ Pu = 1728.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.721 = 1363.026 kN.m ≥ Mu = 1246.233 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 867.668 kN

< Vu (= 955.482 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (955.482 - 867.668) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 35.989 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 824.395 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 824.395 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1156.891 + 824.395) = 1485.964 kN ≥ 955.482 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,467 | 100 | 1,367 | 522.002 | 1715.054 | 3285.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 2342.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0047) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1466.7 x 1000.0 = 33660000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (33660000.0 x 733.33 + 1838560.0 x 100.000 + 937120.0 x 1386.667) / 36435680.0

= 718.179 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 820.00 mm, ab = k1 x cb = 697.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 697000.000 = 15996.150 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 15996.150 + 883.353 - 1838.560 = 15040.943 kN

Mb = Cc x 399.988 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8125.337 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 540.215 mm, e = Mu/Pu = 3285.530 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 120.46 mm, a = k1 x c = 102.39 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 102394.195 = 2349.947 kN

∑Csi = 418.400 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2349.947 + 418.400 - 1838.560 = 929.787 kN

Mn = Cc x 666.982 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3054.851 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=3285.537)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 mm.

c = 120.464 mm, a = k1 x c = 102.394 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1366.67-120.46) / 120.46 = 0.03104

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29021.140 kN ≥ Pn = 929.787 kN

ΦPn = 0.85 x 929.787 = 790.319 kN ≥ Pu = 522.002 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.286 = 2596.617 kN.m ≥ Mu = 1715.054 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 801.778 kN

< Vu (= 812.105 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (812.105 - 801.778) x 300.00 / (400.0 x 1200.00 x Φ) = 8.606 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1200.00 / 300.00 = 405.440 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1200.00 = 4156.922 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1069.037 + 405.440) = 1105.858 kN ≥ 812.105 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 522.002 | 1029.009 | 1971.3 |

㉯ 철근비 검토

As = 2342.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 937120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 937120.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1200.000) / 32610680.0

= 664.629 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pb = 14279.490 + 1733.073 - 937.120 = 15075.443 kN

Mb = Cc x 324.271 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6106.134 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 405.038 mm, e = Mu/Pu = 1971.273 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 95.75 mm, a = k1 x c = 81.38 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 81383.891 = 1867.760 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1059.658 kN

Pn = 1867.760 + 0.000 - 1059.658 = 808.102 kN

Mn = Cc x 623.937 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1592.982 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1971.264) | = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 95.746 mm, a = k1 x c = 81.384 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-95.75) / 95.75 = 0.03523

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25961.140 kN ≥ Pn = 808.102 kN

ΦPn = 0.85 x 808.102 = 686.887 kN ≥ Pu = 522.002 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.971 = 1354.041 kN.m ≥ Mu = 1029.009 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 815.141 kN

≥ Vu (= 812.105 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 100 | 1,200 | 642.753 | 404.546 | 629.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 2569.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2342.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1027840.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1027840.0 x 100.000 + 937120.0 x 1220.000) / 31799960.0

= 649.020 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pb = 14045.400 + 883.353 - 1027.840 = 13900.913 kN

Mb = Cc x 344.980 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5914.059 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 425.444 mm, e = Mu/Pu = 629.396 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 400.25 mm, a = k1 x c = 340.21 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 340208.817 = 7807.792 kN

∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pn = 7807.792 + 883.353 - 1027.840 = 7663.305 kN

Mn = Cc x 478.916 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4823.256 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=629.396) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 400.246 mm, a = k1 x c = 340.209 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-400.25) / 400.25 = 0.00599

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25349.776 kN ≥ Pn = 7663.305 kN

ΦPn = 0.85 x 7663.305 = 6513.809 kN ≥ Pu = 642.753 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.629 = 4099.768 kN.m ≥ Mu = 404.546 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 806.949 kN

≥ Vu (= 492.120 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 642.753 | 633.888 | 986.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 2342.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 937120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 937120.0 x 80.000 + 1027840.0 x 1200.000) / 31799960.0

= 650.980 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pb = 14279.490 + 968.868 - 937.120 = 14311.238 kN

Mb = Cc x 337.920 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5892.334 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 411.728 mm, e = Mu/Pu = 986.208 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 157.27 mm, a = k1 x c = 133.68 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 133682.704 = 3068.018 kN

∑Csi = 502.484 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pn = 3068.018 + 502.484 - 937.120 = 2633.382 kN

Mn = Cc x 584.138 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2597.086 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=986.217)| = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 157.274 mm, a = k1 x c = 133.683 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-157.27) / 157.27 = 0.02027

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25349.776 kN ≥ Pn = 2633.382 kN

ΦPn = 0.85 x 2633.382 = 2238.375 kN ≥ Pu = 642.753 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.986 = 2207.503 kN.m ≥ Mu = 633.888 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 820.398 kN

≥ Vu (= 492.120 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 100 | 1,172 | 771.258 | 1737.594 | 2252.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 7166.000 mm² (인장중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2342.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 2866400.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 2866400.0 x 128.284 + 937120.0 x 1220.000) / 33638520.0
= 621.423 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 703.03 mm, ab = k1 x cb = 597.58 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 597575.384 = 13714.355 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pb = 13714.355 + 883.353 - 2866.400 = 11731.308 kN

Mb = Cc x 379.789 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7150.856 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 609.553 mm, e = Mu/Pu = 2252.935 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 202.36 mm, a = k1 x c = 172.00 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 172001.806 = 3947.441 kN

∑Csi = 796.185 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pn = 3947.441 + 796.185 - 2866.400 = 1877.226 kN

Mn = Cc x 535.422 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4229.272 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2252.937)| = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 202.355 mm, a = k1 x c = 172.002 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-202.36) / 202.36 = 0.01479

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26736.234 kN ≥ Pn = 1877.226 kN

ΦPn = 0.85 x 1877.226 = 1595.642 kN ≥ Pu = 771.258 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.253 = 3594.878 kN.m ≥ Mu = 1737.594 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1171.72 = 793.303 kN
< Vu (= 1207.810 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1207.810 - 793.303) x 150.00 / (400.0 x 1171.72 x Φ) = 176.880 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1171.72 / 150.00 = 791.768 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1171.72 = 4058.945 kN ≥ 791.768 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1057.737 + 791.768) = 1387.129 kN ≥ 1207.810 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 771.258 | 1367.569 | 1773.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 2342.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 7166.000 mm² (압축중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 937120.0 N, Cs' = Asf x fy = 2866400.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 937120.0 x 80.000 + 2866400.0 x 1171.716) / 33638520.0

= 678.577 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 2701.940 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pb = 14279.490 + 2701.940 - 937.120 = 16044.310 kN

Mb = Cc x 310.323 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6324.625 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 394.197 mm, e = Mu/Pu = 1773.167 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 117.15 mm, a = k1 x c = 99.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 99575.010 = 2285.246 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1345.858 kN

Pn = 2285.246 + 0.000 - 1345.858 = 939.388 kN

Mn = Cc x 628.790 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1665.702 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1773.177) | = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 117.147 mm, a = k1 x c = 99.575 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-117.15) / 117.15 = 0.02824

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26736.234 kN ≥ Pn = 939.388 kN

ΦPn = 0.85 x 939.388 = 798.480 kN ≥ Pu = 771.258 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.773 = 1415.838 kN.m ≥ Mu = 1367.569 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 825.993 kN

< Vu (= 1207.810 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1207.810 - 825.993) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 156.482 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 824.395 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 824.395 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1101.324 + 824.395) = 1444.289 kN ≥ 1207.810 kN ∴ O.K

## 16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

## 17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

| 부재 | 폭 | 두께 | 높이 | CTC | 축력 | 모멘트 | 축력×CTC | 모멘트×CTC | 해석모델 | 조합 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W1 | 1.00 | 0.30 | 5.45 | - | 1687.98 | 37.44 | 1687.98 | 37.44 | 상시 | 11 |
| | | | | | 240.39 | 70.06 | 240.39 | 70.06 | 지진(붕괴) | 1 |

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \quad \geq 1687.98\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 1687.983 | 37.44 | 22.2 |

* 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 244.572 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 2574.990 + 244.572 - 458.400 = 2361.162 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 291.000 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 123.244 mm, e = Mu/Pu = 22.180 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 303.03 mm, a = k1 x c = 257.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 257575.836 = 5911.365 kN

∑Csi = 594.201 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5911.365 + 594.201 - 0.000 = 6505.567 kN

Mn = Cc x 21.212 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 144.292 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=22.180) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 303.030 mm, a = k1 x c = 257.576 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-303.03) / 303.03 = -0.00082

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN < Pn = 6505.567 kN

ΦPn = 0.65 x 6199.359 = 4029.583 kN ≥ Pu = 1687.983 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.022 = 89.378 kN.m ≥ Mu = 37.440 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 200.323 kN

≥ Vu (= 27.370 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 240.393 | 70.065 | 291.5 |

* 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 244.572 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 2574.990 + 244.572 - 458.400 = 2361.162 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 291.000 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 123.244 mm, e = Mu/Pu = 291.459 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 63.00 mm, a = k1 x c = 53.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 53552.847 = 1229.038 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 643.896 kN

Pn = 1229.038 + 0.000 - 643.896 = 585.141 kN

Mn = Cc x 123.224 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 170.550 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=291.467) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 63.003 mm, a = k1 x c = 53.553 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-63.00) / 63.00 = 0.00748

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 585.141 kN

ΦPn = 0.85 x 585.141 = 497.370 kN ≥ Pu = 240.393 kN ∴ O.K

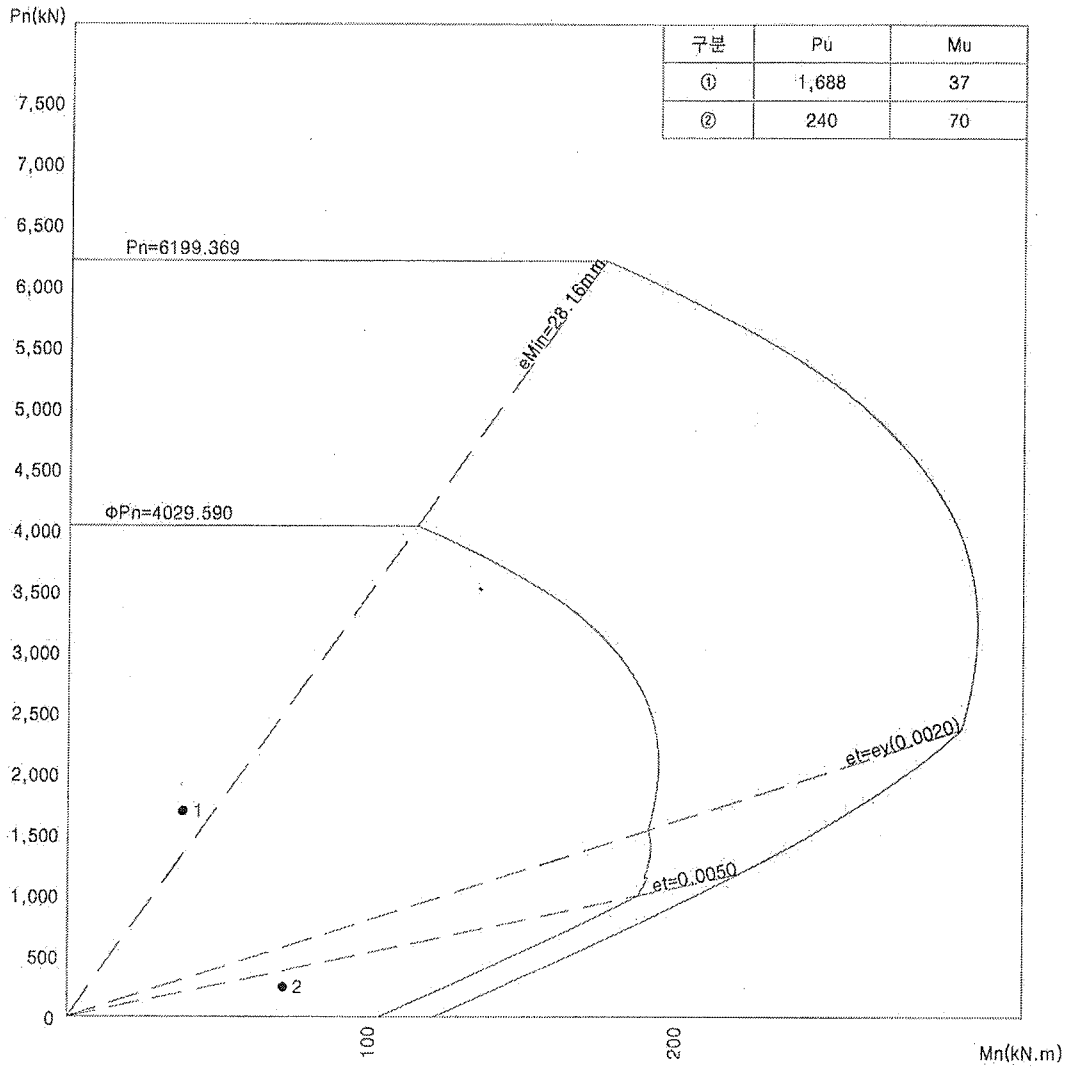
ΦMn = ΦPn x 0.291 = 144.963 kN.m ≥ Mu = 70.065 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 151.073 kN

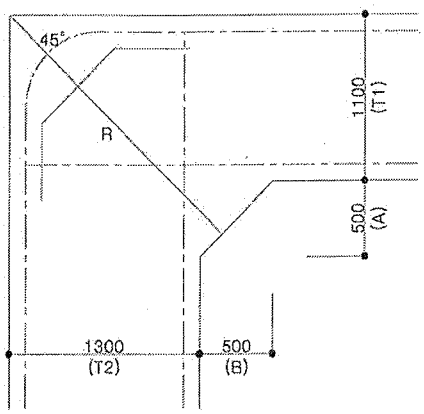
≥ Vu (= 27.370 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도


Pn(kN)
Mn(kN.m)
Pn=6199.369
ΦPn=4029.590
eMin=28.16mm
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
구분 Pu Mu
① 1,688 37
② 240 70

# 18. 절점부 검토

1) 좌측상단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1413.490 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1413.490 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2050.610 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1413.49 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.681 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1413.49 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 7658.915 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7658.915 mm² - 2569.600 mm²

= 5089.315 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 mm² > Req'd As (= 5089.315 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0025192 + \sqrt{(2 \times 0.0176 + (0.0176)^2)} = 0.171$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.171 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 116631190.000 / (2569.600 x 1020.000 x 0.943)

= 47.188 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 47.188 x 2569.600 = 121255.551 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0006511 + \sqrt{(2 \times 0.0046 + (0.0046)^2)} = 0.091$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.091 /3 = 0.970

fs = Mo / (As x d x j) = 116631190.000 / (794.400 x 1220.000 x 0.970)

= 124.107 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 124.107 x 794.400 = 98590.872 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

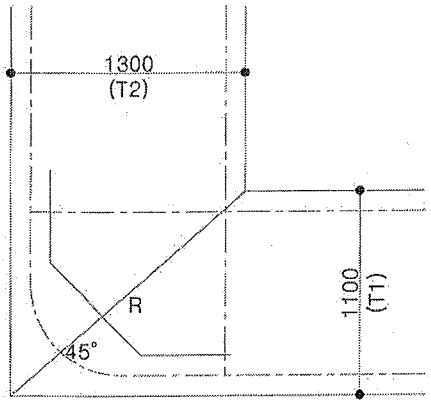
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(121255.551^2 + 98590.872^2)}$ / 180.0

As = 868.216 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1552.330 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1552.330 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 $mm^2$

∴ Total Asb = 2569.600 $mm^2$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1552.33 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.676 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1552.33 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 10128.440 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 $mm^2$

Req'd As = As - Asb
= 10128.440 $mm^2$ - 2569.600 $mm^2$
= 7558.840 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 $mm^2$ > Req'd As (= 7558.840 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0025192 + \sqrt{(2 \times 0.0176 + (0.0176)^2)} = 0.171$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.171 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 147387108.000 / (2569.600 x 1020.000 x 0.943)

= 59.632 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 59.632 x 2569.600 = 153230.924 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0006511 + \sqrt{(2 \times 0.0046 + (0.0046)^2)} = 0.091$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.091 /3 = 0.970

fs = Mo / (As x d x j) = 147387108.000 / (794.400 x 1220.000 x 0.970)

= 156.835 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 156.835 x 794.400 = 124589.516 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

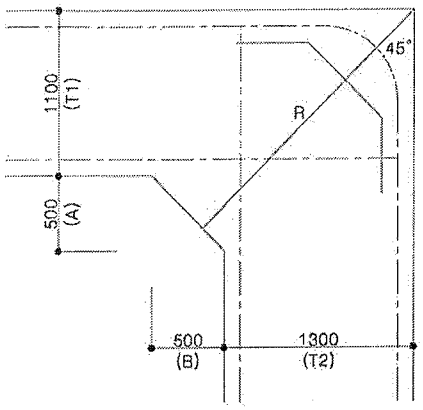
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(153230.924^2 + 124589.516^2)}$ / 180.0

As = 1097.166 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 843.759 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 843.759 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2050.610 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 843.76 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.003 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 843.76 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 4571.859 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 4571.859 mm² - 2026.800 mm²

= 2545.059 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2545.059 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0025192 + \sqrt{(2 \times 0.0176 + (0.0176)^2)} = 0.171$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.171 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 133051235.000 / (2569.600 x 1020.000 x 0.943)

= 53.832 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 53.832 x 2569.600 = 138326.641 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2342.8 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0019203 + \sqrt{(2 \times 0.0134 + (0.0134)^2)} = 0.151$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.151 /3 = 0.950

fs = Mo / (As x d x j) = 133051235.000 / (2342.800 x 1220.000 x 0.950)

= 49.019 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 49.019 x 2342.800 = 114841.542 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

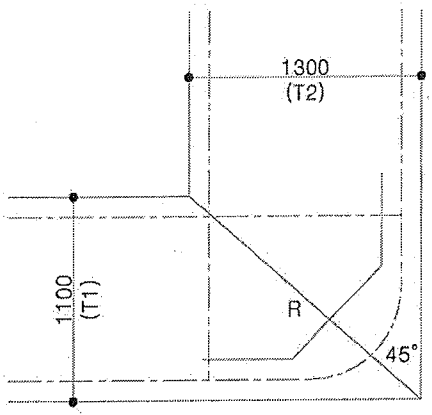
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(138326.641^2 + 114841.542^2)}$ / 180.0

As = 998.809 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1234.645 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1234.645 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 $mm^2$

∴ Total Asb = 2569.600 $mm^2$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1234.65 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.129 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1234.65 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 8055.650\ mm^2$$

Asb = 2569.600 $mm^2$

Req'd As = As - Asb
= 8055.650 $mm^2$ - 2569.600 $mm^2$
= 5486.050 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 $mm^2$ > Req'd As (= 5486.050 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0025192 + √(2 x 0.0176 + (0.0176)² ) = 0.171

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.171 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 341880140.000 / (2569.600 x 1020.000 x 0.943)

= 138.323 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 138.323 x 2569.600 = 355435.494 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2342.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0019203 + √(2 x 0.0134 + (0.0134)² ) = 0.151

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.151 /3 = 0.950

fs = Mo / (As x d x j) = 341880140.000 / (2342.800 x 1220.000 x 0.950)

= 125.956 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 125.956 x 2342.800 = 295089.650 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(355435.494² + 295089.650² ) / 180.0

As = 2566.476 ㎟

사용철근량 : H32 @ 500, 2EA = 3176.800 ㎟ ∴ O.K

## 19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1167 | H29 - 8.0EA | 125 | 251.566 | O.K | 2.013 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 2611.945 | O.K | 20.896 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 1000 | H29 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 220.374 | O.K | 1.763 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1167 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 227.005 | O.K | 1.816 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1020 | H29 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1167 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 217.161 | O.K | 1.737 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1020 | H29 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1167 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 254.712 | O.K | 2.038 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 3737.071 | O.K | 29.897 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1167 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 254.712 | O.K | 2.038 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 3737.071 | O.K | 29.897 |
| 하부슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 2066.899 | O.K | 16.535 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 141.285 | O.K | 1.130 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 178.147 | O.K | 1.425 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | H29 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 7989.525 | O.K | 63.916 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 221.433 | O.K | 1.771 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 38936.175 | O.K | 311.489 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 238.398 | O.K | 1.907 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 897.172 | O.K | 7.177 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 199.133 | O.K | 1.593 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1020 | H29 - 8.0EA | 125 | 891.056 | O.K | 7.128 |
| | | 우측(하면) | 12 | 972 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 189.857 | O.K | 1.519 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 1367 | H29 - 8.0EA | 125 | 150.865 | O.K | 1.207 |
| | | 상부 | 13 | 1220 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 | 14 | 1200 | H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA | 125 | 186.976 | O.K | 1.496 |
| | | 중앙부 | 14 | 1220 | H16 - 4.0EA | 250 | 6947.677 | O.K | 27.791 |
| | | 하부 | 15 | 1172 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 176.297 | O.K | 1.410 |
| | | 하부 | 15 | 1220 | H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 1367 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 334.486 | O.K | 2.676 |
| | | 상부 | 16 | 1220 | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 1285.218 | O.K | 10.282 |
| | | 중앙부 | 17 | 1200 | H29 - 4.0EA | 250 | 613.876 | O.K | 2.456 |
| | | 중앙부 | 17 | 1220 | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 544.163 | O.K | 4.353 |
| | | 하부 | 18 | 1172 | H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 312.748 | O.K | 2.502 |
| | | 하부 | 18 | 1220 | H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 515.426 | O.K | 4.123 |

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 940.505 x 1000000 / [5139.200 x (1166.667 - 255.975/3)]
= 169.240 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x5139.200)]
= 255.975 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.24) - 2.5 x 85.50 = 251.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 169.24) = 372.25 mm
Sa는 작은 값인 251.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 251.57 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 116.631 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 24.120 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 24.12) - 2.5 x 65.50 = 3101.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 24.12) = 2611.94 mm
Sa는 작은 값인 2611.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2611.94 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 991.329 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 205.012 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 205.01) - 2.5 x 65.50 = 220.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 205.01) = 307.30 mm
Sa는 작은 값인 220.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 220.37 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 891.401 x 1000000 / [4596.400 x (1166.667 - 243.705/3)]
= 178.671 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4596.400)]
= 243.705 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.67) - 2.5 x 85.50 = 227.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.67) = 352.60 mm
Sa는 작은 값인 227.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 227.01 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 911.765 x 1000000 / [4596.400 x (1166.667 - 243.705/3)]
= 182.752 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4596.400)]
= 243.705 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.75) - 2.5 x 85.50 = 217.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.75) = 344.73 mm
Sa는 작은 값인 217.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 217.16 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 838.681 x 1000000 / [4596.400 x (1166.667 - 243.705/3)]
= 168.103 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4596.400)]
= 243.705 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.10) - 2.5 x 85.50 = 254.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.10) = 374.77 mm
Sa는 작은 값인 254.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 254.71 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 81.517 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 16.858 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 16.86) - 2.5 x 65.50 = 4507.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 16.86) = 3737.07 mm
Sa는 작은 값인 3737.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3737.07 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 838.681 x 1000000 / [4596.400 x (1166.667 - 243.705/3)]
= 168.103 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4596.400)]
= 243.705 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.10) - 2.5 x 85.50 = 254.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.10) = 374.77 mm
Sa는 작은 값인 254.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 254.71 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 81.517 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 16.858 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 16.86) - 2.5 x 65.50 = 4507.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 16.86) = 3737.07 mm
Sa는 작은 값인 3737.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3737.07 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 147.387 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 30.480 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 30.48) - 2.5 x 65.50 = 2419.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 30.48) = 2066.90 mm
Sa는 작은 값인 2066.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2066.90 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1403.558 x 1000000 / [7166.000 x (971.716 - 266.070/3)]
= 221.809 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x971.7/(7x7166.000)]
= 266.070 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.81) - 2.5 x 85.50 = 141.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.81) = 284.03 mm
Sa는 작은 값인 141.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.28 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1113.763 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 230.332 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 230.33) - 2.5 x 65.50 = 178.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 230.33) = 273.52 mm
Sa는 작은 값인 178.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 178.15 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 38.129 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 7.885 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 7.89) - 2.5 x 65.50 = 9823.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 7.89) = 7989.52 mm
Sa는 작은 값인 7989.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 7989.52 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1145.062 x 1000000 / [7166.000 x (971.716 - 266.070/3)]
= 180.958 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x971.7/(7x7166.000)]
= 266.070 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 180.96) - 2.5 x 85.50 = 221.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 180.96) = 348.15 mm
Sa는 작은 값인 221.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 221.43 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7.824 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 1.618 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.62) - 2.5 x 65.50 = 48506.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 1.62) = 38936.17 mm

Sa는 작은 값인 38936.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 38936.17 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1102.099 x 1000000 / [7166.000 x (971.716 - 266.070/3)]
= 174.169 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x971.7/(7x7166.000)]
= 266.070 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.17) - 2.5 x 85.50 = 238.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 174.17) = 361.72 mm

Sa는 작은 값인 238.40 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 238.40 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 339.549 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 70.221 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.22) - 2.5 x 65.50 = 957.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.22) = 897.17 mm
Sa는 작은 값인 897.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 897.17 mm) ∴ O.K

18) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1206.909 x 1000000 / [7166.000 x (971.716 - 266.070/3)]
= 190.732 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x971.7/(7x7166.000)]
= 266.070 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 190.73) - 2.5 x 85.50 = 199.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 190.73) = 330.31 mm
Sa는 작은 값인 199.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 199.13 mm) ∴ O.K

19) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 341.880 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 70.703 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.70) - 2.5 x 65.50 = 950.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.70) = 891.06 mm
Sa는 작은 값인 891.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 891.06 mm) ∴ O.K

20) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1234.645 x 1000000 / [7166.000 x (971.716 - 266.070/3)]
= 195.115 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x971.7/(7x7166.000)]
= 266.070 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.12) - 2.5 x 85.50 = 189.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 195.12) = 322.89 mm
Sa는 작은 값인 189.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 189.86 mm) ∴ O.K

21) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1413.490 x 1000000 / [5139.200 x (1366.667 - 279.659/3)]
= 215.981 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x5139.200)]
= 279.659 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 215.98) - 2.5 x 85.50 = 150.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 215.98) = 291.69 mm
Sa는 작은 값인 150.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 150.86 mm) ∴ O.K

22) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 821.412 x 1000000 / [3715.600 x (1200.000 - 225.185/3)]
= 196.519 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3715.600/1000.0 + 7x3715.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x3715.600)]
= 225.185 mm

사용철근량 = 3715.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 3715.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.52) - 2.5 x 85.50 = 186.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 196.52) = 320.58 mm
Sa는 작은 값인 186.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 186.98 mm) ∴ O.K

23) 좌측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8.522 x 1000000 / [794.400 x (1220.000 - 111.055/3)]
= 9.068 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x794.400)]
= 111.055 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 9.07) - 2.5 x 72.00 = 8504.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 9.07) = 6947.68 mm
Sa는 작은 값인 6947.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 6947.68 mm) ∴ O.K

24) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1552.330 x 1000000 / [7166.000 x (1171.716 - 296.346/3)]
= 201.899 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1171.7/(7x7166.000)]
= 296.346 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 201.90) - 2.5 x 85.50 = 176.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.90) = 312.04 mm
Sa는 작은 값인 176.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 176.30 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 843.759 x 1000000 / [4596.400 x (1366.667 - 266.120/3)]
= 143.643 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x4596.400)]
= 266.120 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 143.64) - 2.5 x 85.50 = 334.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 143.64) = 438.59 mm
Sa는 작은 값인 334.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 334.49 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 133.051 x 1000000 / [2342.800 x (1220.000 - 184.309/3)]
= 49.019 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2342.800/1000.0 + 7x2342.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x2342.800)]
= 184.309 mm

사용철근량 = 2342.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 2342.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.02) - 2.5 x 69.00 = 1434.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 49.02) = 1285.22 mm
Sa는 작은 값인 1285.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1285.22 mm) ∴ O.K

27) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 277.871 x 1000000 / [2569.600 x (1200.000 - 190.562/3)]
= 95.152 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x2569.600)]
= 190.562 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.15) - 2.5 x 85.50 = 613.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 95.15) = 662.10 mm
Sa는 작은 값인 613.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 613.88 mm) ∴ O.K

28) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 298.257 x 1000000 / [2342.800 x (1220.000 - 184.309/3)]
= 109.884 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2342.800/1000.0 + 7x2342.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x2342.800)]
= 184.309 mm

사용철근량 = 2342.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 2342.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.88) - 2.5 x 69.00 = 544.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 109.88) = 573.33 mm
Sa는 작은 값인 544.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 544.16 mm) ∴ O.K

29) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1150.016 x 1000000 / [7166.000 x (1171.716 - 296.346/3)]
= 149.573 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1171.7/(7x7166.000)]
= 296.346 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.57) - 2.5 x 85.50 = 312.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 149.57) = 421.20 mm
Sa는 작은 값인 312.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 312.75 mm) ∴ O.K

30) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 310.716 x 1000000 / [2342.800 x (1220.000 - 184.309/3)]
= 114.475 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2342.800/1000.0 + 7x2342.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x2342.800)]
= 184.309 mm

사용철근량 = 2342.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 2342.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.47) - 2.5 x 69.00 = 515.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.47) = 550.34 mm
Sa는 작은 값인 515.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 515.43 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 2.100 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.10 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ( fy = 400 MPa 인 경우 )

| 부재 | 최소두께 또는 높이 (mm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 단 순 지 지 | 일 단 연 속 | 양 단 연 속 | 캔 틸 레 버 |
| 1방향 슬래브 | l / 20 | l / 24 | l / 28 | l / 10 |
| 1보 | l / 16 | l / 18.5 | l / 21 | l / 8 |

Tmin = L / 28

T = 2.100 / 28

T = 0.075 m < 1.100 m ----------> O.K

## 20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

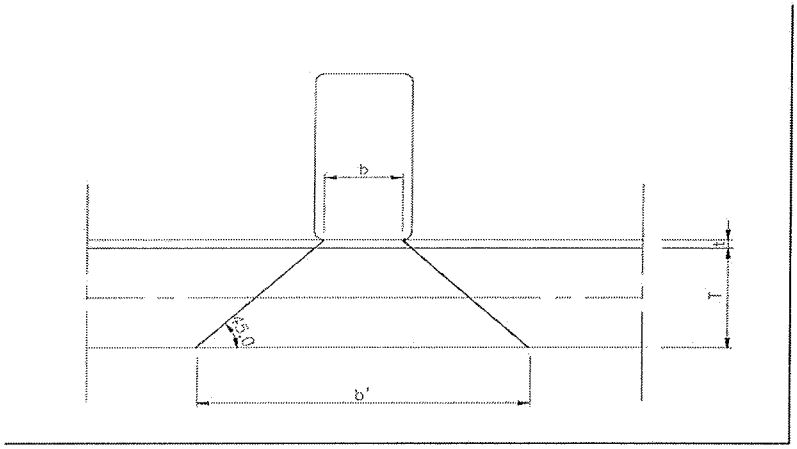
1) 고정하중

- 구체자중 = 1037.150 / 10.800 = 96.032 kN/m²
- 상부연직하중 = 147.882 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

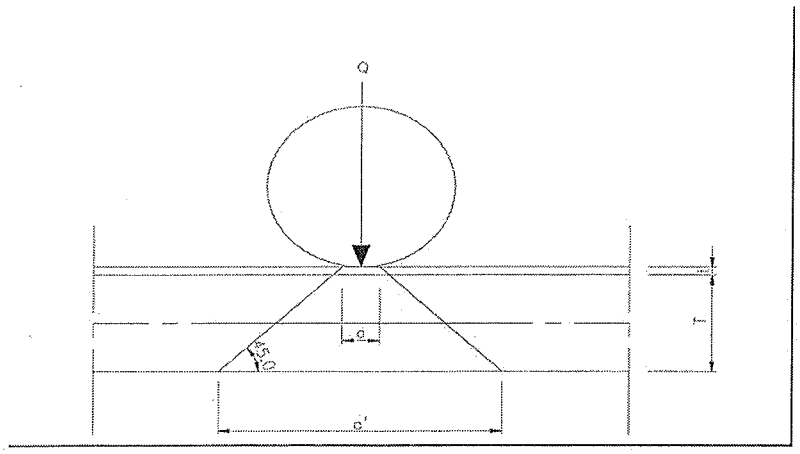



t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1100 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × ( 1.100 + 0.080 ) × cot 45°

= 2.860 m




a' = 0.200 + 2 × ( 1.100 + 0.080 ) × cot 45°

= 2.560 m

Qz = 96.0 / ( 2.860 × 2.560 )= 13.112 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 96.03 + 147.88 + 15.00 + 1.84 + 13.11$

$= 273.866 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 778.220 \ kN/m^2 \geq Qmax = 273.866 \ kN/m^2$ ..... O.K

# 20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.800 | × | 1.100 | × | 25.000 | | | = | 297.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.800 | × | 1.100 | × | 25.000 | | | = | 297.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 1.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 193.050 | kN/m |
| | : | 1.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 193.050 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 44.550 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 44.550 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.800 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 5.336 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.800 | × | 1.000 | × | 19.000 | | | = | 205.200 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.800 | × | 6.680 | × | 10.000 | | | = | 721.440 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.800 | × | 6.680 | × | 10.000 | | | = | 721.440 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ | Σ | = | 2735.116 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 1.000 \times 6.680 \times 19.000 + 6.680^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 127.401$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 127.401 = 130.859$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2735.116 + 130.859 = 2865.975$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.800 \times 14.820 \times 10.000$

$= 1600.560$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2865.975 / 1600.560$

$= 1.791 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -7.6 m ( 보링주상도 ATB-20 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.800 | × | 1.100 | × | 25.000 | | | = | 297.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.800 | × | 1.100 | × | 25.000 | | | = | 297.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 1.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 193.050 | kN/m |
| | : | 1.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 193.050 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 44.550 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 44.550 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.800 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 5.336 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.800 | × | 7.600 | × | 19.000 | | | = | 1559.520 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.800 | × | 0.080 | × | 10.000 | | | = | 8.640 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.800 | × | 0.080 | × | 10.000 | | | = | 8.640 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 2663.836 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 7.600^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 199.718$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 7.600 \times 0.080 \times 19.000 + 0.080^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 4.216$ kN/m

∴ $\Sigma = 199.718 + 4.216 = 203.934$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2663.836 + 203.934 = 2867.770$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.800 \times 8.220 \times 10.000$

$= 887.760$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2867.770 / 887.760$

$= 3.230 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{297.000}{10.800 \times 10.000 \times 1.100} = 2.500 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.500 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{534.600}{10.800 \times 10.000 \times 1.100} = 4.500 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.500 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{547.100}{10.800 \times 10.000 \times 1.100} = 4.605 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.605 m 이하유지

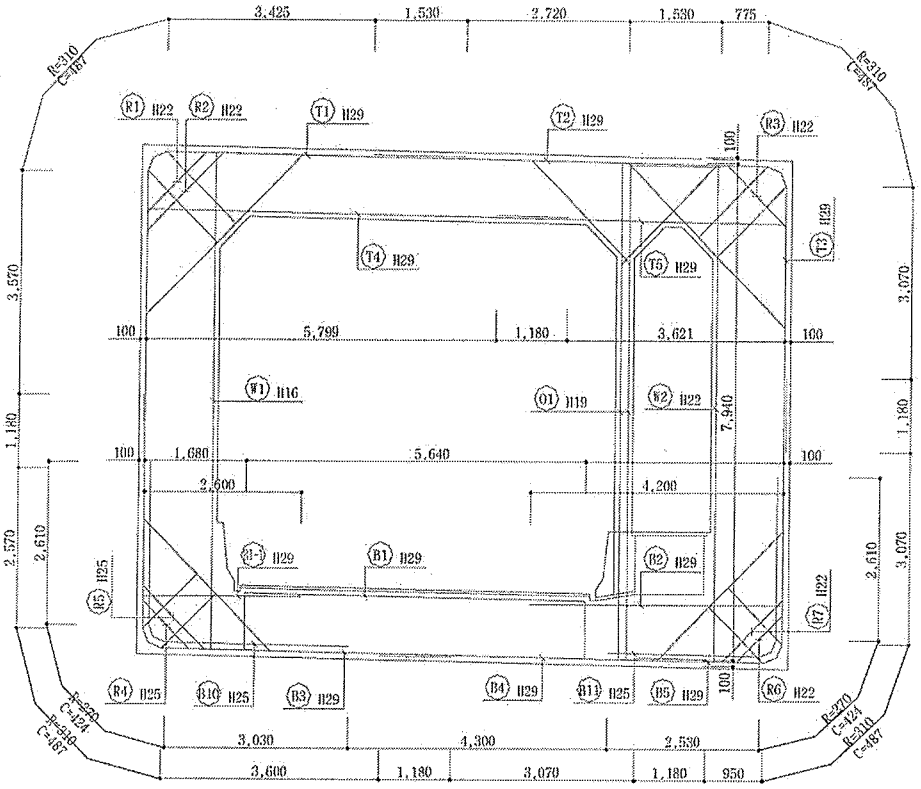
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1081.700}{10.800 \times 10.000 \times 1.100} = 9.105 \text{ m}$$

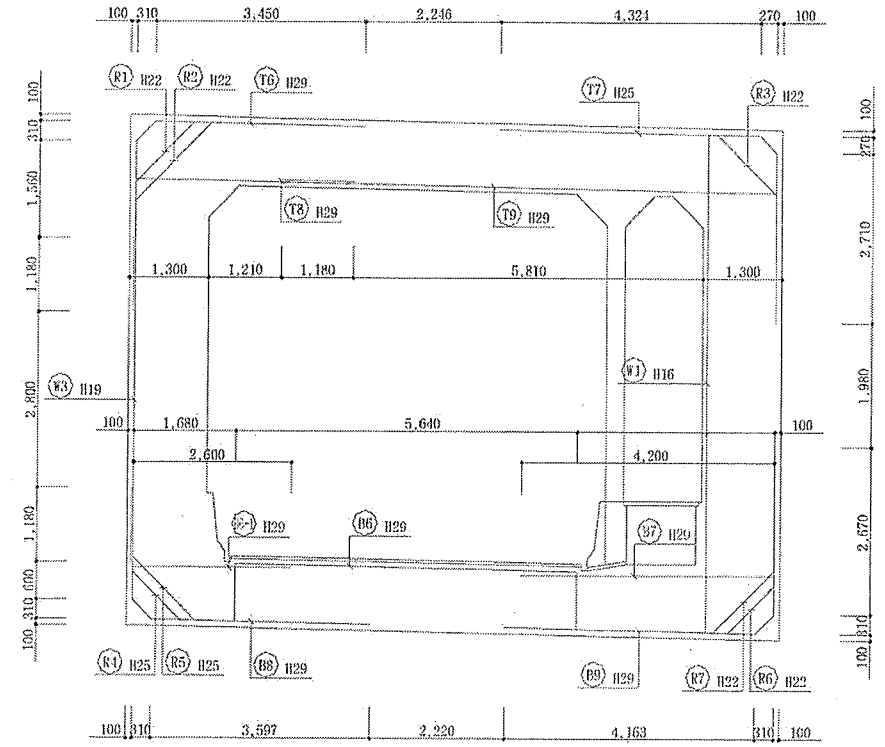
∴ 구조물 저면으로 부터 9.105 m 이하유지

# 21. 주철근 조립도

## CYCLE - 1(@250)




## CYCLE - 2(@250)

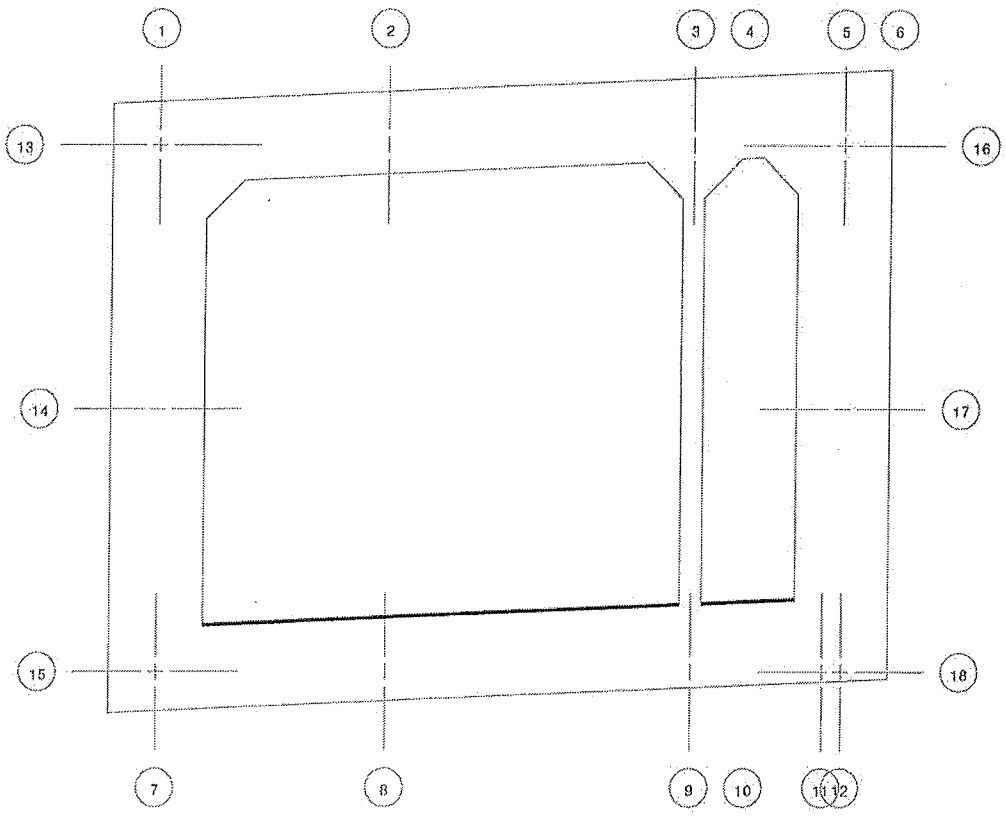


# B6

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 1133 | 1869.94 | 2233.44 | 5048.80 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.19 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 1020 | 1024.16 | 1531.43 | 3031.69 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.50 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 1000 | 1000 | 309.06 | 1329.54 | 916.32 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 4.30 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1000 | 1020 | 1447.04 | 1531.43 | 4332.96 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.06 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 1133 | 1471.46 | 2233.44 | 3937.90 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.52 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 1020 | 787.64 | 1531.43 | 2317.02 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.94 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1000 | 1133 | 1494.43 | 2233.44 | 4001.38 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.49 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1000 | 1020 | 730.06 | 1531.43 | 2144.43 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 2.10 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 1133 | 1804.74 | 2233.44 | 4865.63 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.24 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 1020 | 1017.30 | 1531.43 | 3010.84 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.51 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 1133 | 1804.74 | 2233.44 | 4865.63 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.24 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 1020 | 1017.30 | 1531.43 | 3010.84 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.51 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 1020 | 1463.96 | 1895.01 | 4385.67 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 1.29 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 953 | 2435.86 | 2581.48 | 8119.28 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.06 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1000 | 1020 | 1815.46 | 1895.01 | 5492.66 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 1.04 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | 953 | 408.45 | 2581.48 | 1275.27 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 6.32 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 1020 | 779.09 | 1895.01 | 2291.35 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 2.43 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 953 | 1921.54 | 2581.48 | 6291.36 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.34 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 1020 | 681.24 | 1895.01 | 1998.49 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 2.78 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 953 | 1838.53 | 2581.48 | 6002.75 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.40 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 1020 | 1446.55 | 1895.01 | 4331.42 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 1.31 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 953 | 2165.12 | 2581.48 | 7148.27 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.19 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 1020 | 1529.29 | 1895.01 | 4589.68 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 1.24 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 953 | 2220.82 | 2581.48 | 7346.42 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.16 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 1333 | 2422.20 | 4389.08 | - | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7669.20 | 1.81 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 1220 | 1180.12 | 2183.46 | - | H16 - 8.0EA | 7669.20 | 1.85 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 1200 | 1255.46 | 4672.39 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6185.20 | 3.72 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 1220 | 643.13 | 4578.13 | - | H16 - 8.0EA | 6185.20 | 7.12 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 1153 | 2598.52 | 4820.14 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 10238.80 | 1.86 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 1220 | 1450.66 | 1883.30 | - | H16 - 8.0EA | 10238.80 | 1.30 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 1332 | 2099.96 | 3342.73 | - | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 9177.20 | 1.59 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 1220 | 1205.94 | 1816.34 | - | H22 - 8.0EA | 9177.20 | 1.51 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 1200 | 447.56 | 5055.81 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 7693.20 | 11.30 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 1220 | 807.46 | 2673.87 | - | H22 - 8.0EA | 7693.20 | 3.31 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 1153 | 2071.31 | 4205.64 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 11746.80 | 2.03 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 1220 | 1610.05 | 1825.81 | - | H22 - 8.0EA | 11746.80 | 1.13 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 3 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 5 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 6 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | - | - | - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | 1650.0 | 2647.3 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1650.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | 1650.0 | 2647.3 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | 1650.0 | 2647.3 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | 1650.0 | 2647.3 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 1800.0 | 2647.3 | O.K | 1650.0 | 2647.3 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 1800.0 | 1911.0 | O.K | 1800.0 | 1911.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 1800.0 | 1911.0 | O.K | 1800.0 | 1911.0 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 1800.0 | 2865.0 | O.K | 1800.0 | 2865.0 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 1800.0 | 1911.0 | O.K | 1800.0 | 1911.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 1800.0 | 1911.0 | O.K | 1800.0 | 1911.0 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 1800.0 | 2865.0 | O.K | 1800.0 | 2865.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 627.9 | 1012.6 | 1395.79 | 2.00 | 199.01 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 649.5 | 526.5 | 1046.72 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 627.9 | 1017.7 | 1395.79 | 2.00 | 201.65 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 627.9 | 556.9 | 1395.79 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 627.9 | 655.6 | 1395.79 | 2.00 | 14.32 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 627.9 | 488.9 | 1395.79 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| 하부슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 662.5 | 1057.5 | 1472.80 | 2.00 | 193.64 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 662.5 | 794.5 | 1067.65 | 2.00 | 129.39 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 662.5 | 1033.5 | 1472.80 | 2.00 | 181.86 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 662.5 | 657.4 | 1472.80 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 662.5 | 647.4 | 1472.80 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 662.5 | 570.4 | 1472.80 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| 좌측벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | 823.3 | 1119.6 | 1414.54 | 2.00 | 127.00 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 852.0 | 595.2 | 1460.17 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 824.0 | 1152.0 | 1408.43 | 2.00 | 142.21 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 785.6 | 996.1 | 1081.26 | 2.00 | 180.44 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 813.3 | 589.1 | 1421.44 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 786.8 | 1107.9 | 1371.22 | 2.00 | 139.23 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 236.379 | O.K | 1.891 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1297.146 | O.K | 10.377 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 166.267 | O.K | 1.330 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 283.053 | O.K | 2.264 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 118835.560 | O.K | 950.684 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 273.904 | O.K | 2.191 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 296.587 | O.K | 2.373 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1616.792 | O.K | 12.934 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 296.587 | O.K | 2.373 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1616.792 | O.K | 12.934 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 1379.483 | O.K | 11.036 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 144.172 | O.K | 1.153 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 176.272 | O.K | 1.410 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 2947.632 | O.K | 23.581 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 231.730 | O.K | 1.854 |
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측 (상면) | 10 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 4403.245 | O.K | 35.226 |
| | | 좌측 (하면) | 10 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 250.710 | O.K | 2.006 |
| | | 중앙부 (상면) | 11 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 747.957 | O.K | 5.984 |
| | | 중앙부 (하면) | 11 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 194.882 | O.K | 1.559 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 746.607 | O.K | 5.973 |
| | | 우측 (하면) | 12 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 184.890 | O.K | 1.479 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 1333 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 147.956 | O.K | 1.184 |
| | | 중앙부 | 14 | 1200 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 235.751 | O.K | 1.886 |
| | | 중앙부 | 14 | 1220 | H16 - 8.0EA | 125 | 1166.244 | O.K | 9.330 |
| | | 하부 | 15 | 1153 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 187.602 | O.K | 1.501 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 1332 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 370.852 | O.K | 2.967 |
| | | 상부 | 16 | 1220 | H22 - 8.0EA | 125 | 1060.572 | O.K | 8.485 |
| | | 중앙부 | 17 | 1200 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1009.204 | O.K | 8.074 |
| | | 중앙부 | 17 | 1220 | H22 - 8.0EA | 125 | 542.677 | O.K | 4.341 |
| | | 하부 | 18 | 1153 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 306.054 | O.K | 2.448 |
| | | 하부 | 18 | 1220 | H22 - 8.0EA | 125 | 510.936 | O.K | 4.087 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp D BOX ( 내공 : 2@(6.6M × 5.94M), 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| - 콘크리트 강도 | (fck) | = | 27 | MPa |
| - 콘크리트 탄성계수 | (Ec) | = | 26702 | MPa |
| - 철근(SD400) | (fy) | = | 400 | MPa |
| - 철근의 탄성계수 | (Es) | = | 200000 | MPa |

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 10.375 m )

8) 토 사

| | | | |
|---|---|---|---|
| - 흙의 습윤 단위중량 | $(\gamma_t)$ | = | 19.0 kN/m³ |
| - 흙의 수중 단위중량 | $(\gamma_{sub})$ | = | 10.0 kN/m³ |
| - 흙의 내부마찰각 | $(\phi)$ | = | 30.0° |
| - 정지토압계수 | (Ko) | = | 1-sinΦ = 0.500 |

9) 설계방법

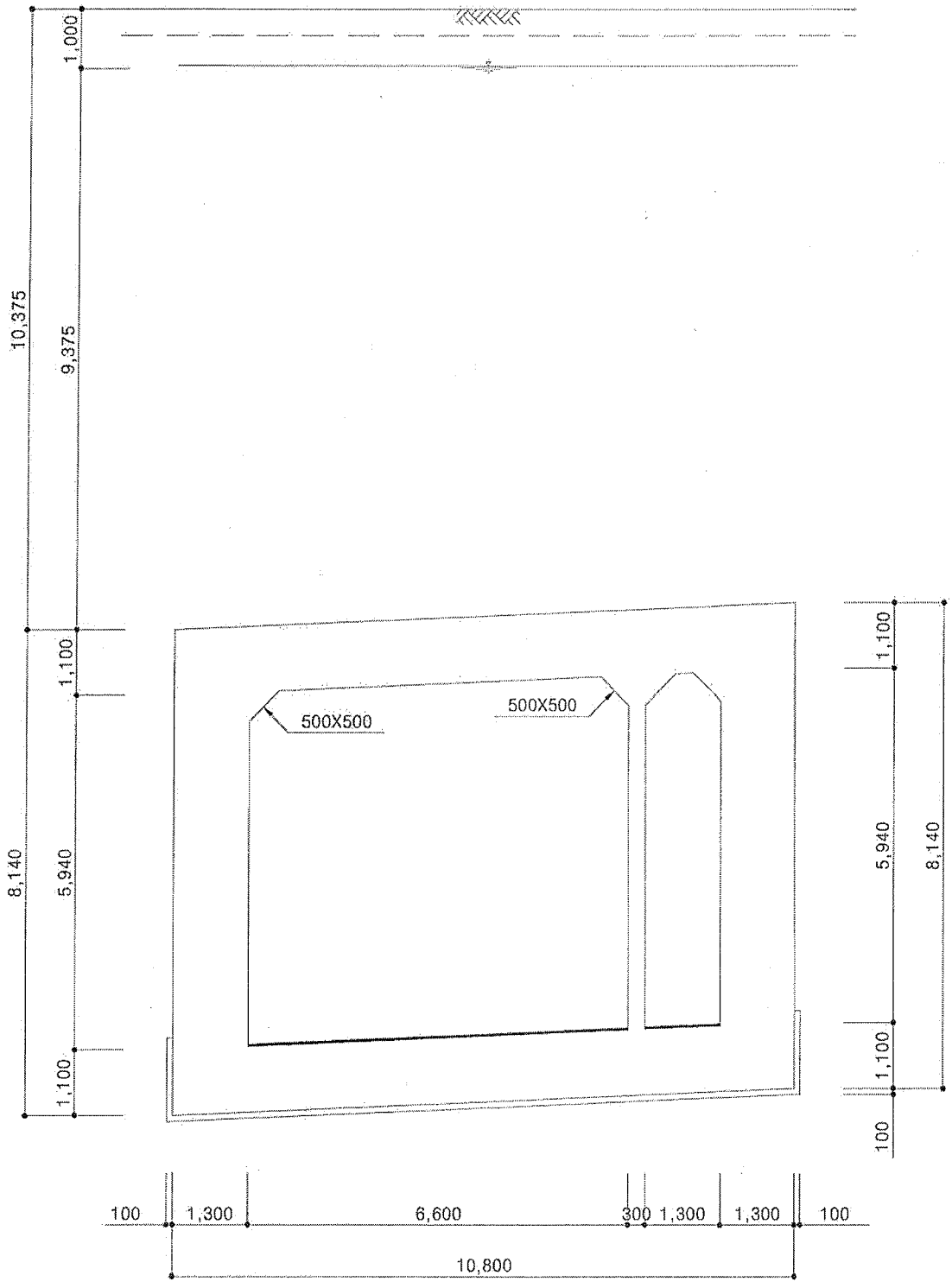
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


1,000
10,375
9,375
1,100
8,140
5,940
1,100
500X500
500X500
1,100
5,940
8,140
1,100
100
100
1,300
6,600
300
1,300
1,300
100
10,800

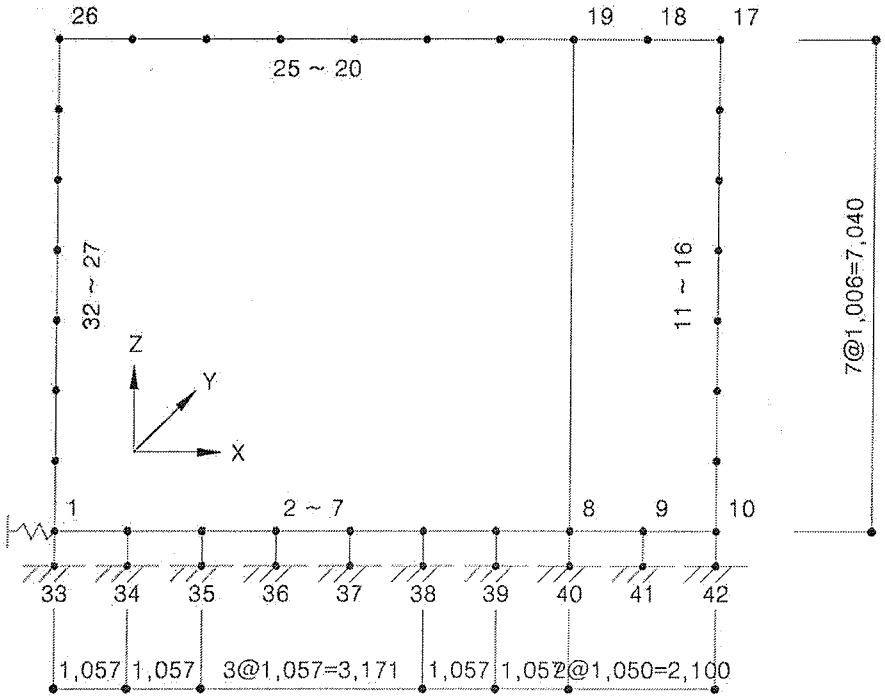
# 4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

## 1) Modeling

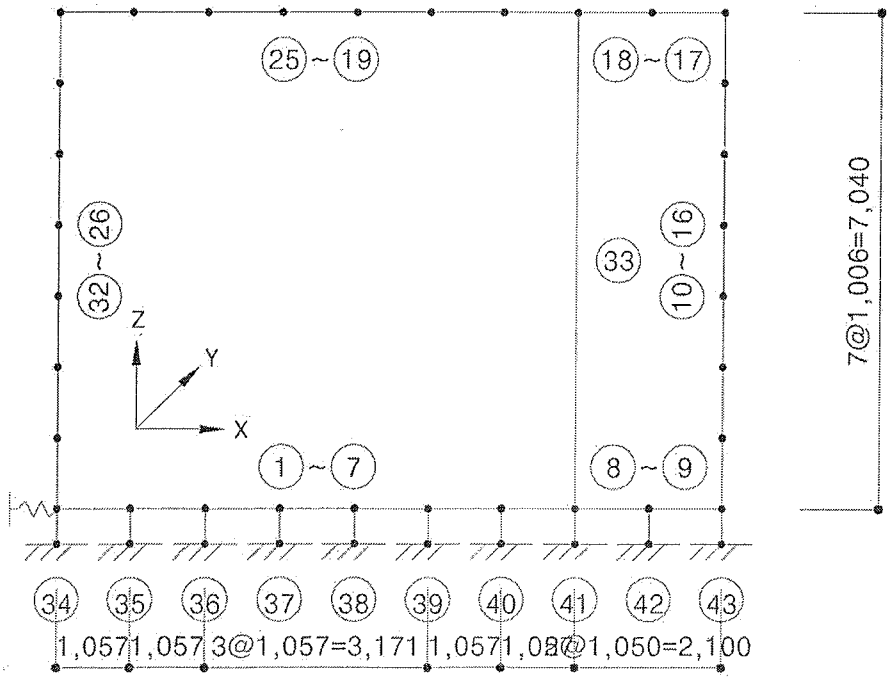
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

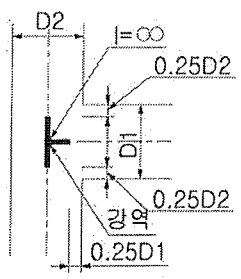
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.100 × 1.000 | = 1.100 | 0.11092 | 1~9,17~25 |
| 2 | 1.300 × 1.000 | = 1.300 | 0.18308 | 10~16,26~32 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 33 |

3) 단면좌표

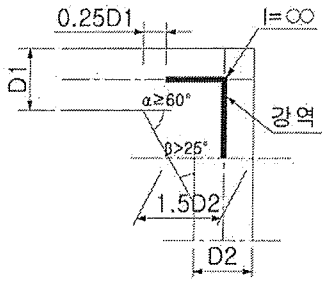
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 22 | 4.229 | 7.540 |
| 2 | 1.057 | 0.500 | 23 | 3.171 | 7.540 |
| 3 | 2.114 | 0.500 | 24 | 2.114 | 7.540 |
| 4 | 3.171 | 0.500 | 25 | 1.057 | 7.540 |
| 5 | 4.229 | 0.500 | 26 | 0.000 | 7.540 |
| 6 | 5.286 | 0.500 | 27 | 0.000 | 6.534 |
| 7 | 6.343 | 0.500 | 28 | 0.000 | 5.529 |
| 8 | 7.400 | 0.500 | 29 | 0.000 | 4.523 |
| 9 | 8.450 | 0.500 | 30 | 0.000 | 3.517 |
| 10 | 9.500 | 0.500 | 31 | 0.000 | 2.511 |
| 11 | 9.500 | 1.506 | 32 | 0.000 | 1.506 |
| 12 | 9.500 | 2.511 | 33 | 0.000 | 0.000 |
| 13 | 9.500 | 3.517 | 34 | 1.057 | 0.000 |
| 14 | 9.500 | 4.523 | 35 | 2.114 | 0.000 |
| 15 | 9.500 | 5.529 | 36 | 3.171 | 0.000 |
| 16 | 9.500 | 6.534 | 37 | 4.229 | 0.000 |
| 17 | 9.500 | 7.540 | 38 | 5.286 | 0.000 |
| 18 | 8.450 | 7.540 | 39 | 6.343 | 0.000 |
| 19 | 7.400 | 7.540 | 40 | 7.400 | 0.000 |
| 20 | 6.343 | 7.540 | 41 | 8.450 | 0.000 |
| 21 | 5.286 | 7.540 | 42 | 9.500 | 0.000 |

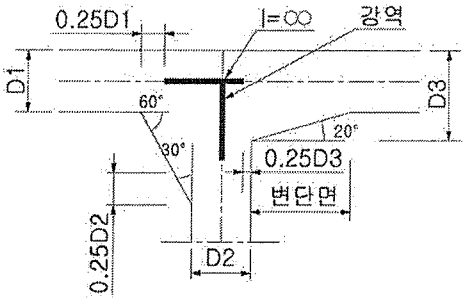
4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 19 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 100 ㎜

(4) 19 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 100 ㎜

(5) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 900 ㎜

(6) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(7) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1100 <= 0 ㎜

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1100 <= 0 ㎜

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 300 = 475 ㎜

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

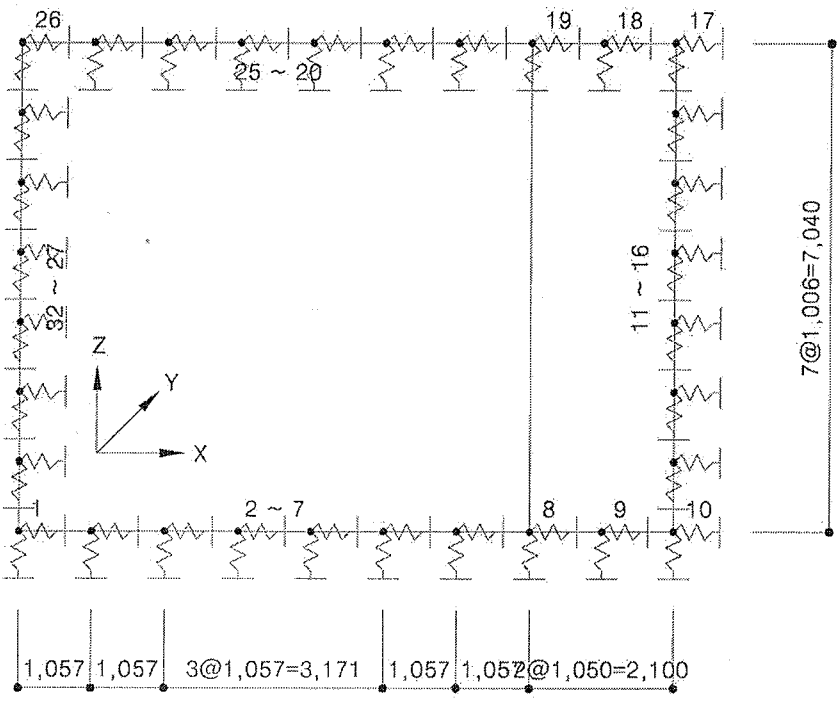
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

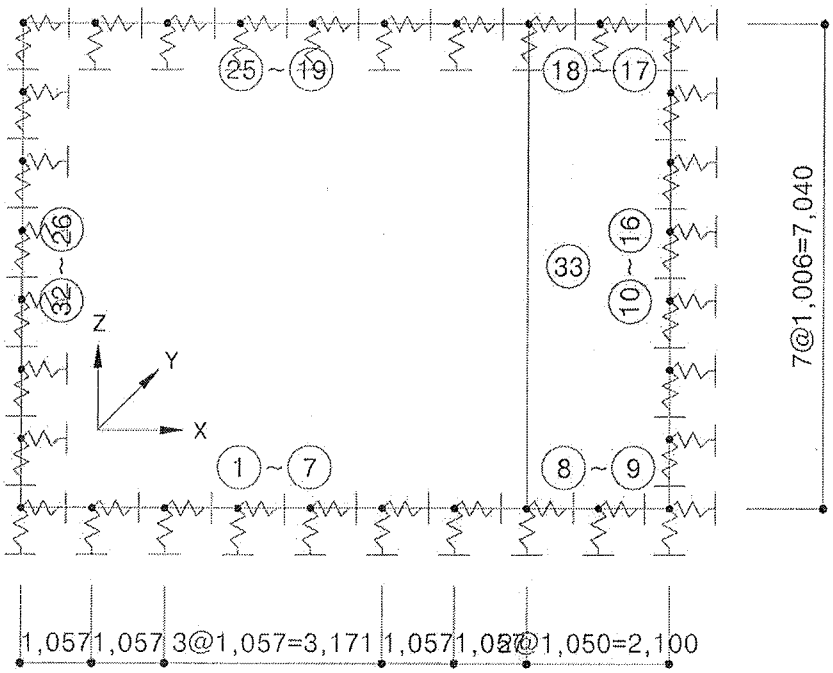
## 1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

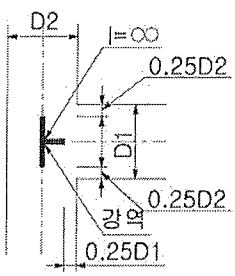
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.100 × 1.000 | = 1.100 | 0.11092 | 1~9,17~25 |
| 2 | 1.300 × 1.000 | = 1.300 | 0.18308 | 10~16,26~32 |
| 3 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 33 |

3) 단면좌표

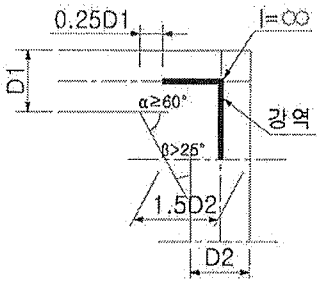
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 17 | 9.500 | 7.040 |
| 2 | 1.057 | 0.000 | 18 | 8.450 | 7.040 |
| 3 | 2.114 | 0.000 | 19 | 7.400 | 7.040 |
| 4 | 3.171 | 0.000 | 20 | 6.343 | 7.040 |
| 5 | 4.229 | 0.000 | 21 | 5.286 | 7.040 |
| 6 | 5.286 | 0.000 | 22 | 4.229 | 7.040 |
| 7 | 6.343 | 0.000 | 23 | 3.171 | 7.040 |
| 8 | 7.400 | 0.000 | 24 | 2.114 | 7.040 |
| 9 | 8.450 | 0.000 | 25 | 1.057 | 7.040 |
| 10 | 9.500 | 0.000 | 26 | 0.000 | 7.040 |
| 11 | 9.500 | 1.006 | 27 | 0.000 | 6.034 |
| 12 | 9.500 | 2.011 | 28 | 0.000 | 5.029 |
| 13 | 9.500 | 3.017 | 29 | 0.000 | 4.023 |
| 14 | 9.500 | 4.023 | 30 | 0.000 | 3.017 |
| 15 | 9.500 | 5.029 | 31 | 0.000 | 2.011 |
| 16 | 9.500 | 6.034 | 32 | 0.000 | 1.006 |

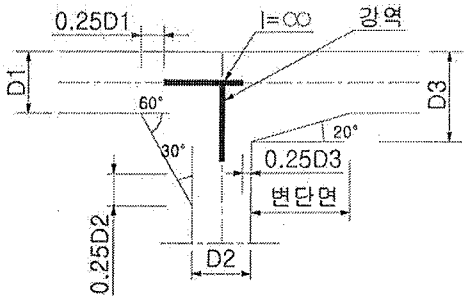
8) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 19 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 100 mm

(4) 19 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 100 mm

(5) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 900 mm

(6) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1100 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1100 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 300 = 475 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.80 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.800 / 0.3) $^{-3/4}$ = 11340.46 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.300/2 + 1.057/2) = 13366 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 11988 kN/m | 2~7 |
| Kv3 | Kv x (1.057/2 + 1.050/2) = 11948 kN/m | 8 |
| Kv4 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 11907 kN/m | 9 |
| Kv5 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 13325 kN/m | 10 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

## 1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 9.385 ~ -11.084, N=27)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 240.0 = 240.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20 / 9.810 × $240.0^2$ = 117431.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 117431.0 = 310017.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 240.0 = 192.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $192.0^2$ = 75156.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 75156.0 = 198411.8 kN/m²

## 2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.800 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 140626.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 140626.930 = 46875.64 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × ( 10.800 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 140626.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 140626.930 = 46875.64 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 8.140 × 8.140 ) = 8.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kh = 2066785.330 × ( 8.140 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 173847.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 173847.320 = 57949.11 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 147658 kN/m | 18 |
| Ksb1 | Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 49219 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.050/2 + 1.057/2) = 148160 kN/m | 19 |
| Ksb2 | Ksb x (1.050/2 + 1.057/2) = 49387 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 148662 kN/m | 20~25 |
| Ksb3 | Ksb x (1.057/2 + 1.057/2) = 49554 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.006/2 + 1.006/2) = 174840 kN/m | 11~16,27~32 |
| Kss1 | Kss x (1.006/2 + 1.006/2) = 58280 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 148662 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.057/2 + 1.057/2) = 49554 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.057/2 + 1.050/2) = 148160 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.057/2 + 1.050/2) = 49387 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 147658 kN/m | 9 |
| Ksb3 | Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 49219 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.300/2 + 1.057/2) = 165739 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 183036 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 165237 kN/m | 10 |
| Ksb2 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 183036 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 165237 kN/m | 17 |
| Ksb3 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 183036 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.057/2 + 1.300/2) = 165739 kN/m | 26 |
| Ksb4 | Kh x (1.100/2 + 1.006/2) = 183036 kN/m | |

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.800 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 90001.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 90001.420 = 30000.47 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × B ) = √( 10.800 × 10.800 ) = 10.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × ( 10.800 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 90001.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 90001.420 = 30000.47 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 8.140 × 8.140 ) = 8.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kh = 1322745.330 × ( 8.140 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 111262.52 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 111262.520 = 37087.51 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 94501 kN/m | 18 |
| Ksb1 | Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 31500 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.050/2 + 1.057/2) = 94823 kN/m | 19 |
| Ksb2 | Ksb x (1.050/2 + 1.057/2) = 31608 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 95144 kN/m | 20~25 |
| Ksb3 | Ksb x (1.057/2 + 1.057/2) = 31715 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.006/2 + 1.006/2) = 111898 kN/m | 11~16,27~32 |
| Kss1 | Kss x (1.006/2 + 1.006/2) = 37299 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.057/2 + 1.057/2) = 95144 kN/m | 2~7 |
| Ksb1 | Ksb x (1.057/2 + 1.057/2) = 31715 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.057/2 + 1.050/2) = 94823 kN/m | 8 |
| Ksb2 | Ksb x (1.057/2 + 1.050/2) = 31608 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 94501 kN/m | 9 |
| Ksb3 | Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 31500 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.300/2 + 1.057/2) = 106073 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 117143 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 105752 kN/m | 10 |
| Ksb2 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 117143 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.050/2 + 1.300/2) = 105752 kN/m | 17 |
| Ksb3 | Kh x (1.006/2 + 1.100/2) = 117143 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.057/2 + 1.300/2) = 106073 kN/m | 26 |
| Ksb4 | Kh x (1.100/2 + 1.006/2) = 117143 kN/m | |

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 설계지진 | 성능기준 재현주기 | 기 능 수 행 | 붕 괴 방 지 |
|---|---|---|---|
| | 50년 | II 등급 | |
| | 100년 | I 등급 | |
| | 200년 | 특 등급 | |
| | 500년 | | II 등급 |
| | 1000년 | | I 등급 |
| | 2400년 | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수, I | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수, Z |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 | |
| II | 도 | 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 | 0.07 |

③ 설계 지반 종류

| 지반 분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m 에 대한 평균 지반 특성 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 전단파 속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) (blow/foot) | 비배수전단강도 Su(kPa) |
| Sa | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| Sb | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| Sc | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| Sd | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| Se | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| Sf | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

④ 지진계수 Ca, Cv

| 지역계수 | 지반종류 | 지진계수 | |
|---|---|---|---|
| | | Ca | Cv |
| 1 | Sa | 0.09 | 0.09 |
| | Sb | 0.11 | 0.11 |
| | Sc | 0.13 | 0.18 |
| | Sd | 0.16 | 0.23 |
| | Se | 0.22 | 0.37 |
| 2 | Sa | 0.05 | 0.05 |
| | Sb | 0.07 | 0.07 |
| | Sc | 0.08 | 0.11 |
| | Sd | 0.11 | 0.16 |
| | Se | 0.17 | 0.23 |

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 ( 지하수가 없을 경우 )

| | | |
|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = 11.500 kN/m² |
| - 토 사 | : 9.875 × 19.00 | = 187.625 kN/m² |
| | ∴ Total Wd1 | = 199.125 kN/m² |

② 고정하중 ( 지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m )

| | | |
|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = 11.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이상) | : 0.500 × 19.00 | = 9.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이하) | : 9.375 × 10.00 | = 93.750 kN/m² |
| | ∴ Total Wd2 | = 114.750 kN/m² |

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 1.5 | 39.0 |
| 2.0 | 21.0 | 2.5 | 17.0 |
| 3.0 | 15.0 | 4.0 | 15.0 |
| 5.0 | 15.0 | 6.0 | 15.0 |
| 7.0 | 15.0 | 8.0 | 12.0 |
| 9.0 | 11.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 0.0 | | |

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 10.375m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 10.425 × 19.000 ) × 0.500 = 104.788 kN/m²
Wh2 = 104.788 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 114.342 kN/m²
Wh3 = 114.342 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 123.896 kN/m²
Wh4 = 123.896 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 133.450 kN/m²
Wh5 = 133.450 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 143.006 kN/m²
Wh6 = 143.006 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 152.560 kN/m²
Wh7 = 152.560 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 162.114 kN/m²
Wh8 = 162.114 + 1.006 × 19.000 × 0.500 = 171.668 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 9.925 × 10.000 = 60.125 kN/m²
Wh2 = 60.125 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 65.154 kN/m²
Wh3 = 65.154 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 70.182 kN/m²
Wh4 = 70.182 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 75.211 kN/m²
Wh5 = 75.211 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 80.239 kN/m²
Wh6 = 80.239 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 85.268 kN/m²
Wh7 = 85.268 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 90.296 kN/m²
Wh8 = 90.296 + 1.006 × 10.000 × 0.500 = 95.325 kN/m²

6) 지하수압 ( 지하수위 : GL = -1.000 m )

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 9.375 × 10.000 = 93.750 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 9.925 × 10.000 = 99.250 kN/m²
Ww3 = 99.250 + 1.006 × 10.000 = 109.307 kN/m²
Ww4 = 109.307 + 1.006 × 10.000 = 119.364 kN/m²
Ww5 = 119.364 + 1.006 × 10.000 = 129.421 kN/m²
Ww6 = 129.421 + 1.006 × 10.000 = 139.479 kN/m²
Ww7 = 139.479 + 1.006 × 10.000 = 149.536 kN/m²
Ww8 = 149.536 + 1.006 × 10.000 = 159.593 kN/m²
Ww9 = 159.593 + 1.006 × 10.000 = 169.650 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = ( 10.375 + 8.140 - 1.000 ) × 10.000 = 175.150 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | | γ (kN/m³) | Tg'(sec) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 실트 | 19.741 | 240.000 | 192.000 | 20.000 | 0.329 | 0.411 |
| 풍화암 | 5.161 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.070 | 0.088 |
| 연암 | 5.097 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.069 | 0.086 |
| 계 | | | | | 0.468 | 0.585 |

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Tg(sec) | 1.25Tg' = 1.25 × 0.468 = 0.585 | 1.25 Tg' = 1.25 × 0.585 = 0.731 |

2) 통제주기(Ts)

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Ts(sec) | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 |
| To(sec) | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 |

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Cd | 0.800 | 0.667 |

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

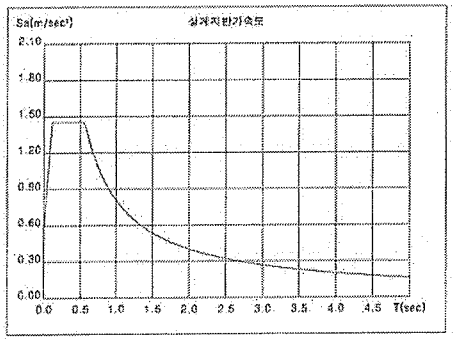
| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.376 m/s² | - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.256 m/s² |

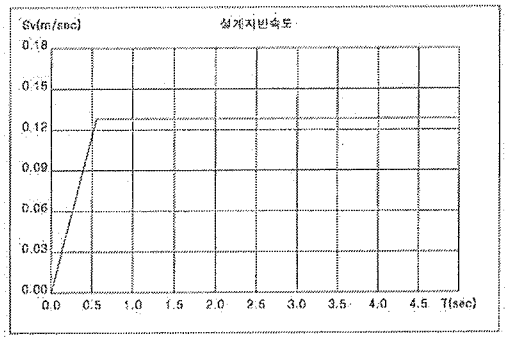
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| Sv = Tg/2π × Sa = 0.585 / 2π × 1.376<br>= 0.128 m/s | Sv = Tg/2π × Sa = 0.731 / 2π × 2.256<br>= 0.262 m/s |

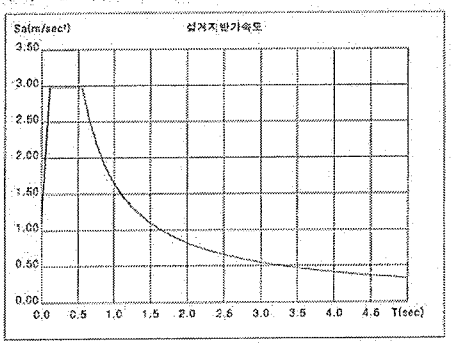
6) 설계응답 응답스펙트럼

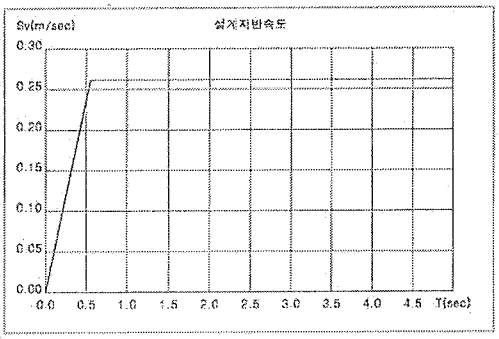
(1) 기능수행수준




(2) 붕괴방지수준




7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 10.925 m
- 하부슬래브 EL. = 17.965 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.585 \times \cos(\pi \times 10.925 / (2 \times 30.000)) = 0.012758$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.585 \times \cos(\pi \times 17.965 / (2 \times 30.000)) = 0.008941$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.731 \times \cos(\pi \times 10.925 / (2 \times 30.000)) = 0.032632$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.731 \times \cos(\pi \times 17.965 / (2 \times 30.000)) = 0.022870$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

| 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|
| Po = 46875.640 × (0.012758 - 0.008941)<br>= 178.924 kN/m² | Po = 30000.470 × (0.032632 - 0.022870)<br>= 292.865 kN/m² |

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 10.925 | 173847.320 | 0.012758 | 0.003817 | 663.575 |
| 11.930 | 173847.320 | 0.012309 | 0.003368 | 585.518 |
| 12.936 | 173847.320 | 0.011824 | 0.002883 | 501.202 |
| 13.942 | 173847.320 | 0.011307 | 0.002366 | 411.323 |
| 14.947 | 173847.320 | 0.010759 | 0.001818 | 316.054 |
| 15.953 | 173847.320 | 0.010181 | 0.001240 | 215.571 |
| 16.959 | 173847.320 | 0.009575 | 0.000634 | 110.219 |
| 17.965 | 173847.320 | 0.008941 | 0.000000 | 0.000 |

(2) 붕괴방지수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 10.925 | 111262.520 | 0.032632 | 0.009762 | 1086.145 |
| 11.930 | 111262.520 | 0.031482 | 0.008612 | 958.193 |
| 12.936 | 111262.520 | 0.030243 | 0.007373 | 820.339 |
| 13.942 | 111262.520 | 0.028921 | 0.006051 | 673.250 |
| 14.947 | 111262.520 | 0.027519 | 0.004649 | 517.259 |
| 15.953 | 111262.520 | 0.026040 | 0.003170 | 352.702 |
| 16.959 | 111262.520 | 0.024489 | 0.001619 | 180.134 |
| 17.965 | 111262.520 | 0.022870 | 0.000000 | 0.000 |

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π ×H) × Sv × Tg × sin(π ×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π ×H) × Sv × Tg × sin(π ×Zb/(2 × H))

| 구분 | 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|---|
| Vu | 117431.000 × 0.000411 = 48.260 | 75156.000 × 0.001050 = 78.910 |
| Vb | 117431.000 × 0.000628 = 73.750 | 75156.000 × 0.001607 = 120.780 |
| Vs | (48.260 + 73.750) / 2 = 61.010 | (78.910 + 120.780) / 2 = 99.850 |

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×10.925)<br>= 1.702 | fu = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×10.925)<br>= 4.185 |

② 하부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×17.965)<br>= 1.487 | fb = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×17.965)<br>= 3.656 |

③ 중간벽체

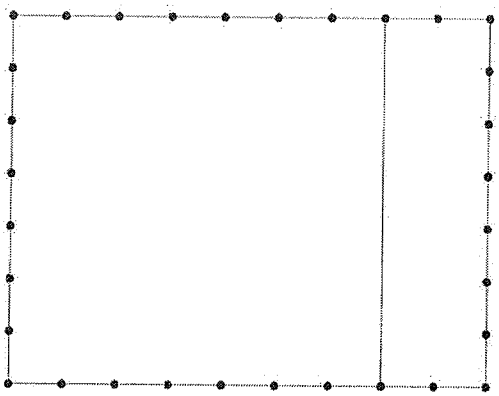
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×10.375)<br>= 0.464 | fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×10.375)<br>= 1.141 |
| fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×17.965)<br>= 0.405 | fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×17.965)<br>= 0.997 |

④ 측벽

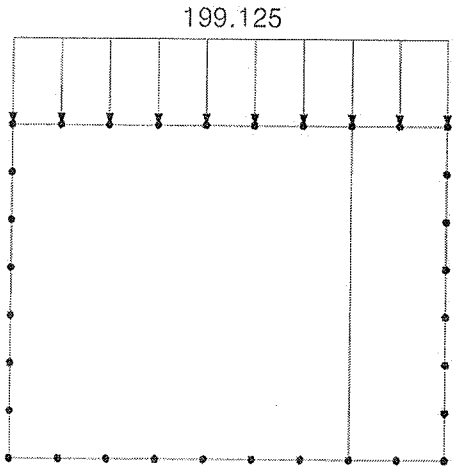
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×10.925)<br>= 2.011 | f1 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×10.925)<br>= 4.946 |
| f2 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×11.930)<br>= 1.975 | f2 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×11.930)<br>= 4.857 |
| f3 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×12.936)<br>= 1.938 | f3 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×12.936)<br>= 4.767 |
| f4 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×13.942)<br>= 1.902 | f4 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×13.942)<br>= 4.678 |
| f5 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×14.947)<br>= 1.866 | f5 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×14.947)<br>= 4.589 |
| f6 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×15.953)<br>= 1.829 | f6 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×15.953)<br>= 4.500 |
| f7 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×16.959)<br>= 1.793 | f7 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×16.959)<br>= 4.410 |
| f8 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×17.965)<br>= 1.757 | f8 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×17.965)<br>= 4.321 |

# 10. 하 중 재 하 (상시)

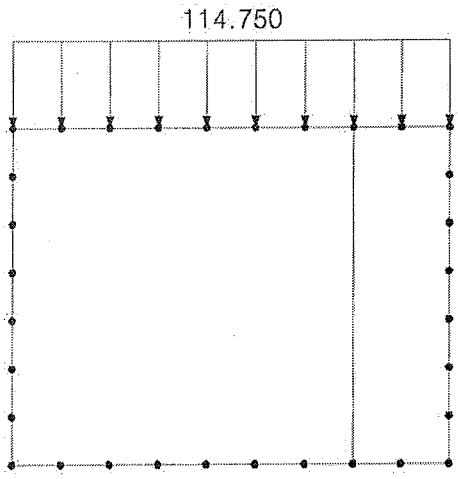
1) CASE1 - 구체자중(SW)



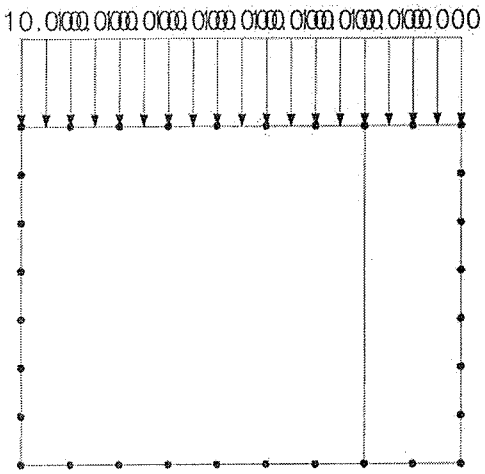
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



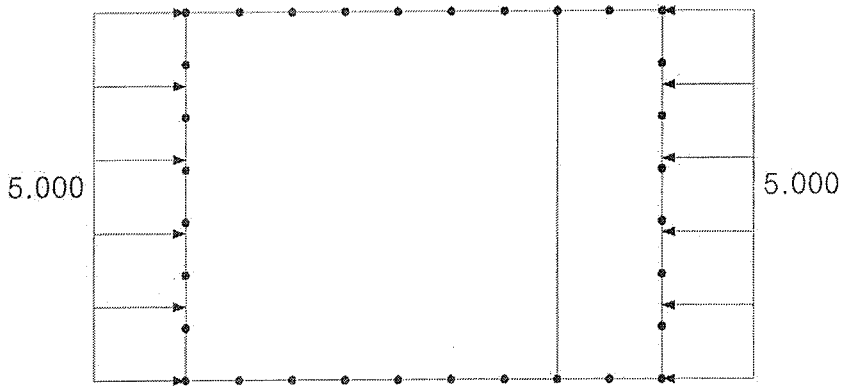
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



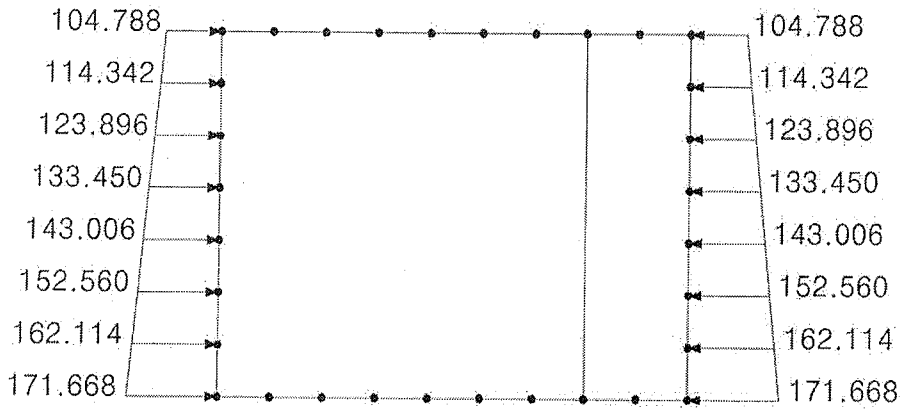

4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



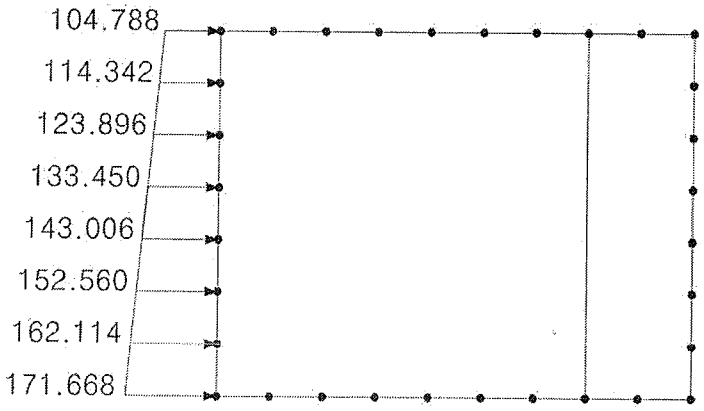

5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



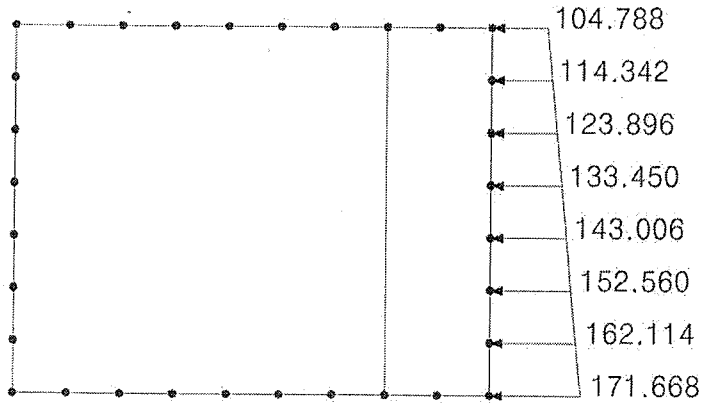
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



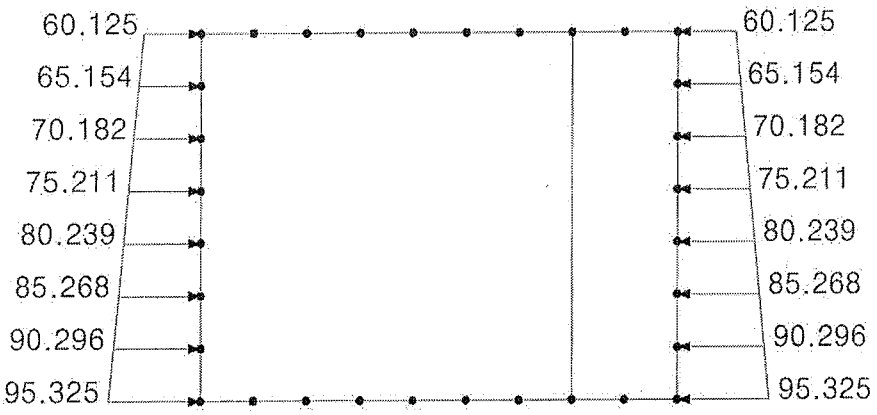

7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



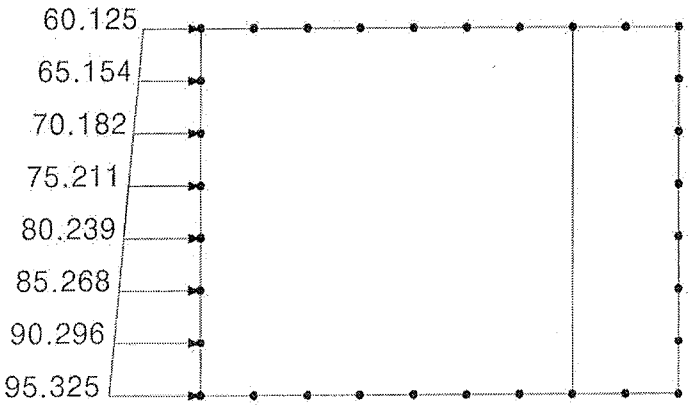

8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



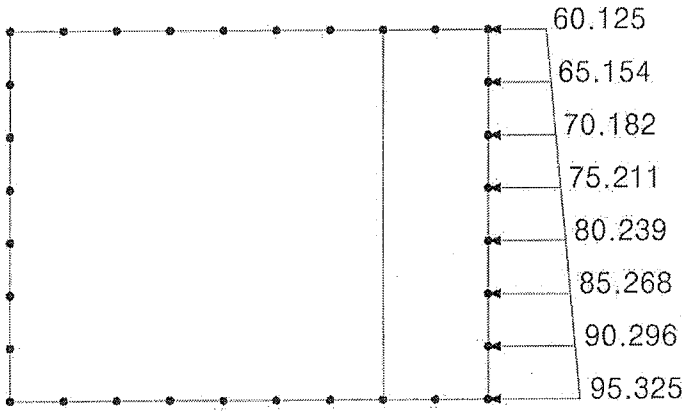
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



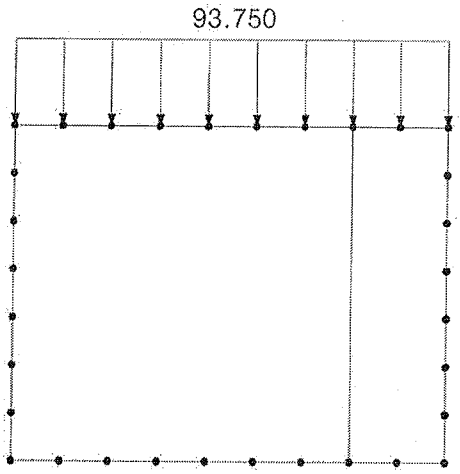

10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



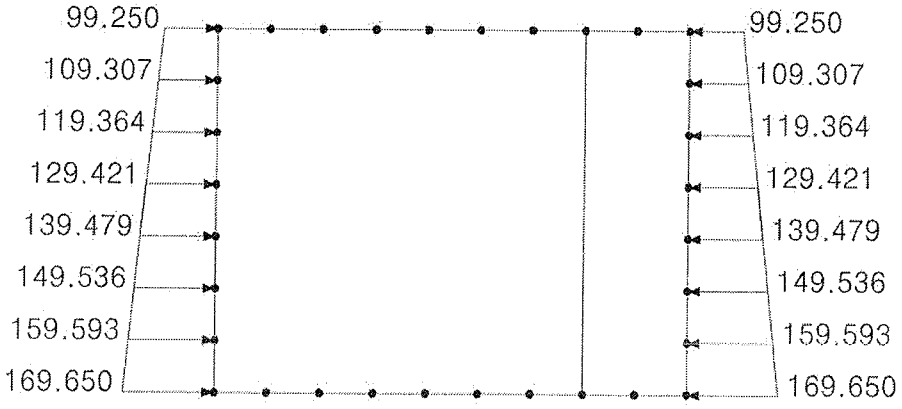

11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



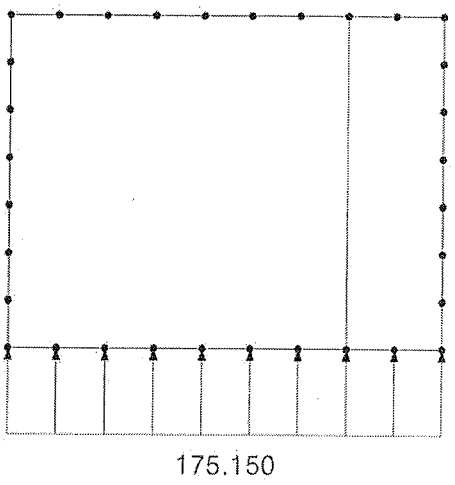
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



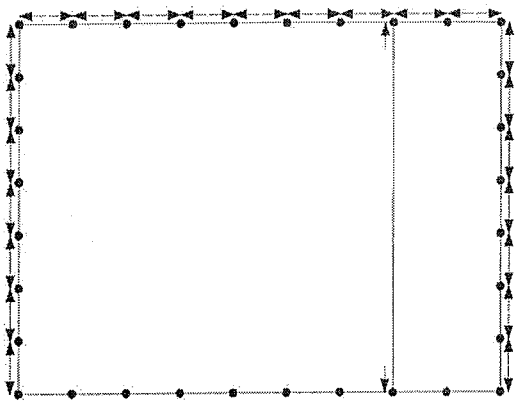

13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



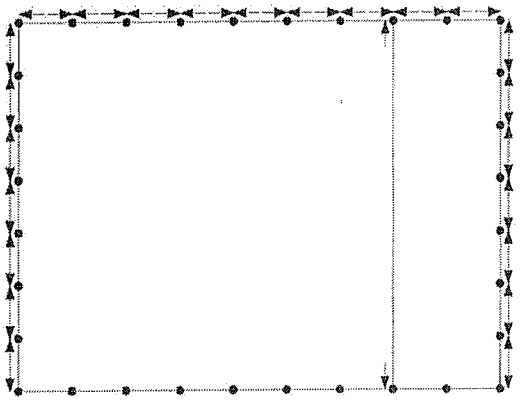

14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



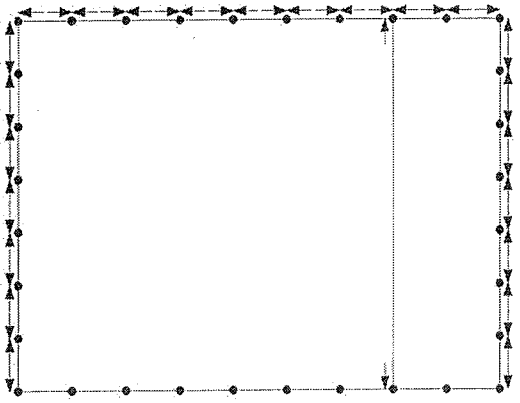
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

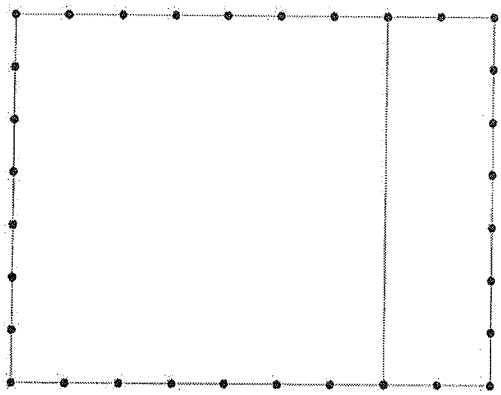


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

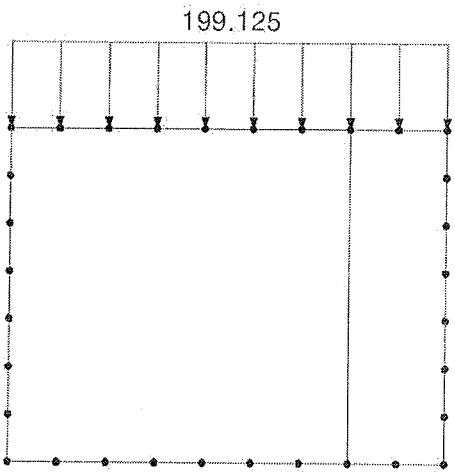


# 11. 하중 재하 (기능수행)

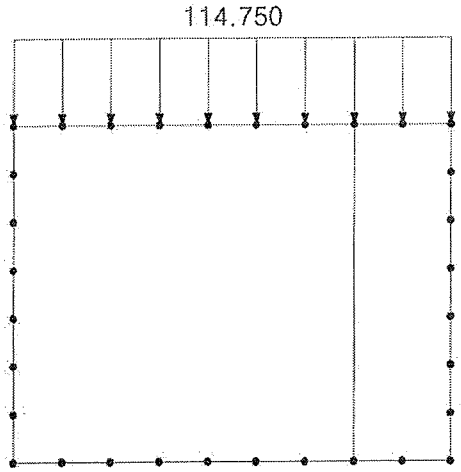
1) CASE1 - 구체자중(SW)



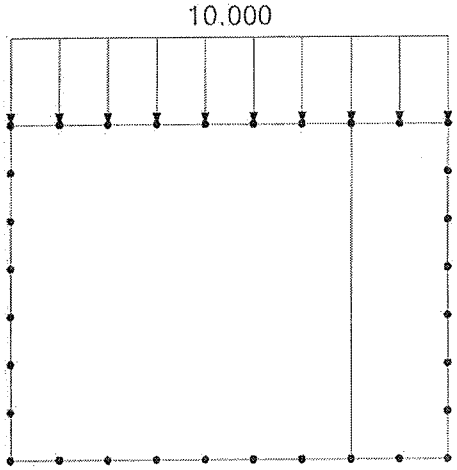
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



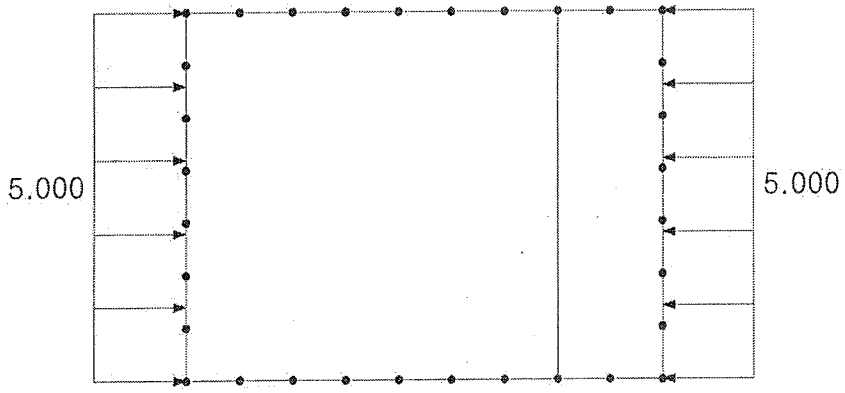
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



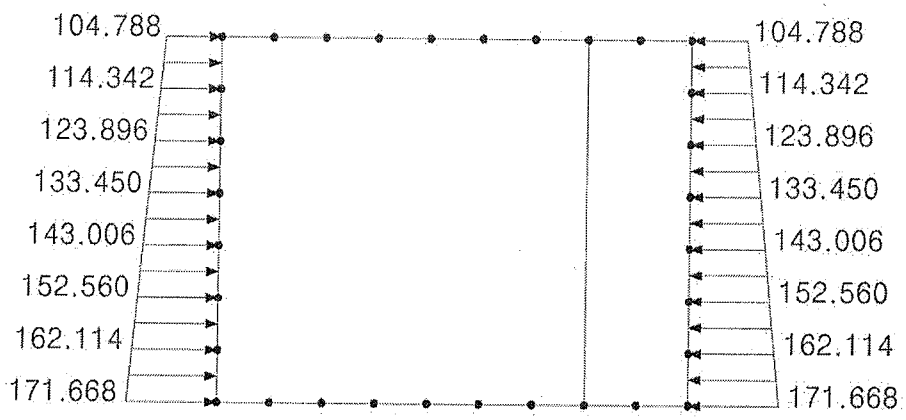

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



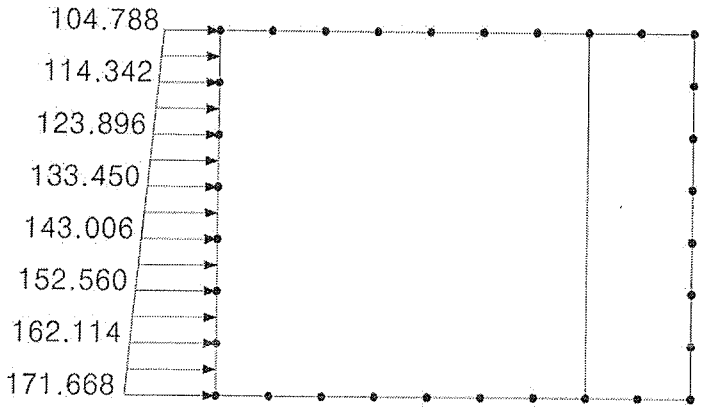

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



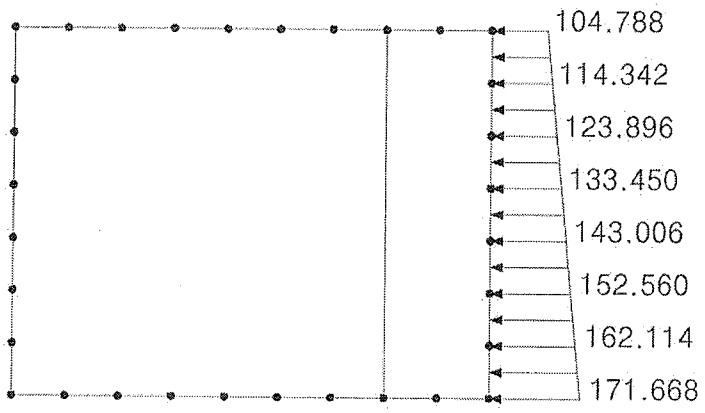
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



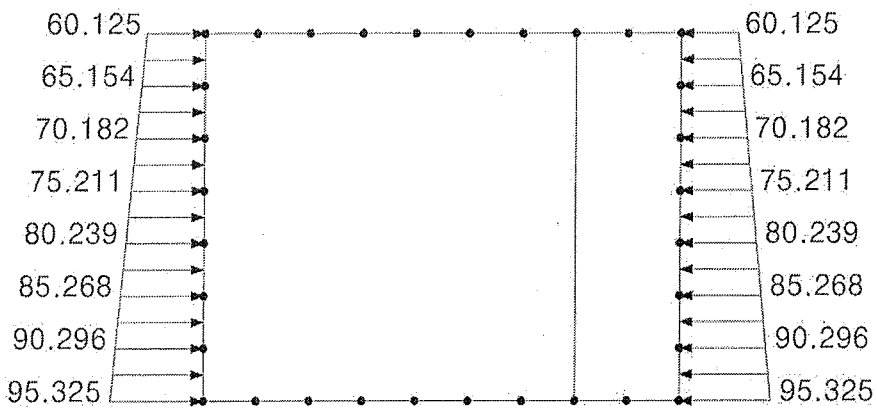

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



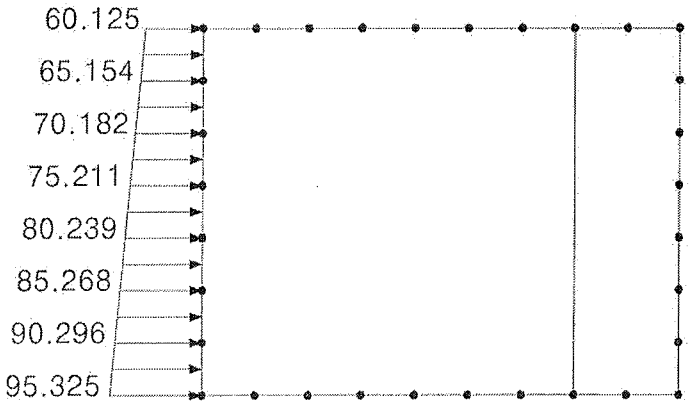

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



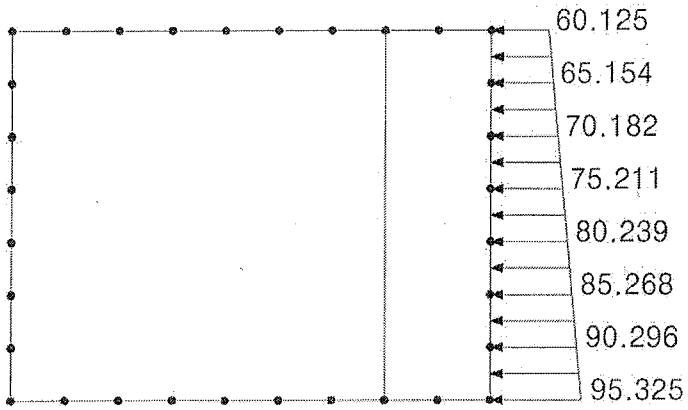
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



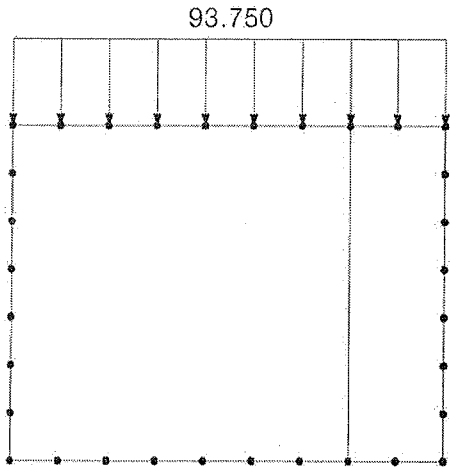

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



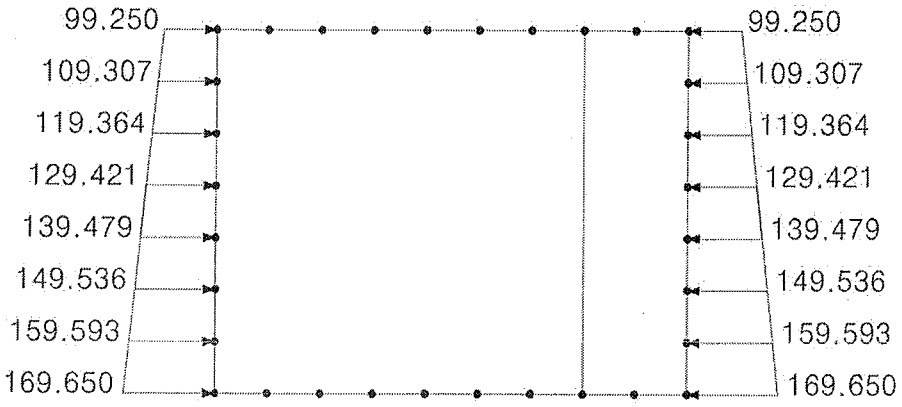

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



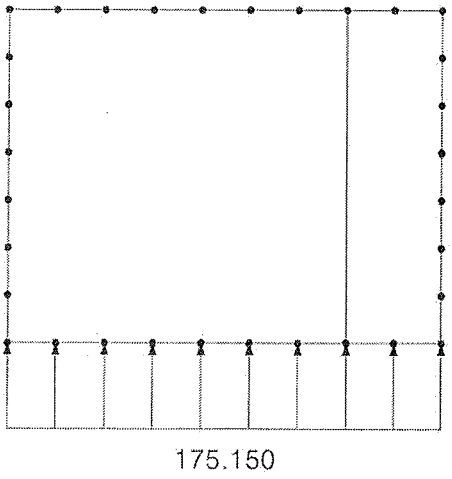
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

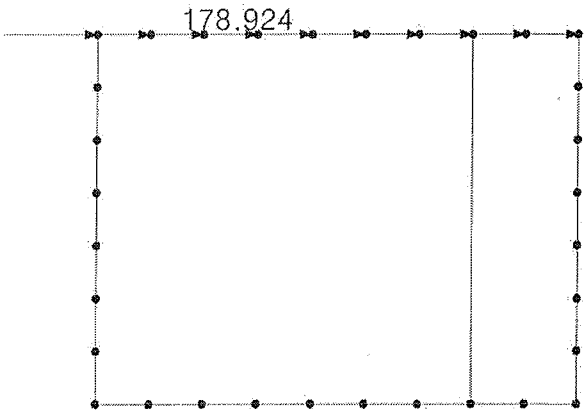



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

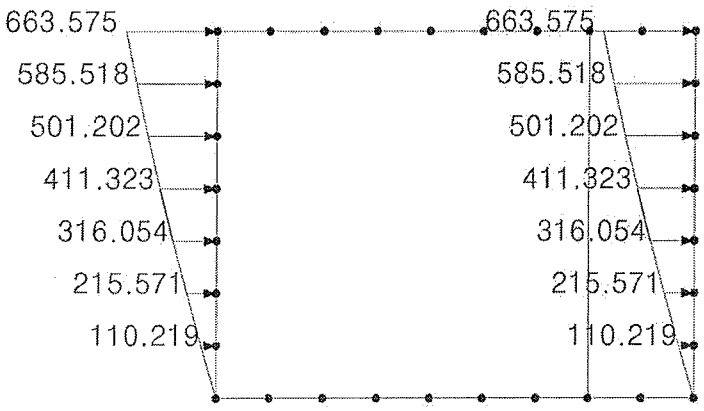


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

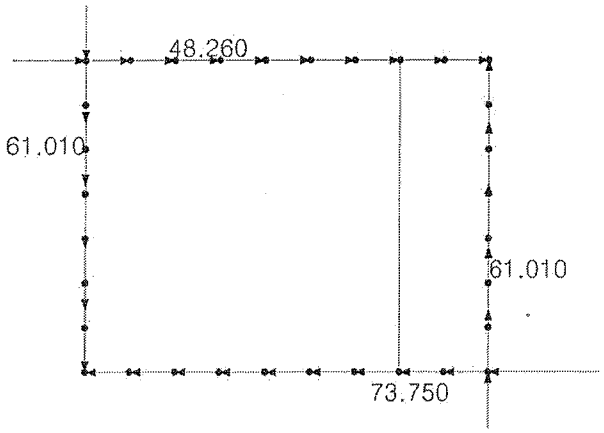
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



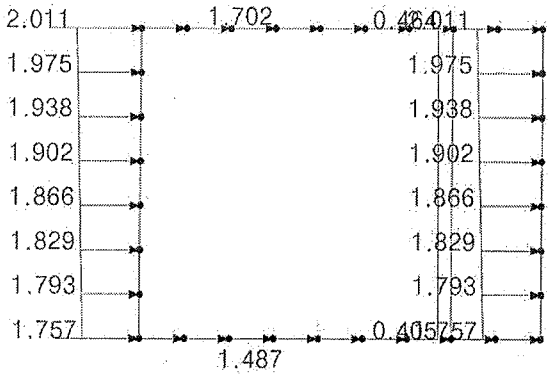

16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

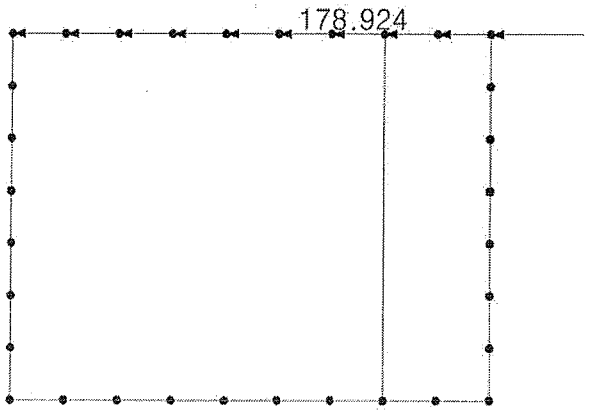


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

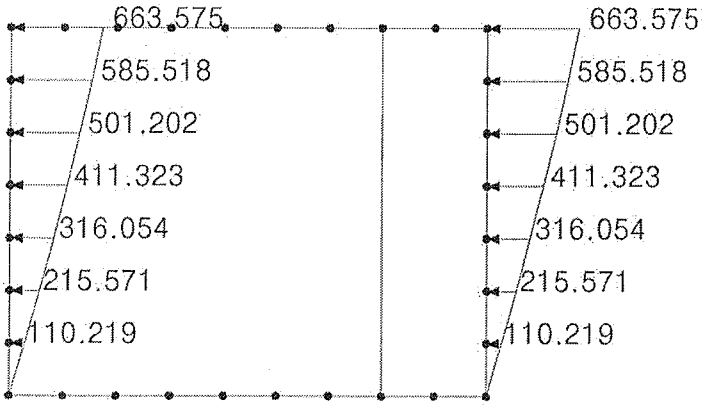



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

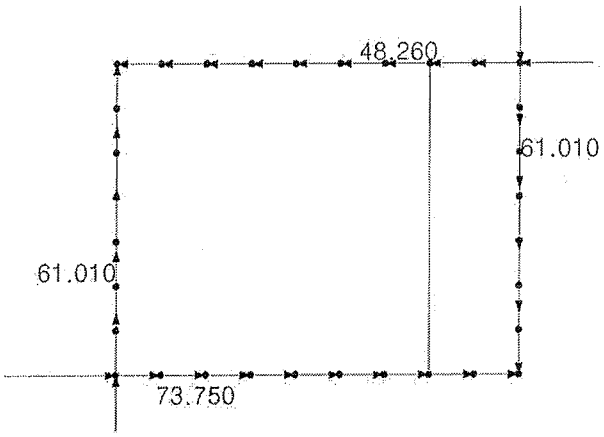
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



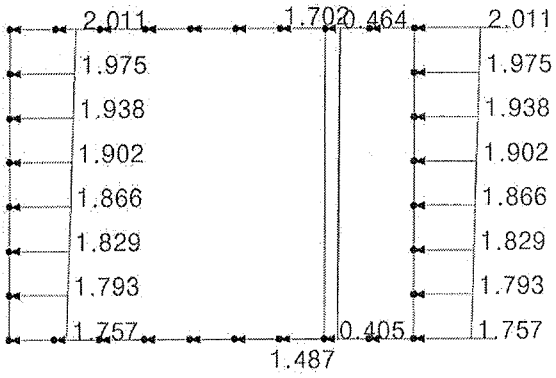

20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

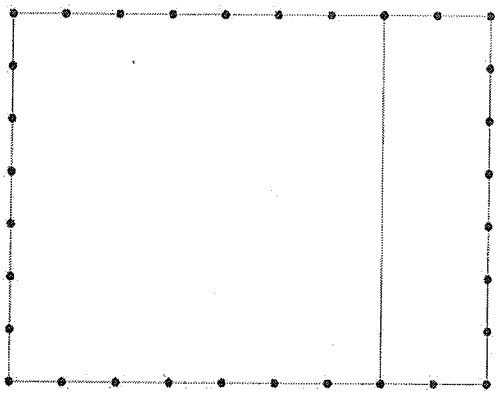



22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

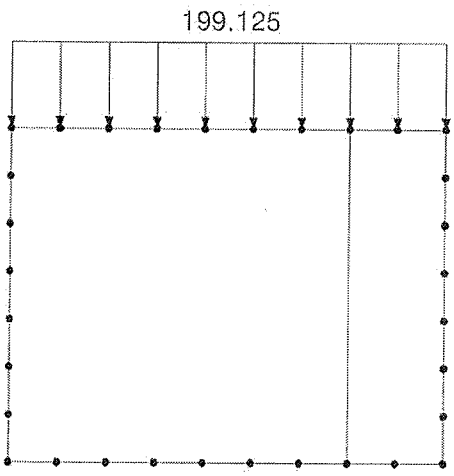


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

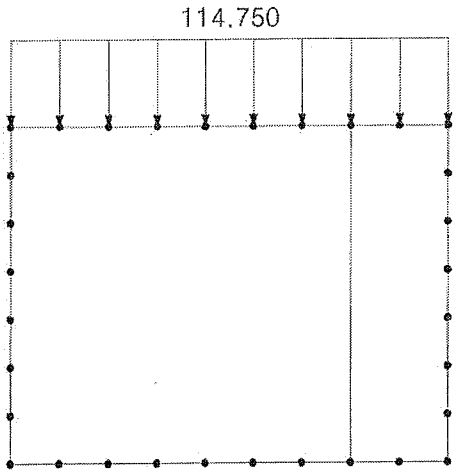
1) CASE1 - 구체자중(SW)



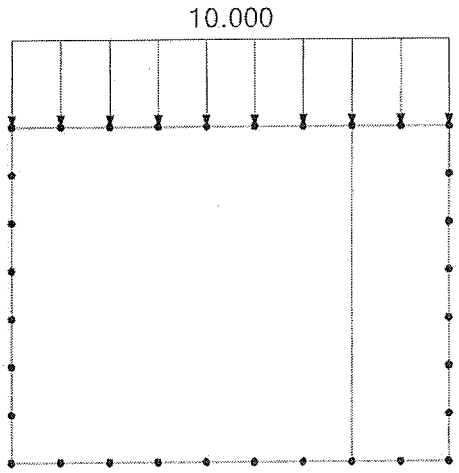
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



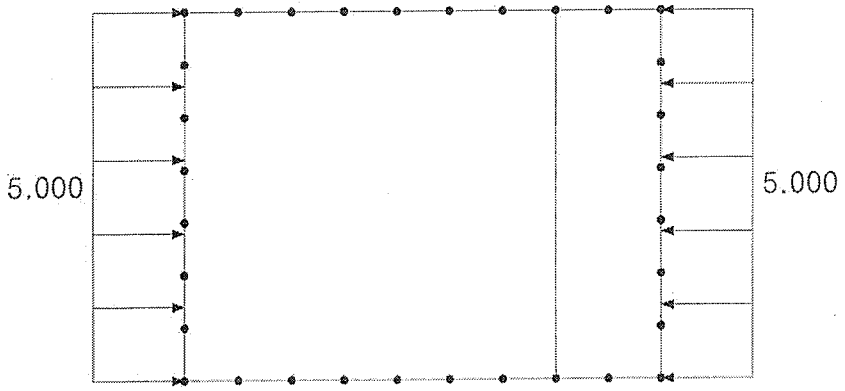
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



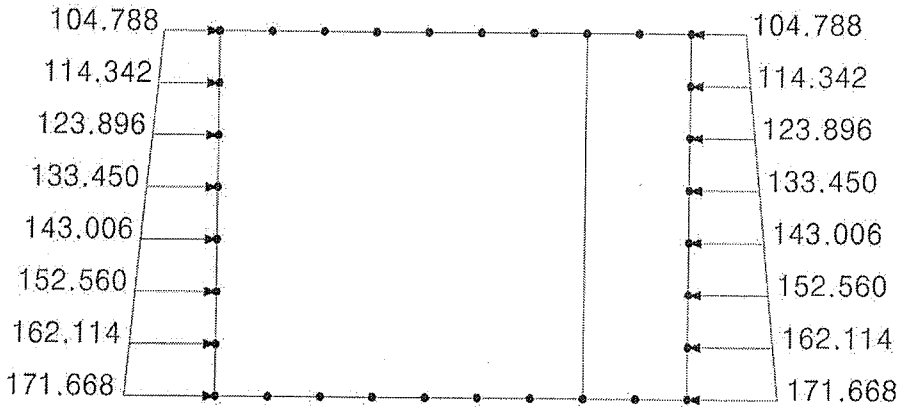

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



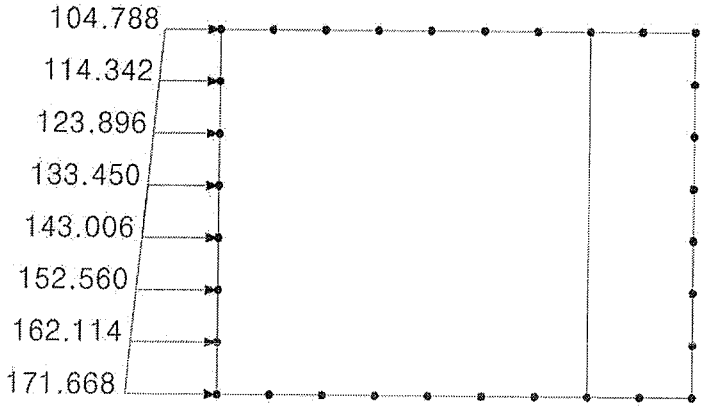

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



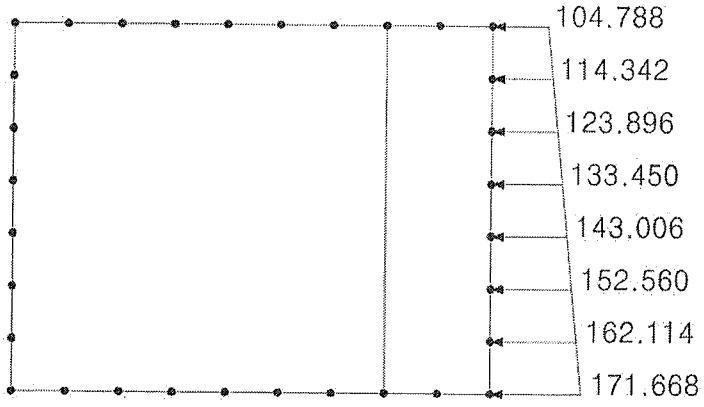
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



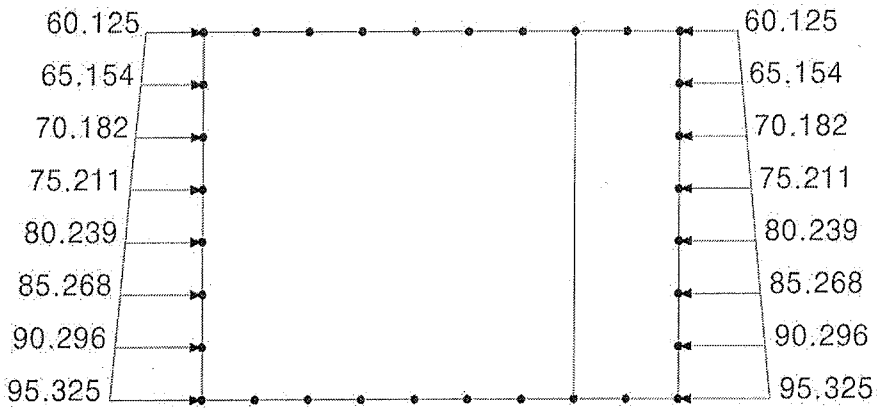

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



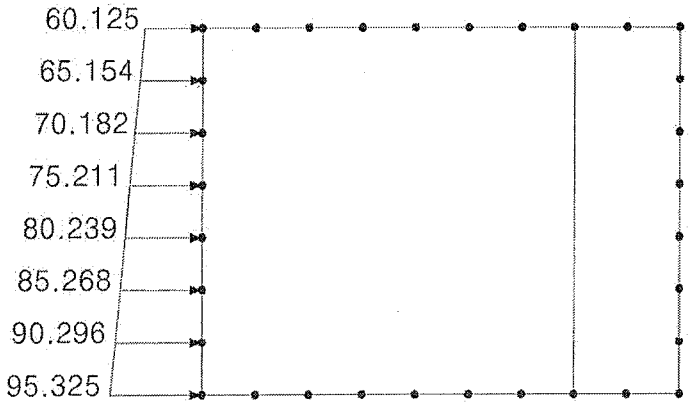

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



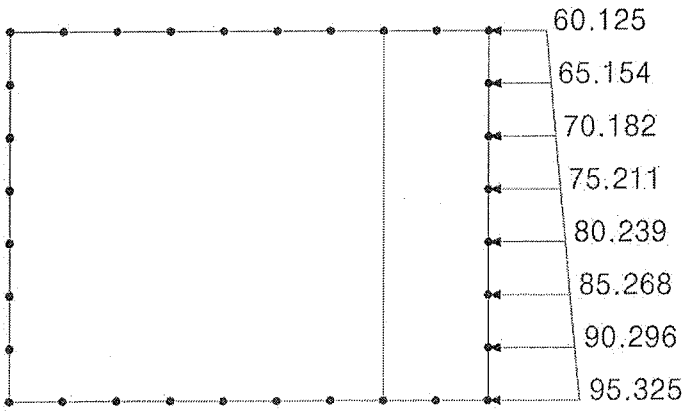
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



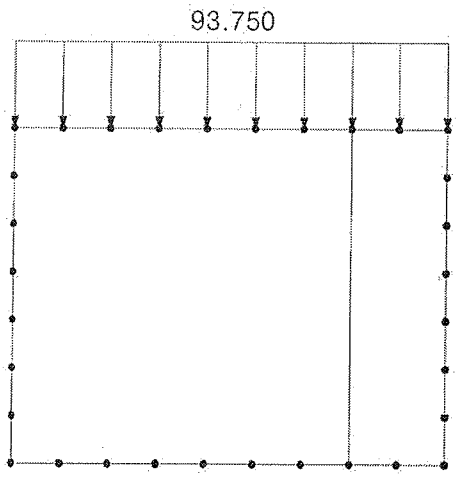

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



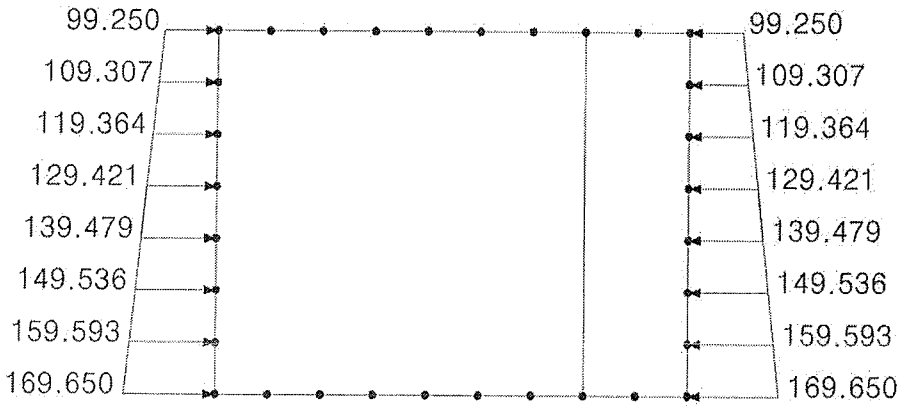

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



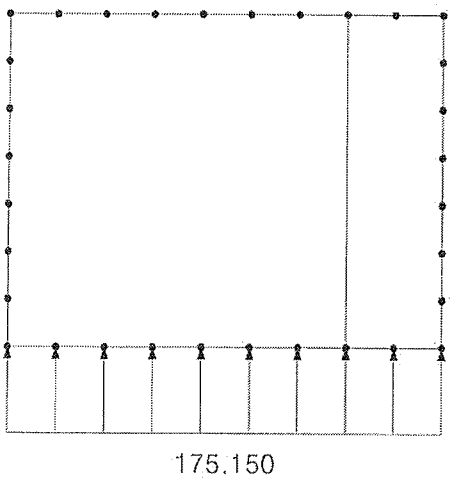
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

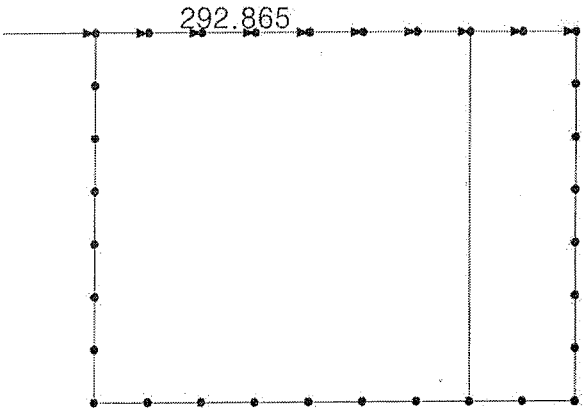



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

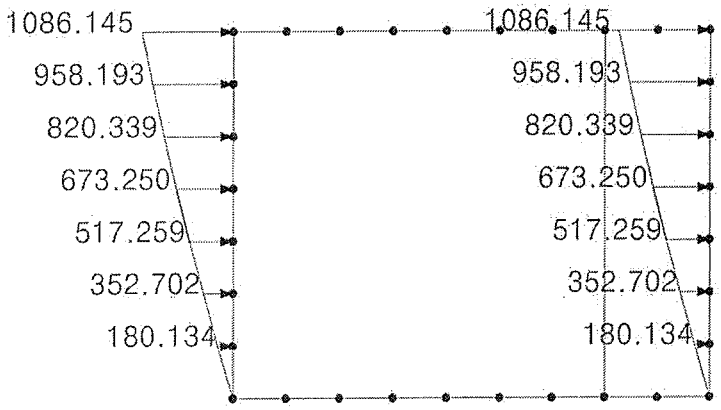



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

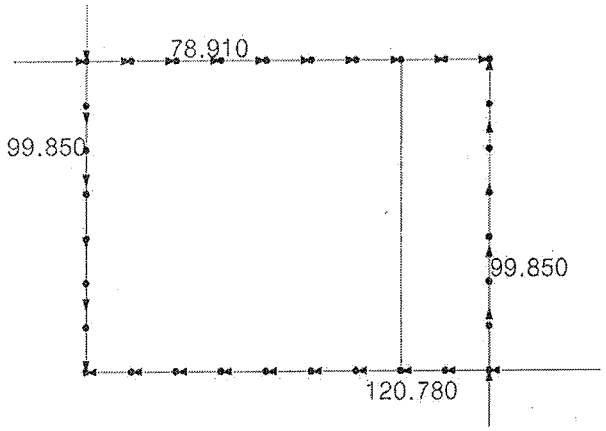
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



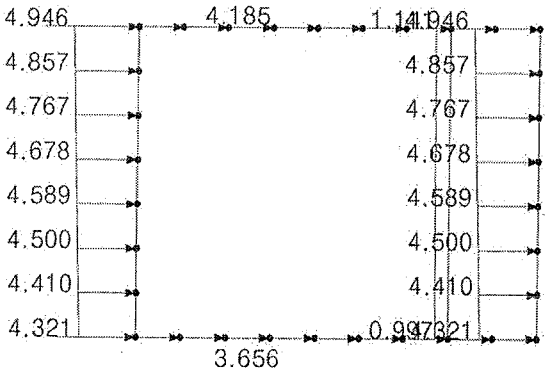

16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

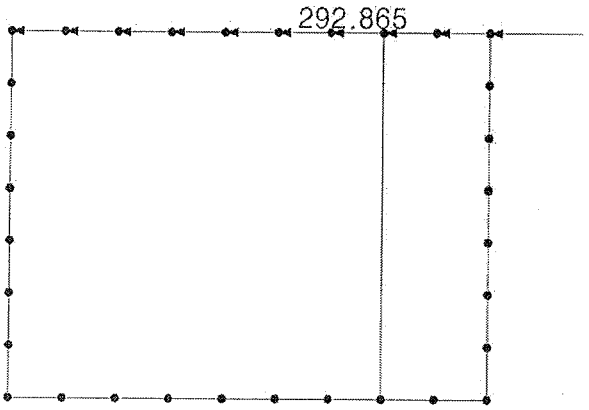


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

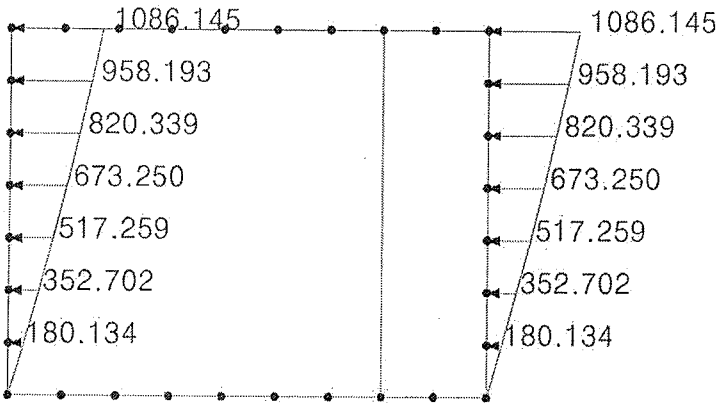



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

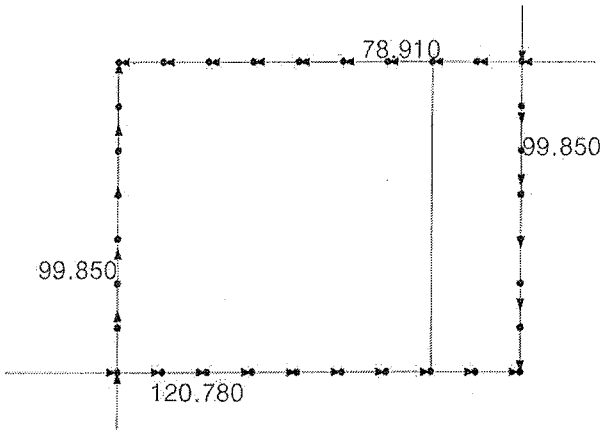
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



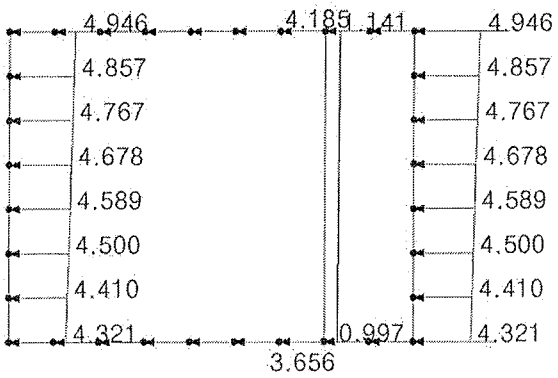

20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)




22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 10.375 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.413 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.413 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.413 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.413 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.413 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.413 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

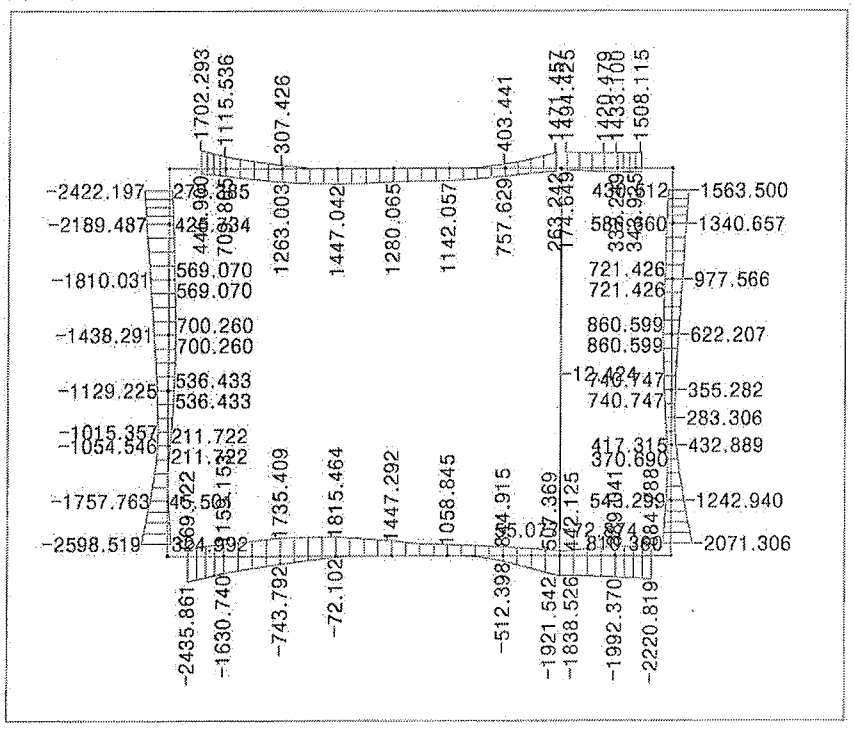
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

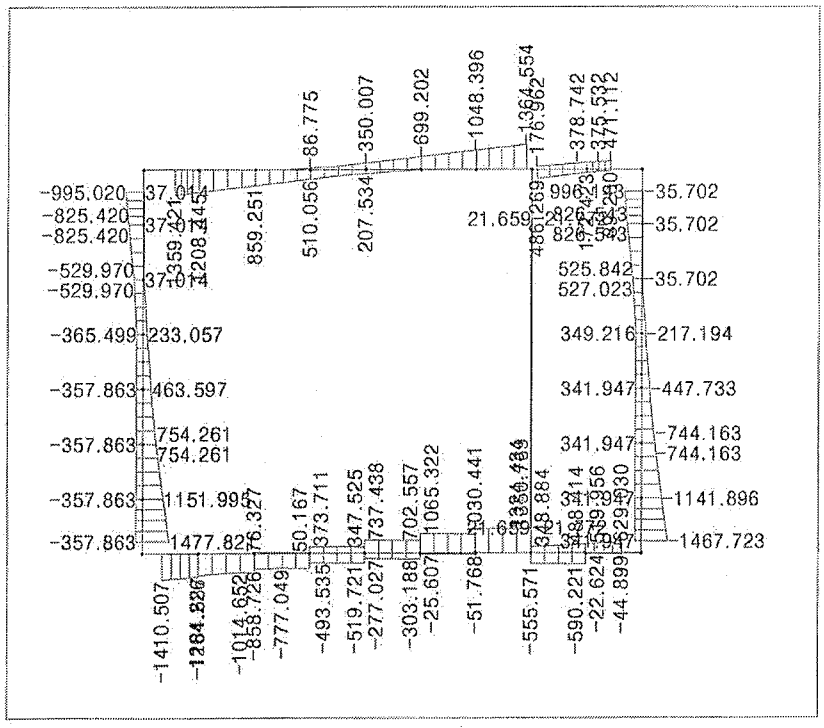
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

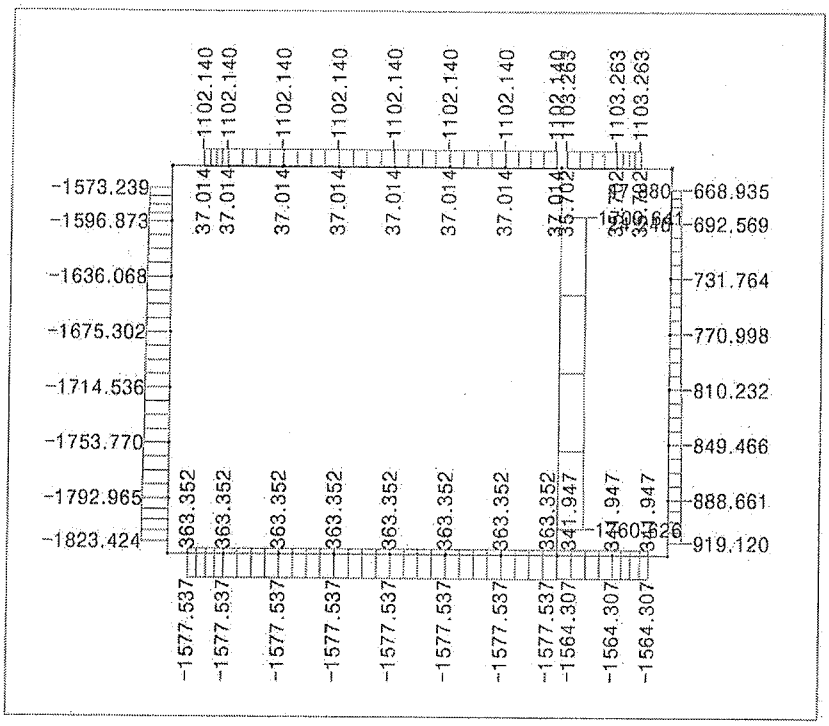
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



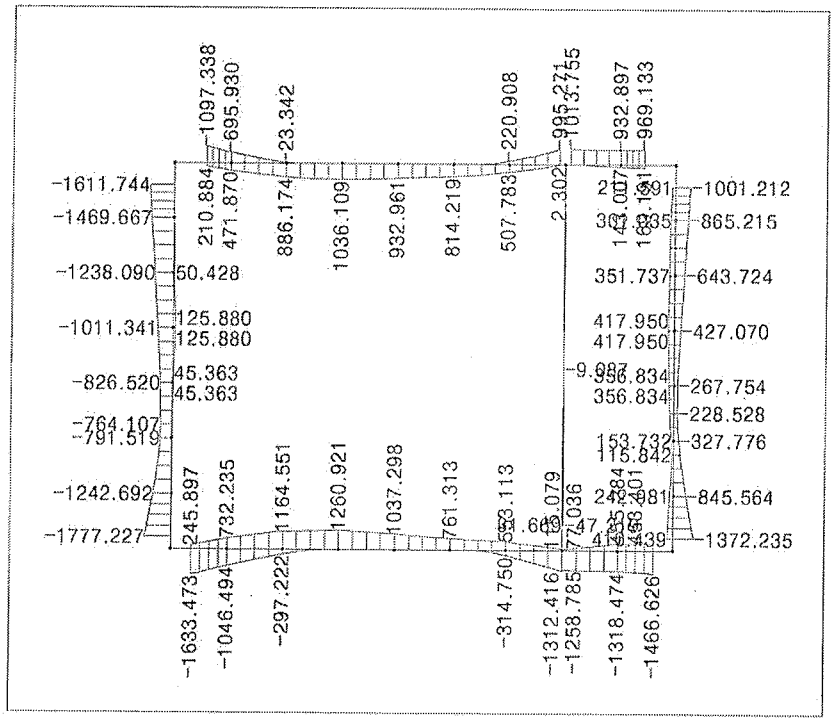

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



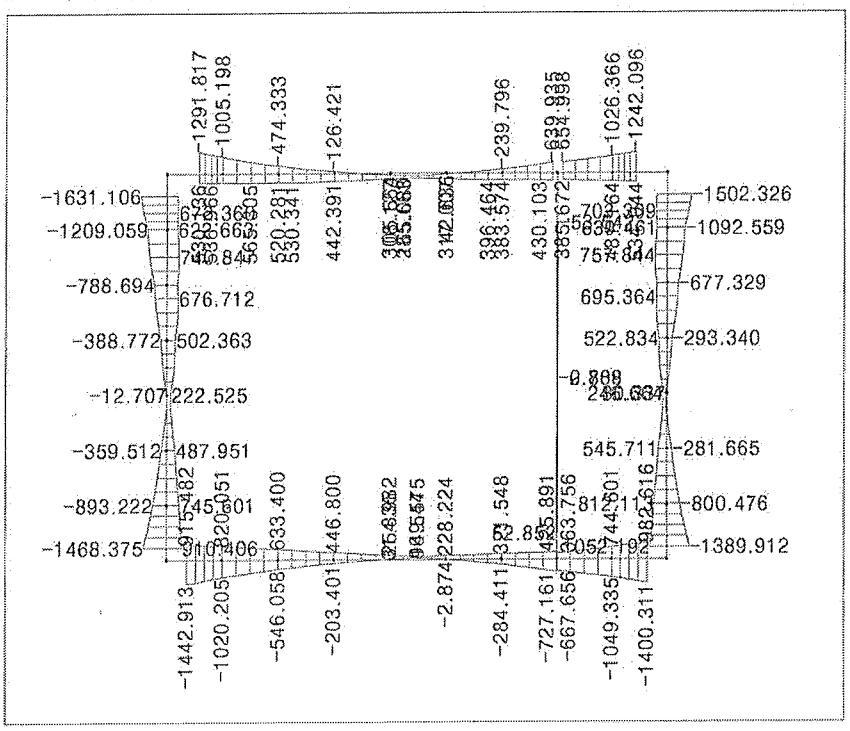
5) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | 모멘트 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1702.29 | 1012.61 | 1102.14 | 1097.34 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 446.90 | 1012.61 | 1102.14 | 210.88 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 0.00 | 510.06 | 1102.14 | 0.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 1447.04 | 510.06 | 1102.14 | 1036.11 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 1471.46 | 1017.72 | 1102.14 | 995.27 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 263.24 | 1017.72 | 1102.14 | 2.30 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1494.43 | 396.77 | 1103.26 | 1013.76 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 174.65 | 396.77 | 1103.26 | 0.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 1508.12 | 471.11 | 1103.26 | 969.13 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 342.65 | 471.11 | 1103.26 | 169.19 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 1508.12 | 370.64 | 1103.26 | 969.13 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 342.65 | 370.64 | 1103.26 | 169.19 | 1000.00 | 1100.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 669.72 | 1057.54 | 1577.54 | 245.90 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 2435.86 | 1057.54 | 1577.54 | 1633.47 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 1815.46 | 794.49 | 1577.54 | 1260.92 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 72.10 | 794.49 | 1577.54 | 0.00 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 507.37 | 1033.51 | 1577.54 | 115.08 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 1921.54 | 1033.51 | 1577.54 | 1312.42 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 442.13 | 533.24 | 1564.31 | 77.04 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 1838.53 | 533.24 | 1564.31 | 1258.79 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 884.79 | 592.84 | 1564.31 | 453.52 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 2165.12 | 592.84 | 1564.31 | 1430.76 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 884.79 | 570.42 | 1564.31 | 454.34 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 2220.82 | 570.42 | 1564.31 | 1466.63 | 1000.00 | 1100.00 | |

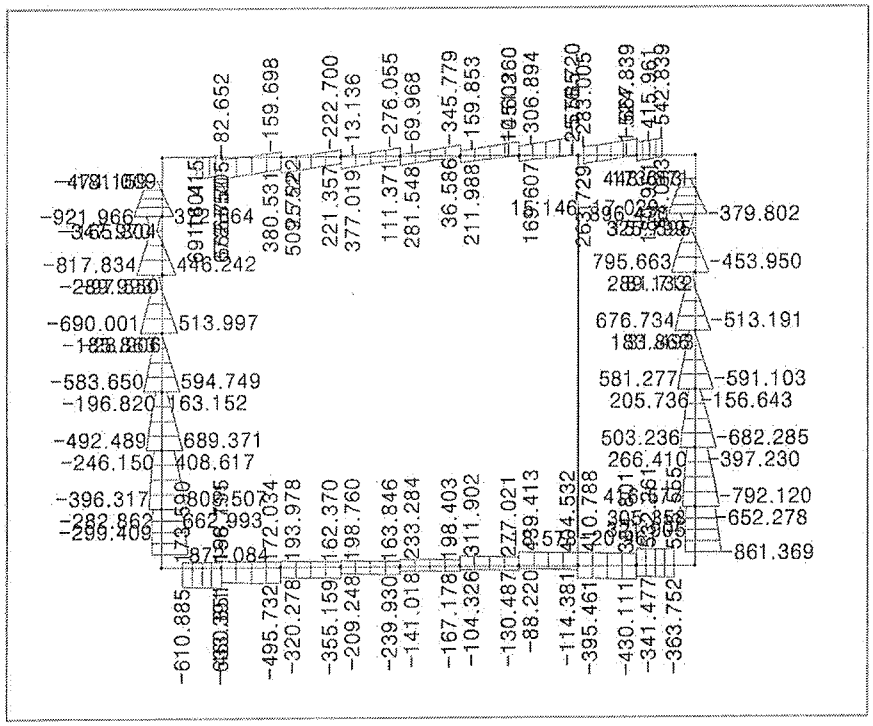
| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 25 | 2422.20 | 827.05 | 1573.24 | 1611.74 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 279.39 | 827.05 | 1573.24 | 0.00 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 1255.46 | 361.47 | 1694.92 | 899.86 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 643.13 | 361.47 | 1694.92 | 100.30 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 2598.52 | 1152.00 | 1823.42 | 1777.23 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 324.99 | 1152.00 | 1823.42 | 0.00 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 31 | 1563.50 | 996.14 | 668.94 | 1001.21 | 1000.00 | 1465.10 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 430.51 | 996.14 | 668.94 | 211.59 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 447.56 | 345.19 | 790.62 | 320.64 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 807.46 | 345.19 | 790.62 | 392.22 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 2071.31 | 1467.72 | 919.12 | 1372.24 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 810.36 | 1467.72 | 919.12 | 410.44 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 37 | 53.49 | 21.77 | 1709.64 | 30.46 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 71.70 | 21.77 | 1709.64 | 45.63 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 39 | 12.42 | 21.77 | 1735.13 | 9.09 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 40 | 55.08 | 21.77 | 1760.63 | 31.67 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 41 | 72.87 | 21.77 | 1760.63 | 47.22 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

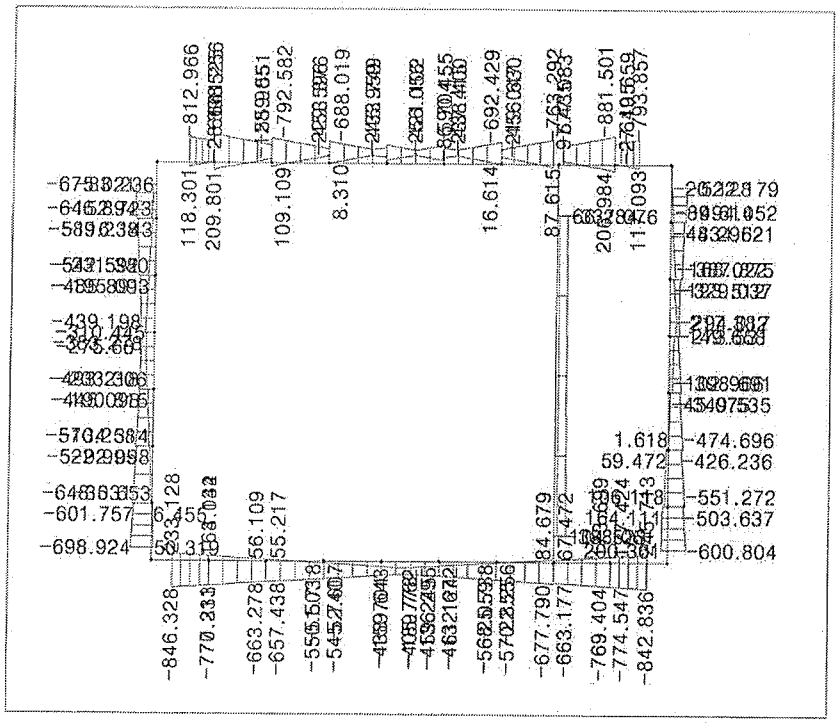
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



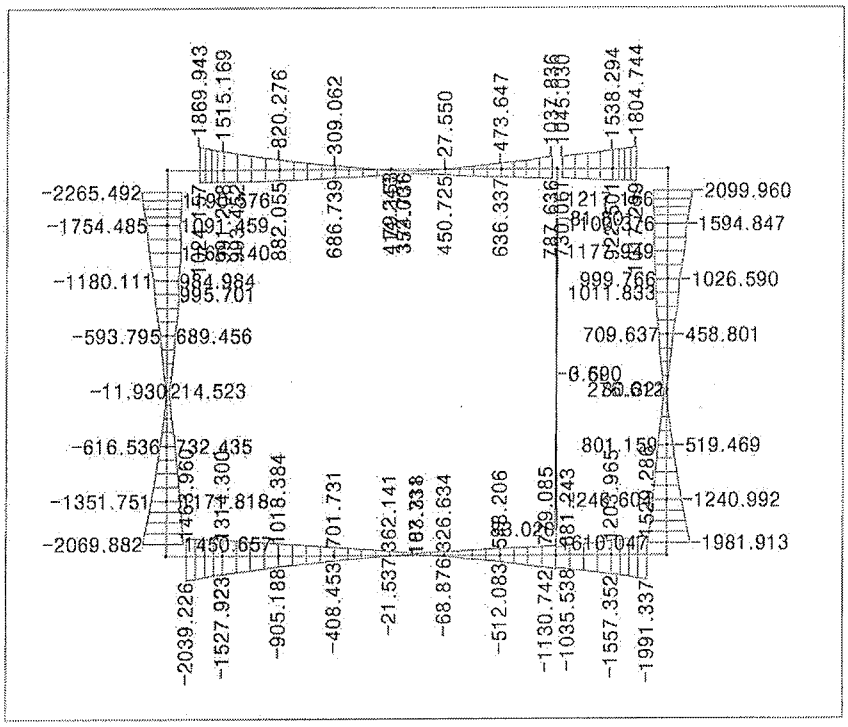
4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1291.82 | 511.42 | 812.97 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 530.14 | 511.42 | 812.97 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 126.42 | 377.02 | 688.02 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 442.39 | 377.02 | 688.02 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 639.94 | 425.08 | 763.29 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 429.82 | 425.08 | 763.29 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 655.00 | 444.16 | 577.08 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 385.67 | 444.16 | 577.08 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 1242.10 | 542.84 | 793.86 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 534.04 | 542.84 | 793.86 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 1242.10 | 359.61 | 793.86 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 534.04 | 359.61 | 793.86 | 1000.00 | 1100.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 915.48 | 480.41 | 846.33 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 1442.91 | 480.41 | 846.33 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 446.80 | 355.16 | 550.50 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 203.40 | 355.16 | 550.50 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 425.89 | 280.09 | 677.79 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 727.16 | 280.09 | 677.79 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 363.76 | 529.79 | 663.18 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 667.66 | 529.79 | 663.18 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 921.70 | 519.73 | 825.76 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 1313.98 | 519.73 | 825.76 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 982.62 | 410.31 | 842.84 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 1400.31 | 410.31 | 842.84 | 1000.00 | 1100.00 | |

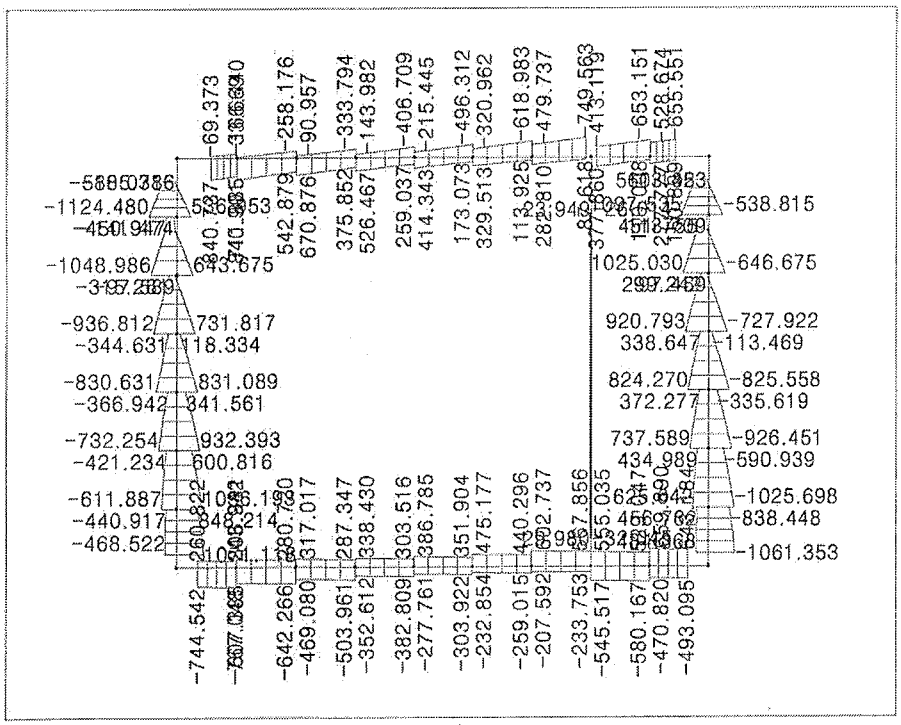
| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | 1631.11 | 917.90 | 675.02 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 649.70 | 917.90 | 675.02 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 256.43 | 389.29 | 565.92 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 444.68 | 389.29 | 565.92 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 1468.38 | 662.99 | 698.92 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 910.41 | 662.99 | 698.92 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | 1502.33 | 448.66 | 522.18 | 1000.00 | 1465.10 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 680.82 | 448.66 | 522.18 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 162.19 | 387.18 | 411.20 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 466.98 | 387.18 | 411.20 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 1389.91 | 861.37 | 600.80 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 1052.19 | 861.37 | 600.80 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | 44.61 | 17.03 | 337.08 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 53.54 | 17.03 | 337.08 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 39 | 2.79 | 18.04 | 375.32 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 40 | 52.85 | 19.55 | 388.06 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 41 | 51.09 | 19.55 | 388.06 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

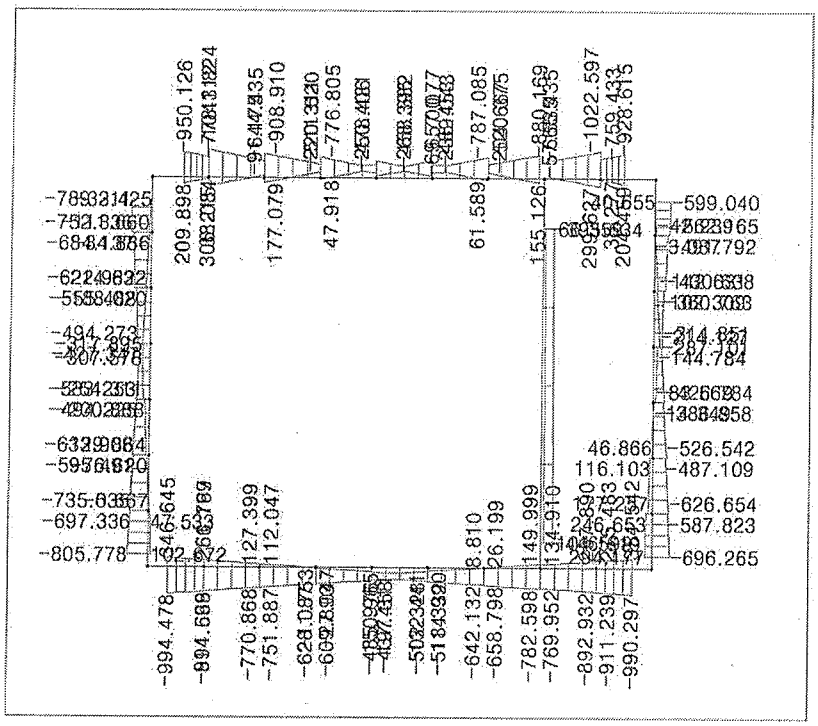
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1869.94 | 673.77 | 950.13 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 1024.16 | 673.77 | 950.13 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | 309.06 | 526.47 | 776.81 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 686.74 | 526.47 | 776.81 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | 1037.84 | 592.81 | 880.17 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 787.64 | 592.81 | 880.17 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1045.03 | 556.87 | 665.44 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 730.06 | 556.87 | 665.44 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | 1804.74 | 655.55 | 928.62 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 1017.30 | 655.55 | 928.62 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | 1804.74 | 488.88 | 928.62 | 1000.00 | 1266.67 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 1017.30 | 488.88 | 928.62 | 1000.00 | 1100.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 1463.96 | 626.95 | 994.48 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | 2039.23 | 626.95 | 994.48 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 701.73 | 503.96 | 628.09 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | 408.45 | 503.96 | 628.09 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 779.09 | 443.36 | 782.60 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | 1130.74 | 443.36 | 782.60 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 681.24 | 657.42 | 769.95 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | 1035.54 | 657.42 | 769.95 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 1446.55 | 647.36 | 970.53 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | 1884.25 | 647.36 | 970.53 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 1529.29 | 560.37 | 990.30 | 1000.00 | 1100.00 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | 1991.34 | 560.37 | 990.30 | 1000.00 | 1100.00 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | 2265.49 | 1119.60 | 789.21 | 1000.00 | 1466.67 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 1180.12 | 1119.60 | 789.21 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | 369.69 | 595.23 | 653.56 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 545.36 | 595.23 | 653.56 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | 2069.88 | 848.21 | 805.78 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 1450.66 | 848.21 | 805.78 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | 2099.96 | 561.13 | 599.04 | 1000.00 | 1465.10 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 1205.94 | 561.13 | 599.04 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | 237.90 | 589.11 | 461.22 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 568.33 | 589.11 | 461.22 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | 1981.91 | 1061.35 | 696.27 | 1000.00 | 1300.00 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 1610.05 | 1061.35 | 696.27 | 1000.00 | 1300.00 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | 71.76 | 26.01 | 395.63 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | 81.80 | 26.01 | 395.63 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 39 | 3.69 | 27.78 | 433.87 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 40 | 83.02 | 30.44 | 446.62 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 41 | 81.30 | 30.44 | 446.62 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -1702.29 | - | -1869.94 | -1291.82 | -1869.94 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 446.90 | - | 1024.16 | 530.14 | 1024.16 | |
| | | 중앙부 (상면) | 3 | - | - | -309.06 | -126.42 | -309.06 | |
| | | 중앙부 (하면) | 4 | 1447.04 | - | 686.74 | 442.39 | 1447.04 | |
| | | 우측 (상면) | 5 | -1471.46 | - | -1037.84 | -639.94 | -1471.46 | |
| | | 우측 (하면) | 6 | 263.24 | - | 787.64 | 429.82 | 787.64 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 7 | -1494.43 | - | -1045.03 | -655.00 | -1494.43 | |
| | | 좌측 (하면) | 8 | 174.65 | - | 730.06 | 385.67 | 730.06 | |
| | | 중앙부 (상면) | 9 | -1508.12 | - | -1804.74 | -1242.10 | -1804.74 | |
| | | 중앙부 (하면) | 10 | 342.65 | - | 1017.30 | 534.04 | 1017.30 | |
| | | 우측 (상면) | 11 | -1508.12 | - | -1804.74 | -1242.10 | -1804.74 | |
| | | 우측 (하면) | 12 | 342.65 | - | 1017.30 | 534.04 | 1017.30 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 13 | 669.72 | - | 1463.96 | 915.48 | 1463.96 | |
| | | 좌측 (하면) | 14 | -2435.86 | - | -2039.23 | -1442.91 | -2435.86 | |
| | | 중앙부 (상면) | 15 | 1815.46 | - | 701.73 | 446.80 | 1815.46 | |
| | | 중앙부 (하면) | 16 | -72.10 | - | -408.45 | -203.40 | -408.45 | |
| | | 우측 (상면) | 17 | 507.37 | - | 779.09 | 425.89 | 779.09 | |
| | | 우측 (하면) | 18 | -1921.54 | - | -1130.74 | -727.16 | -1921.54 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 19 | 442.13 | - | 681.24 | 363.76 | 681.24 | |
| | | 좌측 (하면) | 20 | -1838.53 | - | -1035.54 | -667.66 | -1838.53 | |
| | | 중앙부 (상면) | 21 | 884.79 | - | 1446.55 | 921.70 | 1446.55 | |
| | | 중앙부 (하면) | 22 | -2165.12 | - | -1884.25 | -1313.98 | -2165.12 | |
| | | 우측 (상면) | 23 | 884.79 | - | 1529.29 | 982.62 | 1529.29 | |
| | | 우측 (하면) | 24 | -2220.82 | - | -1991.34 | -1400.31 | -2220.82 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 25 | -2422.20 | - | -2265.49 | -1631.11 | -2422.20 | |
| | | 상부 (내측) | 26 | 279.39 | - | 1180.12 | 649.70 | 1180.12 | |
| | | 중앙부 (외측) | 27 | -1255.46 | - | -369.69 | -256.43 | -1255.46 | |
| | | 중앙부 (내측) | 28 | 643.13 | - | 545.36 | 444.68 | 643.13 | |
| | | 하부 (외측) | 29 | -2598.52 | - | -2069.88 | -1468.38 | -2598.52 | |
| | | 하부 (내측) | 30 | 324.99 | - | 1450.66 | 910.41 | 1450.66 | |
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 31 | -1563.50 | - | -2099.96 | -1502.33 | -2099.96 | |
| | | 상부 (내측) | 32 | 430.51 | - | 1205.94 | 680.82 | 1205.94 | |
| | | 중앙부 (외측) | 33 | -447.56 | - | -237.90 | -162.19 | -447.56 | |
| | | 중앙부 (내측) | 34 | 807.46 | - | 568.33 | 466.98 | 807.46 | |
| | | 하부 (외측) | 35 | -2071.31 | - | -1981.91 | -1389.91 | -2071.31 | |
| | | 하부 (내측) | 36 | 810.36 | - | 1610.05 | 1052.19 | 1610.05 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 37 | 53.49 | - | 71.76 | 44.61 | 71.76 | |
| | | 상부 (우측) | 38 | -71.70 | - | -81.80 | -53.54 | -81.80 | |
| | | 중앙부 | 39 | -12.42 | - | -3.69 | -2.79 | -12.42 | |
| | | 하부 (좌측) | 40 | 55.08 | - | 83.02 | 52,85 | 83.02 | |
| | | 하부 (우측) | 41 | -72.87 | - | -81.30 | -51.09 | -81.30 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1012.61 | - | 673.77 | 511.42 | 1012.61 | |
| | | 중앙부 | 2 | 510.06 | - | 526.47 | 377.02 | 526.47 | |
| | | 우측 | 3 | -1017.72 | - | -592.81 | -425.08 | -1017.72 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | -396.77 | - | -556.87 | -444.16 | -556.87 | |
| | | 중앙부 | 5 | -471.11 | - | -655.55 | -542.84 | -655.55 | |
| | | 우측 | 6 | 370.64 | - | -488.88 | -359.61 | -488.88 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -1057.54 | - | -626.95 | -480.41 | -1057.54 | |
| | | 중앙부 | 8 | -794.49 | - | -503.96 | -355.16 | -794.49 | |
| | | 우측 | 9 | 1033.51 | - | 443.36 | 280.09 | 1033.51 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | 533.24 | - | 657.42 | 529.79 | 657.42 | |
| | | 중앙부 | 11 | 592.84 | - | 647.36 | 519.73 | 647.36 | |
| | | 우측 | 12 | -570.42 | - | -560.37 | -410.31 | -570.42 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | -827.05 | - | -1119.60 | -917.90 | -1119.60 | |
| | | 중앙부 | 14 | -361.47 | - | -595.23 | -389.29 | -595.23 | |
| | | 하부 | 15 | 1152.00 | - | 848.21 | 662.99 | 1152.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | 996.14 | - | 561.13 | 448.66 | 996.14 | |
| | | 중앙부 | 17 | 345.19 | - | 589.11 | 387.18 | 589.11 | |
| | | 하부 | 18 | -1467.72 | - | -1061.35 | -861.37 | -1467.72 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 | 19 | -21.77 | - | -26.01 | -17.03 | -26.01 | |
| | | 중앙부 | 20 | -21.77 | - | -27.78 | -18.04 | -27.78 | |
| | | 하부 | 21 | -21.77 | - | -30.44 | -19.55 | -30.44 | |

3) 축력

(kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -1102.14 | - | -950.13 | -812.97 | -1102.14 | |
| | | 중앙부 | 2 | -1102.14 | - | -776.81 | -688.02 | -1102.14 | |
| | | 우측 | 3 | -1102.14 | - | -880.17 | -763.29 | -1102.14 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | -1103.26 | - | -665.44 | -577.08 | -1103.26 | |
| | | 중앙부 | 5 | -1103.26 | - | -928.62 | -793.86 | -1103.26 | |
| | | 우측 | 6 | -1103.26 | - | -928.62 | -793.86 | -1103.26 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -1577.54 | - | -994.48 | -846.33 | -1577.54 | |
| | | 중앙부 | 8 | -1577.54 | - | -628.09 | -550.50 | -1577.54 | |
| | | 우측 | 9 | -1577.54 | - | -782.60 | -677.79 | -1577.54 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 10 | -1564.31 | - | -769.95 | -663.18 | -1564.31 | |
| | | 중앙부 | 11 | -1564.31 | - | -970.53 | -825.76 | -1564.31 | |
| | | 우측 | 12 | -1564.31 | - | -990.30 | -842.84 | -1564.31 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 13 | -1573.24 | - | -789.21 | -675.02 | -1573.24 | |
| | | 중앙부 | 14 | -1694.92 | - | -653.56 | -565.92 | -1694.92 | |
| | | 하부 | 15 | -1823.42 | - | -805.78 | -698.92 | -1823.42 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 16 | -668.94 | - | -599.04 | -522.18 | -668.94 | |
| | | 중앙부 | 17 | -790.62 | - | -461.22 | -411.20 | -790.62 | |
| | | 하부 | 18 | -919.12 | - | -696.27 | -600.80 | -919.12 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 | 19 | -1709.64 | - | -395.63 | -337.08 | -1709.64 | |
| | | 중앙부 | 20 | -1735.13 | - | -433.87 | -375.32 | -1747.88 | |
| | | 하부 | 21 | -1760.63 | - | -446.62 | -388.06 | -1760.63 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -1097.34 | - | - | - | -1097.34 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 210.88 | - | - | - | 210.88 | |
| | | 중앙부 (하면) | 3 | 1036.11 | - | - | - | 1036.11 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -995.27 | - | - | - | -995.27 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 2.30 | - | - | - | 2.30 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 6 | -1013.76 | - | - | - | -1013.76 | |
| | | 중앙부 (상면) | 7 | -969.13 | - | - | - | -969.13 | |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 169.19 | - | - | - | 169.19 | |
| | | 우측 (상면) | 9 | -969.13 | - | - | - | -969.13 | |
| | | 우측 (하면) | 10 | 169.19 | - | - | - | 169.19 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 11 | 245.90 | - | - | - | 245.90 | |
| | | 좌측 (하면) | 12 | -1633.47 | - | - | - | -1633.47 | |
| | | 중앙부 (상면) | 13 | 1260.92 | - | - | - | 1260.92 | |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (상면) | 15 | 115.08 | - | - | - | 115.08 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | -1312.42 | - | - | - | -1312.42 | |
| | 2 경간 | 좌측 (상면) | 17 | 77.04 | - | - | - | 77.04 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | -1258.79 | - | - | - | -1258.79 | |
| | | 중앙부 (상면) | 19 | 453.52 | - | - | - | 453.52 | |
| | | 중앙부 (하면) | 20 | -1430.76 | - | - | - | -1430.76 | |
| | | 우측 (상면) | 21 | 454.34 | - | - | - | 454.34 | |
| | | 우측 (하면) | 22 | -1466.63 | - | - | - | -1466.63 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 23 | -1611.74 | - | - | - | -1611.74 | |
| | | 중앙부 (외측) | 24 | -899.86 | - | - | - | -899.86 | |
| | | 중앙부 (내측) | 25 | 100.30 | - | - | - | 100.30 | |
| | | 하부 (외측) | 26 | -1777.23 | - | - | - | -1777.23 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측 벽체 | 1층 | 상부 (외측) | 27 | -1001.21 | - | - | - | -1001.21 | |
| | | 상부 (내측) | 28 | 211.59 | - | - | - | 211.59 | |
| | | 중앙부 (외측) | 29 | -320.64 | - | - | - | -320.64 | |
| | | 중앙부 (내측) | 30 | 392.22 | - | - | - | 392.22 | |
| | | 하부 (외측) | 31 | -1372.24 | - | - | - | -1372.24 | |
| | | 하부 (내측) | 32 | 410.44 | - | - | - | 410.44 | |
| 중간 벽체 | 1련 | 상부 (좌측) | 33 | 30.46 | - | - | - | 30.46 | |
| | | 상부 (우측) | 34 | -45.63 | - | - | - | -45.63 | |
| | | 중앙부 | 35 | -9.09 | - | - | - | -9.09 | |
| | | 하부 (좌측) | 36 | 31.67 | - | - | - | 31.67 | |
| | | 하부 (우측) | 37 | -47.22 | - | - | - | -47.22 | |

# 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 1133 | 1869.94 | 2233.44 | 5048.80 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.19 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 1020 | 1024.16 | 1531.43 | 3031.69 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.50 |
| | | 중앙부 (상면) | 2 | 1000 | 1000 | 309.06 | 1329.54 | 916.32 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 4.30 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1000 | 1020 | 1447.04 | 1531.43 | 4332.96 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.06 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 1133 | 1471.46 | 2233.44 | 3937.90 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.52 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 1020 | 787.64 | 1531.43 | 2317.02 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.94 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1000 | 1133 | 1494.43 | 2233.44 | 4001.38 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.49 |
| | | 좌측 (하면) | 4 | 1000 | 1020 | 730.06 | 1531.43 | 2144.43 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 2.10 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 1133 | 1804.74 | 2233.44 | 4865.63 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.24 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 1020 | 1017.30 | 1531.43 | 3010.84 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.51 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 1133 | 1804.74 | 2233.44 | 4865.63 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 6080.40 | 1.24 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 1020 | 1017.30 | 1531.43 | 3010.84 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.51 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 1020 | 1463.96 | 1895.01 | 4385.67 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 1.29 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 953 | 2435.86 | 2581.48 | 8119.28 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.06 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1000 | 1020 | 1815.46 | 1895.01 | 5492.66 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 1.04 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | 953 | 408.45 | 2581.48 | 1275.27 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 6.32 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 1020 | 779.09 | 1895.01 | 2291.35 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 2.43 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 953 | 1921.54 | 2581.48 | 6291.36 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.34 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 1020 | 681.24 | 1895.01 | 1998.49 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 2.78 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 953 | 1838.53 | 2581.48 | 6002.75 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.40 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1000 | 1020 | 1446.55 | 1895.01 | 4331.42 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 1.31 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 1000 | 953 | 2165.12 | 2581.48 | 7148.27 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.19 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 1020 | 1529.29 | 1895.01 | 4589.68 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 5746.40 | 1.24 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 953 | 2220.82 | 2581.48 | 7346.42 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 8650.00 | 1.16 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 13 | 1000 | 1333 | 2422.20 | 4389.08 | - | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 7669.20 | 1.81 |
| | | 상부(내측) | 13 | 1000 | 1220 | 1180.12 | 2183.46 | - | H16 - 8.0EA | 7669.20 | 1.85 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1000 | 1200 | 1255.46 | 4672.39 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6185.20 | 3.72 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1000 | 1220 | 643.13 | 4578.13 | - | H16 - 8.0EA | 6185.20 | 7.12 |
| | | 하부(외측) | 15 | 1000 | 1153 | 2598.52 | 4820.14 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 10238.80 | 1.86 |
| | | 하부(내측) | 15 | 1000 | 1220 | 1450.66 | 1883.30 | - | H16 - 8.0EA | 10238.80 | 1.30 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1000 | 1332 | 2099.96 | 3342.73 | - | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 9177.20 | 1.59 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1000 | 1220 | 1205.94 | 1816.34 | - | H22 - 8.0EA | 9177.20 | 1.51 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1000 | 1200 | 447.56 | 5055.81 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 7693.20 | 11.30 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1000 | 1220 | 807.46 | 2673.87 | - | H22 - 8.0EA | 7693.20 | 3.31 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1000 | 1153 | 2071.31 | 4205.64 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 11746.80 | 2.03 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1000 | 1220 | 1610.05 | 1825.81 | - | H22 - 8.0EA | 11746.80 | 1.13 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | $mm^2$ | | mm | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 627.9 | 1012.6 | 1395.79 | 2.00 | 199.01 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 649.5 | 526.5 | 1046.72 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 627.9 | 1017.7 | 1395.79 | 2.00 | 201.65 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 627.9 | 556.9 | 1395.79 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 627.9 | 655.6 | 1395.79 | 2.00 | 14.32 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 627.9 | 488.9 | 1395.79 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 662.5 | 1057.5 | 1472.80 | 2.00 | 193.64 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 662.5 | 794.5 | 1067.65 | 2.00 | 129.39 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 662.5 | 1033.5 | 1472.80 | 2.00 | 181.86 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 10 | 662.5 | 657.4 | 1472.80 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 662.5 | 647.4 | 1472.80 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 662.5 | 570.4 | 1472.80 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 823.3 | 1119.6 | 1414.54 | 2.00 | 127.00 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 852.0 | 595.2 | 1460.17 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 15 | 824.0 | 1152.0 | 1408.43 | 2.00 | 142.21 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 16 | 785.6 | 996.1 | 1081.26 | 2.00 | 180.44 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 813.3 | 589.1 | 1421.44 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 18 | 786.8 | 1107.9 | 1371.22 | 2.00 | 139.23 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1133.33 | 100.00 | 1869.94 | 1012.61 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 105.976 mm, c = 105.976 / β1 = 105.976 / 0.85 = 124.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 124.678) / 124.678 = 0.02507

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5048.798 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm) , [사용률 = 1.204]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00537

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 105.976 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (1133.33 - a/2) = 2233.436 kN.m

≥ Mu (= 1869.943 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.194]

* 전단에 대한 검토 (d = 966.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 966.67 = 627.868 kN

< Vu (= 1012.614 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1012.614-627.868) x 150.00 / (400x966.67xΦ) x 1000 = 199.006 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 966.67 / 150.00 x 1000 = 1023.893 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 966.67 / 1000 = 3348.632 kN ≥ 1023.893 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (837.158 + 1023.893) = 1395.788 kN ≥ 1012.614 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1024.16 | 1012.61 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02947

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3031.690 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.516]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00451

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1531.433 kN.m

≥ Mu (= 1024.157 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.495]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1012.614 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1012.614-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 171.620 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1012.614 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1000.00 | 100.00 | 309.06 | 526.47 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03309

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 916.324 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.424]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00405

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1000.00 - a/2) = 1329.538 kN.m

≥ Mu (= 309.062 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.302]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

≥ Vu (= 526.467 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1447.04 | 526.47 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02947

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4332.959 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.061]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00451

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1531.433 kN.m

≥ Mu (= 1447.042 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.058]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 526.467 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1133.33 | 100.00 | 1471.46 | 1017.72 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 105.976 mm, c = 105.976 / β1 = 105.976 / 0.85 = 124.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 124.678) / 124.678 = 0.02507

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3937.899 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.544]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00537

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 105.976 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (1133.33 - a/2) = 2233.436 kN.m

≥ Mu (= 1471.457 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.518]

* 전단에 대한 검토 (d = 966.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 966.67 = 627.868 kN

< Vu (= 1017.723 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1017.723-627.868) x 150.00 / (400x966.67xΦ) x 1000 = 201.649 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 966.67 / 150.00 x 1000 = 1023.893 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 966.67 / 1000 = 3348.632 kN ≥ 1023.893 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (837.158 + 1023.893) = 1395.788 kN ≥ 1017.723 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 787.64 | 1017.72 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02947

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2317.021 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.984]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00451

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1531.433 kN.m

≥ Mu (= 787.636 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.944]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1017.723 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1017.723-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 174.124 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1017.723 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1133.33 | 100.00 | 1494.43 | 556.87 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 105.976 mm, c = 105.976 / β1 = 105.976 / 0.85 = 124.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 124.678) / 124.678 = 0.02507

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4001.380 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm) , [사용률 = 1.520]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00537

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 105.976 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (1133.33 - a/2) = 2233.436 kN.m

≥ Mu (= 1494.425 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.495]

* 전단에 대한 검토 (d = 966.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 966.67 = 627.868 kN

≥ Vu (= 556.869 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 730.06 | 556.87 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02947

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2144.426 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.143]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00451

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1531.433 kN.m

≥ Mu (= 730.061 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.098]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 556.869 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1133.33 | 100.00 | 1804.74 | 655.55 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 105.976 mm, c = 105.976 / β1 = 105.976 / 0.85 = 124.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 124.678) / 124.678 = 0.02507

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4865.632 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.250]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00537

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 105.976 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (1133.33 - a/2) = 2233.436 kN.m

≥ Mu (= 1804.744 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.238]

* 전단에 대한 검토 (d = 966.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 966.67 = 627.868 kN

< Vu (= 655.551 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (655.551-627.868) x 150.00 / (400x966.67xΦ) x 1000 = 14.319 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA. C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 966.67 / 150.00 x 1000 = 1023.893 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 966.67 / 1000 = 3348.632 kN ≥ 1023.893 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (837.158 + 1023.893) = 1395.788 kN ≥ 655.551 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1017.30 | 655.55 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02947

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3010.838 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.527]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00451

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1531.433 kN.m

≥ Mu (= 1017.299 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.505]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 655.551 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1266.67 | 1133.33 | 100.00 | 1804.74 | 488.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 105.976 mm, c = 105.976 / β1 = 105.976 / 0.85 = 124.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 124.678) / 124.678 = 0.02507

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4865.632\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.250]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00537

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 105.976 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (1133.33 - a/2) = 2233.436 kN.m

≥ Mu (= 1804.744 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.238]

* 전단에 대한 검토 (d = 966.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 966.67 = 627.868 kN

≥ Vu (= 488.875 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1017.30 | 488.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02947

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3010.838 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.527]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00451

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1531.433 kN.m

≥ Mu (= 1017.299 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.505]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 488.875 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1463.96 | 1057.54 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4385.669 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.310]

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 1463.960 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.294]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1057.544 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1057.544-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 193.645 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1057.544 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 953.14 | 100.00 | 2435.86 | 1057.54 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01391

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 8119.275 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.065]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00908

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (953.14 - a/2) = 2581.481 kN.m

≥ Mu (= 2435.861 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.060]

* 전단에 대한 검토 (d = 953.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 953.14 = 619.081 kN

< Vu (= 1057.544 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (1057.544-619.081) x 150.00 / (400x953.14xΦ) x 1000 = 230.011 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 953.14 / 150.00 x 1000 = 1009.563 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 953.14 / 1000 = 3301.765 kN ≥ 1009.563 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (825.441 + 1009.563) = 1376.254 kN ≥ 1057.544 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1815.46 | 794.49 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5492.660 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.046]

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 1815.464 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.044]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 794.489 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (794.489-662.509) x 300.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 129.392 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 300.00 x 1000 = 540.192 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 540.192 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 540.192) = 1067.653 kN ≥ 794.489 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 953.14 | 100.00 | 408.45 | 794.49 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01391

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1275.266 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 6.783]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00908

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (953.14 - a/2) = 2581.481 kN.m

≥ Mu (= 408.453 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.320]

* 전단에 대한 검토 (d = 953.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 953.14 = 619.081 kN

< Vu (= 794.489 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (794.489-619.081) x 300.00 / (400x953.14xΦ) x 1000 = 184.032 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 953.14 / 300.00 x 1000 = 504.782 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 953.14 / 1000 = 3301.765 kN ≥ 504.782 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (825.441 + 504.782) = 997.667 kN ≥ 794.489 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 779.09 | 1033.51 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2291.355 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.508]

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 779.085 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.432]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1033.505 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1033.505-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 181.861 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1033.505 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 953.14 | 100.00 | 1921.54 | 1033.51 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01391

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6291.356\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.375]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00908

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (953.14 - a/2) = 2581.481 kN.m

≥ Mu (= 1921.542 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.343]

* 전단에 대한 검토 (d = 953.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 953.14 = 619.081 kN

< Vu (= 1033.505 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1033.505-619.081) x 150.00 / (400x953.14xΦ) x 1000 = 217.400 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 953.14 / 150.00 x 1000 = 1009.563 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 953.14 / 1000 = 3301.765 kN ≥ 1009.563 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (825.441 + 1009.563) = 1376.254 kN ≥ 1033.505 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 681.24 | 657.42 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1998.492 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.875]

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 681.243 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.782]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 657.415 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 953.14 | 100.00 | 1838.53 | 657.42 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01391

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 6002.745 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.441]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00908

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (953.14 - a/2) = 2581.481 kN.m

≥ Mu (= 1838.526 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.404]

* 전단에 대한 검토 (d = 953.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 953.14 = 619.081 kN

< Vu (= 657.415 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (657.415-619.081) x 150.00 / (400x953.14xΦ) x 1000 = 20.109 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 953.14 / 150.00 x 1000 = 1009.563 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 953.14 / 1000 = 3301.765 kN ≥ 1009.563 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (825.441 + 1009.563) = 1376.254 kN ≥ 657.415 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1446.55 | 647.36 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4331.418 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.327]

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 1446.547 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.310]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 647.360 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 953.14 | 100.00 | 2165.12 | 647.36 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01391

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 7148.270 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.210]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00908

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (953.14 - a/2) = 2581.481 kN.m

≥ Mu (= 2165.116 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.192]

* 전단에 대한 검토 (d = 953.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 953.14 = 619.081 kN

< Vu (= 647.360 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (647.360-619.081) x 150.00 / (400x953.14xΦ) x 1000 = 14.835 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 953.14 / 150.00 x 1000 = 1009.563 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 953.14 / 1000 = 3301.765 kN ≥ 1009.563 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (825.441 + 1009.563) = 1376.254 kN ≥ 647.360 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 1020.00 | 80.00 | 1529.29 | 570.42 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4589.681 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 1.252]

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 1529.286 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.239]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 570.421 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1100.00 | 953.14 | 100.00 | 2220.82 | 570.42 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01391

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 7346.417 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.177]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00908

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (953.14 - a/2) = 2581.481 kN.m

≥ Mu (= 2220.819 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.162]

* 전단에 대한 검토 (d = 953.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 953.14 = 619.081 kN

≥ Vu (= 570.421 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,467 | 100 | 1,333 | 1573.239 | 2422.197 | 1539.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 6080.400 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1466.7 x 1000.0 = 33660000.0 N

Cs = As x fy = 2432160.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (33660000.0 x 733.33 + 2432160.0 x 133.333 + 635520.0 x 1386.667) / 36727680.0
= 704.905 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 800.00 mm, ab = k1 x cb = 680.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 680000.000 = 15606.000 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2432.160 kN

Pb = 15606.000 + 599.057 - 2432.160 = 13772.897 kN

Mb = Cc x 421.761 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8380.574 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 608.483 mm, e = Mu/Pu = 1539.624 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 265.89 mm, a = k1 x c = 226.01 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 226009.846 = 5186.926 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2432.160 kN

Pn = 5186.926 + 599.057 - 2432.160 = 3353.823 kN

Mn = Cc x 591.901 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5163.620 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1539.622) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 mm

c = 265.894 mm, a = k1 x c = 226.010 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1366.67-265.89) / 265.89 = 0.01242

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29241.337 kN ≥ Pn = 3353.823 kN

ΦPn = 0.85 x 3353.823 = 2850.750 kN ≥ Pu = 1573.239 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.540 = 4389.083 kN.m ≥ Mu = 2422.197 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1166.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1166.67 = 823.275 kN
< Vu (= 1119.598 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1119.598 - 823.275) x 150.00 / (400.0 x 1166.67 x Φ) = 126.996 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1166.67 / 150.00 = 788.356 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1166.67 = 4041.452 kN ≥ 788.356 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1097.700 + 788.356) = 1414.542 kN ≥ 1119.598 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 1573.239 | 1180.115 | 750.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6080.400 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2432160.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 2432160.0 x 1166.667) / 32902680.0

= 677.182 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 2292.615 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 2292.615 - 635.520 = 15936.585 kN

Mb = Cc x 311.718 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5952.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 373.536 mm, e = Mu/Pu = 750.118 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 172.67 mm, a = k1 x c = 146.77 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 146771.593 = 3368.408 kN

∑Csi = 691.616 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3368.408 + 691.616 - 635.520 = 3424.504 kN

Mn = Cc x 603.796 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2568.767 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=750.114)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 172.672 mm, a = k1 x c = 146.772 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-172.67) / 172.67 = 0.01820

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26181.337 kN ≥ Pn = 3424.504 kN

ΦPn = 0.85 x 3424.504 = 2910.828 kN ≥ Pu = 1573.239 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.750 = 2183.465 kN.m ≥ Mu = 1180.115 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 860.911 kN

< Vu (= 1119.598 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1119.598 - 860.911) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 106.019 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 824.395 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 824.395 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1147.881 + 824.395) = 1479.207 kN ≥ 1119.598 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 100 | 1,200 | 1694.919 | 1255.457 | 740.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1838560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1220.000) / 32309080.0

= 629.914 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 14045.400 + 599.057 - 1838.560 = 12805.897 kN

Mb = Cc x 364.086 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6441.508 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.011 mm, e = Mu/Pu = 740.718 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 443.96 mm, a = k1 x c = 377.37 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 377367.783 = 8660.591 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 8660.591 + 599.057 - 1838.560 = 7421.088 kN

Mn = Cc x 441.230 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5497.001 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=740.727)| = 0.0091 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 443.962 mm, a = k1 x c = 377.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-443.96) / 443.96 = 0.00511

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25733.704 kN ≥ Pn = 7421.088 kN

ΦPn = 0.85 x 7421.088 = 6307.925 kN ≥ Pu = 1694.919 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.741 = 4672.393 kN.m ≥ Mu = 1255.457 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 852.009 kN

≥ Vu (= 595.226 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 1694.919 | 643.125 | 379.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1200.000) / 32309080.0

= 670.086 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 1733.073 - 635.520 = 15377.043 kN

Mb = Cc x 318.814 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5845.892 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 380.170 mm, e = Mu/Pu = 379.443 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 733.18 mm, a = k1 x c = 623.20 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 623203.201 = 14302.513 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 632.962 kN

Pn = 14302.513 + 1733.073 - 632.962 = 15402.624 kN

Mn = Cc x 358.484 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5844.548 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=379.451) | = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 733.180 mm, a = k1 x c = 623.203 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-733.18) / 733.18 = 0.00199

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25733.704 kN ≥ Pn = 15402.624 kN

ΦPn = 0.78 x 15402.624 = 12065.389 kN ≥ Pu = 1694.919 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.379 = 4578.128 kN.m ≥ Mu = 643.125 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 866.209 kN

≥ Vu (= 595.226 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 100 | 1,153 | 1823.424 | 2598.519 | 1425.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 8650.000 mm² (인장중심 = 146.86 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0079) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 3460000.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 3460000.0 x 146.862 + 635520.0 x 1220.000) / 33930520.0
= 609.370 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 691.88 mm, ab = k1 x cb = 588.10 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 588100.162 = 13496.899 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 3460.000 kN

Pb = 13496.899 + 599.057 - 3460.000 = 10635.956 kN

Mb = Cc x 396.580 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7318.681 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 688.108 mm, e = Mu/Pu = 1425.077 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 350.64 mm, a = k1 x c = 298.05 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 298048.237 = 6840.207 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 3460.000 kN

Pn = 6840.207 + 599.057 - 3460.000 = 3979.264 kN

Mn = Cc x 460.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5670.776 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1425.082) | = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 350.645 mm, a = k1 x c = 298.048 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-350.64) / 350.64 = 0.00727

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26956.432 kN ≥ Pn = 3979.264 kN

ΦPn = 0.85 x 3979.264 = 3382.374 kN ≥ Pu = 1823.424 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.425 = 4820.143 kN.m ≥ Mu = 2598.519 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1153.14 = 824.024 kN
< Vu (= 1151.995 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1151.995 - 824.024) x 150.00 / (400.0 x 1153.14 x Φ) = 142.208 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1153.14 / 150.00 = 779.213 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1153.14 = 3994.586 kN ≥ 779.213 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1098.699 + 779.213) = 1408.434 kN ≥ 1151.995 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 1823.424 | 1450.657 | 795.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8650.000 mm² (압축중심 = 146.86 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0079) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 3460000.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 3460000.0 x 1153.138) / 33930520.0

= 690.630 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 3261.483 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 3261.483 - 635.520 = 16905.452 kN

Mb = Cc x 298.270 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6155.665 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 364.123 mm, e = Mu/Pu = 795.568 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 157.45 mm, a = k1 x c = 133.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 133833.520 = 3071.479 kN

∑Csi = 349.033 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3071.479 + 349.033 - 635.520 = 2784.993 kN

Mn = Cc x 623.714 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2215.631 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=795.561)| = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 157.451 mm, a = k1 x c = 133.834 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-157.45) / 157.45 = 0.02025

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26956.432 kN ≥ Pn = 2784.993 kN

ΦPn = 0.85 x 2784.993 = 2367.244 kN ≥ Pu = 1823.424 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.796 = 1883.302 kN.m ≥ Mu = 1450.657 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 871.804 kN

< Vu (= 1151.995 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1151.995 - 871.804) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 114.833 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 824.395 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 824.395 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1162.405 + 824.395) = 1490.100 kN ≥ 1151.995 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,465 | 100 | 1,332 | 668.935 | 2099.96 | 3139.3 |

㉯ 철근비 검토

As = 6080.400 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0063) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1465.1 x 1000.0 = 33624045.0 N

Cs = As x fy = 2432160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (33624045.0 x 732.55 + 2432160.0 x 133.333 + 1238720.0 x 1385.100) / 37294925.0
= 715.146 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 799.06 mm, ab = k1 x cb = 679.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 679201.000 = 15587.663 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2432.160 kN

Pb = 15587.663 + 1167.648 - 2432.160 = 14323.151 kN

Mb = Cc x 410.353 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8593.778 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 599.992 mm, e = Mu/Pu = 3139.258 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 148.58 mm, a = k1 x c = 126.29 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 126289.735 = 2898.349 kN

∑Csi = 786.536 kN, ∑Tsi = 2432.160 kN

Pn = 2898.349 + 786.536 - 2432.160 = 1252.725 kN

Mn = Cc x 652.002 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3932.617 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3139.249) | = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1465.10 - 100.00 = 1365.100 mm

c = 148.576 mm, a = k1 x c = 126.290 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1365.10-148.58) / 148.58 = 0.02456

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29667.447 kN ≥ Pn = 1252.725 kN

ΦPn = 0.85 x 1252.725 = 1064.816 kN ≥ Pu = 668.935 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.139 = 3342.733 kN.m ≥ Mu = 2099.960 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1166.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1166.67 = 785.624 kN
< Vu (= 996.143 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (996.143 - 785.624) x 300.00 / (400.0 x 1166.67 x Φ) = 180.445 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1166.67 / 300.00 = 394.178 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1166.67 = 4041.452 kN ≥ 394.178 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1047.499 + 394.178) = 1081.257 kN ≥ 996.143 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 668.935 | 1205.939 | 1802.8 |

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6080.400 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 2432160.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1238720.0 x 80.000 + 2432160.0 x 1166.667) / 33505880.0

= 666.431 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 2292.615 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 14279.490 + 2292.615 - 1238.720 = 15333.385 kN

Mb = Cc x 322.469 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6477.960 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 422.474 mm, e = Mu/Pu = 1802.774 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 129.62 mm, a = k1 x c = 110.18 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 110176.973 = 2528.562 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1343.235 kN

Pn = 2528.562 + 0.000 - 1343.235 = 1185.326 kN

Mn = Cc x 611.343 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2136.865 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1802.765)| = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 129.620 mm, a = k1 x c = 110.177 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-129.62) / 129.62 = 0.02524

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26636.211 kN ≥ Pn = 1185.326 kN

ΦPn = 0.85 x 1185.326 = 1007.527 kN ≥ Pu = 668.935 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.803 = 1816.345 kN.m ≥ Mu = 1205.939 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 821.538 kN

< Vu (= 996.143 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (996.143 - 821.538) x 300.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 143.119 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1220.00 / 300.00 = 412.197 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 412.197 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1095.384 + 412.197) = 1130.686 kN ≥ 996.143 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 100 | 1,200 | 790.615 | 447.563 | 566.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1838560.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1220.000) / 32912280.0

= 640.729 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 14045.400 + 1167.648 - 1838.560 = 13374.488 kN

Mb = Cc x 353.271 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6632.383 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 495.898 mm, e = Mu/Pu = 566.095 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 618.85 mm, a = k1 x c = 526.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 526023.102 = 12072.230 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 12072.230 + 1167.648 - 1838.560 = 11401.319 kN

Mn = Cc x 377.717 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6454.286 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=566.100) | = 0.0049 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 618.851 mm, a = k1 x c = 526.023 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-618.85) / 618.85 = 0.00282

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26188.577 kN ≥ Pn = 11401.319 kN

ΦPn = 0.78 x 11401.319 = 8931.033 kN ≥ Pu = 790.615 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.566 = 5055.813 kN.m ≥ Mu = 447.563 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 813.281 kN

≥ Vu (= 589.108 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 790.615 | 807.456 | 1021.3 |

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1238720.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1200.000) / 32912280.0

= 659.271 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 14279.490 + 1733.073 - 1238.720 = 14773.843 kN

Mb = Cc x 329.629 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6361.608 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 430.599 mm, e = Mu/Pu = 1021.301 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 169.05 mm, a = k1 x c = 143.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 143695.927 = 3297.822 kN

∑Csi = 1021.016 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 3297.822 + 1021.016 - 1238.720 = 3080.118 kN

Mn = Cc x 587.423 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3145.715 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1021.297) | = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 169.054 mm, a = k1 x c = 143.696 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-169.05) / 169.05 = 0.01865

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26188.577 kN ≥ Pn = 3080.118 kN

ΦPn = 0.85 x 3080.118 = 2618.100 kN ≥ Pu = 790.615 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.021 = 2673.867 kN.m ≥ Mu = 807.456 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 826.836 kN

≥ Vu (= 589.108 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 100 | 1,153 | 919.12 | 2071.306 | 2253.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 8650.000 mm² (인장중심 = 146.86 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0090) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 3460000.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 3460000.0 x 146.862 + 1238720.0 x 1220.000) / 34533720.0
= 620.035 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 691.88 mm, ab = k1 x cb = 588.10 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 588100.162 = 13496.899 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 3460.000 kN

Pb = 13496.899 + 1167.648 - 3460.000 = 11204.547 kN

Mb = Cc x 385.914 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7546.374 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 673.510 mm, e = Mu/Pu = 2253.575 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 231.26 mm, a = k1 x c = 196.57 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 196570.687 = 4511.297 kN

∑Csi = 1144.240 kN, ∑Tsi = 3460.000 kN

Pn = 4511.297 + 1144.240 - 3460.000 = 2195.537 kN

Mn = Cc x 521.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4947.810 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2253.576) | = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 231.260 mm, a = k1 x c = 196.571 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-231.26) / 231.26 = 0.01257

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27411.305 kN ≥ Pn = 2195.537 kN

ΦPn = 0.85 x 2195.537 = 1866.207 kN ≥ Pu = 919.120 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.254 = 4205.636 kN.m ≥ Mu = 2071.306 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1153.14 = 786.809 kN
< Vu (= 1107.917 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1107.917 - 786.809) x 150.00 / (400.0 x 1153.14 x Φ) = 139.232 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1153.14 / 150.00 = 779.213 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1153.14 = 3994.586 kN ≥ 779.213 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1049.079 + 779.213) = 1371.220 kN ≥ 1107.917 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,300 | 80 | 1,220 | 919.12 | 1610.047 | 1751.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8650.000 mm² (압축중심 = 146.86 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0090) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 3460000.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1238720.0 x 80.000 + 3460000.0 x 1153.138) / 34533720.0

= 679.965 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 3261.483 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 14279.490 + 3261.483 - 1238.720 = 16302.252 kN

Mb = Cc x 308.935 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6697.875 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 410.856 mm, e = Mu/Pu = 1751.726 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 139.80 mm, a = k1 x c = 118.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 118829.757 = 2727.143 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1500.920 kN

Pn = 2727.143 + 0.000 - 1500.920 = 1226.223 kN

Mn = Cc x 620.550 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2148.015 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1751.733) | = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 139.800 mm, a = k1 x c = 118.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-139.80) / 139.80 = 0.02318

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27411.305 kN ≥ Pn = 1226.223 kN

ΦPn = 0.85 x 1226.223 = 1042.289 kN ≥ Pu = 919.120 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.752 = 1825.806 kN.m ≥ Mu = 1610.047 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 832.431 kN

< Vu (= 1107.917 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1107.917 - 832.431) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 112.904 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 824.395 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 824.395 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1109.908 + 824.395) = 1450.727 kN ≥ 1107.917 kN ∴ O.K

## 16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

16) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

## 17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

| 부재 | 폭 | 두께 | 높이 | CTC | 축력 | 모멘트 | 축력×CTC | 모멘트×CTC | 해석모델 | 조합 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W1 | 1.00 | 0.30 | 5.45 | - | 1760.63 | 42.53 | 1760.63 | 42.53 | 상시 | 11 |
| | | | | | 314.29 | 83.02 | 314.29 | 83.02 | 지진(붕괴) | 1 |

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \quad \geq 1760.63\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 1760.626 | 42.527 | 24.2 |

* 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 339.072 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 2574.990 + 339.072 - 635.520 = 2278.542 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 310.013 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 136.058 mm, e = Mu/Pu = 24.155 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 299.00 mm, a = k1 x c = 254.15 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 254151.764 = 5832.783 kN

∑Csi = 814.469 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5832.783 + 814.469 - 0.000 = 6647.252 kN

Mn = Cc x 22.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 160.567 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=24.155)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 299.002 mm, a = k1 x c = 254.152 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-299.00) / 299.00 = -0.00079

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6466.491 kN < Pn = 6647.252 kN

ΦPn = 0.65 x 6466.491 = 4203.219 kN ≥ Pu = 1760.626 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.024 = 101.528 kN.m ≥ Mu = 42.527 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 202.795 kN

≥ Vu (= 32.045 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 314.29 | 83.02 | 264.2 |

* 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 339.072 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 2574.990 + 339.072 - 635.520 = 2278.542 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 310.013 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 136.058 mm, e = Mu/Pu = 264.151 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 76.83 mm, a = k1 x c = 65.30 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 65301.695 = 1498.674 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 674.910 kN

Pn = 1498.674 + 0.000 - 674.910 = 823.764 kN

Mn = Cc x 117.349 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 217.597 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=264.150) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 76.826 mm, a = k1 x c = 65.302 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-76.83) / 76.83 = 0.00559

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6466.491 kN ≥ Pn = 823.764 kN

ΦPn = 0.85 x 823.764 = 700.199 kN ≥ Pu = 314.290 kN ∴ O.K

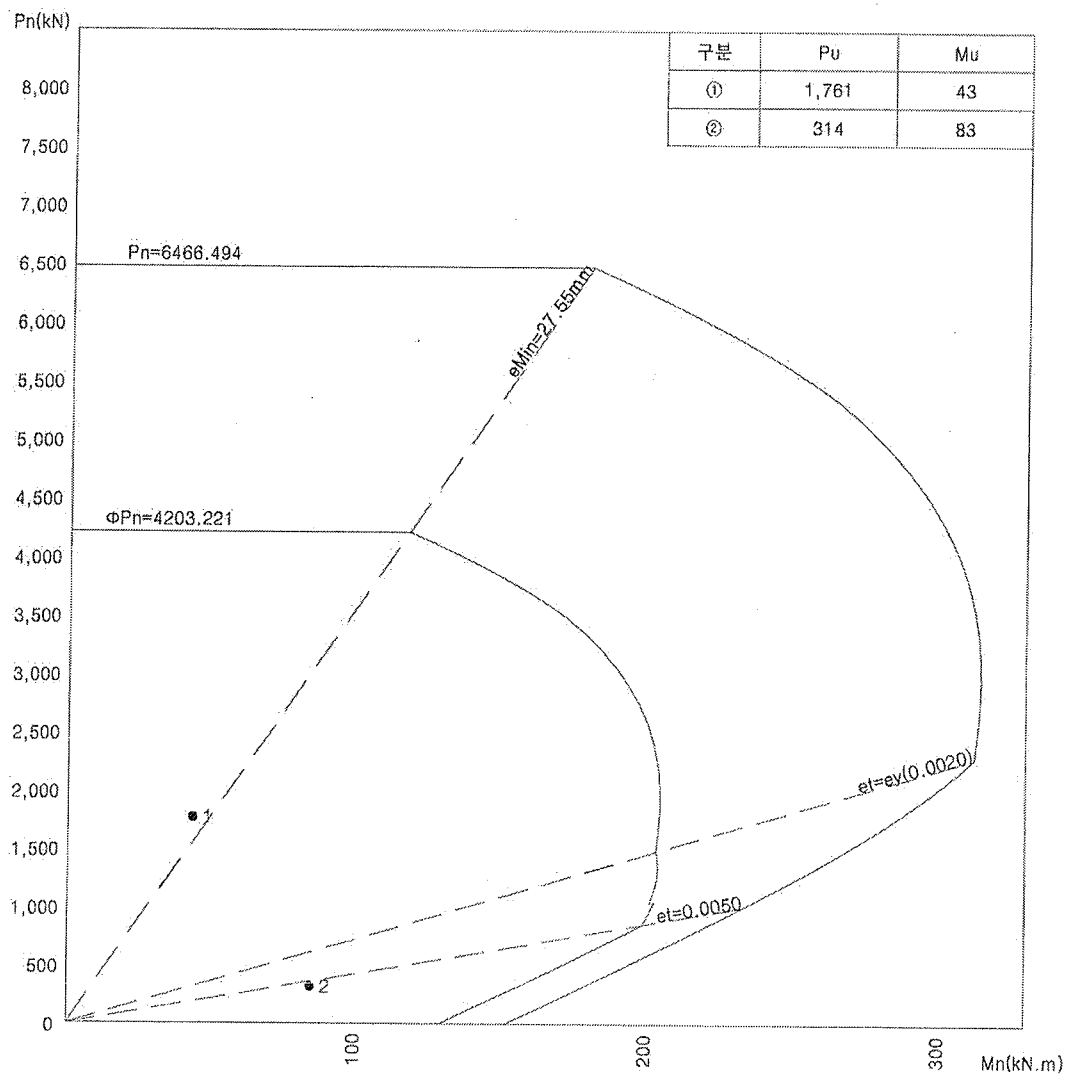
ΦMn = ΦPn x 0.264 = 184.958 kN.m ≥ Mu = 83.020 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 153.587 kN

≥ Vu (= 32.045 kN) , 전단보강 불필요.

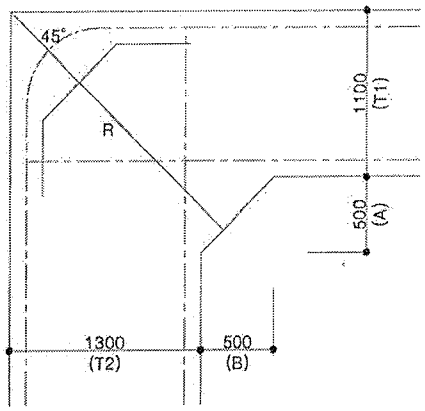
4) PM 상관도




| 구분 | Pu | Mu |
|---|---|---|
| ① | 1,761 | 43 |
| ② | 314 | 83 |

# 18. 절점부 검토

1) 좌측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1611.744 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1611.744 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2050.610 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 $mm^2$

∴ Total Asb = 2026.800 $mm^2$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1611.74 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.916 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1611.74 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 8733.143 \ mm^2$$

Asb = 2026.800 $mm^2$

Req'd As = As - Asb

= 8733.143 $mm^2$ - 2026.800 $mm^2$

= 6706.343 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 7150.400 $mm^2$ > Req'd As (= 6706.343 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0025192 + √(2 x 0.0176 + (0.0176)² ) = 0.171

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.171 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 210883606.000 / (2569.600 x 1020.000 x 0.943)

= 85.323 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 85.323 x 2569.600 = 219245.022 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0013023 + √(2 x 0.0091 + (0.0091)² ) = 0.126

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.126 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 210883606.000 / (1588.800 x 1220.000 x 0.958)

= 113.575 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 113.575 x 1588.800 = 180447.297 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

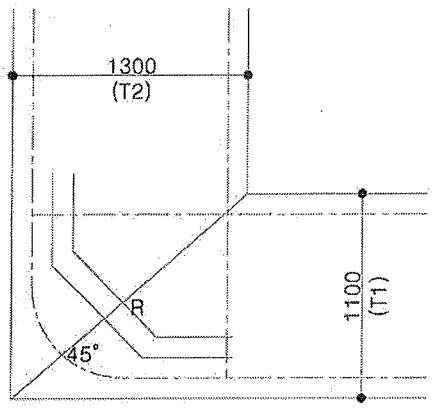
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(219245.022² + 180447.297² ) / 180.0

As = 1577.520 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1777.227 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1777.227 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4053.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1777.23 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 3.064 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1777.23 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 11595.818 \text{ mm}$$

Asb = 4053.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 11595.818 mm² - 4053.600 mm²

= 7542.218 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 7542.218 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0025192 + \sqrt{(2 \times 0.0176 + (0.0176)^2)} = 0.171$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.171 / 3 = 0.943$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 245896808.000 / (2569.600 \times 1020.000 \times 0.943)$

$= 99.489$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 99.489 \times 2569.600 = 255646.477$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0013023 + \sqrt{(2 \times 0.0091 + (0.0091)^2)} = 0.126$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.126 / 3 = 0.958$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 245896808.000 / (1588.800 \times 1220.000 \times 0.958)$

$= 132.431$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 132.431 \times 1588.800 = 210407.130$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

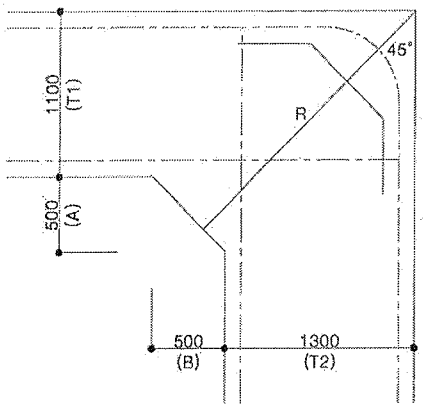
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(255646.477^2 + 210407.130^2)} / 180.0$

$As = 1839.437$ ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1001.212 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1001.212 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$= 2050.610$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 $mm^2$

∴ Total Asb = 2026.800 $mm^2$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1001.21 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.191 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1001.21 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 5425.010 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 $mm^2$

Req'd As = As - Asb
= 5425.010 $mm^2$ - 2026.800 $mm^2$
= 3398.210 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 $mm^2$ > Req'd As (= 3398.210 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0025192 + \sqrt{(2 \times 0.0176 + (0.0176)^2)} = 0.171$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.171 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 211590524.000 / (2569.600 x 1020.000 x 0.943)

= 85.609 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 85.609 x 2569.600 = 219979.969 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0012692 + \sqrt{(2 \times 0.0089 + (0.0089)^2)} = 0.125$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 211590524.000 / (1548.400 x 1220.000 x 0.958)

= 116.867 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 116.867 x 1548.400 = 180957.255 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

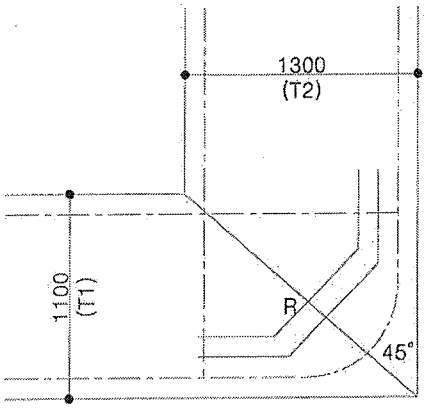
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(219979.969^2 + 180957.255^2)}$ / 180.0

As = 1582.473 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1466.626 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1466.626 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4053.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1466.63 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.529 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1466.63 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 9569.249 \text{ mm}^2$$

Asb = 4053.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 9569.249 mm² - 4053.600 mm²

= 5515.649 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 6080.400 mm² > Req'd As (= 5515.649 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0025192 + \sqrt{(2 \times 0.0176 + (0.0176)^2)} = 0.171$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.171 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 454335994.000 / (2569.600 x 1020.000 x 0.943)

= 183.822 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 183.822 x 2569.600 = 472350.159 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0012692 + \sqrt{(2 \times 0.0089 + (0.0089)^2)} = 0.125$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 454335994.000 / (1548.400 x 1220.000 x 0.958)

= 250.942 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 250.942 x 1548.400 = 388558.962 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(472350.159^2 + 388558.962^2)}$ / 180.0

As = 3397.951 ㎟

사용철근량 : H29 @ 500, 3EA = 3854.400 ㎟ ∴ O.K

# 19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 236.379 | O.K | 1.891 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1297.146 | O.K | 10.377 |
| | | 중앙부 (하면) | 2 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 166.267 | O.K | 1.330 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 283.053 | O.K | 2.264 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 118835.560 | O.K | 950.684 |
| | 2경간 | 좌측 (상면) | 4 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 273.904 | O.K | 2.191 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 296.587 | O.K | 2.373 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1616.792 | O.K | 12.934 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1133 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 296.587 | O.K | 2.373 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1020 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1616.792 | O.K | 12.934 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 1379.483 | O.K | 11.036 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 144.172 | O.K | 1.153 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 176.272 | O.K | 1.410 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 2947.632 | O.K | 23.581 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 231.730 | O.K | 1.854 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측(상면) | 10 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 4403.245 | O.K | 35.226 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 250.710 | O.K | 2.006 |
| | | 중앙부(상면) | 11 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 747.957 | O.K | 5.984 |
| | | 중앙부(하면) | 11 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 194.882 | O.K | 1.559 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1020 | H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA | 125 | 746.607 | O.K | 5.973 |
| | | 우측(하면) | 12 | 953 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 184.890 | O.K | 1.479 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 13 | 1333 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 147.956 | O.K | 1.184 |
| | | 중앙부(외측) | 14 | 1200 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 235.751 | O.K | 1.886 |
| | | 중앙부(내측) | 14 | 1220 | H16 - 8.0EA | 125 | 1166.244 | O.K | 9.330 |
| | | 하부 | 15 | 1153 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 187.602 | O.K | 1.501 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 16 | 1332 | H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 370.852 | O.K | 2.967 |
| | | 상부(내측) | 16 | 1220 | H22 - 8.0EA | 125 | 1060.572 | O.K | 8.485 |
| | | 중앙부(외측) | 17 | 1200 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1009.204 | O.K | 8.074 |
| | | 중앙부(내측) | 17 | 1220 | H22 - 8.0EA | 125 | 542.677 | O.K | 4.341 |
| | | 하부(외측) | 18 | 1153 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA | 125 | 306.054 | O.K | 2.448 |
| | | 하부(내측) | 18 | 1220 | H22 - 8.0EA | 125 | 510.936 | O.K | 4.087 |

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1097.338 x 1000000 / [6080.400 x (1133.333 - 270.945/3)]
= 173.028 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1133.3/(7x6080.400)]
= 270.945 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 173.03) - 2.5 x 87.50 = 236.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 173.03) = 364.10 mm
Sa는 작은 값인 236.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 236.38 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 210.884 x 1000000 / [4596.400 x (1020.000 - 226.034/3)]
= 48.568 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x4596.400)]
= 226.034 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 48.57) - 2.5 x 65.50 = 1457.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 48.57) = 1297.15 mm
Sa는 작은 값인 1297.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1297.15 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1036.109 x 1000000 / [4596.400 x (1020.000 - 226.034/3)]
= 238.624 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x4596.400)]
= 226.034 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 238.62) - 2.5 x 65.50 = 166.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 238.62) = 264.01 mm
Sa는 작은 값인 166.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.27 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 995.271 x 1000000 / [6080.400 x (1133.333 - 270.945/3)]
= 156.934 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1133.3/(7x6080.400)]
= 270.945 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.93) - 2.5 x 87.50 = 283.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.93) = 401.44 mm
Sa는 작은 값인 283.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.05 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2.302 x 1000000 / [4596.400 x (1020.000 - 226.034/3)]
= 0.530 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x4596.400)]
= 226.034 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.53) - 2.5 x 65.50 = 148380.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 0.53) = 118835.56 mm
Sa는 작은 값인 118835.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 118835.56 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1013.755 x 1000000 / [6080.400 x (1133.333 - 270.945/3)]
= 159.849 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1133.3/(7x6080.400)]
= 270.945 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.85) - 2.5 x 87.50 = 273.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 159.85) = 394.12 mm
Sa는 작은 값인 273.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 273.90 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 969.133 x 1000000 / [6080.400 x (1133.333 - 270.945/3)]
= 152.813 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1133.3/(7x6080.400)]
= 270.945 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 152.81) - 2.5 x 87.50 = 296.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 152.81) = 412.27 mm
Sa는 작은 값인 296.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 296.59 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 169.191 x 1000000 / [4596.400 x (1020.000 - 226.034/3)]
= 38.966 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x4596.400)]
= 226.034 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 38.97) - 2.5 x 65.50 = 1857.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 38.97) = 1616.79 mm
Sa는 작은 값인 1616.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1616.79 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 969.133 x 1000000 / [6080.400 x (1133.333 - 270.945/3)]
= 152.813 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1133.3/(7x6080.400)]
= 270.945 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 152.81) - 2.5 x 87.50 = 296.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 152.81) = 412.27 mm
Sa는 작은 값인 296.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 296.59 mm) ∴ O.K

10) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 169.191 x 1000000 / [4596.400 x (1020.000 - 226.034/3)]
= 38.966 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x4596.400)]
= 226.034 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 38.97) - 2.5 x 65.50 = 1857.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 38.97) = 1616.79 mm
Sa는 작은 값인 1616.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1616.79 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 245.897 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 45.669 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 45.67) - 2.5 x 64.00 = 1564.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 45.67) = 1379.48 mm
Sa는 작은 값인 1379.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1379.48 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1633.473 x 1000000 / [8650.000 x (953.138 - 284.546/3)]
= 220.020 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x953.1/(7x8650.000)]
= 284.546 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 220.02) - 2.5 x 85.50 = 144.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 220.02) = 286.34 mm
Sa는 작은 값인 144.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.17 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1260.921 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 234.185 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 234.19) - 2.5 x 64.00 = 176.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 234.19) = 269.02 mm

Sa는 작은 값인 176.27 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 176.27 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.079 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 21.373 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 21.37) - 2.5 x 64.00 = 3524.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 21.37) = 2947.63 mm

Sa는 작은 값인 2947.63 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2947.63 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1312.416 x 1000000 / [8650.000 x (953.138 - 284.546/3)]
= 176.775 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x953.1/(7x8650.000)]
= 284.546 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )'
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.78) - 2.5 x 85.50 = 231.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 176.78) = 356.38 mm
Sa는 작은 값인 231.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 231.73 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 77.036 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 14.308 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 14.31) - 2.5 x 64.00 = 5344.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 14.31) = 4403.25 mm
Sa는 작은 값인 4403.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4403.25 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1258.785 x 1000000 / [8650.000 x (953.138 - 284.546/3)]
= 169.552 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x953.1/(7x8650.000)]
= 284.546 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.55) - 2.5 x 85.50 = 250.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 169.55) = 371.57 mm
Sa는 작은 값인 250.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 250.71 mm) ∴ O.K

18) 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 453.516 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 84.229 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.23) - 2.5 x 64.00 = 774.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.23) = 747.96 mm
Sa는 작은 값인 747.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 747.96 mm) ∴ O.K

19) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1430.763 x 1000000 / [8650.000 x (953.138 - 284.546/3)]
= 192.716 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x953.1/(7x8650.000)]
= 284.546 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 192.72) - 2.5 x 85.50 = 194.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 192.72) = 326.91 mm
Sa는 작은 값인 194.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 194.88 mm) ∴ O.K

20) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 454.336 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 84.382 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.38) - 2.5 x 64.00 = 773.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.38) = 746.61 mm
Sa는 작은 값인 746.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 746.61 mm) ∴ O.K

21) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1466.626 x 1000000 / [8650.000 x (953.138 - 284.546/3)]
= 197.547 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x953.1/(7x8650.000)]
= 284.546 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 197.55) - 2.5 x 85.50 = 184.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 197.55) = 318.91 mm
Sa는 작은 값인 184.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 184.89 mm) ∴ O.K

22) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1611.744 x 1000000 / [6080.400 x (1333.333 - 297.014/3)]
= 214.750 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1333.3/(7x6080.400)]
= 297.014 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.75) - 2.5 x 87.50 = 147.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.75) = 293.36 mm
Sa는 작은 값인 147.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 147.96 mm) ∴ O.K

23) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 899.864 x 1000000 / [4596.400 x (1200.000 - 247.566/3)]
= 175.194 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x4596.400)]
= 247.566 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 175.19) - 2.5 x 85.50 = 235.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.19) = 359.60 mm
Sa는 작은 값인 235.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 235.75 mm) ∴ O.K

24) 좌측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 100.303 x 1000000 / [1588.800 x (1220.000 - 153.986/3)]
= 54.020 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x1588.800)]
= 153.986 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 54.02) - 2.5 x 72.00 = 1277.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 54.02) = 1166.24 mm
Sa는 작은 값인 1166.24 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1166.24 mm) ∴ O.K

25) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1777.227 x 1000000 / [8650.000 x (1153.138 - 318.015/3)]
= 196.212 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1153.1/(7x8650.000)]
= 318.015 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.21) - 2.5 x 85.50 = 187.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 196.21) = 321.08 mm
Sa는 작은 값인 187.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 187.60 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1001.212 x 1000000 / [6080.400 x (1331.767 - 296.818/3)]
= 133.565 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1331.8/(7x6080.400)]
= 296.818 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.56) - 2.5 x 87.50 = 370.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 133.56) = 471.68 mm
Sa는 작은 값인 370.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 370.85 mm) ∴ O.K

27) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 211.591 x 1000000 / [3096.800 x (1220.000 - 209.327/3)]
= 59.402 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x3096.800)]
= 209.327 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.40) - 2.5 x 69.00 = 1153.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 59.40) = 1060.57 mm
Sa는 작은 값인 1060.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1060.57 mm) ∴ O.K

28) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 320.640 x 1000000 / [4596.400 x (1200.000 - 247.566/3)]
= 62.425 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x4596.400)]
= 247.566 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 62.43) - 2.5 x 85.50 = 1047.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 62.43) = 1009.20 mm
Sa는 작은 값인 1009.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1009.20 mm) ∴ O.K

29) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 392.223 x 1000000 / [3096.800 x (1220.000 - 209.327/3)]
= 110.113 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x3096.800)]
= 209.327 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.11) - 2.5 x 69.00 = 542.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 110.11) = 572.14 mm
Sa는 작은 값인 542.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 542.68 mm) ∴ O.K

30) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1372.235 x 1000000 / [8650.000 x (1153.138 - 318.015/3)]
= 151.499 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1153.1/(7x8650.000)]
= 318.015 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 151.50) - 2.5 x 85.50 = 306.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 151.50) = 415.84 mm
Sa는 작은 값인 306.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 306.05 mm) ∴ O.K

31) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 410.439 x 1000000 / [3096.800 x (1220.000 - 209.327/3)]
= 115.227 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x3096.800)]
= 209.327 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.23) - 2.5 x 69.00 = 510.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.23) = 546.75 mm
Sa는 작은 값인 510.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 510.94 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 2.100 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.10 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ( fy = 400 MPa 인 경우 )

| 부재 | 최소두께 또는 높이 (mm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 단 순 지 지 | 일 단 연 속 | 양 단 연 속 | 캔 틸 레 버 |
| 1방향 슬래브 | l / 20 | l / 24 | l / 28 | l / 10 |
| 1보 | l / 16 | l / 18.5 | l / 21 | l / 8 |

Tmin = L / 28
T = 2.100 / 28
T = 0.075 m < 1.100 m ----------> O.K

# 20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

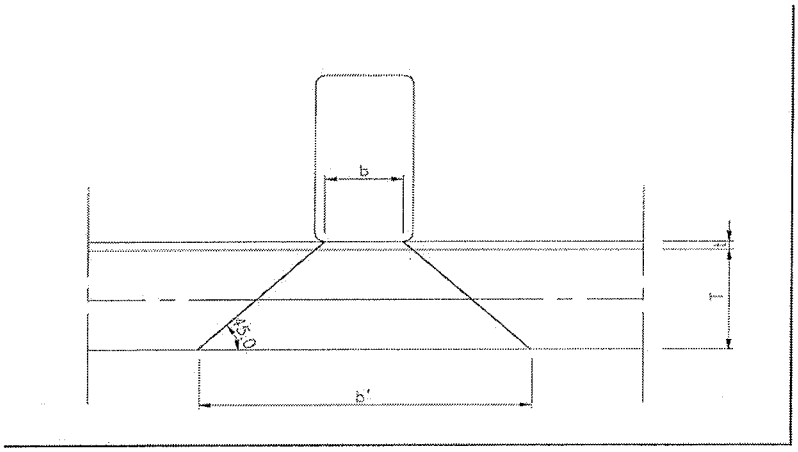
1) 고정하중

- 구체자중 = 1037.150 / 10.800 = 96.032 kN/m²
- 상부연직하중 = 199.125 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

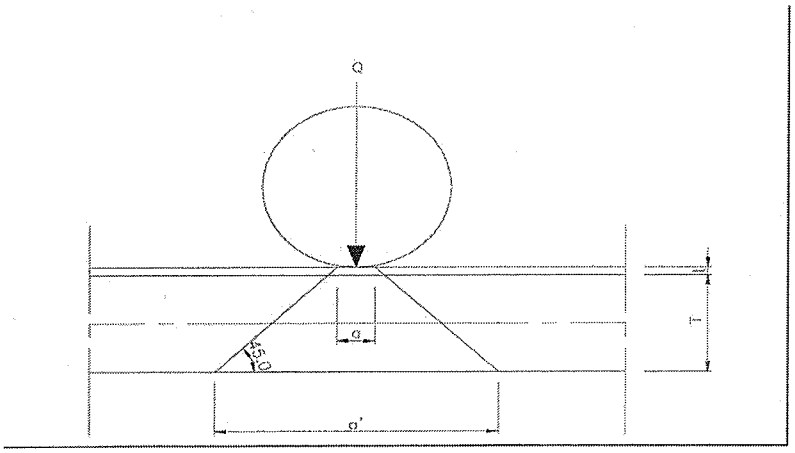
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중




t = 80 mm (암거내부 포장두께)
T = 1100 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × ( 1.100 + 0.080 ) × cot 45°
= 2.860 m




a' = 0.200 + 2 × ( 1.100 + 0.080 ) × cot 45°
= 2.560 m

Qz = 96.0 / ( 2.860 × 2.560 )= 13.112 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 96.03 + 199.13 + 10.00 + 1.84 + 13.11

= 320.109 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 676.630 kN/m² ≥ Qmax = 320.109 kN/m² ..... O.K

## 20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.800 | × | 1.100 | × | 25.000 | | | = | 297.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.800 | × | 1.100 | × | 25.000 | | | = | 297.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 1.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 193.050 | kN/m |
| | : | 1.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 193.050 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 44.550 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 44.550 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.800 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 5.336 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.800 | × | 1.000 | × | 19.000 | | | = | 205.200 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.800 | × | 9.380 | × | 10.000 | | | = | 1013.040 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.800 | × | 9.380 | × | 10.000 | | | = | 1013.040 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 3318.316 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 1.000 \times 9.380 \times 19.000 + 9.380^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 224.985$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 224.985 = 228.443$ kN/m

(3) 저항력

$R = 3318.316 + 228.443 = 3546.759$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.800 \times 17.520 \times 10.000$

$= 1892.160$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 3546.759 / 1892.160$

$= 1.874 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -7.6 m ( 보링주상도 ATB-20 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 10.800 | × | 1.100 | × | 25.000 | | | = | 297.000 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 10.800 | × | 1.100 | × | 25.000 | | | = | 297.000 | kN/m |
| - 벽체 | : | 1.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 193.050 | kN/m |
| | : | 1.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 193.050 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 44.550 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.970 | × | 25.000 | × | 2 | = | 44.550 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 5.800 | × | 0.040 | × | 23.000 | | | = | 5.336 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 10.800 | × | 7.600 | × | 19.000 | | | = | 1559.520 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 10.800 | × | 2.780 | × | 10.000 | | | = | 300.240 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 10.800 | × | 2.780 | × | 10.000 | | | = | 300.240 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 3247.036 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 7.600^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 199.718$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 7.600 \times 2.780 \times 19.000 + 2.780^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 160.174$ kN/m

∴ $\Sigma = 199.718 + 160.174 = 359.892$ kN/m

(3) 저항력

$R = 3247.036 + 359.892 = 3606.928$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.800 \times 10.920 \times 10.000$

$= 1179.360$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 3606.928 / 1179.360$

$= 3.058 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{297.000}{10.800 \times 10.000 \times 1.100} = 2.500 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.500 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{534.600}{10.800 \times 10.000 \times 1.100} = 4.500 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.500 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{547.100}{10.800 \times 10.000 \times 1.100} = 4.605 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.605 m 이하유지

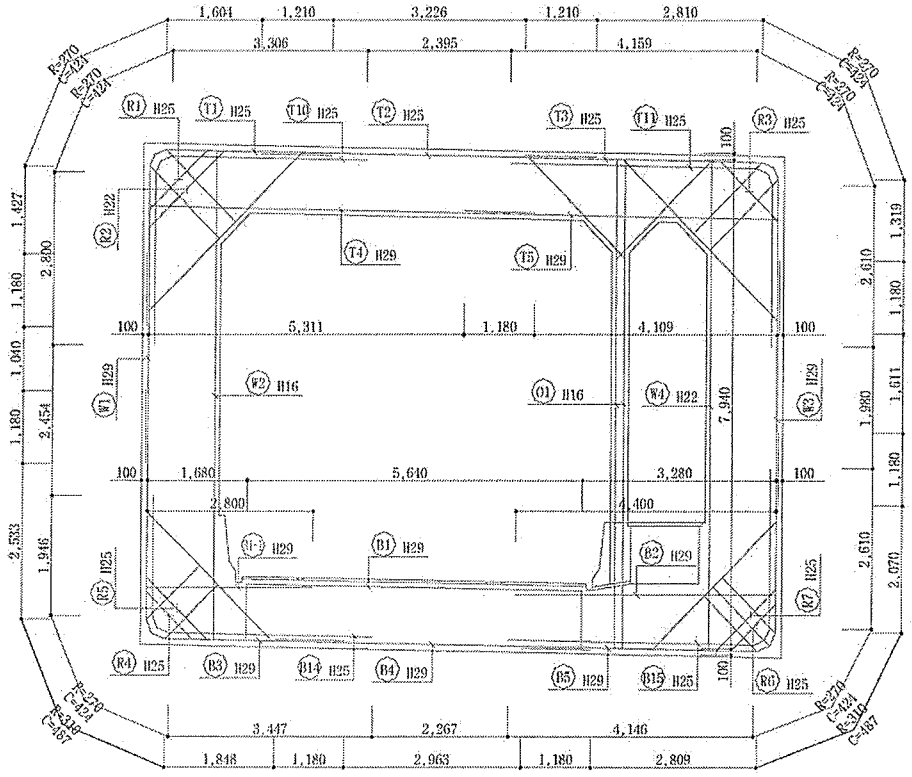
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1081.700}{10.800 \times 10.000 \times 1.100} = 9.105 \text{ m}$$

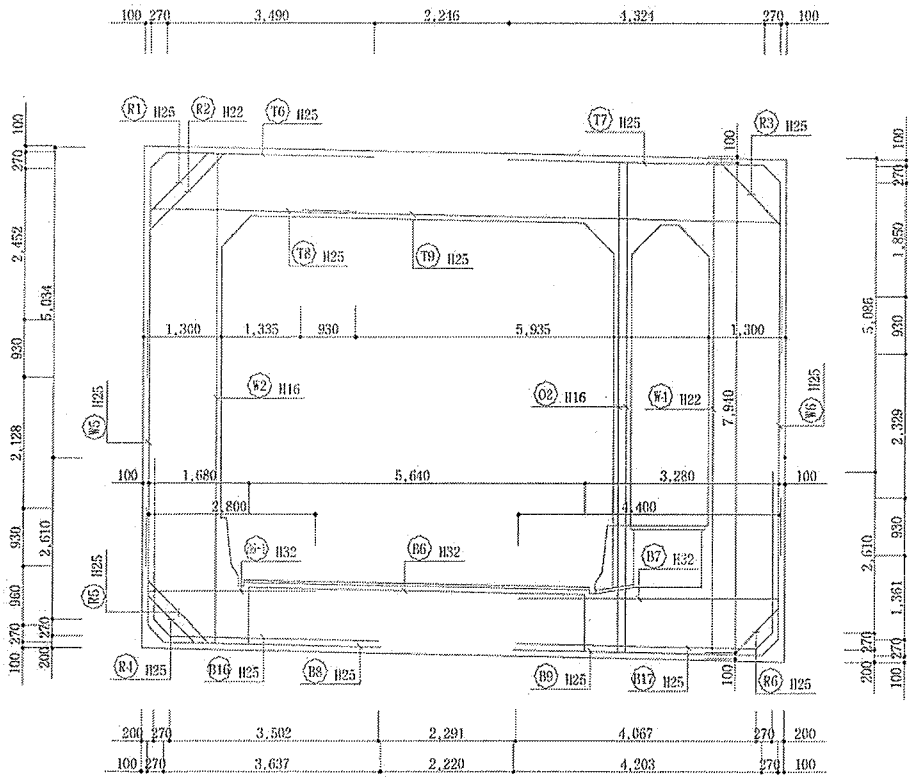
∴ 구조물 저면으로 부터 9.105 m 이하유지

# 21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



# 6.3 집수정

# 집수정 본체

## ▨ 구조 설계 요약

◇ 모멘트 = kN·m  전단력 = kN

| 구 조 계 산 서 | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 부 재 | | 작용력(모멘트) | | 작용력(전단력) | | 저 항 력 | | 안전율 | | 사용철근량 |
| | | 상 시 | 지 진 시 | 상 시 | 지 진 시 | 모멘트 | 전단력 | 모멘트 | 전단력 | |
| 상부슬래브 | 좌측단부 | 1191.4 | 1878.0 | 1297.6 | 1226.7 | 1968.75 | 1364.59 | 1.05 | 1.05 | H29@125,H25@125 |
| | 우측단부 | 1737.4 | 1772.2 | 702.1 | 776.4 | 1968.75 | 1364.59 | 1.11 | 1.76 | 29@125,H25@12 |
| | 중앙부 | 1287.3 | 1125.8 | 1243.4 | 712.6 | 1435.75 | 1292.77 | 1.12 | 1.04 | H32@125 |
| 하부슬래브 | 좌측단부 | 2829.4 | 1591.6 | 1571.7 | 1240.1 | 3566.05 | 2082.80 | 1.26 | 1.33 | 29@125,H29@12 |
| | 우측단부 | 1102.3 | 1821.6 | 574.4 | 606.3 | 2547.07 | 2082.80 | 1.40 | 3.44 | 25@125,H22@12 |
| | 기둥지점부 | 1504.4 | 1984.1 | 1314.3 | 1275.2 | 2158.08 | 1795.52 | 1.09 | 1.37 | 25@125,H22@12 |
| | 중앙부 | 1768.8 | 1138.2 | 456.9 | 727.2 | 1928.99 | 1741.65 | 1.09 | 2.40 | 22@125,H22@12 |
| 중간슬래브 | 상단부 | 1386.2 | 1543.6 | 1226.1 | 1138.6 | 1927.72 | 1472.33 | 1.25 | 1.20 | 25@125,H25@12 |
| | 하단부 | 1004.6 | 993.2 | 266.4 | 591.3 | 1354.56 | 1472.33 | 1.35 | - | H29@125 |

## ▣ 벽체검토 요약

| 부재명 | B | H | dc | Mu | ΦMn | 사용철근량 | 안전율 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 상단부 | 1000 | 1060 | 144 | 1969.45 | 3592.09 | H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA | 1.82 |
| 좌측벽체 중앙부 | 1000 | 900 | 80 | 613.09 | 1857.28 | H16 - 8.0EA | 3.03 |
| 좌측벽체 중앙지점부 | 1000 | 900 | 100 | 1498.08 | 1701.83 | H25 - 8.0EA | 1.14 |
| 좌측벽체 하단부 | 1000 | 1060 | 150 | 2637.75 | 3633.30 | H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA | 1.38 |
| 우측벽체 상단부 | 1000 | 1060 | 100 | 1726.53 | 3412.72 | H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA | 1.98 |
| 우측벽체 중앙부 | 1000 | 900 | 80 | 644.75 | 2225.12 | H25 - 8.0EA | 3.45 |
| 우측벽체 중앙지점부 | 1000 | 900 | 100 | 964.23 | 1109.80 | H19 - 8.0EA | 1.15 |
| 우측벽체 하단부 | 1000 | 1060 | 150 | 1473.73 | 2940.83 | H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA | 2.00 |
| 내측벽체 상단부 | 1000 | 300 | 50 | 231.15 | 251.28 | H19 - 8.0EA | 1.09 |
| 내측벽체 하단부 | 1000 | 300 | 50 | 229.08 | 251.01 | H19 - 8.0EA | 1.10 |

## 1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기초형식 : 직접기초

3) 토질정수 :

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ① 단위체적중량 | : | $\gamma s$ = | 19.00 kN/m³ | (지하수 비고려시) |
| | : | $\gamma s'$ = | 10.00 kN/m³ | (지하수 고려시) |
| ② 뒷채움재 내부마찰각 | : | $\Phi$ = | 30 ° | |
| ③ 기초지반의 내부마찰각 | : | $\Phi$ = | 42.4 ° | |
| ④ 기초부 N치 | : | N = | 50 | |
| ⑤ 토압계수 | : | 정지토압계수 적용 | | |

$Ko = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : $\gamma c$ = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : $\gamma c$ = 23.50 kN/m³
* 포장, 아스팔트 : $\gamma c$ = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

| 토피고(D,m) | 노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡) | 비　　고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

③ 수 압

단위체적중량 : $\gamma w$ = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수

* 휨 : $\Phi f$ = 0.85

* 전 단 : $\Phi v$ = 0.75

6) 사용재료

① 콘크리트 강도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트탄성계수 : Ec = 26700 MPa ---도.설 2.3.3

③ 철근항복 강도 : fy = 400 MPa

④ 철근 탄성계수 : Es = 200000 MPa -- 콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설계방법

① 안정성검토 : 극한강도 설계법

② 사용성검토 : 허용응력 설계법

처짐검토

균열검토

피로응력검토

③ 설계피복두께(㎜)

| | 슬래브 | 벽체 | 기초 | 중간 슬래브 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 내 벽 | 80 | 80 | 80 | 80 | |
| 외 벽 | 100 | 100 | 100(100) | 80 | ( ) 버림콘크리트 시공시 |

9) 참고서적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준·해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

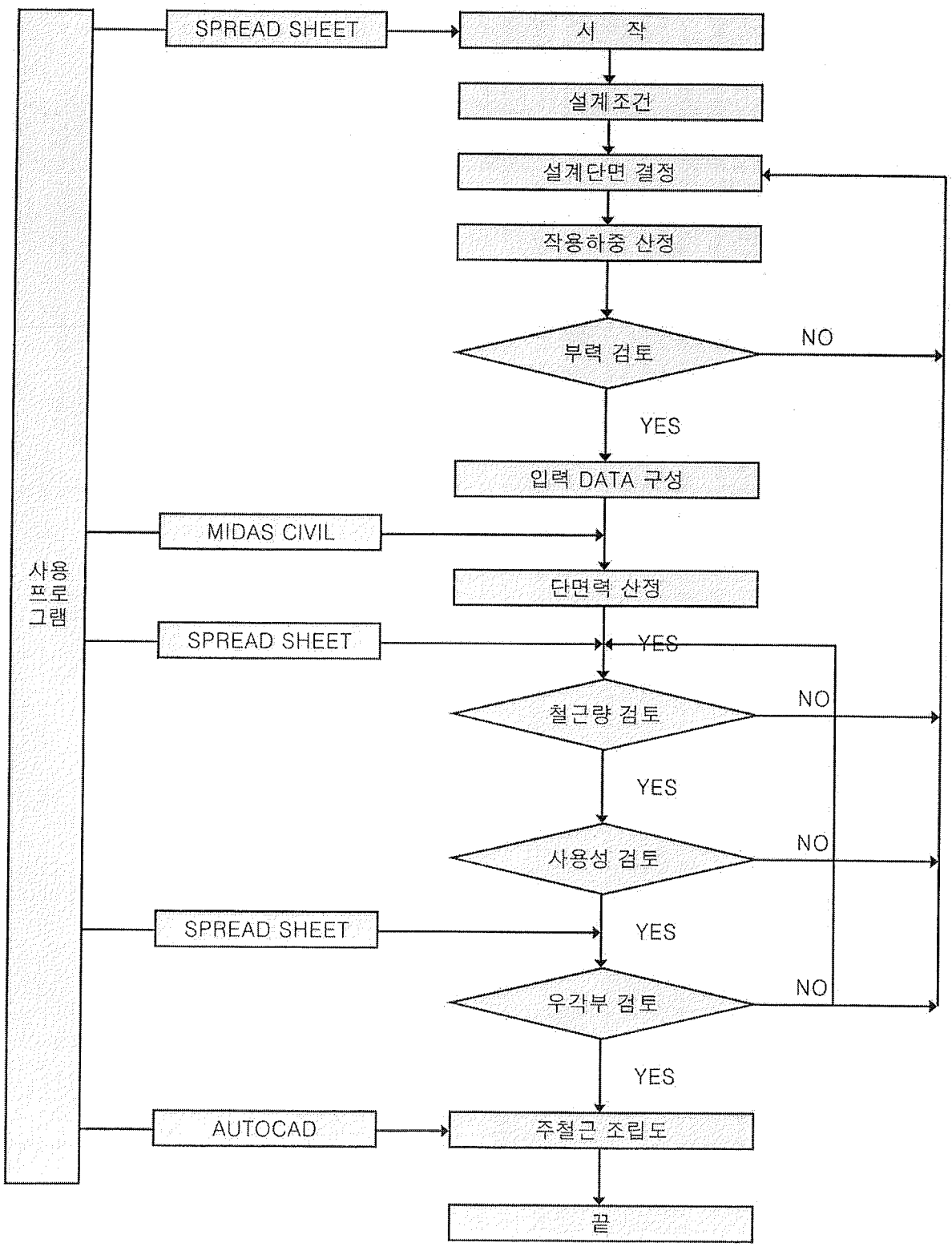
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

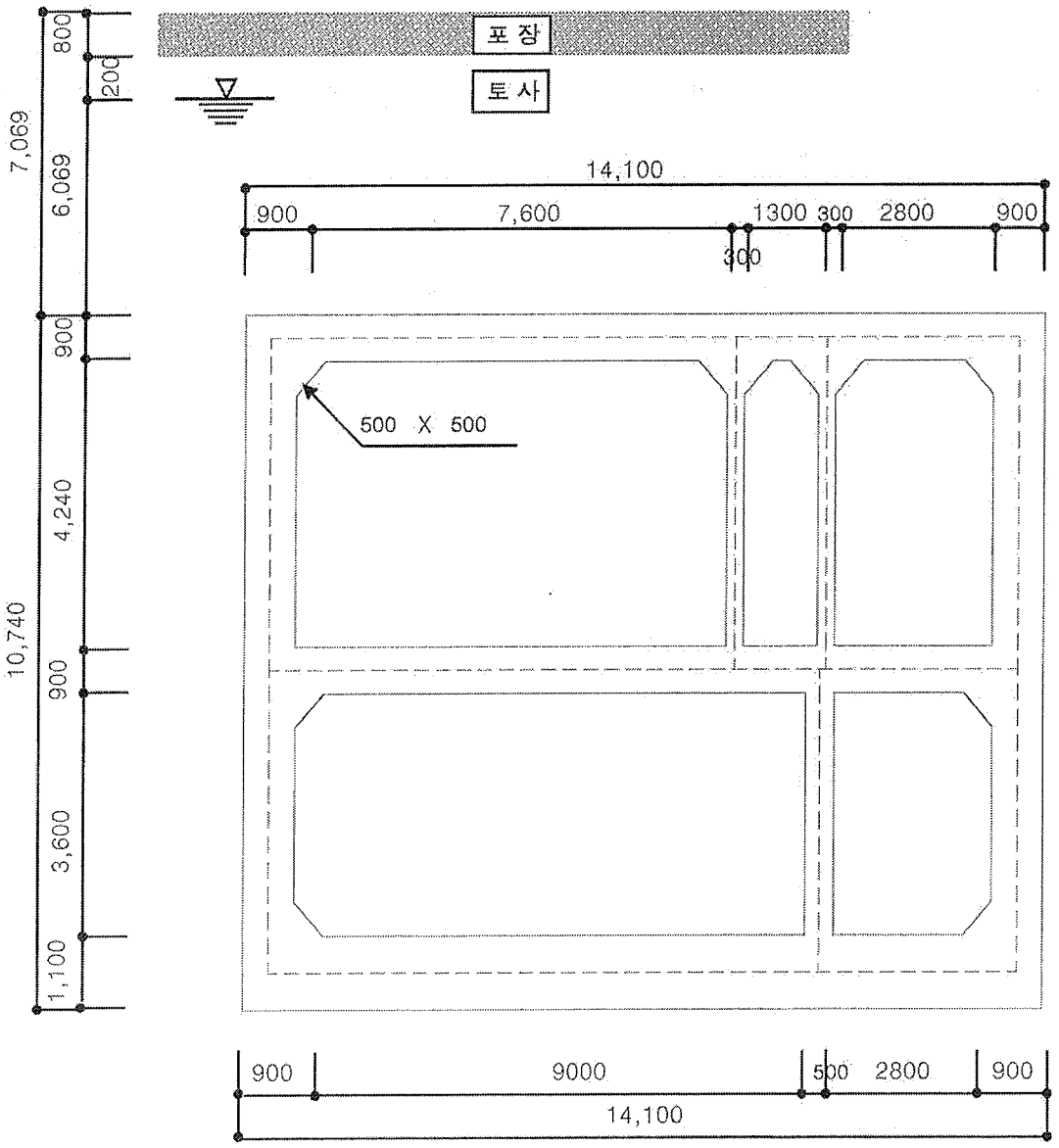
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



## 2. 단면가정

철근 콘크리트




## 3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 상부슬라브 : | 0.900 | x | 14.10 | x | 25.00 | | | | = | 317.250 | kN |
| ② | 측 벽 : | 0.900 | x | 8.74 | x | 25.00 | x | 2 ea | | = | 393.300 | kN |
| ③ | 하부슬라브 : | 1.100 | x | 14.10 | x | 25.00 | | | | = | 387.750 | kN |
| ④ | 헌 치 : | 0.500 | x | 0.500 | x | 1/2 | x | 25.00 | x 10 ea | = | 31.250 | kN |
| ⑤ | 중간슬라브 : | 0.900 | x | 12.30 | x | 25.00 | | | | = | 276.750 | kN |
| ⑥ | 내측벽체 : | 0.300 | x | 4.24 | x | 25.00 | x | 2 ea | | = | 63.600 | kN |
| | | 0.500 | x | 3.60 | x | 25.00 | | | | = | 45.000 | kN |
| | | | | | | | | | | Σ = | 1514.900 | KN |

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · 포장층 : | 1.0 | x | 0.800 | x | 23.000 | = | 18.400 kN/㎡ |
| · 육상토사 : | 1.0 | x | 6.269 | x | 19.000 | = | 119.111 kN/㎡ |
| | | | | | ∑ Wt1 | = | 137.511 kN/㎡ |

- 하부반력산정 : 137.511 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · 포장층 : | 1.0 | x | 0.800 | x | 23.000 | = | 18.400 kN/㎡ |
| · 육상토사 : | 1.0 | x | 0.200 | x | 19.000 | = | 3.800 kN/㎡ |
| · 수중토사 : | 1.0 | x | 6.069 | x | 10.000 | = | 60.690 kN/㎡ |
| | | | | | ∑ Wt2 | = | 82.890 kN/㎡ |

- 하부반력산정 : 82.890 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

| 토피고(D,m) | 노면활하중(Pvℓ,kN/㎡) | 비 고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

노면 활하중 : = 12.00 kN/㎡

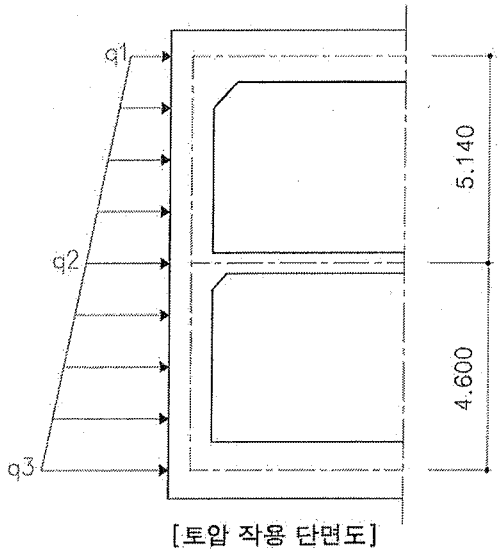
하부반력산정 : = 12.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

PvL x Ko = 12.000 x 0.500 = 6.000 kN/㎡

5) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 − sin 30 = 0.500




[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-4)

q1 = 0.500 x ( 0.800 x 23.00 + 6.719 x 19.00 ) = 73.031 kN/㎡

q2 = 73.031 + 0.500 x 5.140 x 19.00 = 121.861 kN/㎡

q3 = 121.86 + 0.500 x 4.600 x 19.00 = 165.561 kN/㎡

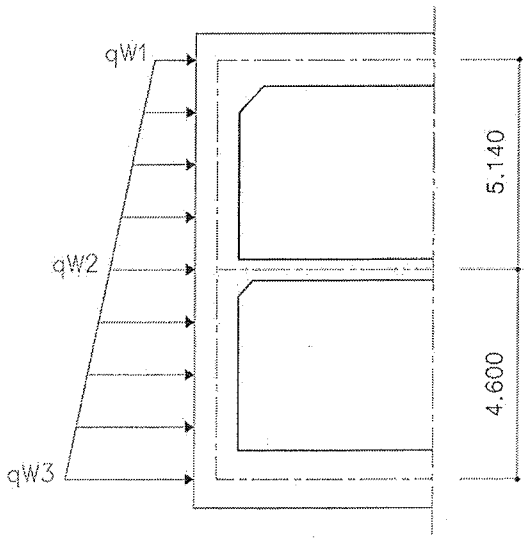
(2) 지하수 고려시 (CASE-5)

q1 = 0.500 x ( 0.800 x 23.00 + 0.200 x 19.00
+ 6.519 x 10.00 ) = 43.695 kN/㎡

q2 = 43.695 + 0.500 x 5.140 x 10.00 = 69.395 kN/㎡

q3 = 69.395 + 0.500 x 4.600 x 10.00 = 92.395 kN/㎡

6) 수 압




[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 6.069 x 10.000 = 60.690 kN/㎡

(2) 수평수압 - 벽 체 (CASE-7)

qw1 = 6.519 x 10.000 = 65.190 kN/㎡

qw2 = 65.190 + 5.140 x 10.000 = 116.590 kN/㎡

qw3 = 116.590 + 4.600 x 10.000 = 162.590 kN/㎡

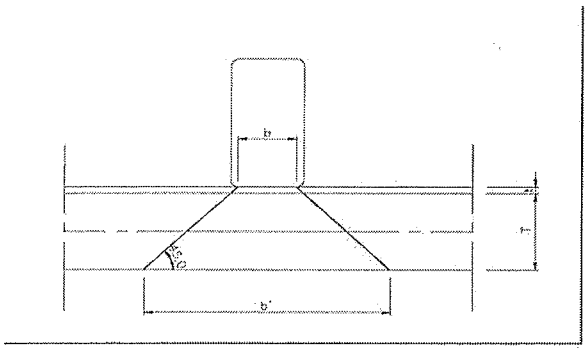
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-6)

qwb = 162.59 + 0.550 x 10.000 = 168.090 kN/㎡

7) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

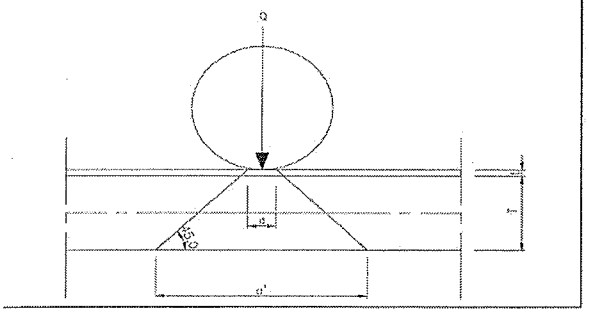
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.100 m

b' = 0.500 + 2 x ( 1.100 + 0.040 ) x cot 45° = 2.780 m



a' = 0.200 + 2 x ( 1.100 + 0.040 ) x cot 45° = 2.480 m

Qz = 96.00 / ( 2.780 x 2.480 )

= 13.924 kN/m²

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 ( 사용하중 적용 )

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 ( 위하중 참조 )

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 상부슬라브 : | | | = | 317.250 | kN |
| ② | 측벽 : | | | = | 393.300 | kN |
| ③ | 하부슬라브 : | | | = | 387.750 | kN |
| ④ | 헌치 : | | | = | 31.250 | kN |
| ⑤ | 중간슬라브 : | | | = | 276.750 | KN |
| ⑥ | 벽체 : | 63.600 + 45.00 | | = | 108.600 | KN |
| - | 연직하중 : | 137.511 x 14.100 | | = | 1938.905 | kN |
| - | 상부활하중 : | 12.000 x 14.100 | | = | 169.200 | kN |
| - | 내부활하중 : | 5.000 x 10.400 | | = | 52.000 | kN |
| | | | | Σ = | 3675.005 | kN |

Qmax1 = 3675.005 / 14.100 + 13.924 = 274.563 kN/m²

(2) 지하수 고려시

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 상부슬라브 : | | | = | 317.250 | kN |
| ② | 측벽 : | | | = | 393.300 | kN |
| ③ | 하부슬라브 : | | | = | 387.750 | kN |
| ④ | 헌치 : | | | = | 31.250 | kN |
| ⑤ | 중간슬라브 : | | | = | 276.750 | kN |
| ⑥ | 벽체 : | | | = | 108.600 | KN |
| - | 연직하중 : | 82.890 x 14.100 | | = | 1168.749 | KN |
| - | 상부활하중 : | | | = | 169.200 | kN |
| - | 내부활하중 : | | | = | 52.000 | kN |
| | | | | Σ = | 2904.849 | kN |

Qmax1 = 2904.849 / 14.100 + 13.924 = 219.942 kN/m²

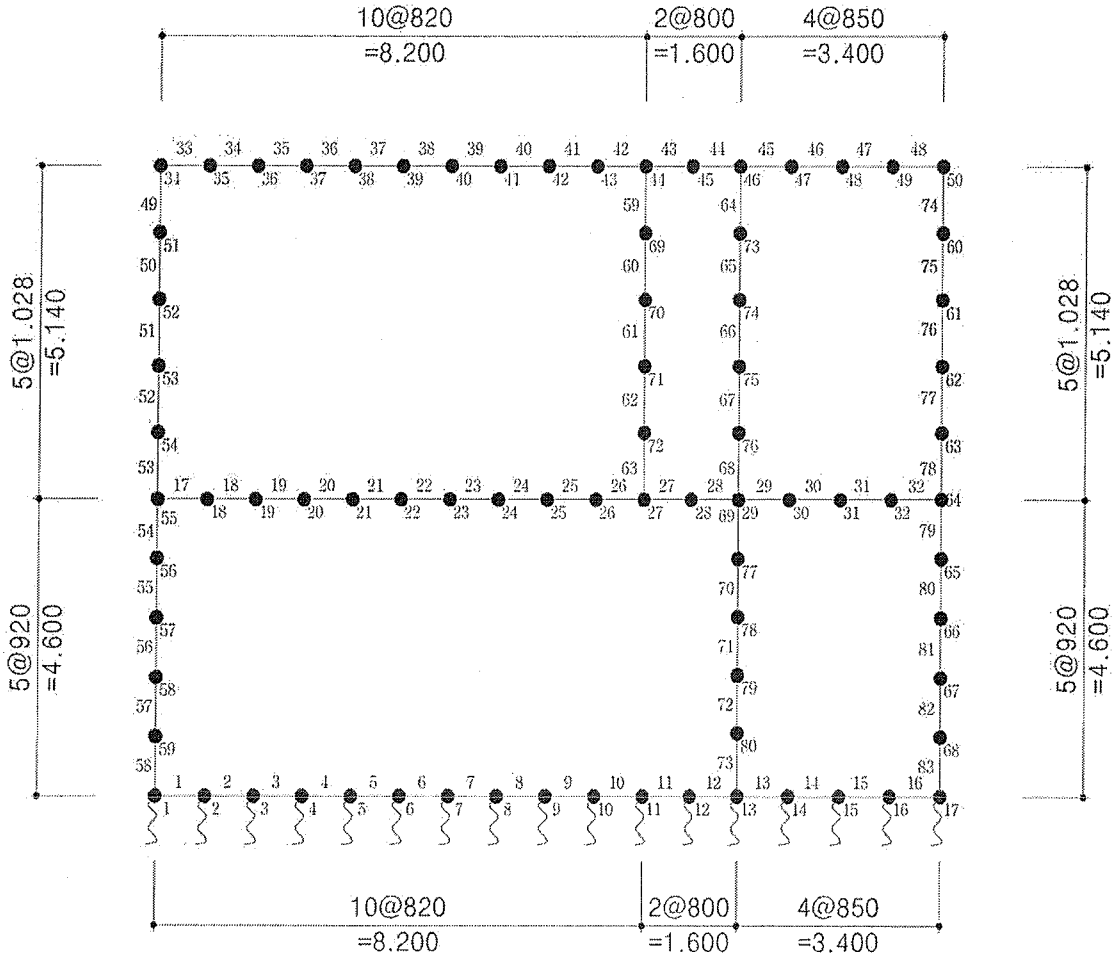
∵ Qmax = 274.563 kN/m²

(3) 지지력 판정

Qmax = 274.563 kN/m² < Qa = 740.910 kN/m² ---- O.K !

## 4. 입력 DATA

### 1) 모 델 링 (상시)




### 2) 부재및 단면형태

| 단면번호 | 폭(m) | 두께 | 단면적 | 단면2차모멘트 | 탄성계수 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1.0 | 0.90 | 0.900 | 0.0607500 | 26700 | 33 ~ 48 |
| 측 벽 | 1.0 | 0.90 | 0.900 | 0.0607500 | 26700 | 49 ~ 58 |
| | 1.0 | 0.90 | 0.900 | 0.0607500 | 26700 | 74 ~ 83 |
| 하부슬래브 | 1.0 | 1.10 | 1.100 | 0.1109167 | 26700 | 1 ~ 16 |
| 중간 슬래브1 | 1.0 | 0.90 | 0.900 | 0.0607500 | 26700 | 17 ~ 32 |
| 내 측벽 체1 | 1.0 | 0.30 | 0.300 | 0.0022500 | 26700 | 59 ~ 63 |
| 내 측벽 체2 | 1.0 | 0.50 | 0.500 | 0.0036372 | 26700 | 64 ~ 68 |

3) 강역설정

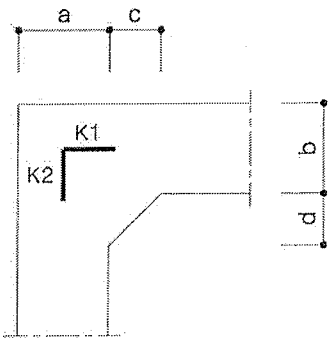
① 강역설정기준

CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

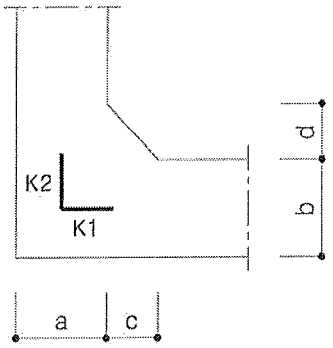
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

② 강역설정




[상부 우각부]

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a = | 900 | mm | c = | 0 | mm |
| b = | 900 | mm | d = | 0 | mm |
| K1 = | 225 | mm | K2 = | 225 | mm |




[하부 우각부]

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a = | 900 | mm | c = | 0 | mm |
| b = | 1100 | mm | d = | 0 | mm |
| K1 = | 175 | mm | K2 = | 325 | mm |

## 5. 지반반력계수산정

### 1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

$E_o$ = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 ( $\alpha$ = 1 )

$K_{vo}$ = 1/0.3 x $\alpha$ x $E_o$ = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

$B_v = \sqrt{14.100 \times 6.100}$ = 9.274 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

$\beta = ( 1 + B / L ) / 2$

$= ( 1 + 14.1 / 6.1 ) / 1.5 = 2.208 > 1$

$\therefore \beta = 1.0$

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

$K_v = \beta \times K_{vo} \times ( B_v / 0 )^{-3/4}$

$= 1.000 \times 166667 \times ( 9.274 / 0 )^{-3/4} = 12713$ kN/m³

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kz(1) = | 12713 | x | 1.0 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.820 | / | 2 ) = | 10933 kN/m³ |
| Kz(16) = | 12713 | x | 1.0 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 ) = | 11124 kN/m³ |
| Kz(2~13) = | 12713 | x | 1.0 | x ( | 0.820 | / | 2 | + | 0.820 | / | 2 ) = | 10424 kN/m³ |
| Kz(14~16) = | 12713 | x | 1.0 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 ) = | 10806 kN/m³ |

## 6. 하중조합

--- 콘.구 3.3.2

### 1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 $\alpha_H$ = 1.0

h > 2m 에 대해서 $\alpha_H$ = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ $\alpha_H$ = 0.875

(상 시)

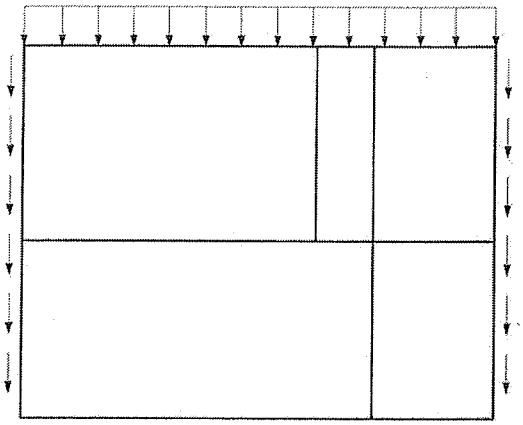
| 구 분 | | 고정하중 | 활하중 | 토압 | | 수압 | | 건조수축 | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | (D) | (L) | 연직토압 | 횡토압 | 연직수압 | 횡수압 | +15°C | -15°C | |
| COMB 1 | 지하수 비고려시 | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | | | 1.2 | | 3.3.2 |
| COMB 2 | | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | | | | 1.2 | 3.3.2 |
| COMB 3 | | 1.2 | 1 | | | | | | | 3.3.3 |
| COMB 4 | | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 0.8 | | | 1.2 | | 3.3.6 |
| COMB 5 | | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 0.8 | | | | 1.2 | 3.3.6 |
| COMB 6 | | 0.9 | | 0.9 | 1.6 | | | | | 3.3.7 |
| COMB 7 | | 0.9 | | 0.9 | 0.8 | | | | | 3.3.7 |
| COMB 8 | 지하수 고려시 | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | 1.2 | | 3.3.2 |
| COMB 9 | | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | | 1.2 | 3.3.2 |
| COMB 10 | | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 0.8 | 1.4 | 0.8 | 1.2 | | 3.3.6 |
| COMB 11 | | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 0.8 | 1.4 | 0.8 | | 1.2 | 3.3.6 |
| COMB 12 | | 0.9 | | 0.9 | 1.6 | 0.9 | 1.6 | | | 3.3.7 |
| COMB 13 | | 0.9 | | 0.9 | 0.8 | 0.9 | 0.8 | | | 3.3.7 |

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

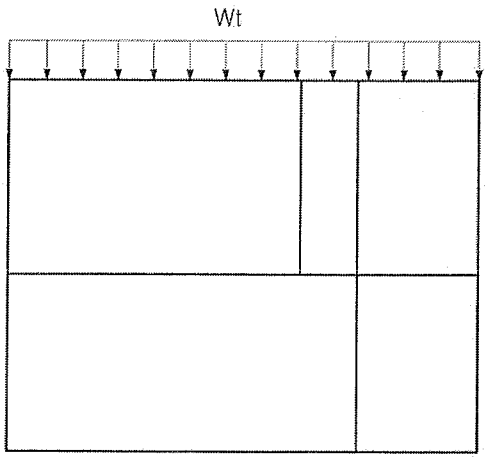
| 구 분 | | 고정하중 | 활하중 | 토압 | | 수압 | | 건조수축 | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | (D) | (L) | 연직토압 | 횡토압 | 연직수압 | 횡수압 | +15°C | -15°C | |
| COMB 14 | 지하수 비고려시 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | 1 | | 3.3.2 |
| COMB 15 | | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | 1 | 3.3.2 |
| COMB 16 | | 1 | 1 | | | | | | | 3.3.3 |
| COMB 17 | | 1 | 1 | 1 | 0.5 | | | 1 | | 3.3.6 |
| COMB 18 | | 1 | 1 | 1 | 0.5 | | | | 1 | 3.3.6 |
| COMB 19 | | 0.9 | | 0.9 | 1 | | | | | 3.3.7 |
| COMB 20 | | 0.9 | | 0.9 | 0.5 | | | | | 3.3.7 |
| COMB 21 | 지하수 고려시 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | 3.3.2 |
| COMB 22 | | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | 1 | 3.3.2 |
| COMB 23 | | 1 | 1 | 1 | 0.5 | 1 | 0.5 | 1 | | 3.3.6 |
| COMB 24 | | 1 | 1 | 1 | 0.5 | 1 | 0.5 | | 1 | 3.3.6 |
| COMB 25 | | 0.9 | | 0.9 | 1 | 0.9 | 1 | | | 3.3.7 |
| COMB 26 | | 0.9 | | 0.9 | 0.5 | 0.9 | 0.5 | | | 3.3.7 |

## 7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

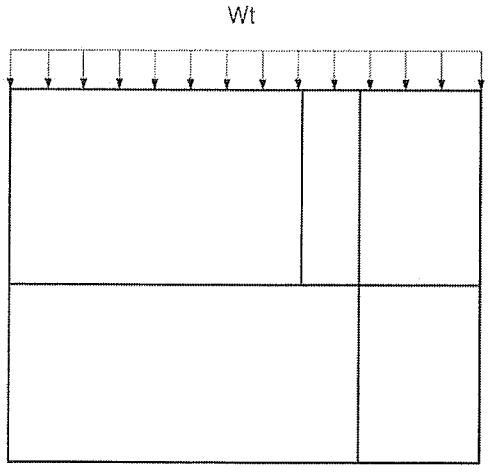


2) CASE 1 - 연 직 토 압 (지하수 비고려시)



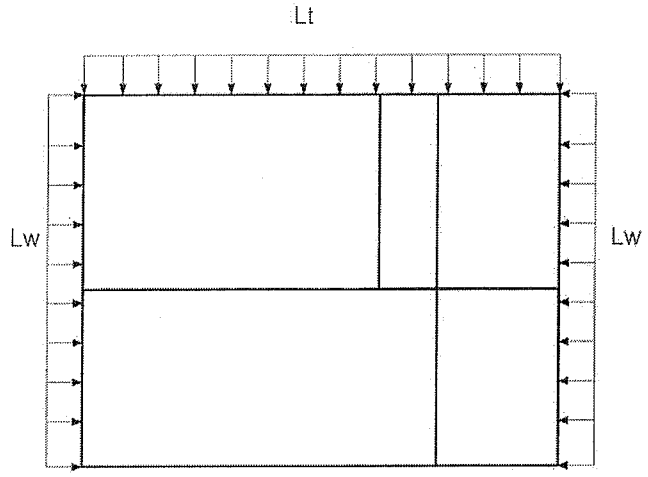

Wt = 137.51 kN/㎡

3) CASE 2 - 연 직 토 압 (지하수 고려시)



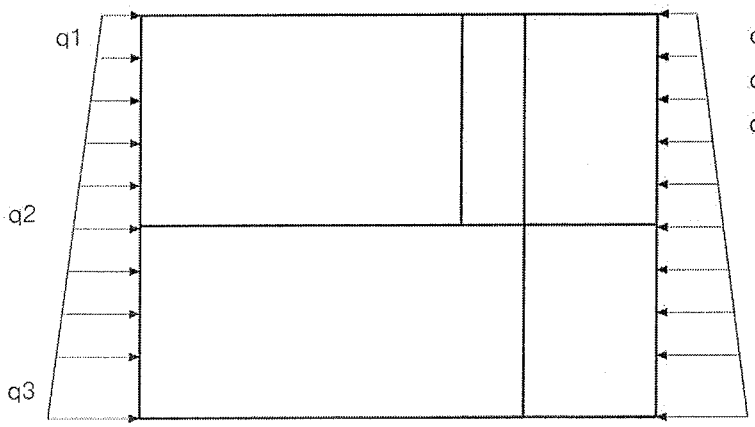

Wt = 82.89 kN/㎡

4) CASE 3 - 활 하 중 (노면 활하중)



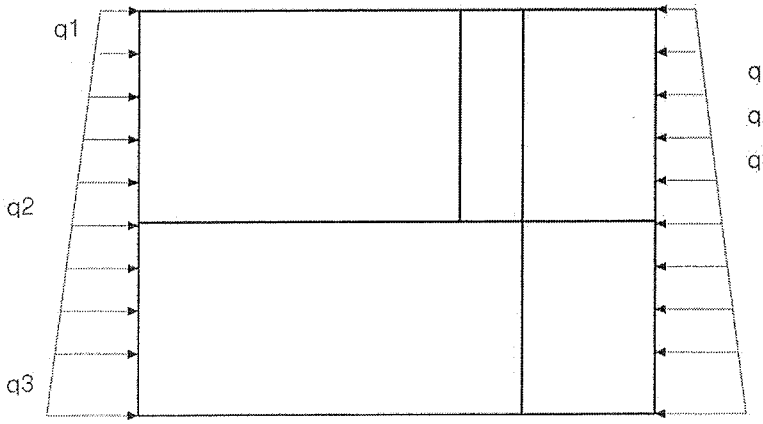

Lt = 12.00 kN/㎡
Lw = 6.00 kN/㎡

5) CASE 4 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



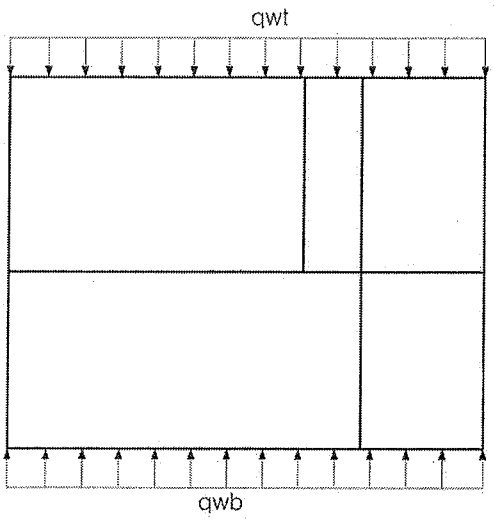

q1 = 73.03 kN/㎡
q2 = 121.86 kN/㎡
q3 = 165.56 kN/㎡

6) CASE 5 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



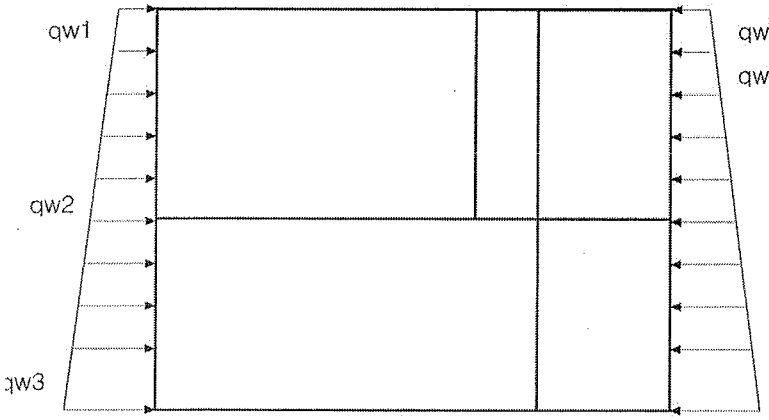

q1 = 43.70 kN/㎡
q2 = 69.40 kN/㎡
q3 = 92.40 kN/㎡

7) CASE 6 - 연직수압



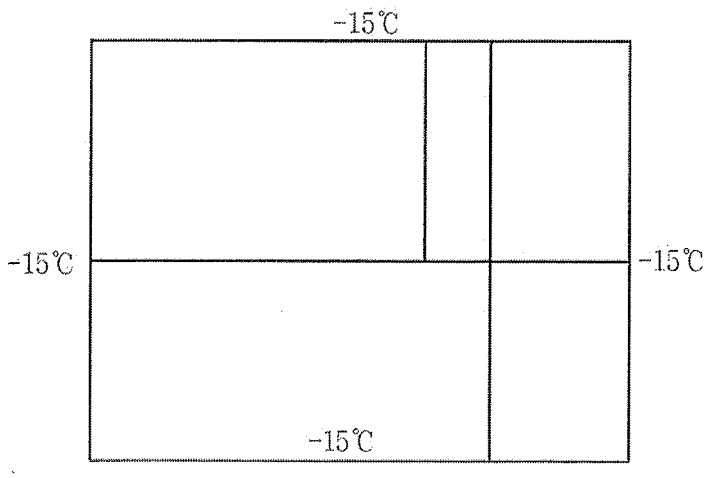

qwt = 60.69 kN/㎡
qwb = 168.09 kN/㎡

8) CASE 7 - 횡수압




qw1 = 65.19 kN/㎡
qw2 = 116.59 kN/㎡
qw3 = 162.59 kN/㎡

9) CASE 8 - 건조수축




건조수축
-15 ℃

## 8. 설계조건 (지진시)

### 1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

$\gamma t$ : 20.0 $kN/m^3$

② 위험도계수(I)

| 재현주기(년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 |
|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수 | 0.4 | 0.57 | 0.73 | 1 | 1.4 |

④ 지진구역계수(Z)

| 지진구역 | 1구역 | 2구역 | 비고 |
|---|---|---|---|
| 구역계수, Z(g값) | 0.11 | 0.07 | |

⑤ 지진계수

| 구분 | Ca | Cv |
|---|---|---|
| 지반종류 | Sc | Sc |
| 지진계수 | 0.13 | 0.18 |

⑥ 지층별 평균 N치

| 구분 | N 값 | 구분 | N 값 |
|---|---|---|---|
| 성토재 | 0 | 풍화토 | 0 |
| 매립토 | 8 | 풍화암 | 0 |
| 퇴적토 | 50 | 연암 | 50 |

### 2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 7.519 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 12.659 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 17.259 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 14.100 m

구조물 저판연장 : 6.100 m

구조물 높이 : 10.740 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 0.900 m (측 벽 -1 ) 0.900 m (중간슬래브) 0.700 m

(측 벽 -2 ) 0.900 m (하부슬래브) 1.100 m

⑧ 상재토 제원

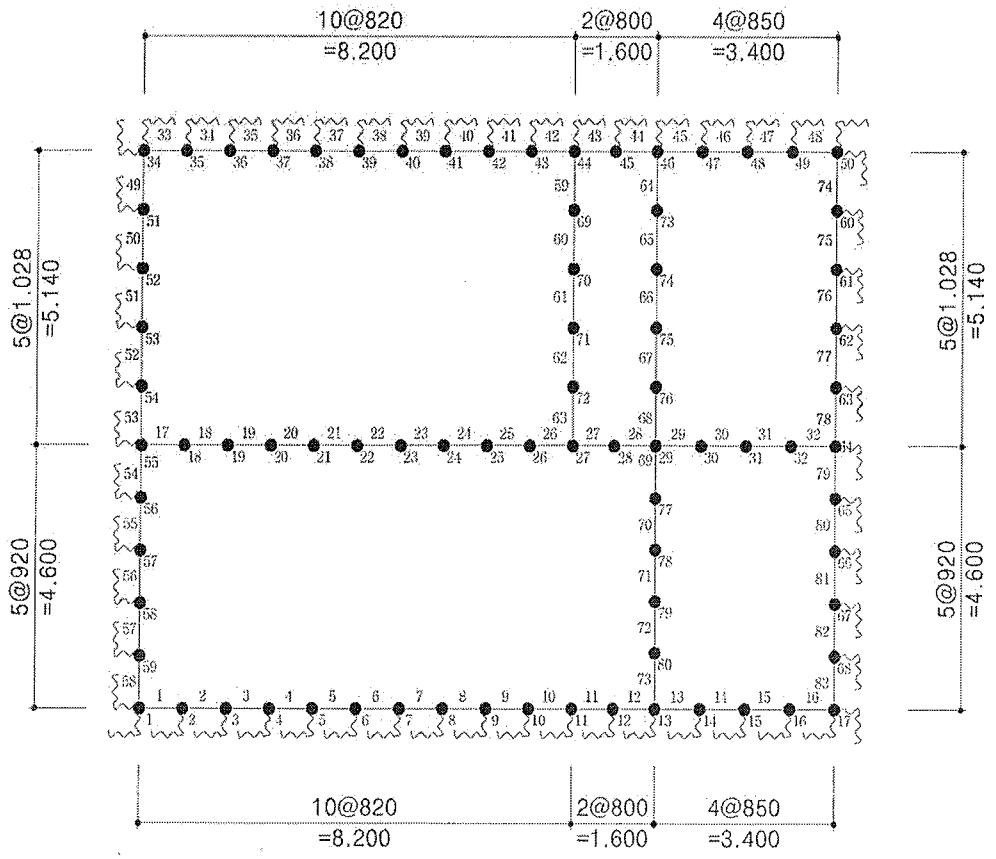
| | |
|---|---|
| 포장두께 | 0.800 m |
| 입도조정 | 0.000 m |
| 보조기층 | 0.000 m |
| 동방층 | 0.000 m |
| 토사층 | 6.269 m |
| 전체토피 | 7.069 m |

내부마찰각 30 °

## 9. 입력 DATA

### 1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.




### 2) 부재및 단면형태

| 단면번호 | 폭(m) | 두께 | 단면적 | 단면2차모멘트 | 탄성계수 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1.0 | 0.90 | 0.900 | 0.0607500 | 26700 | 33 ~ 48 |
| 측 벽 | 1.0 | 0.90 | 0.900 | 0.0607500 | 26700 | 49 ~ 58 |
| | 1.0 | 0.90 | 0.900 | 0.0607500 | 26700 | 74 ~ 83 |
| 하부슬래브 | 1.0 | 1.10 | 1.100 | 0.1109167 | 26700 | 1 ~ 16 |
| 중간 슬래브1 | 1.0 | 0.90 | 0.900 | 0.0607500 | 26700 | 17 ~ 32 |
| 내 측벽 체1 | 1.0 | 0.30 | 0.300 | 0.0022500 | 26700 | 59 ~ 68 |
| 내 측벽 체2 | 1.0 | 0.50 | 0.500 | 0.0036372 | 26700 | 69 ~ 73 |

## 10. 지반반력계수산정

### 1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 8

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 160 = 128 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )

= 20.0 / 9.81 × 128 $^{2}$ = 33403.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )

= 2 × ( 1 + 0.32 ) × 33403.0 = 88183.92 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 160 = 80 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )

= 20.0 / 9.81 × 80 $^{2}$ = 13048.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )

= 2 × ( 1 + 0.32 ) × 13048.0 = 34446.72 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )

= 21.0 / 9.81 × 235.8 $^{2}$ = 118985.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )

= 2 × ( 1 + 0.32 ) × 118985.0 = 314120.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )

= 21.0 / 9.81 × 147.4 $^{2}$ = 46510.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )

= 2 × ( 1 + 0.32 ) × 46510.0 = 122786.4 kN/m²

(3) 연암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )

= 23.0 / 9.81 × 235.8 $^{2}$ = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )

= 2 × ( 1 + 0.4 ) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )

= 23.0 / 9.81 × 147.4 $^{2}$ = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )

= 2 × ( 1 + 0.4 ) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × L ) = √( 14.10 × 6.10 ) = 9.274 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 88183.92 = 293946.40 kN/m³

Kv = 293946.40 × ( 9.274 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 22421.20 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 22421.20 = 7473.73 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × L ) = √( 14.10 × 6.10 ) = 9.274 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 314120.4 = 1047068.00 kN/m³

Kv = 1047068.00 × ( 9.274 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 79866.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 79866.66 = 26622.22 kN/m³

(3) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( B × H ) = √( 6.10 × 10.74 ) = 8.094 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 88183.92 = 293946.40 kN/m³

Kh = 293946.40 × ( 8.094 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 24830.57 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 24830.57 = 8276.86 kN/m³

(4) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( B × H ) = √( 6.10 × 10.74 ) = 8.094 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 314120.4 = 1047068.00 kN/m³

Kh = 1047068.00 × ( 8.094 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 88449.10 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 88449.10 = 29483.03 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kv(34,50)= | 22421 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 19619 | kN/m³ |
| Kvs(34,50)= | 7474 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 6540 | kN/m³ |
| Kv(35~49)= | 22421 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 19058 | kN/m³ |
| Kvs(35~49) | 7474 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 6353 | kN/m³ |

- 측 벽

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kh(34,50)= | 24831 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 23440 | kN/m³ |
| Khs(34,50)= | 8277 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 7813 | kN/m³ |
| Kh(51~53)= | 24831 | x ( | 0.988 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 24533 | kN/m³ |
| Khs(51~53)= | 8277 | x ( | 0.988 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 8178 | kN/m³ |
| Kh(60~62)= | 24831 | x ( | 0.988 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 24533 | kN/m³ |
| Khs(60~62)= | 8277 | x ( | 0.988 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 8178 | kN/m³ |
| Kh(54~59,63~68)= | 88449 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.900 | / | 2 | ) = | 79604 | kN/m³ |
| Khs(54~59,63~68)= | 29483 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.900 | / | 2 | ) = | 26535 | kN/m³ |
| Kh(1,17)= | 88449 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 1.100 | / | 2 | ) = | 88449 | kN/m³ |
| Khs(1,17)= | 29483 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 1.100 | / | 2 | ) = | 29483 | kN/m³ |

- 하부슬래브

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kv(1,17)= | 79867 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 69883 | kN/m³ |
| Kvs(1,17)= | 26622 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 23294 | kN/m³ |
| Kv(2~16)= | 79867 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 67887 | kN/m³ |
| Kvs(2~16)= | 26622 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 22629 | kN/m³ |

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × L ) = √( 14.10 × 6.10 ) = 9.274 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 34446.72 = 114822.40 kN/m³

Kv = 114822.40 × ( 9.274 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 8758.25 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8758.25 = 2919.42 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × L ) = √( 14.10 × 6.10 ) = 9.274 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 122786.4 = 409288.00 kN/m³

Kv = 409288.00 × ( 9.274 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 31219.05 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 31219.05 = 10406.35 kN/m³

(3) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( B × H ) = √( 6.10 × 10.74 ) = 8.094 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 34446.72 = 114822.40 kN/m³

Kh = 114822.40 × ( 8.094 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 9699.41 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 9699.41 = 3233.14 kN/m³

(4) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( B × H ) = √( 6.10 × 10.74 ) = 8.094 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 122786.4 = 409288.00 kN/m³

Kh = 409288.00 × ( 8.094 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 34573.83 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 34573.83 = 11524.61 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kv(34,50)= | 8758 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 7663 kN/m³ |
| Kvs(34,50)= | 2919 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 2554 kN/m³ |
| Kv(35~49)= | 8758 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 7445 kN/m³ |
| Kvs(35~49) | 2919 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 2482 kN/m³ |

- 측 벽

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kh(34,50)= | 9699 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 9156 kN/m³ |
| Khs(34,50)= | 3233 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 3052 kN/m³ |
| Kh(51~53)= | 9699 | x ( | 0.988 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 9583 kN/m³ |
| Khs(51~53)= | 3233 | x ( | 0.988 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 3194 kN/m³ |
| Kh(60~62)= | 9699 | x ( | 0.988 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 9583 kN/m³ |
| Khs(60~62)= | 3233 | x ( | 0.988 | / | 2 | + | 0.988 | / | 2 | ) = | 3194 kN/m³ |
| Kh(54~59,63~68)= | 34574 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.900 | / | 2 | ) = | 31116 kN/m³ |
| Khs(54~59,63~68)= | 11525 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.900 | / | 2 | ) = | 10372 kN/m³ |
| Kh(1,17)= | 34574 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 1.100 | / | 2 | ) = | 34574 kN/m³ |
| Khs(1,17)= | 11525 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 1.100 | / | 2 | ) = | 11525 kN/m³ |

- 하부슬래브

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kv(1,17)= | 31219 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 27317 kN/m³ |
| Kvs(1,17)= | 10406 | x ( | 0.900 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 9106 kN/m³ |
| Kv(2~16)= | 31219 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 26536 kN/m³ |
| Kvs(2~16)= | 10406 | x ( | 0.850 | / | 2 | + | 0.850 | / | 2 | ) = | 8845 kN/m³ |

## 11. 지진력 산정

### 1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | | γ | Tg'(sec) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 기능수행 | 붕괴방지 | kN/m³ | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 매립토 | 5.900 | 128.000 | 80.000 | 19.000 | 0.184 | 0.295 |
| 퇴적토 | 18.900 | 235.778 | 147.361 | 19.000 | 0.321 | 0.513 |
| 연암 | 5.200 | 235.778 | 147.361 | 23.000 | 0.088 | 0.141 |
| 계 | 30.000 | 214.582 | 134.114 | | 0.593 | 0.949 |

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Tg(sec) | 1.25 × 0.593 = 0.742 | 1.25 × 0.949 = 1.186 |

### 2) 붕제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Ts(sec) | 0.18 / ( 2.5 × 0.13 ) = 0.554 | 0.18 / ( 2.5 × 0.13 ) = 0.554 |
| To(sec) | 0.2 × 0.554 = 0.111 | 0.2 × 0.554 = 0.111 |

### 3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Cd | 0.800 | 0.667 |
| VSDi | 172.000 | 89.000 |

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

| 지표면~기반암의 두께 | 전단파속도 | 기능수행수준 | | 붕괴방지수준 | |
|---|---|---|---|---|---|
| H (m) | Vs(m/sec) | H/Vs | $G_D$ | H/Vs | $G_D$ |
| 30.000 | 214.582 , 134.114 | 0.13981 | 60376 | 0.22369 | 16165 |

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) |
|---|
| - Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg |
| $Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.742} = 1.084$ |
| **붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)** |
| - Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg |
| $Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.186} = 1.388$ |

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| Sv = ( Tg / 2π ) × Sa | Sv = ( Tg / 2π ) × Sa |
| $\frac{0.742 \times 1.084}{2 \times \pi} = 0.128$ | $\frac{1.186 \times 1.388}{2 \times \pi} = 0.262$ |

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 7.519 m
- 하부슬래브 심도 = 17.259 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.742 \times \cos(\pi \times 7.519 / (2 \times 30.0)$
$= 0.01777$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.742 \times \cos(\pi \times 17.259 / (2 \times 30.0)$
$= 0.01191$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.186 \times \cos(\pi \times 7.519 / (2 \times 30.0)$
$= 0.05815$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.186 \times \cos(\pi \times 17.259 / (2 \times 30.0)$
$= 0.03896$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

| 기능수행수준 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Po = | 7473.73 | × ( 0.01777 | - 0.01191 | ) = | 43.839 | kN/m² |
| **붕괴방지수준** | | | | | | |
| Po = | 2919.42 | × ( 0.05815 | - 0.03896 | ) = | 56.026 | kN/m² |

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot Sv \cdot Tg \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$$

| 구분 | z(m) | 기능수행수준 | | | 붕괴방지수준 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Uh(z)(m) | 상대변위 Di | 수평토압P(kN) | Uh(z)(m) | 상대변위 Di | 수평토압P(kN) |
| q1 | 7.519 | 0.0178 | 0.0059 | 146.67 | 0.0582 | 0.0193 | 187.45 |
| q2 | 8.507 | 0.0174 | 0.0055 | 136.60 | 0.0568 | 0.0180 | 174.58 |
| q3 | 9.495 | 0.0169 | 0.0050 | 125.38 | 0.0553 | 0.0165 | 160.24 |
| q4 | 10.483 | 0.0164 | 0.0046 | 113.03 | 0.0537 | 0.0149 | 144.46 |
| q5 | 11.471 | 0.0159 | 0.0040 | 99.59 | 0.0519 | 0.0131 | 127.28 |
| q6 | 12.459 | 0.0153 | 0.0034 | 303.14 | 0.0500 | 0.0112 | 387.68 |
| q7 | 13.359 | 0.0147 | 0.0029 | 252.96 | 0.0482 | 0.0094 | 323.50 |
| q8 | 14.347 | 0.0141 | 0.0022 | 194.54 | 0.0460 | 0.0072 | 248.80 |
| q9 | 15.335 | 0.0134 | 0.0015 | 132.80 | 0.0437 | 0.0049 | 169.84 |
| q10 | 16.323 | 0.0126 | 0.0008 | 67.90 | 0.0413 | 0.0025 | 86.83 |
| q11 | 17.311 | 0.0119 | 0.0000 | 0.00 | 0.0388 | 0.0000 | 0.00 |

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 22.01$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 48.86$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 35.44$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 19.28$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 42.80$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 31.04$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)
Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)
Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)
Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)
$G_D$ : 지반의 동적전단 탄성계수

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 $kN/m^3$
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 0.900 × 25.0 × 0.074 × ( 1 - 0.015 × 7.52 )
= 1.480 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.900 × 25.0 × 0.182 × ( 1 - 0.015 × 7.52 )
= 3.630 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.100 × 25.0 × 0.074 × ( 1 - 0.015 × 17.26 )
= 1.510 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.100 × 25.0 × 0.182 × ( 1 - 0.015 × 17.26 )
= 3.710 kN/m

- 측벽

① 기능수행수준

fu = 0.900 × 25.0 × 0.074 × ( 1 - 0.015 × 12.39 )
= 1.360 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.900 × 25.0 × 0.182 × ( 1 - 0.015 × 12.39 )
= 3.330 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fu = 0.700 × 25.0 × 0.074 × ( 1 - 0.015 × 12.66 )
= 1.050 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.700 × 25.0 × 0.182 × ( 1 - 0.015 × 12.66 )
= 2.580 kN/m

## 12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | F | E |
|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | 1.400 |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | 1.400 |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 1.400 |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 1.400 |

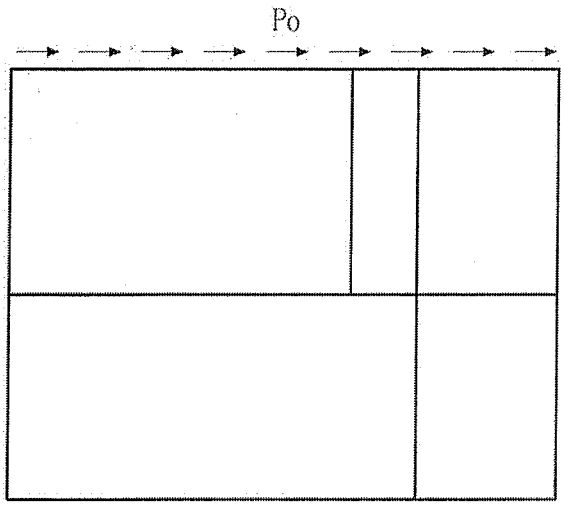
2) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | F | E |
|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | 1.000 |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | 1.000 |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 1.000 |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 1.000 |

12.2. 하중 재하도 (지진시)

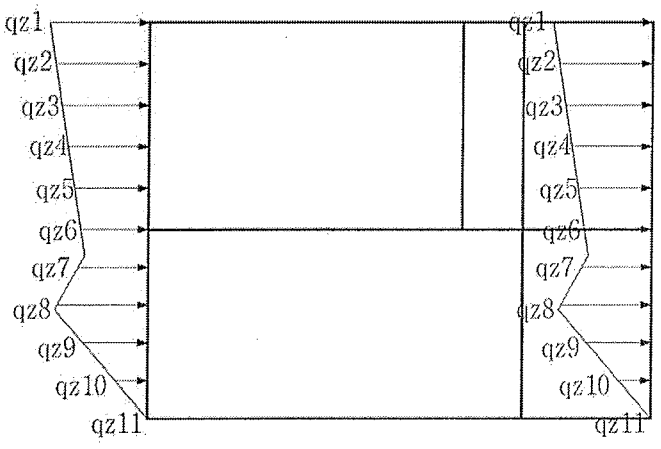
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



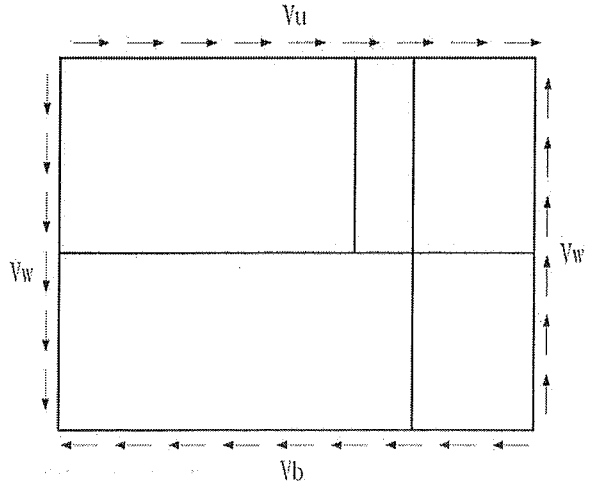

Po = 43.84 kN/㎡

2) CASE 2 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



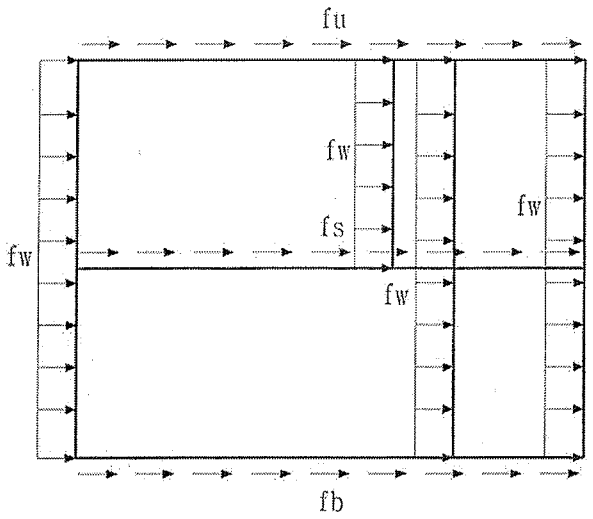

qz1 = 146.67 kN/㎡
qz2 = 136.60 kN/㎡
qz3 = 125.38 kN/㎡
qz4 = 113.03 kN/㎡
qz5 = 99.59 kN/㎡
qz6 = 303.14 kN/㎡
qz7 = 252.96 kN/㎡
qz8 = 194.54 kN/㎡
qz9 = 132.80 kN/㎡
qz10 = 67.90 kN/㎡
qz11 = 0.00 kN/㎡

3) CASE 3 - 주면전단력 (기능수행수준)



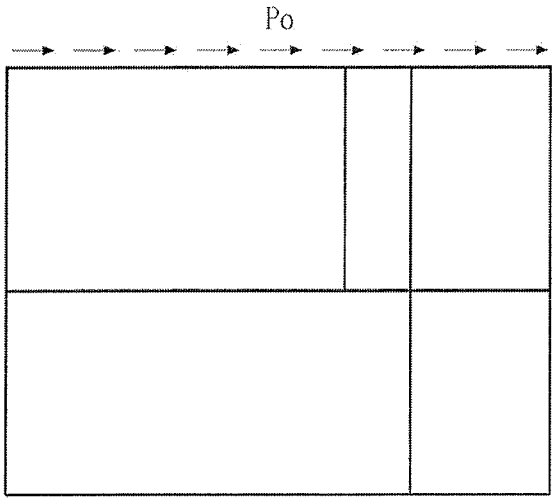

Vu = 22.01 kN/㎡
Vb = 48.86 kN/㎡
Vw = 35.44 kN/㎡

4) CASE 4 - 관성력 (기능수행수준)



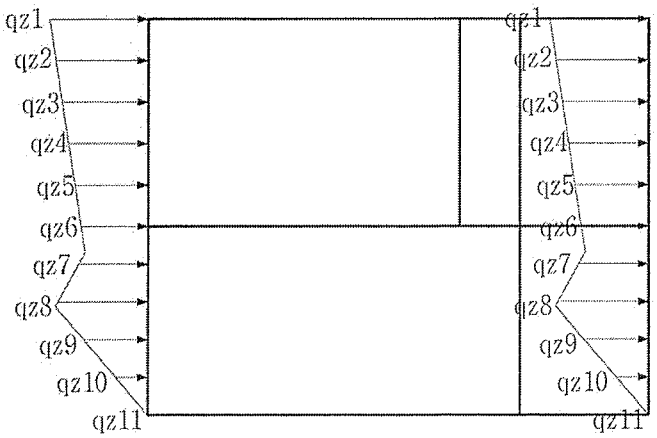

fu = 1.48 kN/m
fb = 1.51 kN/m
fw = 1.36 kN/m
fs = 1.05 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



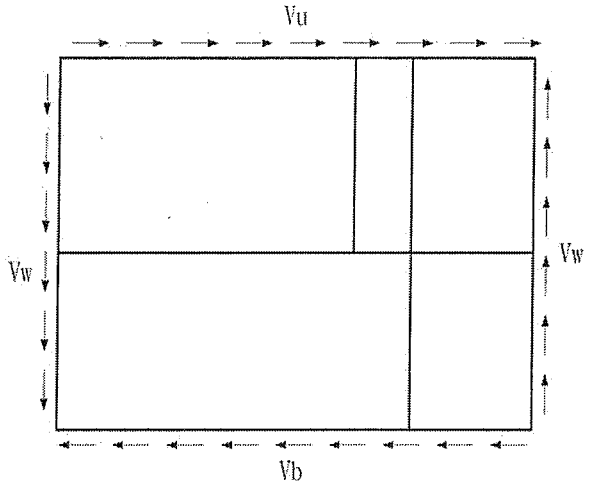

Po = 56.03 kN/㎡

6) CASE 6 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



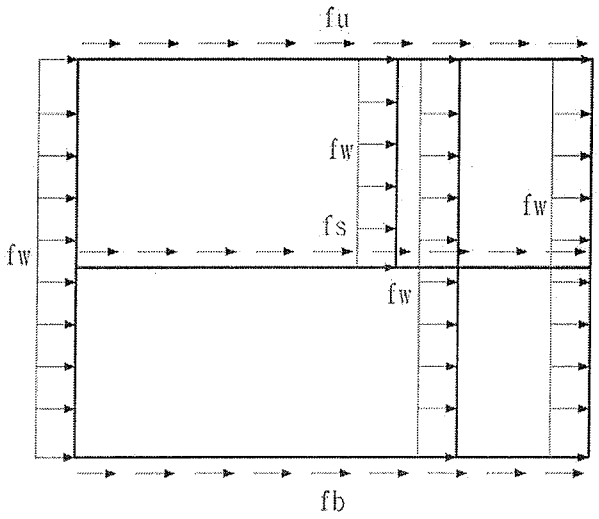

qz1 = 187.45 kN/㎡
qz2 = 174.58 kN/㎡
qz3 = 160.24 kN/㎡
qz4 = 144.46 kN/㎡
qz5 = 127.28 kN/㎡
qz6 = 387.68 kN/㎡
qz7 = 323.50 kN/㎡
qz8 = 248.80 kN/㎡
qz9 = 169.84 kN/㎡
qz10 = 86.83 kN/㎡
qz11 = 0.00 kN/㎡

7) CASE 7 - 주면전단력 (붕괴방지수준)




Vu = 19.28 kN/㎡
Vb = 42.80 kN/㎡
Vw = 31.04 kN/㎡

8) CASE 8 - 관성력 (붕괴방지수준)




fu = 3.63 kN/m
fb = 3.71 kN/m
fw = 3.33 kN/m
fs = 2.58 kN/m

## 13. 부재력 요약

### 13.1 부재력 집계

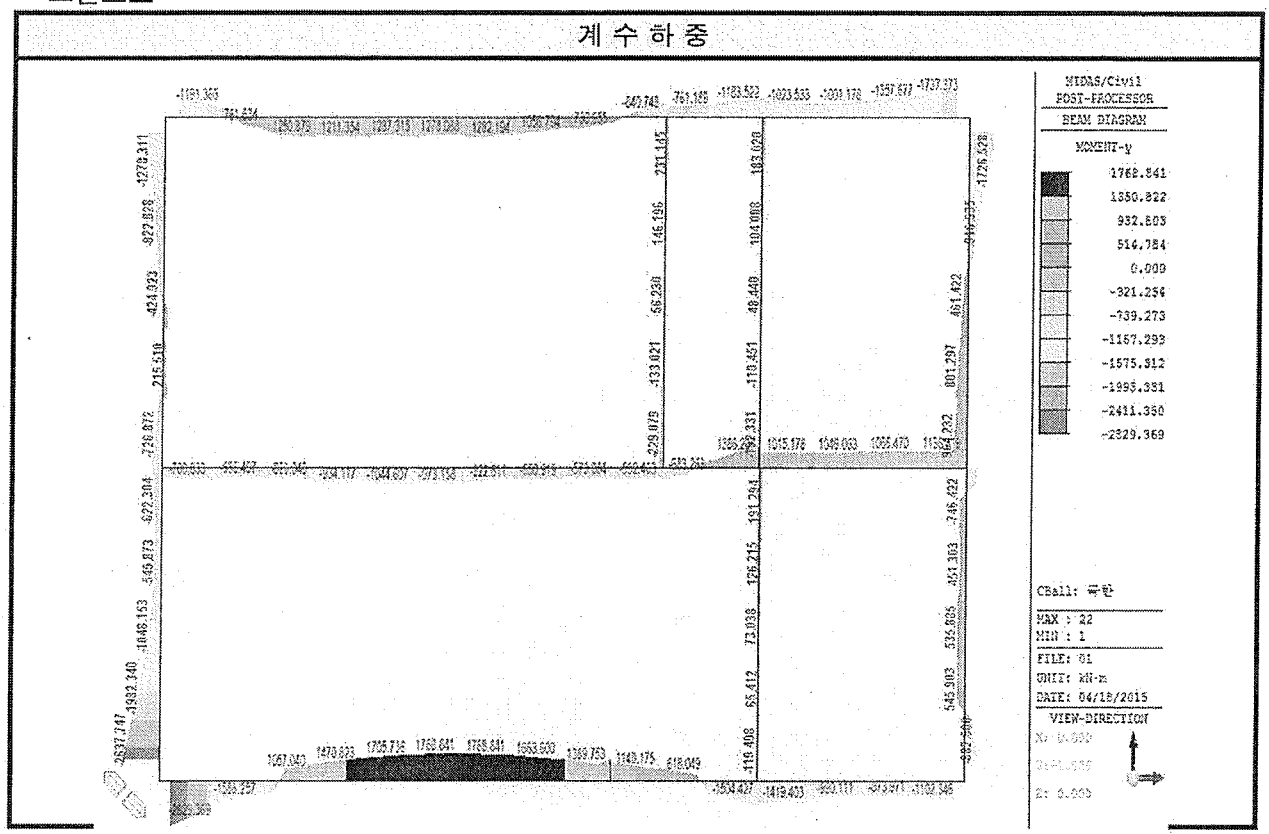
| 부재 | 부재력 | 상시 | | | | 지진시 | | | | 적용 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 기능 수행 수준 | | 붕괴 방지 수준 | | | | |
| | | Fx | Mu | Vu | Mo | Mu | Vu | Mu | Vu | Mu | Vu | Mo |
| | | ( kN ) | ( kN-m ) | ( kN ) | ( kN-m ) | ( kN-m ) | ( kN ) | ( kN-m ) | ( kN ) | ( kN-m ) | ( kN ) | ( kN-m ) |
| 1 | 상부슬래브 좌측단부 | | 1191.4 | 1297.6 | 857.1 | 1878.0 | 1175.6 | 808.7 | 1226.7 | 1878 | 1298 | 857 |
| 2 | 상부슬래브 우측단부 | | 1737.4 | 702.1 | 1225.7 | 1772.2 | 776.4 | 565.5 | 581.0 | 1772 | 776 | 1226 |
| 3 | 상부슬래브 중앙부 | | 1287.3 | 1243.4 | 935.5 | 1125.8 | 612.4 | 441.0 | 712.6 | 1287 | 1243 | 936 |
| 4 | 하부슬래브 좌측단부 | | 2829.4 | 1571.7 | 2047.8 | 1591.6 | 951.2 | 1161.5 | 1240.1 | 2829 | 1572 | 2048 |
| 5 | 하부슬래브 우측단부 | | 1102.3 | 574.4 | 830.8 | 1821.6 | 523.5 | 925.6 | 606.3 | 1822 | 606 | 831 |
| 6 | 하부슬래브 기둥지점부 | | 1504.4 | 1314.3 | 1121.0 | 1984.1 | 1050.0 | 988.4 | 1275.2 | 1984 | 1314 | 1121 |
| 7 | 하부슬래브 중앙부 | | 1768.8 | 456.9 | 1348.6 | 1138.2 | 523.0 | 662.6 | 727.2 | 1769 | 727 | 1349 |
| 8 | 좌측벽체 상단부 | 1591.0 | 1278.3 | 677.0 | 924.3 | 1969.4 | 947.0 | 838.1 | 1080.0 | 1969 | 1080 | 924 |
| 9 | 좌측벽체 중앙부 | | 424.9 | 652.5 | 191.7 | 613.1 | 602.4 | 310.5 | 816.7 | 613 | 817 | 192 |
| 10 | 좌측벽체 중앙지점부 | | 726.9 | 367.4 | 464.0 | 1498.1 | 1062.8 | 725.9 | 1354.7 | 1498 | 1355 | 464 |
| 11 | 좌측벽체 하단부 | | 2637.7 | 1430.2 | 1933.0 | 1377.4 | 1126.4 | 1021.9 | 1861.1 | 2638 | 1861 | 1933 |
| 12 | 우측벽체 상단부 | 1112.2 | 1726.5 | 1421.9 | 1231.6 | 1629.1 | 1397.1 | 559.7 | 903.2 | 1727 | 1422 | 1232 |
| 13 | 우측벽체 중앙부 | | 461.4 | 293.2 | 740.2 | 644.8 | 538.2 | 246.1 | 643.3 | 645 | 643 | 740 |
| 14 | 우측벽체 중앙지점부 | | 964.2 | 386.9 | 1.0 | 867.0 | 1385.1 | 628.2 | 1578.7 | 964 | 1579 | 1 |
| 15 | 우측벽체 하단부 | | 882.6 | 806.8 | 680.7 | 1473.7 | 1322.9 | 766.7 | 1715.4 | 1474 | 1715 | 681 |
| 16 | 내측벽체 상단부 | 911.7 | 231.1 | 102.5 | 167.3 | 101.5 | 59.1 | 84.6 | 83.8 | 231 | 102 | 167 |
| 17 | 내측벽체 하단부 | | 229.1 | 88.1 | 166.1 | 91.8 | 68.7 | 91.2 | 117.4 | 229 | 117 | 166 |
| 18 | 중간슬래브 상면 | | 1386.2 | 1226.1 | 1028.4 | 1543.6 | 930.0 | 840.5 | 1138.6 | 1544 | 1226 | 1028 |
| 19 | 중간슬래브 하면 | | 1004.6 | 266.4 | 767.6 | 993.2 | 417.9 | 463.2 | 591.3 | 1005 | 591 | 768 |

## 14. 단면력도

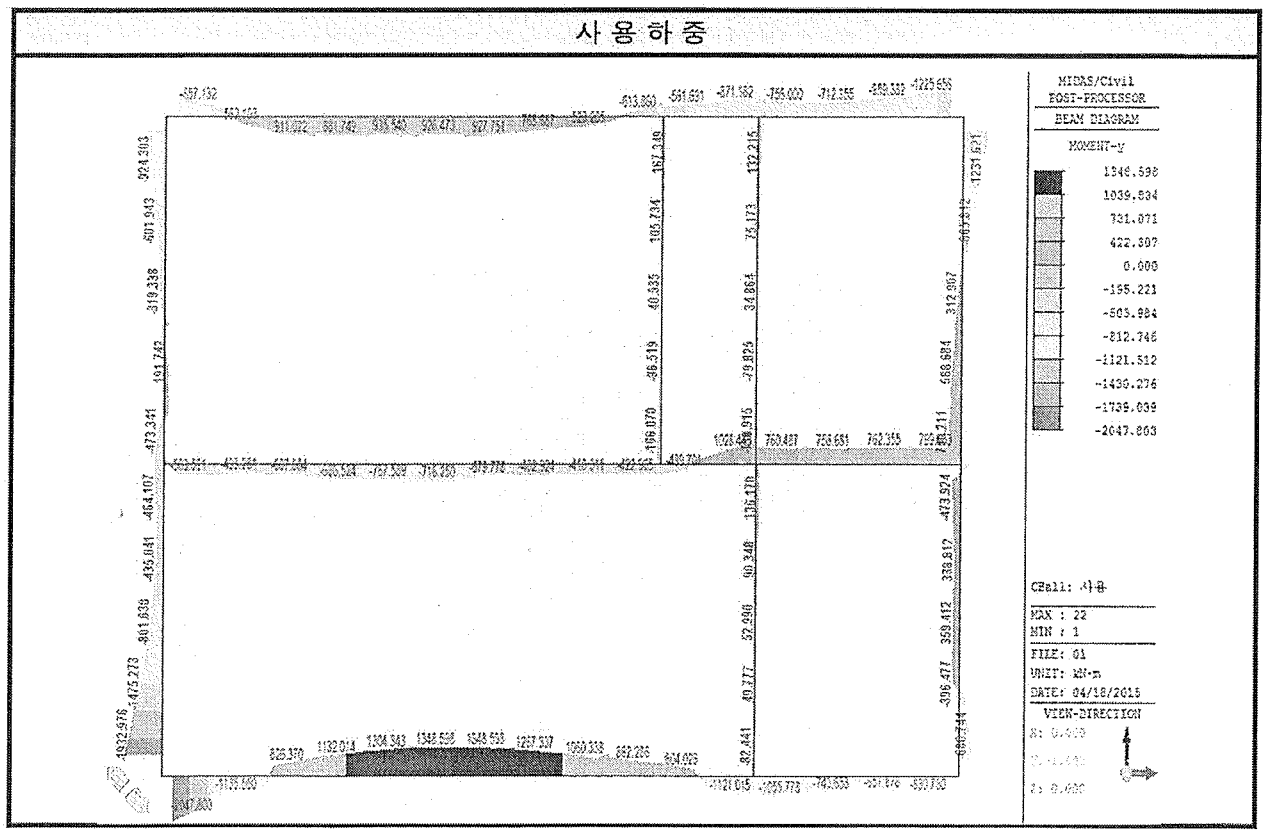
### 1) 상시

- 모멘트도

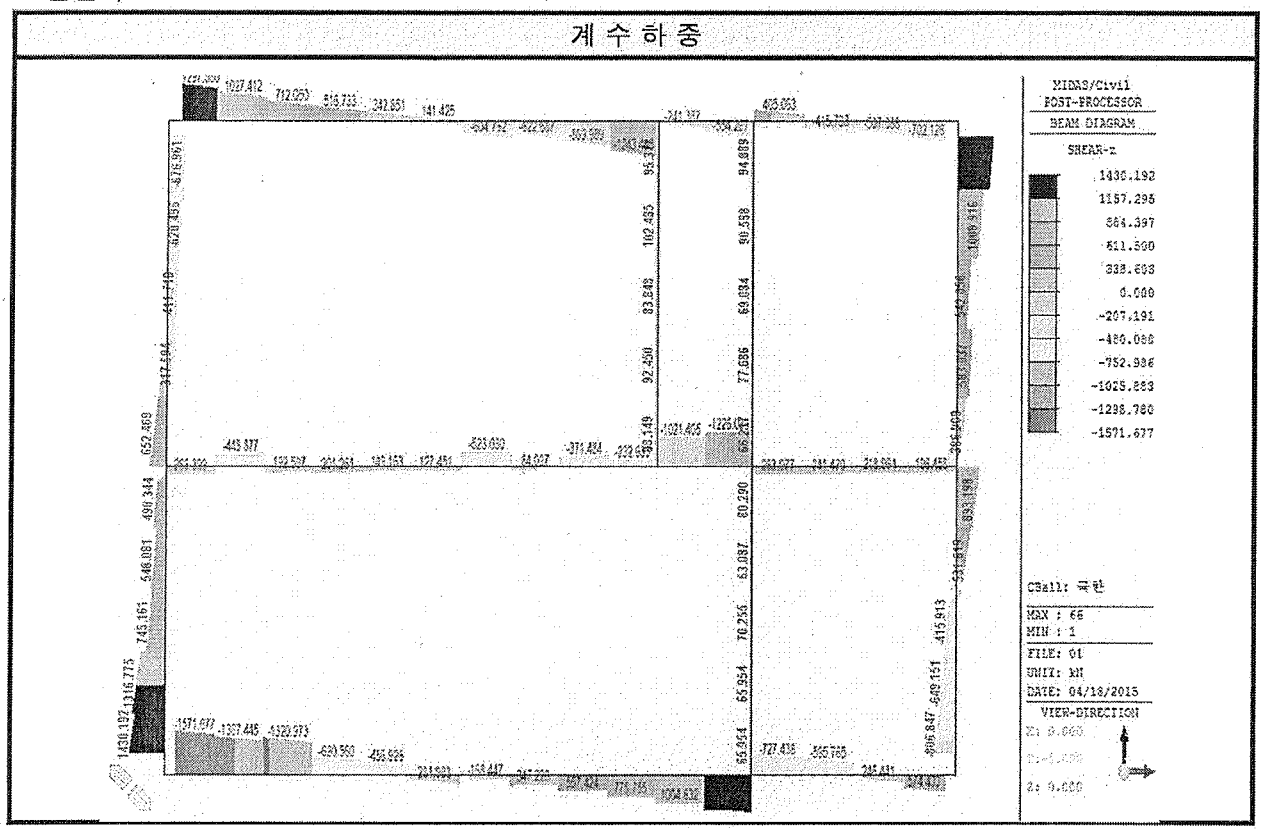
계 수 하 중



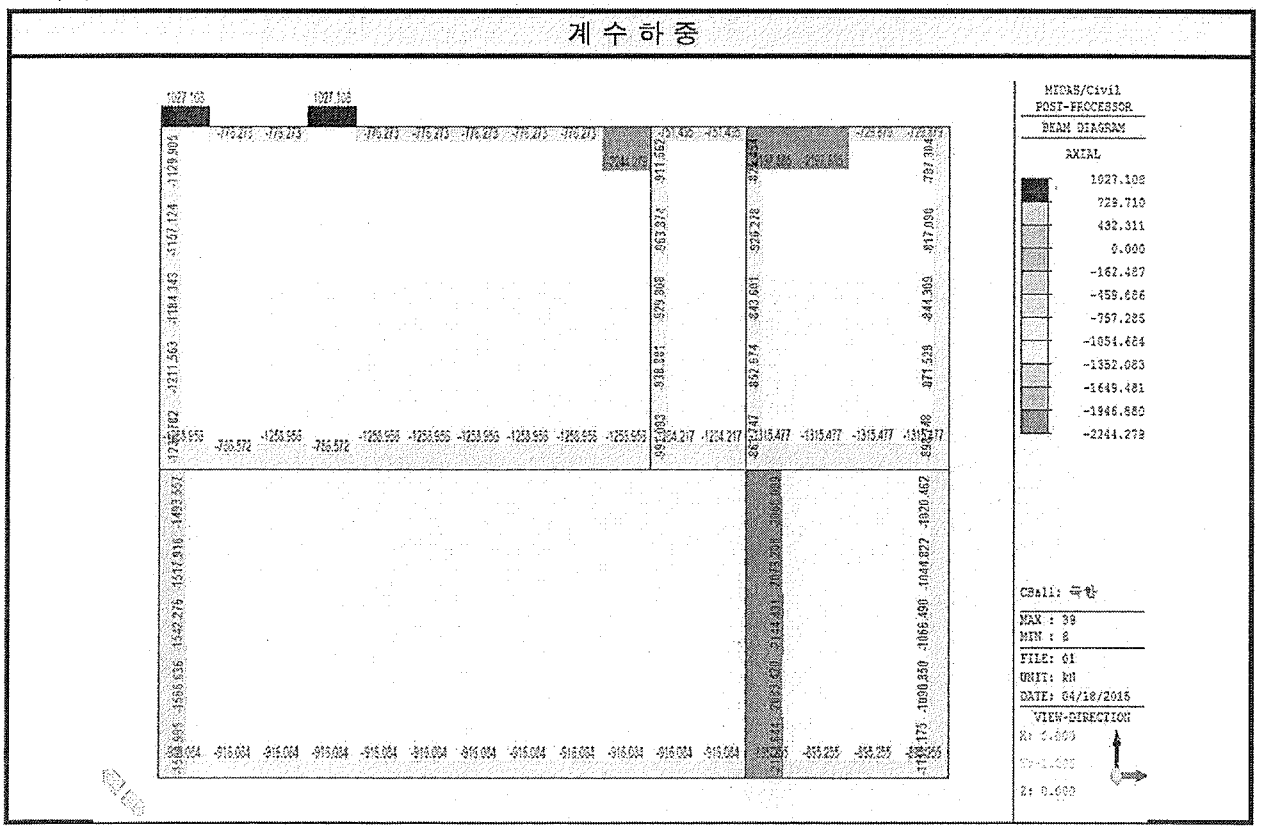

사 용 하 중



- 전단력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1436.192
1157.295
864.397
571.500
278.603
0.000
-207.191
-486.088
-752.986
-1025.883
-1298.780
-1571.677
CBall: 극한
MAX : 66
MIN : 1
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 04/18/2015
VIEW-DIRECTION

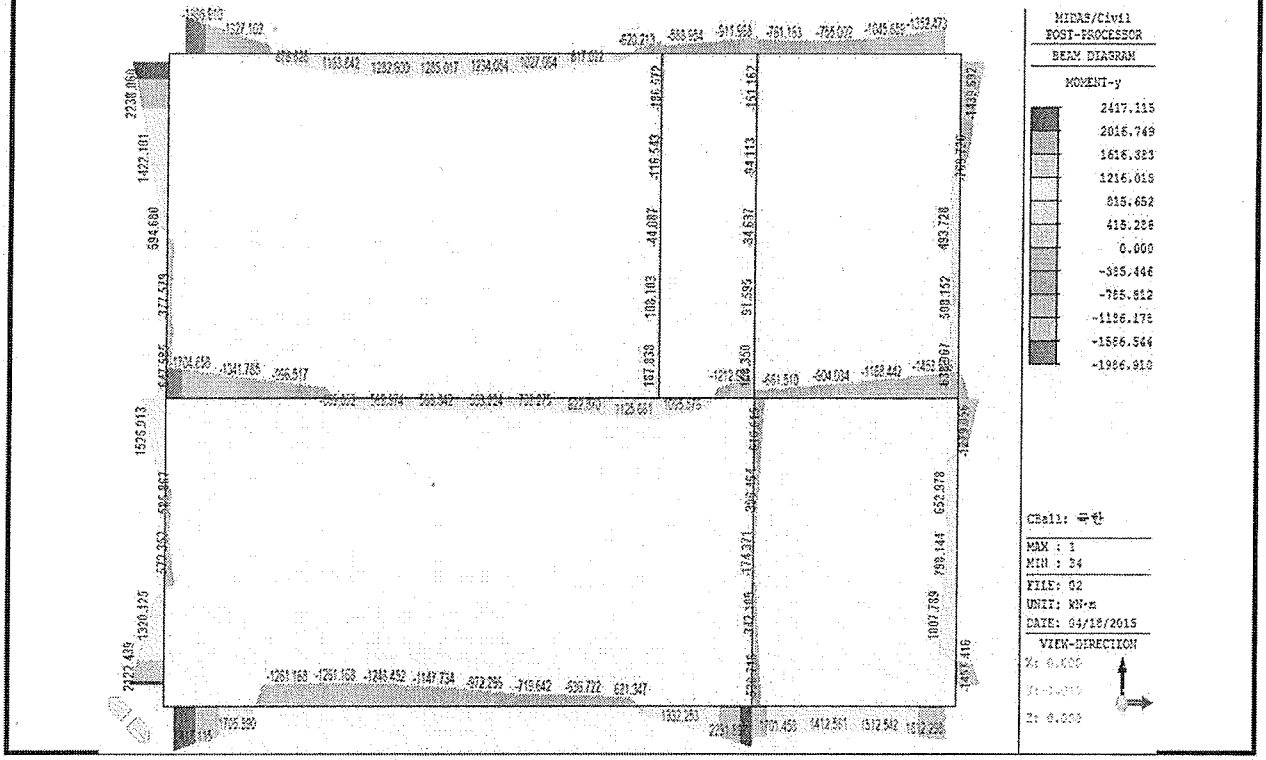
- 축력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
AXIAL
1027.108
729.710
432.311
0.000
-162.487
-459.686
-757.285
-1054.884
-1352.083
-1649.481
-1946.680
-2244.279
CBall: 극한
MAX : 39
MIN : 8
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 04/18/2015
VIEW-DIRECTION

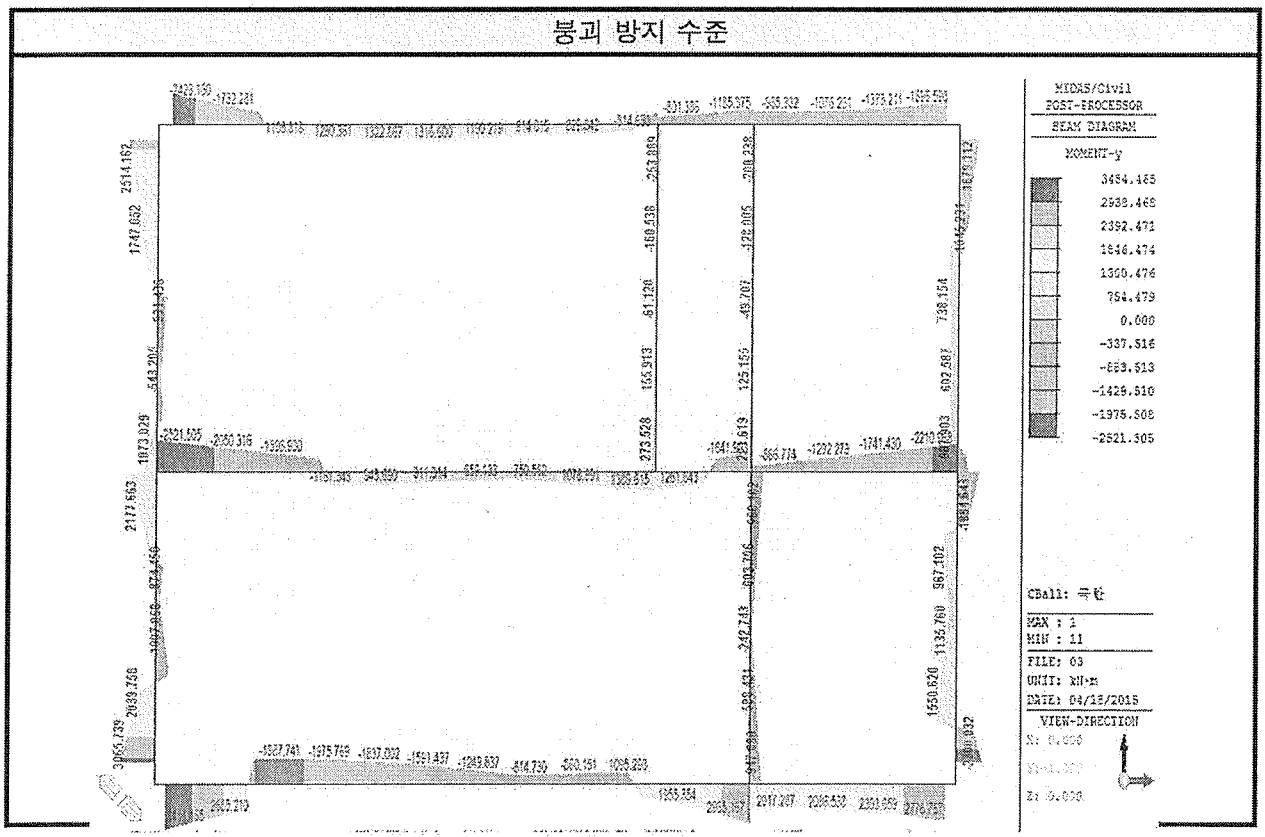
2) 지진시

– 모멘트도

기능 수행 수준

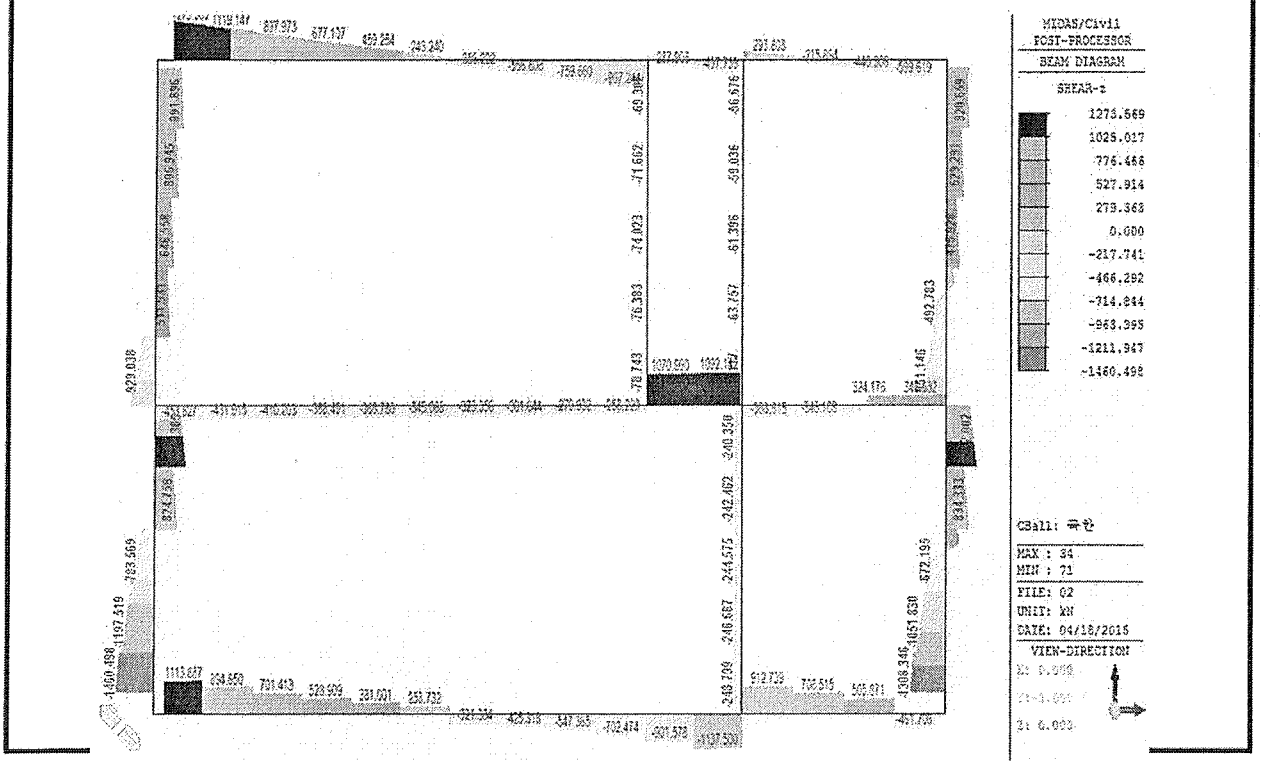



붕괴 방지 수준

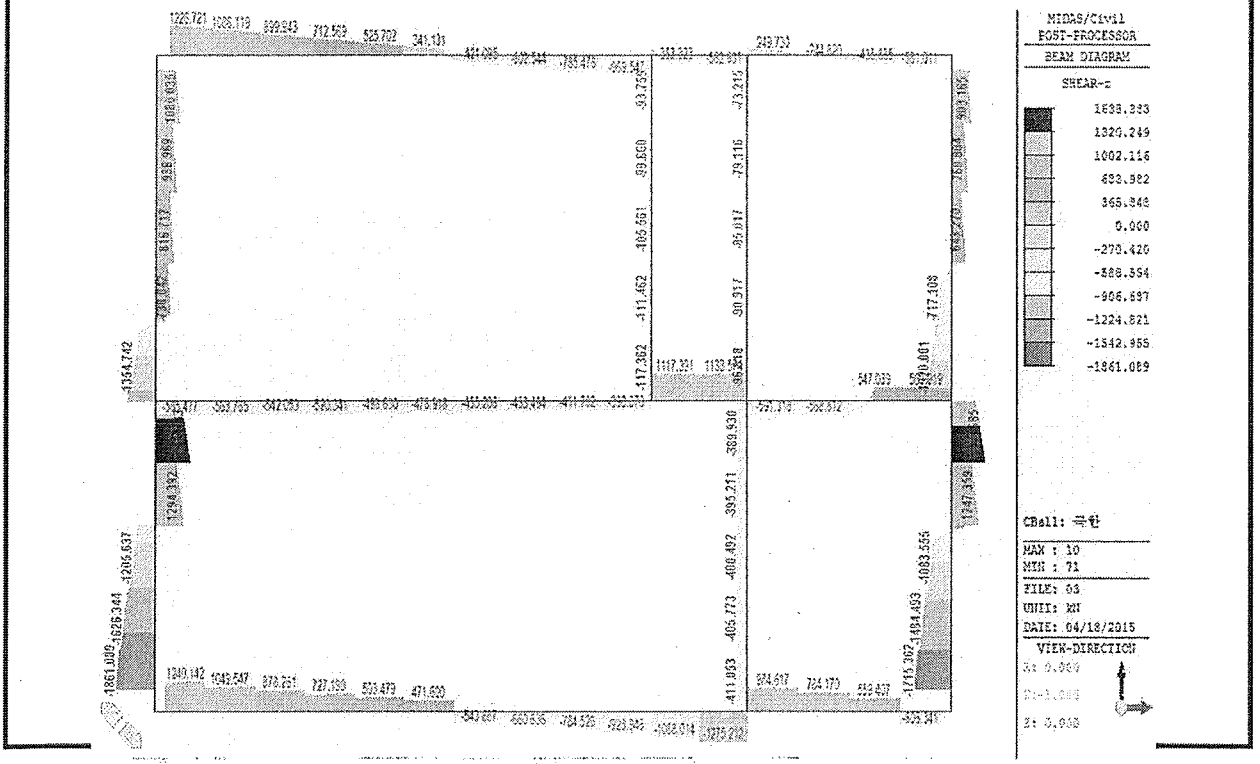


- 전단력도

## 기능 수행 수준




## 붕괴 방지 수준



【 벽체 : 좌측벽체 상단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 1060.0 | 915.9 | 1591.000 | 1969.448 | 1080.035 | 1237.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0087) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 3677120.0 x 144.095 + 0.0 x 1060.000) / 28004120.0
= 479.328 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 549.543 mm, ab = k1 x cb = 467.111 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467111.357 = 10720.206 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pb = 10720.206 + 0.000 - 3677.120 = 7043.086 kN

Mb = Cc x 245.773 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4953.847 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 703.363 mm, e = Mu/Pu = 1237.868 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 365.029 mm, a = k1 x c = 310.275 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 310275.033 = 7120.812 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pn = 7120.812 + 0.000 - 3677.120 = 3443.692 kN

Mn = Cc x 324.191 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4262.841 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1237.869)| = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 365.029 mm, a = k1 x c = 310.275 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-365.03) / 365.03 = 0.00489

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.843

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22234.516 kN ≥ Pn = 3443.692 kN

ΦPn = 0.84 x 3443.692 = 2901.833 kN ≥ Pu = 1591.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.238 = 3592.086 kN.m ≥ Mu = 1969.448 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 915.90 = 658.677 kN

< Vu (= 1080.035 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1080.035 - 658.677) x 150.00 / (400.0 x 915.90 x Φ) = 230.023 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 915.90 / 150.00 = 1399.502 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 915.90 = 3172.787 kN ≥ 1399.502 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 457.952 (d/2, 600 mm 콘,설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (878.235 + 1399.502) = 1708.303 kN ≥ 1080.035 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 924.303 x 1000000 / [9192.800 x (915.905 - 284.960/3)]

= 122.480 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x915.9/(7x9192.800)]

= 284.960 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.48) - 2.5 x 85.50 = 429.21 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.48) = 514.37 mm

Sa는 작은 값인 429.21 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 429.21 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 중앙부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 820.0 | 1590.995 | 613.089 | 816.717 | 385.3 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0018) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 0.0 x 900.000) / 21290520.0

= 438.956 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.000 mm, ab = k1 x cb = 418.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 0.000 - 635.520 = 8962.170 kN

Mb = Cc x 229.856 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2646.208 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 295.264 mm, e = Mu/Pu = 385.349 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 343.961 mm, a = k1 x c = 292.366 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 292366.486 = 6709.811 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 6709.811 + 0.000 - 635.520 = 6074.291 kN

Mn = Cc x 292.772 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2340.783 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=385.359) | = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 343.961 mm, a = k1 x c = 292.366 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-343.96) / 343.96 = 0.00415

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0042-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.793

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17003.246 kN ≥ Pn = 6074.291 kN

ΦPn = 0.79 x 6074.291 = 4819.740 kN ≥ Pu = 1590.995 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.385 = 1857.284 kN.m ≥ Mu = 613.089 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 599.857 kN

< Vu (= 816.717 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (816.717 - 599.857) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 132.231 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 1252.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 1252.960 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 410.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (799.810 + 1252.960) = 1539.577 kN ≥ 816.717 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 191.742 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]

= 155.013 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]

= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.01) - 2.5 x 72.00 = 328.02 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.01) = 406.42 mm

Sa는 작은 값인 328.02 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 328.02 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 중앙지점부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 800.0 | 1590.995 | 1498.075 | 1354.742 | 941.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0045) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 100.000 + 0.0 x 900.000) / 22276440.0

= 424.524 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.000 mm, ab = k1 x cb = 408.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9363.600 + 0.000 - 1621.440 = 7742.160 kN

Mb = Cc x 220.524 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3068.185 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 396.296 mm, e = Mu/Pu = 941.596 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 192.120 mm, a = k1 x c = 163.302 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 163301.659 = 3747.773 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3747.773 + 0.000 - 1621.440 = 2126.333 kN

Mn = Cc x 342.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2002.163 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=941.603)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 192.120 mm, a = k1 x c = 163.302 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-192.12) / 192.12 = 0.00949

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17746.728 kN ≥ Pn = 2126.333 kN

ΦPn = 0.85 x 2126.333 = 1807.383 kN ≥ Pu = 1590.995 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.942 = 1701.825 kN.m ≥ Mu = 1498.075 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 585.227 kN

< Vu (= 1354.742 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1354.742 - 585.227) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 480.947 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 1222.400 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 1222.400 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 400.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (780.302 + 1222.400) = 1502.027 kN ≥ 1354.742 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 464.017 x 1000000 / [4053.600 x (800.000 - 186.579/3)]

= 155.149 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4053.600)]

= 186.579 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.15) - 2.5 x 87.50 = 288.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.15) = 406.06 mm

Sa는 작은 값인 288.83 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 288.83 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 1060.0 | 910.0 | 1590.995 | 2637.747 | 1861.089 | 1657.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0097) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 4111360.0 x 150.000 + 0.0 x 1060.000) / 28438360.0
= 475.063 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 546.000 mm, ab = k1 x cb = 464.100 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 464100.000 = 10651.095 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 10651.095 + 0.000 - 4111.360 = 6539.735 kN

Mb = Cc x 243.013 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5095.084 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 779.096 mm, e = Mu/Pu = 1657.923 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 342.923 mm, a = k1 x c = 291.485 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 291484.538 = 6689.570 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 6689.570 + 0.000 - 4111.360 = 2578.210 kN

Mn = Cc x 329.321 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4274.475 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1657.923) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 342.923 mm, a = k1 x c = 291.485 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-342.92) / 342.92 = 0.00540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22561.977 kN ≥ Pn = 2578.210 kN

ΦPn = 0.85 x 2578.210 = 2191.479 kN ≥ Pu = 1590.995 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.658 = 3633.303 kN.m ≥ Mu = 2637.747 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 910.00 = 654.430 kN

< Vu (= 1861.089 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1861.089 - 654.430) x 150.00 / (400.0 x 910.00 x Φ) = 662.999 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 910.00 / 150.00 = 1878.725 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 910.00 = 3152.332 kN ≥ 1878.725 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 227.500 (d/4, 300 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (872.573 + 1878.725) = 2063.474 kN ≥ 1861.089 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1932.976 x 1000000 / [10278.400 x (910.000 - 297.000/3)]

= 231.889 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x910.0/(7x10278.400)]

= 297.000 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 231.89) - 2.5 x 85.50 = 125.85 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 231.89) = 271.68 mm

Sa는 작은 값인 125.85 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 125.85 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 상단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 1060.0 | 915.9 | 1112.175 | 1726.528 | 1421.914 | 1552.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0087) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 3677120.0 x 144.095 + 0.0 x 1060.000) / 28004120.0
= 479.328 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 549.543 mm, ab = k1 x cb = 467.111 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467111.357 = 10720.206 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pb = 10720.206 + 0.000 - 3677.120 = 7043.086 kN

Mb = Cc x 245.773 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4953.847 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 703.363 mm, e = Mu/Pu = 1552.389 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 321.078 mm, a = k1 x c = 272.917 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 272916.628 = 6263.437 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pn = 6263.437 + 0.000 - 3677.120 = 2586.317 kN

Mn = Cc x 342.870 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4014.994 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1552.399)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 321.078 mm, a = k1 x c = 272.917 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-321.08) / 321.08 = 0.00597

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22234.516 kN ≥ Pn = 2586.317 kN

ΦPn = 0.85 x 2586.317 = 2198.369 kN ≥ Pu = 1112.175 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.552 = 3412.724 kN.m ≥ Mu = 1726.528 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 915.90 = 639.482 kN

< Vu (= 1421.914 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1421.914 - 639.482) x 150.00 / (400.0 x 915.90 x Φ) = 427.136 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 915.90 / 150.00 = 1399.502 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 915.90 = 3172.787 kN ≥ 1399.502 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 457.952 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (852.642 + 1399.502) = 1689.108 kN ≥ 1421.914 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1231.621 x 1000000 / [9192.800 x (915.905 - 284.960/3)]

= 163.204 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x915.9/(7x9192.800)]

= 284.960 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 163.20) - 2.5 x 85.50 = 268.78 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 163.20) = 386.02 mm

Sa는 작은 값인 268.78 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.78 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 중앙부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 820.0 | 1112.175 | 644.752 | 643.270 | 579.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0045) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 80.000 + 0.0 x 900.000) / 22276440.0

= 423.069 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.000 mm, ab = k1 x cb = 418.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9597.690 + 0.000 - 1621.440 = 7976.250 kN

Mb = Cc x 213.969 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3126.827 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 392.017 mm, e = Mu/Pu = 579.722 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 320.766 mm, a = k1 x c = 272.651 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 272651.157 = 6257.344 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 6257.344 + 0.000 - 1621.440 = 4635.904 kN

Mn = Cc x 286.743 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2687.552 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=579.726)| = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 320.766 mm, a = k1 x c = 272.651 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-320.77) / 320.77 = 0.00467

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0047-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.828

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17746.728 kN ≥ Pn = 4635.904 kN

ΦPn = 0.83 x 4635.904 = 3838.263 kN ≥ Pu = 1112.175 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.580 = 2225.124 kN.m ≥ Mu = 644.752 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 579.618 kN

< Vu (= 643.270 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (643.270 - 579.618) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 38.812 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 1252.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 1252.960 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 410.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (772.823 + 1252.960) = 1519.338 kN ≥ 643.270 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 740.211 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]

= 241.245 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]

= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 241.24) - 2.5 x 67.50 = 157.68 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 241.24) = 261.15 mm

Sa는 작은 값인 157.68 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 157.68 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 중앙지점부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 800.0 | 1112.175 | 964.232 | 1578.685 | 867.0 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0025) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 100.000 + 0.0 x 900.000) / 21571800.0

= 435.125 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.000 mm, ab = k1 x cb = 408.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9363.600 + 0.000 - 916.800 = 8446.800 kN

Mb = Cc x 231.125 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2749.972 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 325.564 mm, e = Mu/Pu = 866.979 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 124.197 mm, a = k1 x c = 105.567 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 105567.455 = 2422.773 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2422.773 + 0.000 - 916.800 = 1505.973 kN

Mn = Cc x 382.341 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1305.646 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=866.978) | = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 124.197 mm, a = k1 x c = 105.567 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-124.20) / 124.20 = 0.01632

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17215.359 kN ≥ Pn = 1505.973 kN

ΦPn = 0.85 x 1505.973 = 1280.077 kN ≥ Pu = 1112.175 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.867 = 1109.800 kN.m ≥ Mu = 964.232 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 565.481 kN

< Vu (= 1578.685 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1578.685 - 565.481) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 633.253 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 1651.627 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 1651.627 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 200.000 (d/4, 300 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (753.974 + 1651.627) = 1804.201 kN ≥ 1578.685 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1.000 x 1000000 / [2292.000 x (800.000 - 144.977/3)]

= 0.580 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2292.000)]

= 144.977 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.58) - 2.5 x 90.50 = 135447.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.58) = 108538.76 mm

Sa는 작은 값인 108538.76 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 108538.76 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 1060.0 | 916.7 | 1112.175 | 1473.730 | 1715.362 | 1325.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 7150.400 mm² (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 2860160.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 2860160.0 x 143.309 + 0.0 x 1060.000) / 27187160.0
= 489.319 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 550.014 mm, ab = k1 x cb = 467.512 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467512.173 = 10729.404 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pb = 10729.404 + 0.000 - 2860.160 = 7869.244 kN

Mb = Cc x 255.563 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4604.645 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 585.145 mm, e = Mu/Pu = 1325.088 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 280.464 mm, a = k1 x c = 238.395 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 238394.606 = 5471.156 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pn = 5471.156 + 0.000 - 2860.160 = 2610.996 kN

Mn = Cc x 370.122 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3459.780 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1325.080) | = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 280.464 mm, a = k1 x c = 238.395 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-280.46) / 280.46 = 0.00727

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21618.447 kN ≥ Pn = 2610.996 kN

ΦPn = 0.85 x 2610.996 = 2219.347 kN ≥ Pu = 1112.175 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.325 = 2940.830 kN.m ≥ Mu = 1473.730 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 916.69 = 640.030 kN
< Vu (= 1715.362 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1715.362 - 640.030) x 150.00 / (400.0 x 916.69 x Φ) = 586.529 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 916.69 / 150.00 = 1892.538 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 916.69 = 3175.509 kN ≥ 1892.538 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 229.173 (d/4, 300 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (853.374 + 1892.538) = 2059.434 kN ≥ 1715.362 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 680.744 x 1000000 / [7150.400 x (916.691 - 256.983/3)]
= 114.561 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x916.7/(7x7150.400)]
= 256.983 mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )
2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.56) - 2.5 x 87.50 = 468.66 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 114.56) = 549.93 mm

Sa는 작은 값인 468.66 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 468.66 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 내측벽체 상단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 300.0 | 250.0 | 911.662 | 231.145 | 102.485 | 253.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 300.0 x 1000.0 = 6885000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (6885000.0 x 150.00 + 916800.0 x 50.000 + 0.0 x 300.000) / 7801800.0

= 138.249 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 150.000 mm, ab = k1 x cb = 127.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 127500.000 = 2926.125 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 2926.125 + 0.000 - 916.800 = 2009.325 kN

Mb = Cc x 74.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 367.670 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 182.982 mm, e = Mu/Pu = 253.542 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 114.403 mm, a = k1 x c = 97.242 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 97242.355 = 2231.712 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2231.712 + 0.000 - 916.800 = 1314.912 kN

Mn = Cc x 89.628 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 333.380 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=253.538) | = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 50.00 = 250.000 mm

c = 114.403 mm, a = k1 x c = 97.242 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (250.00-114.40) / 114.40 = 0.00356

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0036-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.754

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 1314.912 kN

ΦPn = 0.75 x 1314.912 = 991.074 kN ≥ Pu = 911.662 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.254 = 251.279 kN.m ≥ Mu = 231.145 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 250.00 = 197.626 kN

≥ Vu (= 102.485 kN) , 전단보강 불필요.

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 167.349 x 1000000 / [2292.000 x (250.000 - 74.947/3)]

= 324.483 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x250.0/(7x2292.000)]

= 74.947 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 19/2 = 40.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 324.48) - 2.5 x 40.50 = 141.44 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 324.48) = 194.15 mm

Sa는 작은 값인 141.44 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.44 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 내측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 300.0 | 250.0 | 911.662 | 229.079 | 117.362 | 251.3 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 300.0 x 1000.0 = 6885000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (6885000.0 x 150.00 + 916800.0 x 50.000 + 0.0 x 300.000) / 7801800.0

= 138.249 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 150.000 mm, ab = k1 x cb = 127.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 127500.000 = 2926.125 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 2926.125 + 0.000 - 916.800 = 2009.325 kN

Mb = Cc x 74.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 367.670 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 182.982 mm, e = Mu/Pu = 251.276 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.218 mm, a = k1 x c = 97.935 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 97935.438 = 2247.618 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2247.618 + 0.000 - 916.800 = 1330.818 kN

Mn = Cc x 89.281 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 334.401 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=251.274) | = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 50.00 = 250.000 mm

c = 115.218 mm, a = k1 x c = 97.935 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (250.00-115.22) / 115.22 = 0.00351

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0035-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.751

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 1330.818 kN

ΦPn = 0.75 x 1330.818 = 998.947 kN ≥ Pu = 911.662 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.251 = 251.012 kN.m ≥ Mu = 229.079 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 250.00 = 197.626 kN

≥ Vu (= 117.362 kN) , 전단보강 불필요.

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 166.070 x 1000000 / [2292.000 x (250.000 - 74.947/3)]
= 322.003 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x250.0/(7x2292.000)]
= 74.947 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 19/2 = 40.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 322.00) - 2.5 x 40.50 = 143.31 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 322.00) = 195.65 mm

Sa는 작은 값인 143.31 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 143.31 mm) ∴ O.K

## 15. 단면검토

### 15.1 상부슬래브 좌측단부

#### 15.1.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 86 | cm | | | |
| · Mu = | 1877.991 | kN.m | · Vu = | 1297.580 | kN | · M = | 857.132 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 2 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 71.0 cm | · 전단력 d = | 76.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 87.689 $cm^2$ [ p = 0.01235 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9,193 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 16.02 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 24.850 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 23.075 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 10.125 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 24.850 $cm^2$ | > | 10.125 $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 116.919 $cm^2$ | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H | 29 @ | 125 | = | 51.392 $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | H | 25 @ | 125 | = | 40.536 $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | | | TOTAL | = | 91.928 $cm^2$ | [ p = 0.012948 | ] |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.022 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.849 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0091 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1968.75 kN.m > Mu = 1877.99 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 493.63 kN < Vu = 1297.58 kN

· 1/2·Φv Vc = 246.82 kN < Vu = 1297.58 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 5.289 $cm^2$ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 5.289 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 493.63 + 870.96 = 1364.59 kN > Vu = 1297.58 kN

Rm = Md / Mu = 1.05 Rs = Φv Vn / Vu = 1.05

#### 15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.012948 + √ [ 2 × 0.097 + 0.097 ² ] = 0.354

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 857.13 × 1000 / [ 91.928 × 71.0 × 0.882 ] = 148.89 MPa

s = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 148.9 ) − 2.5 x 85.5 = 315 mm > 125 mm

s = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 148.9 ) = 423 mm > 125 mm ∴ O.K.

## 15.2 상부슬래브 우측단부

### 15.2.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 86 | cm | | | |
| · Mu = | 1772.150 | kN.m | · Vu = | 776.374 | kN | · M = | 1225.656 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 2 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 71.0 cm | · 전단력 d = | 76.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 82.747 $cm^2$ [ p = 0.01165 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9,193 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 16.02 cm

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 24.850 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ MIN As = | 23.075 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ MIN As = | 10.125 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 24.850 $cm^2$ | > 10.125 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ MIN As = | 110.329 $cm^2$ | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H | 29 @ 125 | = 51.392 | $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] | |
| | H | 25 @ 125 | = 40.536 | $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] | |
| | | TOTAL | = 91.928 | $cm^2$ | [ p = 0.012948 ] | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.022 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.849 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0091 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1968.75 kN.m > Mu = 1772.15 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 493.63 kN < Vu = 776.37 kN

· 1/2·Φv Vc = 246.82 kN < Vu = 776.37 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.860 $cm^2$ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 1.860 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 493.63 + 870.96 = 1364.59 kN > Vu = 776.37 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.76

### 15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.012948 + √ [ 2 × 0.097 + 0.097 ² ] = 0.354

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 1225.66 × 1000 / [ 91.928 × 71.0 × 0.882 ] = 212.91 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 212.9 ) − 2.5 x 85.5 = 156 mm > 125 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 212.9 ) = 296 mm > 125 mm ∴ O.K.

## 15.3 상부슬래브 중앙부

### 15.3.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 80 | cm | | | |
| · Mu = | 1287.315 | kN.m | · Vu = | 1243.448 | kN | · M = | 935.540 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 8.00 cm | · 모멘트 d = | 72.0 cm | · 전단력 d = | 72.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 56.966 $cm^2$ [ p = 0.00791 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 25.200 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ MIN As = | 23.400 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ MIN As = | 10.000 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 25.200 $cm^2$ | > | 10.000 $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ MIN As = | 75.955 $cm^2$ | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 32 @ 125 | = | 63.536 $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | TOTAL | = | 63.536 $cm^2$ | [ p = | 0.008824 ] |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0136 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1435.75 kN.m > Mu = 1287.32 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 467.65 kN < Vu = 1243.45 kN

· 1/2·Φv Vc = 233.83 kN < Vu = 1243.45 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 5.387 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 5.387 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 467.65 + 825.12 = 1292.77 kN > Vu = 1243.45 kN

Rm = Md / Mu = 1.12 Rs = Φv Vn / Vu = 1.04

### 9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.008824 + √ [ 2 × 0.066 + 0.066 ² ] = 0.303

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.303 / 3 = 0.899

fs = M / [As·d·j]

= 935.54 × 1000 / [ 63.536 × 72.0 × 0.899 ] = 227.48 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 227.5 ) − 2.5 x 64 = 186 mm > 125 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 227.5 ) = 277 mm > 125 mm ∴ O.K.

## 15.4 하부슬래브 좌측단부

### 15.4.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 126 | cm | | | |
| · Mu = | 2829.369 | kN.m | · Vu = | 1571.677 | kN | · M = | 2047.803 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 2 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 111.0 cm | · 전단력 d = | 116.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 81.549 $cm^2$ [ p = 0.00735 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 38.850 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ MIN As = | 36.075 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ MIN As = | 15.125 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 38.850 $cm^2$ | > 15.125 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ MIN As = | 108.732 $cm^2$ | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H | 29 @ | 125 | = 51.392 | $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | H | 29 @ | 125 | = 51.392 | $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | | | TOTAL | = 102.784 | $cm^2$ | [ p = 0.00926 | ] |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0135 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3566.05 kN.m > Mu = 2829.37 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 753.44 kN < Vu = 1571.68 kN

· 1/2·Φv Vc = 376.72 kN < Vu = 1571.68 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.527 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 3.527 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 753.44 + 1329.36 = 2082.80 kN > Vu = 1571.68 kN

Rm = Md / Mu = 1.26 Rs = Φv Vn / Vu = 1.33

### 15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.00926 + √ [ 2 × 0.069 + 0.069 ² ] = 0.31

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.31 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 2047.80 × 1000 / [ 102.784 × 111.0 × 0.897 ] = 200.1 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 200.1 ) − 2.5 x 85.5 = 180 mm > 125 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 200.1 ) = 315 mm > 125 mm ∴ O.K.

## 15.5 하부슬래브 우측단부

### 15.5.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 126 | cm | | | |
| · Mu = | 1821.605 | kN.m | · Vu = | 606.341 | kN | · M = | 830.760 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 2 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 111.0 cm | · 전단력 d = | 116.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 51.137 $cm^2$ [ p = 0.00461 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (7,150 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 12.46 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 38.850 $cm^2$ | | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ MIN As = | 36.075 $cm^2$ | | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ MIN As = | 15.125 $cm^2$ | [일면 As] | | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 38.850 $cm^2$ | > | 15.125 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ MIN As = | 68.183 $cm^2$ | | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H | 25 @ 125 | = | 40.536 $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] | |
| | H | 22 @ 125 | = | 30.968 $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] | |
| | | TOTAL | = | 71.504 $cm^2$ | [ p = | 0.006442 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 12.463 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 14.662 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0207 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2547.07 kN.m > Mu = 1821.61 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 753.44 kN > Vu = 606.34 kN

· 1/2·Φv Vc = 376.72 kN < Vu = 606.34 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 753.44 + 1329.36 = 2082.80 kN > Vu = 606.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.40 Rs = Φv Vn / Vu = 3.44

### 15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.006442 + √ [ 2 × 0.048 + 0.048 ² ] = 0.266

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.266 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 830.76 × 1000 / [ 71.504 × 111.0 × 0.911 ] = 114.9 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 114.9 ) − 2.5 x 87.5 = 467 mm > 125 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 114.9 ) = 548 mm > 125 mm ∴ O.K.

## 15.6 하부슬래브 기둥지점부

### 15.6.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | | | | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 110 | cm | | | | | | |
| · Mu = | 1984.054 | kN.m | · Vu = | 1314.272 | kN | · M = | 1121.015 | kN.m | | | |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 2 단 | | | | |
| · 피복 = | 10.00 | cm | · 모멘트 d = | 95.0 | cm | · 전단력 d = | 100.0 | cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 65.737 $cm^2$ [ p = 0.00692 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (7,150 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 12.46 cm

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 33.250 $cm^2$ | | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 30.875 $cm^2$ | | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 13.125 $cm^2$ | [일면 As] | | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 33.250 $cm^2$ | > | 13.125 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 87.649 $cm^2$ | | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H | 25 @ | 125 | = | 40.536 | $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | H | 22 @ | 125 | = | 30.968 | $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | | | TOTAL | = | 71.504 | $cm^2$ | [ p = 0.007527 | ] |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 12.463 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 14.662 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0175 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2158.08 kN.m > Mu = 1984.05 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1314.27 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1314.27 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.324 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 3.324 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1146.00 = 1795.52 kN > Vu = 1314.27 kN

Rm = Md / Mu = 1.09 Rs = Φv Vn / Vu = 1.37

### 15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.007527 + √ [ 2 × 0.056 + 0.056 ² ] = 0.284

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.284 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 1121.02 × 1000 / [ 71.504 × 95.0 × 0.905 ] = 182.35 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 182.4 ) − 2.5 x 87.5 = 213 mm > 125 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 182.4 ) = 345 mm > 125 mm ∴ O.K.

## 15.7 하부슬래브 중앙부

### 15.7.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 110 | cm | | | |
| · Mu = | 1768.841 | kN.m | · Vu = | 727.198 | kN | · M = | 1348.598 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 2 단 | |
| · 피복 = | 8.00 cm | · 모멘트 d = | 97.0 cm | · 전단력 d = | 97.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 56.792 $cm^2$ [ p = 0.00585 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,194 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 10.79 cm

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN | As = | 33.950 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN | As = | 31.525 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN | As = | 13.125 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN | As = | 33.950 $cm^2$ | > 13.125 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN | As = | 75.723 $cm^2$ | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 22 @ 125 | = | 30.968 | $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | H 22 @ 125 | = | 30.968 | $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] |
| | TOTAL | = | 61.936 | $cm^2$ | [ p = 0.006385 | ] |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 10.795 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 12.7 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0211 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1928.99 kN.m > Mu = 1768.84 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 630.03 kN < Vu = 727.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 315.02 kN < Vu = 727.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.501 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 0.501 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 630.03 + 1111.62 = 1741.65 kN > Vu = 727.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.09 Rs = Φv Vn / Vu = 2.40

### 15.7.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.006385 + √ [ 2 × 0.048 + 0.048 ² ] = 0.265

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.265 / 3 = 0.912

fs = M / [As·d·j]

= 1348.60 × 1000 / [ 61.936 × 97.0 × 0.912 ] = 246.13 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 246.1 ) − 2.5 x 69 = 147 mm > 125 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 246.1 ) = 256 mm > 125 mm ∴ O.K.

## 15.8 중간슬래브 상면

### 15.8.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 1543.628 | kN.m | · Vu = | 1226.089 | kN | · M = | 1028.443 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 2 단 | |
| · 피복 = | 8.00 cm | · 모멘트 d = | 77.0 cm | · 전단력 d = | 82.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 64.919 $cm^2$ [ p = 0.00843 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 26.950 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 25.025 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 10.625 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 26.950 $cm^2$ | > 10.625 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 86.559 $cm^2$ | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 25 @ 125 | = | 40.536 $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] | |
| | H 25 @ 125 | = | 40.536 $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] | |
| | TOTAL | = | 81.072 $cm^2$ | [ p = | 0.010529 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0118 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1927.72 kN.m > Mu = 1543.63 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 1226.09 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 1226.09 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.229 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 4.229 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 532.61 + 939.72 = 1472.33 kN > Vu = 1226.09 kN

Rm = Md / Mu = 1.25 Rs = Φv Vn / Vu = 1.20

### 15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.010529 + √ [ 2 × 0.079 + 0.079 ² ] = 0.326

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.326 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 1028.44 × 1000 / [ 81.072 × 77.0 × 0.891 ] = 184.9 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 184.9 ) − 2.5 x 67.5 = 257 mm > 125 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 184.9 ) = 341 mm > 125 mm ∴ O.K.

## 15.9 중간슬래브 하면

### 15.9.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 1004.607 | kN.m | · Vu = | 591.318 | kN | · M = | 767.589 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 8.00 cm | · 모멘트 d = | 82.0 cm | · 전단력 d = | 82.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 38.116 $cm^2$ [ p = 0.00465 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.700 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.650 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.700 $cm^2$ | > 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 50.821 $cm^2$ | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H | 29 @ | 125 | = 51.392 $cm^2$ | [ 8.0 | EA/m ] | |
| | | | TOTAL | = 51.392 $cm^2$ | [ p = | 0.006267 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 ($\varepsilon_t$) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0203 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1354.56 kN.m > Mu = 1004.61 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 591.32 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 591.32 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.358 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 $cm^2$ > 0.358 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 939.72 = 1472.33 kN > Vu = 591.32 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 2.49

### 15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.006267 + √ [ 2 × 0.047 + 0.047 ² ] = 0.263

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.263 / 3 = 0.912

fs = M / [As·d·j]

= 767.59 × 1000 / [ 51.392 × 82.0 × 0.912 ] = 199.72 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 199.7 ) − 2.5 x 65.5 = 231 mm > 125 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 199.7 ) = 315 mm > 125 mm ∴ O.K.

【 벽체 : 좌측벽체 상단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 1060.0 | 915.9 | 1591.000 | 1969.448 | 1080.035 | 1237.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0087) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 3677120.0 x 144.095 + 0.0 x 1060.000) / 28004120.0
= 479.328 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 549.543 mm, ab = k1 x cb = 467.111 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467111.357 = 10720.206 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pb = 10720.206 + 0.000 - 3677.120 = 7043.086 kN

Mb = Cc x 245.773 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4953.847 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 703.363 mm, e = Mu/Pu = 1237.868 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 365.029 mm, a = k1 x c = 310.275 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 310275.033 = 7120.812 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pn = 7120.812 + 0.000 - 3677.120 = 3443.692 kN

Mn = Cc x 324.191 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4262.841 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1237.869) | = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 365.029 mm, a = k1 x c = 310.275 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-365.03) / 365.03 = 0.00489

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.843

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22234.516 kN ≥ Pn = 3443.692 kN

ΦPn = 0.84 x 3443.692 = 2901.833 kN ≥ Pu = 1591.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.238 = 3592.086 kN.m ≥ Mu = 1969.448 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 915.90 = 658.677 kN
< Vu (= 1080.035 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1080.035 - 658.677) x 150.00 / (400.0 x 915.90 x Φ) = 230.023 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 915.90 / 150.00 = 1399.502 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 915.90 = 3172.787 kN ≥ 1399.502 kN ∴ O.K
s = 150.000 ≤ 457.952 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (878.235 + 1399.502) = 1708.303 kN ≥ 1080.035 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 924.303 x 1000000 / [9192.800 x (915.905 - 284.960/3)]
= 122.480 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x915.9/(7x9192.800)]
= 284.960 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.48) - 2.5 x 85.50 = 429.21 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.48) = 514.37 mm
Sa는 작은 값인 429.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 429.21 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 중앙부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 820.0 | 1590.995 | 613.089 | 816.717 | 385.3 |

㉰ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0018) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 0.0 x 900.000) / 21290520.0

= 438.956 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.000 mm, ab = k1 x cb = 418.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 0.000 - 635.520 = 8962.170 kN

Mb = Cc x 229.856 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2646.208 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 295.264 mm, e = Mu/Pu = 385.349 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 343.961 mm, a = k1 x c = 292.366 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 292366.486 = 6709.811 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 6709.811 + 0.000 - 635.520 = 6074.291 kN

Mn = Cc x 292.772 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2340.783 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=385.359) | = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 343.961 mm, a = k1 x c = 292.366 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-343.96) / 343.96 = 0.00415

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0042-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.793

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17003.246 kN ≥ Pn = 6074.291 kN

ΦPn = 0.79 x 6074.291 = 4819.740 kN ≥ Pu = 1590.995 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.385 = 1857.284 kN.m ≥ Mu = 613.089 kN.m ∴ O.K

㉵ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 599.857 kN

< Vu (= 816.717 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (816.717 - 599.857) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 132.231 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 1252.960 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 1252.960 kN ∴ O.K
s = 150.000 ≤ 410.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (799.810 + 1252.960) = 1539.577 kN ≥ 816.717 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 191.742 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 155.013 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.01) - 2.5 x 72.00 = 328.02 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.01) = 406.42 mm
Sa는 작은 값인 328.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 328.02 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 중앙지점부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 800.0 | 1590.995 | 1498.075 | 1354.742 | 941.6 |

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0045) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 100.000 + 0.0 x 900.000) / 22276440.0

= 424.524 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.000 mm, ab = k1 x cb = 408.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9363.600 + 0.000 - 1621.440 = 7742.160 kN

Mb = Cc x 220.524 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3068.185 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 396.296 mm, e = Mu/Pu = 941.596 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 192.120 mm, a = k1 x c = 163.302 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 163301.659 = 3747.773 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3747.773 + 0.000 - 1621.440 = 2126.333 kN

Mn = Cc x 342.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2002.163 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=941.603)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 192.120 mm, a = k1 x c = 163.302 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-192.12) / 192.12 = 0.00949

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17746.728 kN ≥ Pn = 2126.333 kN

ΦPn = 0.85 x 2126.333 = 1807.383 kN ≥ Pu = 1590.995 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.942 = 1701.825 kN.m ≥ Mu = 1498.075 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 585.227 kN

< Vu (= 1354.742 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1354.742 - 585.227) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 480.947 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 1222.400 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 1222.400 kN ∴ O.K
s = 150.000 ≤ 400.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (780.302 + 1222.400) = 1502.027 kN ≥ 1354.742 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 464.017 x 1000000 / [4053.600 x (800.000 - 186.579/3)]
= 155.149 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4053.600)]
= 186.579 mm
사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.15) - 2.5 x 87.50 = 288.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.15) = 406.06 mm
Sa는 작은 값인 288.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 288.83 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 1060.0 | 910.0 | 1590.995 | 2637.747 | 1861.089 | 1657.9 |

㉰ 철근비 검토

As = 10278.400 ㎟ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0097) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 4111360.0 x 150.000 + 0.0 x 1060.000) / 28438360.0
= 475.063 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 546.000 mm, ab = k1 x cb = 464.100 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 464100.000 = 10651.095 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 10651.095 + 0.000 - 4111.360 = 6539.735 kN

Mb = Cc x 243.013 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5095.084 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 779.096 mm, e = Mu/Pu = 1657.923 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 342.923 mm, a = k1 x c = 291.485 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 291484.538 = 6689.570 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 6689.570 + 0.000 - 4111.360 = 2578.210 kN

Mn = Cc x 329.321 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4274.475 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1657.923)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 342.923 mm, a = k1 x c = 291.485 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-342.92) / 342.92 = 0.00540
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22561.977 kN ≥ Pn = 2578.210 kN

ΦPn = 0.85 x 2578.210 = 2191.479 kN ≥ Pu = 1590.995 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.658 = 3633.303 kN.m ≥ Mu = 2637.747 kN.m ∴ O.K

㉵ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 910.00 = 654.430 kN
< Vu (= 1861.089 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1861.089 - 654.430) x 150.00 / (400.0 x 910.00 x Φ) = 662.999 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 910.00 / 150.00 = 1878.725 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 910.00 = 3152.332 kN ≥ 1878.725 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 227.500 (d/4, 300 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (872.573 + 1878.725) = 2063.474 kN ≥ 1861.089 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1932.976 x 1000000 / [10278.400 x (910.000 - 297.000/3)]
= 231.889 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x910.0/(7x10278.400)]
= 297.000 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 231.89) - 2.5 x 85.50 = 125.85 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 231.89) = 271.68 mm

Sa는 작은 값인 125.85 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 125.85 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 상단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 1060.0 | 915.9 | 1112.175 | 1726.528 | 1421.914 | 1552.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0087) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 3677120.0 x 144.095 + 0.0 x 1060.000) / 28004120.0
= 479.328 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 549.543 mm, ab = k1 x cb = 467.111 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467111.357 = 10720.206 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pb = 10720.206 + 0.000 - 3677.120 = 7043.086 kN

Mb = Cc x 245.773 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4953.847 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 703.363 mm, e = Mu/Pu = 1552.389 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 321.078 mm, a = k1 x c = 272.917 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 272916.628 = 6263.437 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pn = 6263.437 + 0.000 - 3677.120 = 2586.317 kN

Mn = Cc x 342.870 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4014.994 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1552.399)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 321.078 mm, a = k1 x c = 272.917 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-321.08) / 321.08 = 0.00597

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22234.516 kN ≥ Pn = 2586.317 kN

ΦPn = 0.85 x 2586.317 = 2198.369 kN ≥ Pu = 1112.175 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.552 = 3412.724 kN.m ≥ Mu = 1726.528 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 915.90 = 639.482 kN
< Vu (= 1421.914 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1421.914 - 639.482) x 150.00 / (400.0 x 915.90 x Φ) = 427.136 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 915.90 / 150.00 = 1399.502 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 915.90 = 3172.787 kN ≥ 1399.502 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 457.952 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (852.642 + 1399.502) = 1689.108 kN ≥ 1421.914 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1231.621 x 1000000 / [9192.800 x (915.905 - 284.960/3)]
= 163.204 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x915.9/(7x9192.800)]
= 284.960 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 163.20) - 2.5 x 85.50 = 268.78 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 163.20) = 386.02 mm

Sa는 작은 값인 268.78 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.78 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 중앙부 】

⑦설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 820.0 | 1112.175 | 644.752 | 643.270 | 579.7 |

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0045) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 80.000 + 0.0 x 900.000) / 22276440.0

= 423.069 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.000 mm. ab = k1 x cb = 418.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9597.690 + 0.000 - 1621.440 = 7976.250 kN

Mb = Cc x 213.969 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3126.827 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 392.017 mm, e = Mu/Pu = 579.722 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 320.766 mm, a = k1 x c = 272.651 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 272651.157 = 6257.344 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 6257.344 + 0.000 - 1621.440 = 4635.904 kN

Mn = Cc x 286.743 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2687.552 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=579.726) | = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 320.766 mm, a = k1 x c = 272.651 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-320.77) / 320.77 = 0.00467

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0047-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.828

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17746.728 kN ≥ Pn = 4635.904 kN

ΦPn = 0.83 x 4635.904 = 3838.263 kN ≥ Pu = 1112.175 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.580 = 2225.124 kN.m ≥ Mu = 644.752 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 579.618 kN

< Vu (= 643.270 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (643.270 - 579.618) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 38.812 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 1252.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 1252.960 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 410.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (772.823 + 1252.960) = 1519.338 kN ≥ 643.270 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 740.211 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 241.245 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 241.24) - 2.5 x 67.50 = 157.68 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 241.24) = 261.15 mm

Sa는 작은 값인 157.68 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 157.68 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 중앙지점부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 800.0 | 1112.175 | 964.232 | 1578.685 | 867.0 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0025) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 100.000 + 0.0 x 900.000) / 21571800.0

= 435.125 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.000 mm, ab = k1 x cb = 408.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9363.600 + 0.000 - 916.800 = 8446.800 kN

Mb = Cc x 231.125 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2749.972 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 325.564 mm, e = Mu/Pu = 866.979 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 124.197 mm, a = k1 x c = 105.567 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 105567.455 = 2422.773 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2422.773 + 0.000 - 916.800 = 1505.973 kN

Mn = Cc x 382.341 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1305.646 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=866.978) | = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 124.197 mm, a = k1 x c = 105.567 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-124.20) / 124.20 = 0.01632

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17215.359 kN ≥ Pn = 1505.973 kN

ΦPn = 0.85 x 1505.973 = 1280.077 kN ≥ Pu = 1112.175 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.867 = 1109.800 kN.m ≥ Mu = 964.232 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 565.481 kN

< Vu (= 1578.685 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1578.685 - 565.481) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 633.253 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 1651.627 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 1651.627 kN ∴ O.K
s = 150.000 ≤ 200.000 (d/4, 300 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (753.974 + 1651.627) = 1804.201 kN ≥ 1578.685 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1.000 x 1000000 / [2292.000 x (800.000 - 144.977/3)]
= 0.580 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2292.000)]
= 144.977 mm
사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.58) - 2.5 x 90.50 = 135447.20 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.58) = 108538.76 mm
Sa는 작은 값인 108538.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 108538.76 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 1060.0 | 916.7 | 1112.175 | 1473.730 | 1715.362 | 1325.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 7150.400 mm² (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 2860160.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 2860160.0 x 143.309 + 0.0 x 1060.000) / 27187160.0
= 489.319 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 550.014 mm, ab = k1 x cb = 467.512 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467512.173 = 10729.404 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pb = 10729.404 + 0.000 - 2860.160 = 7869.244 kN

Mb = Cc x 255.563 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4604.645 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 585.145 mm, e = Mu/Pu = 1325.088 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 280.464 mm, a = k1 x c = 238.395 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 238394.606 = 5471.156 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pn = 5471.156 + 0.000 - 2860.160 = 2610.996 kN

Mn = Cc x 370.122 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3459.780 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1325.080)| = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 280.464 mm, a = k1 x c = 238.395 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-280.46) / 280.46 = 0.00727

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21618.447 kN ≥ Pn = 2610.996 kN

ΦPn = 0.85 x 2610.996 = 2219.347 kN ≥ Pu = 1112.175 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.325 = 2940.830 kN.m ≥ Mu = 1473.730 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 916.69 = 640.030 kN
< Vu (= 1715.362 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1715.362 - 640.030) x 150.00 / (400.0 x 916.69 x Φ) = 586.529 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 916.69 / 150.00 = 1892.538 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 916.69 = 3175.509 kN ≥ 1892.538 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 229.173 (d/4, 300 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (853.374 + 1892.538) = 2059.434 kN ≥ 1715.362 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 680.744 x 1000000 / [7150.400 x (916.691 - 256.983/3)]
= 114.561 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x916.7/(7x7150.400)]
= 256.983 mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.56) - 2.5 x 87.50 = 468.66 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 114.56) = 549.93 mm

Sa는 작은 값인 468.66 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 468.66 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 내측벽체 상단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 300.0 | 250.0 | 911.662 | 231.145 | 102.485 | 253.5 |

㉰ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 300.0 x 1000.0 = 6885000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (6885000.0 x 150.00 + 916800.0 x 50.000 + 0.0 x 300.000) / 7801800.0

= 138.249 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 150.000 mm, ab = k1 x cb = 127.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 127500.000 = 2926.125 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 2926.125 + 0.000 - 916.800 = 2009.325 kN

Mb = Cc x 74.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 367.670 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 182.982 mm, e = Mu/Pu = 253.542 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 114.403 mm, a = k1 x c = 97.242 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 97242.355 = 2231.712 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2231.712 + 0.000 - 916.800 = 1314.912 kN

Mn = Cc x 89.628 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 333.380 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=253.538) | = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 50.00 = 250.000 mm

c = 114.403 mm, a = k1 x c = 97.242 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (250.00-114.40) / 114.40 = 0.00356

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0036-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.754

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 1314.912 kN

ΦPn = 0.75 x 1314.912 = 991.074 kN ≥ Pu = 911.662 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.254 = 251.279 kN.m ≥ Mu = 231.145 kN.m ∴ O.K

㉵ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 250.00 = 197.626 kN

≥ Vu (= 102.485 kN) , 전단보강 불필요.

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 167.349 x 1000000 / [2292.000 x (250.000 - 74.947/3)]
= 324.483 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x250.0/(7x2292.000)]
= 74.947 mm
사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 50.00 - 19/2 = 40.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 324.48) - 2.5 x 40.50 = 141.44 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 324.48) = 194.15 mm
Sa는 작은 값인 141.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.44 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 내측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정
fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B (mm) | H (mm) | d (mm) | Pu (kN) | Mu (kN.m) | Vu (kN) | e (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 300.0 | 250.0 | 911.662 | 229.079 | 117.362 | 251.3 |

㉰ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 300.0 x 1000.0 = 6885000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (6885000.0 x 150.00 + 916800.0 x 50.000 + 0.0 x 300.000) / 7801800.0

= 138.249 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 150.000 mm, ab = k1 x cb = 127.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 127500.000 = 2926.125 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 2926.125 + 0.000 - 916.800 = 2009.325 kN

Mb = Cc x 74.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 367.670 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 182.982 mm, e = Mu/Pu = 251.276 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.218 mm, a = k1 x c = 97.935 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 97935.438 = 2247.618 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2247.618 + 0.000 - 916.800 = 1330.818 kN

Mn = Cc x 89.281 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 334.401 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=251.274)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 50.00 = 250.000 mm

c = 115.218 mm, a = k1 x c = 97.935 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (250.00-115.22) / 115.22 = 0.00351

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0035-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.751

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 1330.818 kN

ΦPn = 0.75 x 1330.818 = 998.947 kN ≥ Pu = 911.662 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.251 = 251.012 kN.m ≥ Mu = 229.079 kN.m ∴ O.K

㉵ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 250.00 = 197.626 kN

≥ Vu (= 117.362 kN) , 전단보강 불필요.

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 166.070 x 1000000 / [2292.000 x (250.000 - 74.947/3)]

= 322.003 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

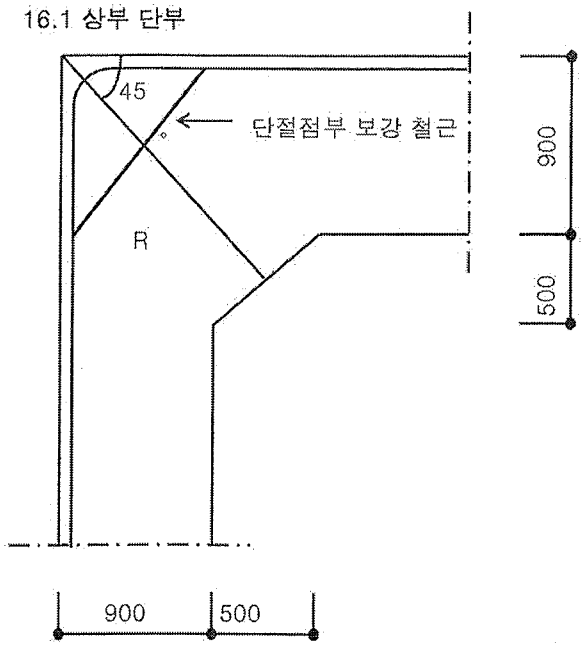
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x250.0/(7x2292.000)]

= 74.947 mm
사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 50.00 - 19/2 = 40.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 322.00) - 2.5 x 40.50 = 143.31 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 322.00) = 195.65 mm
Sa는 작은 값인 143.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 143.31 mm) ∴ O.K

## 16. 우각부 검토

### 16.1 상부 단부




$$R = \sqrt{1150.0^2 + 1150.0^2} = 1{,}626 \text{ mm}$$

Mo = 857.1 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 857.132 \times 10^6}{1{,}626 \times 1{,}000} = 1.620 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 857.13 \times 10^6}{1{,}626.346 \times 180} = 5{,}856 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 22 @ 125 : 3,097 mm²

2단 H 22 @ 125 : 3,097 mm²

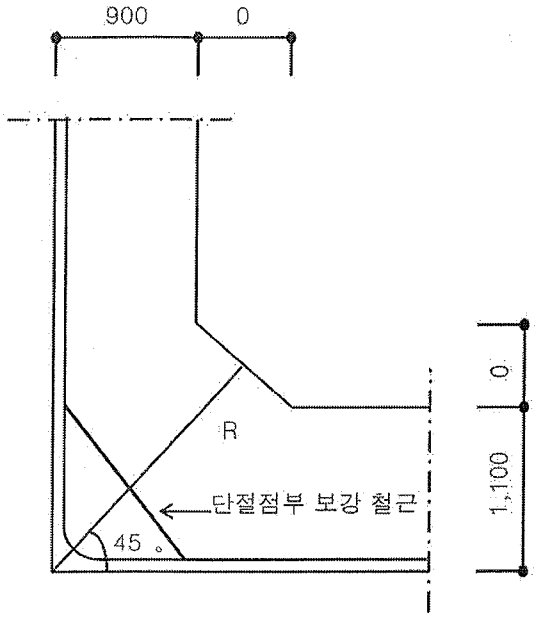
8,763 mm² > 5,856 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1626 = 1.06 m 이내에 배치

## 16.2 하부 단부




$$R = \sqrt{1100.0^2 + 900.0^2} = 1{,}421 \text{ mm}$$

Mo = 830.8 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 830.76 \times 10^6}{1{,}421 \times 1{,}000} = 2.056 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 830.76 \times 10^6}{1{,}421.267 \times 180} = 6{,}495 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 22 @ 250 : 1,548 mm²
2단 H 22 @ 250 : 1,548 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 22 @ 125 : 3,097 mm²
2단 H 22 @ 125 : 3,097 mm²

9,290 mm² > 6,495 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1421 = 0.92 m 이내에 배치

## 17. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 900 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.900 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 0.900 = 1800.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 0.700 x 1.000 = 1050.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.0 ㎟

1986.0 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2700 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,100 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.100 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.100 = 2200.000 ㎟ ( ≤ 1,800 ㎟ ) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.100 x 1.000 = 1650.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3300 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 900 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.900 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.900 = 1800.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.900 x 1.000 = 1350.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

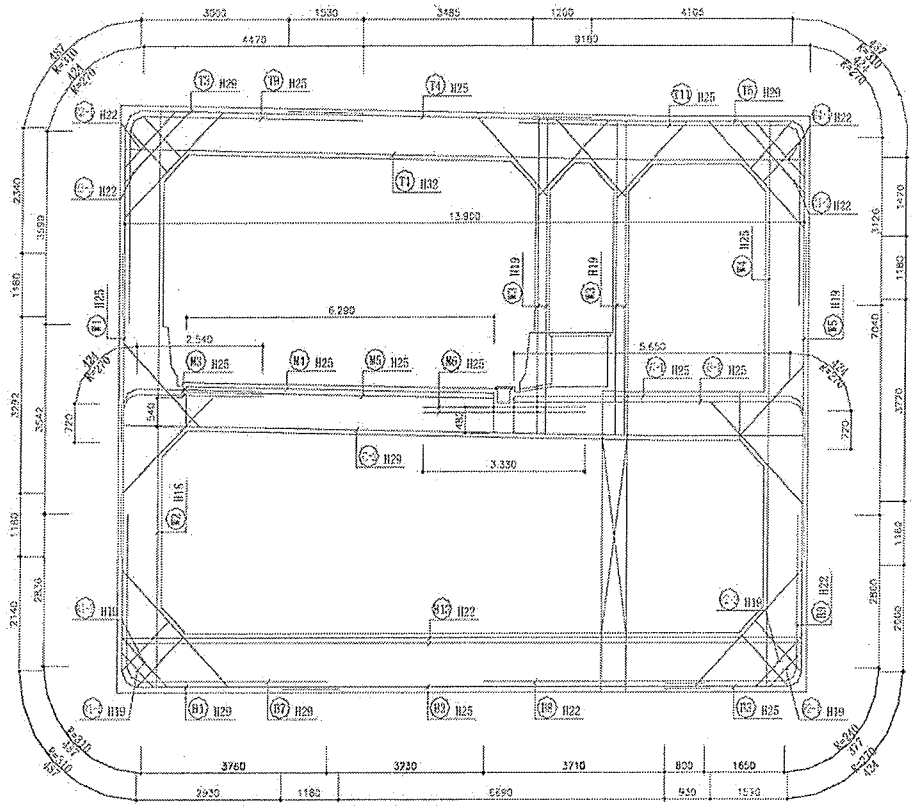
1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2700 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

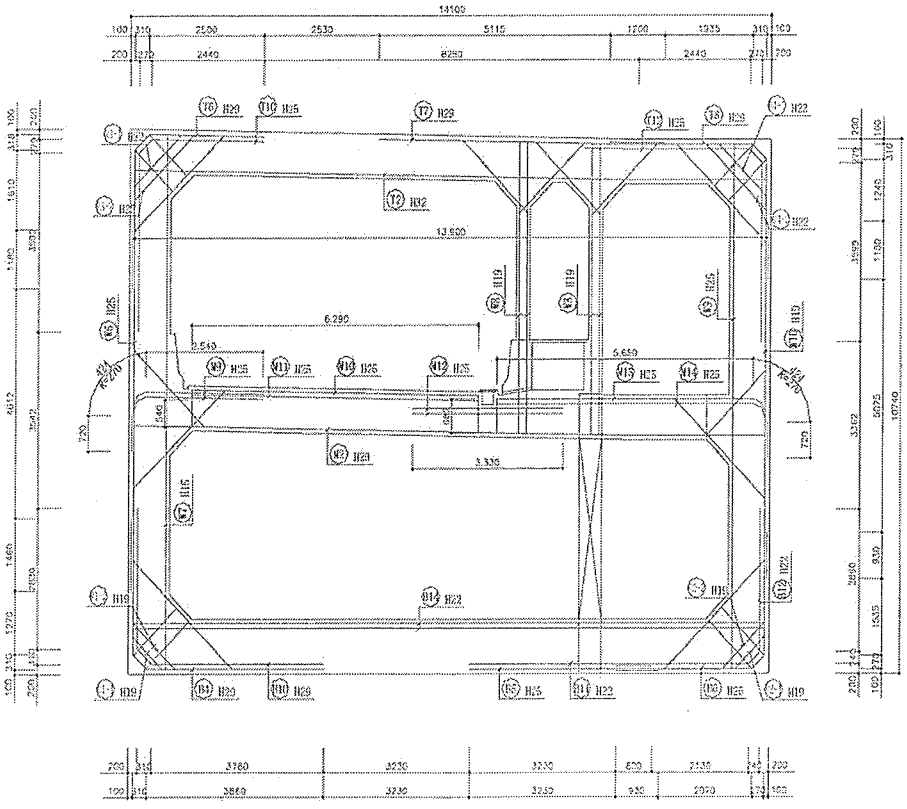
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109

## 18. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



# 집수정 거더

## ▨ 구조 설계 요약

### ▣ 보강거더설계 요약

| 부재명 | B | H | dc | Mu | ΦMn | Vu | ΦVn | 사용철근량 | 안전율 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | 모멘트 | 전단력 |
| 상부거더 지점부 | 900 | 900 | 130 | 1386.24 | 1495.19 | 1226.09 | 2038.47 | H22 - 8.0EA + H22 - 8.0EA | 1.08 | 1.66 |
| 상부거더 중앙부 | 900 | 900 | 110 | 683.26 | 800.23 | - | - | H22 ×8.00EA | 1.17 | - |
| 하부거더 지점부 | 900 | 1100 | 180 | 1504.43 | 2319.55 | 1314.27 | 2646.44 | H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA | 1.54 | 2.01 |
| 하부거더 중앙부 | 900 | 1100 | 110 | 818.05 | 1310.35 | - | - | H25 - 8.0EA | 1.60 | - |

### ▣ 보강거더기둥설계 요약

| 부재명 | B | H | dc | Mu | ΦMn | Pu | ΦPn | 사용철근량 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 보강거더기둥 | 1500 | 500 | 420 | 148.23 | 527.11 | 5844.42 | 11136.13 | H19 - 32.0EA |

## 1. 설계조건

(1) 형식 : R-D 집수정 거더 (철근 콘크리트 구조)

(2) 설계하중

1) 하중

- 상부 보강 거더에 작용하는 하중

| | | | |
|---|---|---|---|
| 극한하중 | = | 1386.2 | kN/m |
| 사용하중 | = | 1028.4 | kN/m |

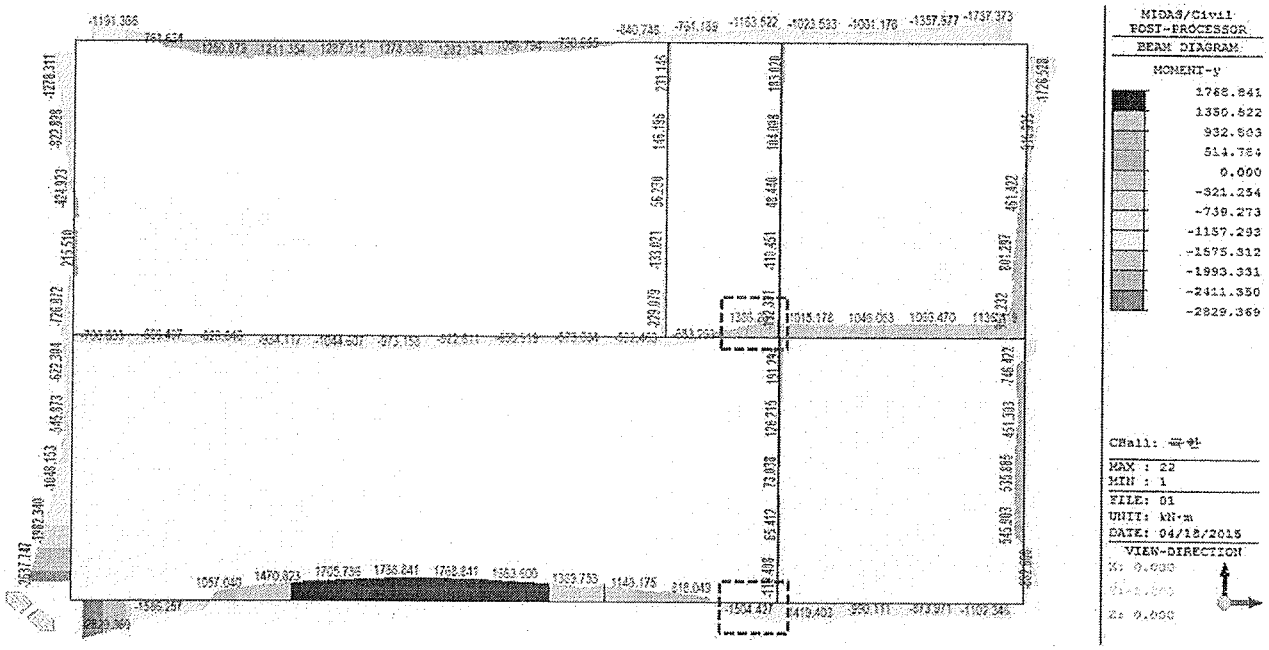
- 하부 보강 거더에 작용하는 하중

| | | | |
|---|---|---|---|
| 극한하중 | = | 1504.4 | kN/m |
| 사용하중 | = | 1121.0 | kN/m |

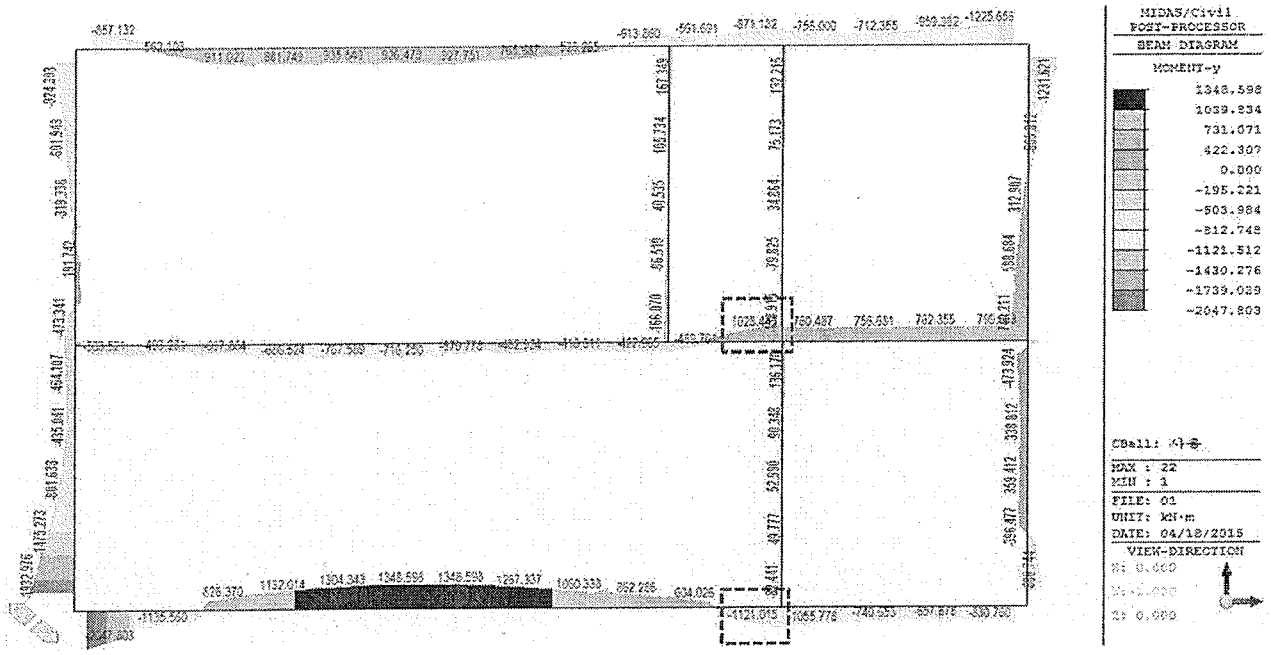
- 보강 기둥에 작용하는 응력

| | | | |
|---|---|---|---|
| 축 력 | = | 2164.6 | kN/m |

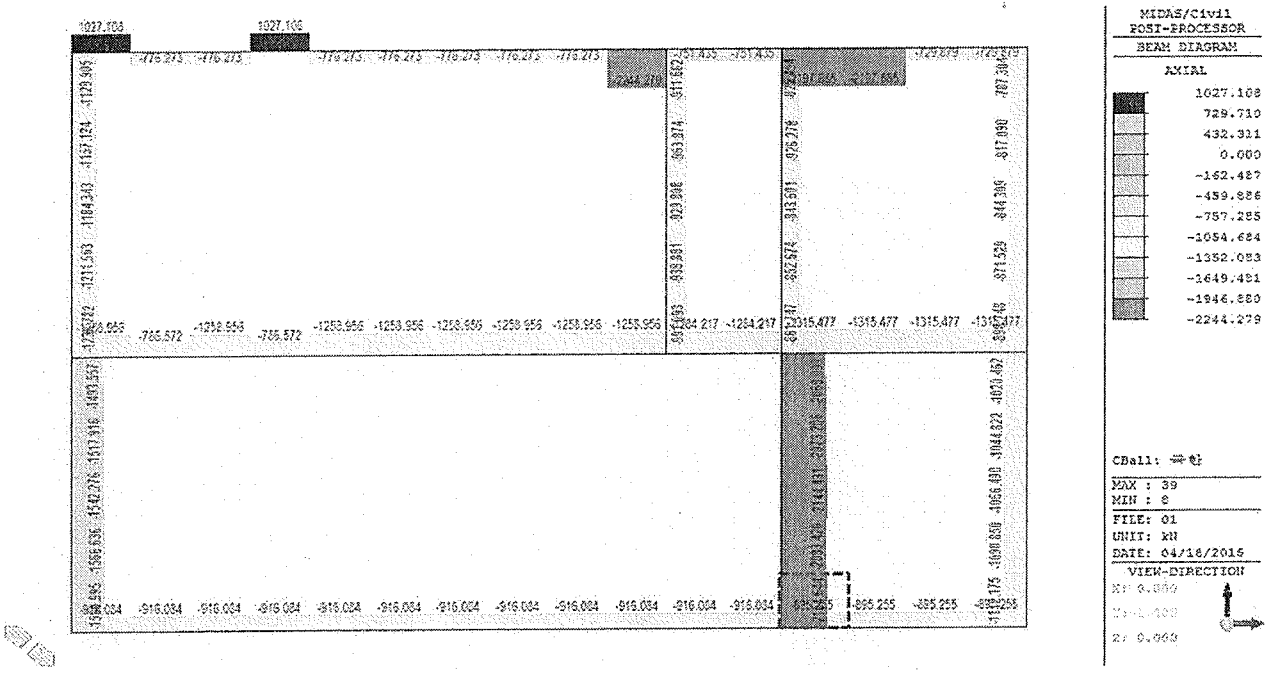
극한하중 삼도



사용하중 삽도




축력도 삽도



(2) 강도감소계수

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| * | 휨 | : | Φf = | 0.85 |
| * | 전 단 | : | Φv = | 0.75 |

(3) 사용재료

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ① 콘크리트 강도 | : | fck = | 27 | MPa | |
| ② 콘크리트 탄성계수 | : | Ec = | 26700 | MPa | ---도.설 2.3.3 |
| ③ 철근항복 강도 | : | fy = | 400 | MPa | |
| ④ 철근 탄성계수 | : | Es = | 200000 | MPa | --콘.구 P67 |

(4) 설계방법

강도설계법

(5) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

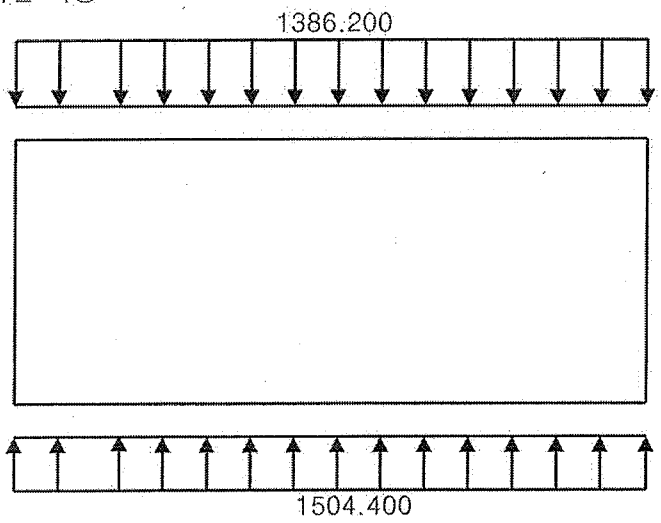
도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

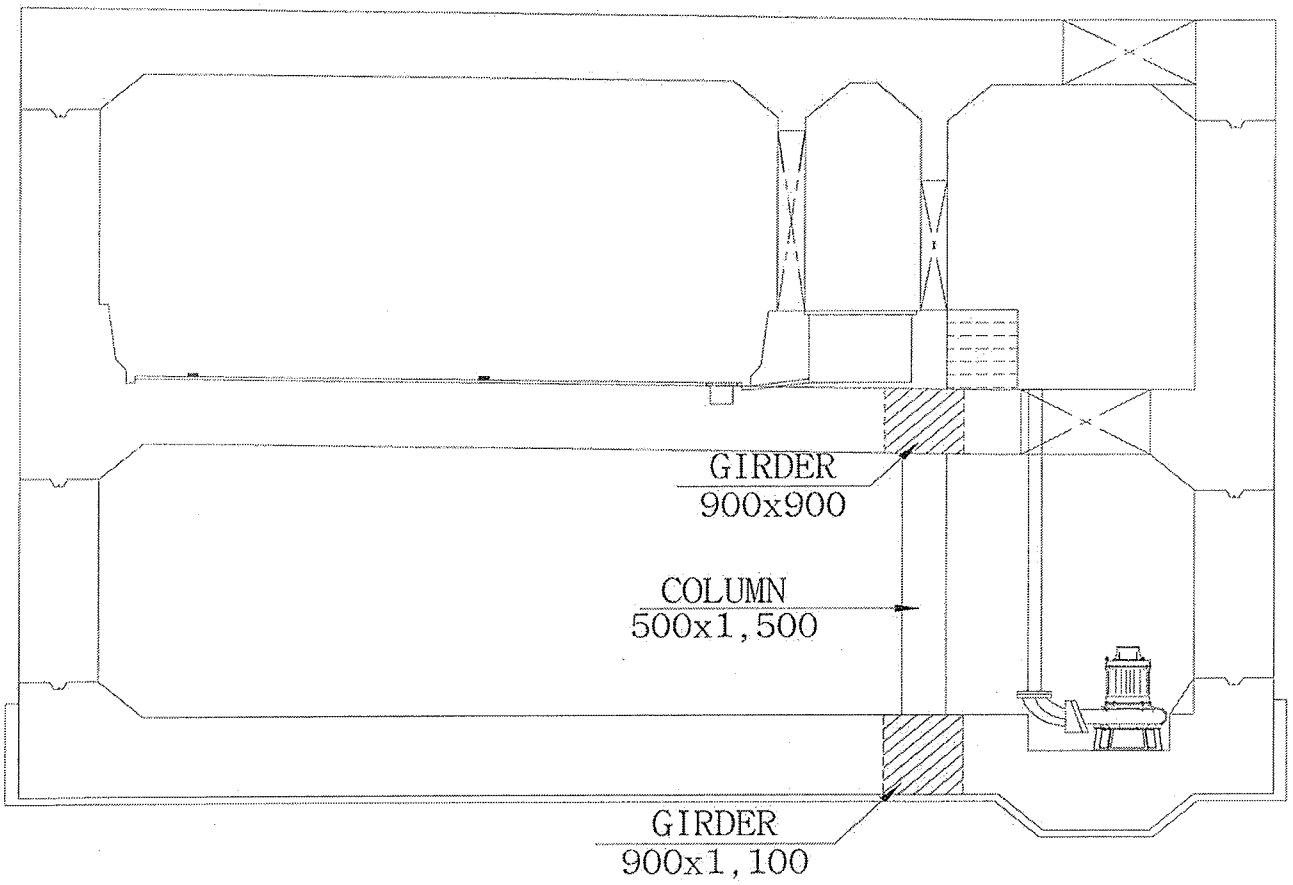
## 2. 하중재하(극한하중)

* 보강 거더에 작용하는 하중




Ln = 2.700 m

## 3. 단면가정



## 4. 단면력 산정

### 1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트
Mu1 = ( Wu x $Ln^2$ ) / 9

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트
Mu2 = ( Wu x $Ln^2$ ) / 14

Vu = 전 단 력,
거더 = Vu = 1.15 x ( Wu x Ln ) / 2
깊은보 = Vu = 1.15 x ( Wu x Ln ) / 2 − 0.15 x ( Wu x Ln )

A. 상부 보강 거더 (□ 900 x 900 )

**지 점 부**

Mu1 = ( Wu x $Ln^2$ ) / 9

= ( 1386.200 x $2.700^2$ ) / 9 = 1122.822 kn.m

**중 앙 부**

Mu2 = ( Wu x $Ln^2$ ) / 14

= ( 1386.200 x $2.700^2$ ) / 14 = 721.814 kn.m

**지 점 부**

Vu = 1.15 x ( Wu x Ln ) / 2

= 1.15 x ( 1386.20 x 2.700 ) / 2 = 2152.076 kn

B. 하부 보강 거더 (□ 1.100 x 900)

| 지 점 부 |
|---|

Mu1 = ( Wu x Ln² ) / 9

= ( 1504.400 x 2.700 ² ) / 9 = 1218.564 kn.m

| 중 앙 부 |
|---|

Mu2 = ( Wu x Ln² ) / 14

= ( 1504.400 x 2.700 ² ) / 14 = 783.363 kn.m

| 지 점 부 |
|---|

Vu = 1.15 x ( Wu x Ln ) / 2

= 1.15 x ( 1504.40 x 2.700 ) / 2 = 2335.581 kn

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 0.15 x 2.700 = 0.405 m

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

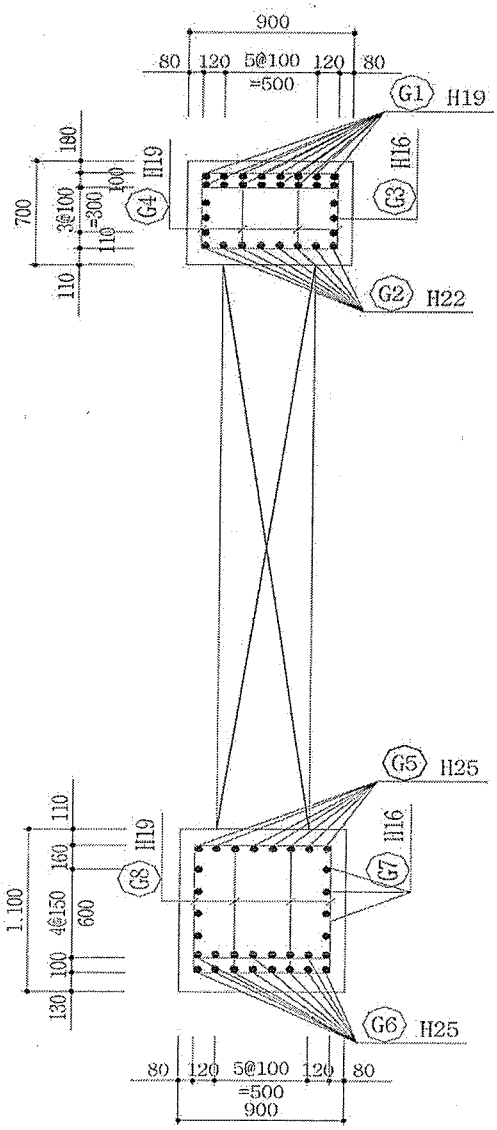
= 2335.581 - 0.405 x 1504.4 = 1726.30 kn

C. 보강 기둥(D 1.000)

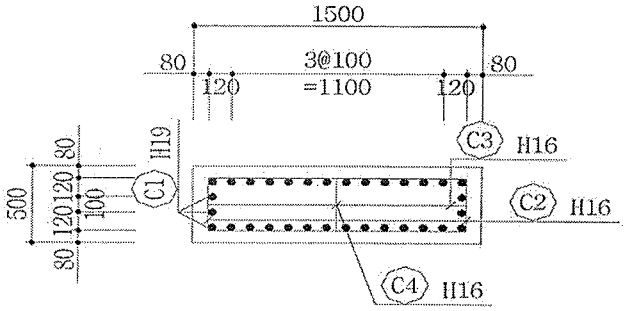
| 축력 | 2164.60 x 2.700 | = 5844.420 kn.m |
|---|---|---|
| 모 멘 트 | 54.90 x 2.700 | = 148.230 kn.m |

## 9. 주철근 조립도

### 상하부 거더

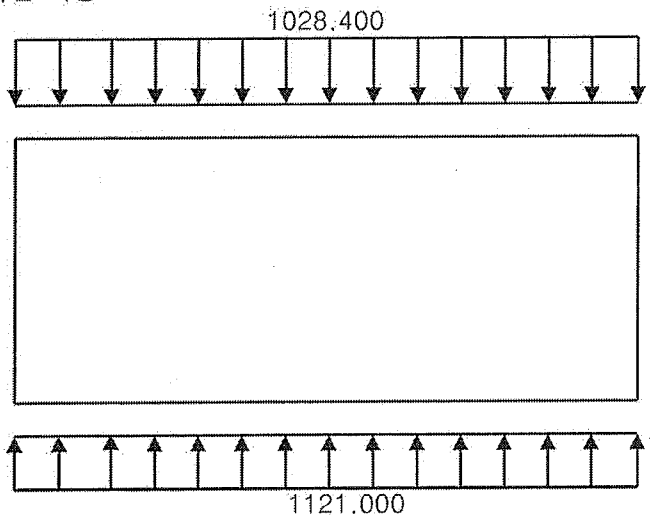



### 기둥



## 5. 하중재하(사용하중)

1) 보강 거더에 작용하는 하중




Ln = 2.700 m

## 6. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

$Mu1 = ( Wu \times Ln^2 ) / 9$

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

$Mu2 = ( Wu \times Ln^2 ) / 14$

A. 상부 보강 거더 (□ 900 x 900 )

지 점 부

$Mu1 = ( Wu \times Ln^2 ) / 9$

$= ( 1028.400 \times 2.700^2 ) / 9 = 833.004$ kn.m

중 앙 부

$Mu2 = ( Wu \times Ln^2 ) / 14$

$= ( 1028.400 \times 2.700^2 ) / 14 = 535.503$ kn.m

B. 하부 보강 거더 (□ 1.100 x 900)

지 점 부

Mu1 = ( Wu x $Ln^2$ ) / 9

= ( 1121.000 x 2.700 $^2$ ) / 9 = 908.010 kn.m

중 앙 부

Mu2 = ( Wu x $Ln^2$ ) / 14

= ( 1121.000 x 2.700 $^2$ ) / 14 = 583.721 kn.m

## 7. 보강거더 철근량 산정

◈ 상부 지점부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa  fy = 400.0 MPa  λ = 1.00
β1 = 0.850  Øf = 0.85  Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1386.237 KN·m  계수 전단력 Vu = 1226.089 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm  단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 770.000 mm  피 복 두 께 Dc = 130.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×8.00 EA (Dc = 80.00 mm)
+ H22 ×8.00 EA (Dc = 180.00 mm)
= 6193.600 ㎟  ∴ P = As/(B·D) = 0.00894

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 119.944 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01443 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·( D − a/2 ) = 1495194000.000 N·mm
= 1495.194 KN·m ≥ Mu = 1386.237 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.079)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 110.466 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)} = 5704.192 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 110.466 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00823 ⇒ 4/3 Preq = 0.01097
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 5704.192 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 450.117 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H19 ×3.00 ea/m = 859.500 ㎟ (간격 s = 125.0 mm)
Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 1588.356 KN
Øv·Vs > Øv·1/3·λ√(fck)·B·D / 1000 = 900.234 KN
→ 규정된 전단철근 최대 배근 간격을 절반으로 감소하여 검토한다.
s = 125.0 mm ≤ Min(300,0.25D) = 192.5 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 2038.473 KN ≥ Vu = 1226.089 KN ...∴ O.K (S.F = 1.663)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1028.443 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00894
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.297 j = 0.901
x = k·d = 228.425 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 14.420 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 239.313 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 261.407 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst) ] = 128.75 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 112.50 mm ≤ 128.75 mm ..... ∴ O.K

◈ 상부 중앙부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 683.263 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 790.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×8.00 EA (Dc = 110.00 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00436

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 59.972 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03059 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·( D − a/2 ) = 800227900.000 N·mm
= 800.228 KN·m ≥ Mu = 683.263 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.171)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 50.902 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)} = 2628.475 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 50.902 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00370 ⇒ 4/3 Preq = 0.00493
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 2628.475 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 489.701 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ∛(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00436
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.218 j = 0.927
x = k·d = 172.475 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 8.613 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 215.876 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 215.876 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst) ] = 117.29 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 99.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 112.50 mm ≤ 117.29 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 지점부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1504.427 KN·m 계수 전단력 Vu = 1314.272 KN
단면의 두께 H = 1100.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 920.000 mm 피 복 두 께 Dc = 180.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H25 ×8.00 EA (Dc = 130.00 mm)
+ H25 ×8.00 EA (Dc = 230.00 mm)
= 8107.200 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00979

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 157.002 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01275 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·( D − a/2 ) = 2319548000.000 N·mm
= 2319.548 KN·m ≥ Mu = 1504.427 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.542)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 98.403 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)} = 5081.297 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 98.403 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00614 ⇒ 4/3 Preq = 0.00818
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 5081.297 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 537.802 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H19 ×4.00 ea/m = 1146.000 ㎟ (간격 s = 150.0 mm)
Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 2108.640 KN
Øv·Vs > Øv·1/3·λ√(fck)·B·D / 1000 = 1075.604 KN
→ 규정된 전단철근 최대 배근 간격을 절반으로 감소하여 검토한다.
s = 150.0 mm ≤ Min(300,0.25D) = 230.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 2646.442 KN ≥ Vu = 1314.272 KN ...∴ O.K (S.F = 2.014)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1121.015 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ∛(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00979
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.308 j = 0.897
x = k·d = 283.353 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 10.649 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 167.493 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 180.648 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst) ] = 142.18 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 117.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 112.50 mm ≤ 142.18 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 중앙부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 818.049 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1100.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 990.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H25 ×8.00 EA (Dc = 110.00 mm)
= 4053.600 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00455

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 78.501 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02916 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·( D − a/2 ) = 1310346000.000 N·mm
= 1310.346 KN·m ≥ Mu = 818.049 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.602)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 48.241 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}  = 2491.021 ㎟
a  = (As·fy) / (0.85·fck·B) =  48.241 mm  ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00280  ⇒ 4/3 Preq = 0.00373
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 2491.021 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P  .....  ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 604.026 KN·m  (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p  = As/(B·D) = 0.00455
k  = -np + √((np)²+ 2np) = 0.223  j = 0.926
x  = k·d = 220.304 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) =  6.647 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3))  = 162.574 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 162.574 MPa
최외단철근 소요중심간격
  s = Min [ 375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst) ] = 240.64 mm
  ...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 97.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 112.50 mm ≤ 240.64 mm ..... ∴ O.K

## 8. 보강거더기둥 철근량 산정

▶ 1.500x500 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 1.500x500

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 27 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy ) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec ) : 26680 MPa
철근 설계피복두께 (d' ) : 80.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B ) : 1500.00 mm
단 면 높 이 (H ) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 3820.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.65
유효길이계수 (Ky) : 0.65

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H19 × 32ea = 9168.0 ㎟ (dc = 80.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 9168.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 5844.420 KN

계수모멘트(X) : Mux = 148.320 KN·m
Mux.ns= 148.320 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.2
Y축 세장비 : λy = 5.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 148.320 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 148.320 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 48.18 mm
작 용 편 심 : e = 25.38 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 7373.835 + 1579.235 + -1678.981 = 7274.089 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 1053.721 + 260.889 + 276.974 = 1591.585 KN·m

평 형 편 심 : eb = 218.80 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.002
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 4728.16 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 1034.53 KN·m

∴ e ≤ e_min ------> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

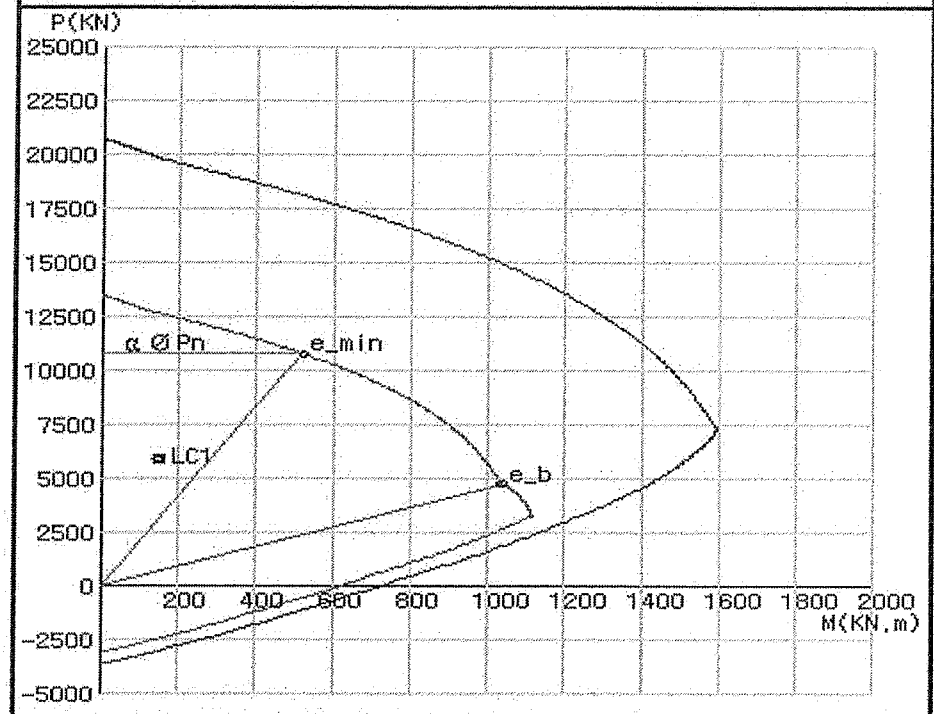
사용철근비 : Pused = 1.222 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16535.440 KN
Mn = αPn × e_min = 796.720 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 10748.033 KN ≥ Pu = 5844.420 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 517.868 KN·m ≥ Mu = 148.320 KN·m ∴ O.K

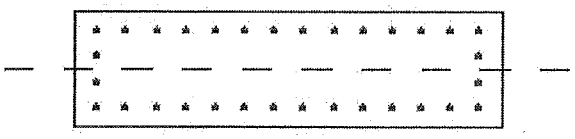
6) P-M 상관도

검토단면 : 1,500x500




| 검 토 조 건 | | |
|---|---|---|
| fck | = | 27 MPa |
| fy | = | 400 MPa |
| Ec | = | 26680 MPa |
| Erb | = | 200000 MPa |
| Ix | = | 1.562 E+10 mm⁴ |
| Iy | = | 1.406 E+11 mm⁴ |
| Ag | = | 7.500 E+05 mm² |
| Lu | = | 3820.0 mm |
| Kx | = | 0.65 |
| Ky | = | 0.65 |
| ρ | = | 1.222 % |
| Pu | = | 5844.420 KN |
| Mu | = | 148.320 KN · m |
| Θ | = | 0.000 ° |

[ 검 토 단 면 ]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 48.183 mm
- ØPmin = 10748.030 KN
- ØMmin = 517.868 KN · m

▷ 평형 편심 상태
- e_b = 218.802 mm
- ØPb = 4728.158 KN
- ØMb = 1034.530 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도
- e < e_min ∴ 최소편심구간
- ØPn = 10748.030 KN(=ØPmin)
- ØMn = 517.868 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량
- A_rebar = 9168.000 mm²

# 6.4 집수정 마감벽

▨ 구조 설계 요약

| 구 조 계 산 서 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 부 재 | | 모멘트 | | 전단력 | | 안전율 | | 사용철근량 | |
| | | 작용력 | 저항력 | 작용력 | 저항력 | 모멘트 | 전단력 | 휨철근량 | 전단철근량 |
| 가로방향 | 1층 좌측(외측) | 573.2 | 885.0 | 565.3 | 925.1 | 1.54 | 1.64 | H25@150 | H13×2EA/m |
| | 1층 우측(외측) | 710.9 | 908.0 | 675.1 | 948.2 | 1.28 | 1.40 | H25@150 | H13×2EA/m |
| | 1층 중앙부(내측) | 264.5 | 354.9 | 9.6 | 519.6 | 1.34 | 54.09 | H16@150 | - |
| | 2층 좌측(외측) | 552.7 | 699.8 | 637.5 | 948.2 | 1.27 | 1.49 | H22@150 | H13×2EA/m |
| | 2층 우측(외측) | 458.9 | 682.2 | 486.8 | 925.1 | 1.49 | 1.90 | H22@150 | H13×2EA/m |
| | 2층 중앙부(내측) | 169.8 | 354.9 | 227.7 | 925.1 | 2.09 | 4.06 | H16@150 | H13×2EA/m |
| 연직방향 | 1층 상단(외측) | 913.7 | 1139.7 | 811.0 | 948.2 | 1.25 | 1.17 | H29@150 | H13×2EA/m |
| | 1층 하단(외측) | 923.8 | 1110.5 | 839.0 | 925.1 | 1.20 | 1.10 | H29@150 | H13×2EA/m |
| | 1층 중앙부(내측) | 461.0 | 508.7 | 212.8 | 519.6 | 1.10 | 2.44 | H19@150 | - |
| | 2층 상단(외측) | 178.7 | 354.9 | 204.4 | 519.6 | 1.99 | 2.54 | H16@150 | - |
| | 2층 하단(외측) | 139.0 | 354.9 | 83.4 | 519.6 | 2.55 | 6.23 | H16@150 | - |
| | 2층 중앙부(내측) | 52.1 | 354.9 | 49.1 | 519.6 | 6.81 | 10.57 | H16@150 | - |

## 1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : $\gamma s$ = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: $\gamma s'$ = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : $\Phi$ = 30 °
③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 − sin$\Phi$ = 1 − sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : $\gamma c$ = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : $\gamma c$ = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : $\gamma c$ = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

| 토피고(D,m) | 노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡) | 비　　고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

③ 수 압
단 위 체 적 중 량 : $\gamma w$ = 10.00 kN/m³
* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수
* 휨 : $\Phi f$ = 0.85
* 전 단 : $\Phi v$ = 0.75

6) 사 용 재 료

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ① 콘 크 리 트 강 도 | : | fck = | 27 | MPa | |
| ② 콘크리트 탄성계수 | : | Ec = | 26700 | MPa | --- 도.설 2.3.3 |
| ③ 철 근 항 복 강 도 | : | fy = | 400 | MPa | |
| ④ 철 근 탄성계수 | : | Es = | 200000 | MPa | -- 콘.구 P67 |

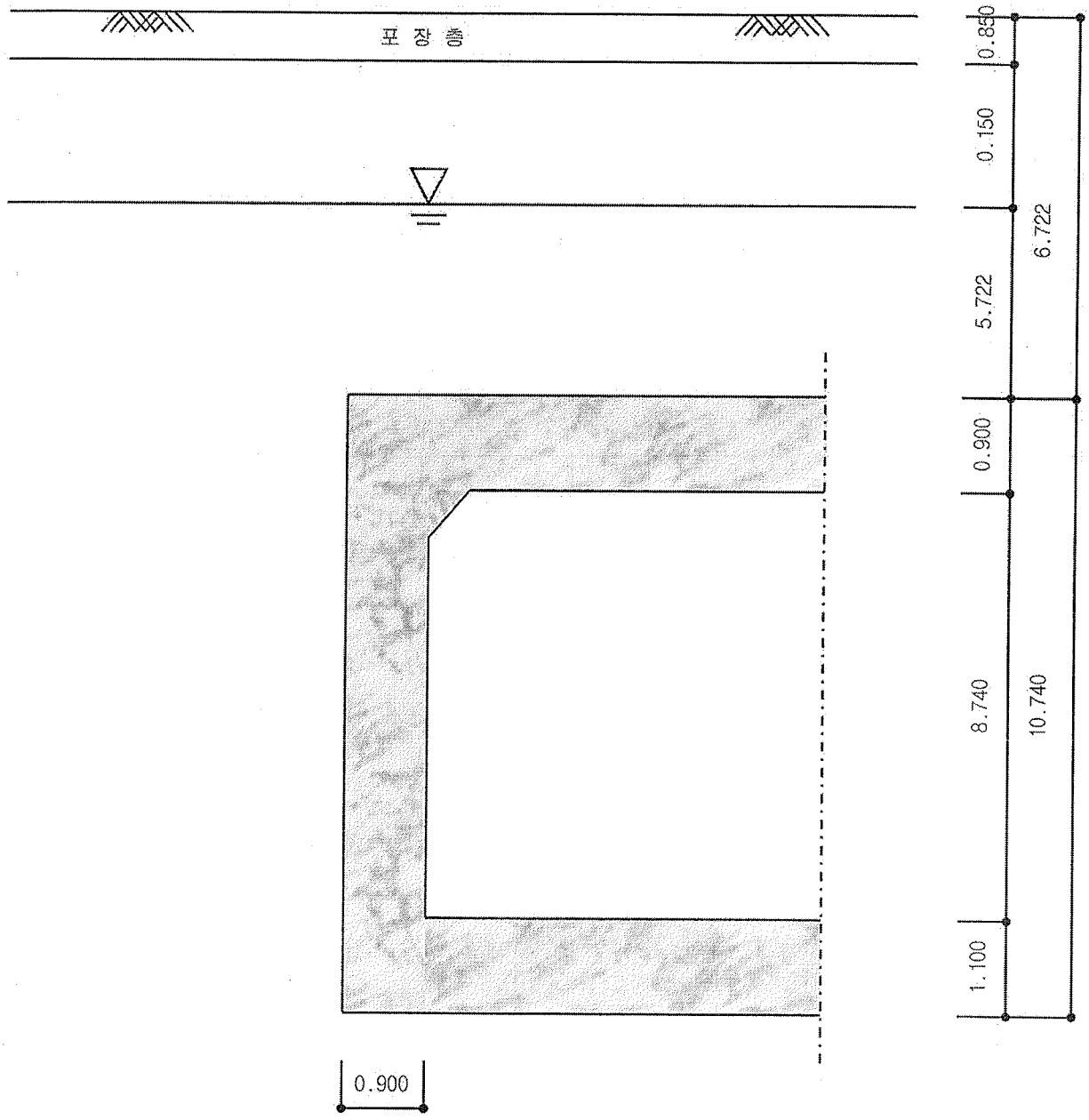
7) 참 고 서 적

| | | | |
|---|---|---|---|
| ① 도로교설계기준 | [2010] | ----- | 국토해양부 |
| ② 도로교설계기준 · 해설 | [2008] | ----- | 건설교통부 |
| ③ 콘크리트구조기준 | [2012] | ----- | 국토해양부 |
| ④ 도로설계편람 | | ----- | 건설교통부 |
| ⑤ 지중구조물의 내진설계 | | ----- | 한국지진공학회 |
| ⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 | [2003] | ----- | 건설교통부 |

8) 사용 프로그램

- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

2. 단면가정



## 3. 하 중

### 1) 노면 활하중에 의한 측벽 토압 (CASE-1)

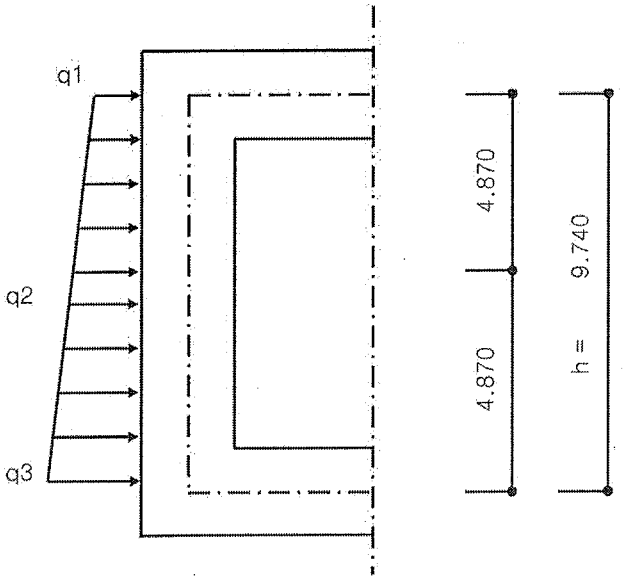
| 토피고(D,m) | 노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡) | 비 고 |
|---|---|---|
| 1.0 | 51 | 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용 |
| 1.5 | 39 | |
| 2.0 | 21 | |
| 2.5 | 17 | |
| 3.0 ~ 7.0 | 15 | |
| 8.0 | 12 | |
| 9.0 | 11 | |
| 10.0 이상 | 10 | |

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

PvL x Ko = 15.000 x 1/2 = 7.500 kN/㎡

### 2) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500




(1) 지하수 비고려시 (CASE-2)

q1 = 0.500 x ( 0.850 x 23.000 + 6.322 x 19.000 ) = 69.834 kN/㎡

q2 = 69.83 + 0.500 x 4.870 x 19.00 = 116.099 kN/㎡

q3 = 116.10 + 0.500 x 4.870 x 19.00 = 162.364 kN/㎡

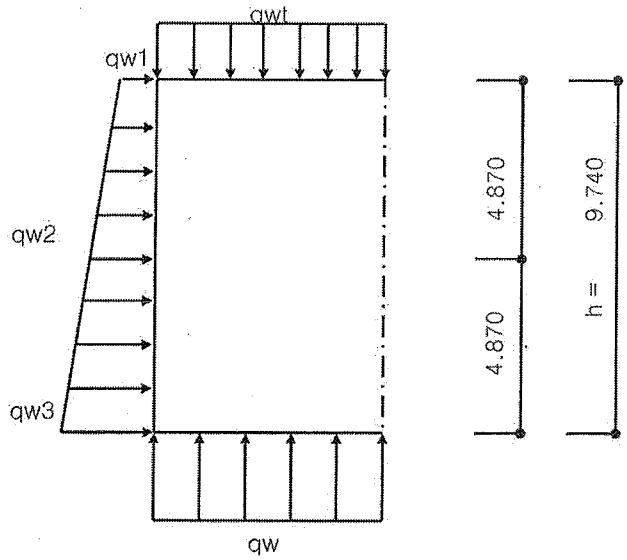
(2) 지하수 고려시 (CASE-3)

q1 = 0.500 x ( 0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00
+ 6.172 x 10.00 ) = 42.060 kN/㎡

q2 = 42.060 + 0.500 x 4.870 x 10.00 = 66.410 kN/㎡

q3 = 66.410 + 0.500 x 4.870 x 10.00 = 90.760 kN/㎡

3) 수 압

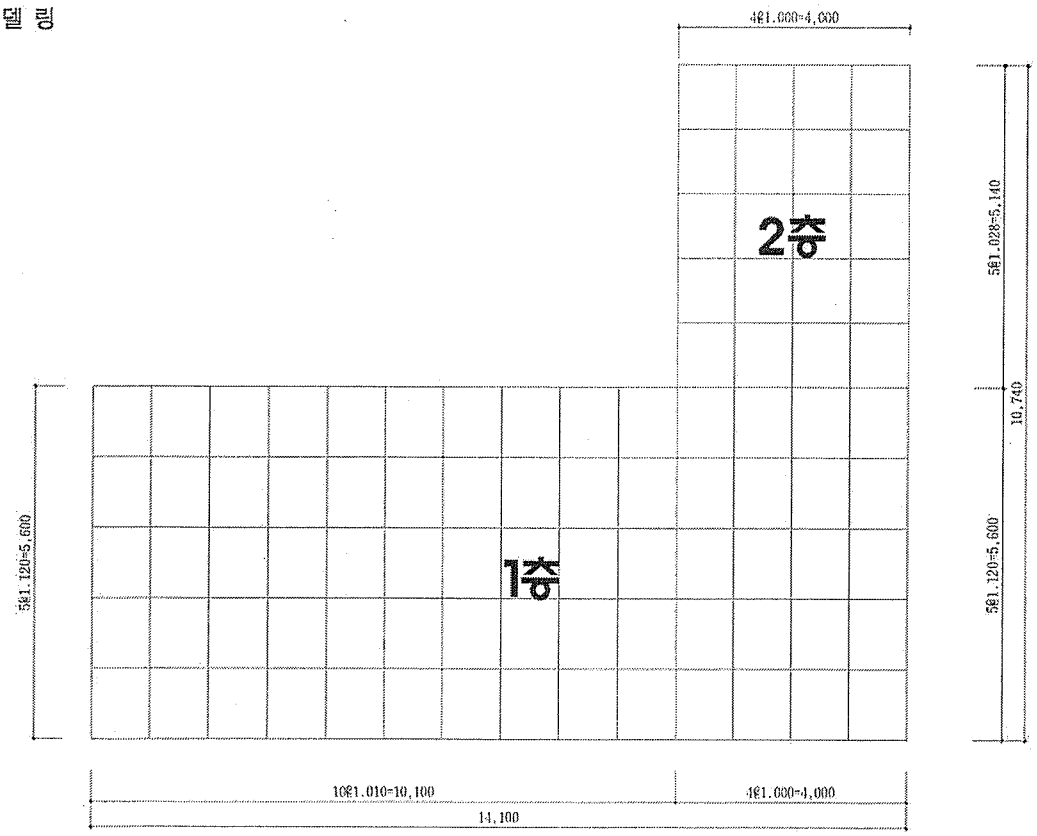



(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| qw1 | = | 6.172 | x | 10.000 | | = | 61.720 | kN/㎡ |
| qw2 | = | 61.720 | + | 4.870 | x 10.000 | = | 110.420 | kN/㎡ |
| qw3 | = | 110.420 | + | 4.870 | x 10.000 | = | 159.120 | kN/㎡ |

## 4. 입력 DATA

1) 모 델 링



## 5. 하중조합 및 하중재하도

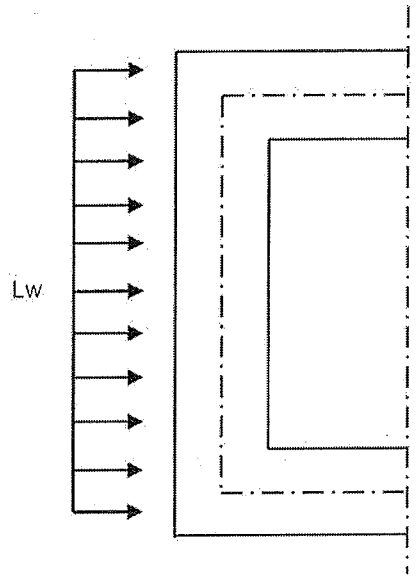
—— 콘.구 3.3.2

### 1) 하중조합

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| comb1 | = | 1.6 | x | case-1 | + | 1.6 | x | case-2 | | | | |
| comb2 | = | 1.6 | x | case-1 | + | 1.6 | x | case-3 | + | 1.6 | x | case-4 |
| comb3 | = | 1 | x | case-1 | + | 1 | x | case-2 | | | | |
| comb4 | = | 1 | x | case-1 | + | 1 | x | case-3 | + | 1 | x | case-4 |

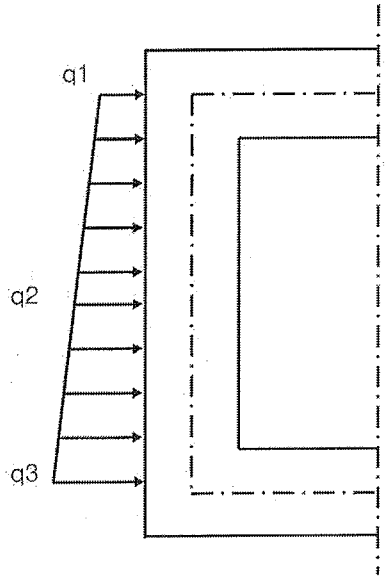
### 2) 하중재하도

① CASE 1 - 활 하 중 (노면 활하중)



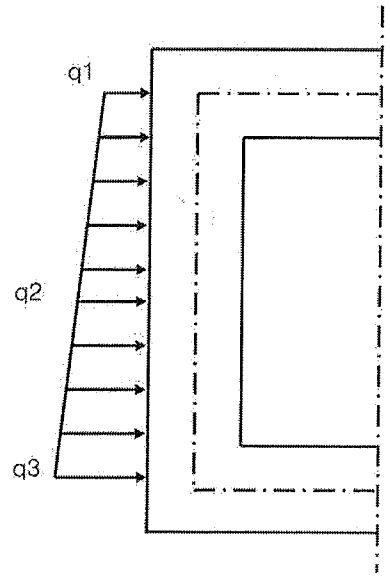

Lw = 7.50 kN/㎡

② CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



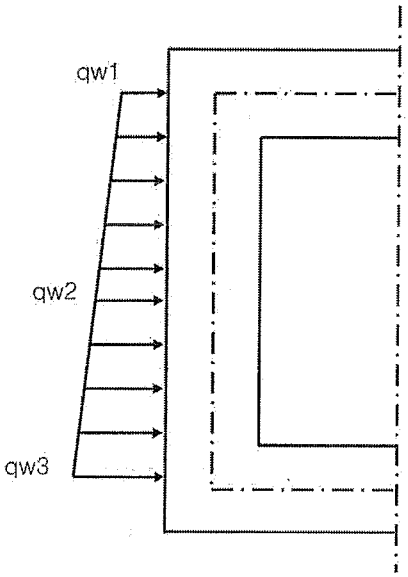

q1 = 69.83 kN/㎡
q2 = 116.10 kN/㎡
q3 = 162.36 kN/㎡

③ CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)




q1 = 42.06 kN/㎡
q2 = 66.41 kN/㎡
q3 = 90.76 kN/㎡

④ CASE 4 - 횡 수 압




qw1 = 61.72 kN/㎡
qw2 = 110.42 kN/㎡
qw3 = 159.12 kN/㎡

## 6. 부재력 요약

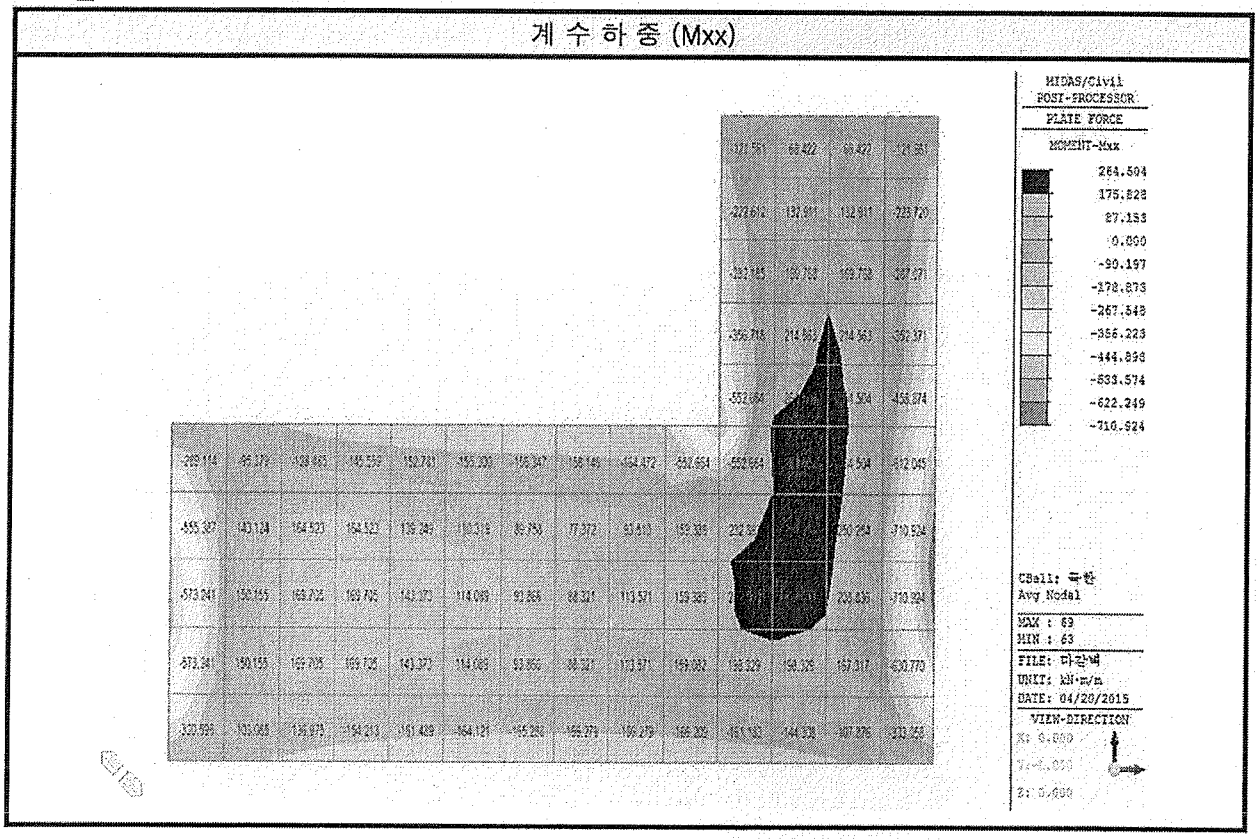
### 6.1 부재력 집계

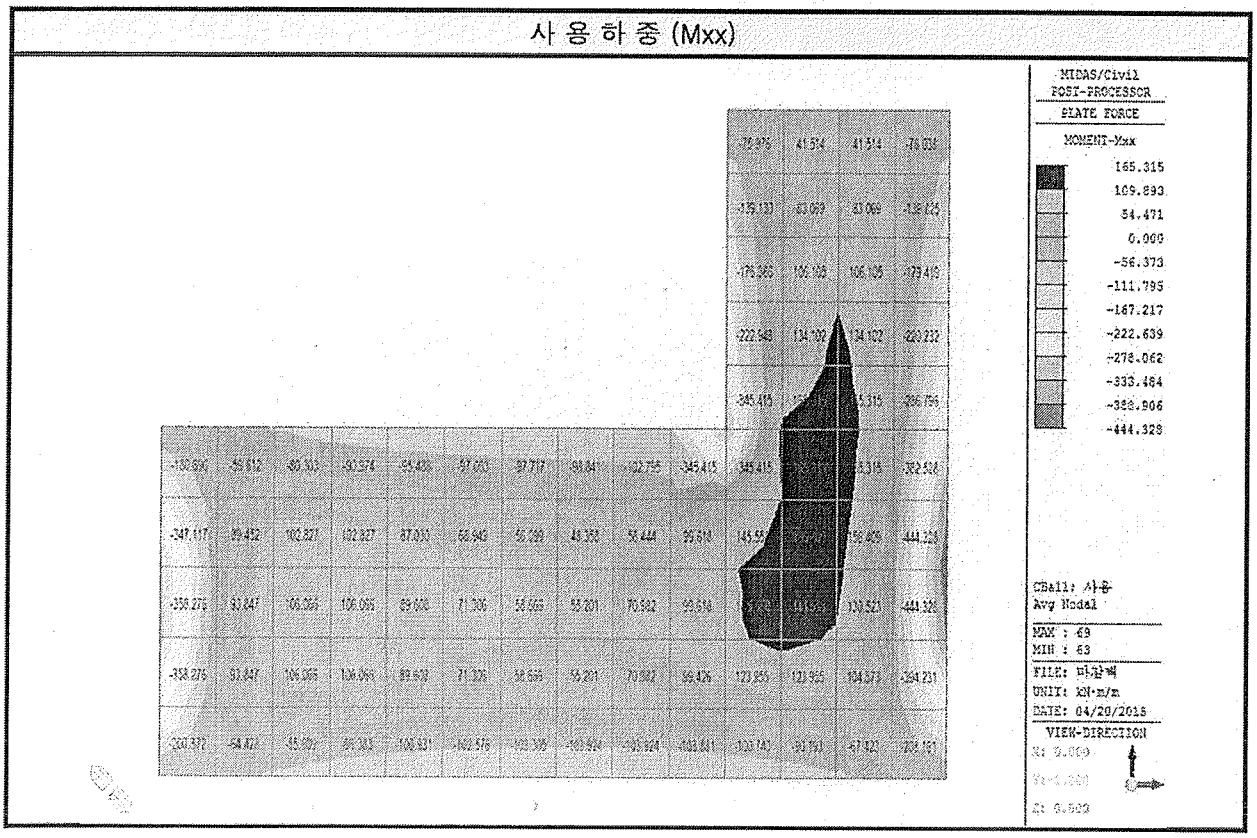
[단위 KN,KN-m]

| 구 분 | | 극한모멘트 | | 사용하중 모멘트 | 극한전단력 | | 사용철근량 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 작용력 | 저항력 | | 작용력 | 저항력 | 휨철근량 | 전단철근량 |
| 가로방향 | 1층 좌측(외측) | 573.2 | 885.0 | 358.3 | 565.3 | 925.1 | H25@150 | H13×2EA/m |
| | 1층 우측(외측) | 710.9 | 908.0 | 444.3 | 675.1 | 948.2 | H25@150 | H13×2EA/m |
| | 1층 중앙부(내측) | 264.5 | 354.9 | 165.3 | 9.6 | 519.6 | H16@150 | - |
| | 2층 좌측(외측) | 552.7 | 699.8 | 345.4 | 637.5 | 948.2 | H22@150 | H13×2EA/m |
| | 2층 우측(외측) | 458.9 | 682.2 | 286.8 | 486.8 | 925.1 | H22@150 | H13×2EA/m |
| | 2층 중앙부(내측) | 169.8 | 354.9 | 106.1 | 227.7 | 925.1 | H16@150 | H13×2EA/m |
| 연직방향 | 1층 상단(외측) | 913.7 | 1139.7 | 571.1 | 811.0 | 948.2 | H29@150 | H13×2EA/m |
| | 1층 하단(외측) | 923.8 | 1110.5 | 577.4 | 839.0 | 925.1 | H29@150 | H13×2EA/m |
| | 1층 중앙부(내측) | 461.0 | 508.7 | 288.1 | 212.8 | 519.6 | H19@150 | - |
| | 2층 상단(외측) | 178.7 | 354.9 | 111.7 | 204.4 | 519.6 | H16@150 | - |
| | 2층 하단(외측) | 139.0 | 354.9 | 86.9 | 83.4 | 519.6 | H16@150 | - |
| | 2층 중앙부(내측) | 52.1 | 354.9 | 32.6 | 49.1 | 519.6 | H16@150 | - |

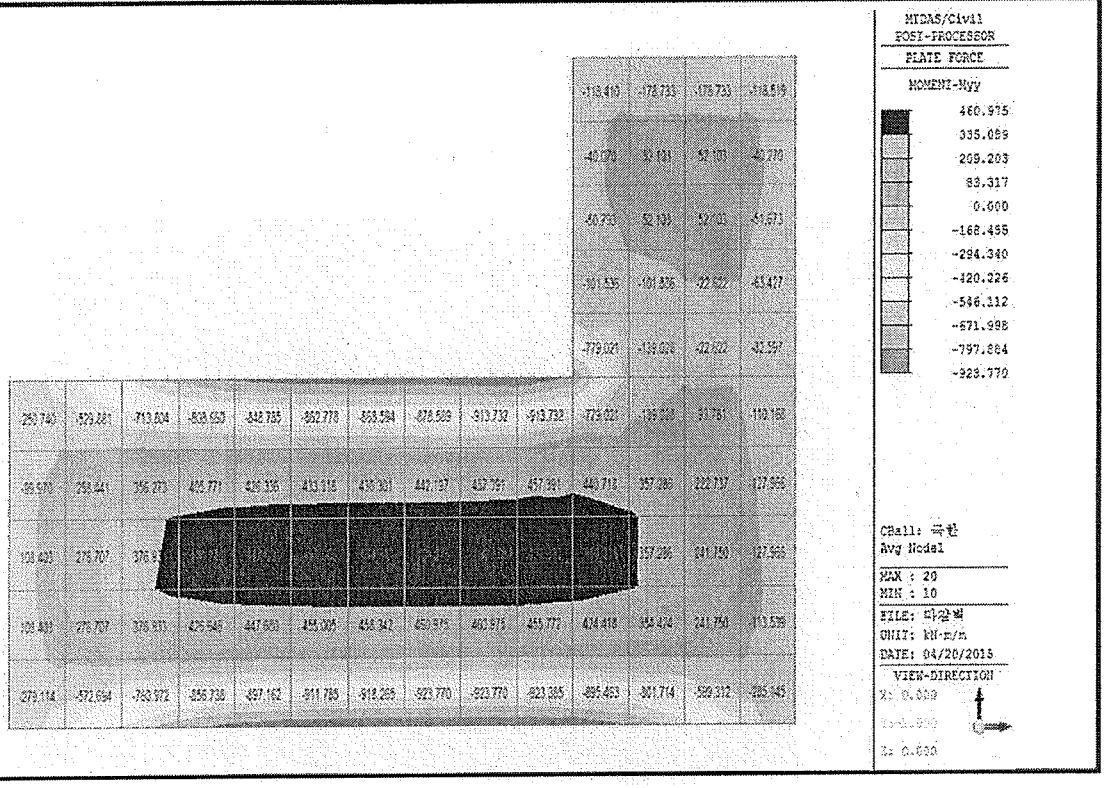
6.2 단면력도

- 모멘트도

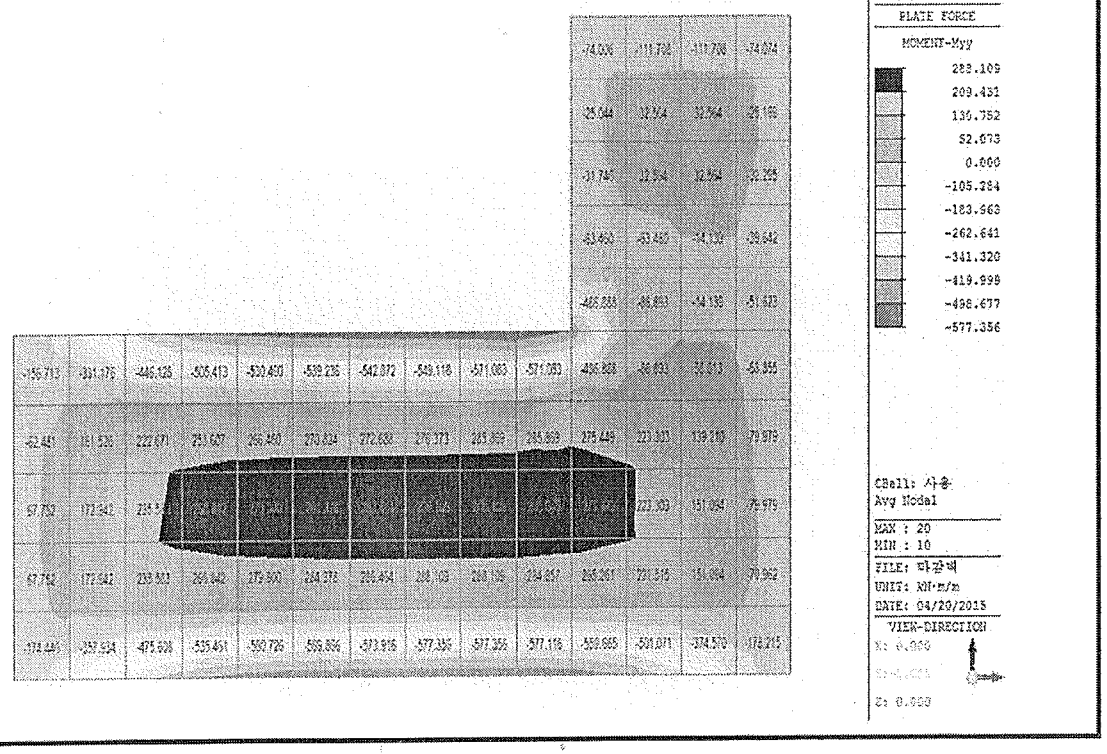

계 수 하 중 (Mxx)
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Mxx
264.504
175.828
87.153
0.000
-90.197
-178.873
-267.548
-356.223
-444.898
-533.574
-622.249
-710.924
CBall: 국한
Avg Nodal
MAX : 69
MIN : 63
FILE: 마감벽
UNIT: kN-m/m
DATE: 04/20/2015
VIEW-DIRECTION


사 용 하 중 (Mxx)
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Mxx
165.315
109.893
54.471
0.000
-56.373
-111.795
-167.217
-222.639
-278.062
-333.484
-388.906
-444.328
CBall: 사용
Avg Nodal
MAX : 69
MIN : 63
FILE: 마감벽
UNIT: kN-m/m
DATE: 04/20/2015
VIEW-DIRECTION

## 계 수 하 중 (Myy)

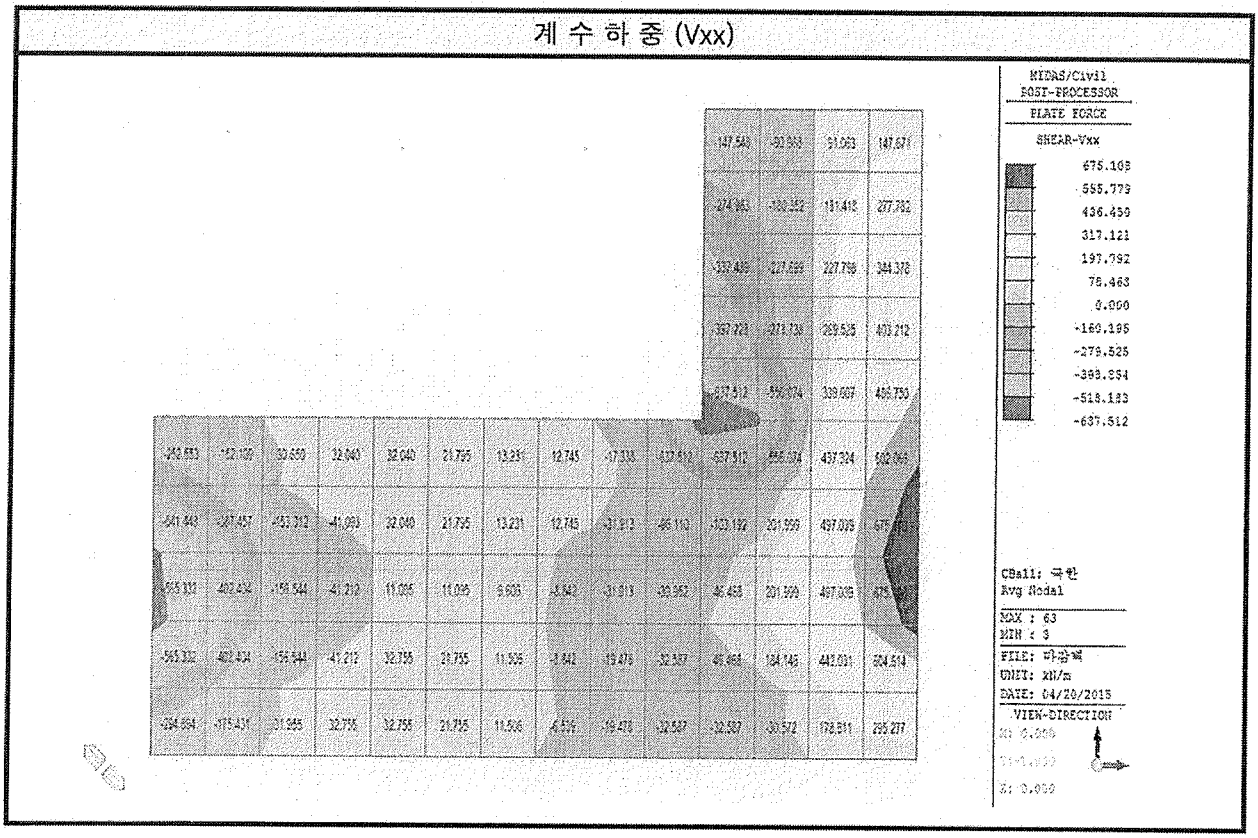



## 사 용 하 중 (Myy)

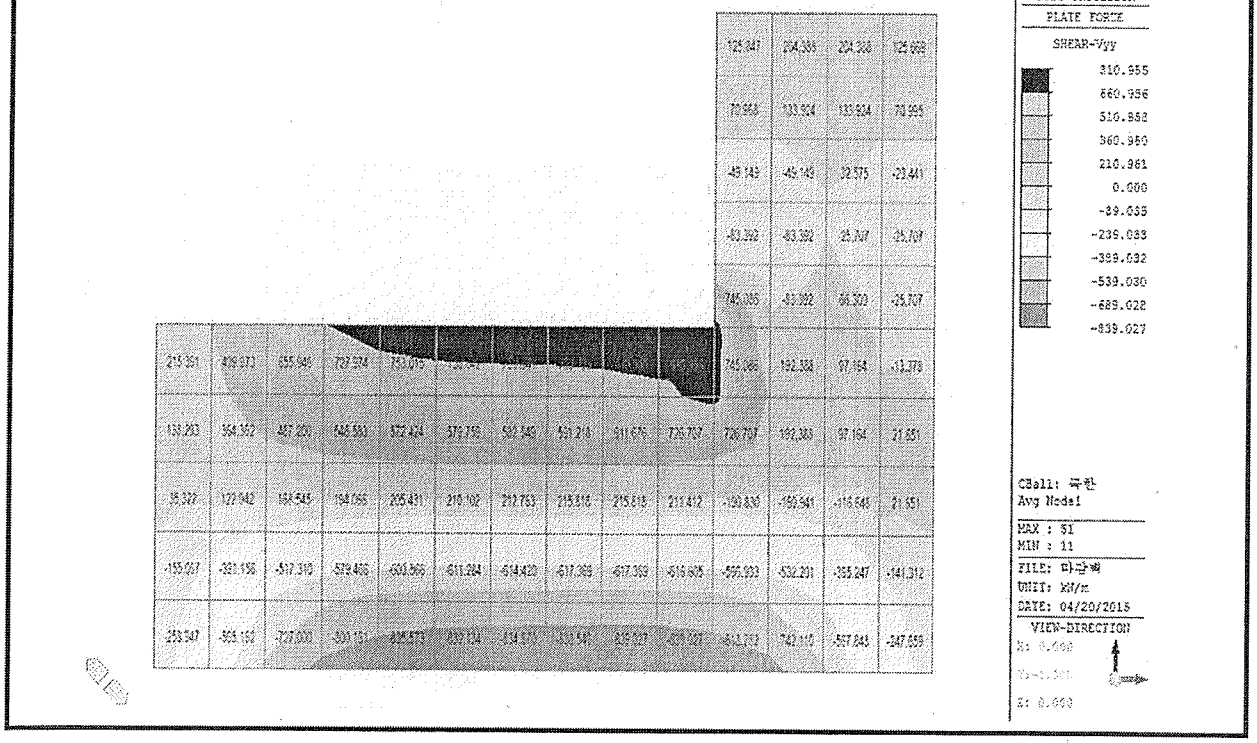


- 전단력도

## 계 수 하 중 (Vxx)




## 계 수 하 중 (Vyy)



## 7. 단면검토

### 7.1 가로방향 1층 좌측(외측)

#### 7.1.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 573.241 | kN.m | · Vu = | 565.332 | kN | · M = | 358.276 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 80.0 cm | · 전단력 d = | 80.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 21.881 $cm^2$ [ p = 0.00274 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3.378 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 5.89 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 29.175 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 25 @ 150 | = 33.780 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | |
| | TOTAL | = 33.780 $cm^2$ | [ p = 0.004223 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.888 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.927 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0316 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 885.00 kN.m > Mu = 573.24 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 565.33 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 565.33 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.286 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 $cm^2$ > 0.286 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 565.33 kN

Rm = Md / Mu = 1.54 Rs = Φv Vn / Vu = 1.64

#### 7.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.004223 + √ [ 2 × 0.03 + 0.03 ² ] = 0.216

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.216 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 358.28 × 1000 / [ 33.780 × 80.0 × 0.928 ] = 142.86 MPa

s = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 142.9 ) − 2.5 x 87.5 = 332 mm > 150 mm

s = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 142.9 ) = 441 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.2 가로방향 1층 우측(외측)

### 7.2.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 710.924 | kN.m | · Vu = | 675.108 | kN | · M = | 444.328 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 8.00 cm | · 모멘트 d = | 82.0 cm | · 전단력 d = | 82.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 26.449 $cm^2$ [ p = 0.00323 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,378 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.89 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.700 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.650 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.700 $cm^2$ | > 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 35.265 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = H 25 @ 150 | = 33.780 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | | |
| TOTAL | = 33.780 $cm^2$ | [ p = 0.00412 ] | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 ($\varepsilon_t$) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.888 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.927 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0325 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 907.97 kN.m > Mu = 710.92 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 675.11 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 675.11 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.869 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 $cm^2$ > 0.869 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 415.58 = 948.19 kN > Vu = 675.11 kN

Rm = Md / Mu = 1.28 Rs = Φv Vn / Vu = 1.40

### 7.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.00412 + √ [ 2 × 0.029 + 0.029 ² ] = 0.213

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.213 / 3 = 0.929

fs = M / [As·d·j]

= 444.33 × 1000 / [ 33.780 × 82.0 × 0.929 ] = 172.67 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 172.7 ) − 2.5 x 67.5 = 287 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 172.7 ) = 365 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.3 가로방향 1층 중앙부(내측)

### 7.3.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 264.504 | kN.m | · Vu = | 9.606 | kN | · M = | 165.315 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 80.0 cm | · 전단력 d = | 80.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 9.867 $cm^2$ [ p = 0.00123 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 13.156 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 16 @ 150 = | 13.240 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | |
| | TOTAL = | 13.240 $cm^2$ | [ p = 0.001655 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 354.93 kN.m > Mu = 264.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 9.61 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 9.61 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 9.61 kN

Rm = Md / Mu = 1.34 Rs = Φv Vn / Vu = 54.09

### 7.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.001655 + √ [ 2 × 0.012 + 0.012 ² ] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 165.32 × 1000 / [ 13.240 × 80.0 × 0.953 ] = 163.77 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 163.8 ) − 2.5 x 92 = 251 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 163.8 ) = 385 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.4 가로방향 2층 좌측(외측)

### 7.4.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 552.664 | kN.m | · Vu = | 637.512 | kN | · M = | 345.415 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 8.00 cm | · 모멘트 d = | 82.0 cm | · 전단력 d = | 82.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 20.382 $cm^2$ [ p = 0.00249 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 28.700 $cm^2$

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 26.650 $cm^2$

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.250 $cm^2$ [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 28.700 $cm^2$ > 11.250 $cm^2$

4/3·Req As ⇒ MIN As = 27.176 $cm^2$

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 22 @ 150 | = 25.807 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | |
| | TOTAL | = 25.807 $cm^2$ | [ p = 0.003147 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0435 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 699.76 kN.m > Mu = 552.66 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 637.51 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 637.51 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.640 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 $cm^2$ > 0.640 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 415.58 = 948.19 kN > Vu = 637.51 kN

Rm = Md / Mu = 1.27 Rs = Φv Vn / Vu = 1.49

### 7.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.003147 + √ [ 2 × 0.022 + 0.022 ² ] = 0.189

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.189 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 345.42 × 1000 / [ 25.807 × 82.0 × 0.937 ] = 174.2 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 174.2 ) − 2.5 x 69 = 280 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 174.2 ) = 362 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.5 가로방향 2측 우측(외측)

### 7.5.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | | | | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | | | | |
| · Mu = | 458.874 | kN.m | · Vu = | 486.750 | kN | · M = | 286.796 | kN.m | | | |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 | 단 | | | |
| · 피복 = | 10.00 | cm | · 모멘트 d = | 80.0 | cm | · 전단력 d = | 80.0 | cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 17.359 $cm^2$ [ p = 0.00217 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 23.145 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 22 @ 150 | = 25.807 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | | |
| | TOTAL | = 25.807 $cm^2$ | [ p = 0.003226 ] | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0424 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 682.21 kN.m > Mu = 458.87 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 486.75 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 486.75 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 486.75 kN

Rm = Md / Mu = 1.49 Rs = Φv Vn / Vu = 1.90

### 7.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.003226 + √ [ 2 × 0.023 + 0.023 ² ] = 0.191

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.191 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 286.80 × 1000 / [ 25.807 × 80.0 × 0.936 ] = 148.41 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 148.4 ) − 2.5 x 89 = 308 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 148.4 ) = 424 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.6 가로방향 2층 중앙부(내측)

### 7.6.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 169.768 | kN.m | · Vu = | 227.699 | kN | · M = | 106.105 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 80.0 cm | · 전단력 d = | 80.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 6.333 $cm^2$ [ p = 0.00079 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > | 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ MIN As = | 8.444 $cm^2$ | | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | |
|---|---|---|---|
| ∴ USE As = H 16 @ 150 | = 13.240 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | |
| TOTAL | = 13.240 $cm^2$ | [ p = 0.001655 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 354.93 kN.m > Mu = 169.77 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 227.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 227.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 227.70 kN

Rm = Md / Mu = 2.09 Rs = Φv Vn / Vu = 4.06

### 7.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.001655 + √ [ 2 × 0.012 + 0.012 ² ] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 106.11 × 1000 / [ 13.240 × 80.0 × 0.953 ] = 105.12 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 105.1 ) − 2.5 x 92 = 519 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 105.1 ) = 599 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.7 연직방향 1층 상단(외측)

### 7.7.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 913.732 | kN.m | · Vu = | 810.955 | kN | · M = | 571.083 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 8.00 cm | · 모멘트 d = | 82.0 cm | · 전단력 d = | 82.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 34.336 $cm^2$ [ p = 0.00419 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,283 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.46 cm

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.700 $cm^2$ | | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.650 $cm^2$ | | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.700 $cm^2$ | > | 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 45.781 $cm^2$ | | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 29 @ 150 | = | 42.827 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | | | |
| | TOTAL | = | 42.827 $cm^2$ | [ p = 0.005223 ] | | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 ($\varepsilon_t$) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.464 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.781 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0250 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1139.67 kN.m > Mu = 913.73 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 810.96 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 810.96 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.697 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 $cm^2$ > 1.697 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 415.58 = 948.19 kN > Vu = 810.96 kN

Rm = Md / Mu = 1.25 Rs = Φv Vn / Vu = 1.17

### 7.7.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.005223 + √ [ 2 × 0.037 + 0.037 ² ] = 0.236

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.236 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 571.08 × 1000 / [ 42.827 × 82.0 × 0.921 ] = 176.57 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 176.6 ) − 2.5 x 65.5 = 282 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 176.6 ) = 357 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.8 연직방향 1층 하단(외측)

### 7.8.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 923.770 | kN.m | · Vu = | 839.027 | kN | · M = | 577.356 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 80.0 cm | · 전단력 d = | 80.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 35.623 $cm^2$ [ p = 0.00445 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,283 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.46 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 47.497 $cm^2$ | | |

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

| | | | |
|---|---|---|---|
| ∴ USE As = H 29 @ 150 | = 42.827 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | |
| TOTAL | = 42.827 $cm^2$ | [ p = 0.005353 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 ($\varepsilon t$) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.464 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.781 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0243 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1110.54 kN.m > Mu = 923.77 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 839.03 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 839.03 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.996 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 $cm^2$ > 1.996 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 839.03 kN

Rm = Md / Mu = 1.20 Rs = Φv Vn / Vu = 1.10

### 7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.005353 + √ [ 2 × 0.038 + 0.038 ² ] = 0.239

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.239 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 577.36 × 1000 / [ 42.827 × 80.0 × 0.92 ] = 183.17 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 183.2 ) − 2.5 x 85.5 = 216 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 183.2 ) = 344 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.8 연직방향 1층 중앙부(내측)

### 7.8.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 460.975 | kN.m | · Vu = | 212.763 | kN | · M = | 288.109 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 80.0 cm | · 전단력 d = | 80.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 17.308 $cm^2$ [ p = 0.00216 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 23.077 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 19 @ 150 = | 19.100 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | |
| | TOTAL = | 19.100 $cm^2$ | [ p = 0.002388 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 ($\varepsilon_t$) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0583 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 508.71 kN.m > Mu = 460.98 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 212.76 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 212.76 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 212.76 kN

Rm = Md / Mu = 1.10 Rs = Φv Vn / Vu = 2.44

### 7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.002388 + √ [ 2 × 0.017 + 0.017 ² ] = 0.167

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.167 / 3 = 0.944

fs = M / [As·d·j]

= 288.11 × 1000 / [ 19.100 × 80.0 × 0.944 ] = 199.74 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 199.7 ) − 2.5 x 90.5 = 168 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 199.7 ) = 315 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.8 연직방향 2층 상단(외측)

### 7.8.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 178.733 | kN.m | · Vu = | 204.388 | kN | · M = | 111.708 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 80.0 cm | · 전단력 d = | 80.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 6.667 $cm^2$ [ p = 0.00083 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > | 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ MIN As = | 8.889 $cm^2$ | | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = H 16 @ 150 | = 13.240 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | | |
| TOTAL | = 13.240 $cm^2$ | [ p = 0.001655 ] | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 354.93 kN.m > Mu = 178.73 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 204.39 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 204.39 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 204.39 kN

Rm = Md / Mu = 1.99 Rs = Φv Vn / Vu = 2.54

### 7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.001655 + √ [ 2 × 0.012 + 0.012 ² ] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 111.71 × 1000 / [ 13.240 × 80.0 × 0.953 ] = 110.67 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 110.7 ) − 2.5 x 92 = 482 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 110.7 ) = 569 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.8 연직방향 2층 하단(외측)

### 7.8.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 139.028 | kN.m | · Vu = | 83.392 | kN | · M = | 86.893 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 80.0 cm | · 전단력 d = | 80.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 5.186 $cm^2$ [ p = 0.00065 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 6.915 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | |
|---|---|---|---|
| ∴ USE As = H 16 @ 150 | = 13.240 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | |
| TOTAL | = 13.240 $cm^2$ | [ p = 0.001655 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 354.93 kN.m > Mu = 139.03 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 83.39 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 83.39 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 83.39 kN

Rm = Md / Mu = 2.55 Rs = Φv Vn / Vu = 6.23

### 7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.001655 + √ [ 2 × 0.012 + 0.012 ² ] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 86.89 × 1000 / [ 13.240 × 80.0 × 0.953 ] = 86.08 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 86.08 ) − 2.5 x 92 = 685 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 86.08 ) = 732 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.8 연직방향 2층 중앙부(내측)

### 7.8.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 90 | cm | | | |
| · Mu = | 52.103 | kN.m | · Vu = | 49.149 | kN | · M = | 32.564 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 80.0 cm | · 전단력 d = | 80.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 1,944 $cm^2$ [ p = 0.00024 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 28.000 $cm^2$ | | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ MIN As = | 26.000 $cm^2$ | | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ MIN As = | 11.250 $cm^2$ | [일면 As] | | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 28.000 $cm^2$ | > | 11.250 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ MIN As = | 2.592 $cm^2$ | | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 16 @ 150 | = 13.240 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | | |
| | TOTAL | = 13.240 $cm^2$ | [ p = 0.001655 ] | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 354.93 kN.m > Mu = 52.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 49.15 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 49.15 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 49.15 kN

Rm = Md / Mu = 6.81 Rs = Φv Vn / Vu = 10.57

### 7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.001655 + √ [ 2 × 0.012 + 0.012 ² ] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 32.56 × 1000 / [ 13.240 × 80.0 × 0.953 ] = 32.26 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

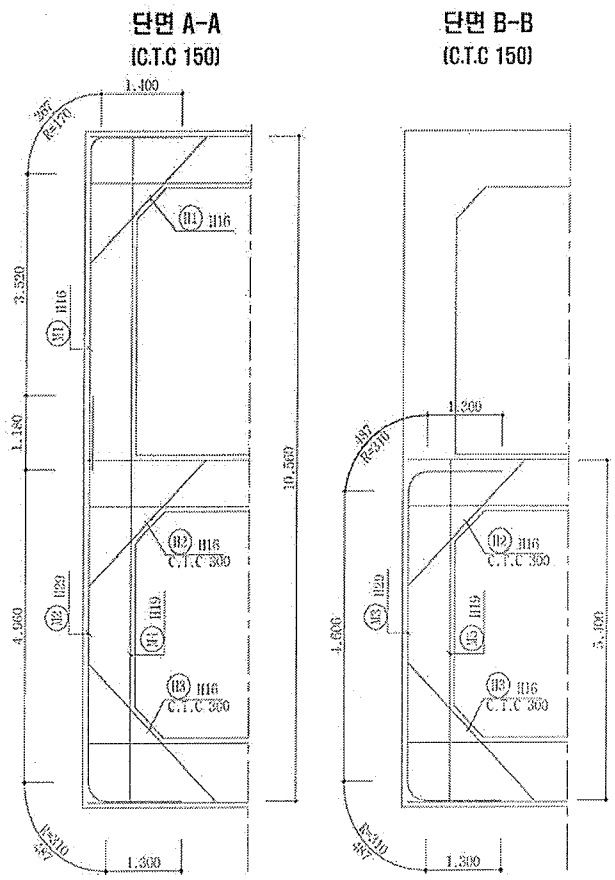
= 375 x ( 210 / 32.26 ) − 2.5 x 92 = 2211 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

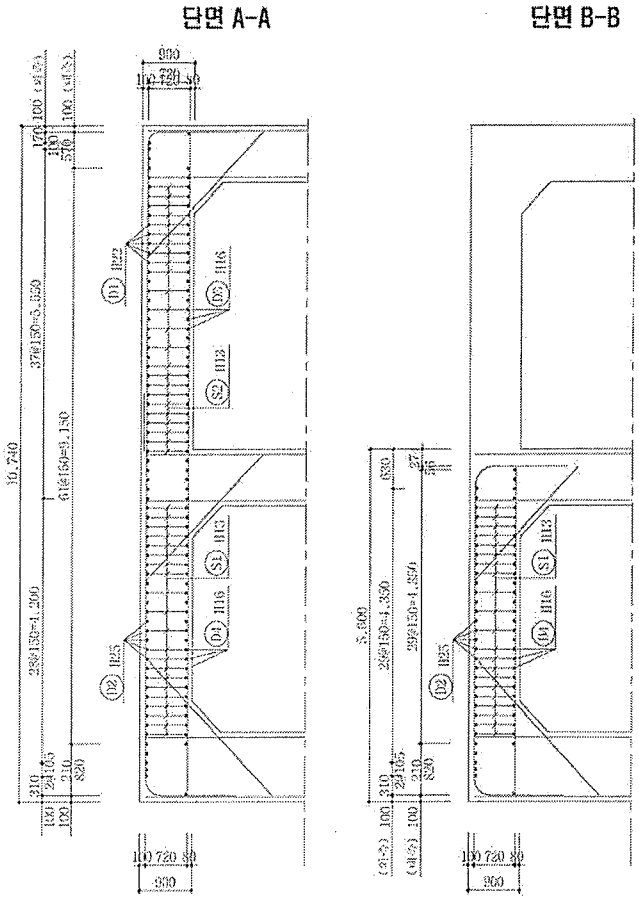
= 300 x ( 210 / 32.26 ) = 1953 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 8. 주철근 조립도

### 주철근 조립도



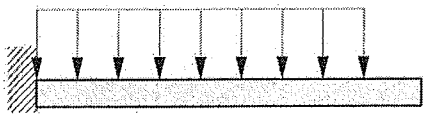

### 표 준 단 면 도



# 6.5 내부계단 및 월류벽

# 내부계단

## 1. 단면가정 및 설계조건



## 2. 하중산정

### 1) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DW | = | 0.220 | × | 1.00 | × | 25.00 | = | 5.500 | kN·m | : 자중 |
| DW | = | 0.096 | × | 0.75 | × | 25.00 | = | 1.800 | kN·m | : 계단마감자중 |
| DF | = | 5.000 | kN·m | | | | | | | : 마감하중 |

### 2) 활하중에 의한 단면력

① 활하중(군집하중)

LM = 5.000 kN·m

### 3) 하중 조합

**계수하중**

1.2D + 1.7L + 1.2DF

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.20 | × | 7.30 | + | 1.70 | × | 5.00 | + | 1.20 | × | 5.00 | = | 23.260 kN·m |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M | = | 23.260 | × | 0.750 | ² / | 2 | = | 6.542 kN·m |
| V | = | 23.260 | × | 0.750 | | | = | 17.445 kN·m |

**사용하중**

1.0D + 1.0L + 1.0DF

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.00 | × | 7.30 | + | 1.00 | × | 5.00 | + | 1.00 | × | 5.00 | = | 17.300 kN·m |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M | = | 17.300 | × | 0.750 | ² / | 2 | = | 4.866 kN·m |
| V | = | 17.300 | × | 0.750 | | | = | 12.975 kN·m |

(2) 단면검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 설계기준강도 | $f_{ck}$ | = | 27 | MPa | 부재폭 | $b_w$ | = | 1000 mm |
| 인장철근항복강도 | $f_y$ | = | 400 | MPa | 부재의 총두께 | h | = | 220 mm |
| 전단철근항복강도 | $f_{ys}$ | = | 400 | MPa | 유효높이 | d | = | 160 mm |
| 계수 모멘트 | $M_u$ | = | 6.542 | kN·m | 휨강도 감소계수 | $\phi_f$ | = | 0.85 |
| 계수 전단력 | $V_u$ | = | 17.445 | kN | 전단강도 감소계수 | $\phi_s$ | = | 0.75 |
| 콘크리트 피복 | d' | = | 60 | mm | 유효깊이계수 | $\beta 1$ | = | 0.85 |

T = As · fy = 662.000 × 400 = 264800
C = 0.85 · fck · a · b = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 11.538 mm , c = a / β = 11.538 ÷ 0.85 = 13.574 mm

εy = fy / Es = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × ( 160 - 13.574 ) / 13.574 = 0.0324

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

$a = A_s \cdot f_y / ( 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b )$ … ①
$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y ( d - a / 2 )$ … ② ①을 ②에 대입하면
$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b ) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \phi \rightarrow \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C =$ … ③
③을 근의공식에 대입하여 $A_s$를 구한다.
여기서,
A = $f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b )$ = 3.48583878
B = $- d \cdot fy$ = -64000
C = $M_u / \phi$ = 7696323.529 $A_{s,req}$ = 121.053 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 ($\rho_b$) = $0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} / f_y \cdot 600 / ( 600 + f_y$ = 0.0292613
최대철근비 ($\rho_{max}$) = $0.714 \cdot \rho_b$ = 0.0208925
최소철근비 ($\rho_{min}$) = MAX [ ( $0.25 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_y$ ) , ( 1.4 / fy = 0.0035
최소 철근 $A_{smin1}$ = $(1.4/fy ) b \cdot d$ = 560 ㎟
온도 철근 $A_{smin2}$ = $0.002 \cdot b \cdot d$ = 320 ㎟
∴ 최소철근 $A_{smin}$ = = 560.00 ㎟
4/3 · $A_s$ = 161.40 ㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 16 @ 300 = 662 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 662 ㎟
2단 = H 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = $A_s / b \cdot d$ = 0.0041375

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = $A_s \cdot f_y / ( 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b )$ = 11.538 mm
$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y ( d - a / 2 )$ = 3.471E+07 N·mm = 34.714 kN·m
$\phi \cdot M_n$ = 34.71429926 kN·m > $M_u$ = 6.54188 kN·m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √fck · b · d = 110.85 kN

ΦVc = 110.85 kN > $V_u$ = 17.45 kN ∴ ΦVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 설계기준강도 | $f_{ck}$ | = | 27 | MPa | 부재폭 | $b_w$ | = | 1000 mm |
| 철근탄성계수 | Es | = | 200000 | MPa | 부재의 총두께 | h | = | 220 mm |
| 콘크리트탄성계수 | Ec | = | 27804 | MPa | 유효높이 | d | = | 160 mm |
| 탄성계수비 | n | = | 7.19 | kN · m | 사용철근량 | As | = | 662 $mm^2$ |
| 콘크리트 피복 | d' | = | 60 | mm | 사용하중모멘트 | $M_o$ | = | 4.87 kN · m |

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 4.87 kN · m = 4.866E+06 N · mm

$\rho = A_s / ( b \cdot d ) = 0.0041375$

$k = -n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + ( n \cdot \rho )^2 \} } = 0.216$ , $j = 1 - k / 3 = 0.928$

$\therefore f_s = M / ( \rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 ) = 49.50$ MPa $< 0.6 f_y = 240$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 52

s = 375 · ( 210 / fs ) - 2.5 · Cc = 1460.9

s = 300 · (210 / fs ) = 1272.7 → MIN → 1272.7

∴ s = 1272.70 mm > 300 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

$A = 2 \cdot d' \cdot b / N = 36000$ $mm^2$ , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 125.43653$ mm

$R = y_2 / y_1 = 1.47833$ , $y_2 = 1 - k \cdot d = 185.43653$ mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ ( d' \cdot A ) } \cdot 10^{-5} = 0.10216$ mm

$w_a = 0.006 \ t_c = 0.006 \times 52 = 0.31$ mm

$w_a = 0.40$ mm → MAX → 0.40

∴ w = 0.10 mm < $w_a$ = 0.40 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 배력철근

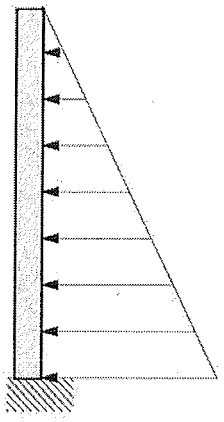
사용철근량 : H 13 @ 200 = 633.5 $mm^2$

H 0 @ 0 = 0 $mm^2$

∴ 총 사용 철근량 = 633.5 $mm^2$ ≥ 인장주철근/4 ( = 166 $mm^2$ ) ☞ O.K

# 월류벽

1. 단면가정 및 설계조건



25.000 kN · m

2. 하중산정

2) 수압에 의한 단면력

① 수압

Wh = 25.000 kN · m

3) 하중 조합

**계수하중**

1.6Wh

1.60 × 25.00 = 40.000 kN · m

M = 40.000 × 2.500 ² / 6 = 41.667 kN · m

V = 40.000 × 2.500 / 2 = 50.000 kN · m

**사용하중**

1.0Wh

1.00 × 25.00 = 25.000 kN · m

M = 25.000 × 2.500 ² / 6 = 26.042 kN · m

V = 25.000 × 2.500 / 2 = 31.250 kN · m

(2) 단면검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 설계기준강도 | $f_{ck}$ | = | 27 | MPa | 부재폭 | $b_w$ | = | 1000 mm |
| 인장철근항복강도 | $f_y$ | = | 400 | MPa | 부재의 총두께 | h | = | 300 mm |
| 전단철근항복강도 | $f_{ys}$ | = | 400 | MPa | 유효높이 | d | = | 220 mm |
| 계수 모멘트 | $M_u$ | = | 41.667 | kN · m | 휨강도 감소계수 | $\phi_f$ | = | 0.85 |
| 계수 전단력 | $V_u$ | = | 50.000 | kN | 전단강도 감소계수 | $\phi_s$ | = | 0.75 |
| 콘크리트 피복 | d' | = | 80 | mm | 유효길이계수 | $\beta 1$ | = | 0.85 |

T = As · fy = 1910.000 × 400 = 764000
C = 0.85 · fck · a · = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 33.290 mm , c = a / β = 33.290 ÷ 0.85 = 39.164 mm

εy = fy / Es = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × ( 220 - 39.164 ) / 39.164 = 0.0139

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

a = $A_s$ · $f_y$ / ( 0.85 · $f_{ck}$ · b ) … ①
$M_u$ = ϕ · $A_s$ · $f_y$ ( d - a / 2 ) … ② ①을 ②에 대입하면
$f_y^2$ / (1.7 · $f_{ck}$ · b ) $A_s^2$ - d · $f_y$ · $A_s$ + $M_u$ / → A · $A_s^2$ + B · $A_s$ + C = 0 … ③
③을 근의공식에 대입하여 $A_s$를 구한다.
여기서,
A = $f_y^2$ / (1.7 · $f_{ck}$ · b = 3.4858388
B = - d · fy = -88000
C = $M_u$ / ϕ = 49019608 $A_{s,req}$ = 569.907 ㎟

① 최소 철근량

| | | | |
|---|---|---|---|
| 균형철근비 ($\rho_b$) | = 0.85 · $\beta_1$ · $f_{ck}$ / $f_y$ · 600 / ( 600 + $f_y$ ) | = | 0.0292613 |
| 최대철근비 ($\rho_{max}$) | = 0.714 · $\rho_b$ | = | 0.0208925 |
| 최소철근비 ($\rho_{min}$) | = MAX [ ( 0.25 · √ $f_{ck}$ / $f_y$ ) , ( 1.4 / fy ) ] | = | 0.0035 |
| 최소 철근 $A_{smin1}$ | = (1.4/fy ) b · d | = | 770 ㎟ |
| 온도 철근 $A_{smin2}$ | = 0.002 · b · d | = | 440 ㎟ |
| ∴ 최소철근 $A_{smin}$ | = | = | 770.00 ㎟ |
| 4/3 · $A_s$ | | = | 759.88 ㎟ |

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 19 @ 150 = 1910 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 1910 ㎟
2단 = H 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = $A_s$ / b · d = 0.0086818

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = s · $f_y$ / ( 0.85 · $f_{ck}$ · b = 33.29 mm
ϕ · $M_n$ = ϕ · $A_s$ · $f_y$ ( d - a / 2 ) = 1.321E+08 N · mm = 132.0588148 kN · m
ϕ · $M_n$ = 132.06 kN · m > $M_u$ = 41.667 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √fck · b · d = 152.42 kN

ΦVc = 152.42 kN > $V_u$ = 50.00 kN ∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 설계기준강도 | $f_{ck}$ | = | 27 | MPa | 부재폭 | $b_w$ | = | 1000 | mm |
| 철근탄성계수 | Es | = | 200000 | MPa | 부재의 총두께 | h | = | 300 | mm |
| 콘크리트탄성계수 | Ec | = | 27804 | MPa | 유효높이 | d | = | 220 | mm |
| 탄성계수비 | n | = | 7.19 | kN · m | 사용철근량 | As | = | 1910 | $mm^2$ |
| 콘크리트 피복 | d' | = | 80 | mm | 사용하중모멘트 | $M_o$ | = | 26.04 | kN · m |

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 26.04 kN · m = 2.604E+07 N · mm

$\rho = A_s / ( b \cdot d ) = 0.008681818$

$k = n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + ( n \cdot \rho )^2 } = 0.2964$ , $j = 1 - k / 3 = 0.9012$

$\therefore f_s = M / ( \rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 ) = 68.77$ MPa $< 0.6 f_y = 240$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 70.5

s = 375 · ( 210 / fs ) - 2.5 · Cc = 968.88

s = 300 · (210 / fs ) = 916.1 → MIN → 916.1

∴ s = 916.10 mm > 150 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

$A = 2 \cdot d' \cdot b / N = 24000$ $mm^2$ , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 154.78376$ mm

$R = y_2 / y_1 = 1.51685$ , $y_2 = h - k \cdot d = 234.78376$ mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ ( d' \cdot A ) } \cdot 10^{-5} = 0.14002$ mm

$w_a = 0.006$ $t_c = 0.006 \times 70.5 = 0.42$ mm

$w_a = 0.40$ mm → MAX → 0.42

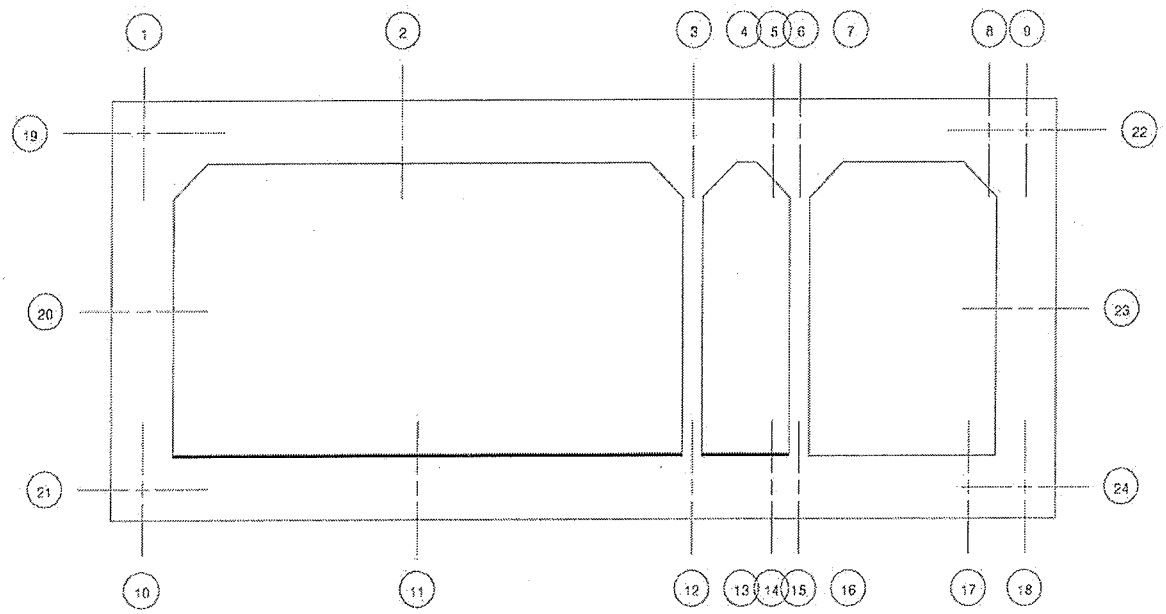
∴ w = 0.14 mm < $w_a$ = 0.42 mm ☞ O.K

# 6.6 가압장

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm² | | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 1000 | 950 | 929.76 | 1422.04 | 2958.80 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.53 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 1000 | 820 | 467.85 | 696.84 | 1708.56 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 1.49 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 820 | 1195.08 | 1218.88 | 4501.91 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.02 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 1000 | 950 | 1153.44 | 1260.63 | 3696.35 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.09 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 1000 | 820 | 66.59 | 1097.85 | 239.46 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 16.49 |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 1000 | 950 | 1169.08 | 1260.63 | 3748.32 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.08 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 1000 | 850 | 777.57 | 1122.80 | 2769.16 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.44 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 1000 | 820 | 125.21 | 1097.85 | 451.27 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 8.77 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 1000 | 950 | 708.34 | 1260.63 | 2238.99 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.78 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 1000 | 820 | 160.98 | 1097.85 | 581.01 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 6.82 |
| | 3경간 | 좌측 (상면) | 7 | 1000 | 950 | 480.82 | 1260.60 | 1509.54 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 2.62 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 1000 | 820 | 72.99 | 1097.85 | 262.54 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 15.04 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 1000 | 844 | 656.41 | 1115.12 | 2342.97 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.70 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 1000 | 820 | 462.79 | 1097.85 | 1690.31 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 2.37 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 1000 | 950 | 793.96 | 1260.56 | 2516.28 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.59 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 1000 | 820 | 496.96 | 696.84 | 1816.92 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 1.40 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 10 | 1000 | 820 | 747.00 | 1354.55 | 2760.32 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.81 |
| | | 좌측 (하면) | 10 | 1000 | 800 | 1316.28 | 1465.18 | 5125.42 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 5746.40 | 1.11 |
| | | 중앙부 | 11 | 1000 | 820 | 1268.50 | 1354.55 | 4794.11 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.07 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 1000 | 820 | 4.72 | 1097.85 | 16.94 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 232.47 |
| | | 우측 (하면) | 12 | 1000 | 800 | 1478.00 | 1608.57 | 5800.30 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.09 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측 | 13 | 1000 | 800 | 1361.68 | 1608.57 | 5313.78 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.18 |
| | | 중앙부<br>(상면) | 14 | 1000 | 820 | 21.93 | 1097.85 | 78.73 | H29 - 4.0EA +<br>H22 - 4.0EA | 4118.00 | 50.06 |
| | | 중앙부<br>(하면) | 14 | 1000 | 800 | 810.82 | 1608.57 | 3084.61 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.98 |
| | | 우측<br>(상면) | 15 | 1000 | 820 | 82.39 | 1097.85 | 296.46 | H29 - 4.0EA +<br>H22 - 4.0EA | 4118.00 | 13.32 |
| | | 우측<br>(하면) | 15 | 1000 | 800 | 618.56 | 1608.57 | 2333.44 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 2.60 |
| | 3경간 | 좌측 | 16 | 1000 | 800 | 545.42 | 1608.57 | 2051.03 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 2.95 |
| | | 중앙부<br>(상면) | 17 | 1000 | 820 | 655.96 | 1097.85 | 2414.76 | H29 - 4.0EA +<br>H22 - 4.0EA | 4118.00 | 1.67 |
| | | 중앙부<br>(하면) | 17 | 1000 | 800 | 642.03 | 1608.57 | 2424.45 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 2.51 |
| | | 우측<br>(상면) | 18 | 1000 | 820 | 846.97 | 1097.85 | 3142.89 | H29 - 4.0EA +<br>H22 - 4.0EA | 4118.00 | 1.30 |
| | | 우측<br>(하면) | 18 | 1000 | 800 | 912.52 | 1608.57 | 3487.32 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.76 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부<br>(외측) | 19 | 1000 | 950 | 1349.67 | 2248.57 | - | H29 - 4.0EA +<br>H25 - 4.0EA | 6185.20 | 1.67 |
| | | 상부<br>(내측) | 19 | 1000 | 820 | 576.97 | 1394.56 | - | H16 - 8.0EA | 6185.20 | 2.42 |
| | | 중앙부<br>(외측) | 20 | 1000 | 800 | 959.67 | 2079.57 | - | H29 - 4.0EA +<br>H25 - 4.0EA | 6185.20 | 2.17 |
| | | 중앙부<br>(내측) | 20 | 1000 | 820 | 239.83 | 2135.16 | - | H16 - 8.0EA | 6185.20 | 8.90 |
| | | 하부<br>(외측) | 21 | 1000 | 800 | 1387.68 | 2147.72 | - | H32 - 4.0EA +<br>H29 - 4.0EA | 7335.20 | 1.55 |
| | | 하부<br>(내측) | 21 | 1000 | 820 | 702.22 | 1170.41 | - | H16 - 8.0EA | 7335.20 | 1.67 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부<br>(외측) | 22 | 1000 | 950 | 945.32 | 1650.06 | - | H25 - 8.0EA | 6345.60 | 1.75 |
| | | 상부<br>(내측) | 22 | 1000 | 820 | 618.69 | 898.80 | - | H19 - 8.0EA | 6345.60 | 1.45 |
| | | 중앙부<br>(외측) | 23 | 1000 | 800 | 170.17 | 2253.94 | - | H25 - 4.0EA | 4318.80 | 13.24 |
| | | 중앙부<br>(내측) | 23 | 1000 | 820 | 322.10 | 1572.07 | - | H19 - 8.0EA | 4318.80 | 4.88 |
| | | 하부<br>(외측) | 24 | 1000 | 800 | 841.05 | 2177.12 | - | H32 - 8.0EA | 8645.60 | 2.59 |
| | | 하부<br>(내측) | 24 | 1000 | 820 | 808.67 | 870.36 | - | H19 - 8.0EA | 8645.60 | 1.08 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 3 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 5 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 6 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | 3 경간 | 좌측 | 7 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 8 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 9 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | - | - | - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 10 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 13 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 15 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| 하부 슬래브 | 3 경간 | 좌측 | 16 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 18 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 19 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 20 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 21 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 22 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 23 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 하부 | 24 | 1800.0 | 1986.0 | O.K | 1350.0 | 1986.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 519.6 | 794.3 | 925.06 | 2.00 | 171.66 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 532.6 | 120.2 | 740.39 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 519.6 | 892.7 | 925.06 | 2.00 | 233.15 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 519.6 | 577.3 | 722.34 | 2.00 | 72.14 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 519.6 | 538.5 | 722.34 | 2.00 | 23.66 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 519.6 | 654.9 | 722.34 | 2.00 | 169.10 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | 3 경간 | 좌측 | 7 | 519.6 | 275.1 | 722.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 519.6 | 403.3 | 925.06 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 519.6 | 386.8 | 722.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 10 | 532.6 | 773.5 | 1184.01 | 2.00 | 146.88 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 532.6 | 271.6 | 858.31 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 532.6 | 1071.9 | 1184.01 | 2.00 | 328.83 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2 경간 | 좌측 | 13 | 519.6 | 539.8 | 837.38 | 2.00 | 25.24 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 532.6 | 546.6 | 1184.01 | 2.00 | 8.51 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 15 | 532.6 | 556.5 | 858.31 | 2.00 | 29.14 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | 3 경간 | 좌측 | 16 | 519.6 | 503.0 | 837.38 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 532.6 | 418.9 | 1184.01 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 18 | 532.6 | 312.6 | 858.31 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 19 | 566.7 | 462.2 | 972.17 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 20 | 569.0 | 227.2 | 771.73 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 21 | 571.6 | 715.0 | 977.04 | 2.00 | 89.60 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 22 | 539.9 | 459.1 | 945.38 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 23 | 542.2 | 232.8 | 744.94 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 24 | 544.8 | 701.7 | 950.25 | 2.00 | 98.08 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 337.334 | O.K | 2.699 |
| | | 중앙부 | 2 | 820 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 181.346 | O.K | 1.451 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 154.483 | O.K | 1.236 |
| | 2 경간 | 좌측 | 4 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 148.868 | O.K | 1.191 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 850 | H25 - 8.0EA | 125 | 279.099 | O.K | 2.233 |
| | | 우측 (상면) | 6 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 398.553 | O.K | 3.188 |
| | 3 경간 | 좌측 (상면) | 7 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 691.801 | O.K | 5.534 |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 844 | H25 - 8.0EA | 125 | 1287.357 | O.K | 10.299 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1003.069 | O.K | 8.025 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 1112.154 | O.K | 8.897 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1272.537 | O.K | 10.180 |
| 하부슬래브 | 1 경간 | 좌측 (하면) | 10 | 800 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 164.379 | O.K | 1.315 |
| | | 중앙부 | 11 | 820 | H29 - 8.0EA | 125 | 201.721 | O.K | 1.614 |
| | | 우측 (하면) | 12 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 162.620 | O.K | 1.301 |
| | 2 경간 | 좌측 | 13 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 193.592 | O.K | 1.549 |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 460.360 | O.K | 3.683 |
| | | 우측 (하면) | 15 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 664.731 | O.K | 5.318 |
| | 3 경간 | 좌측 | 16 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 778.484 | O.K | 6.228 |
| | | 중앙부 (상면) | 17 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 740.280 | O.K | 5.922 |
| | | 중앙부 (하면) | 17 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 1086.829 | O.K | 8.695 |
| | | 우측 (상면) | 18 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1072.164 | O.K | 8.577 |
| | | 우측 (하면) | 18 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 618.359 | O.K | 4.947 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 19 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 159.179 | O.K | 1.273 |
| | | 중앙부 | 20 | 800 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 211.381 | O.K | 1.691 |
| | | 하부 | 21 | 800 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 144.738 | O.K | 1.158 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 22 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 925.146 | O.K | 7.401 |
| | | 상부(내측) | 22 | 820 | H19 - 8.0EA | 125 | 977.530 | O.K | 7.820 |
| | | 중앙부(외측) | 23 | 800 | H25 - 4.0EA | 250 | 1590.486 | O.K | 6.362 |
| | | 중앙부(내측) | 23 | 820 | H19 - 8.0EA | 125 | 553.361 | O.K | 4.427 |
| | | 하부(외측) | 24 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 698.967 | O.K | 5.592 |
| | | 하부(내측) | 24 | 820 | H19 - 8.0EA | 125 | 802.580 | O.K | 6.421 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 3 련 Ramp D BOX ( 내공 : 2@(7.6M × 4.2M), 2@(1.3M × 4.2M), 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 6.722 m )

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

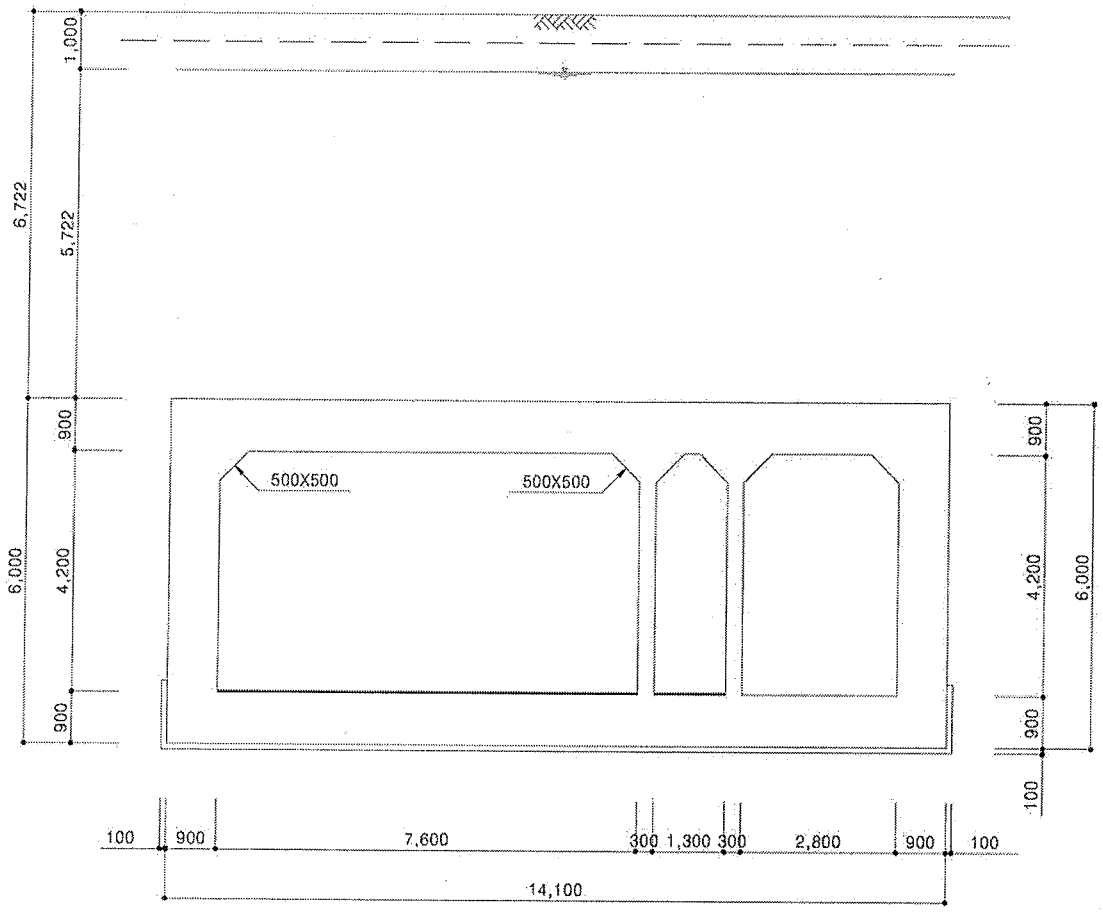
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


1,000
6,722
5,722
900
4,200
6,000
900
500X500
500X500
900
4,200
6,000
900
100
100
900
7,600
300
1,300
300
2,800
900
100
14,100

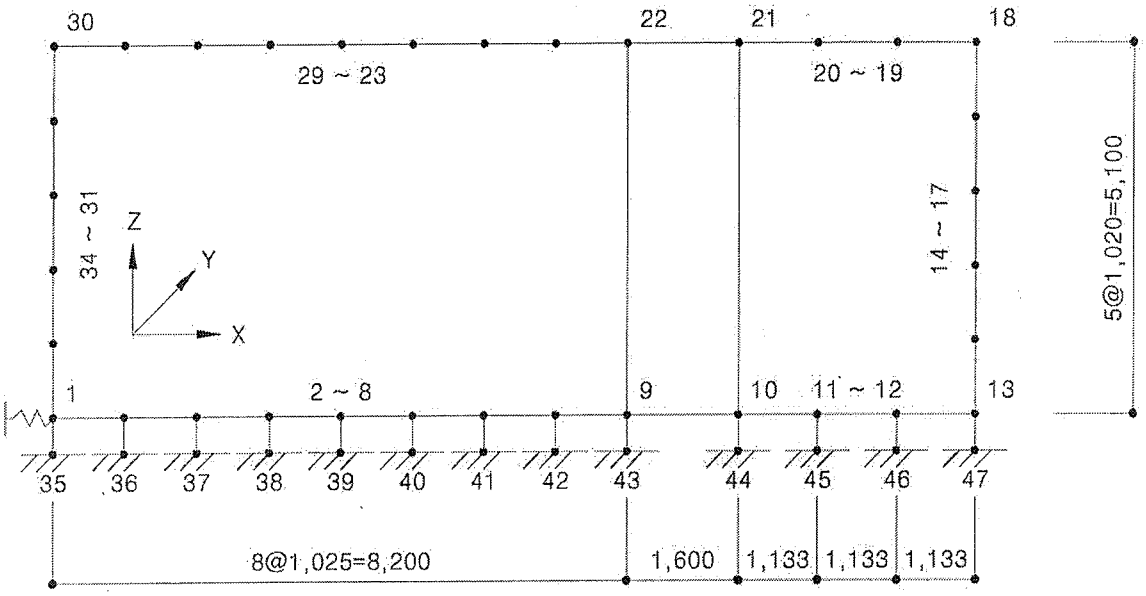
# 4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

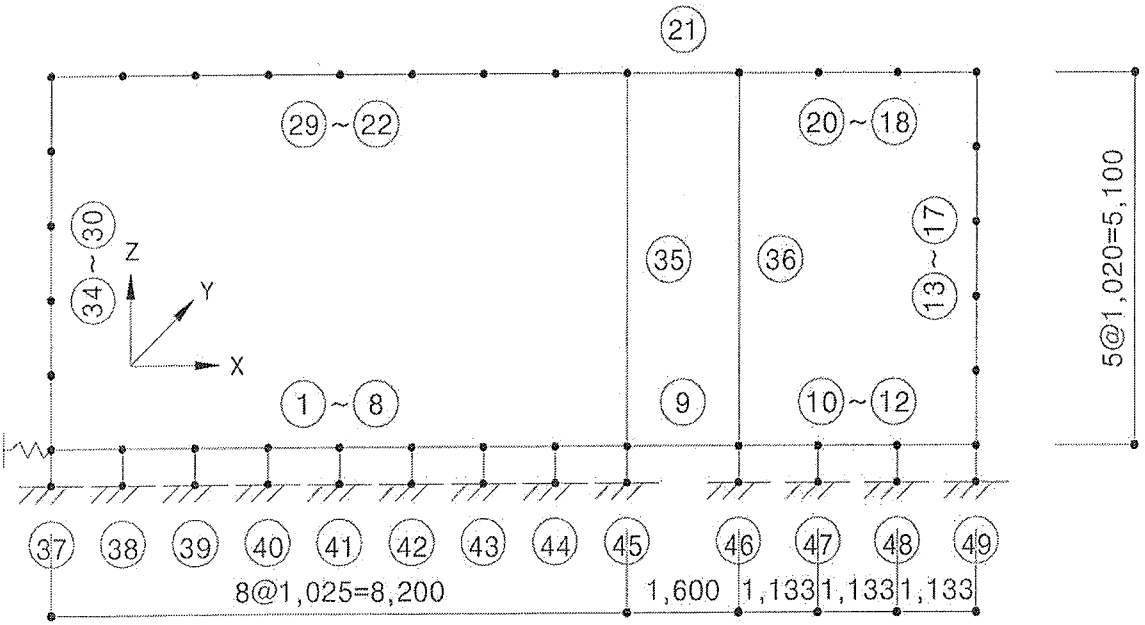
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

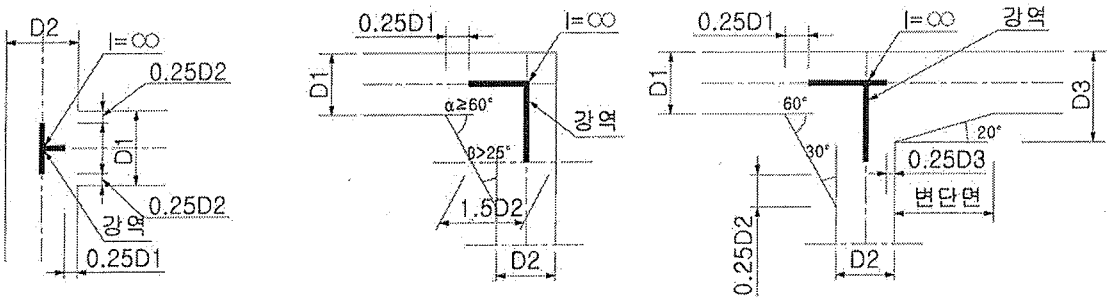
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 1~34 |
| 2 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 35~36 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 25 | 5.125 | 5.600 |
| 2 | 1.025 | 0.500 | 26 | 4.100 | 5.600 |
| 3 | 2.050 | 0.500 | 27 | 3.075 | 5.600 |
| 4 | 3.075 | 0.500 | 28 | 2.050 | 5.600 |
| 5 | 4.100 | 0.500 | 29 | 1.025 | 5.600 |
| 6 | 5.125 | 0.500 | 30 | 0.000 | 5.600 |
| 7 | 6.150 | 0.500 | 31 | 0.000 | 4.580 |
| 8 | 7.175 | 0.500 | 32 | 0.000 | 3.560 |
| 9 | 8.200 | 0.500 | 33 | 0.000 | 2.540 |
| 10 | 9.800 | 0.500 | 34 | 0.000 | 1.520 |
| 11 | 10.933 | 0.500 | 35 | 0.000 | 0.000 |
| 12 | 12.067 | 0.500 | 36 | 1.025 | 0.000 |
| 13 | 13.200 | 0.500 | 37 | 2.050 | 0.000 |
| 14 | 13.200 | 1.520 | 38 | 3.075 | 0.000 |
| 15 | 13.200 | 2.540 | 39 | 4.100 | 0.000 |
| 16 | 13.200 | 3.560 | 40 | 5.125 | 0.000 |
| 17 | 13.200 | 4.580 | 41 | 6.150 | 0.000 |
| 18 | 13.200 | 5.600 | 42 | 7.175 | 0.000 |
| 19 | 12.067 | 5.600 | 43 | 8.200 | 0.000 |
| 20 | 10.933 | 5.600 | 44 | 9.800 | 0.000 |
| 21 | 9.800 | 5.600 | 45 | 10.933 | 0.000 |
| 22 | 8.200 | 5.600 | 46 | 12.067 | 0.000 |
| 23 | 7.175 | 5.600 | 47 | 13.200 | 0.000 |
| 24 | 6.150 | 5.600 | | | |

4) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

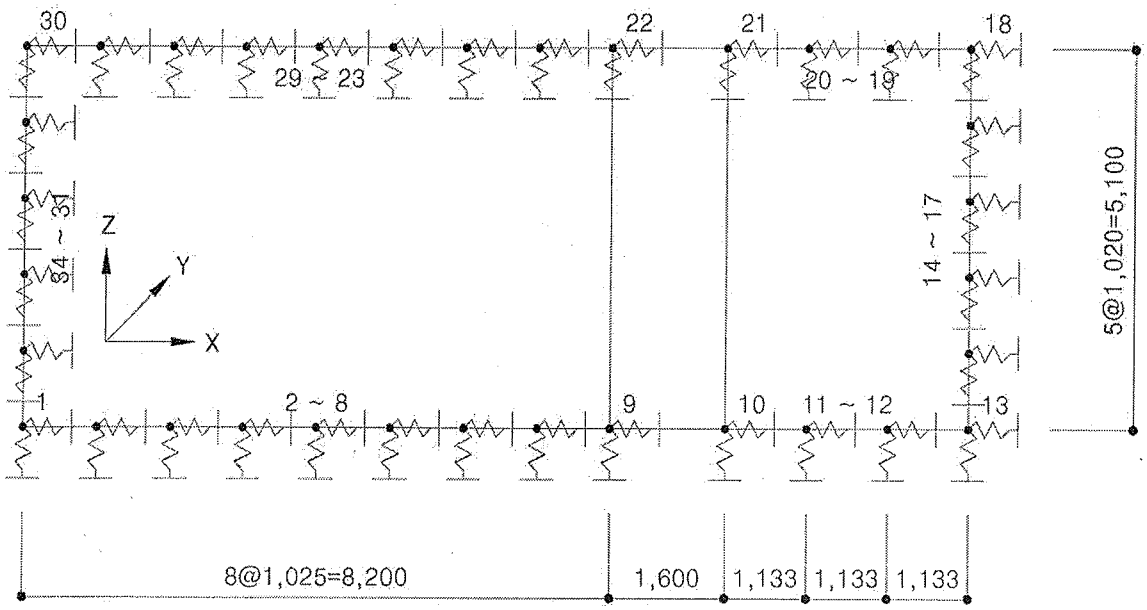
(1) 30 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(3) 22 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm
(4) 22 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm
(5) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 800 mm
(6) 21 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm
(7) 21 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm
(8) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 800 mm
(9) 18 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(10) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(11) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm
(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm
(13) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm
(14) 9 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm
(15) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm
(16) 10 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm
(17) 10 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm
(18) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm
(19) 13 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm
(20) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

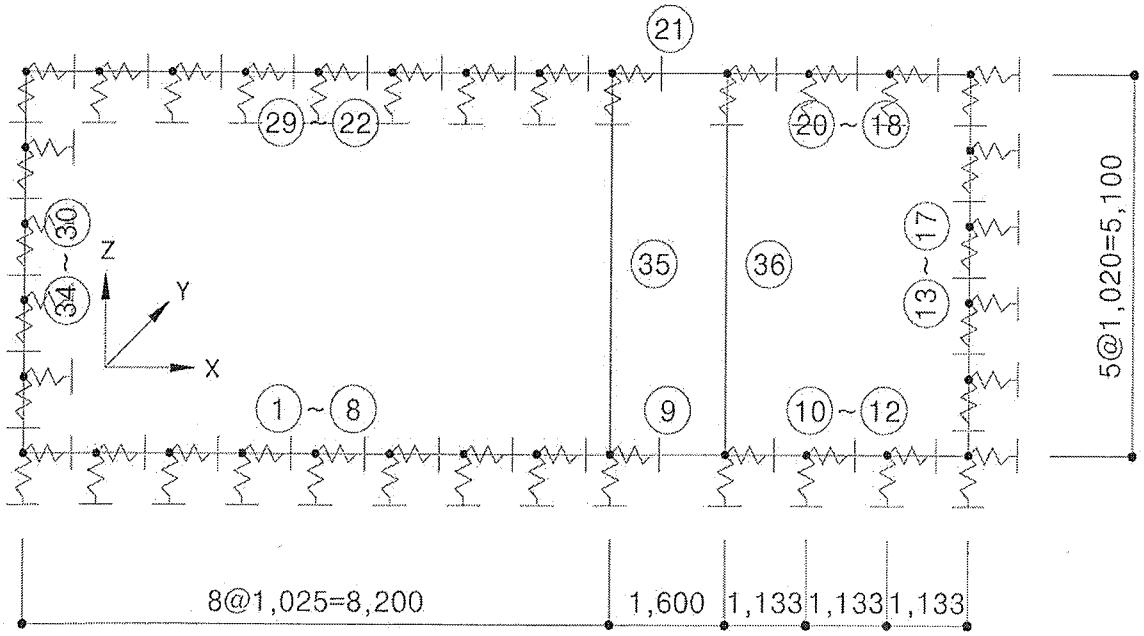
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도




② 부재삽도



2) 단면제원

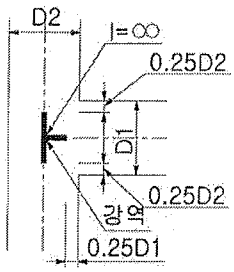
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.900 × 1.000 | = 0.900 | 0.06075 | 1~34 |
| 2 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 35~36 |

3) 단면좌표

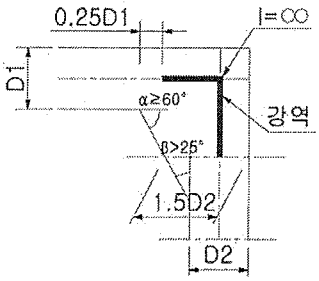
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 18 | 13.200 | 5.100 |
| 2 | 1.025 | 0.000 | 19 | 12.067 | 5.100 |
| 3 | 2.050 | 0.000 | 20 | 10.933 | 5.100 |
| 4 | 3.075 | 0.000 | 21 | 9.800 | 5.100 |
| 5 | 4.100 | 0.000 | 22 | 8.200 | 5.100 |
| 6 | 5.125 | 0.000 | 23 | 7.175 | 5.100 |
| 7 | 6.150 | 0.000 | 24 | 6.150 | 5.100 |
| 8 | 7.175 | 0.000 | 25 | 5.125 | 5.100 |
| 9 | 8.200 | 0.000 | 26 | 4.100 | 5.100 |
| 10 | 9.800 | 0.000 | 27 | 3.075 | 5.100 |
| 11 | 10.933 | 0.000 | 28 | 2.050 | 5.100 |
| 12 | 12.067 | 0.000 | 29 | 1.025 | 5.100 |
| 13 | 13.200 | 0.000 | 30 | 0.000 | 5.100 |
| 14 | 13.200 | 1.020 | 31 | 0.000 | 4.080 |
| 15 | 13.200 | 2.040 | 32 | 0.000 | 3.060 |
| 16 | 13.200 | 3.060 | 33 | 0.000 | 2.040 |
| 17 | 13.200 | 4.080 | 34 | 0.000 | 1.020 |

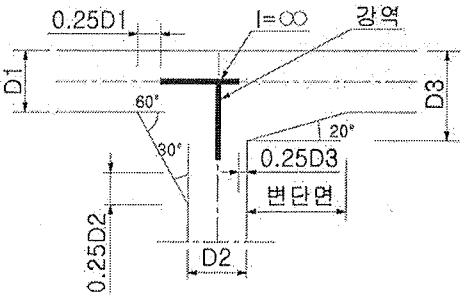
8) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(3) 22 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm
(4) 22 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm
(5) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 800 mm
(6) 21 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm
(7) 21 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm
(8) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 800 mm
(9) 18 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(10) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(11) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm
(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm
(13) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm
(14) 9 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm
(15) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm
(16) 10 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm
(17) 10 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm
(18) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm
(19) 13 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm
(20) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × L ) = √( 14.100 × 10.300 ) = 12.05 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (12.051 / 0.3) $^{-3/4}$ = 10445.45 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 10054 kN/m | 1 |
| Kv2 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 10707 kN/m | 2~8 |
| Kv3 | Kv x (1.025/2 + 1.600/2) = 13710 kN/m | 9 |
| Kv4 | Kv x (1.600/2 + 1.133/2) = 14275 kN/m | 10 |
| Kv5 | Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 11838 kN/m | 11,12 |
| Kv6 | Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 10620 kN/m | 13 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 7 |

# 7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 9.099 ~ 1.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20 / 9.810 × $294.7^2$ = 177060.0 kN/$m^2$
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 177060.0 = 467438.4 kN/$m^2$

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $235.8^2$ = 113357.0 kN/$m^2$
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 113357.0 = 299262.5 kN/$m^2$

(2) 자갈질 모래 콘크리트 (EL. : 1.000 ~ -25.724, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20 / 9.810 × $294.7^2$ = 177060.0 kN/$m^2$
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 177060.0 = 467438.4 kN/$m^2$

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $235.8^2$ = 113357.0 kN/$m^2$
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + v ) × Gd ( v : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.32 ) × 113357.0 = 299262.5 kN/$m^2$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × L ) = √( 14.100 × 10.300 ) = 12.051 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kv = 3116256.000 × ( 12.051 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 195300.31 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 195300.310 = 65100.10 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈질 모래 콘크리트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × L ) = √( 14.100 × 10.300 ) = 12.051 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kv = 3116256.000 × ( 12.051 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 195300.31 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 195300.310 = 65100.10 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 6.000 × 6.000 ) = 6.000 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × ( 6.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 329503.95 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 329503.950 = 109834.65 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈질 모래 콘크리트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 6.000 × 6.000 ) = 6.000 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × ( 6.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 329503.95 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 329503.950 = 109834.65 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 221340 kN/m | 19,20 |
| Ksb1 | Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 73780 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.133/2 + 1.025/2) = 210761 kN/m | 21 |
| Ksb2 | Ksb x (1.133/2 + 1.025/2) = 70254 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.600/2 + 1.025/2) = 256332 kN/m | 22 |
| Ksb3 | Ksb x (1.600/2 + 1.025/2) = 85444 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 200183 kN/m | 23~29 |
| Ksb4 | Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 66728 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 336094 kN/m | 14~17,31~34 |
| Kss1 | Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 112031 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 200183 kN/m | 2~8 |
| Ksb1 | Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 66728 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.025/2 + 1.600/2) = 256332 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Ksb x (1.025/2 + 1.600/2) = 85444 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.600/2 + 1.133/2) = 266910 kN/m | 10 |
| Ksb3 | Ksb x (1.600/2 + 1.133/2) = 88970 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 221340 kN/m | 11,12 |
| Ksb4 | Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 73780 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 187977 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.020/2 + 0.900/2) = 316324 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 198555 kN/m | 13 |
| Ksb2 | Kh x (1.020/2 + 0.900/2) = 316324 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 198555 kN/m | 18 |
| Ksb3 | Kh x (1.020/2 + 0.900/2) = 316324 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 187977 kN/m | 30 |
| Ksb4 | Kh x (0.900/2 + 1.020/2) = 316324 kN/m | |

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × L ) = √( 14.100 × 10.300 ) = 12.051 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × ( 12.051 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 125034.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 125034.790 = 41678.26 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈질 모래 콘크리트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √( B × L ) = √( 14.100 × 10.300 ) = 12.051 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × ( 12.051 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 125034.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 125034.790 = 41678.26 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 6.000 × 6.000 ) = 6.000 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × ( 6.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 210954.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 210954.380 = 70318.13 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈질 모래 콘크리트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √( H × H ) = √( 6.000 × 6.000 ) = 6.000 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × ( 6.000 / 0.3 )$^{-3/4}$ = 210954.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 210954.380 = 70318.13 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 141706 kN/m | 19,20 |
| Ksb1 | Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 47235 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.133/2 + 1.025/2) = 134933 kN/m | 21 |
| Ksb2 | Ksb x (1.133/2 + 1.025/2) = 44978 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.600/2 + 1.025/2) = 164108 kN/m | 22 |
| Ksb3 | Ksb x (1.600/2 + 1.025/2) = 54703 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 128161 kN/m | 23~29 |
| Ksb4 | Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 42720 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 215173 kN/m | 14~17,31~34 |
| Kss1 | Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 71724 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 128161 kN/m | 2~8 |
| Ksb1 | Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 42720 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.025/2 + 1.600/2) = 164108 kN/m | 9 |
| Ksb2 | Ksb x (1.025/2 + 1.600/2) = 54703 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.600/2 + 1.133/2) = 170881 kN/m | 10 |
| Ksb3 | Ksb x (1.600/2 + 1.133/2) = 56960 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 141706 kN/m | 11,12 |
| Ksb4 | Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 47235 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 120346 kN/m | 1 |
| Ksb1 | Kh x (1.020/2 + 0.900/2) = 202516 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 127118 kN/m | 13 |
| Ksb2 | Kh x (1.020/2 + 0.900/2) = 202516 kN/m | |
| Kv3 | Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 127118 kN/m | 18 |
| Ksb3 | Kh x (1.020/2 + 0.900/2) = 202516 kN/m | |
| Kv4 | Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 120346 kN/m | 30 |
| Ksb4 | Kh x (0.900/2 + 1.020/2) = 202516 kN/m | |

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 설계지진 준 재현주기 \ 성능기 | 기 능 수 행 | 붕 괴 방 지 |
|---|---|---|
| 50년 | II 등급 | |
| 100년 | I 등급 | |
| 200년 | 특 등급 | |
| 500년 | | II 등급 |
| 1000년 | | I 등급 |
| 2400년 | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수, I | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수, Z |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 | |
| II | 도 | 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 | 0.07 |

③ 설계 지반 종류

| 지반 분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m 에 대한 평균 지반 특성 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 전단파 속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) (blow/foot) | 비배수전단강도 Su(kPa) |
| Sa | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| Sb | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| Sc | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| Sd | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| Se | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| Sf | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

④ 지진계수 Ca, Cv

| 지역계수 | 지반종류 | 지진계수 | |
|---|---|---|---|
| | | Ca | Cv |
| 1 | Sa | 0.09 | 0.09 |
| | Sb | 0.11 | 0.11 |
| | Sc | 0.13 | 0.18 |
| | Sd | 0.16 | 0.23 |
| | Se | 0.22 | 0.37 |
| 2 | Sa | 0.05 | 0.05 |
| | Sb | 0.07 | 0.07 |
| | Sc | 0.08 | 0.11 |
| | Sd | 0.11 | 0.16 |
| | Se | 0.17 | 0.23 |

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 ( 지하수가 없을 경우 )

| | | | |
|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = | 11.500 kN/m² |
| - 토 사 | : 6.222 × 19.00 | = | 118.218 kN/m² |
| | ∴ Total Wd1 | = | 129.718 kN/m² |

② 고정하중 ( 지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m )

| | | | |
|---|---|---|---|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = | 11.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이상) | : 0.500 × 19.00 | = | 9.500 kN/m² |
| - 흙(지하수위 이하) | : 5.722 × 10.00 | = | 57.220 kN/m² |
| | ∴ Total Wd2 | = | 78.220 kN/m² |

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 1.5 | 39.0 |
| 2.0 | 21.0 | 2.5 | 17.0 |
| 3.0 | 15.0 | 4.0 | 15.0 |
| 5.0 | 15.0 | 6.0 | 15.0 |
| 7.0 | 15.0 | 8.0 | 12.0 |
| 9.0 | 11.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 0.0 | | |

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 6.722m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 6.672 × 19.000 ) × 0.500 = 69.134 kN/m²
Wh2 = 69.134 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 78.824 kN/m²
Wh3 = 78.824 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 88.514 kN/m²
Wh4 = 88.514 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 98.204 kN/m²
Wh5 = 98.204 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 107.894 kN/m²
Wh6 = 107.894 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 117.584 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 6.172 × 10.000 = 41.360 kN/m²
Wh2 = 41.360 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 46.460 kN/m²
Wh3 = 46.460 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 51.560 kN/m²
Wh4 = 51.560 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 56.660 kN/m²
Wh5 = 56.660 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 61.760 kN/m²
Wh6 = 61.760 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 66.860 kN/m²

6) 지하수압 ( 지하수위 : GL = -1.000 m )

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 5.722 × 10.000 = 57.220 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 6.172 × 10.000 = 61.720 kN/m²
Ww3 = 61.720 + 1.020 × 10.000 = 71.920 kN/m²
Ww4 = 71.920 + 1.020 × 10.000 = 82.120 kN/m²
Ww5 = 82.120 + 1.020 × 10.000 = 92.320 kN/m²
Ww6 = 92.320 + 1.020 × 10.000 = 102.520 kN/m²
Ww7 = 102.520 + 1.020 × 10.000 = 112.720 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = ( 6.722 + 6.000 - 1.000 ) × 10.000 = 117.220 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

# 9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | | γ(kN/m³) | Tg'(sec) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 | | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 성토재 | 3.899 | 248.600 | 198.900 | 19.000 | 0.063 | 0.078 |
| 실트질 자갈 | 2.600 | 240.000 | 192.000 | 20.000 | 0.043 | 0.054 |
| 실트 | 1.600 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.022 | 0.027 |
| 갈질 모래 콘크리 | 21.901 | 294.700 | 235.800 | 20.000 | 0.297 | 0.372 |
| 계 | | | | | 0.425 | 0.531 |

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Tg(sec) | 1.25Tg' = 1.25 × 0.425 = 0.531 | 1.25 Tg' = 1.25 × 0.531 = 0.664 |

2) 통제주기(Ts)

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Ts(sec) | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 | Ts = Cv / (2.5 × Ca)<br>= 0.180/(2.5×0.130) = 0.554 |
| To(sec) | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 | To = 0.2 × Ts<br>= 0.2 × 0.554 = 0.111 |

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

| 구 분 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|---|
| Cd | 0.800 | 0.667 |

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

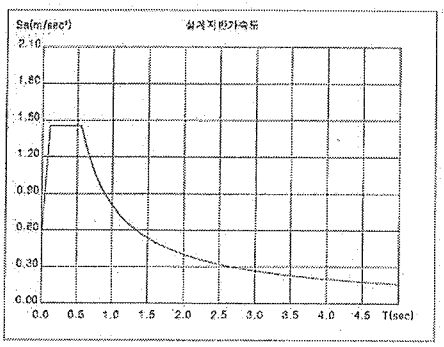
| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br>= 1.454 m/s²<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg | - 0 ≤ Tg < To 일때<br>Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd<br><br>- To ≤ Tg < Ts 일때<br>Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd<br><br>- Tg ≥ Ts 일때<br>Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.483 m/s² |

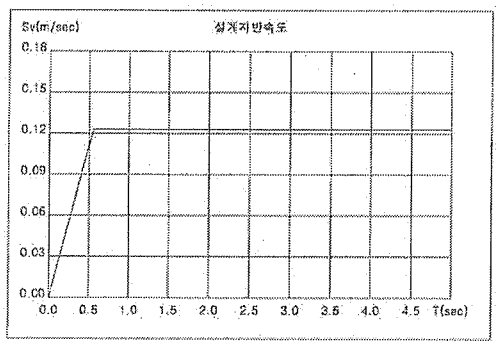
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

| 기능수행수준시(재현주기 100년적용) | 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용) |
|---|---|
| Sv = Tg/2π × Sa = 0.531 / 2π × 1.454<br>= 0.123 m/s | Sv = Tg/2π × Sa = 0.664 / 2π × 2.483<br>= 0.262 m/s |

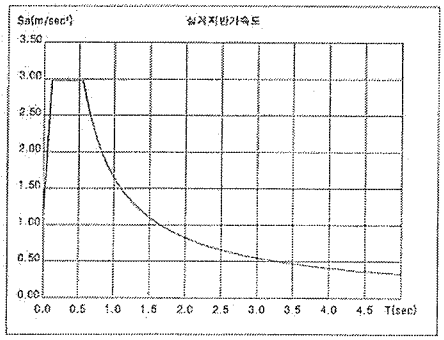
6) 설계응답 응답스펙트럼

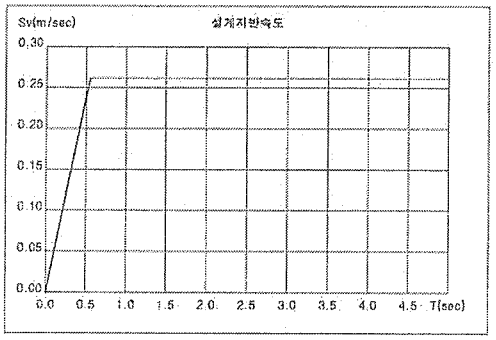
(1) 기능수행수준




(2) 붕괴방지수준




7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　7.172 m
- 하부슬래브 EL.　　=　12.272 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.123 \times 0.531 \times \cos(\pi \times 7.172 / (2 \times 30.000)) = 0.012313$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.123 \times 0.531 \times \cos(\pi \times 12.272 / (2 \times 30.000)) = 0.010596$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.664 \times \cos(\pi \times 7.172 / (2 \times 30.000)) = 0.032797$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.664 \times \cos(\pi \times 12.272 / (2 \times 30.000)) = 0.028223$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

| 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
|---|---|
| Po = 65100.100 × (0.012313 - 0.010596)<br>= 111.777 kN/m² | Po = 41678.260 × (0.032797 - 0.028223)<br>= 190.636 kN/m² |

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 7.172 | 329503.950 | 0.012313 | 0.001717 | 565.758 |
| 8.192 | 329503.950 | 0.012036 | 0.001440 | 474.486 |
| 9.212 | 329503.950 | 0.011725 | 0.001129 | 372.010 |
| 10.232 | 329503.950 | 0.011381 | 0.000785 | 258.661 |
| 11.252 | 329503.950 | 0.011004 | 0.000408 | 134.438 |
| 12.272 | 329503.950 | 0.010596 | 0.000000 | 0.000 |

(2) 붕괴방지수준

| z(m) | Kh (kN/m³ ) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m² ) |
|---|---|---|---|---|
| 7.172 | 210954.380 | 0.032797 | 0.004574 | 964.905 |
| 8.192 | 210954.380 | 0.032060 | 0.003837 | 809.432 |
| 9.212 | 210954.380 | 0.031231 | 0.003008 | 634.551 |
| 10.232 | 210954.380 | 0.030314 | 0.002091 | 441.106 |
| 11.252 | 210954.380 | 0.029310 | 0.001087 | 229.307 |
| 12.272 | 210954.380 | 0.028223 | 0.000000 | 0.000 |

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1,\ Vb = Gd \times Uh2,\ Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

| 구분 | 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|---|
| Vu | 177060.000 × 0.000239 = 42.320 | 113357.000 × 0.000636 = 72.100 |
| Vb | 177060.000 × 0.000402 = 71.180 | 113357.000 × 0.001071 = 121.410 |
| Vs | (42.320 + 71.180) / 2 = 56.750 | (72.100 + 121.410) / 2 = 96.760 |

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×7.172)<br>= 1.486 | fu = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.172)<br>= 3.654 |

② 하부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.272)<br>= 1.359 | fb = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.272)<br>= 3.341 |

③ 중간벽체

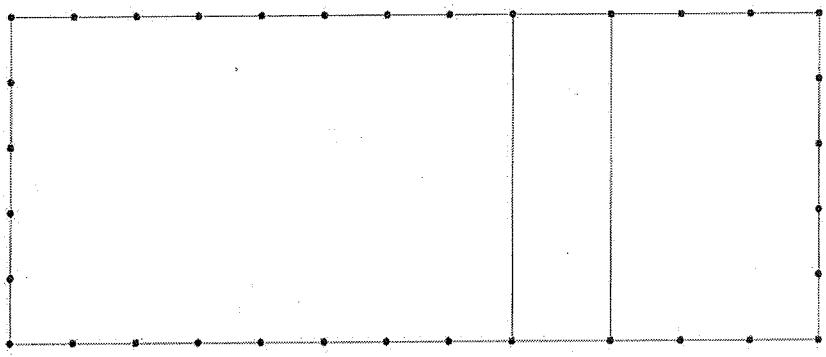
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×6.722)<br>= 0.495 | fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×6.722)<br>= 1.218 |
| fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×12.272)<br>= 0.453 | fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×12.272)<br>= 1.114 |
| fu2 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×6.722)<br>= 0.495 | fu2 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×6.722)<br>= 1.218 |
| fb2 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×12.272)<br>= 0.453 | fb2 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×12.272)<br>= 1.114 |

④ 측벽

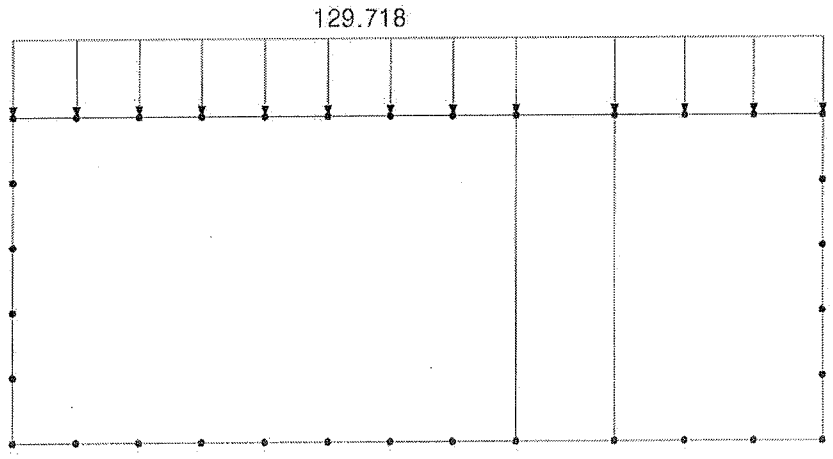
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.172)<br>= 1.486 | f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.172)<br>= 3.654 |
| f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×8.192)<br>= 1.460 | f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×8.192)<br>= 3.592 |
| f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×9.212)<br>= 1.435 | f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×9.212)<br>= 3.529 |
| f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×10.232)<br>= 1.409 | f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×10.232)<br>= 3.466 |
| f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×11.252)<br>= 1.384 | f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×11.252)<br>= 3.404 |
| f6 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×12.272)<br>= 1.359 | f6 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×12.272)<br>= 3.341 |

## 10. 하 중 재 하 (상시)

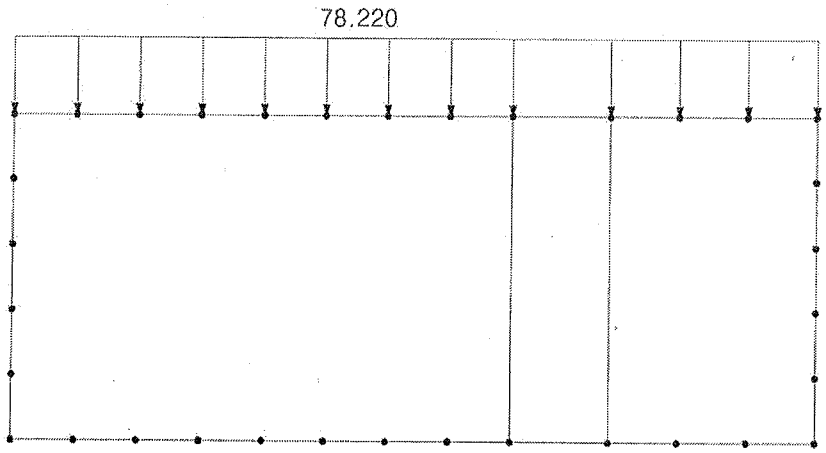
1) CASE1 - 구체자중(SW)



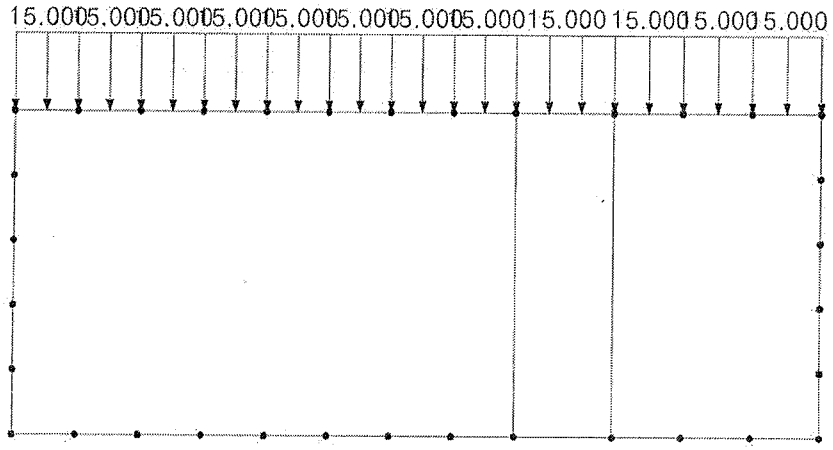
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



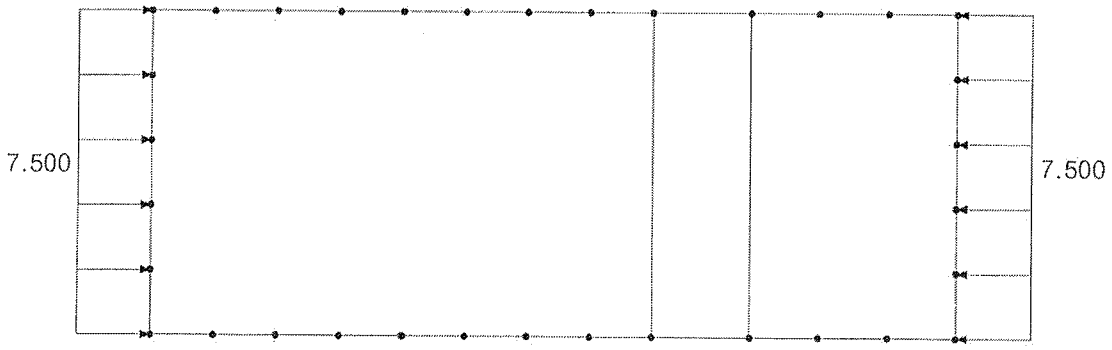
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



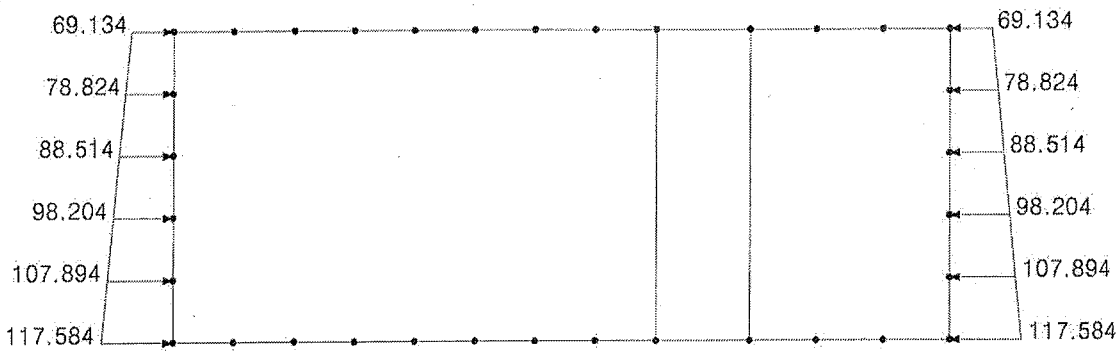

4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



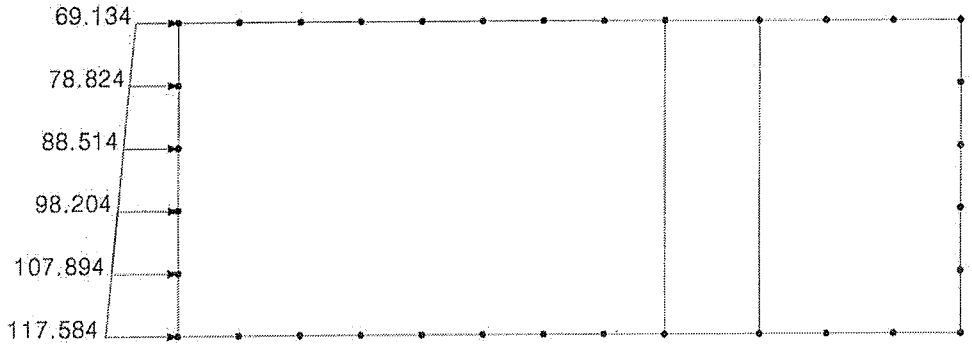

5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



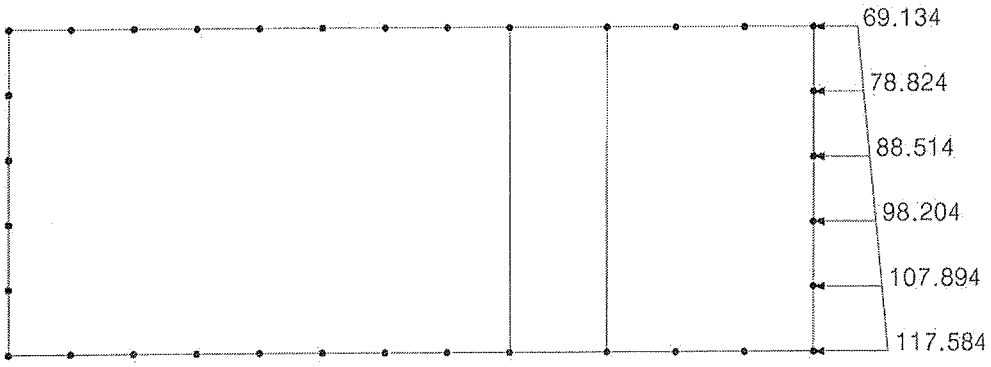
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



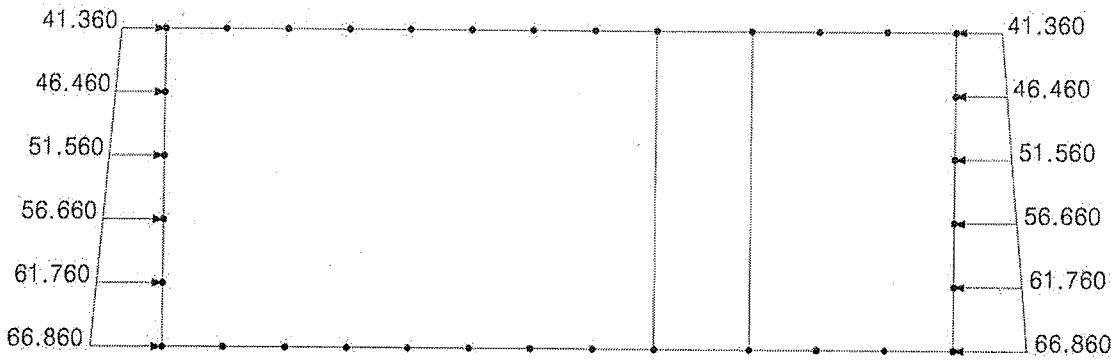

7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



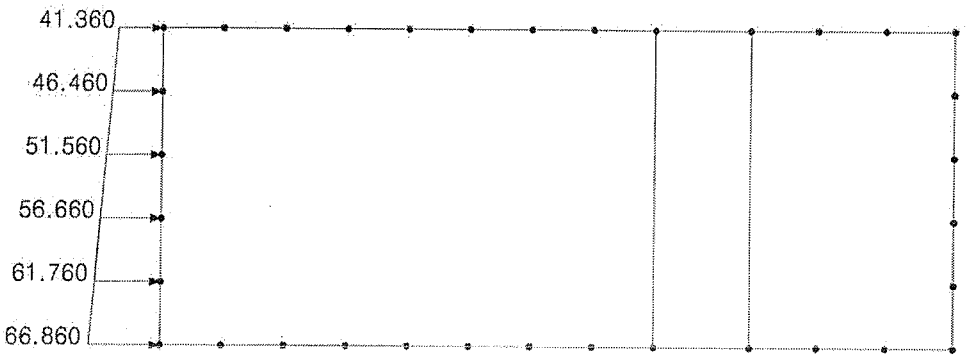

8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



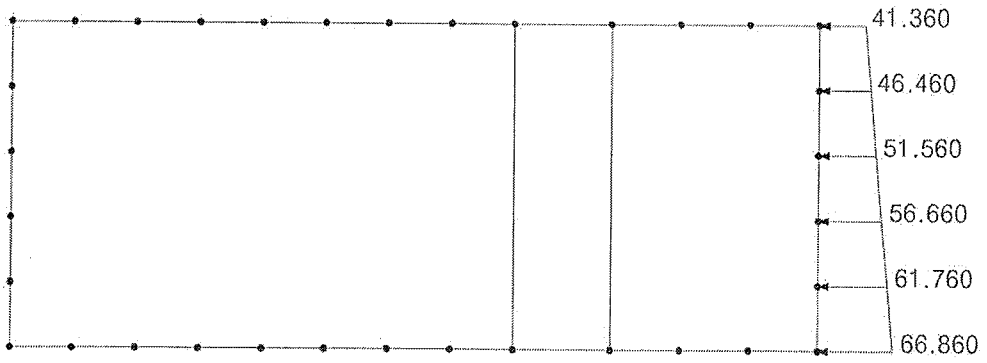
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



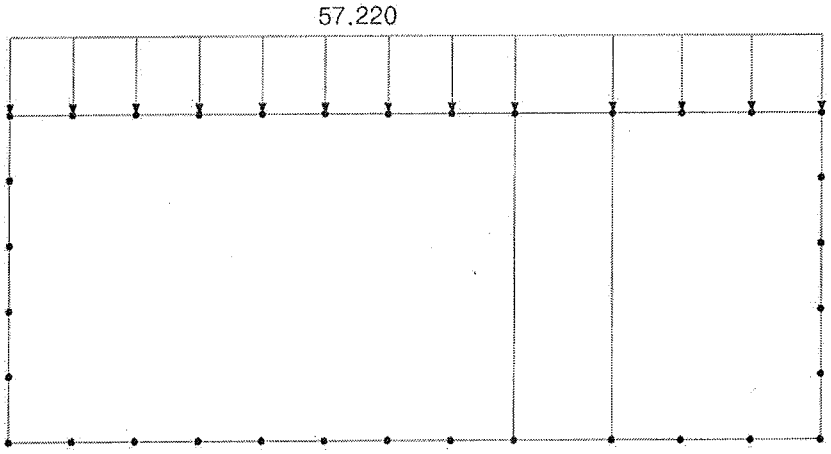

10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



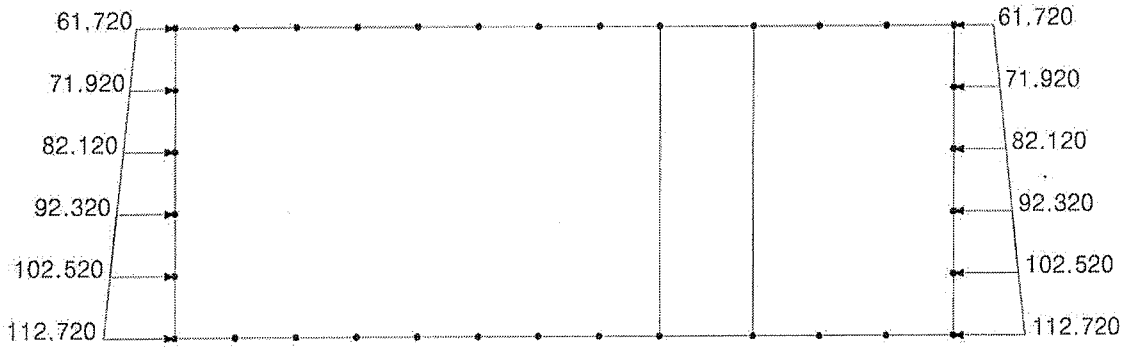

11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



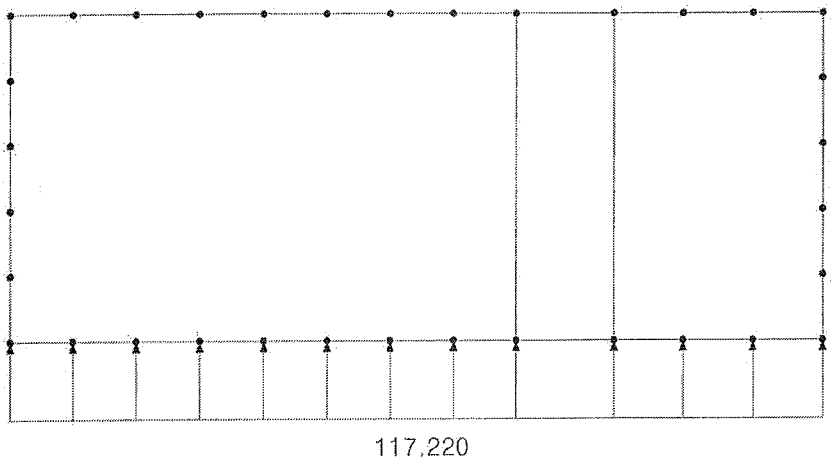
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



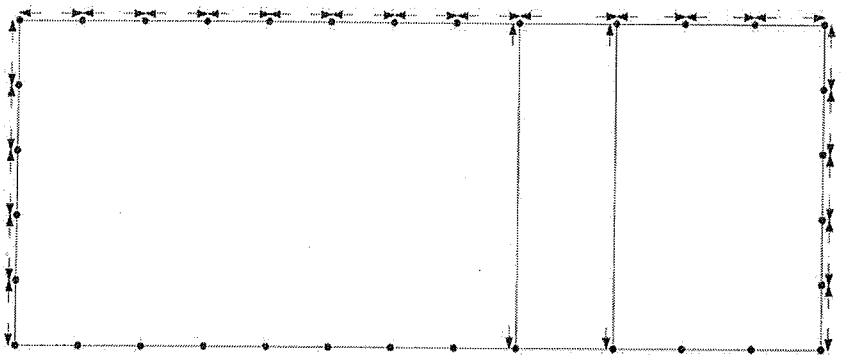

13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



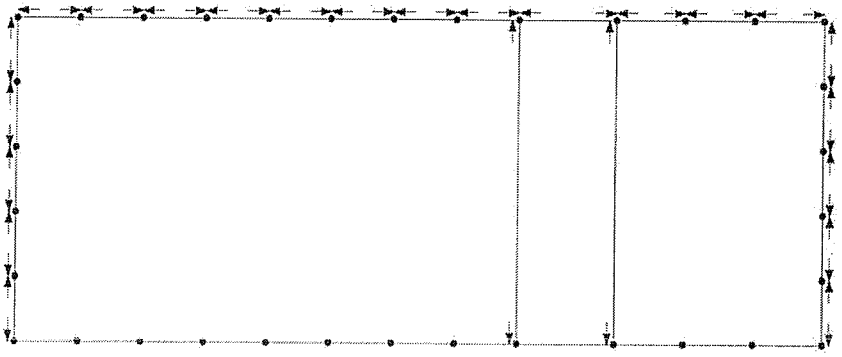

14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



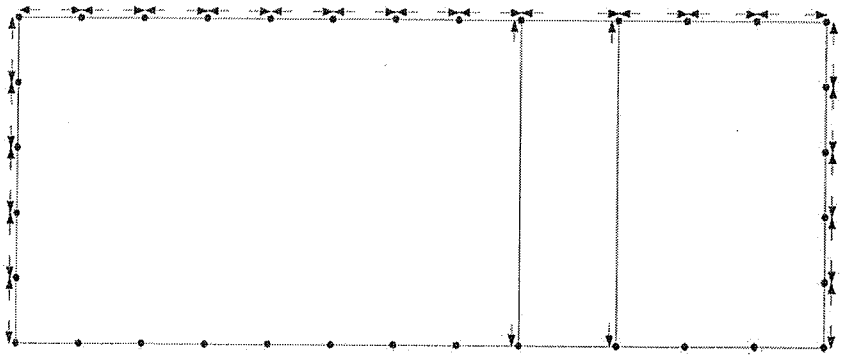
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

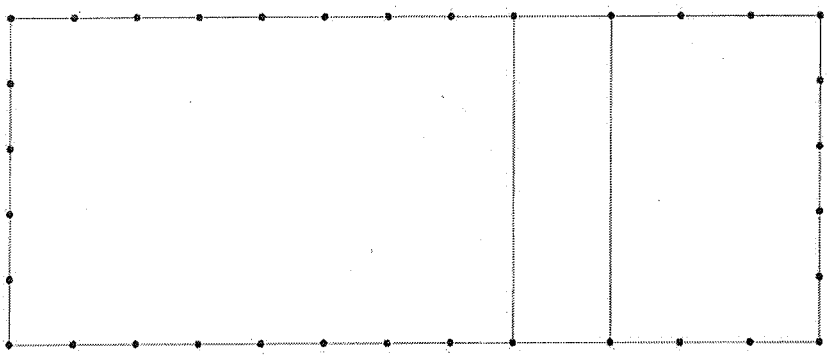


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

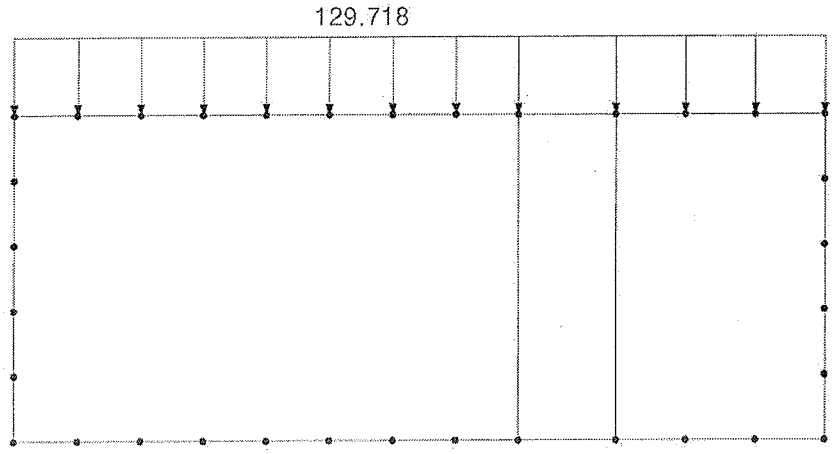


## 11. 하중 재하 (기능수행)

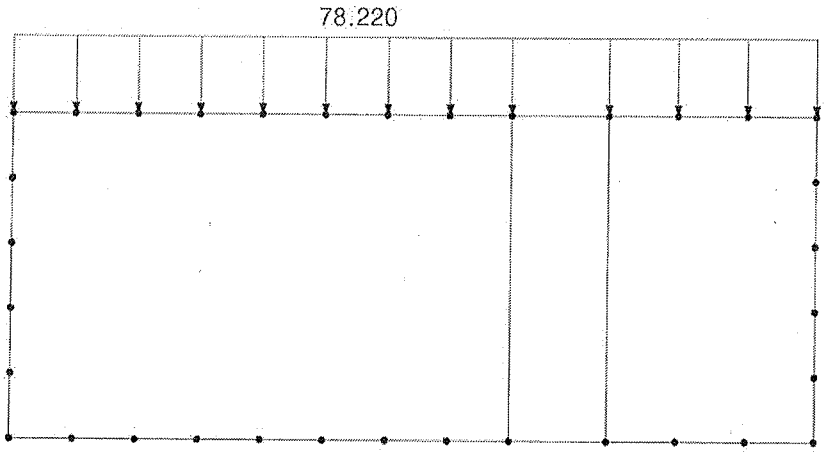
1) CASE1 - 구체자중(SW)



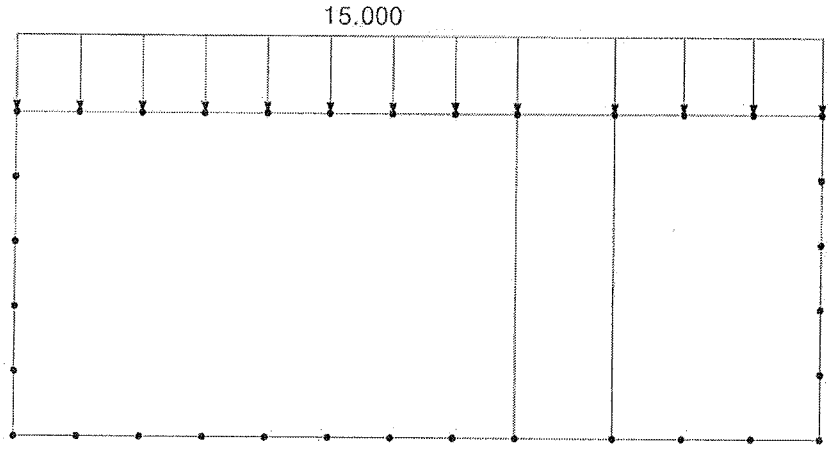
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



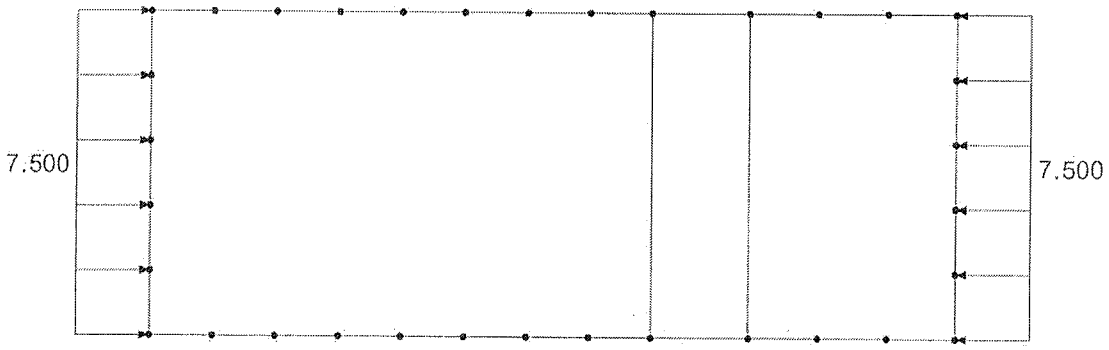
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



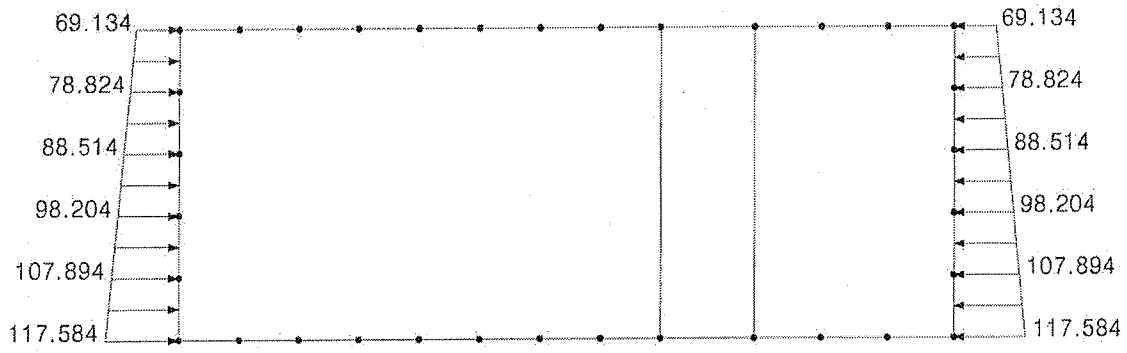

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



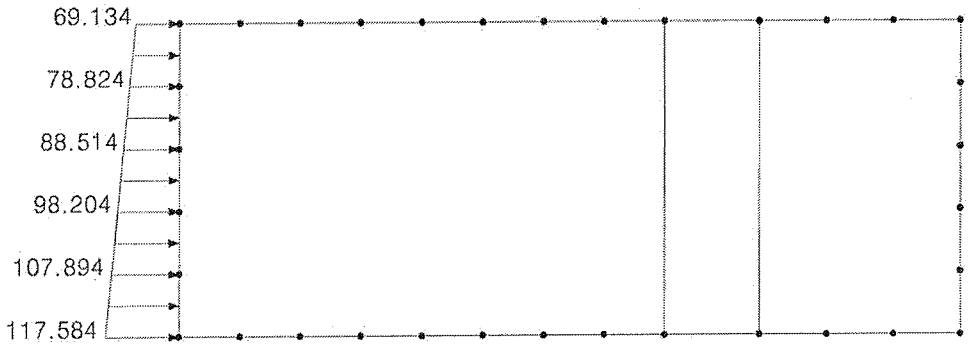

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



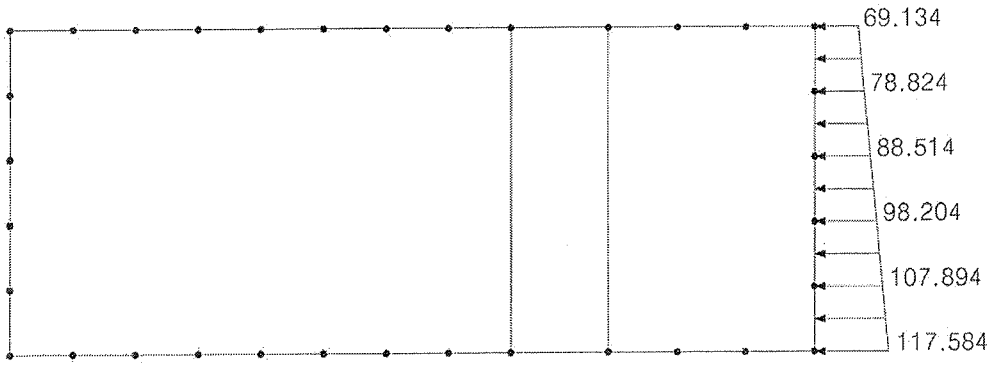
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



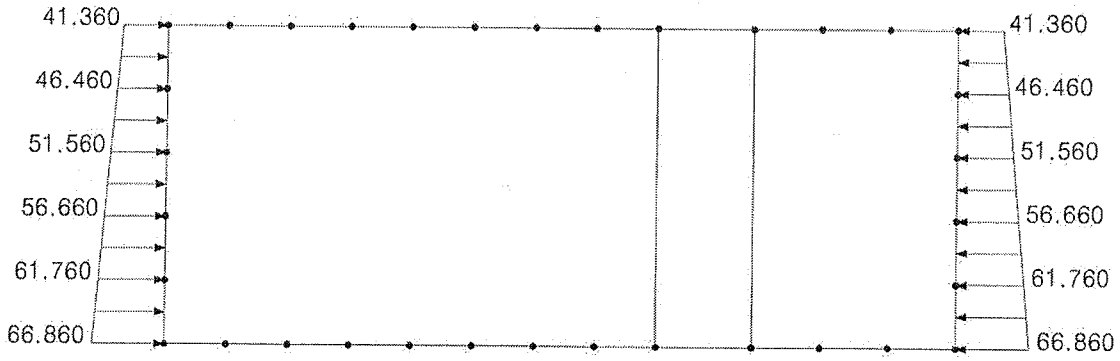

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



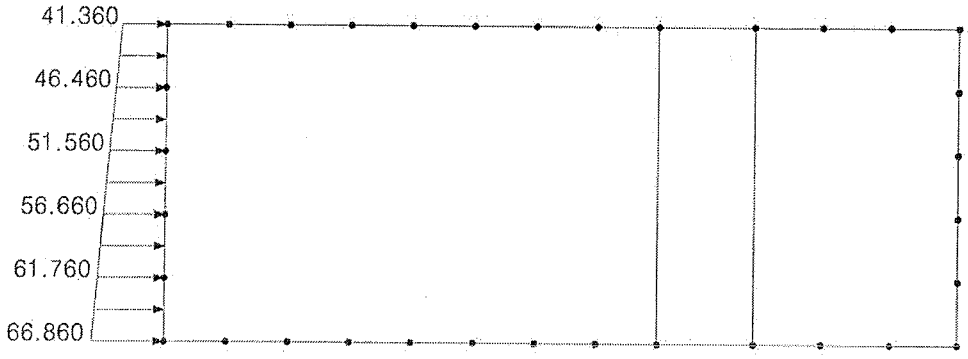

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



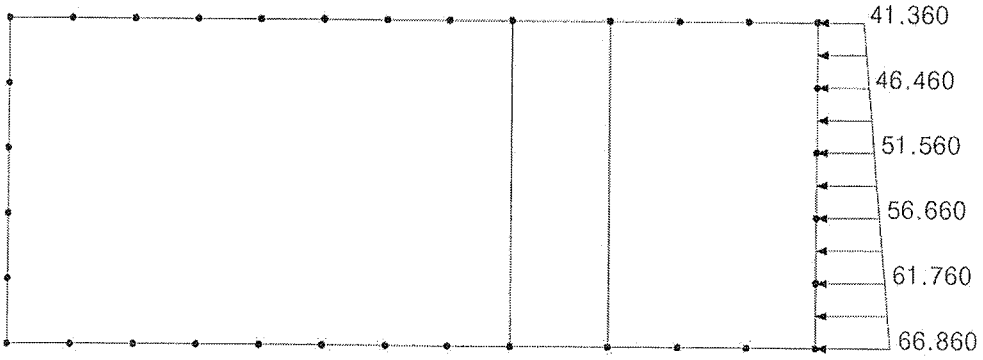
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



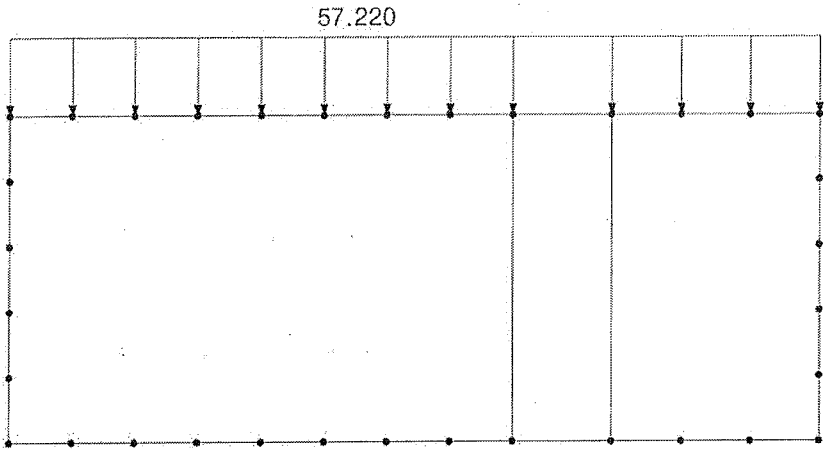

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



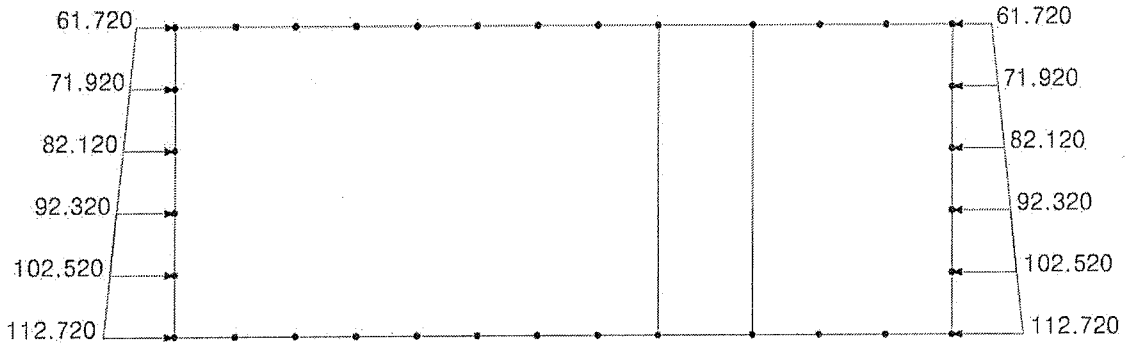

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



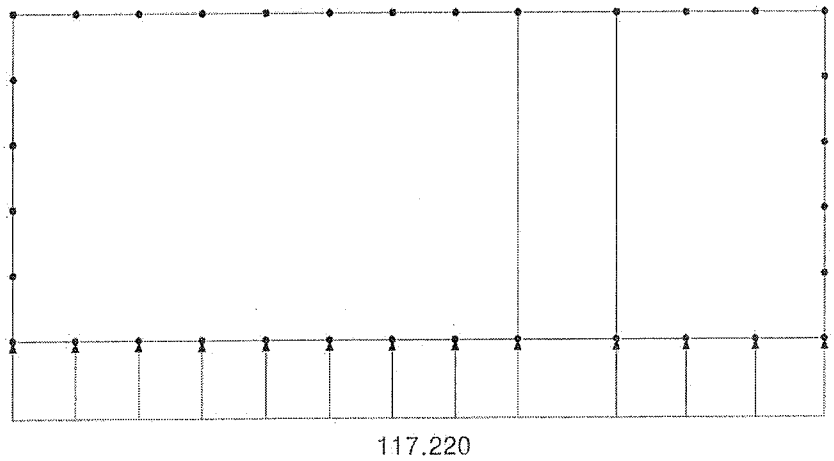
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

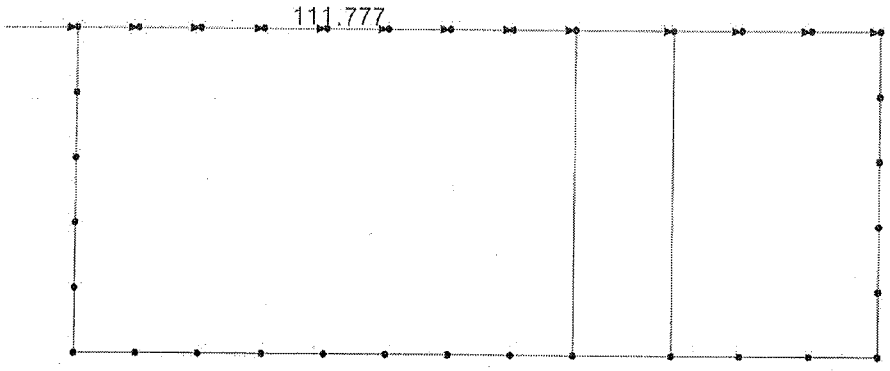



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

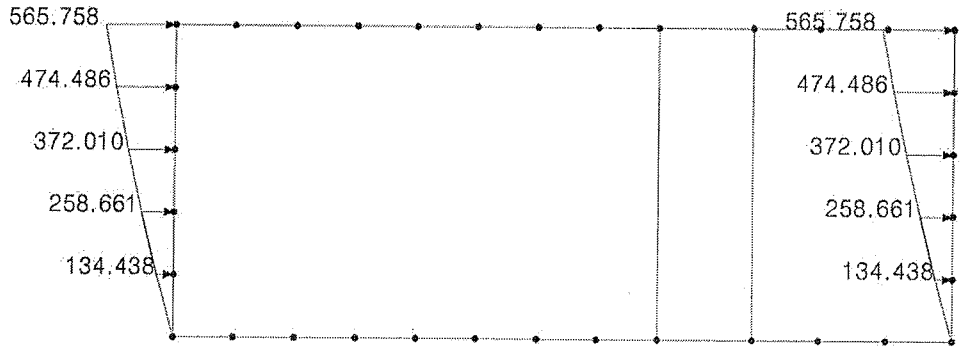



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

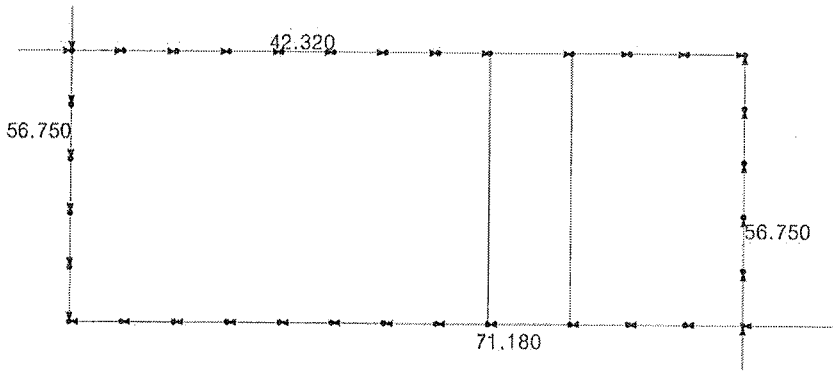
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



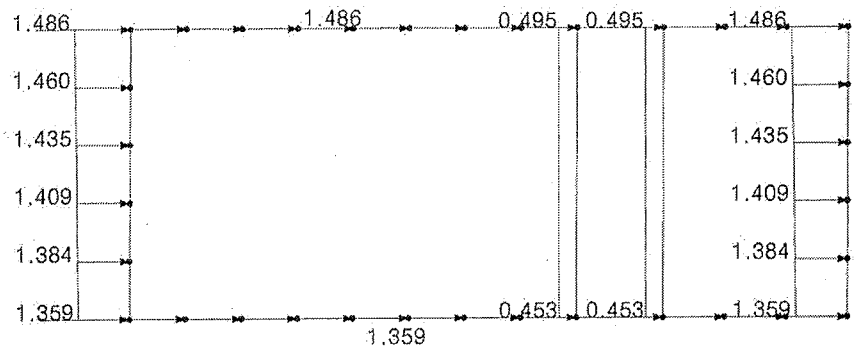

16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

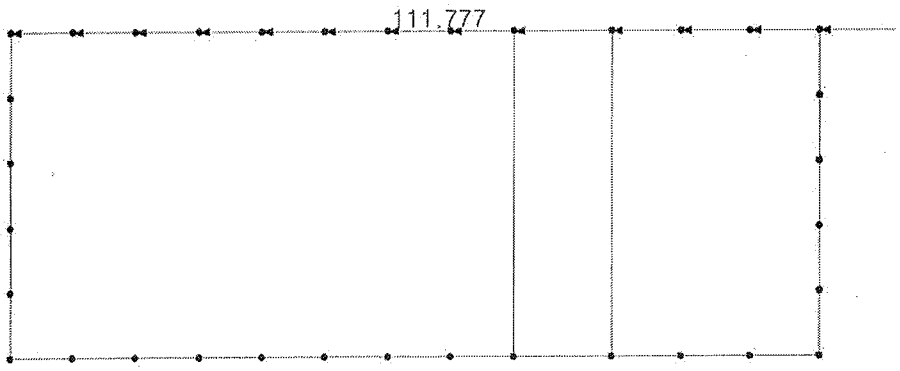


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

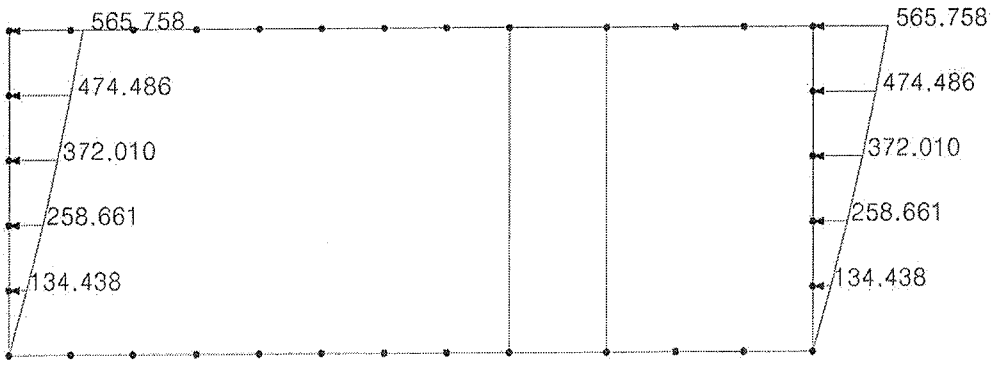



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

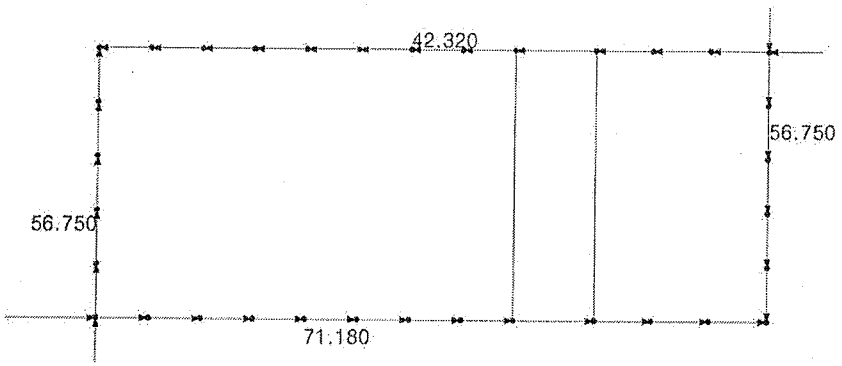
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



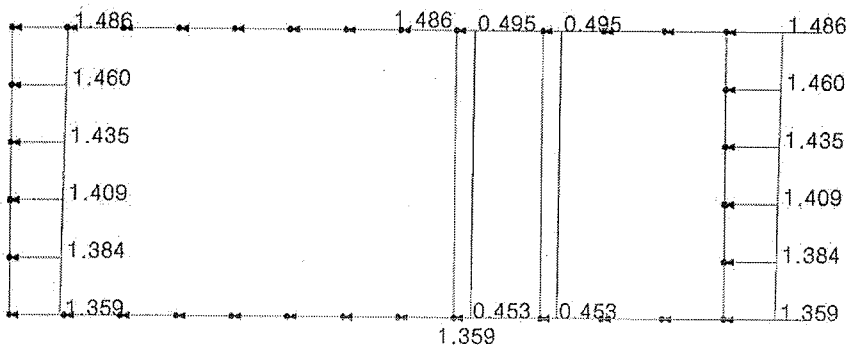

20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

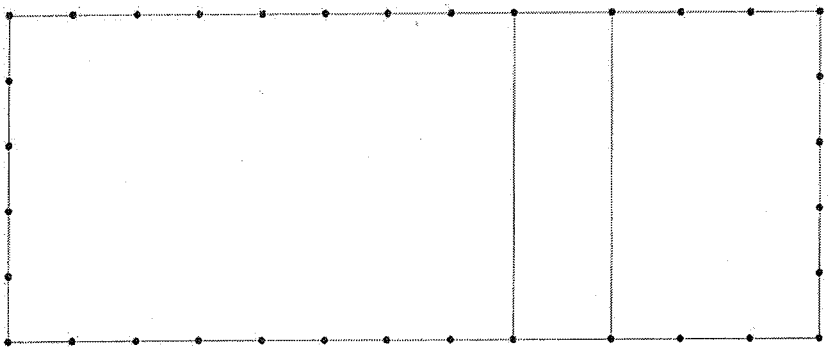



22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

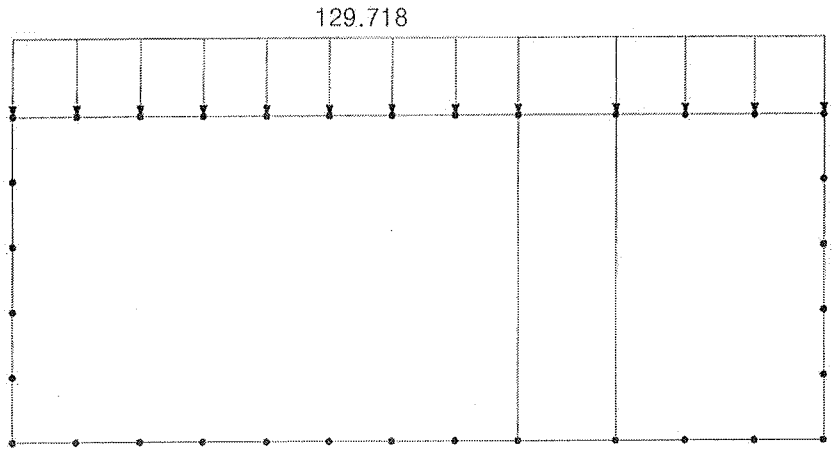


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

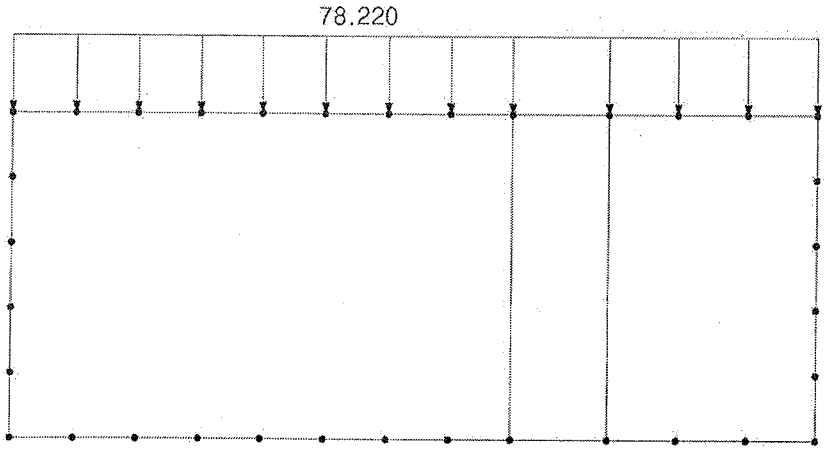
1) CASE1 - 구체자중(SW)



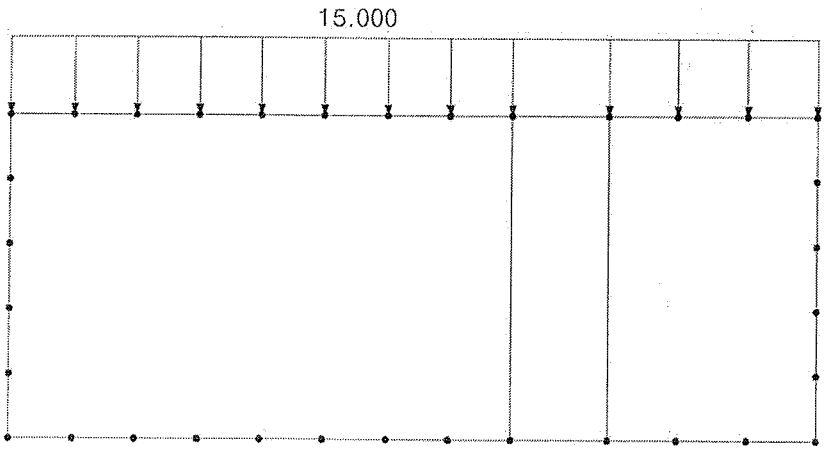
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



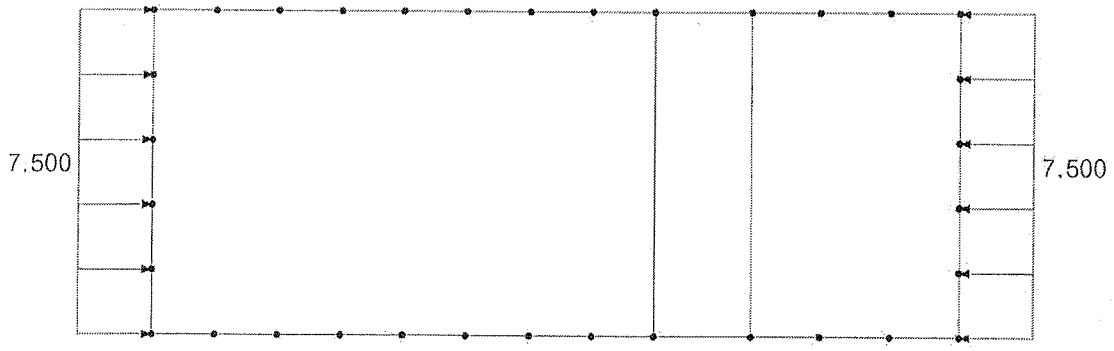
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



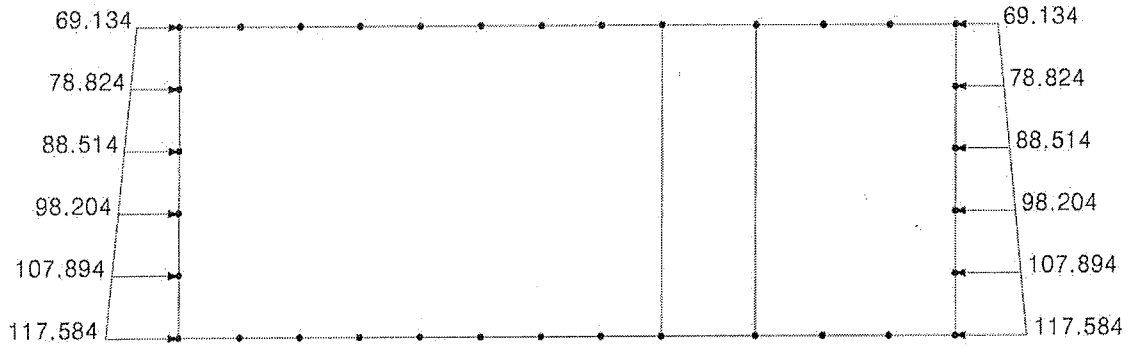

4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



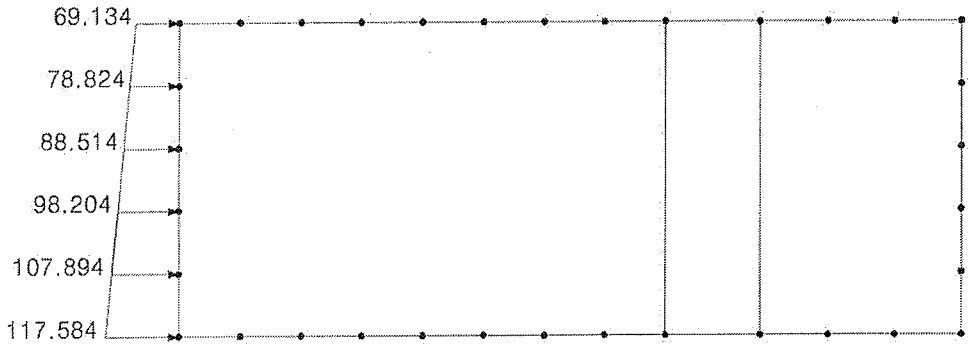

5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



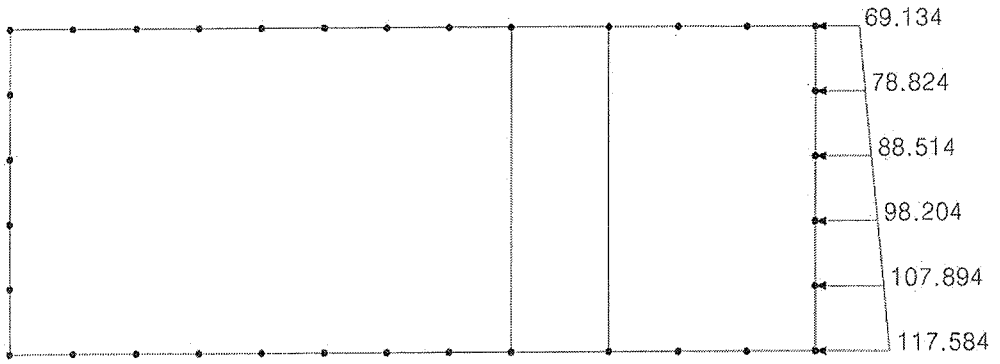
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



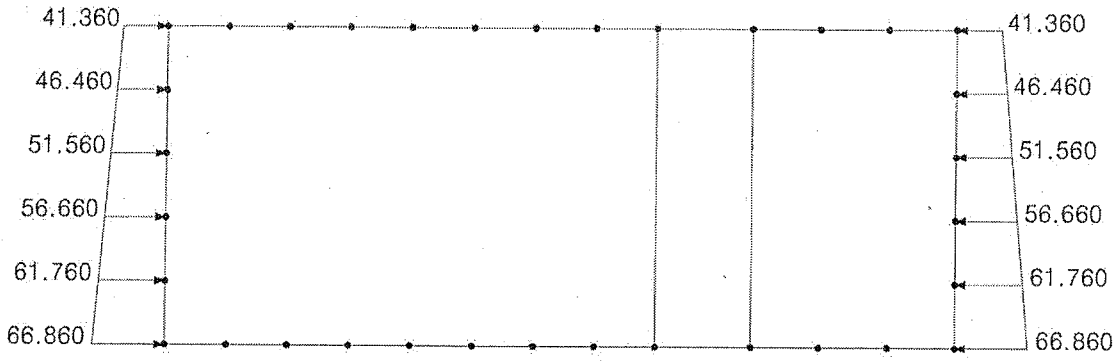

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



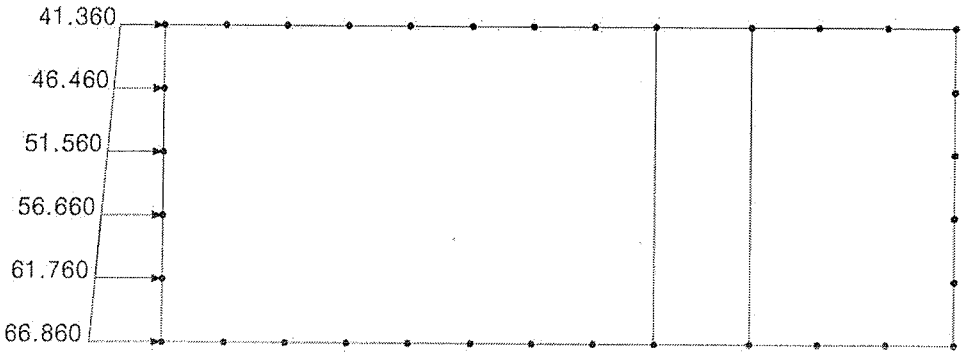

8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



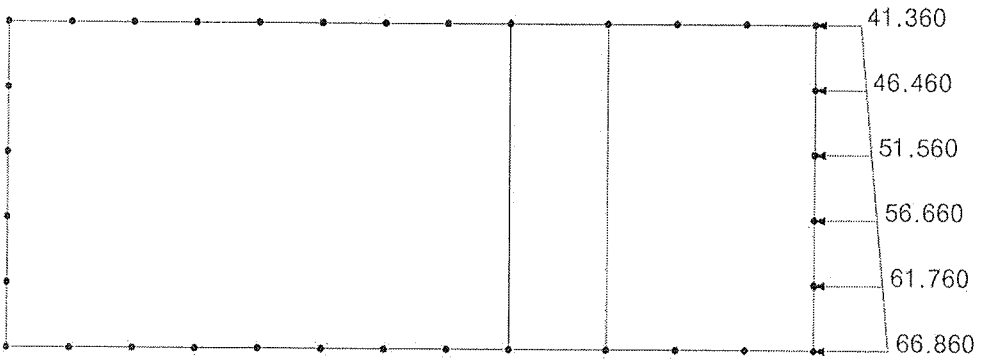
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



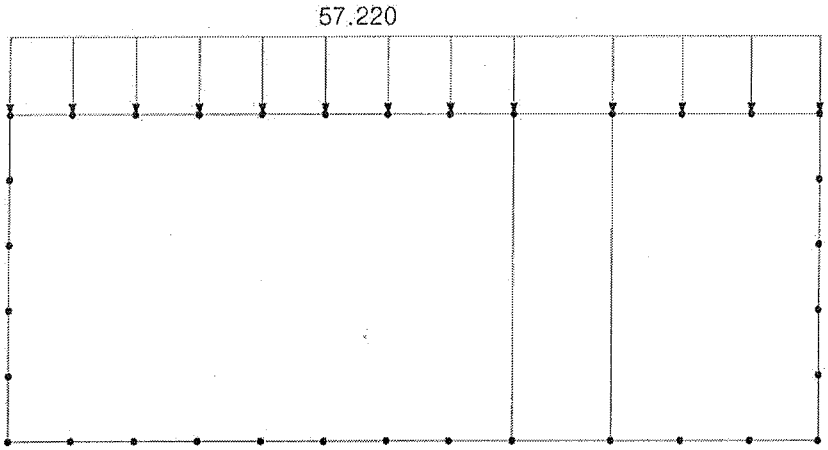

10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



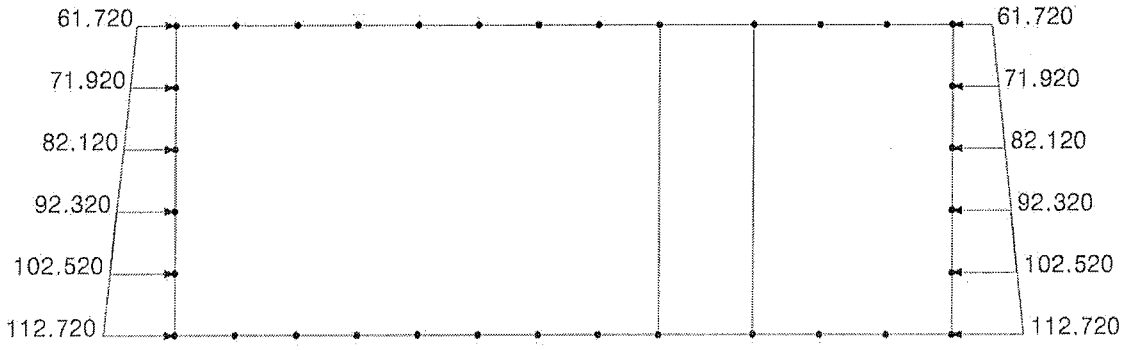

11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



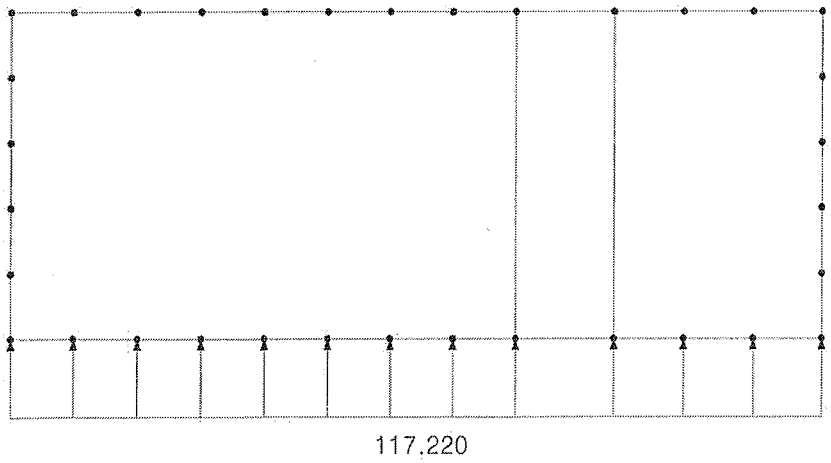
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)




13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

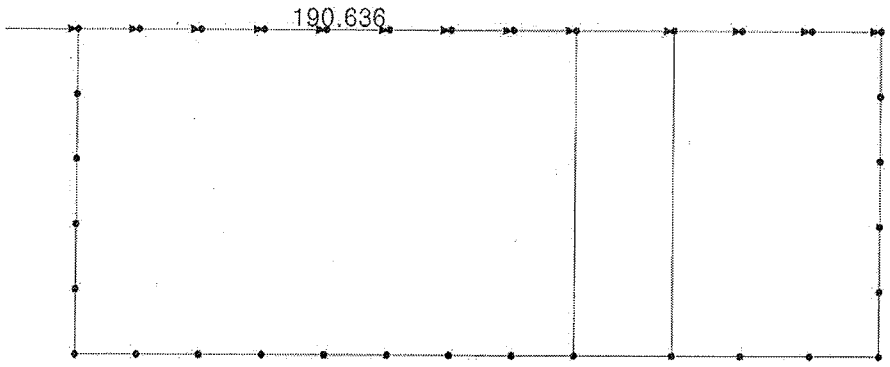



14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

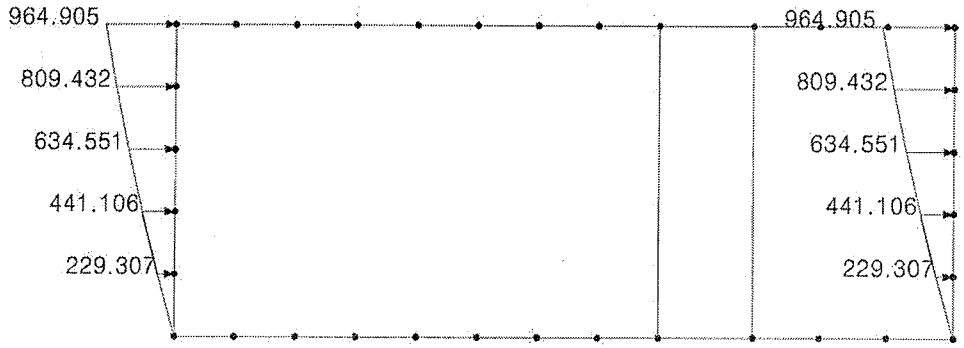



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

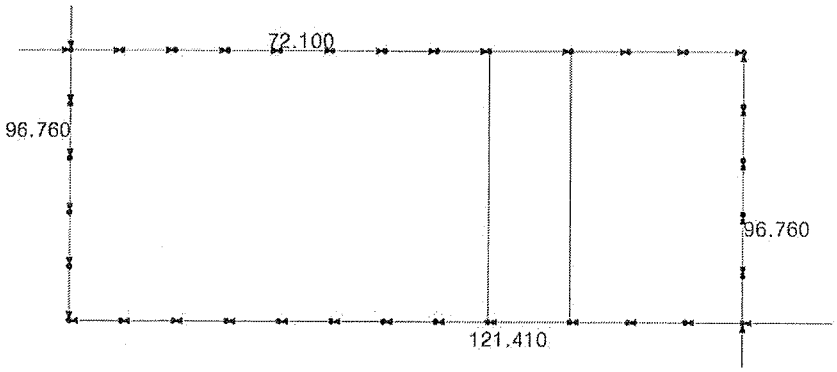
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



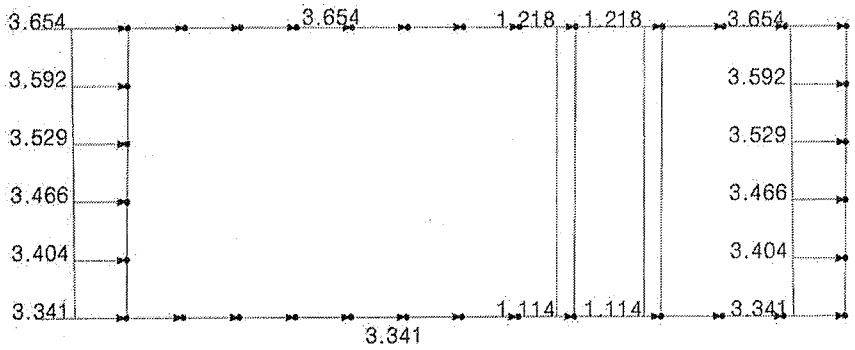

16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)




17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

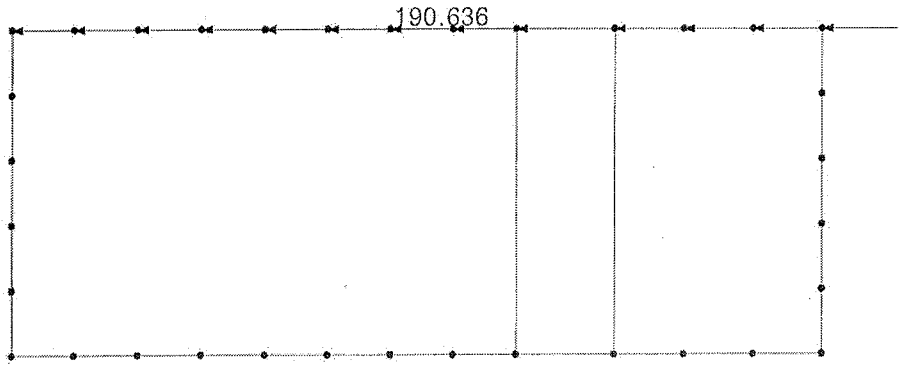


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

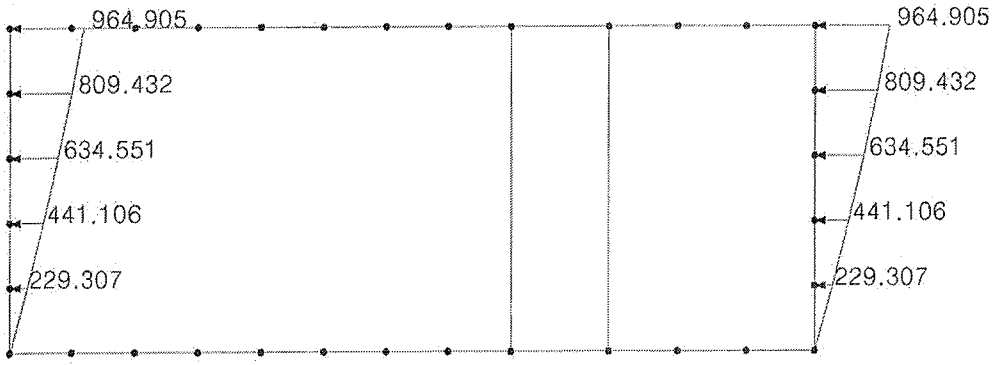



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

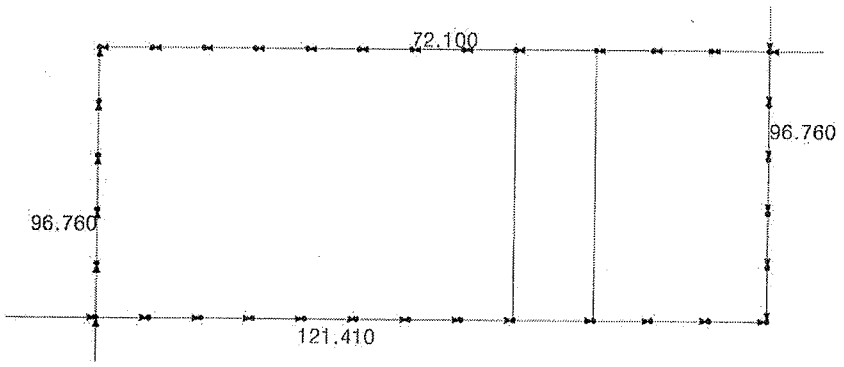
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



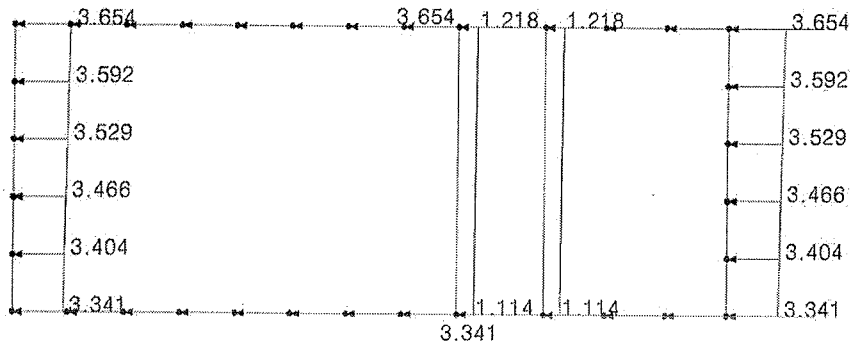

20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)




22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 6.722 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | 1.200 | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

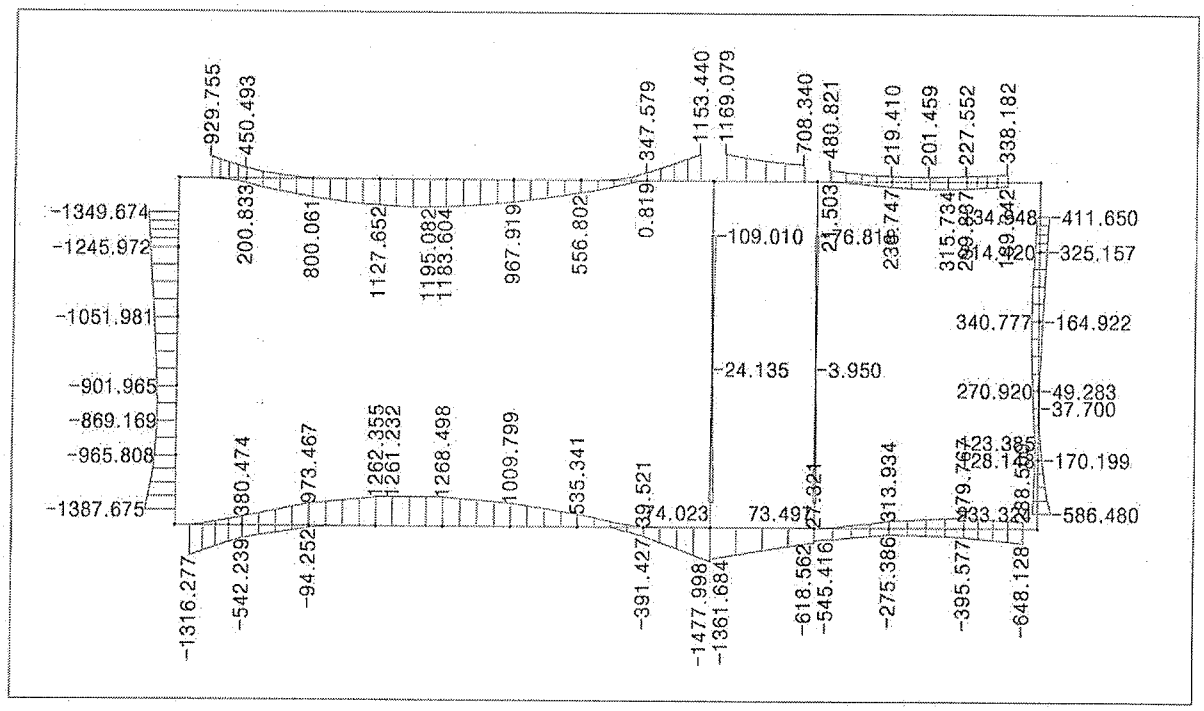
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

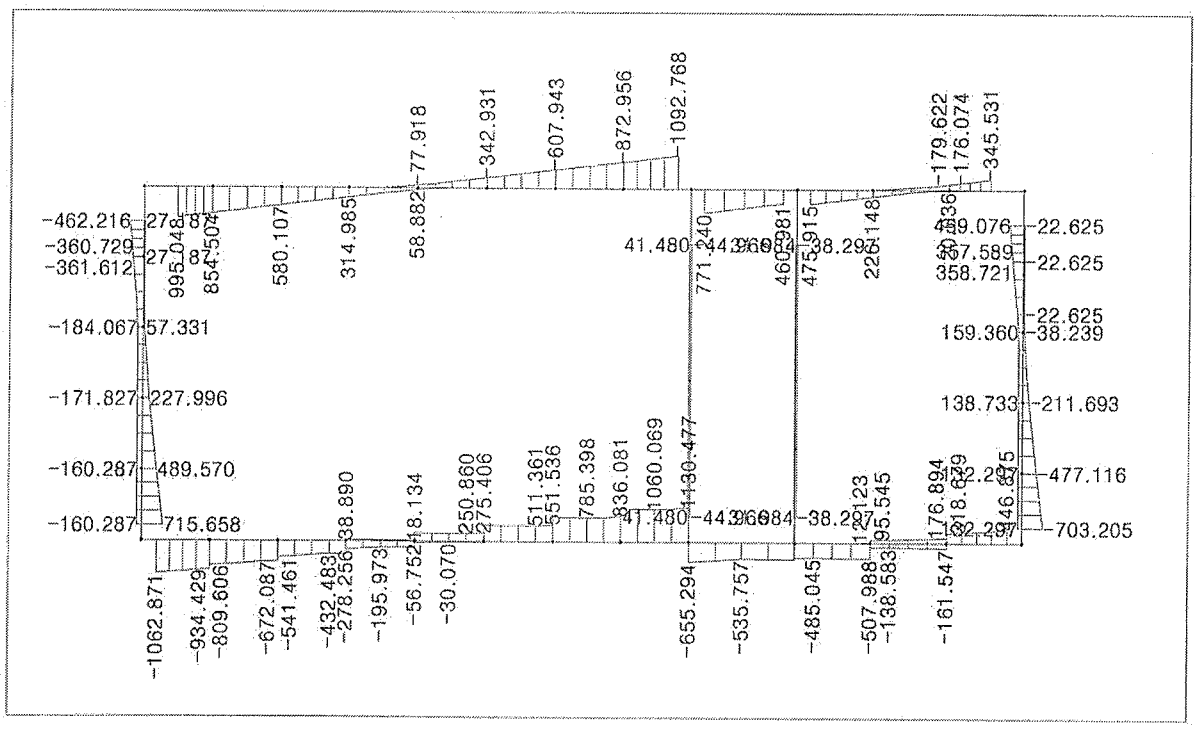
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

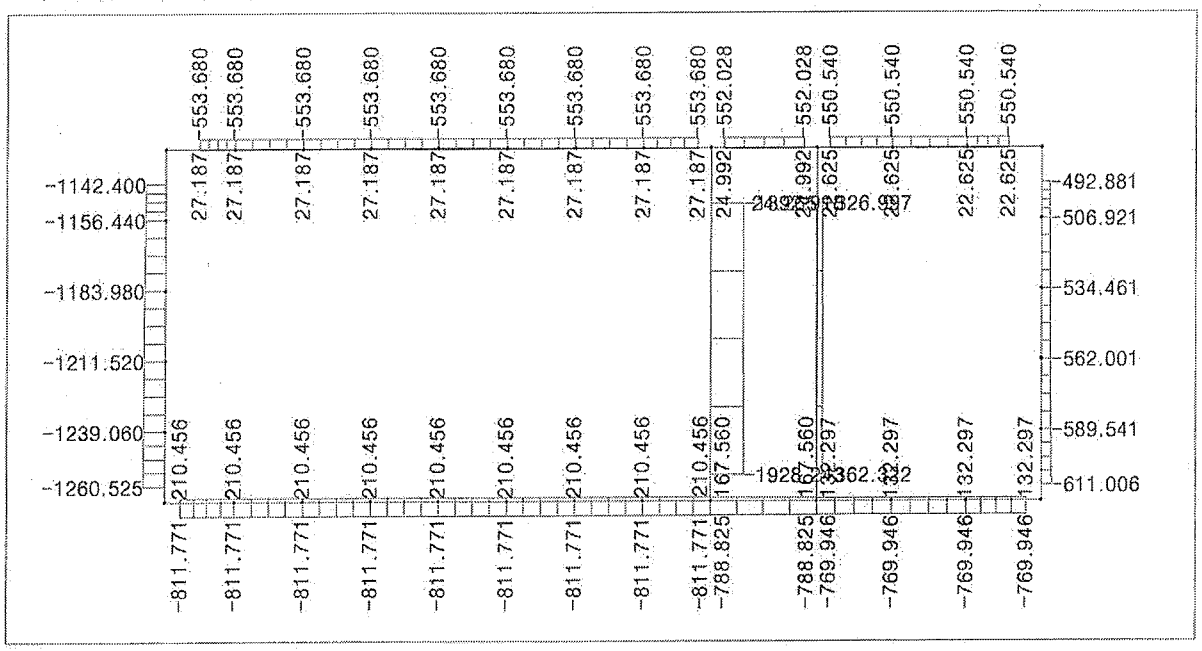
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



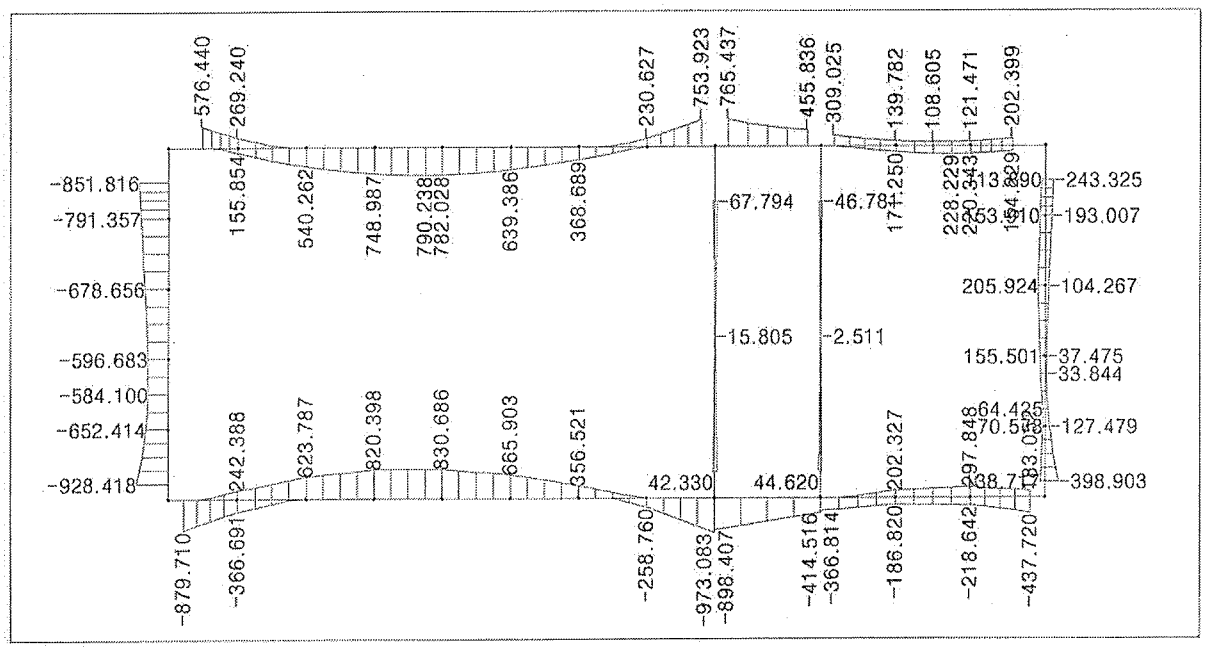

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



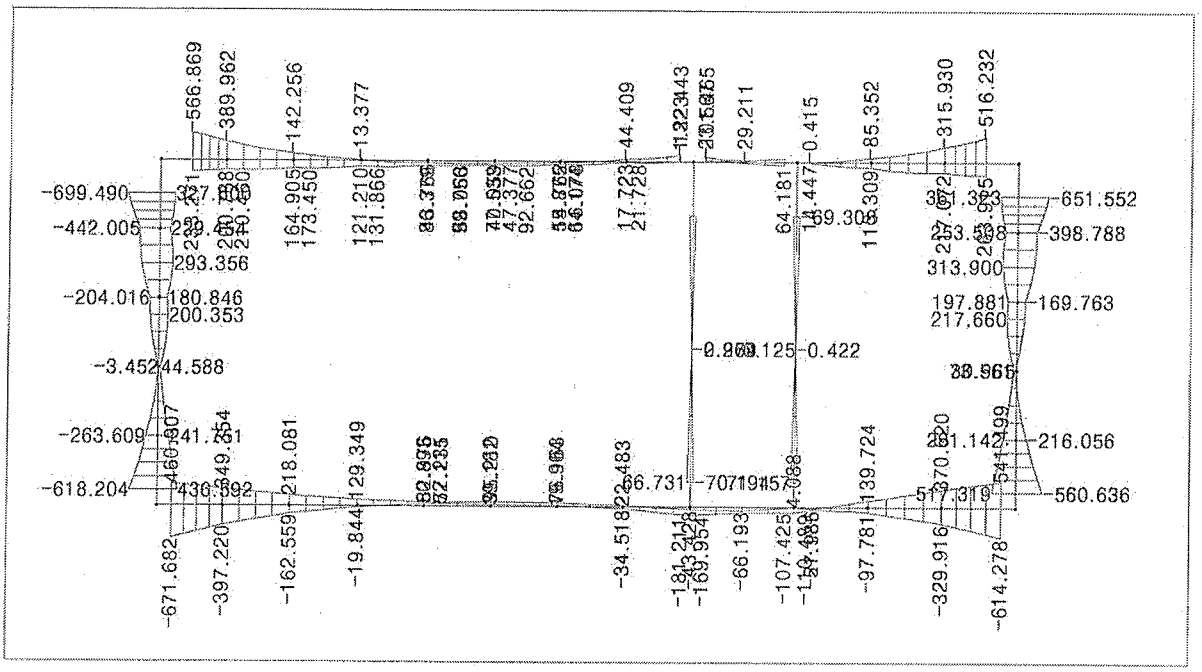
5) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | 모멘트 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 929.76 | 794.27 | 553.68 | 576.44 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 0.00 | 794.27 | 553.68 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 1195.08 | 116.17 | 553.68 | 790.24 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 1153.44 | 892.65 | 553.68 | 753.92 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 0.00 | 892.65 | 553.68 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 6 | 1169.08 | 577.33 | 552.03 | 765.44 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 7 | 777.57 | 538.55 | 552.03 | 503.75 | 1000.00 | 950.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 0.00 | 538.55 | 552.03 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 9 | 708.34 | 654.89 | 552.03 | 455.84 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 10 | 0.00 | 654.89 | 552.03 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 3 경간 | 좌측 (상면) | 11 | 480.82 | 275.12 | 550.54 | 309.03 | 1000.00 | 1049.98 | |
| | | 좌측 (하면) | 12 | 21.50 | 275.12 | 550.54 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 13 | 266.92 | 260.73 | 550.54 | 154.79 | 1000.00 | 944.42 | |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | 257.54 | 260.73 | 550.54 | 195.66 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | 338.18 | 150.57 | 550.54 | 202.40 | 1000.00 | 1049.95 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | 189.34 | 150.57 | 550.54 | 154.23 | 1000.00 | 900.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 17 | 0.00 | 773.48 | 811.77 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | 1316.28 | 773.48 | 811.77 | 879.71 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 19 | 1268.50 | 271.62 | 811.77 | 830.69 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 20 | 0.00 | 1071.88 | 811.77 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 21 | 1478.00 | 1071.88 | 811.77 | 973.08 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 22 | 1361.68 | 539.81 | 788.83 | 898.41 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 23 | 0.00 | 546.56 | 788.83 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 24 | 810.82 | 546.56 | 788.83 | 540.89 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 25 | 27.32 | 556.50 | 788.83 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 26 | 618.56 | 556.50 | 788.83 | 414.52 | 1000.00 | 900.00 | |

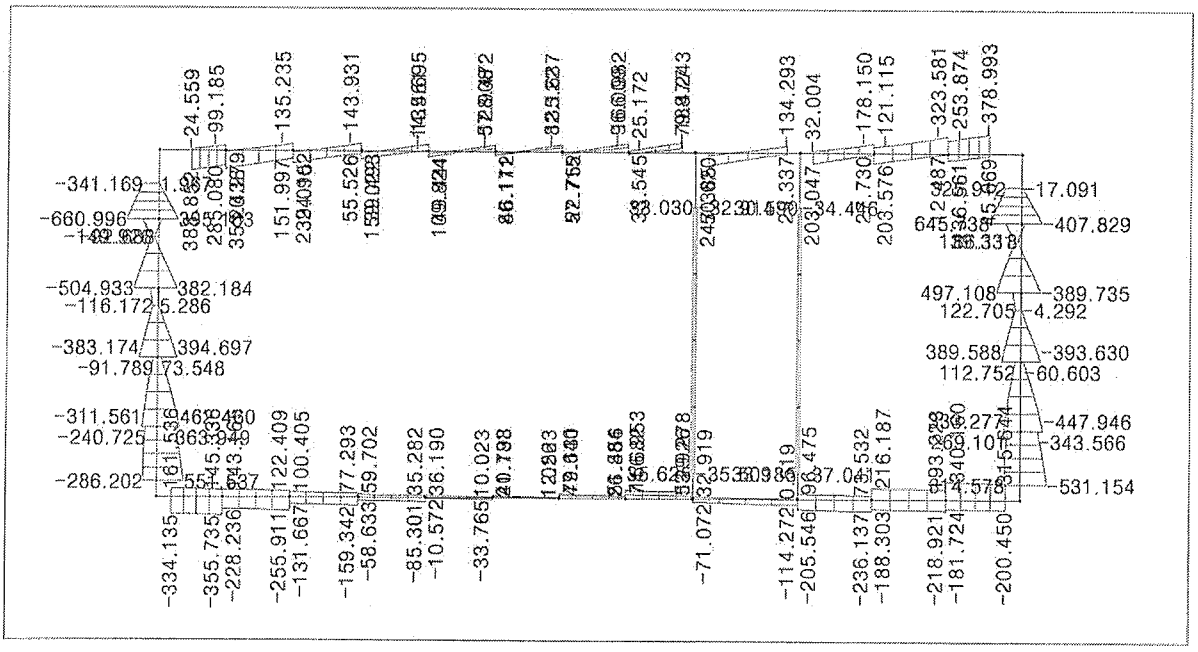
| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 3 경간 | 좌측 | 27 | 545.42 | 503.04 | 769.95 | 366.81 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 28 | 429.13 | 337.53 | 769.95 | 265.12 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 29 | 451.25 | 337.53 | 769.95 | 266.90 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 30 | 288.50 | 166.97 | 769.95 | 183.05 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 31 | 648.13 | 166.97 | 769.95 | 437.72 | 1000.00 | 900.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 32 | 1349.67 | 462.22 | 1142.40 | 851.82 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 상부 (내측) | 33 | 0.00 | 462.22 | 1142.40 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 34 | 959.67 | 181.01 | 1197.75 | 625.23 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 35 | 0.00 | 181.01 | 1197.75 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 36 | 1387.68 | 714.20 | 1260.53 | 928.42 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 37 | 0.00 | 714.20 | 1260.53 | 0.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 38 | 411.65 | 459.08 | 492.88 | 243.33 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 상부 (내측) | 39 | 134.95 | 459.08 | 492.88 | 113.89 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 40 | 89.49 | 147.91 | 548.23 | 60.56 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 41 | 322.10 | 147.91 | 548.23 | 190.74 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 42 | 586.48 | 701.75 | 611.01 | 398.90 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 43 | 233.32 | 701.75 | 611.01 | 138.72 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 44 | 67.92 | 44.97 | 1892.92 | 37.22 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 45 | 109.01 | 44.97 | 1892.92 | 67.79 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 46 | 31.93 | 44.97 | 1919.41 | 15.70 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 47 | 62.83 | 44.97 | 1919.41 | 40.52 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 48 | 74.02 | 44.97 | 1928.24 | 42.33 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 49 | 101.53 | 44.97 | 1928.24 | 65.23 | 1000.00 | 300.00 | |
| | 2 련 | 상부 (좌측) | 50 | 60.35 | 38.30 | 327.00 | 36.03 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 51 | 76.82 | 38.30 | 327.00 | 46.78 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 52 | 35.92 | 38.30 | 353.49 | 21.77 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 53 | 33.81 | 38.30 | 353.49 | 21.29 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 54 | 73.50 | 38.30 | 362.32 | 44.62 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 55 | 65.19 | 38.30 | 362.32 | 40.40 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

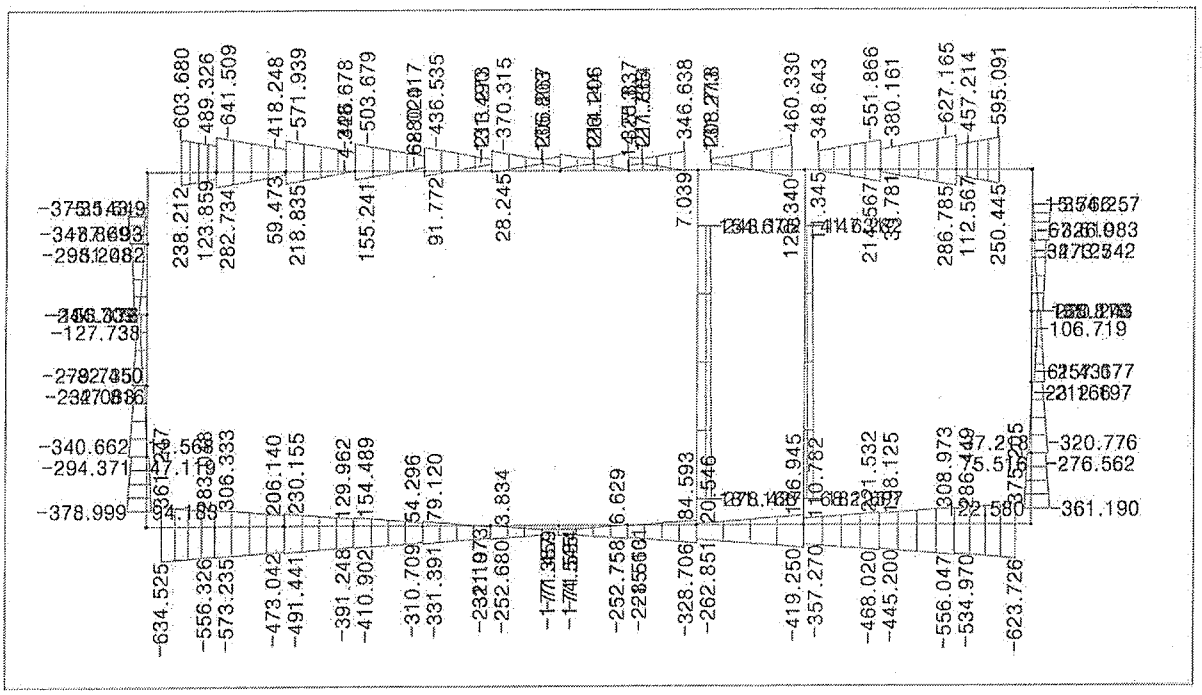
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



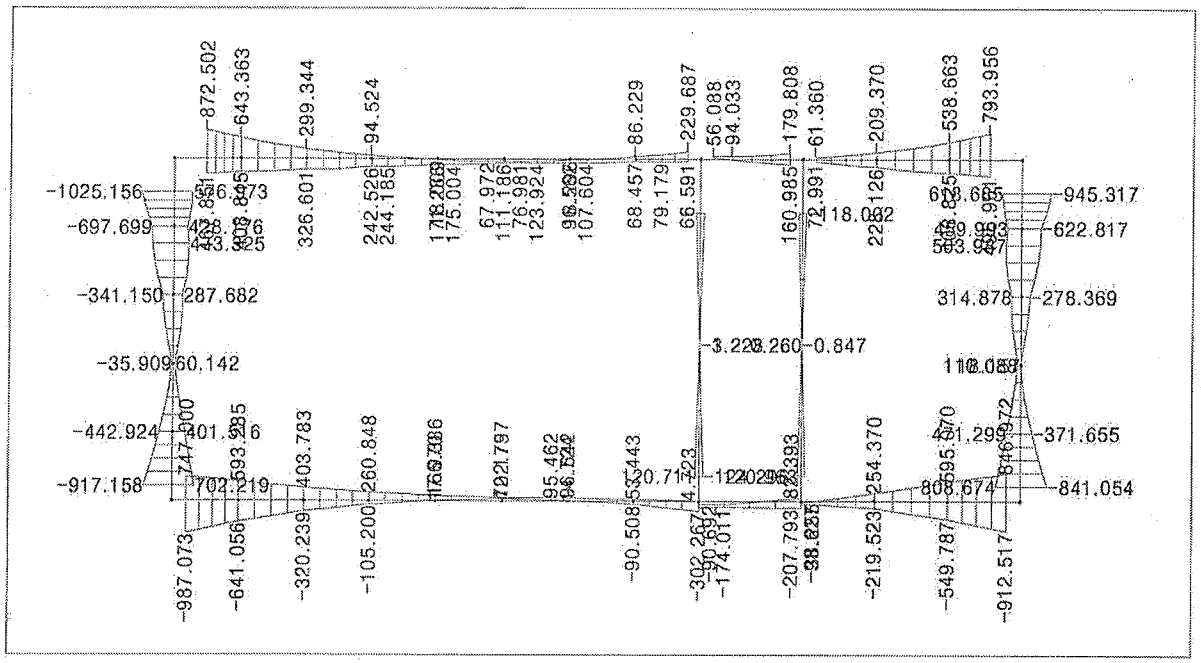
4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 566.87 | 308.96 | 603.68 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 233.27 | 308.96 | 603.68 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 114.24 | 85.09 | 336.23 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 132.44 | 40.00 | 346.64 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 0.00 | 40.00 | 346.64 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 6 | 101.47 | 99.61 | 208.72 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 7 | 42.82 | 75.00 | 394.99 | 1000.00 | 950.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 49.22 | 75.00 | 394.99 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 9 | 74.21 | 158.44 | 460.33 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 10 | 64.18 | 158.44 | 460.33 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 3 경간 | 좌측 (상면) | 11 | 0.42 | 141.99 | 348.64 | 1000.00 | 1049.98 | |
| | | 좌측 (하면) | 12 | 14.45 | 141.99 | 348.64 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 13 | 406.18 | 316.38 | 526.15 | 1000.00 | 944.42 | |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | 250.39 | 316.38 | 526.15 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | 516.23 | 300.44 | 595.09 | 1000.00 | 1049.95 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | 263.92 | 300.44 | 595.09 | 1000.00 | 900.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 17 | 460.91 | 234.31 | 634.53 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | 671.68 | 234.31 | 634.53 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 19 | 82.98 | 36.19 | 310.71 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 20 | 0.00 | 154.93 | 328.71 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 21 | 181.21 | 154.93 | 328.71 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 22 | 169.95 | 96.72 | 262.85 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 23 | 0.00 | 103.47 | 380.15 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 24 | 111.45 | 103.47 | 380.15 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 25 | 4.09 | 88.62 | 419.25 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 26 | 107.43 | 88.62 | 419.25 | 1000.00 | 900.00 | |

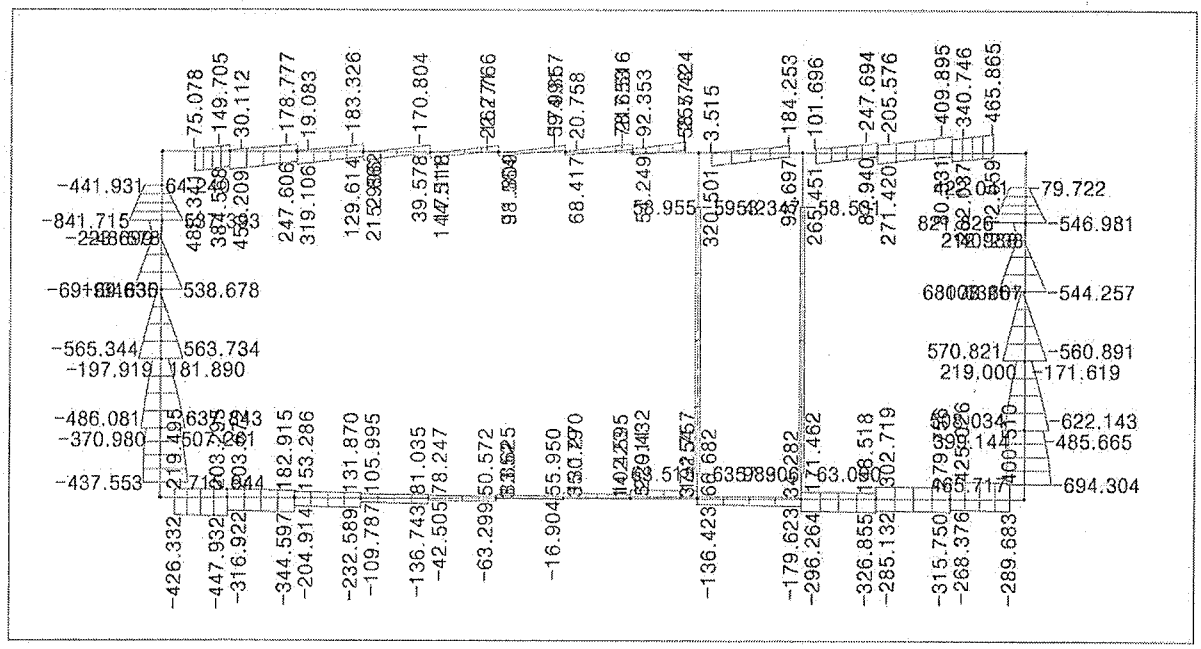
| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 3 경간 | 좌측 | 27 | 110.49 | 231.19 | 357.27 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 28 | 411.25 | 334.03 | 557.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 29 | 402.57 | 334.03 | 557.16 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 30 | 541.50 | 215.78 | 623.73 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 31 | 614.28 | 215.78 | 623.73 | 1000.00 | 900.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 32 | 699.49 | 341.17 | 375.14 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 상부 (내측) | 33 | 327.60 | 341.17 | 375.14 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 34 | 154.85 | 116.17 | 284.83 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 35 | 182.53 | 116.17 | 284.83 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 36 | 618.20 | 550.62 | 379.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 37 | 436.59 | 550.62 | 379.00 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 38 | 651.55 | 325.91 | 354.26 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 상부 (내측) | 39 | 361.32 | 325.91 | 354.26 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 40 | 117.32 | 122.71 | 260.37 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 41 | 200.18 | 122.71 | 260.37 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 42 | 560.64 | 530.24 | 361.19 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 43 | 517.32 | 530.24 | 361.19 | 1000.00 | 900.00 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 44 | 65.10 | 33.35 | 243.10 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 45 | 68.17 | 33.35 | 243.10 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 46 | 32.21 | 34.99 | 269.60 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 47 | 35.55 | 34.99 | 269.60 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 48 | 66.73 | 35.05 | 278.43 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 49 | 70.19 | 35.05 | 278.43 | 1000.00 | 300.00 | |
| | 2 련 | 상부 (좌측) | 50 | 61.25 | 34.45 | 147.28 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 51 | 69.31 | 34.45 | 147.28 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 52 | 35.16 | 36.41 | 173.78 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 53 | 31.71 | 36.41 | 173.78 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 54 | 71.16 | 36.85 | 182.61 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 55 | 63.96 | 36.85 | 182.61 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

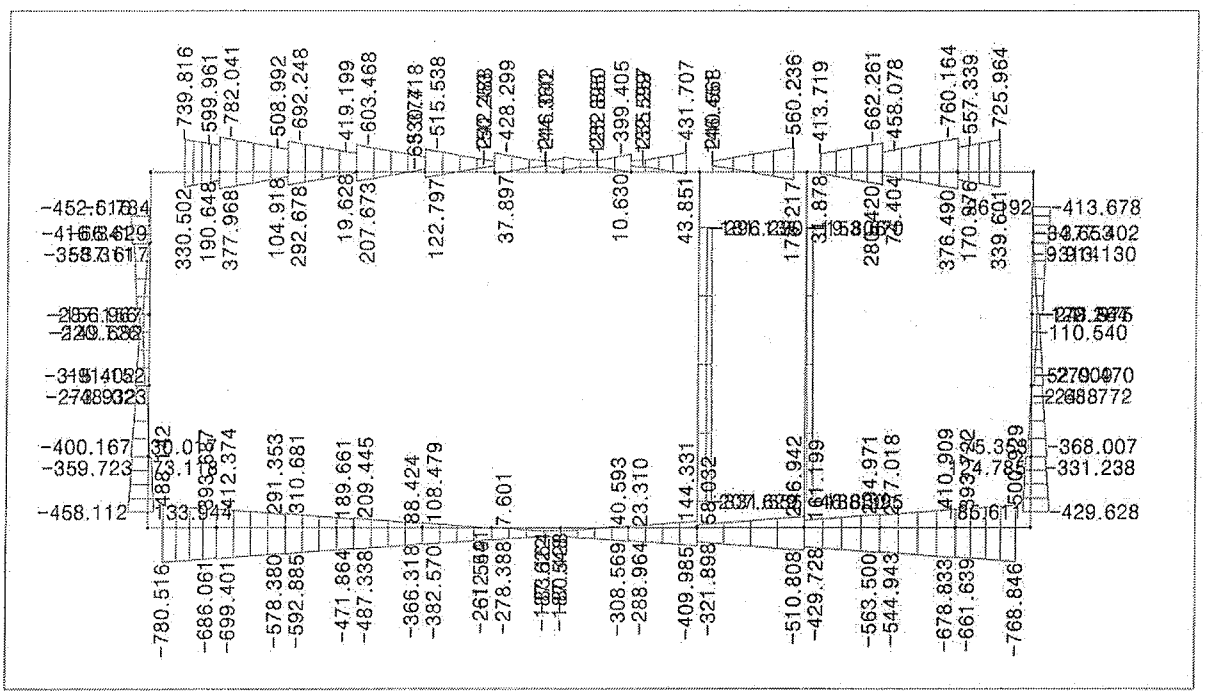
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 872.50 | 405.74 | 739.82 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 467.85 | 405.74 | 739.82 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 3 | 208.57 | 120.20 | 398.68 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | 229.69 | 107.18 | 431.71 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | 66.59 | 107.18 | 431.71 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 6 | 101.02 | 172.25 | 240.57 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 7 | 133.43 | 142.61 | 480.32 | 1000.00 | 950.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 125.21 | 142.61 | 480.32 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 9 | 179.81 | 231.55 | 560.24 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 우측 (하면) | 10 | 160.99 | 231.55 | 560.24 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 3 경간 | 좌측 (상면) | 11 | 61.36 | 211.53 | 413.72 | 1000.00 | 1049.98 | |
| | | 좌측 (하면) | 12 | 72.99 | 211.53 | 413.72 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 13 | 656.41 | 403.25 | 641.65 | 1000.00 | 944.42 | |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | 462.79 | 403.25 | 641.65 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | 793.96 | 386.76 | 725.96 | 1000.00 | 1049.95 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | 496.96 | 386.76 | 725.96 | 1000.00 | 900.00 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 17 | 747.00 | 323.00 | 780.52 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | 987.07 | 323.00 | 780.52 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 | 19 | 166.39 | 78.25 | 366.32 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 20 | 4.72 | 218.41 | 409.99 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 21 | 302.27 | 218.41 | 409.99 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 22 | 203.43 | 162.07 | 321.90 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 23 | 21.93 | 168.82 | 463.58 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 24 | 200.85 | 168.82 | 463.58 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 25 | 82.39 | 153.97 | 510.81 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 26 | 207.79 | 153.97 | 510.81 | 1000.00 | 900.00 | |
| | 3 경간 | 좌측 | 27 | 98.63 | 321.91 | 429.73 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (상면) | 28 | 655.96 | 418.90 | 688.44 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (하면) | 29 | 642.03 | 418.90 | 688.44 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (상면) | 30 | 846.97 | 312.61 | 768.85 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 우측 (하면) | 31 | 912.52 | 312.61 | 768.85 | 1000.00 | 900.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 32 | 1025.16 | 441.93 | 452.62 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 상부 (내측) | 33 | 576.97 | 441.93 | 452.62 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 34 | 235.75 | 227.21 | 340.52 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 35 | 239.83 | 227.21 | 340.52 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 36 | 917.16 | 714.95 | 458.11 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 37 | 702.22 | 714.95 | 458.11 | 1000.00 | 900.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 38 | 945.32 | 422.04 | 413.68 | 1000.00 | 1050.00 | |
| | | 상부 (내측) | 39 | 618.69 | 422.04 | 413.68 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (외측) | 40 | 170.18 | 232.83 | 295.34 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 중앙부 (내측) | 41 | 268.48 | 232.83 | 295.34 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (외측) | 42 | 841.05 | 693.31 | 429.63 | 1000.00 | 900.00 | |
| | | 하부 (내측) | 43 | 808.67 | 693.31 | 429.63 | 1000.00 | 900.00 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 44 | 116.77 | 59.98 | 296.23 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 45 | 122.13 | 59.98 | 296.23 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 46 | 58.60 | 62.87 | 322.72 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 47 | 62.61 | 62.87 | 322.72 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 48 | 120.71 | 62.97 | 331.56 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 49 | 124.30 | 62.97 | 331.56 | 1000.00 | 300.00 | |
| | 2 련 | 상부 (좌측) | 50 | 107.02 | 58.53 | 153.67 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 상부 (우측) | 51 | 118.00 | 58.53 | 153.67 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 52 | 59.63 | 61.98 | 180.16 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 (우측) | 53 | 55.14 | 61.98 | 180.16 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (좌측) | 54 | 120.96 | 62.76 | 189.00 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 하부 (우측) | 55 | 111.42 | 62.76 | 189.00 | 1000.00 | 300.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 통괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -929.76 | - | -872.50 | -566.87 | -929.76 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | - | - | 467.85 | 233.27 | 467.85 | |
| | | 중앙부 | 3 | 1195.08 | - | 208.57 | 114.24 | 1195.08 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -1153.44 | - | -229.69 | -132.44 | -1153.44 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | - | - | 66.59 | - | 66.59 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 6 | -1169.08 | - | -101.02 | -101.47 | -1169.08 | |
| | | 중앙부 (상면) | 7 | -777.57 | - | -133.43 | -42.82 | -777.57 | |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | - | - | 125.21 | 49.22 | 125.21 | |
| | | 우측 (상면) | 9 | -708.34 | - | -179.81 | -74.21 | -708.34 | |
| | | 우측 (하면) | 10 | - | - | 160.99 | 64.18 | 160.99 | |
| | 3 경간 | 좌측 (상면) | 11 | -480.82 | - | -61.36 | -0.42 | -480.82 | |
| | | 좌측 (하면) | 12 | 21.50 | - | 72.99 | 14.45 | 72.99 | |
| | | 중앙부 (상면) | 13 | -266.92 | - | -656.41 | -406.18 | -656.41 | |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | 257.54 | - | 462.79 | 250.39 | 462.79 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | -338.18 | - | -793.96 | -516.23 | -793.96 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | 189.34 | - | 496.96 | 263.92 | 496.96 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 17 | - | - | 747.00 | 460.91 | 747.00 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | -1316.28 | - | -987.07 | -671.68 | -1316.28 | |
| | | 중앙부 | 19 | 1268.50 | - | 166.39 | 82.98 | 1268.50 | |
| | | 우측 (상면) | 20 | - | - | 4.72 | - | 4.72 | |
| | | 우측 (하면) | 21 | -1478.00 | - | -302.27 | -181.21 | -1478.00 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 22 | -1361.68 | - | -203.43 | -169.95 | -1361.68 | |
| | | 중앙부 (상면) | 23 | - | - | 21.93 | - | 21.93 | |
| | | 중앙부 (하면) | 24 | -810.82 | - | -200.85 | -111.45 | -810.82 | |
| | | 우측 (상면) | 25 | 27.32 | - | 82.39 | 4.09 | 82.39 | |
| | | 우측 (하면) | 26 | -618.56 | - | -207.79 | -107.43 | -618.56 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 3 경간 | 좌측 | 27 | -545.42 | - | -98.63 | -110.49 | -545.42 | |
| | | 중앙부 (상면) | 28 | 429.13 | - | 655.96 | 411.25 | 655.96 | |
| | | 중앙부 (하면) | 29 | -451.25 | - | -642.03 | -402.57 | -642.03 | |
| | | 우측 (상면) | 30 | 288.50 | - | 846.97 | 541.50 | 846.97 | |
| | | 우측 (하면) | 31 | -648.13 | - | -912.52 | -614.28 | -912.52 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 32 | -1349.67 | - | -1025.16 | -699.49 | -1349.67 | |
| | | 상부 (내측) | 33 | - | - | 576.97 | 327.60 | 576.97 | |
| | | 중앙부 (외측) | 34 | -959.67 | - | -235.75 | -154.85 | -959.67 | |
| | | 중앙부 (내측) | 35 | - | - | 239.83 | 182.53 | 239.83 | |
| | | 하부 (외측) | 36 | -1387.68 | - | -917.16 | -618.20 | -1387.68 | |
| | | 하부 (내측) | 37 | - | - | 702.22 | 436.59 | 702.22 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 38 | -411.65 | - | -945.32 | -651.55 | -945.32 | |
| | | 상부 (내측) | 39 | 134.95 | - | 618.69 | 361.32 | 618.69 | |
| | | 중앙부 (외측) | 40 | -89.49 | - | -170.18 | -117.32 | -170.18 | |
| | | 중앙부 (내측) | 41 | 322.10 | - | 268.48 | 200.18 | 322.10 | |
| | | 하부 (외측) | 42 | -586.48 | - | -841.05 | -560.64 | -841.05 | |
| | | 하부 (내측) | 43 | 233.32 | - | 808.67 | 517.32 | 808.67 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 44 | 67.92 | - | 116.77 | 65.10 | 116.77 | |
| | | 상부 (우측) | 45 | -109.01 | - | -122.13 | -68.17 | -122.13 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 46 | 31.93 | - | 58.60 | 32.21 | 58.60 | |
| | | 중앙부 (우측) | 47 | -62.83 | - | -62.61 | -35.55 | -62.83 | |
| | | 하부 (좌측) | 48 | 74.02 | - | 120.71 | 66.73 | 120.71 | |
| | | 하부 (우측) | 49 | -101.53 | - | -124.30 | -70.19 | -124.30 | |
| | 2 련 | 상부 (좌측) | 50 | 60.35 | - | 107.02 | 61.25 | 107.02 | |
| | | 상부 (우측) | 51 | -76.82 | - | -118.00 | -69.31 | -118.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 52 | 35.92 | - | 59.63 | 35.16 | 59.63 | |
| | | 중앙부 (우측) | 53 | -33.81 | - | -55.14 | -31.71 | -55.14 | |
| | | 하부 (좌측) | 54 | 73.50 | - | 120.96 | 71.16 | 120.96 | |
| | | 하부 (우측) | 55 | -65.19 | - | -111.42 | -63.96 | -111.42 | |

2) 전단력

(kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | 794.27 | - | 405.74 | 308.96 | 794.27 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | 794.27 | - | 405.74 | 308.96 | 794.27 | |
| | | 중앙부 | 3 | 116.17 | - | -120.20 | -85.09 | -120.20 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -892.65 | - | -107.18 | -40.00 | -892.65 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | -892.65 | - | -107.18 | -40.00 | -892.65 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 6 | 577.33 | - | 172.25 | 99.61 | 577.33 | |
| | | 중앙부 (상면) | 7 | 538.55 | - | 142.61 | -75.00 | 538.55 | |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 538.55 | - | 142.61 | -75.00 | 538.55 | |
| | | 우측 (상면) | 9 | 654.89 | - | 231.55 | 158.44 | 654.89 | |
| | | 우측 (하면) | 10 | 654.89 | - | 231.55 | 158.44 | 654.89 | |
| | 3 경간 | 좌측 (상면) | 11 | 275.12 | - | -211.53 | -141.99 | 275.12 | |
| | | 좌측 (하면) | 12 | 275.12 | - | -211.53 | -141.99 | 275.12 | |
| | | 중앙부 (상면) | 13 | -260.73 | - | -403.25 | -316.38 | -403.25 | |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | -260.73 | - | -403.25 | -316.38 | -403.25 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | -150.57 | - | -386.76 | -300.44 | -386.76 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | -150.57 | - | -386.76 | -300.44 | -386.76 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 17 | -773.48 | - | -323.00 | -234.31 | -773.48 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | -773.48 | - | -323.00 | -234.31 | -773.48 | |
| | | 중앙부 | 19 | 271.62 | - | 78.25 | 36.19 | 271.62 | |
| | | 우측 (상면) | 20 | 1071.88 | - | 218.41 | 154.93 | 1071.88 | |
| | | 우측 (하면) | 21 | 1071.88 | - | 218.41 | 154.93 | 1071.88 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 22 | -539.81 | - | -162.07 | -96.72 | -539.81 | |
| | | 중앙부 (상면) | 23 | -546.56 | - | -168.82 | -103.47 | -546.56 | |
| | | 중앙부 (하면) | 24 | -546.56 | - | -168.82 | -103.47 | -546.56 | |
| | | 우측 (상면) | 25 | -556.50 | - | -153.97 | -88.62 | -556.50 | |
| | | 우측 (하면) | 26 | -556.50 | - | -153.97 | -88.62 | -556.50 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 3 경간 | 좌측 | 27 | -503.04 | - | -321.91 | -231.19 | -503.04 | |
| | | 중앙부 (상면) | 28 | 337.53 | - | 418.90 | 334.03 | 418.90 | |
| | | 중앙부 (하면) | 29 | 337.53 | - | 418.90 | 334.03 | 418.90 | |
| | | 우측 (상면) | 30 | 166.97 | - | -312.61 | -215.78 | -312.61 | |
| | | 우측 (하면) | 31 | 166.97 | - | -312.61 | -215.78 | -312.61 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 32 | -462.22 | - | -441.93 | -341.17 | -462.22 | |
| | | 상부 (내측) | 33 | -462.22 | - | -441.93 | -341.17 | -462.22 | |
| | | 중앙부 (외측) | 34 | -181.01 | - | -227.21 | -116.17 | -227.21 | |
| | | 중앙부 (내측) | 35 | -181.01 | - | -227.21 | -116.17 | -227.21 | |
| | | 하부 (외측) | 36 | 714.20 | - | 714.95 | 550.62 | 714.95 | |
| | | 하부 (내측) | 37 | 714.20 | - | 714.95 | 550.62 | 714.95 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 38 | 459.08 | - | 422.04 | 325.91 | 459.08 | |
| | | 상부 (내측) | 39 | 459.08 | - | 422.04 | 325.91 | 459.08 | |
| | | 중앙부 (외측) | 40 | 147.91 | - | 232.83 | 122.71 | 232.83 | |
| | | 중앙부 (내측) | 41 | 147.91 | - | 232.83 | 122.71 | 232.83 | |
| | | 하부 (외측) | 42 | -701.75 | - | -693.31 | -530.24 | -701.75 | |
| | | 하부 (내측) | 43 | -701.75 | - | -693.31 | -530.24 | -701.75 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 44 | -44.97 | - | -59.98 | 33.35 | -59.98 | |
| | | 상부 (우측) | 45 | -44.97 | - | -59.98 | 33.35 | -59.98 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 46 | -44.97 | - | -62.87 | 34.99 | -62.87 | |
| | | 중앙부 (우측) | 47 | -44.97 | - | -62.87 | 34.99 | -62.87 | |
| | | 하부 (좌측) | 48 | -44.97 | - | -62.97 | 35.05 | -62.97 | |
| | | 하부 (우측) | 49 | -44.97 | - | -62.97 | 35.05 | -62.97 | |
| | 2 련 | 상부 (좌측) | 50 | -38.30 | - | -58.53 | -34.45 | -58.53 | |
| | | 상부 (우측) | 51 | -38.30 | - | -58.53 | -34.45 | -58.53 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 52 | -38.30 | - | -61.98 | -36.41 | -61.98 | |
| | | 중앙부 (우측) | 53 | -38.30 | - | -61.98 | -36.41 | -61.98 | |
| | | 하부 (좌측) | 54 | -38.30 | - | -62.76 | -36.85 | -62.76 | |
| | | 하부 (우측) | 55 | -38.30 | - | -62.76 | -36.85 | -62.76 | |

3) 축력

(kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -553.68 | - | -739.82 | -603.68 | -739.82 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | -553.68 | - | -739.82 | -603.68 | -739.82 | |
| | | 중앙부 | 3 | -553.68 | - | -398.68 | -336.23 | -553.68 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -553.68 | - | -431.71 | -346.64 | -553.68 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | -553.68 | - | -431.71 | -346.64 | -553.68 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 6 | -552.03 | - | -240.57 | -208.72 | -552.03 | |
| | | 중앙부 (상면) | 7 | -552.03 | - | -480.32 | -394.99 | -552.03 | |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | -552.03 | - | -480.32 | -394.99 | -552.03 | |
| | | 우측 (상면) | 9 | -552.03 | - | -560.24 | -460.33 | -560.24 | |
| | | 우측 (하면) | 10 | -552.03 | - | -560.24 | -460.33 | -560.24 | |
| | 3 경간 | 좌측 (상면) | 11 | -550.54 | - | -413.72 | -348.64 | -550.54 | |
| | | 좌측 (하면) | 12 | -550.54 | - | -413.72 | -348.64 | -550.54 | |
| | | 중앙부 (상면) | 13 | -550.54 | - | -641.65 | -526.15 | -641.65 | |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | -550.54 | - | -641.65 | -526.15 | -641.65 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | -550.54 | - | -725.96 | -595.09 | -725.96 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | -550.54 | - | -725.96 | -595.09 | -725.96 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 17 | -811.77 | - | -780.52 | -634.53 | -811.77 | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | -811.77 | - | -780.52 | -634.53 | -811.77 | |
| | | 중앙부 | 19 | -811.77 | - | -366.32 | -310.71 | -811.77 | |
| | | 우측 (상면) | 20 | -811.77 | - | -409.99 | -328.71 | -811.77 | |
| | | 우측 (하면) | 21 | -811.77 | - | -409.99 | -328.71 | -811.77 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 22 | -788.83 | - | -321.90 | -262.85 | -788.83 | |
| | | 중앙부 (상면) | 23 | -788.83 | - | -463.58 | -380.15 | -788.83 | |
| | | 중앙부 (하면) | 24 | -788.83 | - | -463.58 | -380.15 | -788.83 | |
| | | 우측 (상면) | 25 | -788.83 | - | -510.81 | -419.25 | -788.83 | |
| | | 우측 (하면) | 26 | -788.83 | - | -510.81 | -419.25 | -788.83 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 3 경간 | 좌측 | 27 | -769.95 | - | -429.73 | -357.27 | -769.95 | |
| | | 중앙부 (상면) | 28 | -769.95 | - | -688.44 | -557.16 | -769.95 | |
| | | 중앙부 (하면) | 29 | -769.95 | - | -688.44 | -557.16 | -769.95 | |
| | | 우측 (상면) | 30 | -769.95 | - | -768.85 | -623.73 | -769.95 | |
| | | 우측 (하면) | 31 | -769.95 | - | -768.85 | -623.73 | -769.95 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 32 | -1142.40 | - | -452.62 | -375.14 | -1142.40 | |
| | | 상부 (내측) | 33 | -1142.40 | - | -452.62 | -375.14 | -1142.40 | |
| | | 중앙부 (외측) | 34 | -1197.75 | - | -340.52 | -284.83 | -1197.75 | |
| | | 중앙부 (내측) | 35 | -1197.75 | - | -340.52 | -284.83 | -1197.75 | |
| | | 하부 (외측) | 36 | -1260.53 | - | -458.11 | -379.00 | -1260.53 | |
| | | 하부 (내측) | 37 | -1260.53 | - | -458.11 | -379.00 | -1260.53 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 38 | -492.88 | - | -413.68 | -354.26 | -492.88 | |
| | | 상부 (내측) | 39 | -492.88 | - | -413.68 | -354.26 | -492.88 | |
| | | 중앙부 (외측) | 40 | -548.23 | - | -295.34 | -260.37 | -548.23 | |
| | | 중앙부 (내측) | 41 | -548.23 | - | -295.34 | -260.37 | -548.23 | |
| | | 하부 (외측) | 42 | -611.01 | - | -429.63 | -361.19 | -611.01 | |
| | | 하부 (내측) | 43 | -611.01 | - | -429.63 | -361.19 | -611.01 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 44 | -1892.92 | - | -296.23 | -243.10 | -1892.92 | |
| | | 상부 (우측) | 45 | -1892.92 | - | -296.23 | -243.10 | -1892.92 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 46 | -1919.41 | - | -322.72 | -269.60 | -1919.41 | |
| | | 중앙부 (우측) | 47 | -1919.41 | - | -322.72 | -269.60 | -1919.41 | |
| | | 하부 (좌측) | 48 | -1928.24 | - | -331.56 | -278.43 | -1928.24 | |
| | | 하부 (우측) | 49 | -1928.24 | - | -331.56 | -278.43 | -1928.24 | |
| | 2 련 | 상부 (좌측) | 50 | -327.00 | - | -153.67 | -147.28 | -327.00 | |
| | | 상부 (우측) | 51 | -327.00 | - | -153.67 | -147.28 | -327.00 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 52 | -353.49 | - | -180.16 | -173.78 | -353.49 | |
| | | 중앙부 (우측) | 53 | -353.49 | - | -180.16 | -173.78 | -353.49 | |
| | | 하부 (좌측) | 54 | -362.32 | - | -189.00 | -182.61 | -362.32 | |
| | | 하부 (우측) | 55 | -362.32 | - | -189.00 | -182.61 | -362.32 | |

4) 사용모멘트

(kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 1 | -576.44 | - | - | - | -576.44 | |
| | | 좌측 (하면) | 2 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 | 3 | 790.24 | - | - | - | 790.24 | |
| | | 우측 (상면) | 4 | -753.92 | - | - | - | -753.92 | |
| | | 우측 (하면) | 5 | - | - | - | - | - | |
| | 2 경간 | 좌측 | 6 | -765.44 | - | - | - | -765.44 | |
| | | 중앙부 (상면) | 7 | -503.75 | - | - | - | -503.75 | |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (상면) | 9 | -455.84 | - | - | - | -455.84 | |
| | | 우측 (하면) | 10 | - | - | - | - | - | |
| | 3 경간 | 좌측 (상면) | 11 | -309.03 | - | - | - | -309.03 | |
| | | 좌측 (하면) | 12 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (상면) | 13 | -154.79 | - | - | - | -154.79 | |
| | | 중앙부 (하면) | 14 | 195.66 | - | - | - | 195.66 | |
| | | 우측 (상면) | 15 | -202.40 | - | - | - | -202.40 | |
| | | 우측 (하면) | 16 | 154.23 | - | - | - | 154.23 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 (상면) | 17 | - | - | - | - | - | |
| | | 좌측 (하면) | 18 | -879.71 | - | - | - | -879.71 | |
| | | 중앙부 | 19 | 830.69 | - | - | - | 830.69 | |
| | | 우측 (상면) | 20 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (하면) | 21 | -973.08 | - | - | - | -973.08 | |
| | 2 경간 | 좌측 | 22 | -898.41 | - | - | - | -898.41 | |
| | | 중앙부 (상면) | 23 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (하면) | 24 | -540.89 | - | - | - | -540.89 | |
| | | 우측 (상면) | 25 | - | - | - | - | - | |
| | | 우측 (하면) | 26 | -414.52 | - | - | - | -414.52 | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 3 경간 | 좌측 | 27 | -366.81 | - | - | - | -366.81 | |
| | | 중앙부 (상면) | 28 | 265.12 | - | - | - | 265.12 | |
| | | 중앙부 (하면) | 29 | -266.90 | - | - | - | -266.90 | |
| | | 우측 (상면) | 30 | 183.05 | - | - | - | 183.05 | |
| | | 우측 (하면) | 31 | -437.72 | - | - | - | -437.72 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 32 | -851.82 | - | - | - | -851.82 | |
| | | 상부 (내측) | 33 | - | - | - | - | - | |
| | | 중앙부 (외측) | 34 | -625.23 | - | - | - | -625.23 | |
| | | 중앙부 (내측) | 35 | - | - | - | - | - | |
| | | 하부 (외측) | 36 | -928.42 | - | - | - | -928.42 | |
| | | 하부 (내측) | 37 | - | - | - | - | - | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 (외측) | 38 | -243.33 | - | - | - | -243.33 | |
| | | 상부 (내측) | 39 | 113.89 | - | - | - | 113.89 | |
| | | 중앙부 (외측) | 40 | -60.56 | - | - | - | -60.56 | |
| | | 중앙부 (내측) | 41 | 190.74 | - | - | - | 190.74 | |
| | | 하부 (외측) | 42 | -398.90 | - | - | - | -398.90 | |
| | | 하부 (내측) | 43 | 138.72 | - | - | - | 138.72 | |
| 중간 벽체 | 1 련 | 상부 (좌측) | 44 | 37.22 | - | - | - | 37.22 | |
| | | 상부 (우측) | 45 | -67.79 | - | - | - | -67.79 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 46 | 15.70 | - | - | - | 15.70 | |
| | | 중앙부 (우측) | 47 | -40.52 | - | - | - | -40.52 | |
| | | 하부 (좌측) | 48 | 42.33 | - | - | - | 42.33 | |
| | | 하부 (우측) | 49 | -65.23 | - | - | - | -65.23 | |
| | 2 련 | 상부 (좌측) | 50 | 36.03 | - | - | - | 36.03 | |
| | | 상부 (우측) | 51 | -46.78 | - | - | - | -46.78 | |
| | | 중앙부 (좌측) | 52 | 21.77 | - | - | - | 21.77 | |
| | | 중앙부 (우측) | 53 | -21.29 | - | - | - | -21.29 | |
| | | 하부 (좌측) | 54 | 44.62 | - | - | - | 44.62 | |
| | | 하부 (우측) | 55 | -40.40 | - | - | - | -40.40 | |

## 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 1 | 1000 | 950 | 929.76 | 1422.04 | 2958.80 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.53 |
| | | 좌측(하면) | 1 | 1000 | 820 | 467.85 | 696.84 | 1708.56 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 1.49 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 820 | 1195.08 | 1218.88 | 4501.91 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 4596.40 | 1.02 |
| | | 우측(상면) | 3 | 1000 | 950 | 1153.44 | 1260.63 | 3696.35 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.09 |
| | | 우측(하면) | 3 | 1000 | 820 | 66.59 | 1097.85 | 239.46 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 16.49 |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 1000 | 950 | 1169.08 | 1260.63 | 3748.32 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.08 |
| | | 중앙부(상면) | 5 | 1000 | 850 | 777.57 | 1122.80 | 2769.16 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.44 |
| | | 중앙부(하면) | 5 | 1000 | 820 | 125.21 | 1097.85 | 451.27 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 8.77 |
| | | 우측(상면) | 6 | 1000 | 950 | 708.34 | 1260.63 | 2238.99 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.78 |
| | | 우측(하면) | 6 | 1000 | 820 | 160.98 | 1097.85 | 581.01 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 6.82 |
| | 3경간 | 좌측(상면) | 7 | 1000 | 950 | 480.82 | 1260.60 | 1509.54 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 2.62 |
| | | 좌측(하면) | 7 | 1000 | 820 | 72.99 | 1097.85 | 262.54 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 15.04 |
| | | 중앙부(상면) | 8 | 1000 | 844 | 656.41 | 1115.12 | 2342.97 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.70 |
| | | 중앙부(하면) | 8 | 1000 | 820 | 462.79 | 1097.85 | 1690.31 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 2.37 |
| | | 우측(상면) | 9 | 1000 | 950 | 793.96 | 1260.56 | 2516.28 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.59 |
| | | 우측(하면) | 9 | 1000 | 820 | 496.96 | 696.84 | 1816.92 | H29 - 4.0EA | 2569.60 | 1.40 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측(상면) | 10 | 1000 | 820 | 747.00 | 1354.55 | 2760.32 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.81 |
| | | 좌측(하면) | 10 | 1000 | 800 | 1316.28 | 1465.18 | 5125.42 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 5746.40 | 1.11 |
| | | 중앙부 | 11 | 1000 | 820 | 1268.50 | 1354.55 | 4794.11 | H29 - 8.0EA | 5139.20 | 1.07 |
| | | 우측(상면) | 12 | 1000 | 820 | 4.72 | 1097.85 | 16.94 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 232.47 |
| | | 우측(하면) | 12 | 1000 | 800 | 1478.00 | 1608.57 | 5800.30 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.09 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측 | 13 | 1000 | 800 | 1361.68 | 1608.57 | 5313.78 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.18 |
| | | 중앙부(상면) | 14 | 1000 | 820 | 21.93 | 1097.85 | 78.73 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 50.06 |
| | | 중앙부(하면) | 14 | 1000 | 800 | 810.82 | 1608.57 | 3084.61 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.98 |
| | | 우측(상면) | 15 | 1000 | 820 | 82.39 | 1097.85 | 296.46 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 13.32 |
| | | 우측(하면) | 15 | 1000 | 800 | 618.56 | 1608.57 | 2333.44 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 2.60 |
| | 3경간 | 좌측 | 16 | 1000 | 800 | 545.42 | 1608.57 | 2051.03 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 2.95 |
| | | 중앙부(상면) | 17 | 1000 | 820 | 655.96 | 1097.85 | 2414.76 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 1.67 |
| | | 중앙부(하면) | 17 | 1000 | 800 | 642.03 | 1608.57 | 2424.45 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 2.51 |
| | | 우측(상면) | 18 | 1000 | 820 | 846.97 | 1097.85 | 3142.89 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 4118.00 | 1.30 |
| | | 우측(하면) | 18 | 1000 | 800 | 912.52 | 1608.57 | 3487.32 | H32 - 8.0EA | 6353.60 | 1.76 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 19 | 1000 | 950 | 1349.67 | 2248.57 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6185.20 | 1.67 |
| | | 상부(내측) | 19 | 1000 | 820 | 576.97 | 1394.56 | - | H16 - 8.0EA | 6185.20 | 2.42 |
| | | 중앙부(외측) | 20 | 1000 | 800 | 959.67 | 2079.57 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6185.20 | 2.17 |
| | | 중앙부(내측) | 20 | 1000 | 820 | 239.83 | 2135.16 | - | H16 - 8.0EA | 6185.20 | 8.90 |
| | | 하부(외측) | 21 | 1000 | 800 | 1387.68 | 2147.72 | - | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 7335.20 | 1.55 |
| | | 하부(내측) | 21 | 1000 | 820 | 702.22 | 1170.41 | - | H16 - 8.0EA | 7335.20 | 1.67 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부(외측) | 22 | 1000 | 950 | 945.32 | 1650.06 | - | H25 - 8.0EA | 6345.60 | 1.75 |
| | | 상부(내측) | 22 | 1000 | 820 | 618.69 | 898.80 | - | H19 - 8.0EA | 6345.60 | 1.45 |
| | | 중앙부(외측) | 23 | 1000 | 800 | 170.17 | 2253.94 | - | H25 - 4.0EA | 4318.80 | 13.24 |
| | | 중앙부(내측) | 23 | 1000 | 820 | 322.10 | 1572.07 | - | H19 - 8.0EA | 4318.80 | 4.88 |
| | | 하부(외측) | 24 | 1000 | 800 | 841.05 | 2177.12 | - | H32 - 8.0EA | 8645.60 | 2.59 |
| | | 하부(내측) | 24 | 1000 | 820 | 808.67 | 870.36 | - | H19 - 8.0EA | 8645.60 | 1.08 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 519.6 | 794.3 | 925.06 | 2.00 | 171.66 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 532.6 | 120.2 | 740.39 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 519.6 | 892.7 | 925.06 | 2.00 | 233.15 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 519.6 | 577.3 | 722.34 | 2.00 | 72.14 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 519.6 | 538.5 | 722.34 | 2.00 | 23.66 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 519.6 | 654.9 | 722.34 | 2.00 | 169.10 | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | 3경간 | 좌측 | 7 | 519.6 | 275.1 | 722.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 519.6 | 403.3 | 925.06 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 519.6 | 386.8 | 722.34 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 10 | 532.6 | 773.5 | 1184.01 | 2.00 | 146.88 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 11 | 532.6 | 271.6 | 858.31 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 12 | 532.6 | 1071.9 | 1184.01 | 2.00 | 328.83 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2경간 | 좌측 | 13 | 519.6 | 539.8 | 837.38 | 2.00 | 25.24 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 14 | 532.6 | 546.6 | 1184.01 | 2.00 | 8.51 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 15 | 532.6 | 556.5 | 858.31 | 2.00 | 29.14 | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | 3경간 | 좌측 | 16 | 519.6 | 503.0 | 837.38 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 17 | 532.6 | 418.9 | 1184.01 | 2.00 | - | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 우측 | 18 | 532.6 | 312.6 | 858.31 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 19 | 566.7 | 462.2 | 972.17 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 20 | 569.0 | 227.2 | 771.73 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 21 | 571.6 | 715.0 | 977.04 | 2.00 | 89.60 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 22 | 539.9 | 459.1 | 945.38 | 2.00 | - | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 23 | 542.2 | 232.8 | 744.94 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 24 | 544.8 | 701.7 | 950.25 | 2.00 | 98.08 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1050.00 | 950.00 | 100.00 | 929.76 | 794.27 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2958.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.553]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00484

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (950.00 - a/2) = 1422.042 kN.m

≥ Mu (= 929.755 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.529]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 794.270 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (794.270-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 171.659 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 540.587 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 540.587) = 925.055 kN ≥ 794.270 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 820.0 | 80.0 | 467.851 | 794.270 |

② 휨검토

▪ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 52.689 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 820 - 52.689 ) / 52.689 = 0.0437

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 1708.559 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 29.248 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H29 @ 250.0mm = 2569.6 ㎟

▪ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0031

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2569.6 x 400 x (820.0 - a / 2) = 696.841 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 ㎜

≥ Mu (467.851 kN · m) [안전률 1.489] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 820.0 = 532.606 kN

< Vu (=794.270 kN), 전단보강 필요.

Av_req = ( 794.270 - 532.606 ) x 150 / ( 400 x 820 x Φ ) x 1000 = 159.551 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 820 x 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 410 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x ( 710.141 + 554.101 ) = 948.182 kN ≥ 794.270 kN ∴ - O.K -

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 467.85 | 794.27 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1709.131 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.689]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00561

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 467.851 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.605]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 794.270 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (794.270-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 159.552 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 554.101) = 948.182 kN ≥ 794.270 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 1195.08 | 120.20 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4501.912 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.021]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00561

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 1195.082 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.020]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 120.203 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1050.00 | 950.00 | 100.00 | 1153.44 | 892.65 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3696.354 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.097]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.00 - a/2) = 1260.627 kN.m

≥ Mu (= 1153.440 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.093]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 892.654 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (892.654-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 233.149 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 540.587 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 540.587) = 925.055 kN ≥ 892.654 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 66.59 | 892.65 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 239.457 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 17.197]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 66.591 kN.m) ∴ O.K [안전률 16.487]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 892.654 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (892.654-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 219.542 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 554.101) = 948.182 kN ≥ 892.654 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1050.00 | 950.00 | 100.00 | 1169.08 | 577.33 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3748.323 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.081]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.00 - a/2) = 1260.626 kN.m

≥ Mu (= 1169.079 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.078]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 577.328 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (577.328-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 72.141 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 270.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 270.293) = 722.335 kN ≥ 577.328 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 950.00 | 850.00 | 100.00 | 777.57 | 538.55 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2769.159 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.464]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00477

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 777.566 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.444]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 538.546 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (538.546-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 23.663 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 270.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 270.293) = 722.335 kN ≥ 538.546 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 125.21 | 538.55 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 451.272 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 9.125]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 125.211 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.768]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 538.546 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (538.546-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 7.244 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 277.051 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 277.051 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 277.051) = 740.394 kN ≥ 538.546 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1050.00 | 950.00 | 100.00 | 708.34 | 654.89 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2238.990 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.810]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.00 - a/2) = 1260.626 kN.m

≥ Mu (= 708.340 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.780]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 654.893 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (654.893-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 169.097 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 270.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 270.293) = 722.335 kN ≥ 654.893 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 160.99 | 654.89 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 581.009 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 7.088]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 160.985 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.820]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 654.893 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (654.893-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 149.130 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 277.051 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 277.051 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 277.051) = 740.394 kN ≥ 654.893 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1049.98 | 949.98 | 100.00 | 480.82 | 275.12 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (949.98 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1509.543 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.685]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (949.98 - a/2) = 1260.601 kN.m

≥ Mu (= 480.821 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.622]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 275.123 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 72.99 | 275.12 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 262.536 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 15.685]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 72.991 kN.m) ∴ O.K [안전률 15.041]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 275.123 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 944.42 | 844.42 | 100.00 | 656.41 | 403.25 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (844.42 - 83.119) / 83.119 = 0.02748

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2342.969 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.730]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00480

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (844.42 - a/2) = 1115.116 kN.m

≥ Mu (= 656.409 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.699]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 403.253 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 462.79 | 403.25 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1690.312 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.436]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 462.793 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.372]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 403.253 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 1049.95 | 949.95 | 100.00 | 793.96 | 386.76 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (949.95 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2516.281 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.611]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (949.95 - a/2) = 1260.557 kN.m

≥ Mu (= 793.956 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.588]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 386.756 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(우측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

| b (mm) | H (mm) | d (mm) | 피복(mm) | Mu(kN · m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 900.0 | 820.0 | 80.0 | 496.961 | 386.756 |

② 휨검토

▪ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 52.689 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x ( dt - c) / c = 0.0030 x ( 820 - 52.689 ) / 52.689 = 0.0437

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / ( 0.85 x fy x ( d - a / 2 ) ) = 1816.919 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 31.068 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H29 @ 250.0mm = 2569.6 ㎟

▪ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0031

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2569.6 x 400 x (820.0 - a / 2) = 696.841 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 ㎜

≥ Mu (496.961 kN · m) [안전률 1.402] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 820.0 = 532.606 kN

≥ Vu (=386.756kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 747.00 | 773.48 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2760.316 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.862]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 747.000 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.813]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 773.482 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (773.482-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 146.876 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 773.482 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 1316.28 | 773.48 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5125.418 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.121]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00718

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 1316.277 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.113]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 773.482 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (773.482-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 158.667 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 847.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 847.360) = 1155.135 kN ≥ 773.482 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 1268.50 | 271.62 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4794.107 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.072]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 1268.498 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.068]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 271.616 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 4.72 | 1071.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 16.942 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 243.065]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 4.723 kN.m) ∴ O.K [안전률 232.469]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 1071.882 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1071.882-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 328.827 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 1071.882 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 1478.00 | 1071.88 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5800.303\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.095]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 1477.998 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.088]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 1071.882 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1071.882-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 345.167 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 847.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 847.360) = 1155.135 kN ≥ 1071.882 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 1361.68 | 539.81 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5313.775 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.196]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 1361.684 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.181]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 539.807 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (539.807-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 25.240 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 423.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 423.680) = 837.375 kN ≥ 539.807 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 21.93 | 546.56 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 78.732 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 52.304]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 21.932 kN.m) ∴ O.K [안전률 50.057]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 546.557 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (546.557-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 8.507 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 546.557 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 810.82 | 546.56 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3084.612 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.060]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 . ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 810.822 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.984]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 546.557 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (546.557-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 16.839 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 847.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 847.360) = 1155.135 kN ≥ 546.557 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 82.39 | 556.50 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 296.460 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 13.891]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 82.393 kN.m) ∴ O.K [안전률 13.325]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 556.500 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (556.500-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 29.140 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 434.272 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 434.272) = 858.310 kN ≥ 556.500 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 618.56 | 556.50 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2333.437 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.723]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 618.562 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.600]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 556.500 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (556.500-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 46.106 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 423.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 423.680) = 837.375 kN ≥ 556.500 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 545.42 | 503.04 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2051.030 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.098]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 545.416 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.949]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 503.039 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 655.96 | 418.90 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2414.762 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.705]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 655.958 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.674]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 418.899 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 642.03 | 418.90 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2424.450 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.621]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 642.034 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.505]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 418.899 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 820.00 | 80.00 | 846.97 | 312.61 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02613

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3142.895 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.310]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 1097.853 kN.m

≥ Mu (= 846.972 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.296]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 312.607 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 900.00 | 800.00 | 100.00 | 912.52 | 312.61 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3487.319 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.822]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 912.517 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.763]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 312.607 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,050 | 100 | 950 | 1142.4 | 1349.674 | 1181.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24097500.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (24097500.0 x 525.00 + 1838560.0 x 100.000 + 635520.0 x 970.000) / 26571580.0

= 506.236 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 570.00 mm, ab = k1 x cb = 484.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484500.000 = 11119.275 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 11119.275 + 599.057 - 1838.560 = 9879.772 kN

Mb = Cc x 301.514 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4377.325 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 443.059 mm, e = Mu/Pu = 1181.437 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 183.35 mm, a = k1 x c = 155.85 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 155851.221 = 3576.786 kN

∑Csi = 500.888 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3576.786 + 500.888 - 1838.560 = 2239.114 kN

Mn = Cc x 428.311 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2645.386 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1181.444) | = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1050.00 - 100.00 = 950.000 mm

c = 183.354 mm, a = k1 x c = 155.851 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (950.00-183.35) / 183.35 = 0.01254

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21143.704 kN ≥ Pn = 2239.114 kN

ΦPn = 0.85 x 2239.114 = 1903.247 kN ≥ Pu = 1142.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.181 = 2248.567 kN.m ≥ Mu = 1349.674 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 566.727 kN

≥ Vu (= 462.216 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 1142.4 | 576.973 | 505.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0069) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 23129080.0

= 467.655 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 635.520 = 10695.243 kN

Mb = Cc x 223.245 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2964.972 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 277.223 mm, e = Mu/Pu = 505.054 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 154.59 mm, a = k1 x c = 131.40 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 131400.070 = 3015.632 kN

∑Csi = 868.363 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3015.632 + 868.363 - 635.520 = 3248.474 kN

Mn = Cc x 401.955 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1640.623 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=505.044)| = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 154.588 mm, a = k1 x c = 131.400 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-154.59) / 154.59 = 0.01291

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18389.704 kN ≥ Pn = 3248.474 kN

ΦPn = 0.85 x 3248.474 = 2761.203 kN ≥ Pu = 1142.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.505 = 1394.555 kN.m ≥ Mu = 576.973 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 580.895 kN

≥ Vu (= 462.216 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 1197.75 | 959.667 | 801.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0069) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1838560.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 23129080.0

= 432.345 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 1838.560 = 8124.097 kN

Mb = Cc x 263.655 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3312.027 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 407.679 mm, e = Mu/Pu = 801.225 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 221.44 mm, a = k1 x c = 188.22 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 188220.215 = 4319.654 kN

∑Csi = 572.417 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 4319.654 + 572.417 - 1838.560 = 3053.511 kN

Mn = Cc x 338.234 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2446.523 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=801.216)| = 0.0089 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 221.436 mm, a = k1 x c = 188.220 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-221.44) / 221.44 = 0.00784

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18389.704 kN ≥ Pn = 3053.511 kN

ΦPn = 0.85 x 3053.511 = 2595.484 kN ≥ Pu = 1197.750 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.801 = 2079.567 kN.m ≥ Mu = 959.667 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 569.010 kN

≥ Vu (= 227.212 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 1197.75 | 239.832 | 200.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0069) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 23129080.0

= 467.655 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 635.520 = 10695.243 kN

Mb = Cc x 223.245 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2964.972 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 277.223 mm, e = Mu/Pu = 200.235 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 624.30 mm, a = k1 x c = 530.65 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 530652.084 = 12178.465 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 298.833 kN

Pn = 12178.465 + 1733.073 - 298.833 = 13612.705 kN

Mn = Cc x 202.329 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2725.851 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=200.243) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 624.297 mm, a = k1 x c = 530.652 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-624.30) / 624.30 = 0.00094

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18389.704 kN ≥ Pn = 13612.705 kN

ΦPn = 0.78 x 13612.705 = 10663.286 kN ≥ Pu = 1197.750 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.200 = 2135.165 kN.m ≥ Mu = 239.832 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 583.235 kN

≥ Vu (= 227.212 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 1260.525 | 1387.675 | 1100.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 23589080.0

= 425.864 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 2298.560 = 7664.097 kN

Mb = Cc x 270.136 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3514.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 458.577 mm, e = Mu/Pu = 1100.871 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 207.34 mm, a = k1 x c = 176.24 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 176242.447 = 4044.764 kN

∑Csi = 549.011 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4044.764 + 549.011 - 2298.560 = 2295.215 kN

Mn = Cc x 337.742 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2526.742 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1100.874)| = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 207.344 mm, a = k1 x c = 176.242 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-207.34) / 207.34 = 0.00857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18736.590 kN ≥ Pn = 2295.215 kN

ΦPn = 0.85 x 2295.215 = 1950.933 kN ≥ Pu = 1260.525 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.101 = 2147.725 kN.m ≥ Mu = 1387.675 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 571.598 kN

< Vu (= 714.953 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (714.953 - 571.598) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 89.596 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 540.587 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (762.131 + 540.587) = 977.038 kN ≥ 714.953 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 1260.525 | 702.219 | 557.1 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mr

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 800.000) / 23589080.0

= 474.136 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 2166.680 - 635.520 = 11128.850 kN

Mb = Cc x 216.764 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3036.954 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 272.890 mm, e = Mu/Pu = 557.084 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.70 mm, a = k1 x c = 108.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 108547.306 = 2491.161 kN

∑Csi = 616.064 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 2491.161 + 616.064 - 635.520 = 2471.705 kN

Mn = Cc x 419.863 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1376.925 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=557.075)| = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 127.703 mm, a = k1 x c = 108.547 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-127.70) / 127.70 = 0.01626

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18736.590 kN ≥ Pn = 2471.705 kN

ΦPn = 0.85 x 2471.705 = 2100.949 kN ≥ Pu = 1260.525 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.557 = 1170.406 kN.m ≥ Mu = 702.219 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 585.888 kN

< Vu (= 714.953 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (714.953 - 585.888) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 78.698 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 554.101 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (781.185 + 554.101) = 1001.464 kN ≥ 714.953 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 1,050 | 100 | 950 | 492.881 | 945.317 | 1917.9 |

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24097500.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (24097500.0 x 525.00 + 1621440.0 x 100.000 + 916800.0 x 970.000) / 26635740.0

= 514.445 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 570.00 mm, ab = k1 x cb = 484.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484500.000 = 11119.275 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 11119.275 + 864.199 - 1621.440 = 10362.034 kN

Mb = Cc x 293.305 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4327.025 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 417.585 mm, e = Mu/Pu = 1917.940 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.88 mm, a = k1 x c = 98.49 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98493.806 = 2260.433 kN

∑Csi = 373.162 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 2260.433 + 373.162 - 1621.440 = 1012.155 kN

Mn = Cc x 465.198 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1941.260 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1917.947) | = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1050.00 - 100.00 = 950.000 mm

c = 115.875 mm, a = k1 x c = 98.494 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (950.00-115.88) / 115.88 = 0.02160

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21192.087 kN ≥ Pn = 1012.155 kN

ΦPn = 0.85 x 1012.155 = 860.332 kN ≥ Pu = 492.881 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.918 = 1650.064 kN.m ≥ Mu = 945.317 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 539.941 kN

≥ Vu (= 459.076 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 492.881 | 618.685 | 1255.2 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 1621440.0 x 800.000) / 23193240.0

= 459.843 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 1528.410 - 916.800 = 10209.300 kN

Mb = Cc x 231.057 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3085.754 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 302.249 mm, e = Mu/Pu = 1255.242 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 95.74 mm, a = k1 x c = 81.37 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 81374.751 = 1867.551 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1025.153 kN

Pn = 1867.551 + 0.000 - 1025.153 = 842.398 kN

Mn = Cc x 419.155 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1057.413 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1255.242) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 95.735 mm, a = k1 x c = 81.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-95.74) / 95.74 = 0.02270

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18438.087 kN ≥ Pn = 842.398 kN

ΦPn = 0.85 x 842.398 = 716.038 kN ≥ Pu = 492.881 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.255 = 898.801 kN.m ≥ Mu = 618.685 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 553.440 kN

≥ Vu (= 459.076 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 548.231 | 170.175 | 310.4 |

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 810720.0 x 100.000 + 916800.0 x 820.000) / 22382520.0

= 452.478 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 9363.600 + 864.199 - 810.720 = 9417.079 kN

Mb = Cc x 243.522 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2883.615 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 306.211 mm, e = Mu/Pu = 310.407 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 472.44 mm, a = k1 x c = 401.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 401576.233 = 9216.175 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pn = 9216.175 + 864.199 - 810.720 = 9269.653 kN

Mn = Cc x 251.690 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2877.315 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=310.402)| = 0.0054 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 472.443 mm, a = k1 x c = 401.576 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-472.44) / 472.44 = 0.00208

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17826.723 kN ≥ Pn = 9269.653 kN

ΦPn = 0.78 x 9269.653 = 7261.228 kN ≥ Pu = 548.231 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.310 = 2253.936 kN.m ≥ Mu = 170.175 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 542.224 kN

≥ Vu (= 232.831 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 548.231 | 322.098 | 587.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 810720.0 x 800.000) / 22382520.0

= 447.522 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 764.205 - 916.800 = 9445.095 kN

Mb = Cc x 243.378 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2942.176 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 311.503 mm, e = Mu/Pu = 587.523 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 182.56 mm, a = k1 x c = 155.18 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 155176.783 = 3561.307 kN

∑Csi = 503.442 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 3561.307 + 503.442 - 916.800 = 3147.949 kN

Mn = Cc x 369.934 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1849.494 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=587.523)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 182.561 mm, a = k1 x c = 155.177 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-182.56) / 182.56 = 0.01047

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17826.723 kN ≥ Pn = 3147.949 kN

ΦPn = 0.85 x 3147.949 = 2675.757 kN ≥ Pu = 548.231 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.588 = 1572.068 kN.m ≥ Mu = 322.098 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 555.780 kN

≥ Vu (= 232.831 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 100 | 800 | 611.006 | 841.054 | 1376.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2541440.0 x 100.000 + 916800.0 x 820.000) / 24113240.0

= 427.179 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 9363.600 + 864.199 - 2541.440 = 7686.359 kN

Mb = Cc x 268.821 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3688.113 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 479.826 mm, e = Mu/Pu = 1376.506 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 187.88 mm, a = k1 x c = 159.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 159700.871 = 3665.135 kN

∑Csi = 737.044 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3665.135 + 737.044 - 2541.440 = 1860.739 kN

Mn = Cc x 347.329 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2561.322 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1376.508)| = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 187.883 mm, a = k1 x c = 159.701 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-187.88) / 187.88 = 0.00977

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19131.859 kN ≥ Pn = 1860.739 kN

ΦPn = 0.85 x 1860.739 = 1581.628 kN ≥ Pu = 611.006 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.377 = 2177.121 kN.m ≥ Mu = 841.054 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 544.813 kN

< Vu (= 701.748 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (701.748 - 544.813) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 98.084 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 540.587 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (726.417 + 540.587) = 950.253 kN ≥ 701.748 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 900 | 80 | 820 | 611.006 | 808.674 | 1323.5 |

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 2541440.0 x 800.000) / 24113240.0

= 472.821 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 2395.625 - 916.800 = 11076.515 kN

Mb = Cc x 218.079 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3236.991 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 292.239 mm, e = Mu/Pu = 1323.512 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 95.62 mm, a = k1 x c = 81.27 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 81273.879 = 1865.236 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1091.574 kN

Pn = 1865.236 + 0.000 - 1091.574 = 773.661 kN

Mn = Cc x 432.184 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1023.948 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1323.509) | = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 95.616 mm, a = k1 x c = 81.274 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-95.62) / 95.62 = 0.02273

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19131.859 kN ≥ Pn = 773.661 kN

ΦPn = 0.85 x 773.661 = 657.612 kN ≥ Pu = 611.006 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.324 = 870.357 kN.m ≥ Mu = 808.674 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 558.433 kN

< Vu (= 701.748 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (701.748 - 558.433) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 87.387 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 554.101 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (744.577 + 554.101) = 974.009 kN ≥ 701.748 kN ∴ O.K

## 16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 3경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 3경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 3경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 3경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 3경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 3경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

23) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

24) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

# 17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

## 17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

| 부재 | 폭 | 두께 | 높이 | CTC | 축력 | 모멘트 | 축력×CTC | 모멘트×CTC | 해석모델 | 조합 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W1 | 1.00 | 0.30 | 3.70 | - | 1928.24 | 44.39 | 1928.24 | 44.39 | 상시 | 31 |
| | | | | | 295.78 | 124.30 | 295.78 | 124.30 | 지진(붕괴) | 4 |
| W2 | 1.00 | 0.30 | 3.70 | - | 362.32 | 76.82 | 362.32 | 76.82 | 상시 | 3 |
| | | | | | 153.67 | 120.96 | 153.67 | 120.96 | 지진(붕괴) | 3 |

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \geq 1928.24\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

* 벽체와 기둥의 판별 (W2)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \geq 362.32\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 1928.243 | 44.395 | 23 |

* 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 339.072 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 2574.990 + 339.072 - 635.520 = 2278.542 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 310.013 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 136.058 mm, e = Mu/Pu = 23.023 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 301.79 mm, a = k1 x c = 256.52 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 256520.081 = 5887.136 kN

∑Csi = 820.945 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5887.136 + 820.945 - 0.000 = 6708.080 kN

Mn = Cc x 21.740 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 154.388 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=23.015)| = 0.0081 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 301.788 mm, a = k1 x c = 256.520 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-301.79) / 301.79 = -0.00081

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6466.491 kN < Pn = 6708.080 kN

ΦPn = 0.65 x 6466.491 = 4203.219 kN ≥ Pu = 1928.243 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.023 = 96.772 kN.m ≥ Mu = 44.395 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 208.498 kN

≥ Vu (= 63.983 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 295.776 | 124.296 | 420.2 |

* 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 339.072 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 2574.990 + 339.072 - 635.520 = 2278.542 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 310.013 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 136.058 mm, e = Mu/Pu = 420.239 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 65.87 mm, a = k1 x c = 55.99 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 55986.702 = 1284.895 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 840.069 kN

Pn = 1284.895 + 0.000 - 840.069 = 444.826 kN

Mn = Cc x 122.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 186.934 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=420.240) | = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 65.867 mm, a = k1 x c = 55.987 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-65.87) / 65.87 = 0.00702

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6466.491 kN ≥ Pn = 444.826 kN

ΦPn = 0.85 x 444.826 = 378.102 kN ≥ Pu = 295.776 kN ∴ O.K

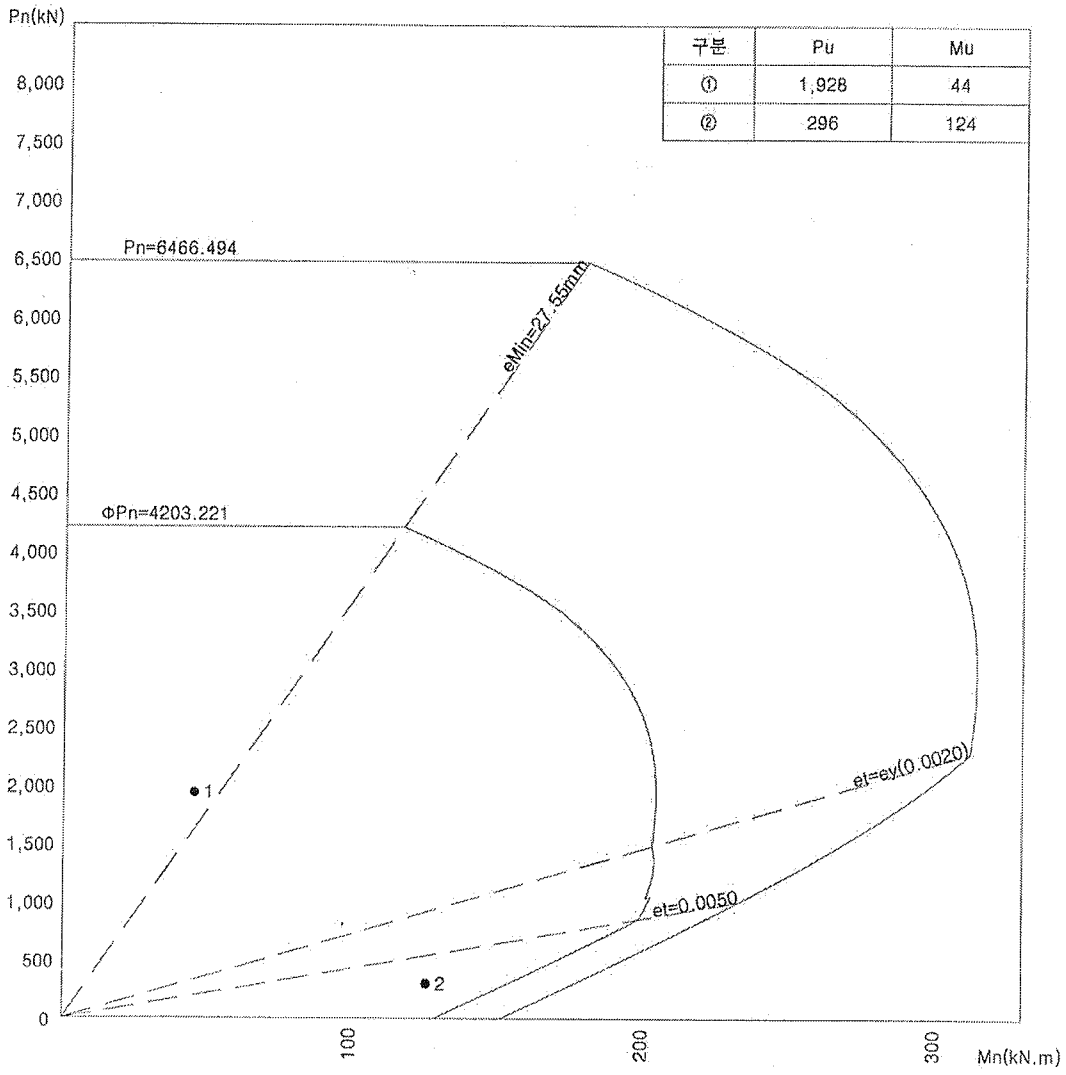
ΦMn = ΦPn x 0.420 = 158.893 kN.m ≥ Mu = 124.296 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 152.957 kN

≥ Vu (= 63.983 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도




| 구분 | Pu | Mu |
|---|---|---|
| ① | 1,928 | 44 |
| ② | 296 | 124 |

(3) 벽체 2

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 362.322 | 76.818 | 212 |

* 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 339.072 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 2574.990 + 339.072 - 635.520 = 2278.542 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 310.013 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 136.058 mm, e = Mu/Pu = 212.016 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 87.08 mm, a = k1 x c = 74.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 74017.029 = 1698.691 kN

∑Csi = 77.495 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 1698.691 + 77.495 - 635.520 = 1140.665 kN

Mn = Cc x 112.991 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 241.849 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=212.024) | = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 87.079 mm, a = k1 x c = 74.017 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-87.08) / 87.08 = 0.00458

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.822

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6466.491 kN ≥ Pn = 1140.665 kN

ΦPn = 0.82 x 1140.665 = 937.576 kN ≥ Pu = 362.322 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.212 = 198.781 kN.m ≥ Mu = 76.818 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 155.221 kN

≥ Vu (= 63.090 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,000 | 300 | 80 | 220 | 153.67 | 120.963 | 787.2 |

* 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 339.072 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 2574.990 + 339.072 - 635.520 = 2278.542 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 310.013 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 136.058 mm, e = Mu/Pu = 787.161 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 59.90 mm, a = k1 x c = 50.91 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 50911.462 = 1168.418 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 955.490 kN

Pn = 1168.418 + 0.000 - 955.490 = 212.928 kN

Mn = Cc x 124.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 167.608 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=787.161) | = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 59.896 mm, a = k1 x c = 50.911 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-59.90) / 59.90 = 0.00802

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6466.491 kN ≥ Pn = 212.928 kN

ΦPn = 0.85 x 212.928 = 180.988 kN ≥ Pu = 153.670 kN ∴ O.K

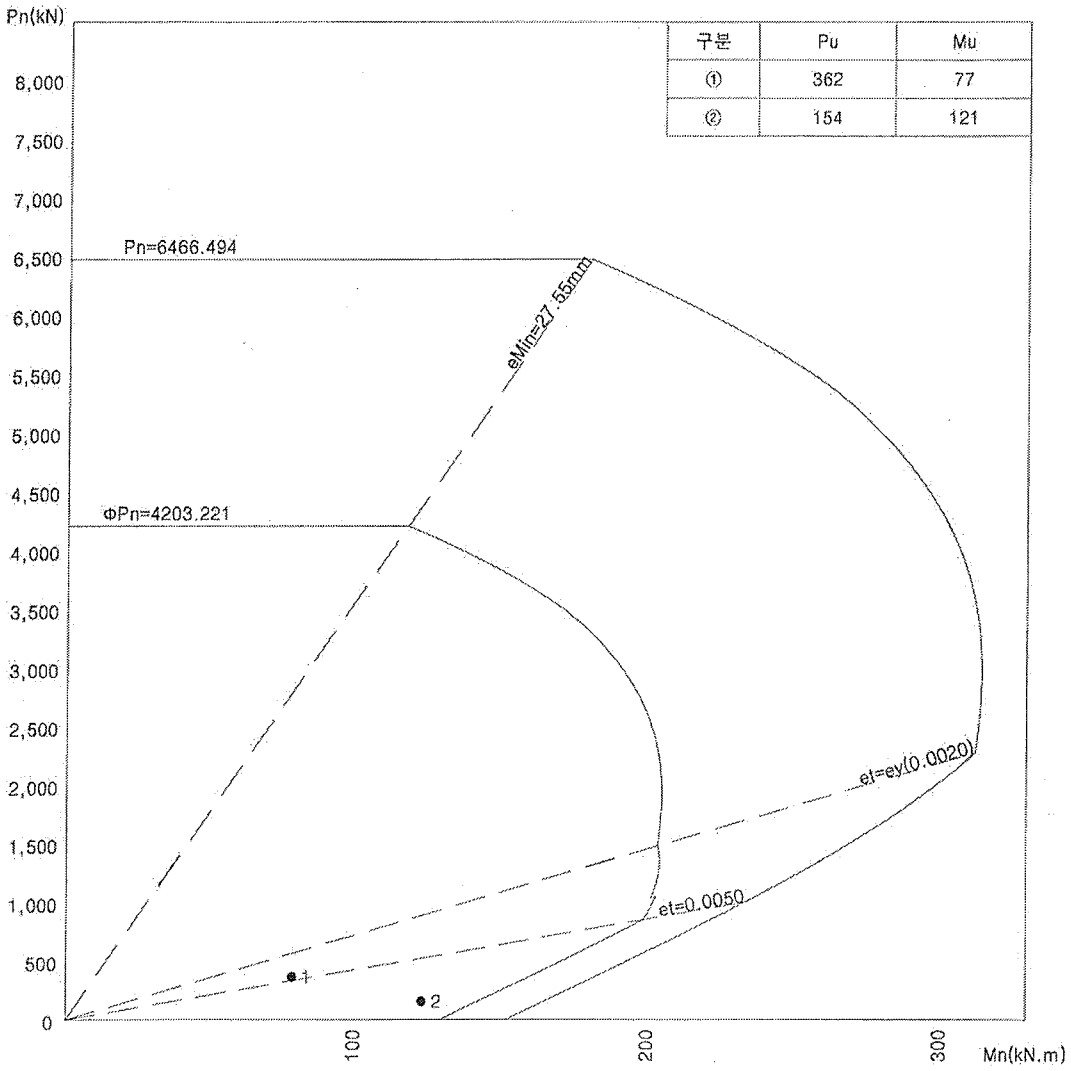
ΦMn = ΦPn x 0.787 = 142.467 kN.m ≥ Mu = 120.963 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 148.122 kN

≥ Vu (= 63.090 kN) , 전단보강 불필요.

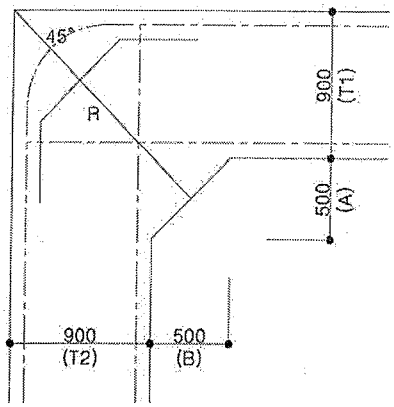
4) PM 상관도




| 구분 | Pu | Mu |
|---|---|---|
| ① | 362 | 77 |
| ② | 154 | 121 |

# 18. 절점부 검토

1) 좌측상단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 851.816 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 851.816 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 851.82 \times 10^6}{1626.346^2 \times 1000} = 1.610 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 851.82 \times 10^6}{1626.346 \times 180} = 5819.564 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5819.564 mm² - 2026.800 mm²

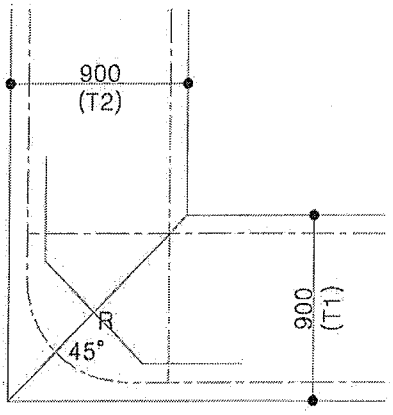
= 3792.764 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3792.764 mm² ) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 928.418 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 928.418 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1272.792$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 928.42 \times 10^6}{1272.792^2 \times 1000} = 2.865 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 928.42 \times 10^6}{1272.792 \times 180} = 8104.826 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8104.826 mm² - 2569.600 mm²

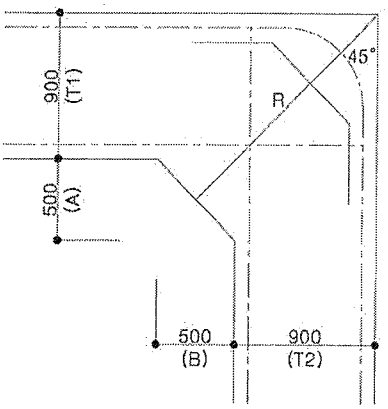
= 5535.226 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 5746.400 mm² > Req'd As (= 5535.226 mm² ) ----------> O.K !!!

3) 우측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 243.325 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 243.325 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 243.32 \times 10^6}{1626.346^2 \times 1000} = 0.460 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0031337 + \sqrt{(2 \times 0.0219 + (0.0219)^2)} = 0.189$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.189 / 3 = 0.937$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 154228561.000 / (2569.600 \times 820.000 \times 0.937)$

$= 78.108$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 78.108 \times 2569.600 = 200705.617$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0027951 + \sqrt{(2 \times 0.0196 + (0.0196)^2)} = 0.179$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.179 / 3 = 0.940$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 154228561.000 / (2292.000 \times 820.000 \times 0.940)$

$= 87.275$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 87.275 \times 2292.000 = 200033.390$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

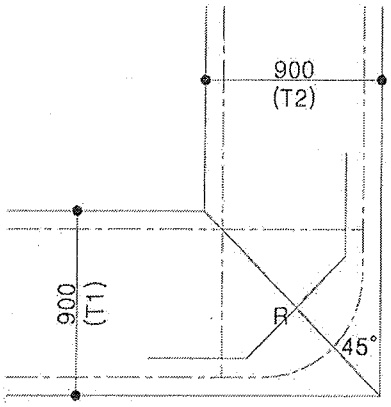
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(200705.617^2 + 200033.390^2)} / 180.0$

$As = 1574.254$ ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 437.720 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 437.720 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1272.792$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 437.72 \times 10^6}{1272.792^2 \times 1000} = 1.351 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 437.72 \times 10^6}{1272.792 \times 180} = 3821.174 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3821.174 mm² - 3176.800 mm²
= 644.374 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 644.374 mm² ) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 4118 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0050220 + √(2 x 0.0352 + (0.0352)² ) = 0.232

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.232 /3 = 0.923

fs = Mo / (As x d x j) = 183051757.000 / (4118.000 x 820.000 x 0.923)

= 58.760 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 58.760 x 4118.000 = 241972.329 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)² ) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0027951 + √(2 x 0.0196 + (0.0196)² ) = 0.179

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.179 /3 = 0.940

fs = Mo / (As x d x j) = 183051757.000 / (2292.000 x 820.000 x 0.940)

= 103.585 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 103.585 x 2292.000 = 237416.878 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2² ) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2² ) / fsa = √(241972.329² + 237416.878² ) / 180.0

As = 1883.304 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

## 19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 1 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 337.334 | O.K | 2.699 |
| | | 좌측 (하면) | 1 | 820 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 820 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 181.346 | O.K | 1.451 |
| | | 우측 (상면) | 3 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 154.483 | O.K | 1.236 |
| | | 우측 (하면) | 3 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | 2경간 | 좌측 | 4 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 148.868 | O.K | 1.191 |
| | | 중앙부 (상면) | 5 | 850 | H25 - 8.0EA | 125 | 279.099 | O.K | 2.233 |
| | | 중앙부 (하면) | 5 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (상면) | 6 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 398.553 | O.K | 3.188 |
| | | 우측 (하면) | 6 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | 3경간 | 좌측 (상면) | 7 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 691.801 | O.K | 5.534 |
| | | 좌측 (하면) | 7 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 (상면) | 8 | 844 | H25 - 8.0EA | 125 | 1287.357 | O.K | 10.299 |
| | | 중앙부 (하면) | 8 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1003.069 | O.K | 8.025 |
| | | 우측 (상면) | 9 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 1112.154 | O.K | 8.897 |
| | | 우측 (하면) | 9 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1272.537 | O.K | 10.180 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 (상면) | 10 | 820 | H29 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 좌측 (하면) | 10 | 800 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 164.379 | O.K | 1.315 |
| | | 중앙부 | 11 | 820 | H29 - 8.0EA | 125 | 201.721 | O.K | 1.614 |
| | | 우측 (상면) | 12 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측 (하면) | 12 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 162.620 | O.K | 1.301 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 하부슬래브 | 2경간 | 좌측 | 13 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 193.592 | O.K | 1.549 |
| | | 중앙부(상면) | 14 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부(하면) | 14 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 460.360 | O.K | 3.683 |
| | | 우측(상면) | 15 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 우측(하면) | 15 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 664.731 | O.K | 5.318 |
| | 3경간 | 좌측 | 16 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 778.484 | O.K | 6.228 |
| | | 중앙부(상면) | 17 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 740.280 | O.K | 5.922 |
| | | 중앙부(하면) | 17 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 1086.829 | O.K | 8.695 |
| | | 우측(상면) | 18 | 820 | H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 1072.164 | O.K | 8.577 |
| | | 우측(하면) | 18 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 618.359 | O.K | 4.947 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 19 | 950 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 159.179 | O.K | 1.273 |
| | | 상부 | 19 | 820 | H16 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 중앙부 | 20 | 800 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 211.381 | O.K | 1.691 |
| | | 중앙부 | 20 | 820 | H16 - 8.0EA | - | - | - | - |
| | | 하부 | 21 | 800 | H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 144.738 | O.K | 1.158 |
| | | 하부 | 21 | 820 | H16 - 8.0EA | - | - | - | - |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 22 | 950 | H25 - 8.0EA | 125 | 925.146 | O.K | 7.401 |
| | | 상부 | 22 | 820 | H19 - 8.0EA | 125 | 977.530 | O.K | 7.820 |
| | | 중앙부 | 23 | 800 | H25 - 4.0EA | 250 | 1590.486 | O.K | 6.362 |
| | | 중앙부 | 23 | 820 | H19 - 8.0EA | 125 | 553.361 | O.K | 4.427 |
| | | 하부 | 24 | 800 | H32 - 8.0EA | 125 | 698.967 | O.K | 5.592 |
| | | 하부 | 24 | 820 | H19 - 8.0EA | 125 | 802.580 | O.K | 6.421 |

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 576.440 x 1000000 / [4596.400 x (950.002 - 217.159/3)]
= 142.900 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.159 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 142.90) - 2.5 x 85.50 = 337.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 142.90) = 440.87 mm
Sa는 작은 값인 337.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 337.33 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 790.238 x 1000000 / [4596.400 x (820.000 - 199.778/3)]
= 228.197 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4596.400)]
= 199.778 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 228.20) - 2.5 x 65.50 = 181.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 228.20) = 276.08 mm
Sa는 작은 값인 181.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 181.35 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 753.923 x 1000000 / [4053.600 x (950.001 - 205.544/3)]
= 210.994 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.544 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.99) - 2.5 x 87.50 = 154.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.99) = 298.59 mm
Sa는 작은 값인 154.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 154.48 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 765.437 x 1000000 / [4053.600 x (950.000 - 205.544/3)]
= 214.217 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.544 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.22) - 2.5 x 87.50 = 148.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.22) = 294.09 mm
Sa는 작은 값인 148.87 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 148.87 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 503.752 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]
= 158.180 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]
= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 158.18) - 2.5 x 87.50 = 279.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 158.18) = 398.28 mm
Sa는 작은 값인 279.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.10 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 455.836 x 1000000 / [4053.600 x (950.000 - 205.544/3)]
= 127.571 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.544 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.57) - 2.5 x 87.50 = 398.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.57) = 493.84 mm
Sa는 작은 값인 398.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 398.55 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 3경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 309.025 x 1000000 / [4053.600 x (949.982 - 205.541/3)]
= 86.486 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.541 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.49) - 2.5 x 87.50 = 691.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.49) = 728.44 mm
Sa는 작은 값인 691.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 691.80 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 3경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 154.790 x 1000000 / [4053.600 x (844.422 - 192.365/3)]
= 48.937 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x844.4/(7x4053.600)]
= 192.365 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 48.94) - 2.5 x 87.50 = 1390.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 48.94) = 1287.36 mm
Sa는 작은 값인 1287.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1287.36 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 3경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 195.661 x 1000000 / [4118.000 x (820.000 - 190.504/3)]
= 62.807 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4118.000)]
= 190.504 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 62.81) - 2.5 x 65.50 = 1090.09 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 62.81) = 1003.07 mm
Sa는 작은 값인 1003.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1003.07 mm) ∴ O.K

10) 상부슬래브 3경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 202.399 x 1000000 / [4053.600 x (949.950 - 205.538/3)]
= 56.647 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.538 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.65) - 2.5 x 87.50 = 1171.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.65) = 1112.15 mm
Sa는 작은 값인 1112.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1112.15 mm) ∴ O.K

11) 상부슬래브 3경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 154.229 x 1000000 / [4118.000 x (820.000 - 190.504/3)]
= 49.507 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4118.000)]
= 190.504 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.51) - 2.5 x 65.50 = 1426.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 49.51) = 1272.54 mm
Sa는 작은 값인 1272.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1272.54 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 879.710 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 210.348 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.35) - 2.5 x 84.00 = 164.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.35) = 299.50 mm
Sa는 작은 값인 164.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 164.38 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 830.686 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 215.475 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 215.48) - 2.5 x 65.50 = 201.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 215.48) = 292.38 mm
Sa는 작은 값인 201.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 201.72 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 973.083 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 211.342 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.34) - 2.5 x 84.00 = 162.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.34) = 298.10 mm
Sa는 작은 값인 162.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 162.62 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 898.407 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 195.123 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.12) - 2.5 x 84.00 = 193.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 195.12) = 322.87 mm
Sa는 작은 값인 193.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.59 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 540.889 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 117.474 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 117.47) - 2.5 x 84.00 = 460.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 117.47) = 536.29 mm
Sa는 작은 값인 460.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 460.36 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 414.516 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 90.028 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.03) - 2.5 x 84.00 = 664.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 90.03) = 699.78 mm
Sa는 작은 값인 664.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 664.73 mm) ∴ O.K

18) 하부슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 366.814 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 79.667 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.67) - 2.5 x 84.00 = 778.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.67) = 790.79 mm
Sa는 작은 값인 778.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 778.48 mm) ∴ O.K

19) 하부슬래브 3경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 265.118 x 1000000 / [4118.000 x (820.000 - 190.504/3)]
= 85.103 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4118.000)]
= 190.504 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 85.10) - 2.5 x 65.50 = 761.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 85.10) = 740.28 mm
Sa는 작은 값인 740.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 740.28 mm) ∴ O.K

20) 하부슬래브 3경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 266.897 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 57.967 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.97) - 2.5 x 84.00 = 1148.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 57.97) = 1086.83 mm
Sa는 작은 값인 1086.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1086.83 mm) ∴ O.K

21) 하부슬래브 3경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 183.052 x 1000000 / [4118.000 x (820.000 - 190.504/3)]
= 58.760 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4118.000)]
= 190.504 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 58.76) - 2.5 x 65.50 = 1176.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 58.76) = 1072.16 mm
Sa는 작은 값인 1072.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1072.16 mm) ∴ O.K

22) 하부슬래브 3경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 437.720 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 95.067 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.07) - 2.5 x 84.00 = 618.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 95.07) = 662.69 mm
Sa는 작은 값인 618.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 618.36 mm) ∴ O.K

23) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 851.816 x 1000000 / [4596.400 x (950.000 - 217.159/3)]
= 211.166 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.159 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.17) - 2.5 x 85.50 = 159.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.17) = 298.34 mm
Sa는 작은 값인 159.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 159.18 mm) ∴ O.K

24) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 625.232 x 1000000 / [4596.400 x (800.000 - 196.986/3)]
= 185.237 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4596.400)]
= 196.986 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 185.24) - 2.5 x 85.50 = 211.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 185.24) = 340.11 mm
Sa는 작은 값인 211.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 211.38 mm) ∴ O.K

25) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 928.418 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 221.995 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.99) - 2.5 x 84.00 = 144.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.99) = 283.79 mm
Sa는 작은 값인 144.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.74 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 243.325 x 1000000 / [4053.600 x (950.000 - 205.544/3)]
= 68.097 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.544 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.10) - 2.5 x 87.50 = 937.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.10) = 925.15 mm
Sa는 작은 값인 925.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 925.15 mm) ∴ O.K

27) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 113.890 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 64.448 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.45) - 2.5 x 70.50 = 1045.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 64.45) = 977.53 mm
Sa는 작은 값인 977.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 977.53 mm) ∴ O.K

28) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.556 x 1000000 / [2026.800 x (800.000 - 137.145/3)]
= 39.611 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2026.800)]
= 137.145 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 39.61) - 2.5 x 87.50 = 1769.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 39.61) = 1590.49 mm
Sa는 작은 값인 1590.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1590.49 mm) ∴ O.K

29) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 190.737 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 107.934 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 107.93) - 2.5 x 70.50 = 553.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 107.93) = 583.69 mm
Sa는 작은 값인 553.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 553.36 mm) ∴ O.K

30) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 398.903 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 86.637 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.64) - 2.5 x 84.00 = 698.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.64) = 727.17 mm
Sa는 작은 값인 698.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 698.97 mm) ∴ O.K

31) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 138.717 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 78.497 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.50) - 2.5 x 70.50 = 826.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.50) = 802.58 mm
Sa는 작은 값인 802.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 802.58 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 1.600 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.90 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ( fy = 400 MPa 인 경우 )

| 부재 | 최소두께 또는 높이 (mm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 단 순 지 지 | 일 단 연 속 | 양 단 연 속 | 캔 틸 레 버 |
| 1방향 슬래브 | l / 20 | l / 24 | l / 28 | l / 10 |
| 1보 | l / 16 | l / 18.5 | l / 21 | l / 8 |

Tmin = L / 28
T = 1.600 / 28
T = 0.057 m < 0.900 m ----------> O.K

## 20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

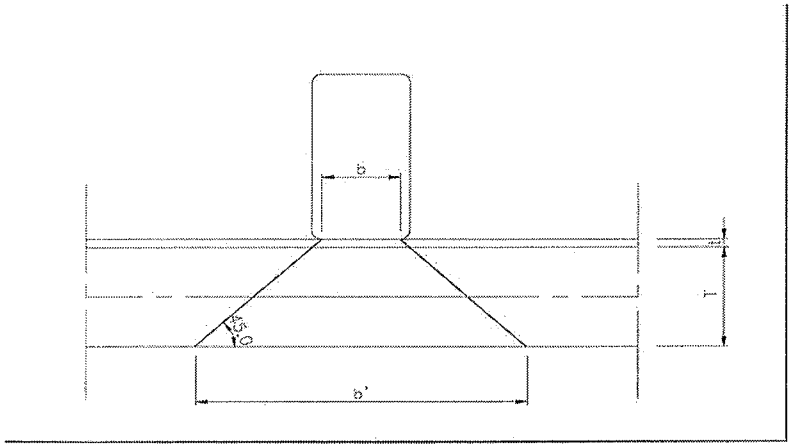
1) 고정하중

- 구체자중 = 905.250 / 14.100 = 64.202 kN/m²
- 상부연직하중 = 129.718 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

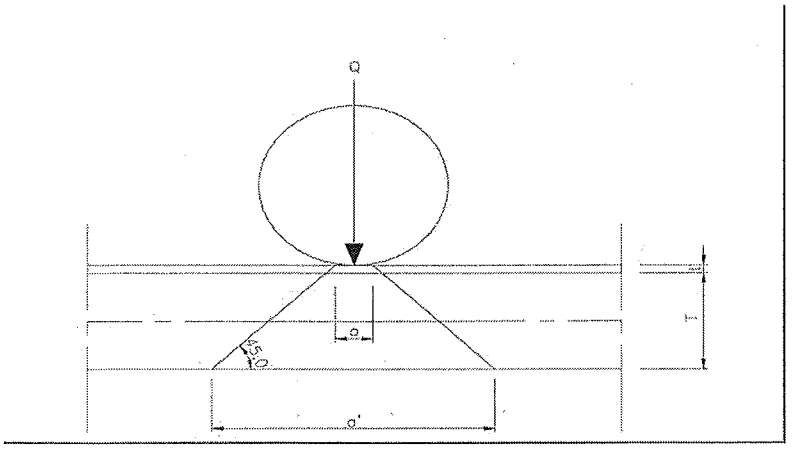
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중




t = 80 mm (암거내부 포장두께)
T = 900 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × ( 0.900 + 0.080 ) × cot 45°
= 2.460 m




a' = 0.200 + 2 × ( 0.900 + 0.080 ) × cot 45°
= 2.160 m

Qz = 96.0 / ( 2.460 × 2.160 )= 18.067 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 64.20 + 129.72 + 15.00 + 1.84 + 18.07

= 228.827 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = \alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m² )

q : 상재하중 (kN/m² ), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³ )
다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α , β : 기초의 형상계수 (직사각형, $\alpha = 1 + 0.3\ B'/\ L$, $\beta = 0.5 - 0.1\ B'/\ L$)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=90.599, Nq=75.671, Nr=88.997)

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 0.000 m B = 14.100 m q = 0.000 kN/m²

L = 10.300 m

$\Phi = 15 + \sqrt{12N} = 39.495$ , N = 50

$Nq = a^2 / ( 2\cos^2 (45+\Phi/2) )$ , $a = e^{[}(0.75\pi-\Phi/2) \tan\Phi]$

$Nc = (Nq-1) \cot\Phi$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2 \Phi - 1)$

Qu = 1.219 × 0.000 × 90.599 + 0.000 × 75.671 + 0.427 × 10.000 × 14.100 × 88.9

= 5357.627 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 5357.627 / 3 = 1785.876 kN/m² > 778.220 kN/m²

Qa' = 778.220 kN/m² > Qmax = 228.827 kN/m² ..... O.K !!!

# 20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 14.100 | × | 0.900 | × | 25.000 | | | = | 317.250 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 14.100 | × | 0.900 | × | 25.000 | | | = | 317.250 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 6.400 | × | 0.040 | × | 23.500 | | | = | 6.016 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 14.100 | × | 1.000 | × | 19.000 | | | = | 267.900 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 14.100 | × | 5.720 | × | 10.000 | | | = | 806.520 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 14.100 | × | 5.720 | × | 10.000 | | | = | 806.520 | kN/m |
| | | | | | | | | ∴ Σ | = | 2788.356 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 1.000 \times 5.720 \times 19.000 + 5.720^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 99.099$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 99.099 = 102.557 kN/m

(3) 저항력

R = 2788.356 + 102.557 = 2890.913 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 14.100 × 11.760 × 10.000

= 1658.160 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2890.913 / 1658.160

= 1.743 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m ( 보링주상도 NNBB-8 참고 )

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 14.100 | × | 0.900 | × | 25.000 | | | = | 317.250 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 14.100 | × | 0.900 | × | 25.000 | | | = | 317.250 | kN/m |
| - 벽체 | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.900 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 95.400 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| | : | 0.300 | × | 2.120 | × | 25.000 | × | 2 | = | 31.800 | kN/m |
| - 헌치 | : | 0.125 | × | 4 | × | 25.000 | | | = | 12.500 | kN/m |
| - 포장 | : | 6.400 | × | 0.040 | × | 23.500 | | | = | 6.016 | kN/m |
| - 토사(수위 이상) | : | 14.100 | × | 6.600 | × | 19.000 | | | = | 1768.140 | kN/m |
| - 토사(수위 이하) | : | 14.100 | × | 0.120 | × | 10.000 | | | = | 16.920 | kN/m |
| - 수직수압 | : | 14.100 | × | 0.120 | × | 10.000 | | | = | 16.920 | kN/m |
| | | | | | | | ∴ Σ | | = | 2709.396 | kN/m |

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 150.618$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 6.600 \times 0.120 \times 19.000 + 0.120^2 \times 10.000 ) \times \tan( 30 \times 2/3 )$

$= 5.503$ kN/m

∴ $\Sigma = 150.618 + 5.503 = 156.121$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2709.396 + 156.121 = 2865.517$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 14.100 \times 6.160 \times 10.000$

$= 868.560$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2865.517 / 868.560$

$= 3.299 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{317.250}{14.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{444.450}{14.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.866 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.866 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{456.950}{14.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.946 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.946 m 이하유지

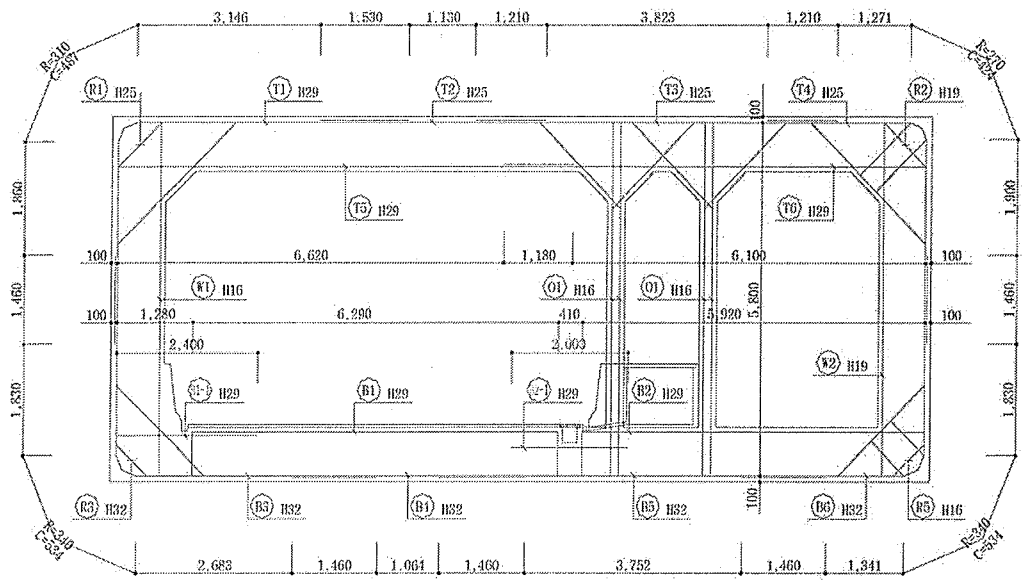
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{901.400}{14.100 \times 10.000 \times 1.100} = 5.812 \text{ m}$$

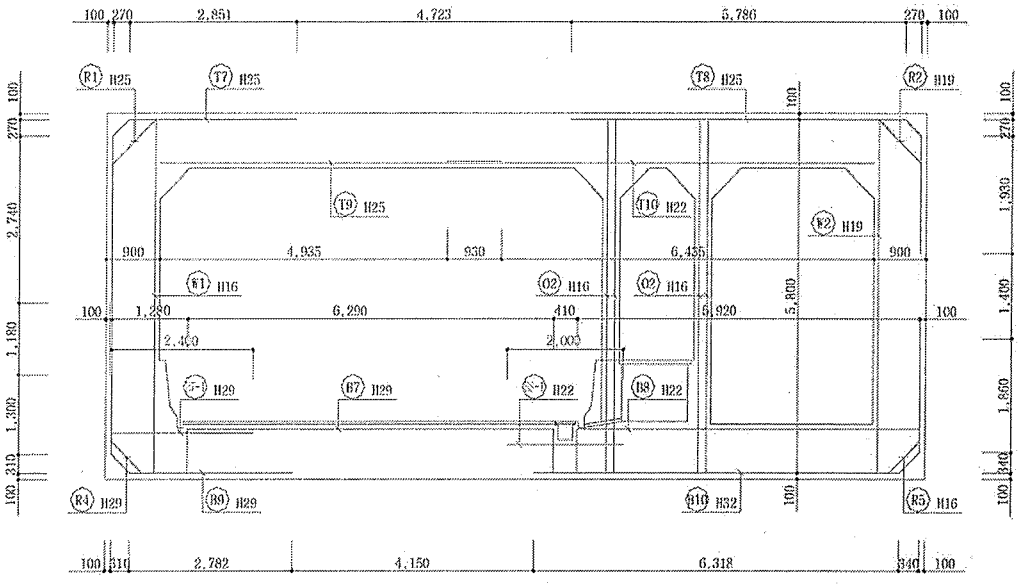
∴ 구조물 저면으로 부터 5.812 m 이하유지

# 21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)




CYCLE - 2(@250)



# 6.7 샤프트

## ▣ 해석결과요약

■ 단면 휨 설계

| 단면위치 | 깊이 H(mm) | 사용철근량 (mm² ) | Mu (kN.m) | ΦMn (kN.m) | 안전도 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) 슬래브 장지간 단부 | 300 | H16@250 + H16@250 | 42.654 | 111.363 | 2.61 | O.K |
| (2) 슬래브 장지간 중앙부 | 300 | H16@250 + H16@250 | 33.092 | 116.765 | 3.53 | O.K |
| (3) 슬래브 단지간 단부 | 300 | H16@250 + H16@250 | 42.654 | 111.363 | 2.61 | O.K |

■ 사용성 검토

| 구 분 | 사용모멘트 | 사용철근량 | 필요간격 | 평균배근간격 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| (1) 슬래브 장지간 단부 | 26.659 | H16@250 + H16@250 | 750.856 | 125.000 | O.K |
| (2) 슬래브 장지간 중앙부 | 20.683 | H16@250 + H16@250 | 1014.035 | 125.000 | O.K |
| (3) 슬래브 단지간 단부 | 26.659 | H16@250 + H16@250 | 750.856 | 125.000 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구 분 | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| (1) 슬래브 장지간 단부 | 272.8 | 53.1 | 1363.99 | 2.00 | - | H13 | 300 | - | O.K |
| (2) 슬래브 장지간 중앙부 | 279.3 | 0.0 | 1396.47 | 2.00 | - | H13 | 300 | - | O.K |
| (3) 슬래브 단지간 단부 | 272.8 | 48.3 | - | 2.00 | - | H13 | 300 | - | O.K |

## RAMP D 샤프트

### 1. 설계조건

형식 : 1연 BOX

나. 설 계 하 중

1) 사 하 중
① 콘크리트자중 : 25.00 kN/㎥
② 노면포장하중 : 23.00 kN/㎥
③ 지 하 수 : 10.00 kN/㎥

2) 활 하 중 :
① 노 면 활하중 : DB-24

3) 토 사
① 흙의 습윤 단위중량 : γt = 19.0 kN/m³
② 흙의 수중 단위중량 : γsub = 10.0 kN/m³
③ 흙의 포화 단위중량 : γsat = 19.0 kN/m³
④ 흙의 내부 마찰각 : Φ = 30°
⑤ 흙의 정지 토압계수 : Ko = 1-SINΦ 0.500

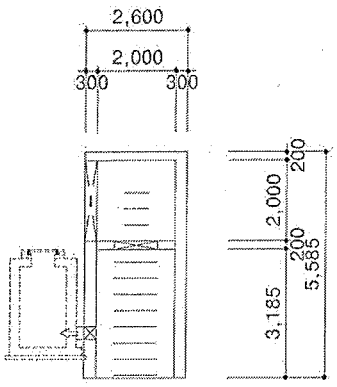
다. 사용재료
1) 콘크리트
① fck = 27 MPa
② E = 26,702 MPa
③ G = 1.00E+04 MPa
④ U = 0.18 (Poisson's ratio)

2) 철 근
① 항 복 응 력 fy = 400 MPa
② 탄 성 계 수 Es = 2.00E+05 MPa

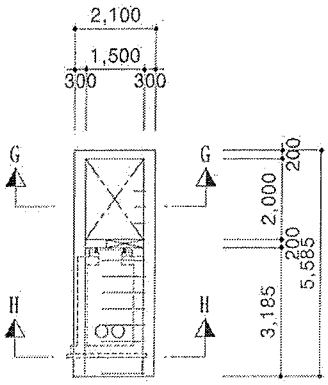
라. 적용토피 : 3.535 m
마. 적용지하수위 : G.L에서 - 1.000 m

2. 단면가정

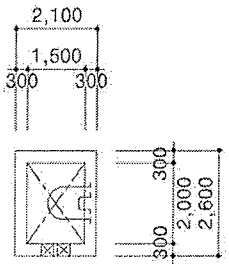
단 면 F-F



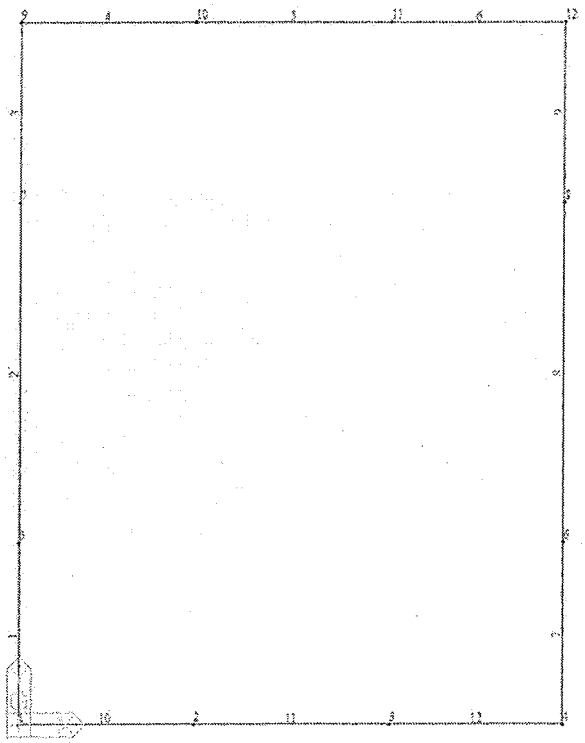

단 면 B-B




단 면 H-H




3. Modeling



o INPUT DATA

1) 절점좌표 (단위 : m)

| 절점 번호 | X | Z | 절점 번호 | X | Z | 절점 번호 | X | Z | 절점 번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 4 | 2.100 | 0.000 | 7 | 0.000 | 1.930 | 10 | 0.670 | 2.600 |
| 2 | 0.670 | 0.000 | 5 | 0.000 | 0.670 | 8 | 2.600 | 1.930 | 11 | 1.430 | 2.600 |
| 3 | 1.430 | 0.000 | 6 | 2.100 | 0.670 | 9 | 0.000 | 2.600 | 12 | 2.100 | 2.600 |

2) 부 재 종 류 (단위 : m)

※부재 접합부의 강역 : 미고려 헌치부의 두께 : 미고려

| 부재번호 | B | H | 단면2차모멘트 | 해당부재 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.000 | 0.300 | 0.002250 | 1 ~ 12 | |

## 4. 하중산정

### 4.1 활하중

적용토피= 3.535 m 일 때 $W_L$ = 15.000 $kN/m^2$

<도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

| 토피(m) | 활하중 ($kN/m^2$) | 토피(m) | 활하중 ($kN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 5.0 | 15.0 |
| 1.5 | 39.0 | 6.0 | 15.0 |
| 2.0 | 21.0 | 7.0 | 15.0 |
| 2.5 | 17.0 | 8.0 | 12.0 |
| 3.0 | 15.0 | 9.0 | 11.0 |
| 4.0 | 15.0 | 10.0이상 | 10.0 |

4.1.1 활하중에 의한 측압 ——— CASE 1

- 노면활하중 = 15.000 $kN/m^2$

(1) 정지토압계수

되메움토 : $K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

(2) 활하중에 의한 횡토압

되메움토 : $L_h = 15.000 \times ( 1 - \sin \phi )$ = 7.500 $kN/m^2$

4.2 토 압

4.2.1 측면방향 토압

(1) 지하수가 없을경우 ——— CASE 2

$Wh_1$ = ( 0.500 × 23.00 + 3.035 × 19.00 ) × 0.500 = 34.583 kN/m²

(2) 지하수가 있을경우 ——— CASE 3

$Wh_1$ = ( 0.500 × 23.00 + 0.500 × 19.00 + 2.535 × 10.00 ) × 0.500

= 23.175 kN/m²

4.3 수 압

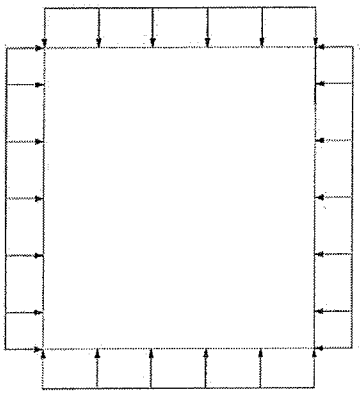
4.3.1 수평수압 ——— CASE 4

- 수압 : ( 3.535 - 1.00 ) × 10.00 = 25.350 kN/m²

## 5. 하중 재하도

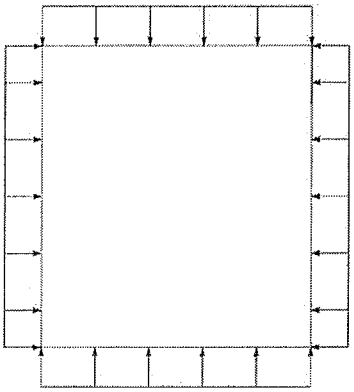
1) CASE 01 : 활하중에 의한 측압

7.500 kN/m²



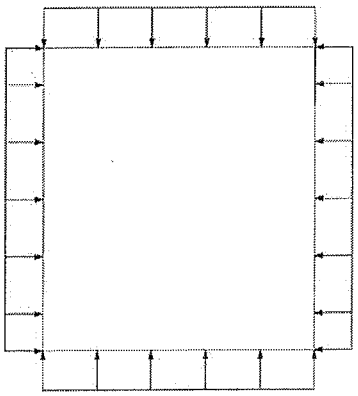
2) CASE 02 : 측면토압 (지하수가 없을때)

34.583 kN/m²



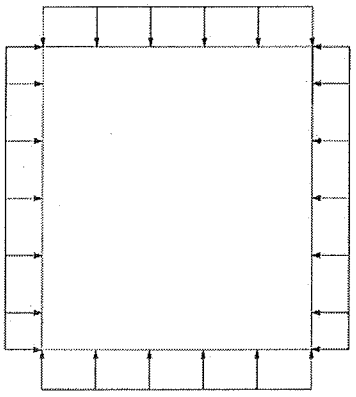
3) CASE 03 : 측면토압 (지하수가 있을때)

23.175 kN/m²



4) CASE 4 : 수압

25.350 kN/m²

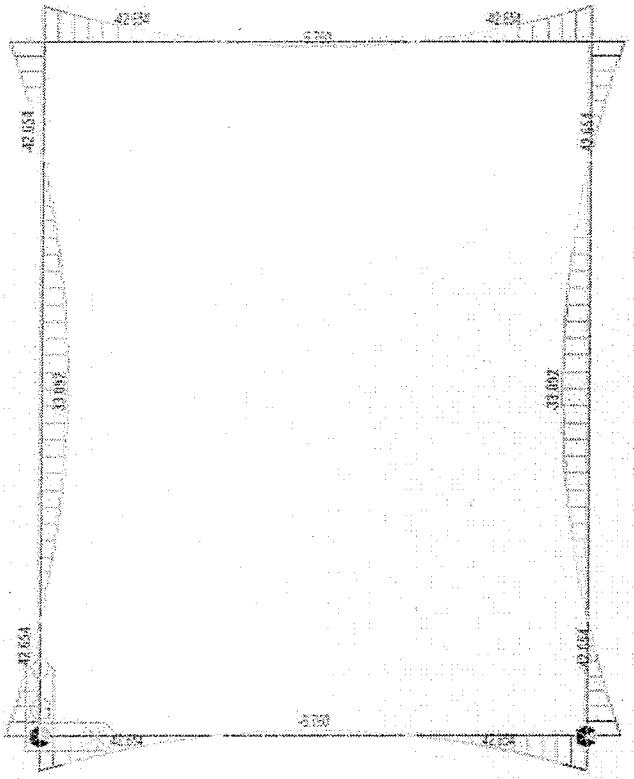


## 6. 하중계수 및 하중조합

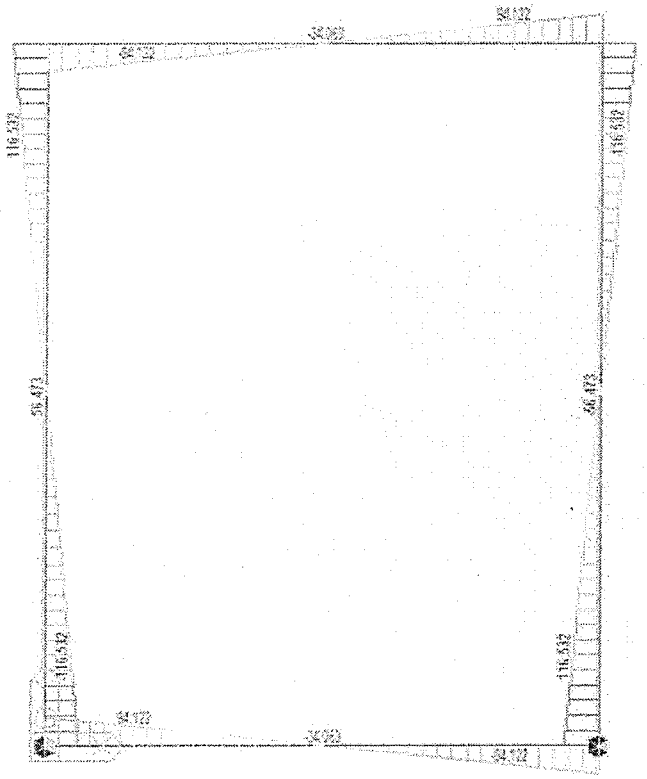
| 구분 | 하중 조합 | 활하중에 의한 측압 | 토압 | | 수압 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | 지하수무 | 지하수유 | |
| | | LC1 | LC2 | LC3 | LC4 |
| 계수하중 | COMB1 | 1.60 | 1.60 | | |
| | COMB2 | 1.60 | | 1.60 | 1.60 |
| 사용하중 | COMB3 | 1.00 | 1.00 | | |
| | COMB3 | 1.00 | | 1.00 | 1.00 |

## 7. 해석 결과

### 가. 극한하중

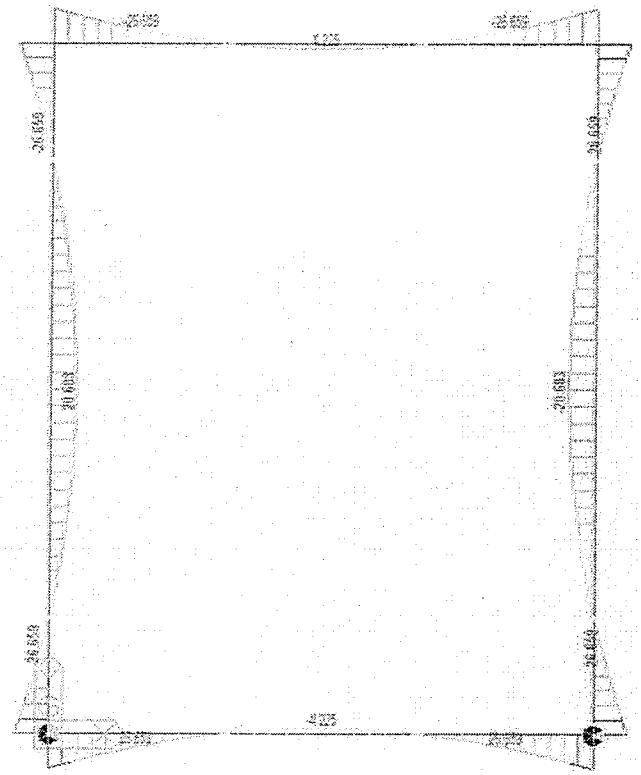


BMD (KN.m)



SFD (KN)

나. 사용하중

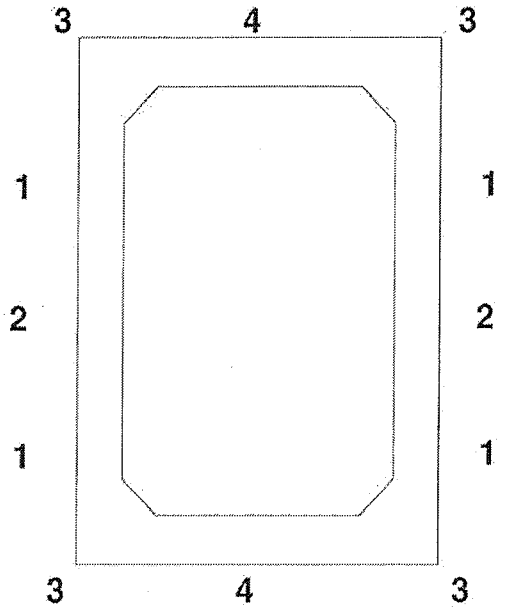



BMD (KN.m)

## 8. 단면 검토 ( 사용성, 배력철근량 검토 포함)

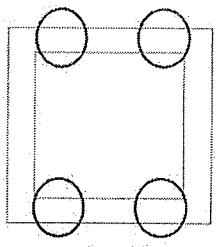
※부재 접합부의 강역 : 미고려, 헌치부의 두께 : 에 의한 모멘트값 적용 단위m당 (단위 : kN, m)

| 구 분 | 극한강도설계법 | | | 허용응력설계법 |
|---|---|---|---|---|
| | 축력 | 전단력 | 모멘트 | 모멘트 |
| (1) 슬래브 장지간 단부 | | 116.53 | 42.65 | 26.66 |
| (2) 슬래브 장지간 중앙부 | | | 33.09 | 20.68 |
| (3) 슬래브 단지간 단부 | | 94.12 | 42.65 | 26.66 |
| (4) 슬래브 단지간 중앙부 | | | 6.76 | 4.23 |



(1) 슬래브 장지간 단부

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| fck | = | 27.0 | MPa | 측면피복두께 = | 80.00 mm |
| fy | = | 400.0 | MPa | 설계모멘트 = | 42.65 kN·m |
| 단 면 폭 | = | 1000.0 | mm | 설계전단력 = | 116.53 kN |
| 단면높이 | = | 300.0 | mm | φf = | 0.85 |
| d' | = | 80.0 | mm | φs = | 0.75 |


< KEY MAP >

$c = As \cdot fy/(\alpha \cdot fck \cdot b)$ = (1588.8X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 32.6 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$\varepsilon t = \varepsilon c(d/c-1)$ 에서

$= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003X(220/32.6-1) = 0.0172$

∴ $\varepsilon t \geq 0.005$ 이므로 $\varphi f$ = 0.85

가. 휨철근량의 계산

$\beta_1$ = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 583.74 ㎟ [ p = 0.00265 ]

(4/3)필요량 = 583.74 X 4 / 3 = 778.32 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 220 = 770.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 220 = 4598.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 250 + H 16 @ 250 = 1588.8 ㎟ [ 4 + 4 ea/m ]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [ 0 0 ea/m ]

= 1588.80 ㎟ [ p = 0.00722 ]

철근량검토 : 770.00 < 1588.80 < 4598.00 : O.K

$$\varphi Mn = \varphi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 111.363 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 111.363 / 42.654 = 2.61 : O.K

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 142.894 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 714.471 kN

∴ 116.532 ≤ 142.894 : 최소전단철근 필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [ ∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$ ]

$= -7 \times 0.00722 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0506 + 0.0506^2\ ]} = 0.272$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.27 / 3 = 0.909$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 83.904 MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm ( 여기서, $d_b$ = 16 )

$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc$ = 758 mm

$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ )$ = 751 mm

> s = 125.0 mm ∴ O.K

라. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

필요철근량 = 300 X 1000 X 0.002 = 600.00 ㎟

사용철근량 = H 13 - 10 개

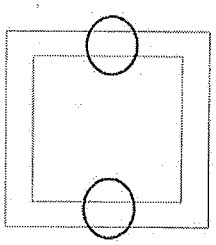
= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ :O.K

(2) 슬래브 장지간 중앙부

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| fck | = 27.0 | MPa | 측면피복두께 = | 70.00 | mm |
| fy | = 400.0 | MPa | 설계모멘트 = | 33.09 | kN · m |
| 단 면 폭 | = 1000.0 | mm | 설계전단력 = | 0.00 | kN |
| 단면높이 | = 300.0 | mm | φf = | 0.85 | |
| d' | = 70.0 | mm | φs = | 0.75 | |

c = As · fy/( α · fck · b) = (1588.8X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 32.6 mm



< KEY MAP >

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(230/32.6-1) = 0.0182

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

$\beta_1$ = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 430.18 ㎟ [ p = 0.00187 ]

| | | | |
|---|---|---|---|
| (4/3)필요량 = 430.18 X 4 / 3 | = | 573.57 | ㎟ |
| 최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 230 | = | 805.00 | ㎟ |
| 최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 230 | = | 4807.00 | ㎟ |

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 250 + H 16 @ 250 = 1588.8 ㎟ [ 4 + 4 ea/m ]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [ 0 . 0 ea/m ]

= 1588.80 ㎟ [ p = 0.00691 ]

철근량검토 : 573.57 < 1588.80 < 4807.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 116.765 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 116.765 / 33.092 = 3.53 : O.K

나. 전단철근량의 계산

| | | |
|---|---|---|
| 콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = | 149.389 | kN |
| 단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = | 746.947 | kN |

∴ 0 < 149.389 / 2 = 74.695 : 전단철근 불필요

나. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [ ∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$ ]

$= -7 \times 0.00691 + \sqrt{[\,2 \times 0.0484 + 0.0484^2\,]} = 0.267$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.27 / 3 = 0.911$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 62.128$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 70 - 15.9 / 2 = 62$ mm ( 여기서, $d_b = 16$ )

$s_1 = 375 ( 210 / fst ) - 2.5\,Cc = 1112$ mm

$s_2 = 300 ( 210 / fst ) = 1014$ mm

$> s = 125.0$ mm ∴ O.K

다. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

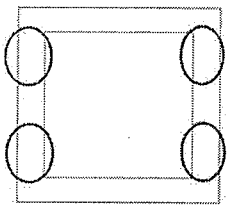
필요철근량 = 300 X 1000 X 0.002 = 600.00 ㎟

사용철근량 = H 13 - 10 개

= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ :O.K

(3) 슬래브 단지간 단부

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| fck | = 27.0 | MPa | 측면피복두께 = | 80.00 | mm |
| fy | = 400.0 | MPa | 설계모멘트 = | 42.65 | kN · m |
| 단 면 폭 | = 1000.0 | mm | 설계전단력 = | 94.12 | kN |
| 단면높이 | = 300.0 | mm | φf = | 0.85 | |
| d' | = 80.0 | mm | φs = | 0.75 | |



< KEY MAP >

c = As · fy/(α · fck · b) = (1588.8X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 32.6 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(220/32.6-1) = 0.0172

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

$\beta_1$ = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 583.74 ㎟ [ p = 0.00265 ]

(4/3)필요량 = 583.74 X 4 / 3 = 778.32 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 220 = 770.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 220 = 4598.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 250 + H 16 @ 250 = 1588.8 ㎟ [ 4 + 4 ea/m ]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [ 0 0 ea/m ]

= 1588.80 ㎟ [ p = 0.00722 ]

철근량검토 : 770.00 < 1588.80 < 4598.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 111.363 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 111.363 / 42.654 = 2.61 : O.K

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 142.894 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 714.471 kN

∴ 94.122 ≤ 142.894 : 최소전단철근 필요

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [ ∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7 ]
$= -7 \times 0.00722 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0506 + 0.0506^2\ ]} = 0.272$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.27 / 3 = 0.909$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 83.904 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm ( 여기서, $d_b$ = 16 )
$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc$ = 758 mm
$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ )$ = 751 mm
> s = 125.0 mm ∴ O.K

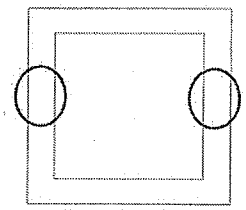
라. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

필요철근량 = 300 X 1000 X 0.002 = 600.00 ㎟
사용철근량 = H 13 - 10 개
= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ ;O.K

(4) 슬래브 단지간 중앙부

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| fck | = 27.0 | MPa | 측면피복두께 = | 70.00 | mm |
| fy | = 400.0 | MPa | 설계모멘트 = | 6.76 | kN · m |
| 단 면 폭 | = 1000.0 | mm | 설계전단력 = | 0.00 | kN |
| 단면높이 | = 300.0 | mm | φf = | 0.85 | |
| d' | = 70.0 | mm | φs = | 0.75 | |



< KEY MAP >

c = As · fy/( α · fck · b) = (794.4X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 16.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(230/16.3-1) = 0.0393

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

$\beta_1$ = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 86.73 ㎟ [ p = 0.00038 ]

(4/3)필요량 = 86.73 X 4 / 3 = 115.64 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 230 = 805.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 230 = 4807.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 500 + H 16 @ 500 = 794.4 ㎟ [ 2 + 2 ea/m ]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [ 0 0 ea/m ]

= 794.40 ㎟ [ p = 0.00345 ]

철근량검토 : 115.64 < 794.40 < 4807.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 60.252 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 60.252 / 6.76 = 8.91 : O.K

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 149.389 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 746.947 kN

∴ 0 < 149.389 / 2 = 74.695 : 전단철근 불필요

나. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [ ∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$ ]

$= -7 \times 0.00345 + \sqrt{[\,2 \times 0.0242 + 0.0242^2\,]} = 0.197$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2 / 3 = 0.934$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 24.758$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 70 - 15.9 / 2 = 62$ mm ( 여기서, $d_b = 16$ )

$s_1 = 375 ( 210 / fst ) - 2.5\,Cc = 3026$ mm

$s_2 = 300 ( 210 / fst ) = 2545$ mm

$>$ s = 250.0 mm ∴ O.K

다. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

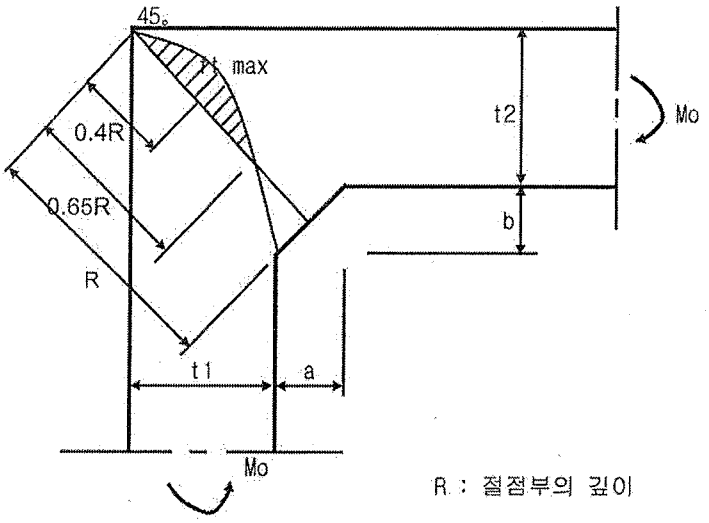
필요철근량 = 300 X 1000 X 0.002 = 600.00 ㎟

사용철근량 = H 13 - 10 개

= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ ;O.K

9. 우 각 부 보 강

1) 단부




a = 0 mm

b = 0 mm

t1 = 300 mm

t2 = 300 mm

R : 절점부의 깊이

$M_0$ = 26.659 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck}$ = 0.675 MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2$ = 424.26 mm

0.65 R = 275.77 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 26.659 \times 1000 \times 10^3}{424.26^2 \times 275.77}$$

= 2.685 MPa > τc 이므로 우각부에 철근으로 보강하여야 한다.

$$Ag = \frac{2\ M_0}{R\ fsa} - \frac{As'}{1}$$

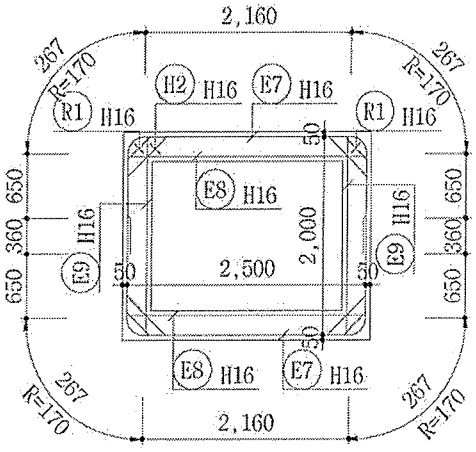
$$= \frac{2 \times 26.659 \times 10E6}{424.264 \times 180} - \frac{199}{1}$$

∵ 보강철근 As = 698.17 − 198.6 = 499.57 mm²

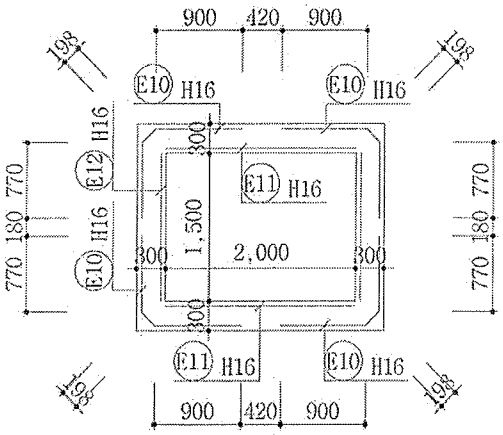
∵ 사용철근 : H 16 @ 250.0 mm − 2.0 개 = 1588.80 mm²

10. 철 근 조 립 도

## ① C.T.C 250




## ② C.T.C 250



# 6.8 자립식 옹벽

# 목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계현황 및 단면력 정리

4. 벽체파일 검토

5. 전산 DATA

# 1. 설계조건

## 1.1 일반사항

1) 구조형식 : 자립식 옹벽구조
2) 구조물높이 : H = 2.3~2.7 m (굴착깊이기준)
3) 지하수위 : 우기시 지표면 이하 GL -1.0m로 가정하여 검토

## 1.2 사용재료

1) 합성형 벽체파일

가) 콘크리트

- 설계강도 : $f_{ck}$ = 80 MPa
- 탄성계수 : $E_c = 8500\sqrt[3]{f_{cu}} = 8500\sqrt[3]{88} = 37,800$ MPa
- Posson's Ratio : 0.167
- 선팽창계수 : $1.0 \times 10^{-5}$/ ℃

나) PC강봉

- 탄성계수 : $E_p = 2.00 \times 10^5$ MPa

다) 응 력

- 허용휨인장응력 : $f_{ta} = 0.5\sqrt{f_{ck}} = 4.47$ MPa
- 허용전단응력 : $\tau_a = 1.2$ MPa
- 허용휨압축응력 : $f_{ca} = 0.4\ f_{ck} = 32.0$ MPa

라) 단면종류

| 벽체파일 단면 | | | 유효프리스트레스 (MPa) |
|---|---|---|---|
| 유효폭 | 두께 | 종류 | |
| D=500mm | t=90mm | B종 | 8 |
| | | C종 | 10 |

## 1.3 단위중량

| 재 료 | 단위중량($kN/m^3$) | 재 료 | 단위중량($kN/m^3$) |
|---|---|---|---|
| 철근 콘크리트 | 25.0 | 자갈, 모래 | 19.0 |
| 무근 콘크리트 | 23.5 | 포 장 | 23.0 |
| 모르타르 | 21.5 | 물 | 10.0 |

## 1.4 설계법

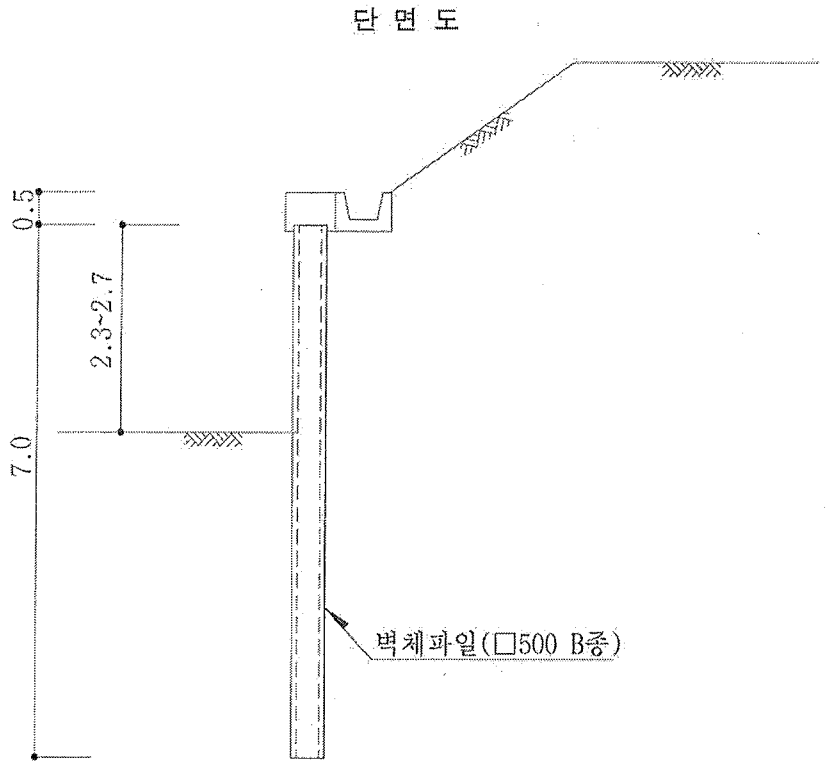
- 허용응력 설계법 : 벽체파일 검토

## 1.5 참고 문헌


- 콘크리트 구조설계기준 해설(건설교통부,2007)
- 도로교 설계기준 (건설교통부,2005)

## 2. 단면가정

### 2.1 일반도




### 2.2 설계개요

본 구조물은 종방향으로 동일한 패턴이 반복 · 지속되므로 평면 해석이 가능하다.
따라서 가시설 프로그램인 SUNEX를 이용하여 구조해석을 수행 하였다.

### 2.3 단면특성

| No | B(m) | H(m) | A($m^2$) | I($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.500 | 0.500 | 0.338 | 0.010393 | 벽체파일(500B) |

### 2.4 지반조건

주) 토질실험에 의한 값. - 토질 주상도 참조 -

| 구 분 | 습윤단위질량 γt($kN/m^3$) | 수중단위질량 γsub($kN/m^3$) | 점착력 C($kN/m^2$) | 내부마찰각 φ(° ) | 횡방향 지반반력계수 Ks($kN/m^3$) |
|---|---|---|---|---|---|
| 성토층 | 19.00 | 10.0 | 15 | 25 | 15,000 |
| 매립층 | 18.00 | 9.0 | 0 | 26 | 15,000 |
| 퇴적층 | 20.00 | 11.0 | 0 | 35 | 23,000 |
| 풍화토 | 20.00 | 11.0 | 21 | 29 | 50,000 |

## 3. 단면력 정리

### 1) 근입장검토

| 검토부재 | 검토위치 | 굴착깊이 | 근입장 | 주동모멘트 | 수동모멘트 | 근입안전율 | 허용안전율 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | m | m | kN.m | kN.m | (Fs) | (Fs) | |
| 벽체파일 | 0+40.0 | H=2.3m | H=4.70m | 378.97 | 883.84 | 2.33 | 1.30 | O.K |
| | 0+100.0 | H=2.7m | H=4.30m | 420.25 | 680.85 | 1.62 | 1.30 | O.K |
| | 0+140.0 | H=2.5m | H=4.50m | 400.21 | 767.23 | 1.92 | 1.30 | O.K |

* 전산 OUTPUT 참조

### 2) 단면력정리

(단위 : 휨모멘트(kN·m), 전단력(kN),변위(mm)

| 검토부재 | 검토위치 | 벽체높이 (굴착면기준) | 벽체파일 총높이 | 적용단면 | 사용하중 | | | 변위 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 휨모멘트 | 전단력 | 축력 | |
| 벽체파일 | 0+40.0 | H=2.3m | H=7.0m | 500B | 43.110 | 24.690 | 35.360 | 6.60 |
| | 0+100.0 | H=2.7m | H=7.0m | 500B | 74.080 | 45.690 | 80.830 | 20.60 |
| | 0+140.0 | H=2.5m | H=7.0m | 500B | 63.150 | 33.670 | 47.660 | 12.40 |

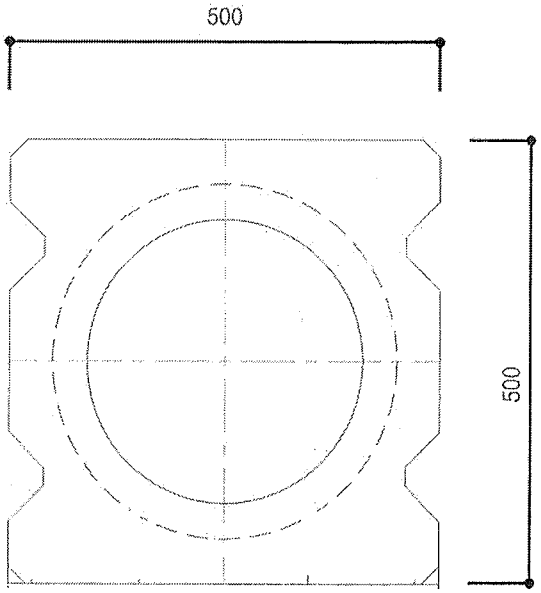
* 전산 OUTPUT 참조

# 4. 벽체파일 검토

## 4.1 벽체파일 단면제원 산정

### 12) 합성형벽체파일 (500B)

| 구 분 | 단 위 | 입 력 DATA |
|---|---|---|
| Ec1 : 콘크리트의 탄성계수 (80 MPa) | MPa | 37,800 |
| Eps : PC강봉의 탄성계수 | MPa | 200,000 |
| Ect : 강재 탄성계수 | MPa | 210,000 |
| Ec2 : 콘크리트의 탄성계수 (27 MPa) | MPa | 27,800 |
| Nps : 탄성계수비(Eps/Ec1) | | 5.291 |
| Nct : 탄성계수비(Ect/Ec1) | | 5.556 |
| Nc2 : 탄성계수비(Ec2/Ec1) | | 0.735 |



| 단 면 | B(mm) | H(mm) | A($mm^2$ ) | Y(mm) | AY($mm^3$) | A×$Y^2$($mm^4$ ) | io($mm^4$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.콘크리트(벽체파일) | | | | | | | |
| 1 - 전체 | 500 | 500 | 250000.0 | 0.0 | - | - | 5,208,333,333 |
| 2.콘크리트(벽체파일80MPa콘크리트제외부분) | | | | | | | |
| 1 - 내공(원) | 320 | | 80384.0 | 0.0 | - | - | 514,457,600 |
| 4 - 사다리꼴(사각) | 20 | 40 | 3200.0 | 0.0 | - | - | 426,667 |
| 4 사다리꼴(삼각) | 40 | 40 | 3200.0 | 0.0 | - | - | 284,444 |
| 4 사다리꼴(삼각) | 40 | 40 | 3200.0 | 0.0 | - | - | 284,444 |
| 4 - 모따기 | 20 | 20 | 800.0 | 0.0 | - | - | 17,778 |
| 16 - 강봉 | 11.0 | | 1519.8 | 0.0 | - | - | 11,493 |
| 단면 합계 | | | 92303.8 | | - | - | 515,482,427 |
| 3.PC강봉 | | | | | | | |
| 16 - PC강봉 | 11.0 | | 1519.8 | 0.0 | - | - | 11,493 |
| x Nps | | | 8041.1 | | - | - | 60,811 |
| 1-2+3 | | | 165737.3 | | - | - | 4,692,911,717 |
| | | | | | | | |

합성형벽체파일 단면계수

| | | | |
|---|---|---|---|
| - H/2에서 도심까지의 거리(Y) : | $Yh = \Sigma A \cdot Y / \Sigma A =$ | 0.000 | mm |
| - 인장면에서 도심까지의 거리(Yt) : | $Yt = H/2 + Yh =$ | 250.000 | mm |
| - 압축면에서 도심까지의 거리(Yc) : | $Yc = H/2 - Yh =$ | 250.000 | mm |
| - H/2에 대한 단면 2차 모멘트(Ih) : | $Ih = \Sigma Io + \Sigma A \cdot Y^2 =$ | 4,692,911,717 | $mm^4$ |
| - 도심축에 대한 단면 2차 모멘트(Ic) : | $Ic = \Sigma Io - \Sigma A \cdot Yh^2 =$ | 4,692,911,717 | $mm^4$ |
| - 단면 계수 : 인장측 | $Zt = Ic/Yt =$ | 18,771,647 | $mm^3$ |
| 압축측 | $Zc = Ic/Yc =$ | 18,771,647 | $mm^3$ |

### 4.2 벽체파일 제원

| 벽체파일 단면 | | | C.T형강 | Ac($mm^2$) | Ae($mm^2$) | Ie($mm^4$) | Ze($mm^3$) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 유효폭 | 두께 | 종류 | | | | | 압축측 | 인장측 |
| D=500mm | t=90mm | B종 | - | 144,600 | 169,000 | 4,692,911,717 | 18,771,647 | 18,771,647 |
| | | C종 | | | 171,900 | 5,258,080,000 | 22,801,000 | 19,470,000 |

| 벽체파일 단면 | | | 유효프리스트레스(MPa) | 휨에의한 응력(MPa) | | 전단응력(MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 유효폭 | 두께 | 종류 | | 압축측 | 인장측 | |
| D=500mm | t=90mm | B종 | 8 | 36 | -4.47 | 1.2 |
| | | C종 | 10 | 36 | -4.47 | 1.2 |

### 4.3 작용 단면력

- 사용하중

| 검토위치 | 구 분 / 벽체높이 | 모멘트 (kN.m) max | 전단력 (kN) max | 축력 (kN) min | 모멘트 (kN.m/ea) max | 전단력 (kN/ea) max | 축력 (kN/ea) min | 단면검토용 부재간격 (m) | 적용단면 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0+40.0 | 7.0 | 43.11 | 24.69 | 35.36 | 43.11 | 24.69 | 35.36 | 0.5 | 500B |
| 0+100.0 | 7.0 | 74.08 | 45.69 | 80.83 | 74.08 | 45.69 | 80.83 | 0.5 | 500B |
| 0+140.0 | 7.0 | 63.15 | 33.67 | 47.66 | 63.15 | 33.67 | 47.66 | 0.5 | 500B |

### 4.4 허용응력 검토

1) 휨응력 검토

- 벽체파일 압축측 = fce + M/Z + P/A
- 벽체파일 인장측 = fce - M/Z + P/A

2) 전단응력 검토

- 전단응력( $\tau$ ) = Smax / Ae

3) 허용응력 산정

- 콘크리트의 허용휨압축응력 (fa) = 0.40fck = 32.00 MPa
- 콘크리트의 허용휨인장응력 (fa) = $0.5\sqrt{fck}$ = -4.47 MPa
- 콘크리트의 허용전단응력 ( $\tau a$) = 1.2 MPa
- 프리스트레스(fce) : B종 - 8 Mpa, C종 - 10 Mpa

4) 응력 검토

(MPa)

| 검토위치 | 구 분 | 휨압축응력 | | 휨인장응력 | | 전단응력 | | 변위(mm) | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 벽체높이 | 작용응력 | 허용응력 | 작용응력 | 허용응력 | 작용응력 | 허용응력 | 발생변위 | 허용 | |
| 0+40.0 | 7.0 | 10.51 | 32.00 | 5.91 | -4.47 | 0.15 | 1.20 | 6.60 | 23.00 | O.K |
| 0+100.0 | 7.0 | 12.42 | 32.00 | 4.53 | -4.47 | 0.27 | 1.20 | 20.60 | 25.00 | O.K |
| 0+140.0 | 7.0 | 11.65 | 32.00 | 4.92 | -4.47 | 0.20 | 1.20 | 12.40 | 25.00 | O.K |

- 변위허용값은 굴착깊이의 1/100 이내,부재폭의 50%중 작은값으로 정의하였음.

## 5. 전산 DATA

1) STA.0+40.0

```
-----------------------------------------
  E C H O   O F   I N P U T   D A T A
-----------------------------------------
PROJECT    STA.0+40.0

UNIT    SI

SOIL   1   성토층
           19        10        15        25        15000        0          0         0
       2   매립층
           18        9         0         26        15000        0          0         0
       3   퇴적층
           20        11        0         35        23000        0          0         0
       4   풍화토
           20        11        21        29        50000        0          0         0

PROFILE   1    2.5       1       1
          2    5.2       2       2
          3    15.8      3       3
          4    25        4       4

VWALL   1    7        0.338        0.010393        4E+07        0.5        1          1         0



Division    0.2
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
Point Plus      ALL

STEP  1  1단계 굴착 : 0 M
      OUTPUT 0
      RANKINE 1.00 0.00 30
      GWL 1.0
      SURCHARGE 10.00 0.00
      SLOPE 33
      EXCAVATION 0

STEP  2  최종 굴착 : 2.3
      GWL 1.0
      EXCAVATION 2.3
      DEPTH CHECK
      GROUND SETTLEMENT

STEP  3  PECK CHECK
      PECK 0.65 0.2 0.00 0.00 0.00 0.00


END
♀
```

>> Unit = SI <<

>> SOIL PROPERTY DATA <<

| Soil No. | rt (kN/m3) | rsub (kN/m3) | C (kN/m2) | Phi (deg) | Ks (kN/m3) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 성토층 | | | |
| Top : | 19.00 | 10.00 | 15.00 | 25.0 | 15000.0 |
| Bot : | 19.00 | 10.00 | 15.00 | 25.0 | 15000.0 |
| 2 | | 매립층 | | | |
| Top : | 18.00 | 9.00 | 0.00 | 26.0 | 15000.0 |
| Bot : | 18.00 | 9.00 | 0.00 | 26.0 | 15000.0 |
| 3 | | 퇴적층 | | | |
| Top : | 20.00 | 11.00 | 0.00 | 35.0 | 23000.0 |
| Bot : | 20.00 | 11.00 | 0.00 | 35.0 | 23000.0 |
| 4 | | 풍화토 | | | |
| Top : | 20.00 | 11.00 | 21.00 | 29.0 | 50000.0 |
| Bot : | 20.00 | 11.00 | 21.00 | 29.0 | 50000.0 |

>> PROFILE OF SOIL STRATA <<

| Profile no. | Top Depth | Bottom Depth | Active Soil no. | Passive Soil no. |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 2.50 | 1 | 1 |
| 2 | 2.50 | 5.20 | 2 | 2 |
| 3 | 5.20 | 15.80 | 3 | 3 |
| 4 | 15.80 | 25.00 | 4 | 4 |

>> VERTICAL WALL DATA <<

| Vwall No | Depth (m) | Area (m2) | I (m4) | E (kN/m2) | Space (m) | *1 pRatio | *2 aRatio | *3 Myield (kN-m/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 7.0 | 0.338000000 | 0.010393000 | 40000000.0 | 0.50 | 1.000 | 1.000 | 0.00 |
| | | ( 0.675999999 | 0.020786000 | 80000000.0 ) | | | (divided by space) | |

Note 1) pRatio is effective earth acting width of wall at Passive side
to unit width ( k*B/1m ) for vertical wall below excavation line
2) aRatio is effective earth acting width of wall at Active side
to unit width ( k*B/1m ) for vertical wall below excavation line
3) If Myield is not 0.0, elasto-plastic check is done and if actual wall moment exeeds Myield, beam inertia is changed as plastic hinge to carry only Myield

>> Minimum Soil Spring Constant = 100.00

>> Elastic Modulus of Refill Soil = 10000.00
>> Gap of Refill Soil = 0.050

♀

>> VERTICAL POINTS ARE GENERATED AT SPECIFIC POINTS AS SOIL BOUNDARY,
STRUT,ANCHOR AND SLAB LOCATION,LOADING LOCATION ETC.

ADITIONAL POINTS ARE GENERATED IN  0.20 m INTERVAL

>> VERTICAL DIVISION POINTS <<

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ( 1) | 0.00 | ( 2) | 0.20 | ( 3) | 0.40 | ( 4) | 0.50 | ( 5) | 0.70 |
| ( 6) | 0.90 | ( 7) | 1.10 | ( 8) | 1.30 | ( 9) | 1.50 | ( 10) | 1.70 |
| ( 11) | 1.90 | ( 12) | 2.10 | ( 13) | 2.30 | ( 14) | 2.50 | ( 15) | 2.70 |
| ( 16) | 2.80 | ( 17) | 3.00 | ( 18) | 3.30 | ( 19) | 3.50 | ( 20) | 3.80 |
| ( 21) | 4.00 | ( 22) | 4.30 | ( 23) | 4.50 | ( 24) | 4.80 | ( 25) | 5.00 |
| ( 26) | 5.20 | ( 27) | 5.30 | ( 28) | 5.50 | ( 29) | 5.80 | ( 30) | 6.00 |
| ( 31) | 6.30 | ( 32) | 6.50 | ( 33) | 6.80 | ( 34) | 7.00 | | |

>> PRINT OUT POINTS <<

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ( 1) | 0.00 | ( 2) | 0.20 | ( 3) | 0.40 | ( 4) | 0.50 | ( 5) | 0.70 |
| ( 6) | 0.90 | ( 7) | 1.10 | ( 8) | 1.30 | ( 9) | 1.50 | ( 10) | 1.70 |
| ( 11) | 1.90 | ( 12) | 2.10 | ( 13) | 2.30 | ( 14) | 2.50 | ( 15) | 2.70 |
| ( 16) | 2.80 | ( 17) | 3.00 | ( 18) | 3.30 | ( 19) | 3.50 | ( 20) | 3.80 |
| ( 21) | 4.00 | ( 22) | 4.30 | ( 23) | 4.50 | ( 24) | 4.80 | ( 25) | 5.00 |
| ( 26) | 5.20 | ( 27) | 5.30 | ( 28) | 5.50 | ( 29) | 5.80 | ( 30) | 6.00 |
| ( 31) | 6.30 | ( 32) | 6.50 | ( 33) | 6.80 | ( 34) | 7.00 | | |

♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406  User : (주)평화엔지니어링
Input Data File = sta.0+40.0.dat  Date : 2015-04-03
Project : STA.0+40.0  Time : 15:47:20

---

Step No.  1  << 1단계 굴착 : 0 M >>
OUTPUT 0
♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406  User :
Input Data File = sta.0+40.0.dat  Date : 2015-04-03
Project : STA.0+40.0  Time : 15:47:20

---

Step No.  1  << 1단계 굴착 : 0 M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH =  0.00

| Node No. | Depth (m) | *1 Final Press (kN/m2) | Wall Disp. (mm) | Rotation Angle (deg) | Shear Force (kN/m) | Bending Moment (kN-m/m) | *2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea) | *3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | -0.28 | -0.002 | 0.44 | 0.04 | | |
| 2 | 0.20 | -2.63 | -0.28 | -0.002 | 0.58 | 0.10 | | |
| 3 | 0.40 | -2.32 | -0.29 | -0.002 | 0.86 | 0.26 | | |
| 4 | 0.50 | -2.13 | -0.29 | -0.002 | 1.48 | 0.38 | | |
| 5 | 0.70 | -1.77 | -0.30 | -0.002 | 1.61 | 0.66 | | |
| 6 | 0.90 | -1.45 | -0.30 | -0.002 | 1.98 | 1.01 | | |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 7 | 1.10 | -1.14 | -0.31 | -0.002 | 2.28 | 1.44 |
| 8 | 1.30 | -0.84 | -0.32 | -0.002 | 2.52 | 1.92 |
| 9 | 1.50 | -0.54 | -0.32 | -0.002 | 2.71 | 2.44 |
| 10 | 1.70 | -0.25 | -0.33 | -0.002 | 2.84 | 2.99 |
| 11 | 1.90 | 0.06 | -0.33 | -0.001 | 2.90 | 3.56 |
| 12 | 2.10 | 0.36 | -0.34 | -0.001 | 2.91 | 4.14 |
| 13 | 2.30 | 0.67 | -0.34 | -0.001 | 2.86 | 4.71 |
| 14 | 2.50 | 0.67 | -0.35 | -0.001 | 2.77 | 5.27 |
| 15 | 2.70 | 0.98 | -0.35 | -0.001 | 2.34 | 5.81 |
| 16 | 2.80 | 1.14 | -0.35 | -0.001 | 2.67 | 6.06 |
| 17 | 3.00 | 1.47 | -0.36 | -0.001 | 2.31 | 6.60 |
| 18 | 3.30 | 1.97 | -0.36 | -0.001 | 1.24 | 7.14 |
| 19 | 3.50 | 2.31 | -0.37 | -0.001 | 1.34 | 7.41 |
| 20 | 3.80 | 2.85 | -0.37 | -0.001 | -0.02 | 7.61 |
| 21 | 4.00 | 3.22 | -0.37 | -0.001 | -0.11 | 7.62 |
| 22 | 4.30 | 3.80 | -0.38 | 0.000 | -1.76 | 7.35 |
| 23 | 4.50 | 4.20 | -0.38 | 0.000 | -2.04 | 6.99 |
| 24 | 4.80 | 4.81 | -0.38 | 0.000 | -4.00 | 6.10 |
| 25 | 5.00 | 5.23 | -0.38 | 0.000 | -4.72 | 5.13 |
| 26 | 5.20 | -4.52 | -0.38 | 0.000 | -5.51 | 4.10 |
| 27 | 5.30 | -4.36 | -0.38 | 0.000 | -4.52 | 3.61 |
| 28 | 5.50 | -4.03 | -0.38 | 0.000 | -3.69 | 2.82 |
| 29 | 5.80 | -3.53 | -0.38 | 0.000 | -3.43 | 1.76 |
| 30 | 6.00 | -3.19 | -0.38 | 0.000 | -1.89 | 1.24 |
| 31 | 6.30 | -2.68 | -0.38 | 0.000 | -1.89 | 0.68 |
| 32 | 6.50 | -2.34 | -0.38 | 0.000 | -0.52 | 0.45 |
| 33 | 6.80 | -1.82 | -0.38 | 0.000 | -0.77 | 0.26 |
| 34 | 7.00 | -1.48 | -0.38 | 0.000 | -0.87 | 0.11 |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

우

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+40.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+40.0 Time : 15:47:20

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.3 >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.30

| Node No. | Depth (m) | *1 Final Press (kN/m2) | Wall Disp. (mm) | Rotation Angle (deg) | Shear Force (kN/m) | Bending Moment (kN-m/m) | *2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea) | *3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | -2.90 | 0.018 | -0.01 | 0.00 |
| 2 | 0.20 | 0.00 | -2.83 | 0.018 | -0.03 | 0.00 |
| 3 | 0.40 | 0.00 | -2.77 | 0.018 | 0.69 | 0.00 |
| 4 | 0.50 | 0.00 | -2.74 | 0.018 | 1.03 | 0.07 |
| 5 | 0.70 | 0.00 | -2.67 | 0.018 | 1.08 | 0.24 |
| 6 | 0.90 | 0.00 | -2.61 | 0.018 | 1.08 | 0.45 |
| 7 | 1.10 | 1.00 | -2.54 | 0.018 | 0.98 | 0.66 |
| 8 | 1.30 | 3.00 | -2.48 | 0.018 | 0.58 | 0.84 |
| 9 | 1.50 | 5.00 | -2.42 | 0.018 | -0.27 | 0.89 |
| 10 | 1.70 | 7.00 | -2.35 | 0.018 | -1.47 | 0.74 |
| 11 | 1.90 | 9.00 | -2.29 | 0.018 | -3.07 | 0.31 |
| 12 | 2.10 | 11.00 | -2.22 | 0.018 | -5.07 | -0.49 |
| 13 | 2.30 | 13.42 | -2.16 | 0.018 | -4.23 | -1.74 |
| 14 | 2.50 | 1.87 | -2.09 | 0.018 | -2.47 | -2.16 |
| 15 | 2.70 | -2.96 | -2.03 | 0.018 | -2.37 | -2.67 |
| 16 | 2.80 | -5.38 | -2.00 | 0.018 | -1.74 | -2.87 |
| 17 | 3.00 | -4.42 | -1.93 | 0.018 | 0.16 | -3.17 |
| 18 | 3.30 | -3.09 | -1.84 | 0.018 | -0.26 | -3.08 |
| 19 | 3.50 | -2.21 | -1.78 | 0.018 | 1.64 | -2.93 |
| 20 | 3.80 | -0.89 | -1.68 | 0.018 | 0.74 | -2.56 |
| 21 | 4.00 | -0.02 | -1.62 | 0.018 | 2.03 | -2.27 |
| 22 | 4.30 | 1.29 | -1.52 | 0.018 | 0.50 | -1.89 |
| 23 | 4.50 | 2.16 | -1.46 | 0.018 | 1.13 | -1.73 |
| 24 | 4.80 | 5.66 | -1.37 | 0.018 | -1.90 | -1.88 |
| 25 | 5.00 | 7.98 | -1.30 | 0.018 | -2.24 | -2.25 |
| 26 | 5.20 | -10.13 | -1.24 | 0.018 | -3.21 | -2.86 |
| 27 | 5.30 | -9.51 | -1.21 | 0.018 | -1.44 | -3.06 |
| 28 | 5.50 | -8.27 | -1.15 | 0.018 | 0.31 | -3.19 |
| 29 | 5.80 | -6.41 | -1.05 | 0.018 | 1.18 | -2.93 |
| 30 | 6.00 | -5.18 | -0.99 | 0.018 | 3.47 | -2.46 |
| 31 | 6.30 | -0.33 | -0.90 | 0.018 | 2.65 | -1.56 |
| 32 | 6.50 | 2.85 | -0.84 | 0.018 | 4.38 | -0.82 |
| 33 | 6.80 | 7.60 | -0.75 | 0.018 | 0.98 | 0.41 |
| 34 | 7.00 | 10.77 | -0.68 | 0.018 | -1.58 | 0.28 |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+40.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+40.0 Time : 15:47:20

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.3 >>

Ground Settlement by Caspe(1966) method
(see FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN 4th ed. p659)

Excavation Depth (HW) = 2.30 m
Average Phi to ex. depth = 28.00 Deg
Width of Excavation (B) = 10.00 m
Hp = (0.5 B tan(45+PHI/2) = 8.32 m
Ht = (Hw+Hp) = 10.62 m
Distance of Influnce D=Ht*tan(45-PHI/2)) = 6.38 m

Volume of deflection (Vs) = 0.01247 m3
Settlement at wall Sw = 4 Vs/D = 0.00781 m = -7.81 mm

| Distance | 0.0*D | 0.1*D | 0.2*D | 0.3*D | 0.5*D | 1.0*D |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ( m ) | 0.0 | 0.6 | 1.3 | 1.9 | 3.2 | 6.4 |
| Settlement(mm) | -7.81 | -6.33 | -5.00 | -3.83 | -1.95 | 0.00 |

Note. The results shown are approximation recommended by Caspe.
♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+40.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+40.0 Time : 15:47:20

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.3 >>

WALL DEPTH CHECK - Cantilever Wall, FS = Mp/Ma at bottom of the wall

| Node No. | Depth (m) | Active Press (kN/m2) | Other Press (kN/m2) | Active Moment (kNm) | Passive Press (kN/m2) | Other Press (kN/m2) | Passive Moment (kNm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 2 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 3 | 0.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 4 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 5 | 0.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 6 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 7 | 1.10 | 0.00 | 1.00 | 1.18 | | | |
| 8 | 1.30 | 0.00 | 3.00 | 3.42 | | | |
| 9 | 1.50 | 0.00 | 5.00 | 5.50 | | | |
| 10 | 1.70 | 0.00 | 7.00 | 7.42 | | | |
| 11 | 1.90 | 0.00 | 9.00 | 9.18 | | | |
| 12 | 2.10 | 0.00 | 11.00 | 10.78 | | | |
| 13 | 2.30 | 0.42 | 13.00 | 12.61 | -52.37 | 0.00 | -49.23 |
| 14 | 2.50 | 12.99 | 13.00 | 23.39 | -23.70 | 0.00 | -21.33 |
| 15 | 2.70 | 13.93 | 13.00 | 17.37 | -29.48 | 0.00 | -19.02 |
| 16 | 2.80 | 14.40 | 13.00 | 17.26 | -32.37 | 0.00 | -20.39 |
| 17 | 3.00 | 15.33 | 13.00 | 28.33 | -38.15 | 0.00 | -38.15 |
| 18 | 3.30 | 16.73 | 13.00 | 27.50 | -46.82 | 0.00 | -43.31 |
| 19 | 3.50 | 17.66 | 13.00 | 26.83 | -52.61 | 0.00 | -46.03 |
| 20 | 3.80 | 19.06 | 13.00 | 25.65 | -61.28 | 0.00 | -49.02 |
| 21 | 4.00 | 20.00 | 13.00 | 24.75 | -67.06 | 0.00 | -50.29 |
| 22 | 4.30 | 21.40 | 13.00 | 23.22 | -75.73 | 0.00 | -51.12 |
| 23 | 4.50 | 22.33 | 13.00 | 22.08 | -81.51 | 0.00 | -50.94 |
| 24 | 4.80 | 23.73 | 13.00 | 20.20 | -90.18 | 0.00 | -49.60 |
| 25 | 5.00 | 24.66 | 13.00 | 15.07 | -95.96 | 0.00 | -38.38 |
| 26 | 5.20 | 16.83 | 13.00 | 8.05 | -166.80 | 0.00 | -45.04 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 27 | 5.30 | 17.20 | 13.00 | 7.70 | -172.76 | 0.00 | -44.05 |
| 28 | 5.50 | 17.94 | 13.00 | 11.60 | -184.67 | 0.00 | -69.25 |
| 29 | 5.80 | 19.05 | 13.00 | 9.62 | -202.55 | 0.00 | -60.76 |
| 30 | 6.00 | 19.79 | 13.00 | 8.20 | -214.46 | 0.00 | -53.62 |
| 31 | 6.30 | 20.90 | 13.00 | 5.93 | -232.34 | 0.00 | -40.66 |
| 32 | 6.50 | 21.64 | 13.00 | 4.33 | -244.25 | 0.00 | -30.53 |
| 33 | 6.80 | 22.75 | 13.00 | 1.79 | -262.13 | 0.00 | -13.11 |
| 34 | 7.00 | 23.49 | 13.00 | 0.00 | -274.04 | 0.00 | 0.00 |
| | | 402.26 | 322.00 | 378.97 | -2701.23 | 0.00 | -883.84 |

Total Active Moment (Ma) = 378.97
Total Passive Moment (Mp) = -883.84
Factor Of Safety (Mp/Ma) = 2.33

1.3 is recommended for Minimum Factor of Safety

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+40.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+40.0 Time : 15:47:20

---

Step No. 3 << PECK CHECK >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.30

| Node No. | Depth (m) | *1 Final Press (kN/m2) | Wall Disp. (mm) | Rotation Angle (deg) | Shear Force (kN/m) | Bending Moment (kN-m/m) | *2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea) | *3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 2.44 | -6.63 | 0.061 | -0.03 | 0.02 | | |
| 2 | 0.20 | 5.21 | -6.41 | 0.061 | -0.83 | -0.04 | | |
| 3 | 0.40 | 8.13 | -6.20 | 0.061 | -2.05 | -0.33 | | |
| 4 | 0.50 | 9.60 | -6.09 | 0.061 | -1.35 | -0.47 | | |
| 5 | 0.70 | 10.64 | -5.88 | 0.061 | -2.72 | -0.80 | | |
| 6 | 0.90 | 10.85 | -5.66 | 0.061 | -4.87 | -1.54 | | |
| 7 | 1.10 | 12.05 | -5.45 | 0.061 | -7.16 | -2.72 | | |
| 8 | 1.30 | 14.25 | -5.23 | 0.061 | -9.79 | -4.38 | | |
| 9 | 1.50 | 16.45 | -5.02 | 0.061 | -12.85 | -6.61 | | |
| 10 | 1.70 | 18.64 | -4.81 | 0.061 | -16.36 | -9.49 | | |
| 11 | 1.90 | 20.84 | -4.59 | 0.061 | -20.31 | -13.12 | | |
| 12 | 2.10 | 23.03 | -4.38 | 0.061 | -24.69 | -17.71 | | |
| 13 | 2.30 | 25.23 | -4.17 | 0.061 | -24.32 | -22.89 | | |
| 14 | 2.50 | 0.44 | -3.96 | 0.060 | -21.72 | -27.34 | | |
| 15 | 2.70 | -5.12 | -3.75 | 0.060 | -21.27 | -31.60 | | |
| 16 | 2.80 | -7.90 | -3.64 | 0.060 | -20.22 | -33.73 | | |
| 17 | 3.00 | -20.75 | -3.44 | 0.059 | -17.06 | -37.72 | | |
| 18 | 3.30 | -29.08 | -3.13 | 0.058 | -9.68 | -41.82 | | |
| 19 | 3.50 | -25.66 | -2.93 | 0.058 | -3.17 | -43.10 | | |
| 20 | 3.80 | -20.86 | -2.63 | 0.057 | 1.71 | -43.11 | | |
| 21 | 4.00 | -17.70 | -2.43 | 0.056 | 7.39 | -42.16 | | |
| 22 | 4.30 | -13.02 | -2.14 | 0.055 | 10.05 | -39.49 | | |
| 23 | 4.50 | -9.94 | -1.95 | 0.055 | 13.68 | -37.10 | | |
| 24 | 4.80 | -5.36 | -1.66 | 0.054 | 14.43 | -32.83 | | |
| 25 | 5.00 | -2.34 | -1.48 | 0.054 | 15.74 | -29.75 | | |
| 26 | 5.20 | -11.88 | -1.29 | 0.053 | 16.42 | -26.66 | | |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 27 | 5.30 | -9.67 | -1.20 | 0.053 | 18.25 | -24.96 |
| 28 | 5.50 | -5.28 | -1.01 | 0.053 | 19.03 | -21.28 |
| 29 | 5.80 | 1.27 | -0.74 | 0.052 | 18.57 | -15.52 |
| 30 | 6.00 | 5.61 | -0.55 | 0.052 | 18.60 | -11.75 |
| 31 | 6.30 | 12.09 | -0.28 | 0.052 | 15.43 | -6.53 |
| 32 | 6.50 | 16.41 | -0.10 | 0.052 | 12.79 | -3.66 |
| 33 | 6.80 | 26.91 | 0.17 | 0.052 | 6.43 | -0.58 |
| 34 | 7.00 | 35.36 | 0.35 | 0.052 | 0.81 | 0.13 |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

TOTAL SOLUTION TIME = 0.14 SEC

♀

2) B-B단면 (STA.0+100.0)

```
-----------------------------------------
  E C H O   O F   I N P U T   D A T A
-----------------------------------------
PROJECT    STA.0+100.0

UNIT    SI

SOIL   1   성토층
           19        10        15        25        15000        0          0         0
       2   매립층
           18        9         0         26        15000        0          0         0
       3   퇴적층
           20        11        0         35        23000        0          0         0
       4   풍화토
           20        11        21        29        50000        0          0         0

PROFILE   1    2.5        1        1
          2    5.2        2        2
          3    15.8       3        3
          4    25         4        4

VWALL   1    7         0.338         0.010393         4E+07         0.5         1         1         0



Division    0.2
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
Point Plus       ALL

STEP  1  1단계 굴착 : 0 M
      OUTPUT 0
      RANKINE 1.00 0.00 30
      GWL 1.0
      SURCHARGE 10.00 0.00
      SLOPE 33
      EXCAVATION 0

STEP  2  최종 굴착 : 2.7
      GWL 1.0
      EXCAVATION 2.7
      DEPTH CHECK
      GROUND SETTLEMENT

STEP  3  PECK CHECK
      PECK 0.65 0.2 0.00 0.00 0.00 0.00


END
♀

>> Unit =       SI <<
```

>> SOIL PROPERTY DATA <<

| Soil No. | | rt (kN/m3) | rsub (kN/m3) | C (kN/m2) | Phi (deg) | Ks (kN/m3) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | | 성토층 | | | |
| | Top : | 19.00 | 10.00 | 15.00 | 25.0 | 15000.0 |
| | Bot : | 19.00 | 10.00 | 15.00 | 25.0 | 15000.0 |
| 2 | | | 매립층 | | | |
| | Top : | 18.00 | 9.00 | 0.00 | 26.0 | 15000.0 |
| | Bot : | 18.00 | 9.00 | 0.00 | 26.0 | 15000.0 |
| 3 | | | 퇴적층 | | | |
| | Top : | 20.00 | 11.00 | 0.00 | 35.0 | 23000.0 |
| | Bot : | 20.00 | 11.00 | 0.00 | 35.0 | 23000.0 |
| 4 | | | 풍화토 | | | |
| | Top : | 20.00 | 11.00 | 21.00 | 29.0 | 50000.0 |
| | Bot : | 20.00 | 11.00 | 21.00 | 29.0 | 50000.0 |

>> PROFILE OF SOIL STRATA <<

| Profile no. | Top Depth | Bottom Depth | Active Soil no. | Passive Soil no. |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 2.50 | 1 | 1 |
| 2 | 2.50 | 5.20 | 2 | 2 |
| 3 | 5.20 | 15.80 | 3 | 3 |
| 4 | 15.80 | 25.00 | 4 | 4 |

>> VERTICAL WALL DATA <<

| Vwall No | Depth (m) | Area (m2) | I (m4) | E (kN/m2) | Space (m) | *1 pRatio | *2 aRatio | *3 Myield (kN-m/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 7.0 | 0.338000000 | 0.010393000 | 40000000.0 | 0.50 | 1.000 | 1.000 | 0.00 |
| | | ( 0.675999999 | 0.020786000 | 80000000.0 ) | | | (divided by space) | |

Note 1) pRatio is effective earth acting width of wall at Passive side
to unit width ( k*B/1m ) for vertical wall below excavation line
2) aRatio is effective earth acting width of wall at Active side
to unit width ( k*B/1m ) for vertical wall below excavation line
3) If Myield is not 0.0, elasto-plastic check is done and if actual wall
moment exeeds Myield, beam inertia is changed as plastic hinge to
carry only Myield

>> Minimum Soil Spring Constant = 100.00

>> Elastic Modulus of Refill Soil = 10000.00
>> Gap of Refill Soil = 0.050

♀

>> VERTICAL POINTS ARE GENERATED AT SPECIFIC POINTS AS SOIL BOUNDARY,
STRUT,ANCHOR AND SLAB LOCATION,LOADING LOCATION ETC.

ADITIONAL POINTS ARE GENERATED IN 0.20 m INTERVAL

>> VERTICAL DIVISION POINTS <<

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ( 1) | 0.00 | ( 2) | 0.20 | ( 3) | 0.40 | ( 4) | 0.50 | ( 5) | 0.70 |
| ( 6) | 0.90 | ( 7) | 1.10 | ( 8) | 1.30 | ( 9) | 1.50 | ( 10) | 1.70 |
| ( 11) | 1.90 | ( 12) | 2.10 | ( 13) | 2.30 | ( 14) | 2.50 | ( 15) | 2.70 |
| ( 16) | 2.90 | ( 17) | 3.10 | ( 18) | 3.20 | ( 19) | 3.40 | ( 20) | 3.60 |
| ( 21) | 3.70 | ( 22) | 3.90 | ( 23) | 4.10 | ( 24) | 4.20 | ( 25) | 4.40 |
| ( 26) | 4.60 | ( 27) | 4.70 | ( 28) | 4.90 | ( 29) | 5.10 | ( 30) | 5.20 |
| ( 31) | 5.40 | ( 32) | 5.60 | ( 33) | 5.70 | ( 34) | 5.90 | ( 35) | 6.10 |
| ( 36) | 6.20 | ( 37) | 6.40 | ( 38) | 6.60 | ( 39) | 6.70 | ( 40) | 7.00 |

>> PRINT OUT POINTS <<

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ( 1) | 0.00 | ( 2) | 0.20 | ( 3) | 0.40 | ( 4) | 0.50 | ( 5) | 0.70 |
| ( 6) | 0.90 | ( 7) | 1.10 | ( 8) | 1.30 | ( 9) | 1.50 | ( 10) | 1.70 |
| ( 11) | 1.90 | ( 12) | 2.10 | ( 13) | 2.30 | ( 14) | 2.50 | ( 15) | 2.70 |
| ( 16) | 2.90 | ( 17) | 3.10 | ( 18) | 3.20 | ( 19) | 3.40 | ( 20) | 3.60 |
| ( 21) | 3.70 | ( 22) | 3.90 | ( 23) | 4.10 | ( 24) | 4.20 | ( 25) | 4.40 |
| ( 26) | 4.60 | ( 27) | 4.70 | ( 28) | 4.90 | ( 29) | 5.10 | ( 30) | 5.20 |
| ( 31) | 5.40 | ( 32) | 5.60 | ( 33) | 5.70 | ( 34) | 5.90 | ( 35) | 6.10 |
| ( 36) | 6.20 | ( 37) | 6.40 | ( 38) | 6.60 | ( 39) | 6.70 | ( 40) | 7.00 |

♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+100.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+100.0 Time : 15:51:53

---

Step No. 1 << 1단계 굴착 : 0 M >>
OUTPUT 0
♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+100.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+100.0 Time : 15:51:53

---

Step No. 1 << 1단계 굴착 : 0 M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 0.00

| Node No. | Depth (m) | *1 Final Press (kN/m2) | Wall Disp. (mm) | Rotation Angle (deg) | Shear Force (kN/m) | Bending Moment (kN-m/m) | *2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea) | *3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | -0.27 | -0.002 | 0.43 | 0.04 | | |
| 2 | 0.20 | -2.43 | -0.28 | -0.002 | 0.54 | 0.09 | | |
| 3 | 0.40 | -2.14 | -0.28 | -0.002 | 0.78 | 0.24 | | |
| 4 | 0.50 | -1.96 | -0.29 | -0.002 | 1.38 | 0.35 | | |
| 5 | 0.70 | -1.63 | -0.29 | -0.002 | 1.48 | 0.61 | | |
| 6 | 0.90 | -1.33 | -0.30 | -0.002 | 1.82 | 0.94 | | |
| 7 | 1.10 | -1.05 | -0.31 | -0.002 | 2.10 | 1.33 | | |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 1.30 | -0.77 | -0.31 | -0.002 | 2.33 | 1.77 |
| 9 | 1.50 | -0.50 | -0.32 | -0.002 | 2.51 | 2.25 |
| 10 | 1.70 | -0.22 | -0.33 | -0.002 | 2.62 | 2.76 |
| 11 | 1.90 | 0.05 | -0.33 | -0.002 | 2.69 | 3.29 |
| 12 | 2.10 | 0.33 | -0.34 | -0.002 | 2.70 | 3.83 |
| 13 | 2.30 | 0.62 | -0.34 | -0.002 | 2.65 | 4.36 |
| 14 | 2.50 | 0.60 | -0.35 | -0.002 | 2.58 | 4.88 |
| 15 | 2.70 | 0.88 | -0.36 | -0.001 | 2.49 | 5.38 |
| 16 | 2.90 | 1.17 | -0.36 | -0.001 | 2.33 | 5.86 |
| 17 | 3.10 | 1.47 | -0.37 | -0.001 | 1.80 | 6.30 |
| 18 | 3.20 | 1.62 | -0.37 | -0.001 | 2.09 | 6.50 |
| 19 | 3.40 | 1.94 | -0.37 | -0.001 | 1.41 | 6.81 |
| 20 | 3.60 | 2.26 | -0.38 | -0.001 | 0.71 | 7.05 |
| 21 | 3.70 | 2.42 | -0.38 | -0.001 | 0.84 | 7.12 |
| 22 | 3.90 | 2.76 | -0.38 | -0.001 | -0.07 | 7.17 |
| 23 | 4.10 | 3.11 | -0.38 | -0.001 | -1.09 | 7.11 |
| 24 | 4.20 | 3.28 | -0.39 | -0.001 | -0.83 | 7.00 |
| 25 | 4.40 | 3.64 | -0.39 | -0.001 | -1.77 | 6.72 |
| 26 | 4.60 | 4.01 | -0.39 | -0.001 | -3.03 | 6.30 |
| 27 | 4.70 | 4.20 | -0.39 | -0.001 | -2.86 | 6.00 |
| 28 | 4.90 | 4.59 | -0.39 | -0.001 | -3.99 | 5.29 |
| 29 | 5.10 | 4.98 | -0.40 | 0.000 | -5.44 | 4.40 |
| 30 | 5.20 | -5.27 | -0.40 | 0.000 | -4.77 | 3.83 |
| 31 | 5.40 | -4.99 | -0.40 | 0.000 | -4.25 | 2.89 |
| 32 | 5.60 | -4.72 | -0.40 | 0.000 | -4.09 | 2.14 |
| 33 | 5.70 | -4.57 | -0.40 | 0.000 | -2.80 | 1.79 |
| 34 | 5.90 | -4.29 | -0.40 | 0.000 | -2.42 | 1.23 |
| 35 | 6.10 | -4.00 | -0.40 | 0.000 | -2.41 | 0.83 |
| 36 | 6.20 | -3.86 | -0.40 | 0.000 | -1.19 | 0.65 |
| 37 | 6.40 | -3.57 | -0.40 | 0.000 | -0.95 | 0.40 |
| 38 | 6.60 | -3.28 | -0.40 | 0.000 | -1.09 | 0.28 |
| 39 | 6.70 | -3.13 | -0.40 | 0.000 | 0.63 | 0.37 |
| 40 | 7.00 | -2.70 | -0.41 | 0.000 | -1.40 | 0.24 |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

우

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+100.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+100.0 Time : 15:51:53

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.7 >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.70

*1 *2 *3

| Node No. | Depth (m) | Final Press (kN/m2) | Wall Disp. (mm) | Rotation Angle (deg) | Shear Force (kN/m) | Bending Moment (kN-m/m) | Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea) | Strt/Anchr Slab React (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | -8.18 | 0.067 | -0.04 | 0.00 | | |
| 2 | 0.20 | 0.00 | -7.94 | 0.067 | -0.08 | 0.00 | | |
| 3 | 0.40 | 0.00 | -7.71 | 0.067 | 1.92 | 0.01 | | |
| 4 | 0.50 | 0.00 | -7.59 | 0.067 | 2.87 | 0.20 | | |
| 5 | 0.70 | 0.00 | -7.36 | 0.067 | 3.00 | 0.66 | | |
| 6 | 0.90 | 0.00 | -7.13 | 0.067 | 3.00 | 1.24 | | |
| 7 | 1.10 | 1.00 | -6.89 | 0.067 | 2.90 | 1.84 | | |
| 8 | 1.30 | 3.00 | -6.66 | 0.067 | 2.49 | 2.39 | | |
| 9 | 1.50 | 5.00 | -6.43 | 0.067 | 1.69 | 2.82 | | |
| 10 | 1.70 | 7.00 | -6.19 | 0.067 | 0.49 | 3.05 | | |
| 11 | 1.90 | 9.00 | -5.96 | 0.067 | -1.23 | 3.00 | | |
| 12 | 2.10 | 11.00 | -5.73 | 0.067 | -3.23 | 2.59 | | |
| 13 | 2.30 | 13.42 | -5.49 | 0.067 | -5.67 | 1.77 | | |
| 14 | 2.50 | 27.99 | -5.26 | 0.067 | -9.81 | 0.31 | | |
| 15 | 2.70 | 30.93 | -5.02 | 0.067 | -13.96 | -2.17 | | |
| 16 | 2.90 | 7.20 | -4.79 | 0.067 | -16.07 | -5.19 | | |
| 17 | 3.10 | 2.40 | -4.55 | 0.067 | -17.05 | -8.55 | | |
| 18 | 3.20 | 0.00 | -4.44 | 0.067 | -16.68 | -10.23 | | |
| 19 | 3.40 | -4.80 | -4.20 | 0.067 | -15.96 | -13.48 | | |
| 20 | 3.60 | -9.60 | -3.97 | 0.067 | -15.15 | -16.55 | | |
| 21 | 3.70 | -12.00 | -3.86 | 0.066 | -14.03 | -17.98 | | |
| 22 | 3.90 | -16.80 | -3.62 | 0.066 | -10.93 | -20.44 | | |
| 23 | 4.10 | -20.87 | -3.39 | 0.066 | -9.64 | -22.52 | | |
| 24 | 4.20 | -19.18 | -3.28 | 0.066 | -5.12 | -23.26 | | |
| 25 | 4.40 | -15.80 | -3.05 | 0.065 | -2.13 | -23.82 | | |
| 26 | 4.60 | -12.44 | -2.82 | 0.065 | -1.37 | -24.13 | | |
| 27 | 4.70 | -10.77 | -2.71 | 0.065 | 2.67 | -24.11 | | |
| 28 | 4.90 | -7.44 | -2.48 | 0.065 | 3.47 | -23.43 | | |
| 29 | 5.10 | -4.12 | -2.26 | 0.064 | 3.59 | -22.82 | | |
| 30 | 5.20 | -25.51 | -2.15 | 0.064 | 6.61 | -22.43 | | |
| 31 | 5.40 | -20.55 | -1.92 | 0.064 | 9.98 | -20.74 | | |
| 32 | 5.60 | -15.62 | -1.70 | 0.063 | 12.34 | -18.54 | | |
| 33 | 5.70 | -13.16 | -1.59 | 0.063 | 14.96 | -17.23 | | |
| 34 | 5.90 | -8.26 | -1.37 | 0.063 | 16.18 | -14.05 | | |
| 35 | 6.10 | -3.38 | -1.15 | 0.063 | 16.49 | -10.82 | | |
| 36 | 6.20 | -0.94 | -1.04 | 0.063 | 17.47 | -9.16 | | |
| 37 | 6.40 | 8.95 | -0.82 | 0.063 | 16.07 | -5.72 | | |
| 38 | 6.60 | 19.37 | -0.60 | 0.063 | 12.45 | -2.89 | | |
| 39 | 6.70 | 24.57 | -0.49 | 0.063 | 11.53 | -1.73 | | |
| 40 | 7.00 | 40.18 | -0.16 | 0.063 | -0.57 | 0.71 | | |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

우

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+100.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+100.0 Time : 15:51:53

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.7 >>

Ground Settlement by Caspe(1966) method
(see FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN 4th ed. p659)

Excavation Depth (HW) = 2.70 m
Average Phi to ex. depth = 28.15 Deg
Width of Excavation (B) = 10.00 m
Hp = (0.5 B tan(45+PHI/2) = 8.35 m
Ht = (Hw+Hp) = 11.05 m
Distance of Influnce D=Ht*tan(45-PHI/2)) = 6.62 m

Volume of deflection (Vs) = 0.02883 m3
Settlement at wall Sw = 4 Vs/D = 0.01743 m = -17.43 mm

| Distance | 0.0*D | 0.1*D | 0.2*D | 0.3*D | 0.5*D | 1.0*D |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ( m ) | 0.0 | 0.7 | 1.3 | 2.0 | 3.3 | 6.6 |
| Settlement(mm) | -17.43 | -14.12 | -11.15 | -8.54 | -4.36 | 0.00 |

Note. The results shown are approximation recommended by Caspe.
♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+100.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+100.0 Time : 15:51:53

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.7 >>

WALL DEPTH CHECK - Cantilever Wall, FS = Mp/Ma at bottom of the wall

| Node No. | Depth (m) | Active Press (kN/m2) | Other Press (kN/m2) | Active Moment (kNm) | Passive Press (kN/m2) | Other Press (kN/m2) | Passive Moment (kNm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 2 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 3 | 0.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 4 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 5 | 0.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 6 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 7 | 1.10 | 0.00 | 1.00 | 1.18 | | | |
| 8 | 1.30 | 0.00 | 3.00 | 3.42 | | | |
| 9 | 1.50 | 0.00 | 5.00 | 5.50 | | | |
| 10 | 1.70 | 0.00 | 7.00 | 7.42 | | | |
| 11 | 1.90 | 0.00 | 9.00 | 9.18 | | | |
| 12 | 2.10 | 0.00 | 11.00 | 10.78 | | | |
| 13 | 2.30 | 0.42 | 13.00 | 12.61 | | | |
| 14 | 2.50 | 12.99 | 15.00 | 25.19 | | | |
| 15 | 2.70 | 13.93 | 17.00 | 26.60 | -17.92 | 0.00 | -15.41 |
| 16 | 2.90 | 14.86 | 17.00 | 26.13 | -23.70 | 0.00 | -19.44 |
| 17 | 3.10 | 15.80 | 17.00 | 19.19 | -29.48 | 0.00 | -17.25 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 18 | 3.20 | 16.26 | 17.00 | 18.96 | -32.37 | 0.00 | -18.45 |
| 19 | 3.40 | 17.20 | 17.00 | 24.62 | -38.15 | 0.00 | -27.47 |
| 20 | 3.60 | 18.13 | 17.00 | 17.92 | -43.93 | 0.00 | -22.41 |
| 21 | 3.70 | 18.60 | 17.00 | 17.62 | -46.82 | 0.00 | -23.18 |
| 22 | 3.90 | 19.53 | 17.00 | 22.65 | -52.61 | 0.00 | -32.62 |
| 23 | 4.10 | 20.46 | 17.00 | 16.30 | -58.39 | 0.00 | -25.40 |
| 24 | 4.20 | 20.93 | 17.00 | 15.93 | -61.28 | 0.00 | -25.74 |
| 25 | 4.40 | 21.86 | 17.00 | 20.21 | -67.06 | 0.00 | -34.87 |
| 26 | 4.60 | 22.80 | 17.00 | 14.33 | -72.84 | 0.00 | -26.22 |
| 27 | 4.70 | 23.26 | 17.00 | 13.89 | -75.73 | 0.00 | -26.13 |
| 28 | 4.90 | 24.20 | 17.00 | 17.30 | -81.51 | 0.00 | -34.23 |
| 29 | 5.10 | 25.13 | 17.00 | 12.01 | -87.29 | 0.00 | -24.88 |
| 30 | 5.20 | 16.78 | 17.00 | 9.12 | -146.22 | 0.00 | -39.48 |
| 31 | 5.40 | 17.52 | 17.00 | 11.05 | -158.14 | 0.00 | -50.60 |
| 32 | 5.60 | 18.26 | 17.00 | 7.41 | -170.05 | 0.00 | -35.71 |
| 33 | 5.70 | 18.63 | 17.00 | 6.95 | -176.01 | 0.00 | -34.32 |
| 34 | 5.90 | 19.37 | 17.00 | 8.00 | -187.92 | 0.00 | -41.34 |
| 35 | 6.10 | 20.11 | 17.00 | 5.01 | -199.84 | 0.00 | -26.98 |
| 36 | 6.20 | 20.48 | 17.00 | 4.50 | -205.80 | 0.00 | -24.70 |
| 37 | 6.40 | 21.22 | 17.00 | 4.59 | -217.71 | 0.00 | -26.13 |
| 38 | 6.60 | 21.96 | 17.00 | 2.34 | -229.63 | 0.00 | -13.78 |
| 39 | 6.70 | 22.33 | 17.00 | 2.36 | -235.59 | 0.00 | -14.14 |
| 40 | 7.00 | 23.44 | 17.00 | 0.00 | -253.46 | 0.00 | 0.00 |
| | | 526.50 | 506.00 | 420.25 | -2969.45 | 0.00 | -680.85 |

Total Active Moment (Ma) = 420.25
Total Passive Moment (Mp) = -680.85
Factor Of Safety (Mp/Ma) = 1.62

1.3 is recommended for Minimum Factor of Safety

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+100.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+100.0 Time : 15:51:53

---

Step No. 3 << PECK CHECK >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.70

| Node No. | Depth (m) | *1 Final Press (kN/m2) | Wall Disp. (mm) | Rotation Angle (deg) | Shear Force (kN/m) | Bending Moment (kN-m/m) | *2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea) | *3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 2.44 | -20.63 | 0.197 | -0.10 | 0.02 | | |
| 2 | 0.20 | 5.15 | -19.95 | 0.197 | -0.96 | -0.03 | | |
| 3 | 0.40 | 8.00 | -19.26 | 0.197 | 2.71 | -0.32 | | |
| 4 | 0.50 | 9.44 | -18.92 | 0.197 | 4.21 | -0.33 | | |
| 5 | 0.70 | 11.52 | -18.23 | 0.197 | 2.44 | 0.34 | | |
| 6 | 0.90 | 11.73 | -17.54 | 0.197 | -0.25 | 0.55 | | |
| 7 | 1.10 | 12.93 | -16.85 | 0.197 | -2.71 | 0.32 | | |
| 8 | 1.30 | 15.13 | -16.17 | 0.197 | -5.51 | -0.45 | | |
| 9 | 1.50 | 17.33 | -15.48 | 0.197 | -8.75 | -1.80 | | |
| 10 | 1.70 | 19.52 | -14.79 | 0.197 | -12.42 | -3.84 | | |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 11 | 1.90 | 21.72 | -14.10 | 0.197 | -16.54 | -6.68 |
| 12 | 2.10 | 23.91 | -13.42 | 0.197 | -21.10 | -10.38 |
| 13 | 2.30 | 26.10 | -12.73 | 0.196 | -26.09 | -15.03 |
| 14 | 2.50 | 27.77 | -12.05 | 0.196 | -31.47 | -20.76 |
| 15 | 2.70 | 29.96 | -11.36 | 0.196 | -35.56 | -27.54 |
| 16 | 2.90 | 4.31 | -10.68 | 0.195 | -37.39 | -34.83 |
| 17 | 3.10 | -1.15 | -10.00 | 0.195 | -37.76 | -42.37 |
| 18 | 3.20 | -3.88 | -9.66 | 0.195 | -36.43 | -46.10 |
| 19 | 3.40 | -17.48 | -8.98 | 0.194 | -33.75 | -53.09 |
| 20 | 3.60 | -22.94 | -8.30 | 0.193 | -31.01 | -59.47 |
| 21 | 3.70 | -25.68 | -7.97 | 0.193 | -28.50 | -62.34 |
| 22 | 3.90 | -31.14 | -7.29 | 0.192 | -22.37 | -67.36 |
| 23 | 4.10 | -36.60 | -6.63 | 0.191 | -16.73 | -71.19 |
| 24 | 4.20 | -39.33 | -6.29 | 0.190 | -12.87 | -72.90 |
| 25 | 4.40 | -44.80 | -5.63 | 0.189 | -2.42 | -74.08 |
| 26 | 4.60 | -50.26 | -4.97 | 0.188 | 7.06 | -73.65 |
| 27 | 4.70 | -52.99 | -4.64 | 0.188 | 13.64 | -72.73 |
| 28 | 4.90 | -36.38 | -3.99 | 0.187 | 22.55 | -69.34 |
| 29 | 5.10 | -26.37 | -3.34 | 0.186 | 27.27 | -64.15 |
| 30 | 5.20 | -47.71 | -3.01 | 0.186 | 33.10 | -61.30 |
| 31 | 5.40 | -32.66 | -2.37 | 0.185 | 39.40 | -53.98 |
| 32 | 5.60 | -17.66 | -1.72 | 0.184 | 43.10 | -45.67 |
| 33 | 5.70 | -10.18 | -1.40 | 0.184 | 45.49 | -41.28 |
| 34 | 5.90 | 4.74 | -0.76 | 0.183 | 45.22 | -32.03 |
| 35 | 6.10 | 19.63 | -0.12 | 0.183 | 42.61 | -23.23 |
| 36 | 6.20 | 31.67 | 0.20 | 0.183 | 39.80 | -19.09 |
| 37 | 6.40 | 37.99 | 0.83 | 0.183 | 33.17 | -11.59 |
| 38 | 6.60 | 52.27 | 1.47 | 0.182 | 25.71 | -5.80 |
| 39 | 6.70 | 59.41 | 1.79 | 0.182 | 18.94 | -3.59 |
| 40 | 7.00 | 80.83 | 2.74 | 0.182 | 4.73 | 0.27 |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

TOTAL SOLUTION TIME = 0.14 SEC

우

3) STA.0+140.0

```
---------------------------------------
 E C H O  O F  I N P U T  D A T A
---------------------------------------
PROJECT    STA.0+140.0

UNIT    SI

SOIL   1   성토층
           19        10        15        25     15000
       2   매립층
           18         9         0        26     15000
       3   퇴적층
           20        11         0        35     23000
       4   풍화토
           20        11        21        29     50000

PROFILE   1    2.5        1       1
          2    5.2        2       2
          3   15.8        3       3
          4   25.0        4       4

VWALL   1    7      0.338      0.010393      4E+07        0.5       1         1         0



Division    0.2
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
Point Plus      ALL

STEP  1  1단계 굴착 : 0 M
      OUTPUT 0
      RANKINE 1.00 0.00 30
      GWL 1.0
      SURCHARGE 10.00 0.00
      SLOPE 33
      EXCAVATION 0

STEP  2  최종 굴착 : 2.5
      GWL 1.0
      EXCAVATION 2.5
      DEPTH CHECK
      GROUND SETTLEMENT

STEP  3  PECK CHECK
      PECK 0.65 0.2 0.00 0.00 0.00 0.00


END
```

>> Unit = SI <<

>> SOIL PROPERTY DATA <<

| Soil No. | rt (kN/m3) | rsub (kN/m3) | C (kN/m2) | Phi (deg) | Ks (kN/m3) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 성토층 | | | |
| Top : | 19.00 | 10.00 | 15.00 | 25.0 | 15000.0 |
| Bot : | 19.00 | 10.00 | 15.00 | 25.0 | 15000.0 |
| 2 | | 매립층 | | | |
| Top : | 18.00 | 9.00 | 0.00 | 26.0 | 15000.0 |
| Bot : | 18.00 | 9.00 | 0.00 | 26.0 | 15000.0 |
| 3 | | 퇴적층 | | | |
| Top : | 20.00 | 11.00 | 0.00 | 35.0 | 23000.0 |
| Bot : | 20.00 | 11.00 | 0.00 | 35.0 | 23000.0 |
| 4 | | 풍화토 | | | |
| Top : | 20.00 | 11.00 | 21.00 | 29.0 | 50000.0 |
| Bot : | 20.00 | 11.00 | 21.00 | 29.0 | 50000.0 |

>> PROFILE OF SOIL STRATA <<

| Profile no. | Top Depth | Bottom Depth | Active Soil no. | Passive Soil no. |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 2.50 | 1 | 1 |
| 2 | 2.50 | 5.20 | 2 | 2 |
| 3 | 5.20 | 15.80 | 3 | 3 |
| 4 | 15.80 | 25.00 | 4 | 4 |

>> VERTICAL WALL DATA <<

| Vwall No | Depth (m) | Area (m2) | i (m4) | E (kN/m2) | Space (m) | *1 pRatio | *2 aRatio | *3 Myield (kN-m/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 7.0 | 0.338000000 | 0.010393000 | 40000000.0 | 0.50 | 1.000 | 1.000 | 0.00 |
| | | ( 0.675999999 | 0.020786000 | 80000000.0 ) | | | (divided by space) | |

Note 1) pRatio is effective earth acting width of wall at Passive side
to unit width ( k*B/1m ) for vertical wall below excavation line
2) aRatio is effective earth acting width of wall at Active side
to unit width ( k*B/1m ) for vertical wall below excavation line
3) If Myield is not 0.0, elasto-plastic check is done and if actual wall
moment exeeds Myield, beam inertia is changed as plastic hinge to
carry only Myield

>> Minimum Soil Spring Constant = 100.00

>> Elastic Modulus of Refill Soil = 10000.00
>> Gap of Refill Soil = 0.050

♀

>> VERTICAL POINTS ARE GENERATED AT SPECIFIC POINTS AS SOIL BOUNDARY,
STRUT,ANCHOR AND SLAB LOCATION,LOADING LOCATION ETC.

ADITIONAL POINTS ARE GENERATED IN  0.20 m INTERVAL

>> VERTICAL DIVISION POINTS <<

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ( 1) | 0.00 | ( 2) | 0.20 | ( 3) | 0.40 | ( 4) | 0.50 | ( 5) | 0.70 |
| ( 6) | 0.90 | ( 7) | 1.10 | ( 8) | 1.30 | ( 9) | 1.50 | ( 10) | 1.70 |
| ( 11) | 1.90 | ( 12) | 2.10 | ( 13) | 2.30 | ( 14) | 2.50 | ( 15) | 2.70 |
| ( 16) | 2.90 | ( 17) | 3.00 | ( 18) | 3.20 | ( 19) | 3.40 | ( 20) | 3.50 |
| ( 21) | 3.70 | ( 22) | 3.90 | ( 23) | 4.00 | ( 24) | 4.20 | ( 25) | 4.40 |
| ( 26) | 4.50 | ( 27) | 4.70 | ( 28) | 4.90 | ( 29) | 5.00 | ( 30) | 5.20 |
| ( 31) | 5.40 | ( 32) | 5.50 | ( 33) | 5.70 | ( 34) | 5.90 | ( 35) | 6.00 |
| ( 36) | 6.20 | ( 37) | 6.40 | ( 38) | 6.50 | ( 39) | 6.70 | ( 40) | 6.90 |
| ( 41) | 7.00 | | | | | | | | |

>> PRINT OUT POINTS <<

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ( 1) | 0.00 | ( 2) | 0.20 | ( 3) | 0.40 | ( 4) | 0.50 | ( 5) | 0.70 |
| ( 6) | 0.90 | ( 7) | 1.10 | ( 8) | 1.30 | ( 9) | 1.50 | ( 10) | 1.70 |
| ( 11) | 1.90 | ( 12) | 2.10 | ( 13) | 2.30 | ( 14) | 2.50 | ( 15) | 2.70 |
| ( 16) | 2.90 | ( 17) | 3.00 | ( 18) | 3.20 | ( 19) | 3.40 | ( 20) | 3.50 |
| ( 21) | 3.70 | ( 22) | 3.90 | ( 23) | 4.00 | ( 24) | 4.20 | ( 25) | 4.40 |
| ( 26) | 4.50 | ( 27) | 4.70 | ( 28) | 4.90 | ( 29) | 5.00 | ( 30) | 5.20 |
| ( 31) | 5.40 | ( 32) | 5.50 | ( 33) | 5.70 | ( 34) | 5.90 | ( 35) | 6.00 |
| ( 36) | 6.20 | ( 37) | 6.40 | ( 38) | 6.50 | ( 39) | 6.70 | ( 40) | 6.90 |
| ( 41) | 7.00 | | | | | | | | |

♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406  User :
Input Data File = sta.0+140.0.dat  Date : 2015-04-03
Project : STA.0+140.0  Time : 15:07:32

---

Step No.  1  << 1단계 굴착 : 0 M >>
OUTPUT 0
♀

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406  User :
Input Data File = sta.0+140.0.dat  Date : 2015-04-03
Project : STA.0+140.0  Time : 15:07:32

---

Step No.  1  << 1단계 굴착 : 0 M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH =  0.00

| Node No. | Depth (m) | *1 Final Press (kN/m2) | Wall Disp. (mm) | Rotation Angle (deg) | Shear Force (kN/m) | Bending Moment (kN-m/m) | *2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea) | *3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | -0.27 | -0.002 | 0.43 | 0.04 | | |
| 2 | 0.20 | -2.51 | -0.28 | -0.002 | 0.56 | 0.09 | | |
| 3 | 0.40 | -2.21 | -0.29 | -0.002 | 0.81 | 0.25 | | |
| 4 | 0.50 | -2.02 | -0.29 | -0.002 | 1.41 | 0.36 | | |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | 0.70 | -1.68 | -0.30 | -0.002 | 1.53 | 0.62 |
| 6 | 0.90 | -1.37 | -0.30 | -0.002 | 1.88 | 0.96 |
| 7 | 1.10 | -1.08 | -0.31 | -0.002 | 2.17 | 1.37 |
| 8 | 1.30 | -0.80 | -0.31 | -0.002 | 2.40 | 1.82 |
| 9 | 1.50 | -0.51 | -0.32 | -0.002 | 2.58 | 2.32 |
| 10 | 1.70 | -0.23 | -0.33 | -0.002 | 2.70 | 2.84 |
| 11 | 1.90 | 0.05 | -0.33 | -0.002 | 2.77 | 3.39 |
| 12 | 2.10 | 0.34 | -0.34 | -0.002 | 2.77 | 3.94 |
| 13 | 2.30 | 0.64 | -0.34 | -0.002 | 2.73 | 4.49 |
| 14 | 2.50 | 0.63 | -0.35 | -0.001 | 2.65 | 5.02 |
| 15 | 2.70 | 0.92 | -0.35 | -0.001 | 2.55 | 5.54 |
| 16 | 2.90 | 1.22 | -0.36 | -0.001 | 2.06 | 6.03 |
| 17 | 3.00 | 1.37 | -0.36 | -0.001 | 2.37 | 6.25 |
| 18 | 3.20 | 1.69 | -0.37 | -0.001 | 1.75 | 6.62 |
| 19 | 3.40 | 2.01 | -0.37 | -0.001 | 1.10 | 6.93 |
| 20 | 3.50 | 2.18 | -0.37 | -0.001 | 1.35 | 7.06 |
| 21 | 3.70 | 2.51 | -0.37 | -0.001 | 0.55 | 7.21 |
| 22 | 3.90 | 2.86 | -0.38 | -0.001 | -0.37 | 7.26 |
| 23 | 4.00 | 3.04 | -0.38 | -0.001 | -0.30 | 7.25 |
| 24 | 4.20 | 3.40 | -0.38 | -0.001 | -1.23 | 7.07 |
| 25 | 4.40 | 3.77 | -0.38 | -0.001 | -2.23 | 6.76 |
| 26 | 4.50 | 3.96 | -0.38 | -0.001 | -2.20 | 6.56 |
| 27 | 4.70 | 4.35 | -0.39 | 0.000 | -3.32 | 5.98 |
| 28 | 4.90 | 4.75 | -0.39 | 0.000 | -4.52 | 5.23 |
| 29 | 5.00 | 4.95 | -0.39 | 0.000 | -4.59 | 4.79 |
| 30 | 5.20 | -5.00 | -0.39 | 0.000 | -4.92 | 3.73 |
| 31 | 5.40 | -4.71 | -0.39 | 0.000 | -4.49 | 2.84 |
| 32 | 5.50 | -4.56 | -0.39 | 0.000 | -3.47 | 2.47 |
| 33 | 5.70 | -4.26 | -0.39 | 0.000 | -3.09 | 1.78 |
| 34 | 5.90 | -3.96 | -0.39 | 0.000 | -2.81 | 1.24 |
| 35 | 6.00 | -3.81 | -0.39 | 0.000 | -1.86 | 1.04 |
| 36 | 6.20 | -3.51 | -0.39 | 0.000 | -1.63 | 0.65 |
| 37 | 6.40 | -3.20 | -0.39 | 0.000 | -1.51 | 0.40 |
| 38 | 6.50 | -3.05 | -0.39 | 0.000 | -0.64 | 0.32 |
| 39 | 6.70 | -2.74 | -0.40 | 0.000 | -0.56 | 0.16 |
| 40 | 6.90 | -2.44 | -0.40 | 0.000 | -0.59 | 0.10 |
| 41 | 7.00 | -2.28 | -0.40 | 0.000 | -0.36 | 0.03 |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+140.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+140.0 Time : 15:07:32

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.5 >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.50

| Node No. | Depth (m) | *1 Final Press (kN/m2) | Wall Disp. (mm) | Rotation Angle (deg) | Shear Force (kN/m) | Bending Moment (kN-m/m) | *2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea) | *3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | -4.97 | 0.038 | -0.02 | 0.00 | | |
| 2 | 0.20 | 0.00 | -4.84 | 0.038 | -0.05 | 0.00 | | |
| 3 | 0.40 | 0.00 | -4.70 | 0.038 | 1.17 | 0.00 | | |
| 4 | 0.50 | 0.00 | -4.64 | 0.038 | 1.75 | 0.12 | | |
| 5 | 0.70 | 0.00 | -4.51 | 0.038 | 1.83 | 0.40 | | |
| 6 | 0.90 | 0.00 | -4.38 | 0.038 | 1.83 | 0.76 | | |
| 7 | 1.10 | 1.00 | -4.25 | 0.038 | 1.73 | 1.12 | | |
| 8 | 1.30 | 3.00 | -4.11 | 0.038 | 1.33 | 1.44 | | |
| 9 | 1.50 | 5.00 | -3.98 | 0.038 | 0.53 | 1.65 | | |
| 10 | 1.70 | 7.00 | -3.85 | 0.038 | -0.75 | 1.65 | | |
| 11 | 1.90 | 9.00 | -3.72 | 0.038 | -2.35 | 1.37 | | |
| 12 | 2.10 | 11.00 | -3.59 | 0.038 | -4.35 | 0.73 | | |
| 13 | 2.30 | 13.42 | -3.46 | 0.038 | -6.79 | -0.37 | | |
| 14 | 2.50 | 27.99 | -3.33 | 0.038 | -9.17 | -1.99 | | |
| 15 | 2.70 | 4.59 | -3.19 | 0.038 | -10.70 | -4.01 | | |
| 16 | 2.90 | -0.23 | -3.06 | 0.038 | -11.15 | -6.22 | | |
| 17 | 3.00 | -2.64 | -3.00 | 0.038 | -10.67 | -7.33 | | |
| 18 | 3.20 | -7.46 | -2.87 | 0.037 | -9.50 | -9.35 | | |
| 19 | 3.40 | -12.28 | -2.74 | 0.037 | -7.54 | -11.07 | | |
| 20 | 3.50 | -12.73 | -2.67 | 0.037 | -5.24 | -11.72 | | |
| 21 | 3.70 | -10.85 | -2.54 | 0.037 | -3.89 | -12.55 | | |
| 22 | 3.90 | -8.98 | -2.41 | 0.037 | -2.90 | -13.22 | | |
| 23 | 4.00 | -8.05 | -2.35 | 0.037 | -1.05 | -13.37 | | |
| 24 | 4.20 | -6.20 | -2.22 | 0.037 | -0.68 | -13.43 | | |
| 25 | 4.40 | -4.36 | -2.09 | 0.036 | -0.41 | -13.56 | | |
| 26 | 4.50 | -3.44 | -2.03 | 0.036 | 2.16 | -13.44 | | |
| 27 | 4.70 | -1.61 | -1.90 | 0.036 | 1.21 | -13.06 | | |
| 28 | 4.90 | 0.21 | -1.78 | 0.036 | 1.06 | -12.94 | | |
| 29 | 5.00 | 1.12 | -1.72 | 0.036 | 2.31 | -12.77 | | |
| 30 | 5.20 | -15.45 | -1.59 | 0.036 | 2.52 | -12.42 | | |
| 31 | 5.40 | -12.78 | -1.47 | 0.035 | 4.45 | -11.74 | | |
| 32 | 5.50 | -11.46 | -1.41 | 0.035 | 7.32 | -11.15 | | |
| 33 | 5.70 | -8.80 | -1.28 | 0.035 | 7.81 | -9.64 | | |
| 34 | 5.90 | -6.17 | -1.16 | 0.035 | 8.60 | -8.03 | | |
| 35 | 6.00 | -4.85 | -1.10 | 0.035 | 10.46 | -7.07 | | |
| 36 | 6.20 | -1.22 | -0.98 | 0.035 | 9.87 | -5.07 | | |
| 37 | 6.40 | 4.73 | -0.85 | 0.035 | 8.42 | -3.24 | | |
| 38 | 6.50 | 7.70 | -0.79 | 0.035 | 9.49 | -2.35 | | |
| 39 | 6.70 | 13.64 | -0.67 | 0.035 | 5.76 | -0.69 | | |
| 40 | 6.90 | 19.58 | -0.55 | 0.035 | 1.73 | -0.17 | | |
| 41 | 7.00 | 22.55 | -0.49 | 0.035 | -0.44 | 0.07 | | |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m

4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

우

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+140.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+140.0 Time : 15:07:32

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.5 >>

Ground Settlement by Caspe(1966) method
(see FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN 4th ed. p659)

Excavation Depth (HW) = 2.50 m
Average Phi to ex. depth = 28.32 Deg
Width of Excavation (B) = 10.00 m
Hp = (0.5 B tan(45+PHI/2) = 8.37 m
Ht = (Hw+Hp) = 10.87 m
Distance of Influnce D=Ht*tan(45-PHI/2)) = 6.49 m

Volume of deflection (Vs) = 0.01885 m3
Settlement at wall Sw = 4 Vs/D = 0.01161 m = -11.61 mm

| Distance ( m ) | 0.0*D 0.0 | 0.1*D 0.6 | 0.2*D 1.3 | 0.3*D 1.9 | 0.5*D 3.2 | 1.0*D 6.5 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Settlement(mm) | -11.61 | -9.41 | -7.43 | -5.69 | -2.90 | 0.00 |

Note. The results shown are approximation recommended by Caspe.

우

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+140.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+140.0 Time : 15:07:32

---

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.5 >>

WALL DEPTH CHECK - Cantilever Wall, FS = Mp/Ma at bottom of the wall

| Node No. | Depth (m) | Active Press (kN/m2) | Other Press (kN/m2) | Active Moment (kNm) | Passive Press (kN/m2) | Other Press (kN/m2) | Passive Moment (kNm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 2 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 3 | 0.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 4 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | 0.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 6 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 7 | 1.10 | 0.00 | 1.00 | 1.18 | | | |
| 8 | 1.30 | 0.00 | 3.00 | 3.42 | | | |
| 9 | 1.50 | 0.00 | 5.00 | 5.50 | | | |
| 10 | 1.70 | 0.00 | 7.00 | 7.42 | | | |
| 11 | 1.90 | 0.00 | 9.00 | 9.18 | | | |
| 12 | 2.10 | 0.00 | 11.00 | 10.78 | | | |
| 13 | 2.30 | 0.42 | 13.00 | 12.61 | | | |
| 14 | 2.50 | 12.99 | 15.00 | 25.19 | -17.92 | 0.00 | -16.13 |
| 15 | 2.70 | 13.93 | 15.00 | 24.88 | -23.70 | 0.00 | -20.38 |
| 16 | 2.90 | 14.86 | 15.00 | 18.37 | -29.48 | 0.00 | -18.13 |
| 17 | 3.00 | 15.33 | 15.00 | 18.20 | -32.37 | 0.00 | -19.42 |
| 18 | 3.20 | 16.26 | 15.00 | 23.76 | -38.15 | 0.00 | -29.00 |
| 19 | 3.40 | 17.20 | 15.00 | 17.39 | -43.93 | 0.00 | -23.72 |
| 20 | 3.50 | 17.66 | 15.00 | 17.15 | -46.82 | 0.00 | -24.58 |
| 21 | 3.70 | 18.60 | 15.00 | 22.17 | -52.61 | 0.00 | -34.72 |
| 22 | 3.90 | 19.53 | 15.00 | 16.06 | -58.39 | 0.00 | -27.15 |
| 23 | 4.00 | 20.00 | 15.00 | 15.75 | -61.28 | 0.00 | -27.57 |
| 24 | 4.20 | 20.93 | 15.00 | 20.12 | -67.06 | 0.00 | -37.55 |
| 25 | 4.40 | 21.86 | 15.00 | 14.38 | -72.84 | 0.00 | -28.41 |
| 26 | 4.50 | 22.33 | 15.00 | 14.00 | -75.73 | 0.00 | -28.40 |
| 27 | 4.70 | 23.26 | 15.00 | 17.60 | -81.51 | 0.00 | -37.49 |
| 28 | 4.90 | 24.20 | 15.00 | 12.35 | -87.29 | 0.00 | -27.50 |
| 29 | 5.00 | 24.66 | 15.00 | 11.90 | -90.18 | 0.00 | -27.05 |
| 30 | 5.20 | 16.83 | 15.00 | 11.46 | -157.05 | 0.00 | -56.54 |
| 31 | 5.40 | 17.57 | 15.00 | 7.82 | -168.97 | 0.00 | -40.55 |
| 32 | 5.50 | 17.94 | 15.00 | 7.41 | -174.93 | 0.00 | -39.36 |
| 33 | 5.70 | 18.68 | 15.00 | 8.76 | -186.84 | 0.00 | -48.58 |
| 34 | 5.90 | 19.42 | 15.00 | 5.68 | -198.76 | 0.00 | -32.79 |
| 35 | 6.00 | 19.79 | 15.00 | 5.22 | -204.71 | 0.00 | -30.71 |
| 36 | 6.20 | 20.53 | 15.00 | 5.69 | -216.63 | 0.00 | -34.66 |
| 37 | 6.40 | 21.27 | 15.00 | 3.26 | -228.55 | 0.00 | -20.57 |
| 38 | 6.50 | 21.64 | 15.00 | 2.75 | -234.50 | 0.00 | -17.59 |
| 39 | 6.70 | 22.38 | 15.00 | 2.24 | -246.42 | 0.00 | -14.79 |
| 40 | 6.90 | 23.12 | 15.00 | 0.57 | -258.33 | 0.00 | -3.88 |
| 41 | 7.00 | 23.49 | 15.00 | 0.00 | -264.29 | 0.00 | 0.00 |
| | | 546.72 | 469.00 | 400.21 | -3419.25 | 0.00 | -767.23 |

Total Active Moment (Ma) = 400.21
Total Passive Moment (Mp) = -767.23
Factor Of Safety (Mp/Ma) = 1.92

1.3 is recommended for Minimum Factor of Safety

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = sta.0+140.0.dat Date : 2015-04-03
Project : STA.0+140.0 Time : 15:07:32

---

Step No. 3 << PECK CHECK >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.50

| Node No. | Depth | *1 Final Press | Wall Disp. | Rotation Angle | Shear Force | Bending Moment | *2 Strt/Anchr Slab Pinit | *3 Strt/Anchr Slab React |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| | (m) | (kN/m2) | (mm) | (deg) | (kN/m) | (kN-m/m) | (kN/ea) | (kN/ea) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 2.44 | -12.37 | 0.118 | -0.06 | 0.02 | | |
| 2 | 0.20 | 5.18 | -11.95 | 0.118 | -0.88 | -0.03 | | |
| 3 | 0.40 | 8.06 | -11.54 | 0.118 | -2.00 | -0.32 | | |
| 4 | 0.50 | 9.52 | -11.34 | 0.118 | 1.32 | -0.41 | | |
| 5 | 0.70 | 11.08 | -10.92 | 0.118 | -0.76 | -0.33 | | |
| 6 | 0.90 | 11.29 | -10.51 | 0.118 | -2.99 | -0.69 | | |
| 7 | 1.10 | 12.49 | -10.10 | 0.118 | -5.37 | -1.48 | | |
| 8 | 1.30 | 14.69 | -9.69 | 0.118 | -8.08 | -2.78 | | |
| 9 | 1.50 | 16.89 | -9.27 | 0.118 | -11.24 | -4.66 | | |
| 10 | 1.70 | 19.08 | -8.86 | 0.118 | -14.83 | -7.22 | | |
| 11 | 1.90 | 21.28 | -8.45 | 0.118 | -18.86 | -10.54 | | |
| 12 | 2.10 | 23.47 | -8.04 | 0.118 | -23.33 | -14.72 | | |
| 13 | 2.30 | 25.67 | -7.63 | 0.117 | -28.24 | -19.86 | | |
| 14 | 2.50 | 27.35 | -7.22 | 0.117 | -31.82 | -25.97 | | |
| 15 | 2.70 | 2.47 | -6.81 | 0.117 | -33.14 | -32.48 | | |
| 16 | 2.90 | -3.04 | -6.40 | 0.116 | -33.11 | -39.12 | | |
| 17 | 3.00 | -5.80 | -6.20 | 0.116 | -31.98 | -42.42 | | |
| 18 | 3.20 | -19.03 | -5.80 | 0.115 | -29.15 | -48.56 | | |
| 19 | 3.40 | -24.55 | -5.40 | 0.115 | -24.82 | -53.97 | | |
| 20 | 3.50 | -27.31 | -5.20 | 0.114 | -21.65 | -56.33 | | |
| 21 | 3.70 | -32.82 | -4.80 | 0.113 | -15.34 | -60.00 | | |
| 22 | 3.90 | -38.34 | -4.40 | 0.113 | -8.25 | -62.37 | | |
| 23 | 4.00 | -41.10 | -4.21 | 0.112 | -4.44 | -62.80 | | |
| 24 | 4.20 | -45.03 | -3.82 | 0.111 | 4.15 | -63.15 | | |
| 25 | 4.40 | -30.40 | -3.43 | 0.110 | 11.14 | -61.41 | | |
| 26 | 4.50 | -27.40 | -3.24 | 0.110 | 16.55 | -60.03 | | |
| 27 | 4.70 | -21.44 | -2.85 | 0.109 | 19.12 | -56.48 | | |
| 28 | 4.90 | -15.52 | -2.47 | 0.109 | 22.41 | -52.35 | | |
| 29 | 5.00 | -12.57 | -2.29 | 0.108 | 25.61 | -49.95 | | |
| 30 | 5.20 | -24.21 | -1.91 | 0.107 | 27.67 | -44.76 | | |
| 31 | 5.40 | -15.44 | -1.53 | 0.107 | 30.68 | -38.88 | | |
| 32 | 5.50 | -11.07 | -1.35 | 0.107 | 33.67 | -35.65 | | |
| 33 | 5.70 | -2.36 | -0.98 | 0.106 | 33.56 | -28.87 | | |
| 34 | 5.90 | 6.32 | -0.61 | 0.106 | 32.77 | -22.23 | | |
| 35 | 6.00 | 10.64 | -0.42 | 0.106 | 32.51 | -18.96 | | |
| 36 | 6.20 | 19.29 | -0.05 | 0.106 | 29.08 | -12.66 | | |
| 37 | 6.40 | 35.21 | 0.31 | 0.105 | 24.08 | -7.33 | | |
| 38 | 6.50 | 43.73 | 0.50 | 0.105 | 19.67 | -5.14 | | |
| 39 | 6.70 | 35.57 | 0.87 | 0.105 | 12.43 | -1.88 | | |
| 40 | 6.90 | 43.63 | 1.23 | 0.105 | 5.22 | -0.18 | | |
| 41 | 7.00 | 47.66 | 1.42 | 0.105 | 0.63 | 0.03 | | |

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

TOTAL SOLUTION TIME = 0.14 SEC

♀

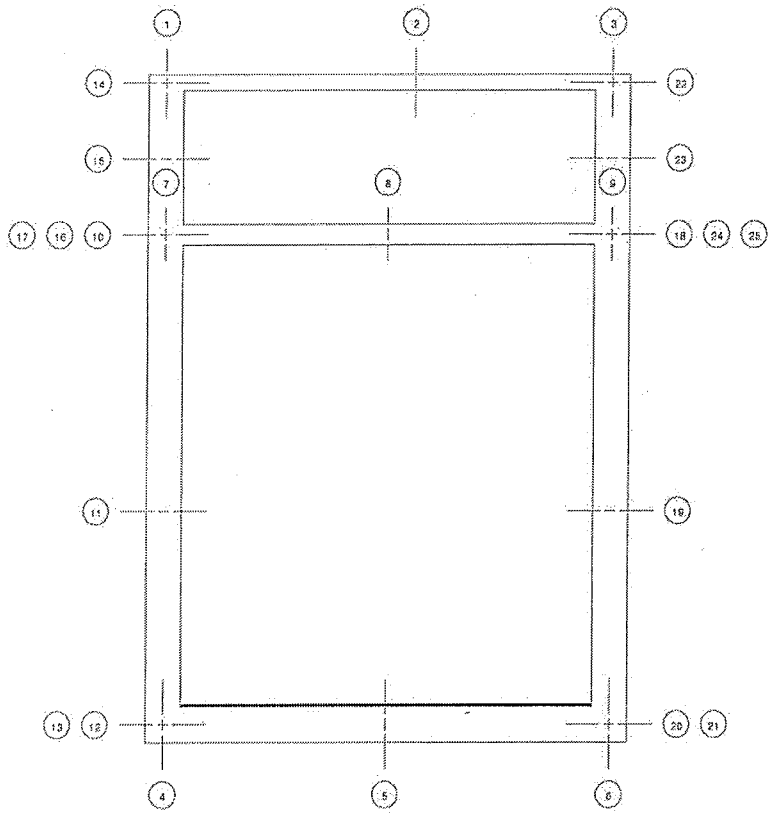
# 6.9 방수문

# 방수문

# 목 차


1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

# 1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 220 | 71.25 | 111.36 | 991.44 | H16 - 8.0EA | 1588.8 | 1.56 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 220 | 31.38 | 111.36 | 426.80 | H16 - 8.0EA | 1588.8 | 3.55 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 220 | 69.67 | 111.36 | 968.60 | H16 - 8.0EA | 1588.8 | 1.60 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 4 | 1000 | 591 | 1331.98 | 1557.72 | 7443.05 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 8923.2 | 1.17 |
| | | 중앙부 | 5 | 1000 | 620 | 495.30 | 624.39 | 2432.83 | H22 - 8.0EA | 3096.8 | 1.26 |
| | | 우측 | 6 | 1000 | 591 | 1334.64 | 1557.72 | 7460.02 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 8923.2 | 1.17 |
| 중간슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 1000 | 320 | 331.29 | 351.11 | 3350.69 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.2 | 1.06 |
| | | 중앙부 | 8 | 1000 | 320 | 118.73 | 165.38 | 1125.80 | H16 - 8.0EA | 1588.8 | 1.39 |
| | | 우측 | 9 | 1000 | 320 | 333.52 | 351.11 | 3375.84 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.2 | 1.05 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 10 | 1000 | 620 | 924.38 | 1082.47 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 1.17 |
| | | 추가1 | 11 | 1000 | 620 | 172.81 | 1604.50 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 9.29 |
| | | 중앙부 | 12 | 1000 | 620 | - | 0.00 | - | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 10863.6 | - |
| | | 하부 | 13 | 1000 | 591 | 1224.55 | 1843.69 | - | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 10863.6 | 1.51 |
| | 2층 | 상부 | 14 | 1000 | 620 | 83.40 | 1340.50 | - | H16 - 8.0EA | 3529.2 | 16.07 |
| | | 추가2 | 15 | 1000 | 620 | 333.54 | 1379.11 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 4.13 |
| | | 중앙부 | 16 | 1000 | 620 | 333.93 | 650.85 | - | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 6536.8 | 1.95 |
| | | 하부 | 17 | 1000 | 620 | 615.86 | 1148.03 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 1.86 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 18 | 1000 | 620 | 928.32 | 1081.60 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 1.17 |
| | | 추가1 | 19 | 1000 | 620 | 176.76 | 1578.51 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 8.93 |
| | | 중앙부 | 20 | 1000 | 620 | - | 0.00 | - | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 10863.6 | - |
| | | 하부 | 21 | 1000 | 591 | 1228.47 | 1842.83 | - | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 10863.6 | 1.50 |
| | 2층 | 상부 | 22 | 1000 | 620 | 81.72 | 1290.49 | - | H16 - 8.0EA | 3529.2 | 15.79 |
| | | 추가2 | 23 | 1000 | 620 | 331.85 | 1422.97 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 4.29 |
| | | 중앙부 | 24 | 1000 | 620 | 335.61 | 649.01 | - | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 6536.8 | 1.93 |
| | | 하부 | 25 | 1000 | 620 | 614.18 | 1148.81 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 1.87 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | 단면적비 | | | 0.0015hs | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 600.0 | 1324.7 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 2 | 600.0 | 1324.7 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 3 | 600.0 | 1324.7 | O.K | - | - | - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 1400.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| 중간 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 800.0 | 1324.7 | O.K | - | - | - |
| | | 중앙부 | 8 | 800.0 | 1324.7 | O.K | - | - | - |
| | | 우측 | 9 | 800.0 | 1324.7 | O.K | - | - | - |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 1층(상부) | 10 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 추가 | 11 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 1층(중앙부) | 12 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 1층(하부) | 13 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | 2 층 | 2층(상부) | 14 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 추가 | 15 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 2층(중앙부) | 16 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 2층(하부) | 17 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 1층(상부) | 18 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 추가 | 19 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 1층(중앙부) | 20 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 1층(하부) | 21 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | 2 층 | 2층(상부) | 22 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 추가 | 23 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 2층(중앙부) | 24 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |
| | | 2층(하부) | 25 | 1750.0 | 1986.0 | O.K | 1050.0 | 1986.0 | O.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부슬래 | 1경간 | 좌측 | 1 | 142.9 | 40.3 | 198.64 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 142.9 | 10.0 | 198.64 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 142.9 | 39.9 | 198.64 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 하부슬래 | 1경간 | 좌측 | 4 | 384.0 | 402.3 | 683.62 | 2.00 | 15.47 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 402.7 | 143.3 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 384.0 | 409.4 | 683.62 | 2.00 | 21.51 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 중간슬래 | 1경간 | 좌측 | 7 | 207.8 | 157.5 | 288.93 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 207.8 | 15.0 | 288.93 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 207.8 | 161.8 | 288.93 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 10 | 424.8 | 481.8 | 917.30 | 2.00 | 45.96 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 추가1 | 11 | 430.2 | 49.2 | 676.47 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 12 | 432.7 | 49.2 | 678.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 13 | 412.6 | 847.6 | 882.26 | 2.00 | 367.92 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2층 | 상부 | 14 | 419.5 | 189.9 | 576.58 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 추가2 | 15 | 420.7 | 190.0 | 577.83 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 16 | 422.0 | 190.0 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 17 | 422.0 | 193.9 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 18 | 424.8 | 481.8 | 917.30 | 2.00 | 45.96 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 추가1 | 19 | 432.7 | 49.2 | 678.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 20 | 432.7 | 49.2 | 678.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 21 | 412.6 | 847.6 | 882.26 | 2.00 | 367.91 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2층 | 상부 | 22 | 422.0 | 189.9 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 추가2 | 23 | 422.0 | 190.0 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 24 | 422.0 | 190.0 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 25 | 422.0 | 193.9 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 220 | H16 - 8.0EA | 125 | 268.568 | O.K | 2.149 |
| | | 중앙부 | 2 | 220 | H16 - 8.0EA | 125 | 814.031 | O.K | 6.512 |
| | | 우측 | 3 | 220 | H16 - 8.0EA | 125 | 279.376 | O.K | 2.235 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 4 | 591 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 245.209 | O.K | 1.962 |
| | | 중앙부 | 5 | 620 | H22 - 8.0EA | 125 | 165.522 | O.K | 1.324 |
| | | 우측 | 6 | 591 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 244.210 | O.K | 1.954 |
| 중간슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 320 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 146.725 | O.K | 1.174 |
| | | 중앙부 | 8 | 320 | H16 - 8.0EA | 125 | 193.474 | O.K | 1.548 |
| | | 우측 | 9 | 320 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 144.433 | O.K | 1.155 |
| 좌측벽체 | 1층 | 1층(상부) | 10 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 199.002 | O.K | 1.592 |
| | | 추가 | 11 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1132.651 | O.K | 9.061 |
| | | 1층(중앙부) | 12 | 620 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 1층(하부) | 13 | 591 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 272.423 | O.K | 2.179 |
| | 2층 | 2층(상부) | 14 | 620 | H16 - 8.0EA | 125 | 891.114 | O.K | 7.129 |
| | | 추가 | 15 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 907.546 | O.K | 7.260 |
| | | 2층(중앙부) | 16 | 620 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 142.802 | O.K | 1.142 |
| | | 2층(하부) | 17 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 485.651 | O.K | 3.885 |
| 우측벽체 | 1층 | 1층(상부) | 18 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 196.892 | O.K | 1.575 |
| | | 추가 | 19 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1107.332 | O.K | 8.859 |
| | | 1층(중앙부) | 20 | 620 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 1층(하부) | 21 | 591 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 270.752 | O.K | 2.166 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 벽체 | 2층 | 2층(상부) | 22 | 620 | H16 - 8.0EA | 125 | 910.530 | O.K | 7.284 |
| | | 추가 | 23 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 914.669 | O.K | 7.317 |
| | | 2층(중앙부) | 24 | 620 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 141.207 | O.K | 1.130 |
| | | 2층(하부) | 25 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 488.559 | O.K | 3.908 |

## 2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp C BOX ( 내공 : 8.2M × 11.796M, 사각 : 90° )

2) 지하수위

- GL 에서 4.728 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 $(\omega_c)$ = 25.00 kN/m³
- 포 장 $(\gamma_{asp})$ = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경양 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 30.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 51.000 kN/m² (∵ 토피 : -6.302 m )

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 30.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

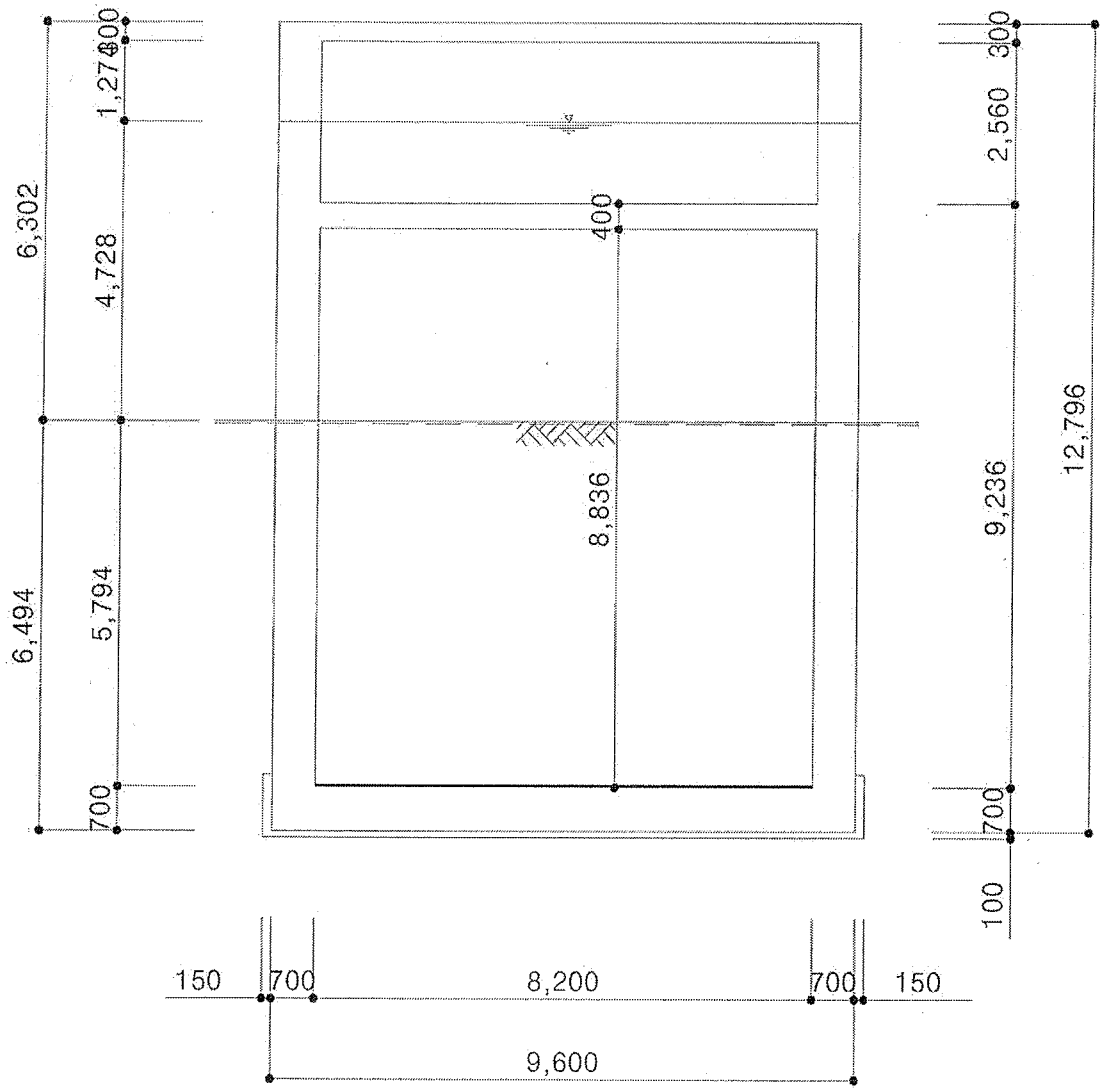
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

## 3. 단 면 가 정


1,276
400
6,302
4,728
400
8,836
6,494
5,794
700
300
2,560
9,236
12,796
700
100
150
700
8,200
700
150
9,600

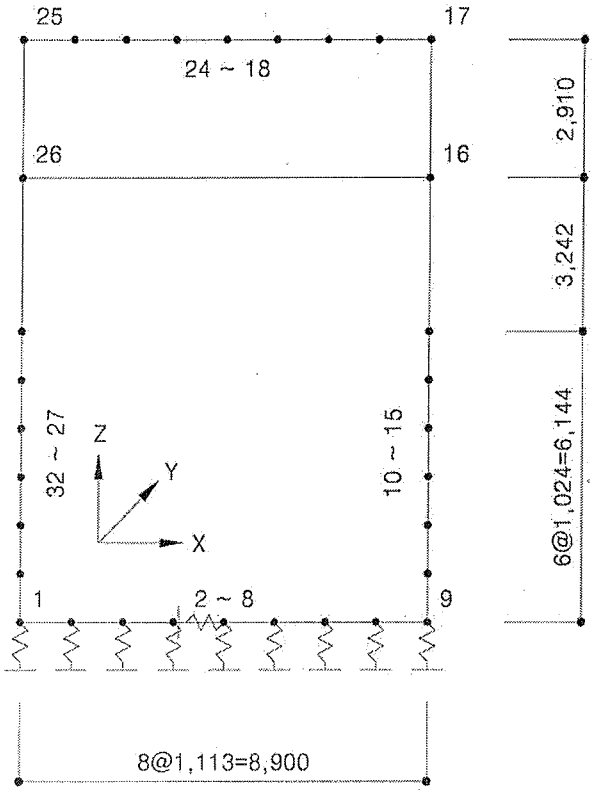
# 4. 해석모델 및 단면제원

## 1) Modeling

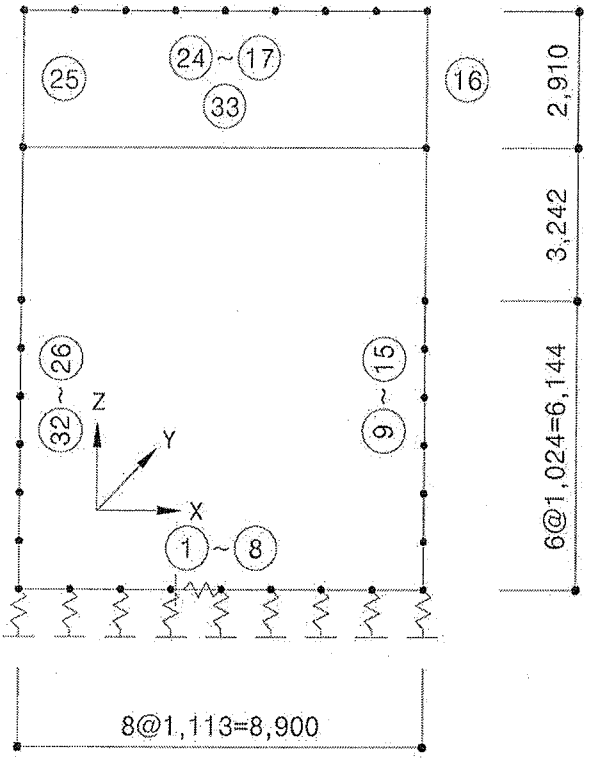
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도




2) 단면제원

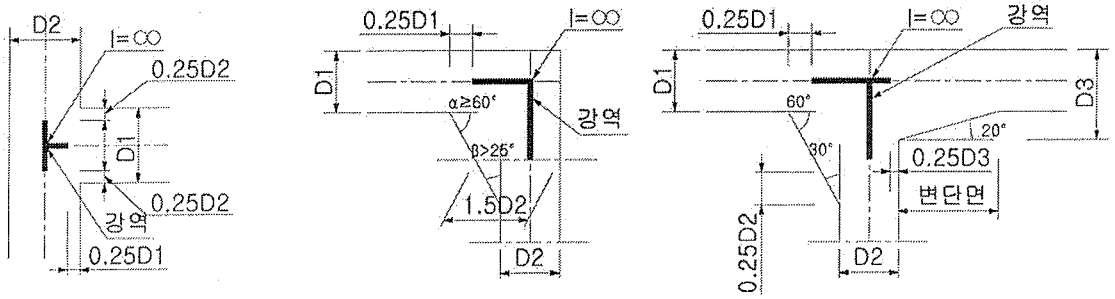
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.700 × 1.000 | = 0.700 | 0.02858 | 1~16.25~32 |
| 2 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 17~24 |
| 3 | 0.400 × 1.000 | = 0.400 | 0.00533 | 33 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 17 | 8.900 | 12.296 |
| 2 | 1.112 | 0.000 | 18 | 7.787 | 12.296 |
| 3 | 2.225 | 0.000 | 19 | 6.675 | 12.296 |
| 4 | 3.337 | 0.000 | 20 | 5.563 | 12.296 |
| 5 | 4.450 | 0.000 | 21 | 4.450 | 12.296 |
| 6 | 5.563 | 0.000 | 22 | 3.337 | 12.296 |
| 7 | 6.675 | 0.000 | 23 | 2.225 | 12.296 |
| 8 | 7.787 | 0.000 | 24 | 1.112 | 12.296 |
| 9 | 8.900 | 0.000 | 25 | 0.000 | 12.296 |
| 10 | 8.900 | 1.024 | 26 | 0.000 | 9.386 |
| 11 | 8.900 | 2.048 | 27 | 0.000 | 6.144 |
| 12 | 8.900 | 3.072 | 28 | 0.000 | 5.120 |
| 13 | 8.900 | 4.096 | 29 | 0.000 | 4.096 |
| 14 | 8.900 | 5.120 | 30 | 0.000 | 3.072 |
| 15 | 8.900 | 6.144 | 31 | 0.000 | 2.048 |
| 16 | 8.900 | 9.386 | 32 | 0.000 | 1.024 |

4) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(3) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(5) 16 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(8) 244313965 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(9) 244313965 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(10) 244313965 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

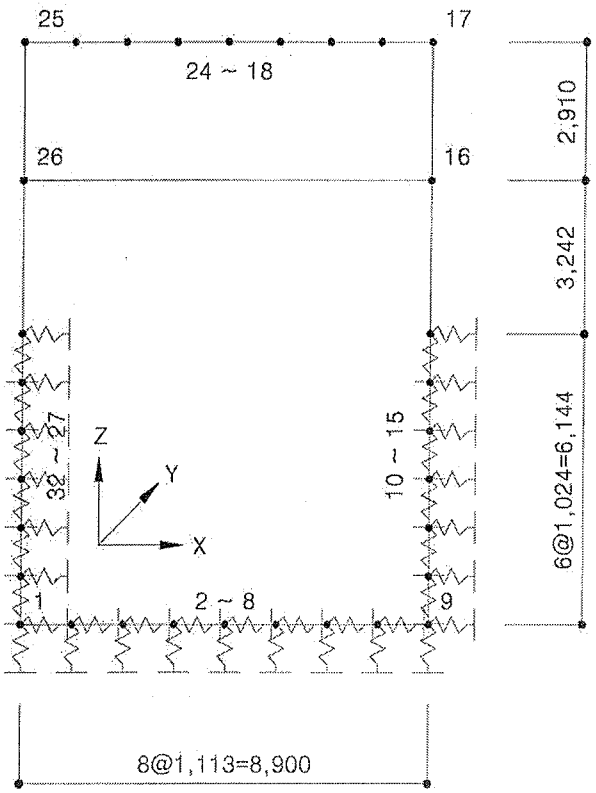
# 5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

## 1) Modeling

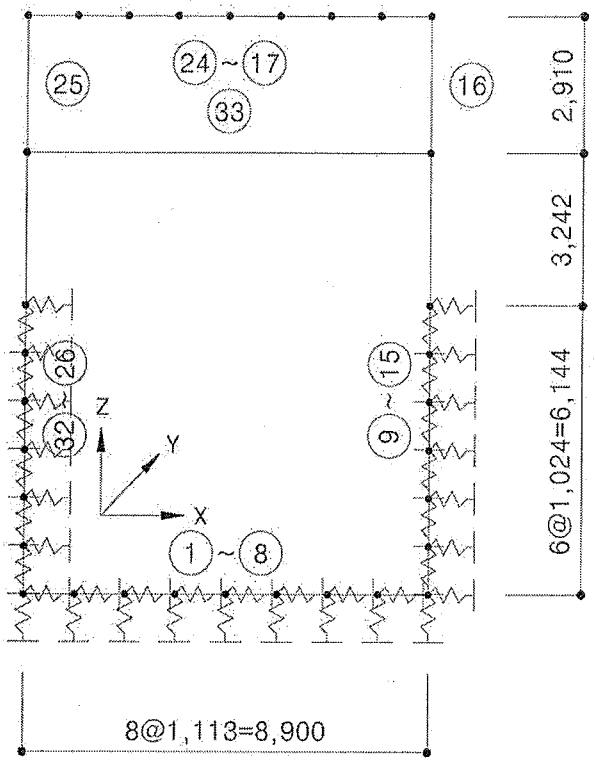
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도




2) 단면제원

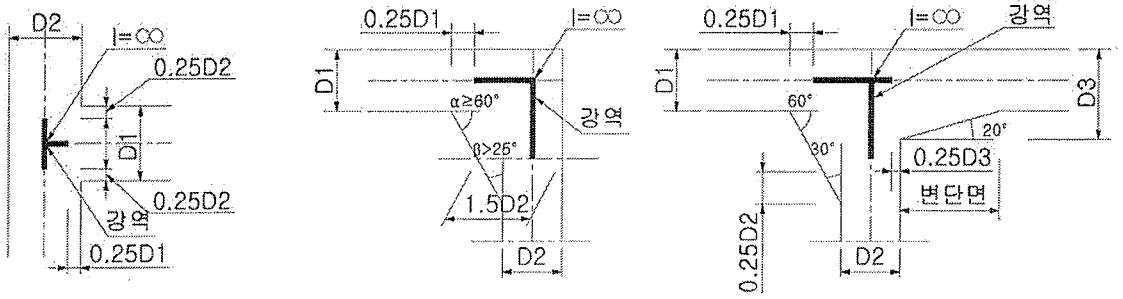
| NO | A ($m^2$) | | I ($m^4$) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.700 × 1.000 | = 0.700 | 0.02858 | 1~16,25~32 |
| 2 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 17~24 |
| 3 | 0.400 × 1.000 | = 0.400 | 0.00533 | 33 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 17 | 8.900 | 12.296 |
| 2 | 1.112 | 0.000 | 18 | 7.787 | 12.296 |
| 3 | 2.225 | 0.000 | 19 | 6.675 | 12.296 |
| 4 | 3.337 | 0.000 | 20 | 5.563 | 12.296 |
| 5 | 4.450 | 0.000 | 21 | 4.450 | 12.296 |
| 6 | 5.563 | 0.000 | 22 | 3.337 | 12.296 |
| 7 | 6.675 | 0.000 | 23 | 2.225 | 12.296 |
| 8 | 7.787 | 0.000 | 24 | 1.112 | 12.296 |
| 9 | 8.900 | 0.000 | 25 | 0.000 | 12.296 |
| 10 | 8.900 | 1.024 | 26 | 0.000 | 9.386 |
| 11 | 8.900 | 2.048 | 27 | 0.000 | 6.144 |
| 12 | 8.900 | 3.072 | 28 | 0.000 | 5.120 |
| 13 | 8.900 | 4.096 | 29 | 0.000 | 4.096 |
| 14 | 8.900 | 5.120 | 30 | 0.000 | 3.072 |
| 15 | 8.900 | 6.144 | 31 | 0.000 | 2.048 |
| 16 | 8.900 | 9.386 | 32 | 0.000 | 1.024 |

8) 강역설정




(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(3) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(5) 16 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(8) 244313965 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(9) 244313965 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(10) 244313965 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

Bv = √( B × L ) = √( 9.600 × 7.900 ) = 8.71 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (8.709 / 0.3)^( -3 / 4 ) = 7462.77 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.700/2 + 1.113/2) = 6763 kN/m | 1,9 |
| Kv2 | Kv x (1.113/2 + 1.113/2) = 8302 kN/m | 2~8 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

## 7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 2

Eo = 28000.00 kN/m² ( 지반보고서 참조 )

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √( B × L ) = √( 9.600 × 7.900 ) = 8.709 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × ( 8.709 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 14926.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 14926.080 = 4975.36 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √( H × L ) = √( 12.796 × 7.900 ) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × ( 10.054 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √( H × L ) = √( 12.796 × 7.900 ) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × ( 10.054 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √( H × L ) = √( 12.796 × 7.900 ) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × ( 10.054 / 0.3 )^( -3 / 4 ) = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (1.024/2 + 1.024/2) = 13723 kN/m | 10~14,28~32 |
| Kss1 | Kss x (1.024/2 + 1.024/2) = 4574 kN/m | |
| Kh2 | Kh x (1.024/2 + 0.000/2) = 6861 kN/m | 15,27 |
| Kss2 | Kss x (1.024/2 + 0.000/2) = 2287 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (1.113/2 + 1.113/2) = 16605 kN/m | 2~8 |
| Ksb1 | Ksb x (1.113/2 + 1.113/2) = 5535 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.700/2 + 1.113/2) = 13527 kN/m | 1,9 |
| Ksb1 | Kh x (1.024/2 + 0.700/2) = 11552 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (1.113/2 + 0.700/2) = 13527 kN/m | 17,25 |
| Ksb2 | Kh x (1.024/2 + 0.700/2) = 11552 kN/m | |

# 8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m² ) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 51.0 | 1.5 | 39.0 |
| 2.0 | 21.0 | 2.5 | 17.0 |
| 3.0 | 15.0 | 4.0 | 15.0 |
| 5.0 | 15.0 | 6.0 | 15.0 |
| 7.0 | 15.0 | 8.0 | 12.0 |
| 9.0 | 11.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 0.0 | | |

주) D / Bo 의 중간값은 Pvi × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (WI1) - 토피 -6.302m

- WI1 = 51.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (WI2)

- WI2 = 51.000 × 0.500 = 25.500 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.500 = 0.460 kN/m²

Wh2 = 0.460 + 0.984 × 19.000 × 0.500 = 9.808 kN/m²

Wh3 = 9.808 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 19.536 kN/m²

Wh4 = 19.536 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 29.264 kN/m²

Wh5 = 29.264 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 38.992 kN/m²

Wh6 = 38.992 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 48.720 kN/m²

Wh7 = 48.720 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 58.448 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Wh1 | = 0.040 × 23.000 × 0.500 | = 0.460 | kN/m² |
| Wh2 | = 0.460 + 0.984 × 30.000 × 0.500 | = 15.220 | kN/m² |
| Wh3 | = 15.220 + 1.024 × 30.000 × 0.500 | = 30.580 | kN/m² |
| Wh4 | = 30.580 + 1.024 × 30.000 × 0.500 | = 45.940 | kN/m² |
| Wh5 | = 45.940 + 1.024 × 30.000 × 0.500 | = 61.300 | kN/m² |
| Wh6 | = 61.300 + 1.024 × 30.000 × 0.500 | = 76.660 | kN/m² |
| Wh7 | = 76.660 + 1.024 × 30.000 × 0.500 | = 92.020 | kN/m² |

5) 지하수압 ( 지하수위 : GL = 4.728 m )

① 측벽에 작용하는 하중

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ww1 | = 1.486 × 10.000 | = 14.860 | kN/m² |
| Ww2 | = 14.860 + 3.242 × 10.000 | = 47.280 | kN/m² |
| Ww3 | = 47.280 + 1.024 × 10.000 | = 57.520 | kN/m² |
| Ww4 | = 57.520 + 1.024 × 10.000 | = 67.760 | kN/m² |
| Ww5 | = 67.760 + 1.024 × 10.000 | = 78.000 | kN/m² |
| Ww6 | = 78.000 + 1.024 × 10.000 | = 88.240 | kN/m² |
| Ww7 | = 88.240 + 1.024 × 10.000 | = 98.480 | kN/m² |
| Ww8 | = 98.480 + 1.024 × 10.000 | = 108.720 | kN/m² |

② 하부슬래브에 작용하는 하중

| | | | |
|---|---|---|---|
| - Ww9 | = ( 6.494 - -4.728 ) × 10.000 | = 112.220 | kN/m² |

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

## 9. 하 중 계 산 (지진시)

### 1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 0.000° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.154 |
| Θ | = tan-1(kh/(1-kv)).kv = | : | 8.755 |
| Θ' | = tan-1(kh/(1-kv)x γ t/ γ sub).kv = 0 | : | 5.571 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.000

### 2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

| | | | |
|---|---|---|---|
| Φ | = 뒷채움흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = 뒷채움흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 0.000° |
| δ | = 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = 설계수평진도 | : | 0.063 |
| Θ | = tan-1(kh/(1-kv)).kv = | : | 3.605 |
| Θ' | = tan-1(kh/(1-kv)x γ t/ γ sub).kv = 0 | : | 2.285 |

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.436 = 0.401 kN/m²
Wh2 = 0.401 + 0.984 × 19.000 × 0.436 = 8.553 kN/m²
Wh3 = 8.553 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 17.035 kN/m²
Wh4 = 17.035 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 25.518 kN/m²
Wh5 = 25.518 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 34.001 kN/m²
Wh6 = 34.001 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 42.484 kN/m²
Wh7 = 42.484 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 50.967 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.372 = 0.342 kN/m²
Wh2 = 0.342 + 0.984 × 19.000 × 0.372 = 7.297 kN/m²
Wh3 = 7.297 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 14.535 kN/m²
Wh4 = 14.535 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 21.772 kN/m²
Wh5 = 21.772 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 29.010 kN/m²
Wh6 = 29.010 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 36.248 kN/m²
Wh7 = 36.248 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 43.485 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.436 = 0.401 kN/m²
Wh2 = 0.401 + 0.984 × 30.000 × 0.395 = 12.062 kN/m²
Wh3 = 12.062 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 24.196 kN/m²
Wh4 = 24.196 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 36.330 kN/m²
Wh5 = 36.330 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 48.465 kN/m²
Wh6 = 48.465 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 60.599 kN/m²
Wh7 = 60.599 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 72.734 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.372 = 0.342 kN/m²
Wh2 = 0.342 + 0.984 × 30.000 × 0.357 = 10.881 kN/m²
Wh3 = 10.881 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 21.848 kN/m²
Wh4 = 21.848 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 32.815 kN/m²
Wh5 = 32.815 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 43.782 kN/m²
Wh6 = 43.782 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 54.749 kN/m²
Wh7 = 54.749 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 65.716 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 상부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fu = 0.300×25.000×0.063<br>= 0.473 | fu = 0.300×25.000×0.154<br>= 1.155 |

② 하부슬래브

| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | fb = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |

③ 중간슬래브

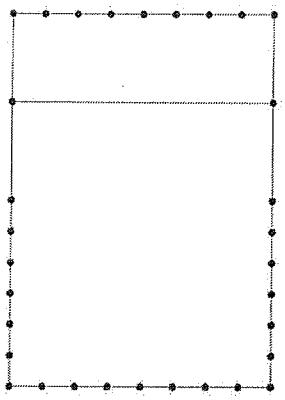
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| fb = 0.400×25.000×0.063<br>= 0.630 | fb = 0.400×25.000×0.154<br>= 1.540 |

④ 측벽

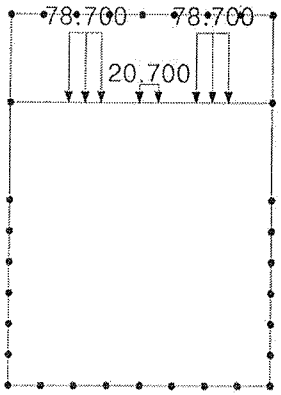
| 기능수행수준(kN/m² ) | 붕괴방지수준(kN/m² ) |
|---|---|
| f1 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f1 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |
| f2 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f2 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |
| f3 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f3 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |
| f4 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f4 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |
| f5 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f5 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |
| f6 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f6 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |
| f7 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f7 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |
| f8 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f8 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |
| f9 = 0.700×25.000×0.063<br>= 1.103 | f9 = 0.700×25.000×0.154<br>= 2.695 |

## 10. 하 중 재 하 (상시)

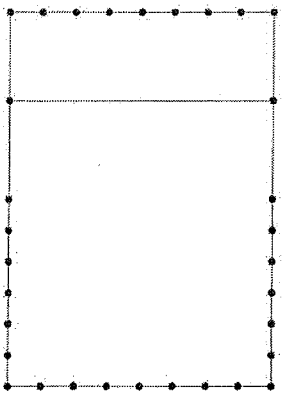
1) CASE1 - 구체자중(SW)



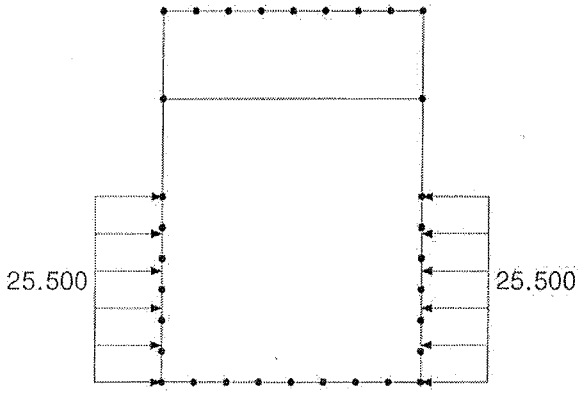
2) CASE2 - 권양기자중(GW)



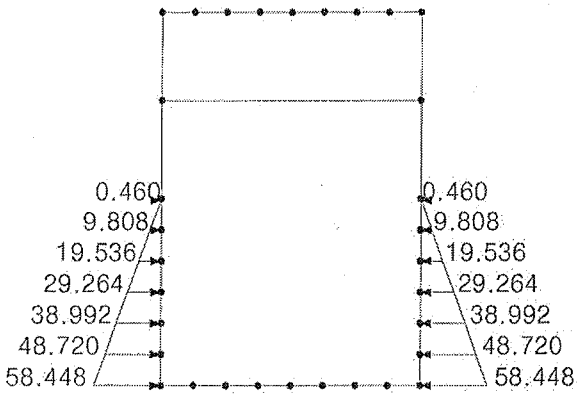
3) CASE3 - 만재활하중(LIVEFU)



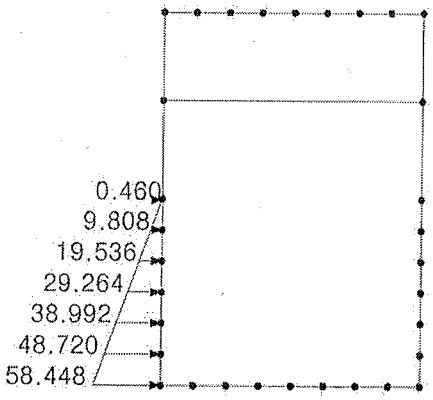
4) CASE4 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



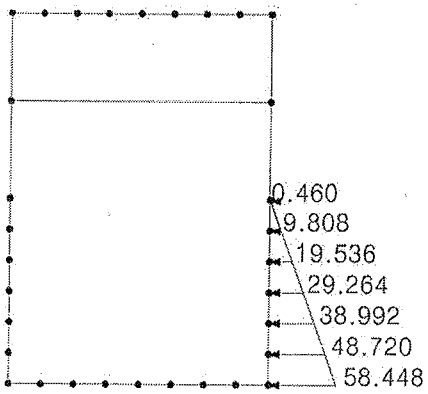

5) CASE5 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



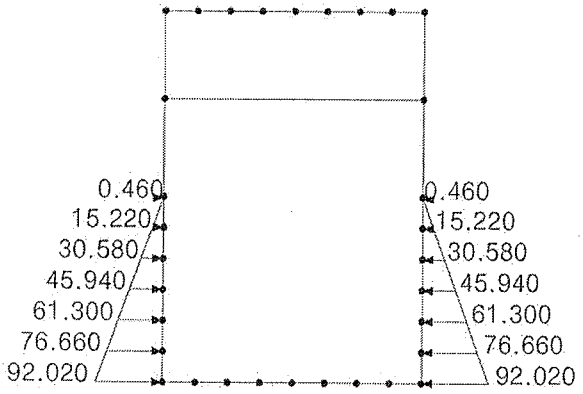
6) CASE6 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



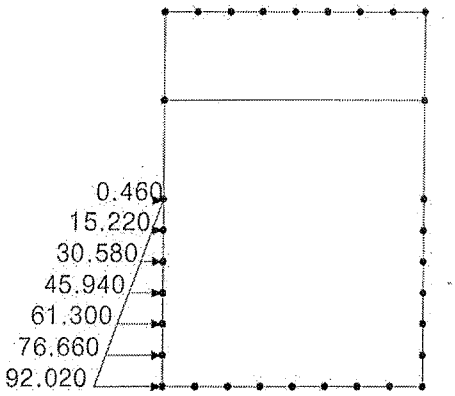

7) CASE7 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



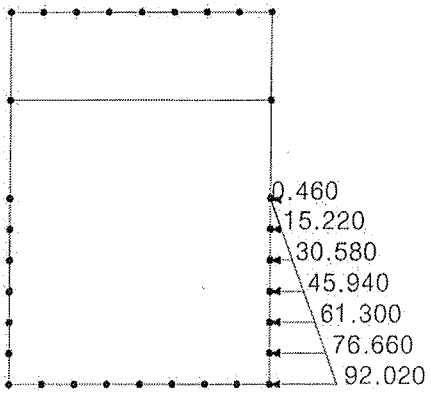

8) CASE8 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



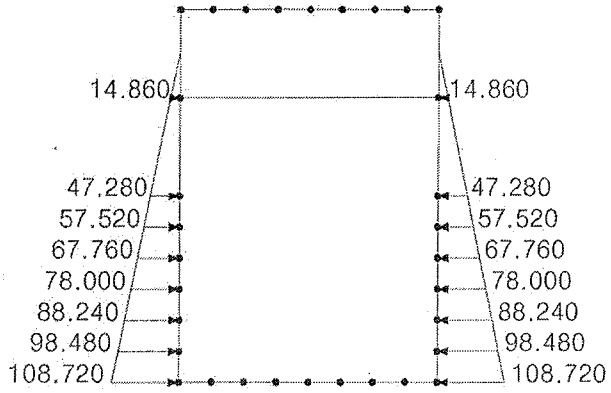
9) CASE9 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



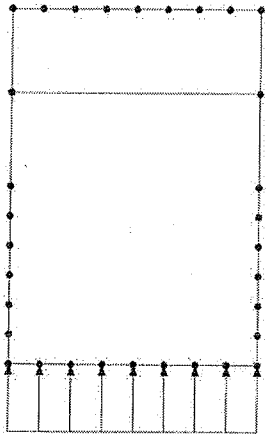

10) CASE10 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



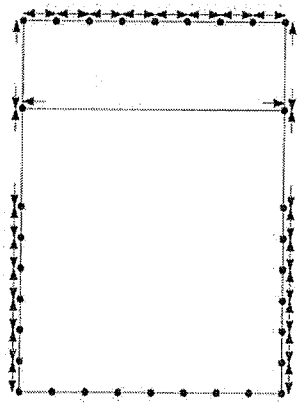

11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



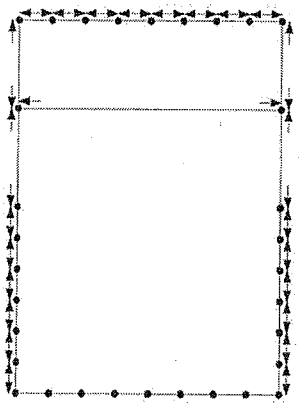
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



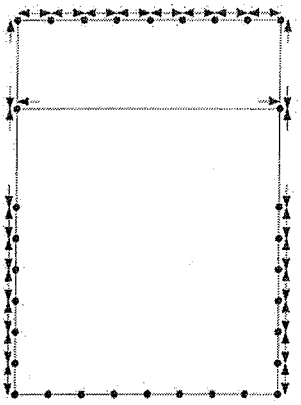

13) CASE13 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



14) CASE14 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

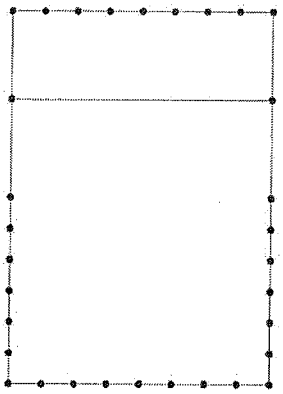


15) CASE15 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

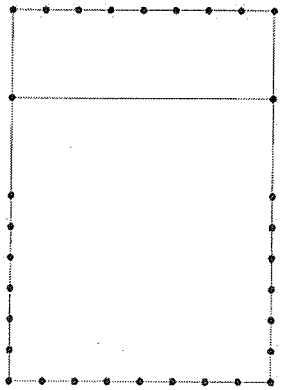


## 11. 하중 재하 (기능수행)

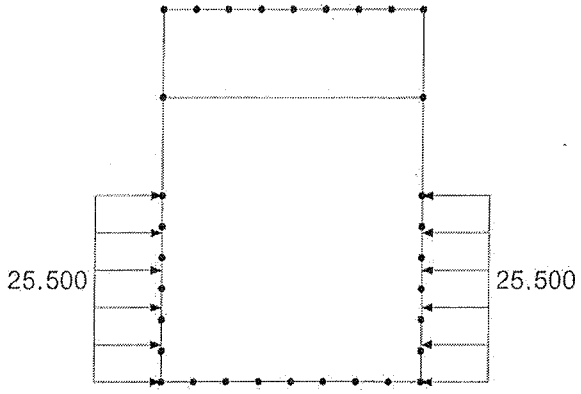
1) CASE1 - 구체자중(SW)



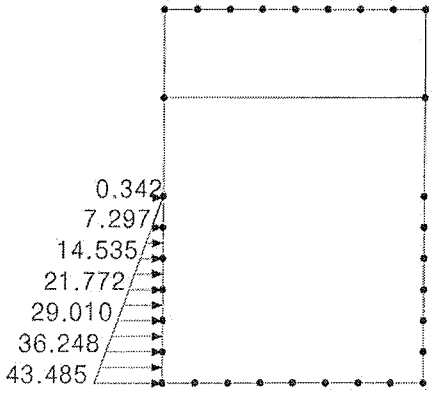
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



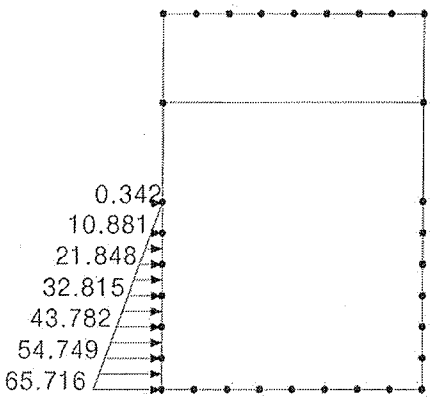
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



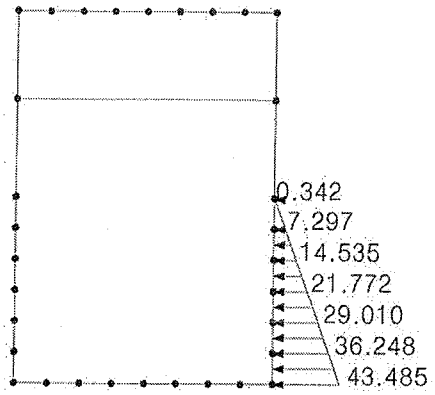

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



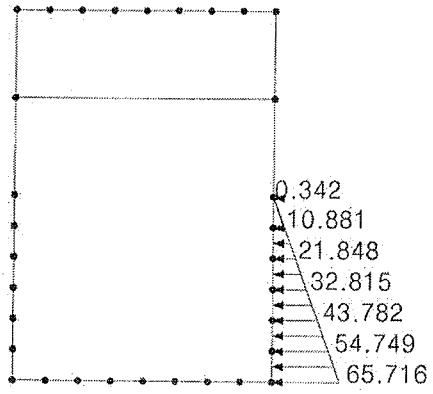

5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



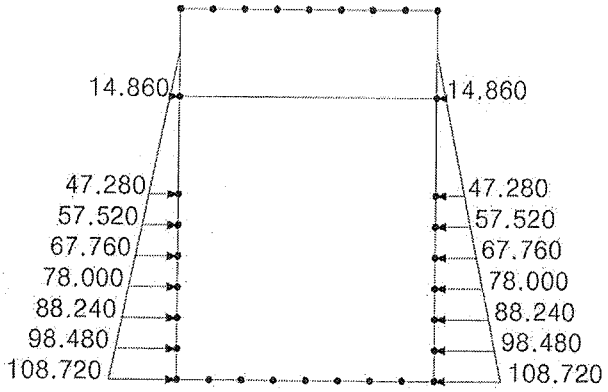
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



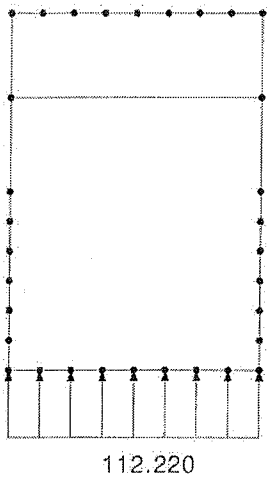

7) CASE7 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



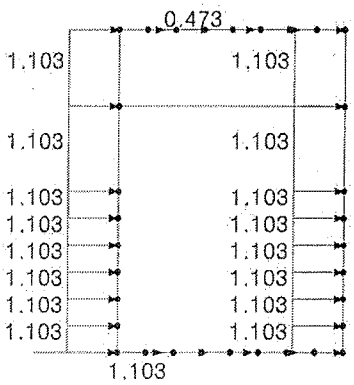

8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



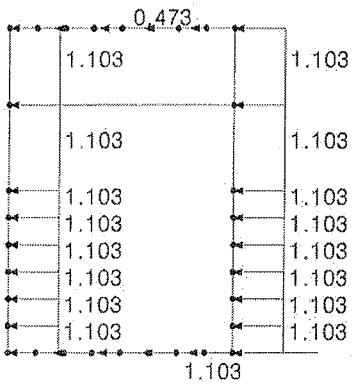
9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)




10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

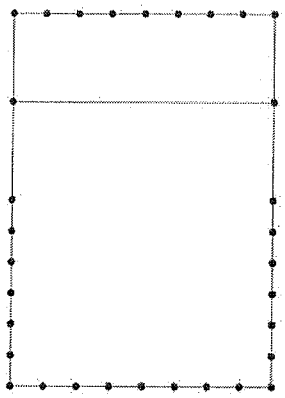



11) CASE11 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

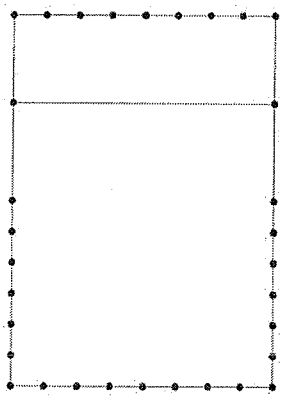


## 12. 하중 재하 (붕괴방지)

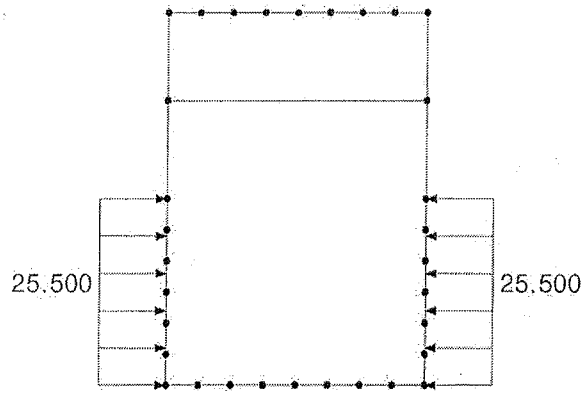
1) CASE1 - 구체자중(SW)



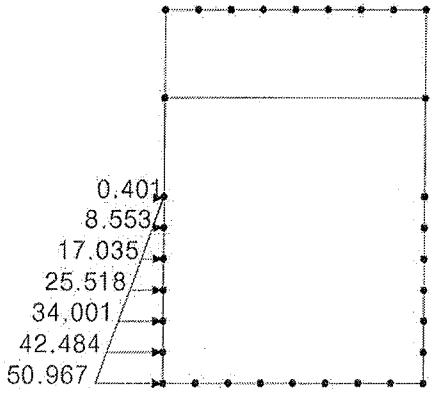
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



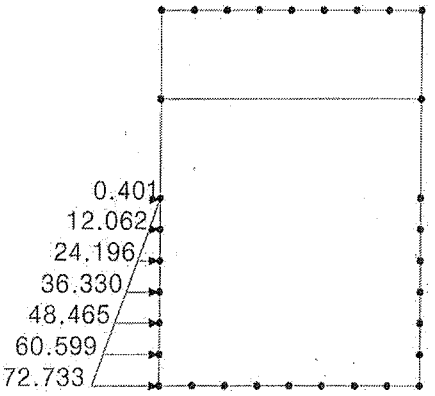
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



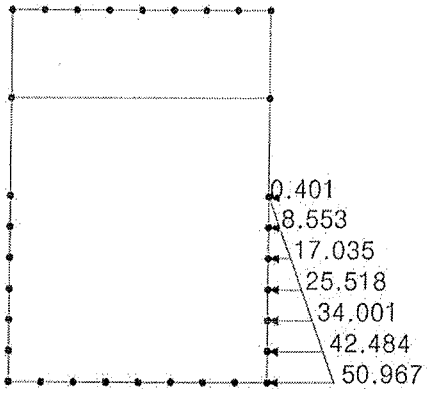

4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



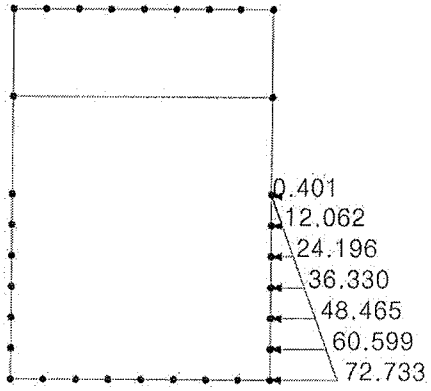

5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



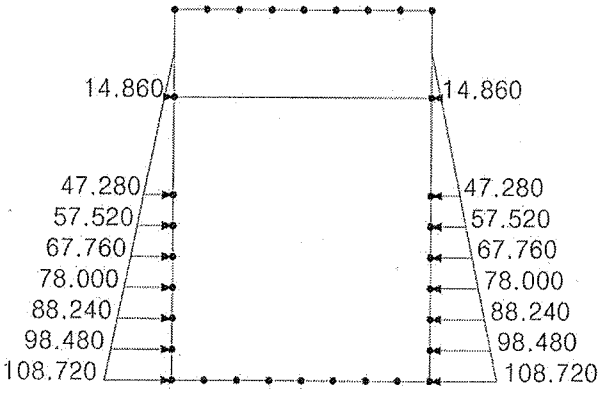
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



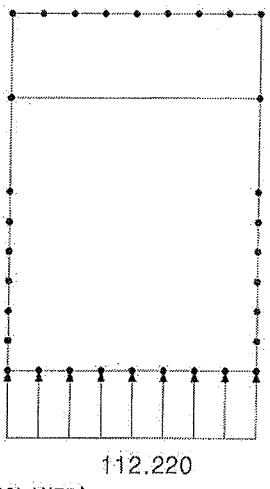

7) CASE7 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



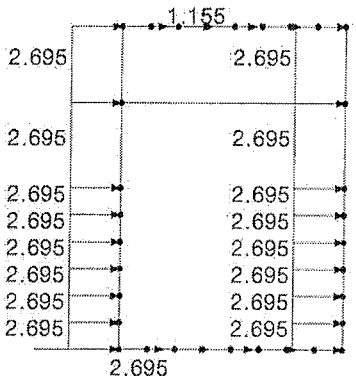

8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



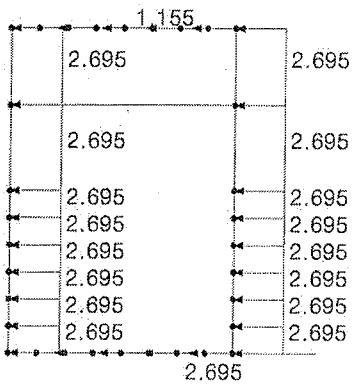
9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)




10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)




11) CASE11 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



## 13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -6.302 m

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC2 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC6 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.600 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | 0.900 | ● |

2) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC2 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC3 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | 0.900 | ● |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | 0.900 | ● |

3) 지진시(붕괴방지수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.000 | ● |

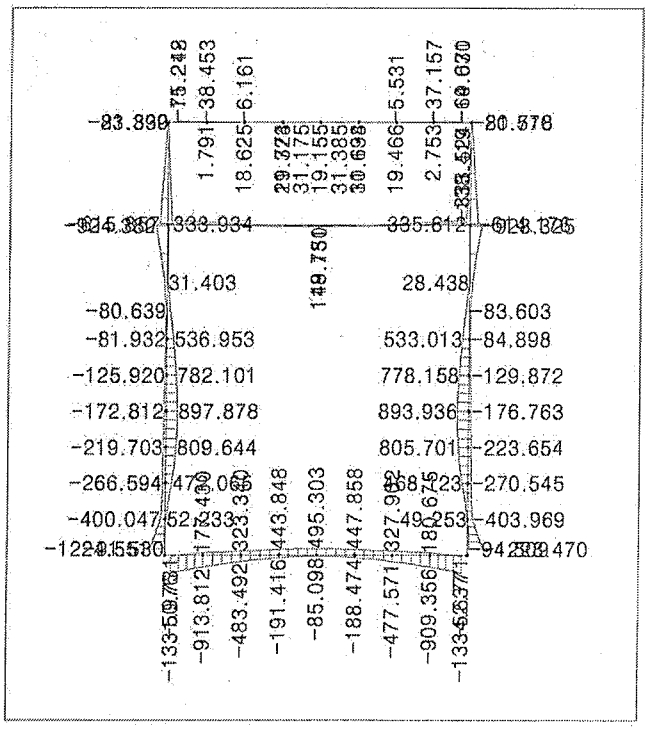
4) 지진시(기능수행수준)

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC2 | 1.200 | 1.200 | 1.000 | 0.500 | | | 1.400 | |
| LC3 | 0.900 | 0.900 | | 1.000 | | | 1.400 | |
| LC4 | 0.900 | 0.900 | | 0.500 | | | 1.400 | ● |

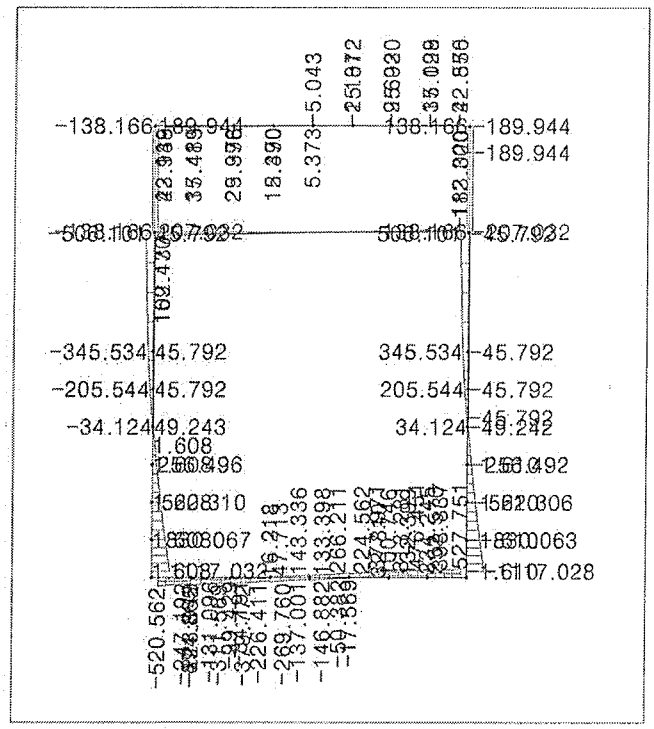
# 14. 단면력정리

## 14.1 상시

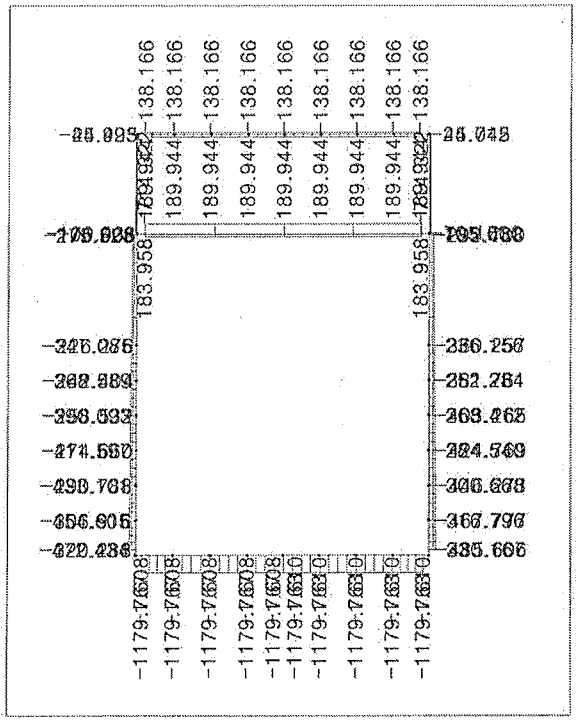
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



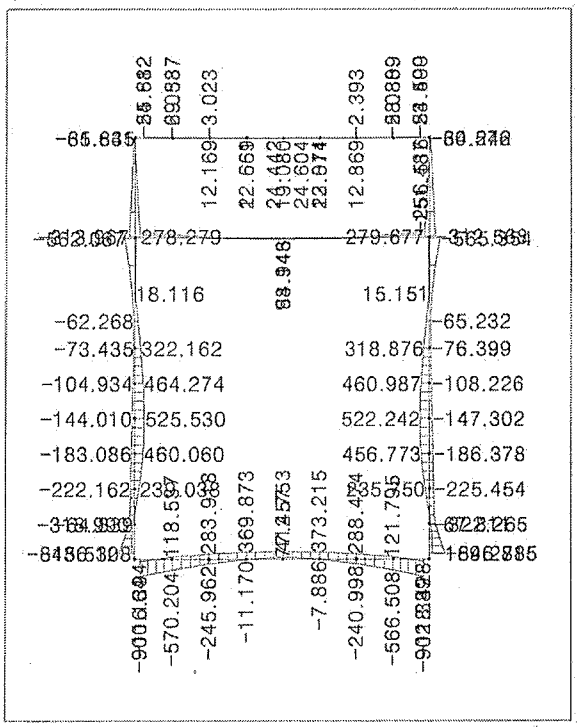

2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

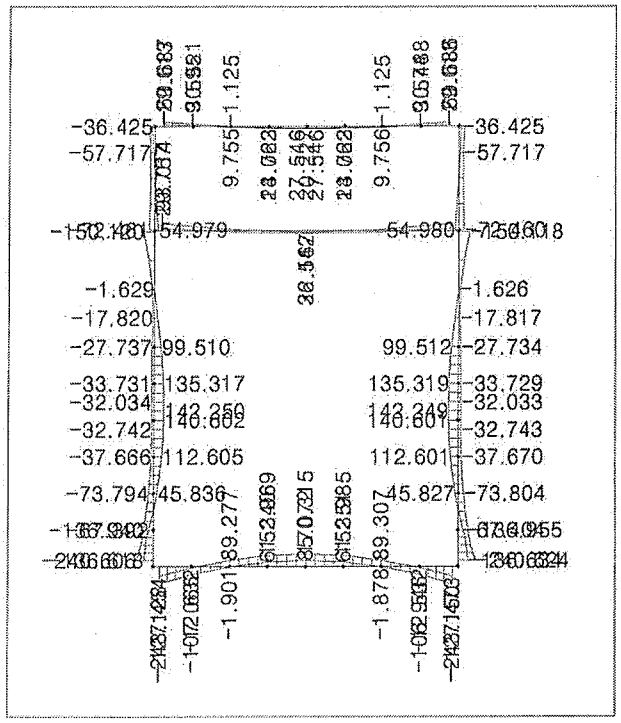


5) 단면력 정리

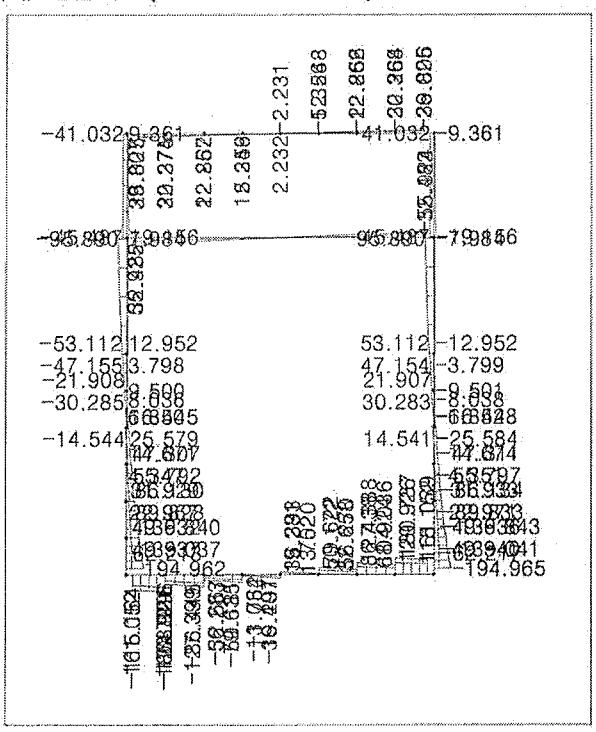
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 71.25 | 40.30 | 189.94 | 55.81 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 31.39 | 10.01 | 189.94 | 24.60 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 우측 | 3 | 69.67 | 39.91 | 189.94 | 54.50 | 1000.00 | 300.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 1331.98 | 402.29 | 1179.77 | 900.16 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 495.30 | 143.26 | 1179.77 | 412.75 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 | 6 | 1334.64 | 409.44 | 1179.76 | 902.39 | 1000.00 | 700.00 | |
| 중간 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 331.29 | 157.54 | 714.32 | 254.65 | 1000.00 | 400.00 | |
| | | 중앙부 | 8 | 118.73 | 14.96 | 714.32 | 98.94 | 1000.00 | 400.00 | |
| | | 우측 | 9 | 333.52 | 161.83 | 714.32 | 256.52 | 1000.00 | 400.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 924.38 | 481.77 | 279.53 | 562.07 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가1 | 11 | 172.81 | 49.24 | 390.09 | 144.01 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 12 | 0.00 | 49.24 | 472.43 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 13 | 1224.55 | 847.63 | 472.43 | 843.51 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 층 | 상부 | 14 | 83.40 | 189.94 | 45.42 | 65.64 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가2 | 15 | 333.54 | 189.99 | 75.72 | 179.73 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 16 | 333.93 | 189.99 | 106.01 | 278.28 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 17 | 615.86 | 193.88 | 106.01 | 313.97 | 1000.00 | 700.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 18 | 928.33 | 481.77 | 292.70 | 565.35 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가1 | 19 | 176.76 | 49.24 | 403.27 | 147.30 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 20 | 0.00 | 49.24 | 485.61 | 0.00 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 21 | 1228.47 | 847.63 | 485.61 | 846.79 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 층 | 상부 | 22 | 81.72 | 189.94 | 45.05 | 64.24 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가2 | 23 | 331.86 | 189.99 | 75.34 | 178.33 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 24 | 335.61 | 189.99 | 105.63 | 279.68 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 25 | 614.18 | 193.88 | 105.63 | 312.57 | 1000.00 | 700.00 | |

## 14.2 지진시(기능수행)

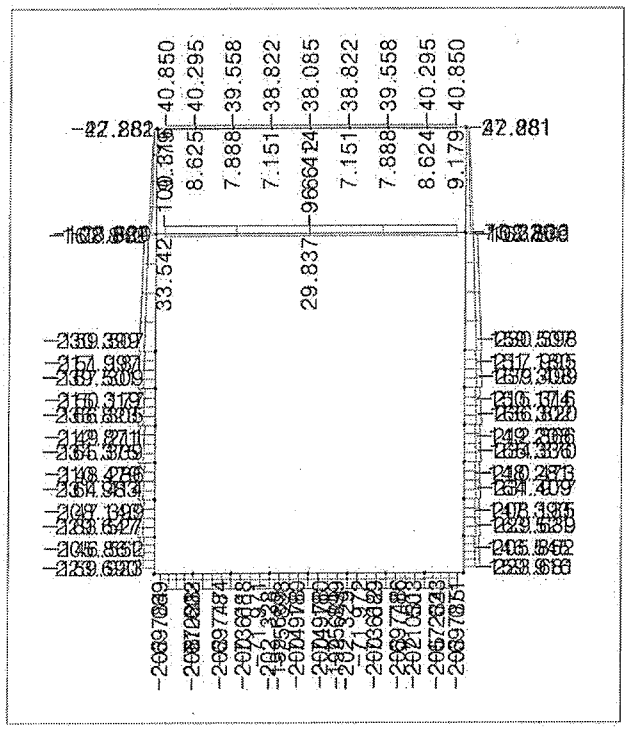
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

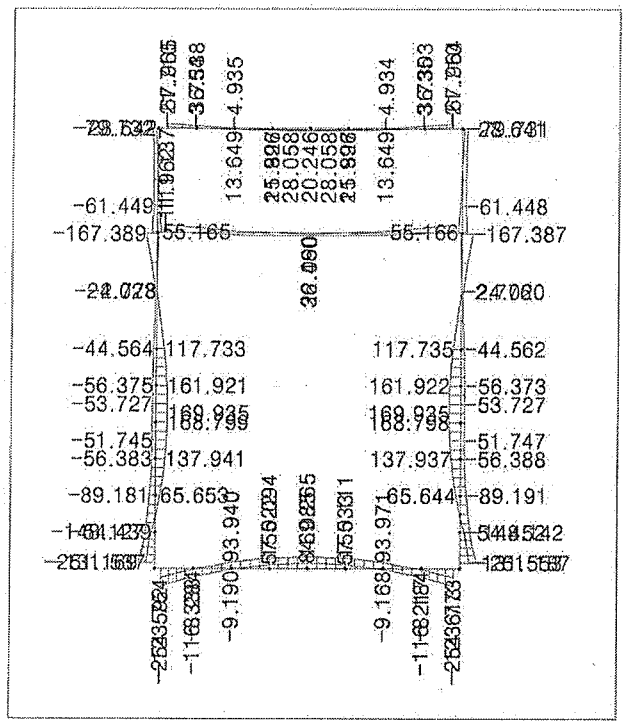



4) 단면력 정리

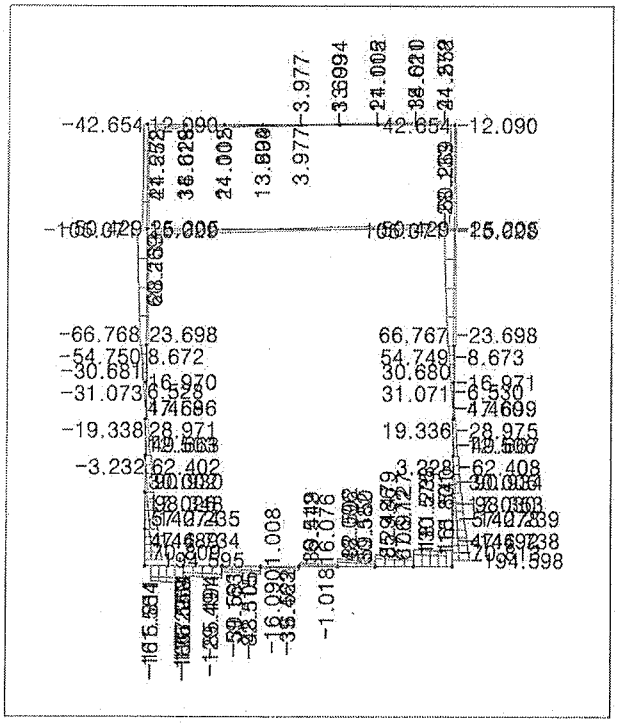
| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 60.69 | 37.16 | 186.45 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 27.08 | 7.24 | 184.05 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 우측 | 3 | 60.69 | 37.15 | 186.45 | 1000.00 | 300.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 243.13 | 177.74 | 203.78 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 170.32 | 36.40 | 200.98 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 | 6 | 243.15 | 177.73 | 203.79 | 1000.00 | 700.00 | |
| 중간 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 93.01 | 50.89 | 107.21 | 1000.00 | 400.00 | |
| | | 중앙부 | 8 | 36.54 | 5.53 | 103.50 | 1000.00 | 400.00 | |
| | | 우측 | 9 | 93.01 | 50.88 | 107.21 | 1000.00 | 400.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 150.12 | 89.51 | 390.54 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가1 | 11 | 33.60 | 25.58 | 467.17 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 12 | 0.00 | 25.58 | 370.30 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 13 | 240.61 | 141.64 | 370.30 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 층 | 상부 | 14 | 71.97 | 42.22 | 269.43 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가2 | 15 | 59.01 | 43.27 | 299.72 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 16 | 54.98 | 43.27 | 330.02 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 17 | 72.46 | 44.26 | 330.02 | 1000.00 | 700.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 18 | 150.12 | 89.51 | 390.54 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가1 | 19 | 33.60 | 16.45 | 488.67 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 20 | 0.00 | 16.45 | 370.27 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 21 | 240.62 | 141.65 | 370.27 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 층 | 상부 | 22 | 71.97 | 42.22 | 330.02 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가2 | 23 | 59.01 | 43.27 | 330.02 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 24 | 54.98 | 43.27 | 330.02 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 25 | 72.46 | 44.26 | 330.02 | 1000.00 | 700.00 | |

## 14.3 지진시(붕괴방지)

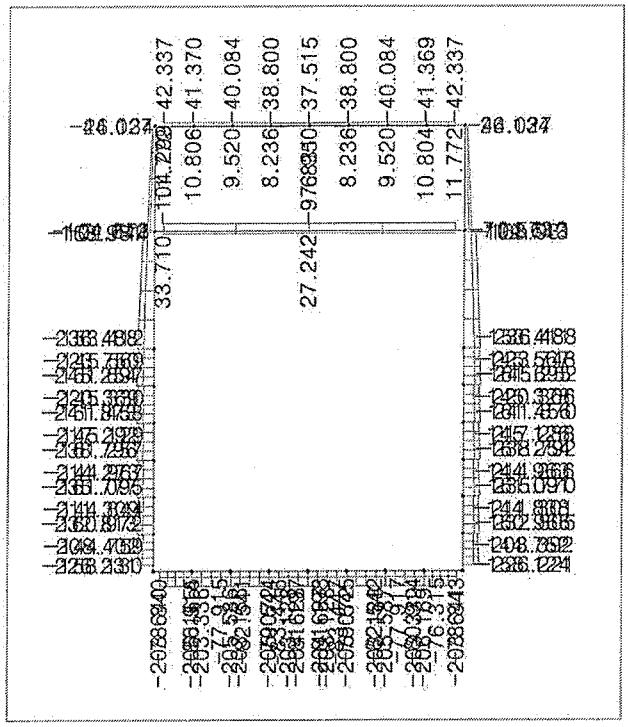
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)




2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN




4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | | 계수하중 | | | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | |
| | | | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 67.97 | 38.90 | 187.93 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 28.06 | 8.99 | 183.75 | 1000.00 | 300.00 | |
| | | 우측 | 3 | 67.96 | 38.90 | 187.93 | 1000.00 | 300.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 254.59 | 178.24 | 203.64 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 169.27 | 39.45 | 204.63 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 우측 | 6 | 254.61 | 178.23 | 203.64 | 1000.00 | 700.00 | |
| 중간 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 111.14 | 55.23 | 109.30 | 1000.00 | 400.00 | |
| | | 중앙부 | 8 | 36.46 | 9.87 | 102.83 | 1000.00 | 400.00 | |
| | | 우측 | 9 | 111.14 | 55.23 | 109.30 | 1000.00 | 400.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 167.39 | 99.61 | 396.88 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가1 | 11 | 55.14 | 28.97 | 473.34 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 12 | 0.00 | 28.97 | 373.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 13 | 251.17 | 149.28 | 373.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 층 | 상부 | 14 | 79.73 | 44.73 | 271.24 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가2 | 15 | 63.19 | 46.56 | 301.54 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 16 | 55.17 | 46.56 | 331.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 17 | 77.34 | 48.29 | 331.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 18 | 167.39 | 99.61 | 396.88 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가1 | 19 | 55.14 | 17.70 | 494.84 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 20 | 0.00 | 17.70 | 373.81 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 21 | 251.19 | 149.28 | 373.81 | 1000.00 | 700.00 | |
| | 2 층 | 상부 | 22 | 79.73 | 44.73 | 331.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 추가2 | 23 | 63.19 | 46.56 | 331.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 중앙부 | 24 | 55.17 | 46.56 | 331.83 | 1000.00 | 700.00 | |
| | | 하부 | 25 | 77.34 | 48.29 | 331.83 | 1000.00 | 700.00 | |

## 14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 20 | 30 | 붕괴 | 가능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -71.25 | - | -67.97 | -60.69 | -71.25 | |
| | | 중앙부 | 2 | 31.39 | - | 28.06 | 27.08 | 31.39 | |
| | | 우측 | 3 | -69.67 | - | -67.96 | -60.69 | -69.67 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | -1331.98 | - | -254.59 | -243.13 | -1331.98 | |
| | | 중앙부 | 5 | 495.30 | - | 169.27 | 170.32 | 495.30 | |
| | | 우측 | 6 | -1334.64 | - | -254.61 | -243.15 | -1334.64 | |
| 중간 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -331.29 | - | -111.14 | -93.01 | -331.29 | |
| | | 중앙부 | 8 | 118.73 | - | 36.46 | 36.54 | 118.73 | |
| | | 우측 | 9 | -333.52 | - | -111.14 | -93.01 | -333.52 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | -924.38 | - | -167.39 | -150.12 | -924.38 | |
| | | 추가1 | 11 | -172.81 | - | -55.14 | -33.60 | -172.81 | |
| | | 중앙부 | 12 | - | - | - | - | - | |
| | | 하부 | 13 | -1224.55 | - | -251.17 | -240.61 | -1224.55 | |
| | 2 층 | 상부 | 14 | -83.40 | - | -79.73 | -71.97 | -83.40 | |
| | | 추가2 | 15 | -333.54 | - | -63.19 | -59.01 | -333.54 | |
| | | 중앙부 | 16 | 333.93 | - | 55.17 | 54.98 | 333.93 | |
| | | 하부 | 17 | -615.86 | - | -77.34 | -72.46 | -615.86 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 18 | -928.33 | - | -167.39 | -150.12 | -928.33 | |
| | | 추가1 | 19 | -176.76 | - | -55.14 | -33.60 | -176.76 | |
| | | 중앙부 | 20 | - | - | - | - | - | |
| | | 하부 | 21 | -1228.47 | - | -251.19 | -240.62 | -1228.47 | |
| | 2 층 | 상부 | 22 | -81.72 | - | -79.73 | -71.97 | -81.72 | |
| | | 추가2 | 23 | -331.86 | - | -63.19 | -59.01 | -331.86 | |
| | | 중앙부 | 24 | 335.61 | - | 55.17 | 54.98 | 335.61 | |
| | | 하부 | 25 | -614.18 | - | -77.34 | -72.46 | -614.18 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 40.30 | - | 38.90 | 37.16 | 40.30 | |
| | | 중앙부 | 2 | -10.01 | - | -8.99 | -7.24 | -10.01 | |
| | | 우측 | 3 | -39.91 | - | -38.90 | -37.15 | -39.91 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | -402.29 | - | -178.24 | -177.74 | -402.29 | |
| | | 중앙부 | 5 | 143.26 | - | -39.45 | -36.40 | 143.26 | |
| | | 우측 | 6 | 409.44 | - | 178.23 | 177.73 | 409.44 | |
| 중간 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | 157.54 | - | 55.23 | 50.89 | 157.54 | |
| | | 중앙부 | 8 | -14.96 | - | 9.87 | 5.53 | -14.96 | |
| | | 우측 | 9 | -161.83 | - | -55.23 | -50.88 | -161.83 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | -481.77 | - | -99.61 | -89.51 | -481.77 | |
| | | 추가1 | 11 | 49.24 | - | 28.97 | 25.58 | 49.24 | |
| | | 중앙부 | 12 | 49.24 | - | 28.97 | 25.58 | 49.24 | |
| | | 하부 | 13 | 847.63 | - | 149.28 | 141.64 | 847.63 | |
| | 2 층 | 상부 | 14 | 189.94 | - | -44.73 | -42.22 | 189.94 | |
| | | 추가2 | 15 | 189.99 | - | -46.56 | -43.27 | 189.99 | |
| | | 중앙부 | 16 | 189.99 | - | -46.56 | -43.27 | 189.99 | |
| | | 하부 | 17 | 193.88 | - | -48.29 | -44.26 | 193.88 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 18 | 481.77 | - | 99.61 | 89.51 | 481.77 | |
| | | 추가1 | 19 | -49.24 | - | -17.70 | -16.45 | -49.24 | |
| | | 중앙부 | 20 | -49.24 | - | -17.70 | -16.45 | -49.24 | |
| | | 하부 | 21 | -847.63 | - | -149.28 | -141.65 | -847.63 | |
| | 2 층 | 상부 | 22 | -189.94 | - | 44.73 | 42.22 | -189.94 | |
| | | 추가2 | 23 | -189.99 | - | 46.56 | 43.27 | -189.99 | |
| | | 중앙부 | 24 | -189.99 | - | 46.56 | 43.27 | -189.99 | |
| | | 하부 | 25 | -193.88 | - | 48.29 | 44.26 | -193.88 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 189.94 | - | -187.93 | -186.45 | -295.22 | |
| | | 중앙부 | 2 | 189.94 | - | -183.75 | -184.05 | -295.22 | |
| | | 우측 | 3 | 189.94 | - | -187.93 | -186.45 | -295.22 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | -1179.77 | - | -203.64 | -203.78 | -1236.79 | |
| | | 중앙부 | 5 | -1179.77 | - | -204.63 | -200.98 | -1236.79 | |
| | | 우측 | 6 | -1179.76 | - | -203.64 | -203.79 | -1236.78 | |
| 중간 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -714.32 | - | 109.30 | 107.21 | -791.13 | |
| | | 중앙부 | 8 | -714.32 | - | 102.83 | 103.50 | -791.13 | |
| | | 우측 | 9 | -714.32 | - | 109.30 | 107.21 | -791.13 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | -279.53 | - | -396.88 | -390.54 | -537.19 | |
| | | 추가1 | 11 | -390.09 | - | -473.34 | -467.17 | -669.26 | |
| | | 중앙부 | 12 | -472.43 | - | -373.83 | -370.30 | -730.09 | |
| | | 하부 | 13 | -472.43 | - | -373.83 | -370.30 | -730.09 | |
| | 2 층 | 상부 | 14 | -45.42 | - | -271.24 | -269.43 | -408.23 | |
| | | 추가2 | 15 | -75.72 | - | -301.54 | -299.72 | -438.52 | |
| | | 중앙부 | 16 | -106.01 | - | -331.83 | -330.02 | -468.81 | |
| | | 하부 | 17 | -106.01 | - | -331.83 | -330.02 | -468.81 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 18 | -292.70 | - | -396.88 | -390.54 | -537.19 | |
| | | 추가1 | 19 | -403.27 | - | -494.84 | -488.67 | -730.09 | |
| | | 중앙부 | 20 | -485.61 | - | -373.81 | -370.27 | -730.09 | |
| | | 하부 | 21 | -485.61 | - | -373.81 | -370.27 | -730.09 | |
| | 2 층 | 상부 | 22 | -45.05 | - | -331.83 | -330.02 | -468.81 | |
| | | 추가2 | 23 | -75.34 | - | -331.83 | -330.02 | -468.81 | |
| | | 중앙부 | 24 | -105.63 | - | -331.83 | -330.02 | -468.81 | |
| | | 하부 | 25 | -105.63 | - | -331.83 | -330.02 | -468.81 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | |
| 상부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -55.81 | - | - | - | -55.81 | |
| | | 중앙부 | 2 | 24.60 | - | - | - | 24.60 | |
| | | 우측 | 3 | -54.50 | - | - | - | -54.50 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | -900.16 | - | - | - | -900.16 | |
| | | 중앙부 | 5 | 412.75 | - | - | - | 412.75 | |
| | | 우측 | 6 | -902.39 | - | - | - | -902.39 | |
| 중간 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 7 | -254.65 | - | - | - | -254.65 | |
| | | 중앙부 | 8 | 98.94 | - | - | - | 98.94 | |
| | | 우측 | 9 | -256.52 | - | - | - | -256.52 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | -562.07 | - | - | - | -562.07 | |
| | | 추가1 | 11 | -144.01 | - | - | - | -144.01 | |
| | | 중앙부 | 12 | - | - | - | - | - | |
| | | 하부 | 13 | -843.51 | - | - | - | -843.51 | |
| | 2 층 | 상부 | 14 | -65.64 | - | - | - | -65.64 | |
| | | 추가2 | 15 | -179.73 | - | - | - | -179.73 | |
| | | 중앙부 | 16 | 278.28 | - | - | - | 278.28 | |
| | | 하부 | 17 | -313.97 | - | - | - | -313.97 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 18 | -565.35 | - | - | - | -565.35 | |
| | | 추가1 | 19 | -147.30 | - | - | - | -147.30 | |
| | | 중앙부 | 20 | - | - | - | - | - | |
| | | 하부 | 21 | -846.79 | - | - | - | -846.79 | |
| | 2 층 | 상부 | 22 | -64.24 | - | - | - | -64.24 | |
| | | 추가2 | 23 | -178.33 | - | - | - | -178.33 | |
| | | 중앙부 | 24 | 279.68 | - | - | - | 279.68 | |
| | | 하부 | 25 | -312.57 | - | - | - | -312.57 | |

## 15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | mm | mm | kN.m | kN.m | $mm^2$ | | $mm^2$ | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 220 | 71.25 | 111.36 | 991.44 | H16 - 8.0EA | 1588.8 | 1.56 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 220 | 31.38 | 111.36 | 426.80 | H16 - 8.0EA | 1588.8 | 3.55 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 220 | 69.67 | 111.36 | 968.60 | H16 - 8.0EA | 1588.8 | 1.60 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 4 | 1000 | 591 | 1331.98 | 1557.72 | 7443.05 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 8923.2 | 1.17 |
| | | 중앙부 | 5 | 1000 | 620 | 495.30 | 624.39 | 2432.83 | H22 - 8.0EA | 3096.8 | 1.26 |
| | | 우측 | 6 | 1000 | 591 | 1334.64 | 1557.72 | 7460.02 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 8923.2 | 1.17 |
| 중간슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 1000 | 320 | 331.29 | 351.11 | 3350.69 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.2 | 1.06 |
| | | 중앙부 | 8 | 1000 | 320 | 118.73 | 165.38 | 1125.80 | H16 - 8.0EA | 1588.8 | 1.39 |
| | | 우측 | 9 | 1000 | 320 | 333.52 | 351.11 | 3375.84 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 3575.2 | 1.05 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 10 | 1000 | 620 | 924.38 | 1082.47 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 1.17 |
| | | 추가1 | 11 | 1000 | 620 | 172.81 | 1604.50 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 9.29 |
| | | 중앙부 | 12 | 1000 | 620 | - | 0.00 | - | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 10863.6 | - |
| | | 하부 | 13 | 1000 | 591 | 1224.55 | 1843.69 | - | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 10863.6 | 1.51 |
| | 2층 | 상부 | 14 | 1000 | 620 | 83.40 | 1340.50 | - | H16 - 8.0EA | 3529.2 | 16.07 |
| | | 추가2 | 15 | 1000 | 620 | 333.54 | 1379.11 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 4.13 |
| | | 중앙부 | 16 | 1000 | 620 | 333.93 | 650.85 | - | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 6536.8 | 1.95 |
| | | 하부 | 17 | 1000 | 620 | 615.86 | 1148.03 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 1.86 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 18 | 1000 | 620 | 928.32 | 1081.60 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 1.17 |
| | | 추가1 | 19 | 1000 | 620 | 176.76 | 1578.51 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 8.93 |
| | | 중앙부 | 20 | 1000 | 620 | - | 0.00 | - | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 10863.6 | - |
| | | 하부 | 21 | 1000 | 591 | 1228.47 | 1842.83 | - | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 10863.6 | 1.50 |
| | 2층 | 상부 | 22 | 1000 | 620 | 81.72 | 1290.49 | - | H16 - 8.0EA | 3529.2 | 15.79 |
| | | 추가2 | 23 | 1000 | 620 | 331.85 | 1422.97 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 4.29 |
| | | 중앙부 | 24 | 1000 | 620 | 335.61 | 649.01 | - | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 6536.8 | 1.93 |
| | | 하부 | 25 | 1000 | 620 | 614.18 | 1148.81 | - | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 6536.8 | 1.87 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | kN | kN | kN | EA | mm² | | mm | mm² | |
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 142.9 | 40.3 | 198.64 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 2 | 142.9 | 10.0 | 198.64 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 3 | 142.9 | 39.9 | 198.64 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 4 | 384.0 | 402.3 | 683.62 | 2.00 | 15.47 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 5 | 402.7 | 143.3 | 559.81 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 6 | 384.0 | 409.4 | 683.62 | 2.00 | 21.51 | H13 | 150 | 253.40 | O.K |
| 중간슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 207.8 | 157.5 | 288.93 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 8 | 207.8 | 15.0 | 288.93 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 우측 | 9 | 207.8 | 161.8 | 288.93 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 10 | 424.8 | 481.8 | 917.30 | 2.00 | 45.96 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 추가1 | 11 | 430.2 | 49.2 | 676.47 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 12 | 432.7 | 49.2 | 678.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 13 | 412.6 | 847.6 | 882.26 | 2.00 | 367.92 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2층 | 상부 | 14 | 419.5 | 189.9 | 576.58 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 추가2 | 15 | 420.7 | 190.0 | 577.83 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 16 | 422.0 | 190.0 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 17 | 422.0 | 193.9 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 18 | 424.8 | 481.8 | 917.30 | 2.00 | 45.96 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | | 추가1 | 19 | 432.7 | 49.2 | 678.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 중앙부 | 20 | 432.7 | 49.2 | 678.97 | 2.00 | - | H16 | 300 | 397.20 | O.K |
| | | 하부 | 21 | 412.6 | 847.6 | 882.26 | 2.00 | 367.91 | H16 | 150 | 397.20 | O.K |
| | 2층 | 상부 | 22 | 422.0 | 189.9 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 추가2 | 23 | 422.0 | 190.0 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 중앙부 | 24 | 422.0 | 190.0 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |
| | | 하부 | 25 | 422.0 | 193.9 | 579.07 | 2.00 | - | H13 | 300 | 253.40 | O.K |

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 300.00 | 220.00 | 80.00 | 71.25 | 40.30 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 991.445 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.603]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 71.248 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.563]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 40.300 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 300.00 | 220.00 | 80.00 | 31.39 | 10.01 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 426.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.723]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 31.385 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.548]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 10.006 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 300.00 | 220.00 | 80.00 | 69.67 | 39.91 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 968.596 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.640]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 69.671 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.598]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 39.913 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 591.20 | 80.00 | 1331.98 | 402.29 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00717

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7443.054 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm), [사용률 = 1.199]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01509

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (591.20 - a/2) = 1557.723 kN.m

≥ Mu (= 1331.976 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 591.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 591.20 = 383.998 kN

< Vu (= 402.285 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (402.285-383.998) x 150.00 / (400x591.20xΦ) x 1000 = 15.466 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 591.20 / 150.00 x 1000 = 399.496 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 / 1000 = 2047.988 kN ≥ 399.496 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (511.997 + 399.496) = 683.619 kN ≥ 402.285 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 620.00 | 80.00 | 495.30 | 143.26 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2432.828 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.273]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x ρb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 495.303 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.261]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 143.257 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 700.00 | 591.20 | 80.00 | 1334.64 | 409.44 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00717

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7460.019 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm) , [사용률 = 1.196]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01509

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (591.20 - a/2) = 1557.723 kN.m

≥ Mu (= 1334.637 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.167]

* 전단에 대한 검토 (d = 591.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 591.20 = 383.998 kN

< Vu (= 409.436 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (409.436-383.998) x 150.00 / (400x591.20xΦ) x 1000 = 21.514 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 591.20 / 150.00 x 1000 = 399.496 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 / 1000 = 2047.988 kN ≥ 399.496 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (511.997 + 399.496) = 683.619 kN ≥ 409.436 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 400.00 | 320.00 | 80.00 | 331.29 | 157.54 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01010

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3350.686 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.067]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01117

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (320.00 - a/2) = 351.109 kN.m

≥ Mu (= 331.289 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.060]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 157.536 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 400.00 | 320.00 | 80.00 | 118.73 | 14.96 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 32.578) / 32.578 = 0.02647

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1125.796 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.411]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x [600 / (600 + fy)] = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (320.00 - a/2) = 165.382 kN.m

≥ Mu (= 118.731 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.393]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 14.955 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1000.00 | 400.00 | 320.00 | 80.00 | 333.52 | 161.83 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01010

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3375.838\ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.059]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01117

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (320.00 - a/2) = 351.109 kN.m

≥ Mu (= 333.524 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.053]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 161.830 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 537.186 | 924.382 | 1720.785 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1720.785 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.961 mm, a = k1 x c = 98.567 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98566.910 = 2262.111 kN

∑Csi = 316.514 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2262.111 + 316.514 - 1838.560 = 740.065 kN

Mn = Cc x 285.360 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1273.489 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1720.780) | = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 115.961 mm, a = k1 x c = 98.567 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-115.96) / 115.96 = 0.01304

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 740.065 kN

ΦPn = 0.85 x 740.065 = 629.055 kN ≥ Pu = 537.186 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.721 = 1082.469 kN.m ≥ Mu = 924.382 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 424.776 kN

< Vu (= 481.766 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (481.766 - 424.776) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 45.960 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 656.704 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (566.368 + 656.704) = 917.304 kN ≥ 481.766 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 669.255 | 172.812 | 258.215 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 258.215 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 431.089 mm, a = k1 x c = 366.426 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 366425.667 = 8409.469 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1208.535 kN

Pn = 8409.469 + 731.628 - 1208.535 = 7932.562 kN

Mn = Cc x 151.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2048.249 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=258.208) | = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 431.089 mm, a = k1 x c = 366.426 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-431.09) / 431.09 = 0.00131

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 7932.562 kN

ΦPn = 0.78 x 7932.562 = 6213.840 kN ≥ Pu = 669.255 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.258 = 1604.505 kN.m ≥ Mu = 172.812 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 430.203 kN

≥ Vu (= 49.243 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 591.203 | 730.092 | 1224.551 | 1677.255 |

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 108.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0155) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 3569280.0 x 108.797 + 776160.0 x 620.000) / 20410440.0
= 318.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 354.722 mm, ab = k1 x cb = 301.514 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 301513.609 = 6919.737 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 6919.737 + 731.628 - 3569.280 = 4082.085 kN

Mb = Cc x 231.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2567.443 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.954 mm, e = Mu/Pu = 1677.255 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 214.158 mm, a = k1 x c = 182.034 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 182034.454 = 4177.691 kN

∑Csi = 684.799 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4177.691 + 684.799 - 3569.280 = 1293.210 kN

Mn = Cc x 227.070 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2169.038 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1677.251) | = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 214.158 mm, a = k1 x c = 182.034 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-214.16) / 214.16 = 0.00569

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16128.896 kN ≥ Pn = 1293.210 kN

ΦPn = 0.85 x 1293.210 = 1099.229 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.677 = 1843.687 kN.m ≥ Mu = 1224.551 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 591.20 = 412.605 kN
< Vu (= 847.631 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (847.631 - 412.605) x 150.00 / (400.0 x 591.20 x Φ) = 367.915 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 591.20 / 150.00 = 626.202 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 = 2047.988 kN ≥ 626.202 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (550.140 + 626.202) = 882.257 kN ≥ 847.631 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 408.229 | 83.399 | 204.294 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 17476680.0

= 352.173 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 635.520 = 7352.898 kN

Mb = Cc x 189.727 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1745.732 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.421 mm, e = Mu/Pu = 204.294 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 415.881 mm, a = k1 x c = 353.499 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 353499.146 = 8112.805 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 467.879 kN

Pn = 8112.805 + 731.628 - 467.879 = 8376.554 kN

Mn = Cc x 175.423 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1711.214 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=204.286)| = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 415.881 mm, a = k1 x c = 353.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-415.88) / 415.88 = 0.00147

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 13916.548 kN ≥ Pn = 8376.554 kN

ΦPn = 0.78 x 8376.554 = 6561.634 kN ≥ Pu = 408.229 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.204 = 1340.499 kN.m ≥ Mu = 83.399 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 419.477 kN

≥ Vu (= 189.944 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 438.522 | 333.535 | 760.590 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 760.590 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 173.691 mm, a = k1 x c = 147.637 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 147637.258 = 3388.275 kN

∑Csi = 583.472 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3388.275 + 583.472 - 1838.560 = 2133.188 kN

Mn = Cc x 260.825 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1622.485 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=760.592) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 173.691 mm, a = k1 x c = 147.637 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-173.69) / 173.69 = 0.00771

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 2133.188 kN

ΦPn = 0.85 x 2133.188 = 1813.209 kN ≥ Pu = 438.522 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.761 = 1379.108 kN.m ≥ Mu = 333.535 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 420.722 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 468.814 | 333.934 | 712.296 |

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 620.000) / 18679720.0

= 365.356 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 7256.790 + 1733.073 - 776.160 = 8213.703 kN

Mb = Cc x 176.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1943.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 236.670 mm, e = Mu/Pu = 712.296 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 85.618 mm, a = k1 x c = 72.775 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 72775.134 = 1670.189 kN

∑Csi = 180.955 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pn = 1670.189 + 180.955 - 776.160 = 1074.985 kN

Mn = Cc x 328.969 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 765.706 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=712.294) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 85.618 mm, a = k1 x c = 72.775 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-85.62) / 85.62 = 0.01872

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1074.985 kN

ΦPn = 0.85 x 1074.985 = 913.737 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.712 = 650.851 kN.m ≥ Mu = 333.934 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 468.814 | 615.857 | 1313.647 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1313.647 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.116 mm, a = k1 x c = 108.049 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 108048.530 = 2479.714 kN

∑Csi = 386.997 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2479.714 + 386.997 - 1838.560 = 1028.151 kN

Mn = Cc x 280.620 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1350.624 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1313.644) | = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 127.116 mm, a = k1 x c = 108.049 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-127.12) / 127.12 = 0.01163

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1028.151 kN

ΦPn = 0.85 x 1028.151 = 873.928 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.314 = 1148.033 kN.m ≥ Mu = 615.857 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 193.882 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 537.186 | 928.325 | 1728.124 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1728.124 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.820 mm, a = k1 x c = 98.447 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98446.931 = 2259.357 kN

∑Csi = 315.535 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2259.357 + 315.535 - 1838.560 = 736.332 kN

Mn = Cc x 285.420 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1272.475 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1728.125) | = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 115.820 mm, a = k1 x c = 98.447 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-115.82) / 115.82 = 0.01306

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 736.332 kN

ΦPn = 0.85 x 736.332 = 625.882 kN ≥ Pu = 537.186 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.728 = 1081.603 kN.m ≥ Mu = 928.325 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 424.776 kN

< Vu (= 481.766 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (481.766 - 424.776) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 45.960 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 656.704 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (566.368 + 656.704) = 917.304 kN ≥ 481.766 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 730.092 | 176.763 | 242.110 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 242.110 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 444.830 mm, a = k1 x c = 378.106 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 378105.774 = 8677.528 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1086.009 kN

Pn = 8677.528 + 731.628 - 1086.009 = 8323.146 kN

Mn = Cc x 145.591 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2015.196 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=242.120) | = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 444.830 mm, a = k1 x c = 378.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-444.83) / 444.83 = 0.00118

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 8323.146 kN

ΦPn = 0.78 x 8323.146 = 6519.798 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.242 = 1578.509 kN.m ≥ Mu = 176.763 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 432.703 kN

≥ Vu (= 49.242 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 591.203 | 730.092 | 1228.470 | 1682.622 |

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 108.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0155) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 3569280.0 x 108.797 + 776160.0 x 620.000) / 20410440.0

= 318.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 354.722 mm, ab = k1 x cb = 301.514 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 301513.609 = 6919.737 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 6919.737 + 731.628 - 3569.280 = 4082.085 kN

Mb = Cc x 231.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2567.443 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.954 mm, e = Mu/Pu = 1682.622 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 213.939 mm, a = k1 x c = 181.848 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 181848.148 = 4173.415 kN

∑Csi = 684.354 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4173.415 + 684.354 - 3569.280 = 1288.489 kN

Mn = Cc x 227.163 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2168.048 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1682.629) | = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 213.939 mm, a = k1 x c = 181.848 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-213.94) / 213.94 = 0.00569

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16128.896 kN ≥ Pn = 1288.489 kN

ΦPn = 0.85 x 1288.489 = 1095.215 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.683 = 1842.834 kN.m ≥ Mu = 1228.470 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 591.20 = 412.605 kN

< Vu (= 847.627 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (847.627 - 412.605) x 150.00 / (400.0 x 591.20 x Φ) = 367.912 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 591.20 / 150.00 = 626.202 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 = 2047.988 kN ≥ 626.202 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (550.140 + 626.202) = 882.257 kN ≥ 847.627 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 468.814 | 81.718 | 174.309 |

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 17476680.0

= 352.173 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 635.520 = 7352.898 kN

Mb = Cc x 189.727 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1745.732 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.421 mm, e = Mu/Pu = 174.309 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 463.491 mm, a = k1 x c = 393.967 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 393967.400 = 9041.552 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 321.898 kN

Pn = 9041.552 + 731.628 - 321.898 = 9451.282 kN

Mn = Cc x 155.189 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1647.421 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=174.307) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 463.491 mm, a = k1 x c = 393.967 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-463.49) / 463.49 = 0.00101

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 13916.548 kN ≥ Pn = 9451.282 kN

ΦPn = 0.78 x 9451.282 = 7403.504 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.174 = 1290.495 kN.m ≥ Mu = 81.718 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.944 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 468.814 | 331.855 | 707.860 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 707.860 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 184.029 mm, a = k1 x c = 156.425 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 156424.980 = 3589.953 kN

∑Csi = 613.597 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3589.953 + 613.597 - 1838.560 = 2364.991 kN

Mn = Cc x 256.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1674.104 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=707.869) | = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 184.029 mm, a = k1 x c = 156.425 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-184.03) / 184.03 = 0.00711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 2364.991 kN

ΦPn = 0.85 x 2364.991 = 2010.242 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.708 = 1422.970 kN.m ≥ Mu = 331.855 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 468.814 | 335.612 | 715.875 |

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 620.000) / 18679720.0

= 365.356 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 7256.790 + 1733.073 - 776.160 = 8213.703 kN

Mb = Cc x 176.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1943.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 236.670 mm, e = Mu/Pu = 715.875 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 85.449 mm, a = k1 x c = 72.631 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 72631.269 = 1666.888 kN

∑Csi = 175.851 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pn = 1666.888 + 175.851 - 776.160 = 1066.579 kN

Mn = Cc x 329.040 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 763.541 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=715.879) | = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 85.449 mm, a = k1 x c = 72.631 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-85.45) / 85.45 = 0.01877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1066.579 kN

ΦPn = 0.85 x 1066.579 = 906.592 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.716 = 649.006 kN.m ≥ Mu = 335.612 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

| B(mm) | H(mm) | 피복(mm) | d(mm) | Pu(kN) | Mu(kN.m) | e(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.000 | 700.000 | 80.000 | 620.000 | 468.814 | 614.176 | 1310.063 |

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1310.063 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.255 mm, a = k1 x c = 108.167 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 108166.637 = 2482.424 kN

∑Csi = 387.797 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2482.424 + 387.797 - 1838.560 = 1031.661 kN

Mn = Cc x 280.561 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1351.550 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1310.071)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 127.255 mm, a = k1 x c = 108.167 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-127.25) / 127.25 = 0.01162

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1031.661 kN

ΦPn = 0.85 x 1031.661 = 876.912 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.310 = 1148.810 kN.m ≥ Mu = 614.176 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 193.882 kN) , 전단보강 불필요.

## 16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

7) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

8) 중간슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

9) 중간슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17) 좌측벽체 : 2층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

23) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

24) 우측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

25) 우측벽체 : 2층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 ( ≤ 1800 ㎟ )[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

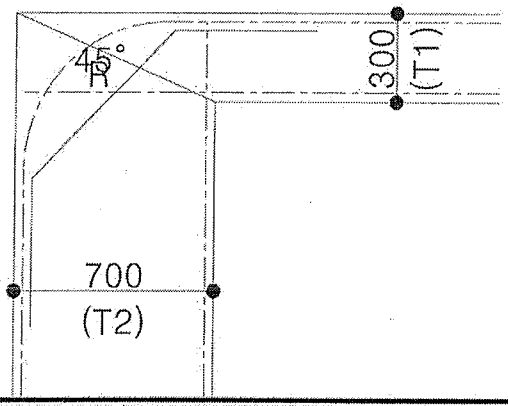
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

## 17. 절점부 검토

1) 좌측상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 65.641 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 65.641 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 761.577$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 $mm^2$

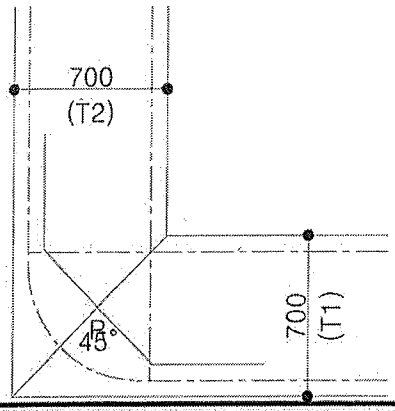
∴ Total Asb = 794.400 $mm^2$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 65.64 \times 10^{6}}{761.577^2 \times 1000} = 0.566 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

2) 좌측하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 900.164 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 900.164 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 989.949$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 900.16 \times 10^{6}}{989.949^2 \times 1000} = 4.593 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 900.16 \times 10^{6}}{989.949 \times 180} = 10103.364 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10103.364 mm² - 3176.800 mm²

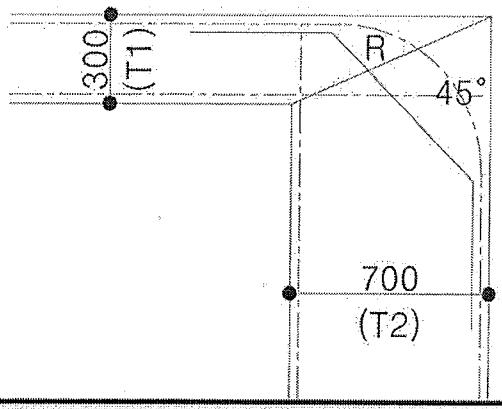
= 6926.564 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 mm² > Req'd As (= 6926.564 mm² ) ----------> O.K !!!

3) 우측상단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 64.242 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 64.242 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 761.577$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 $mm^2$

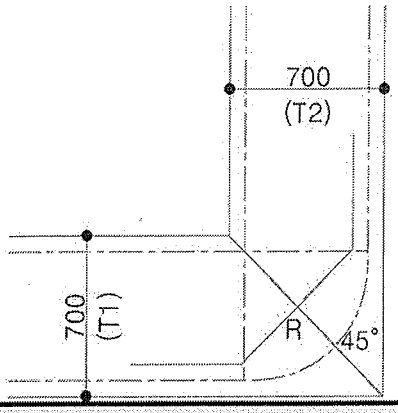
∴ Total Asb = 794.400 $mm^2$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 64.24 \times 10^{6}}{761.577^2 \times 1000} = 0.554 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

4) 우측하단




- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 902.389 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 902.389 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 989.949$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 $mm^2$

∴ Total Asb = 3176.800 $mm^2$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 902.39 \times 10^{6}}{989.949^2 \times 1000} = 4.604\ MPa > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 902.39 \times 10^{6}}{989.949 \times 180} = 10128.335\ mm$$

Asb = 3176.800 $mm^2$

Req'd As = As - Asb

= 10128.335 $mm^2$ - 3176.800 $mm^2$

= 6951.535 $mm^2$

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 $mm^2$ > Req'd As (= 6951.535 $mm^2$ ) ----------> O.K !!!

## 18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

( C.T.C. 125 mm )

| 구분 | 부재 위치 | | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근 간격(mm) | 최대 간격 (mm) | 검토 결과 | S.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 1 | 220 | H16 - 8.0EA | 125 | 268.568 | O.K | 2.149 |
| | | 중앙부 | 2 | 220 | H16 - 8.0EA | 125 | 814.031 | O.K | 6.512 |
| | | 우측 | 3 | 220 | H16 - 8.0EA | 125 | 279.376 | O.K | 2.235 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 4 | 591 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 245.209 | O.K | 1.962 |
| | | 중앙부 | 5 | 620 | H22 - 8.0EA | 125 | 165.522 | O.K | 1.324 |
| | | 우측 | 6 | 591 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 244.210 | O.K | 1.954 |
| 중간슬래브 | 1경간 | 좌측 | 7 | 320 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 146.725 | O.K | 1.174 |
| | | 중앙부 | 8 | 320 | H16 - 8.0EA | 125 | 193.474 | O.K | 1.548 |
| | | 우측 | 9 | 320 | H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 144.433 | O.K | 1.155 |
| 좌측벽체 | 1층 | 1층(상부) | 10 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 199.002 | O.K | 1.592 |
| | | 추가 | 11 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1132.651 | O.K | 9.061 |
| | | 1층(중앙부) | 12 | 620 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | - | - | - | - |
| | | 1층(하부) | 13 | 591 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 272.423 | O.K | 2.179 |
| | 2층 | 2층(상부) | 14 | 620 | H16 - 8.0EA | 125 | 891.114 | O.K | 7.129 |
| | | 추가 | 15 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 907.546 | O.K | 7.260 |
| | | 2층(중앙부) | 16 | 620 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 142.802 | O.K | 1.142 |
| | | 2층(하부) | 17 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 485.651 | O.K | 3.885 |
| | 1층 | 1층(상부) | 18 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 196.892 | O.K | 1.575 |
| | | 추가 | 19 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 1107.332 | O.K | 8.859 |
| | | 1층(중앙부) | 20 | 620 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | - | - | - | - |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 우측벽체 | | 1층(하부) | 21 | 591 | H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA | 125 | 270.752 | O.K | 2.166 |
| | 2층 | 2층(상부) | 22 | 620 | H16 - 8.0EA | 125 | 910.530 | O.K | 7.284 |
| | | 추가 | 23 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 914.669 | O.K | 7.317 |
| | | 2층(중앙부) | 24 | 620 | H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA | 125 | 141.207 | O.K | 1.130 |
| | | 2층(하부) | 25 | 620 | H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA | 125 | 488.559 | O.K | 3.908 |

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 55.812 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 175.559 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 175.56) - 2.5 x 72.00 = 268.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.56) = 358.85 mm
Sa는 작은 값인 268.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.57 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.604 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 77.393 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.39) - 2.5 x 72.00 = 837.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.39) = 814.03 mm
Sa는 작은 값인 814.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 814.03 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.499 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 171.428 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.43) - 2.5 x 72.00 = 279.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 171.43) = 367.50 mm
Sa는 작은 값인 279.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.38 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 900.164 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 194.344 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.34) - 2.5 x 64.00 = 245.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.34) = 324.17 mm
Sa는 작은 값인 245.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 245.21 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 412.753 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 232.973 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 232.97) - 2.5 x 69.00 = 165.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 232.97) = 270.42 mm
Sa는 작은 값인 165.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.52 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 902.389 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 194.825 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.82) - 2.5 x 64.00 = 244.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.82) = 323.37 mm
Sa는 작은 값인 244.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 244.21 mm) ∴ O.K

7) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.652 x 1000000 / [3575.200 x (320.000 - 103.982/3)]
= 249.623 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x3575.200)]
= 103.982 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 249.62) - 2.5 x 67.50 = 146.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 249.62) = 252.38 mm
Sa는 작은 값인 146.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.73 mm) ∴ O.K

8) 중간슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 98.943 x 1000000 / [1588.800 x (320.000 - 73.975/3)]
= 210.858 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x1588.800)]
= 73.975 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.86) - 2.5 x 72.00 = 193.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.86) = 298.78 mm
Sa는 작은 값인 193.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.47 mm) ∴ O.K

9) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 256.516 x 1000000 / [3575.200 x (320.000 - 103.982/3)]
= 251.450 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x3575.200)]
= 103.982 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 251.45) - 2.5 x 67.50 = 144.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 251.45) = 250.55 mm
Sa는 작은 값인 144.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.43 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 562.067 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 217.091 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.09) - 2.5 x 65.50 = 199.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.09) = 290.20 mm
Sa는 작은 값인 199.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 199.00 mm) ∴ O.K

11) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 144.010 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 55.622 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 55.62) - 2.5 x 65.50 = 1252.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.62) = 1132.65 mm
Sa는 작은 값인 1132.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1132.65 mm) ∴ O.K

12) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 843.512 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 182.113 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.11) - 2.5 x 64.00 = 272.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.11) = 345.94 mm
Sa는 작은 값인 272.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 272.42 mm) ∴ O.K

13) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 65.641 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 70.698 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.70) - 2.5 x 72.00 = 933.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.70) = 891.11 mm
Sa는 작은 값인 891.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 891.11 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 179.729 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 69.418 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.42) - 2.5 x 65.50 = 970.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.42) = 907.55 mm
Sa는 작은 값인 907.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 907.55 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 278.279 x 1000000 / [1940.400 x (620.000 - 116.905/3)]
= 246.825 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1940.400)]
= 116.905 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 246.82) - 2.5 x 70.50 = 142.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 246.82) = 255.24 mm
Sa는 작은 값인 142.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.80 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 313.967 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 121.266 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.27) - 2.5 x 65.50 = 485.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.27) = 519.52 mm
Sa는 작은 값인 485.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 485.65 mm) ∴ O.K

17) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 565.354 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 218.360 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.36) - 2.5 x 65.50 = 196.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.36) = 288.51 mm
Sa는 작은 값인 196.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 196.89 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 147.302 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 56.894 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.89) - 2.5 x 65.50 = 1220.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.89) = 1107.33 mm
Sa는 작은 값인 1107.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1107.33 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 846.785 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 182.820 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm² )
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.82) - 2.5 x 64.00 = 270.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.82) = 344.60 mm
Sa는 작은 값인 270.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.75 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.242 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 69.190 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.19) - 2.5 x 72.00 = 958.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.19) = 910.53 mm
Sa는 작은 값인 910.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 910.53 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 178.330 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 68.877 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.88) - 2.5 x 65.50 = 979.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.88) = 914.67 mm
Sa는 작은 값인 914.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 914.67 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 279.677 x 1000000 / [1940.400 x (620.000 - 116.905/3)]
= 248.065 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1940.400)]
= 116.905 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 248.07) - 2.5 x 70.50 = 141.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 248.07) = 253.97 mm
Sa는 작은 값인 141.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.21 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 312.568 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 120.725 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm² )

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 120.72) - 2.5 x 65.50 = 488.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 120.72) = 521.85 mm

Sa는 작은 값인 488.56 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 488.56 mm) ∴ O.K

# 19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

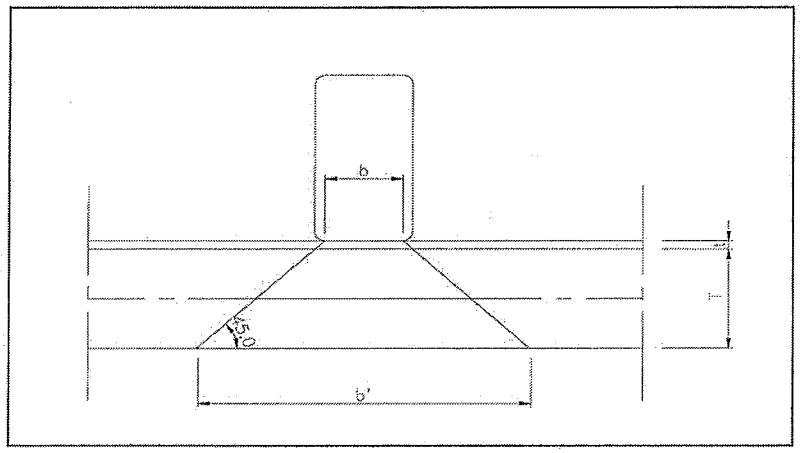
1) 고정하중

- 구체자중 = 720.860 / 9.600 = 75.090 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

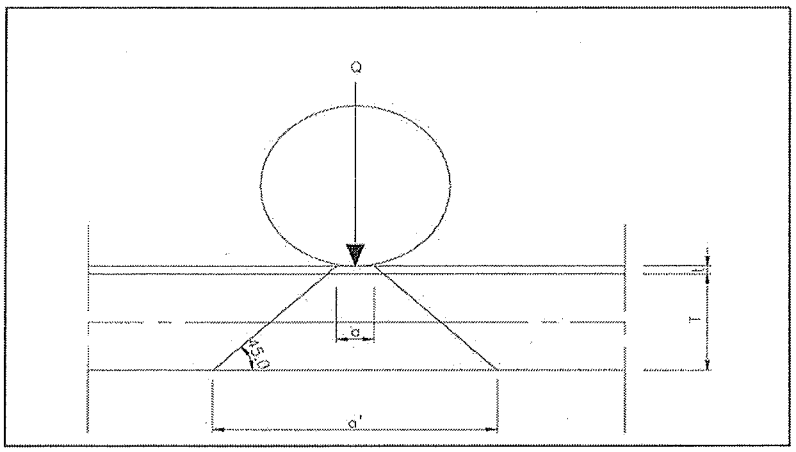
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 51.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중




t = 40 mm (암거내부 포장두께)
T = 700 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × ( 0.700 + 0.040 ) × cot 45°
= 1.980 m




a' = 0.200 + 2 × ( 0.700 + 0.040 ) × cot 45°
= 1.680 m

Qz = 96.0 / ( 1.980 × 1.680 )= 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 75.09 + 51.00 + 0.92 + 28.86

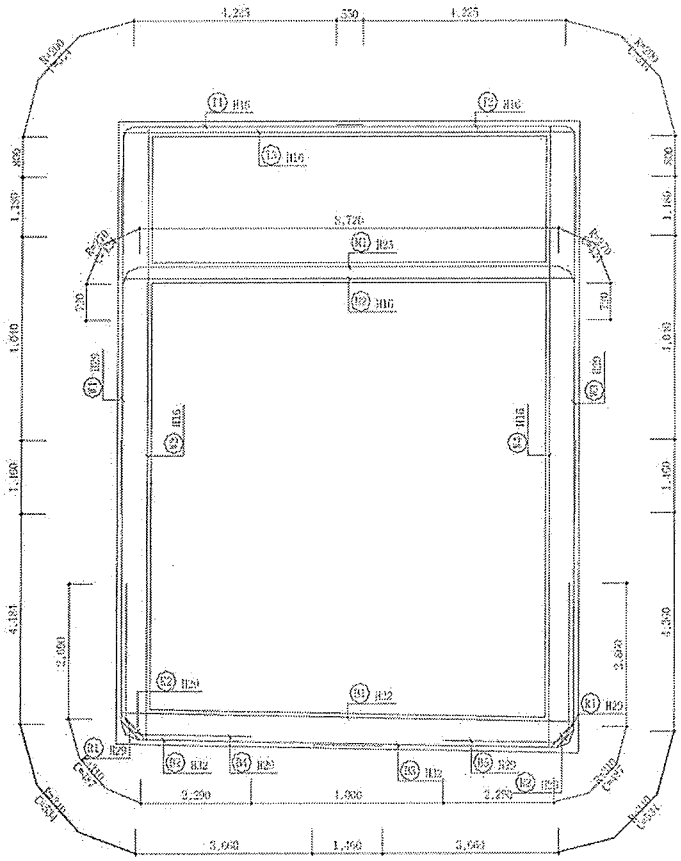
= 155.870 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

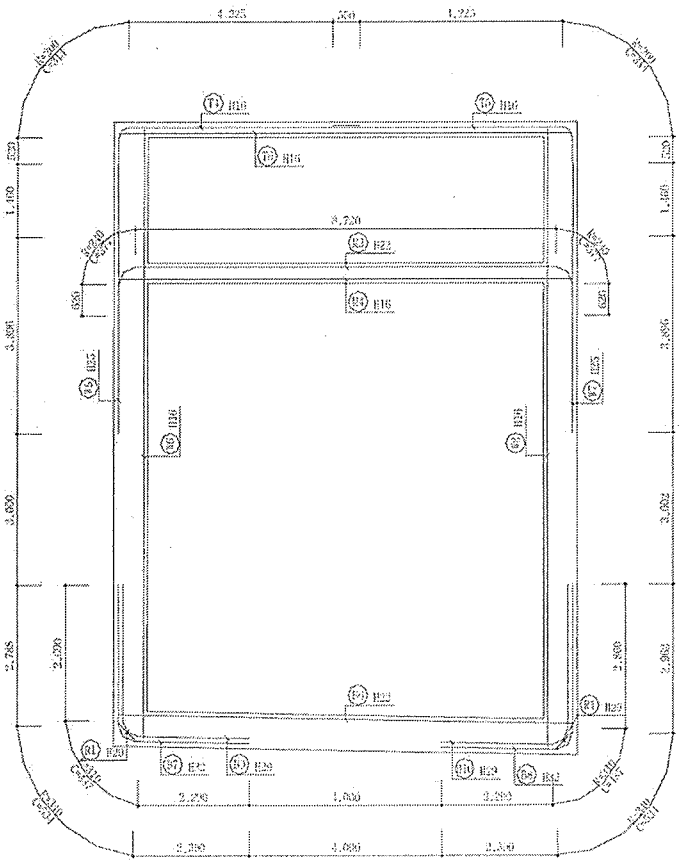
Qa = 518.750 kN/m² ≥ Qmax = 155.870 kN/m² ..... O.K

## 20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



# 방수문 마감벽

▨ 구조 설계 요약

| 구 조 계 산 서 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 부 재 | | 모멘트 | | 전단력 | | 안전율 | | 사용철근량 | |
| | | 작용력 | 저항력 | 작용력 | 저항력 | 모멘트 | 전단력 | 휨철근량 | 전단철근량 |
| 가로방향 | 1층 좌측(외측) | 33.8 | 378.8 | 42.4 | 866.4 | 11.22 | 20.41 | H19@150 | H16×2EA/m |
| | 1층 우측(외측) | 33.8 | 378.8 | 42.4 | 866.4 | 11.22 | 20.41 | H19@150 | H16×2EA/m |
| | 1층 중앙부(내측) | 7.6 | 378.8 | 1.1 | 389.7 | 49.96 | 347.34 | H19@150 | - |
| 연직방향 | 1층 상단(외측) | 51.6 | 391.8 | 63.9 | 895.2 | 7.59 | 14.01 | H19@150 | H16×2EA/m |
| | 1층 하단(외측) | 56.9 | 378.8 | 74.3 | 866.4 | 6.66 | 11.66 | H19@150 | H16×2EA/m |
| | 1층 중앙부(내측) | 30.7 | 378.8 | 6.0 | 389.7 | 12.35 | 65.38 | H19@150 | - |

## 1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| ① 단 위 체 적 중 량 | : | $\gamma s$ = 19.00 kN/m³ | (지하수 비고려시) |
| | : | $\gamma s'$ = 10.00 kN/m³ | (지하수 고려시) |
| ② 뒷채움재 내부마찰각 | : | $\Phi$ = 30 ° | |
| ③ 토 압 계 수 | : | 정지토압계수 적용 | |
| | | Ko = 1 − sin$\Phi$ = 1 − sin 30 = 0.500 | |

4) 하 중

① 수 압

단 위 체 적 중 량 : $\gamma w$ = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수

* 휨 : $\Phi f$ = 0.85

* 전 단 : $\Phi v$ = 0.75

6) 사 용 재 료

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ① 콘 크 리 트 강 도 | : | fck = | 27 | MPa | |
| ② 콘크리트 탄성계수 | : | Ec = | 26700 | MPa | --- 도.설 2.3.3 |
| ③ 철 근 항 복 강 도 | : | fy = | 400 | MPa | |
| ④ 철 근 탄성계수 | : | Es = | 200000 | MPa | -- 콘.구 P67 |

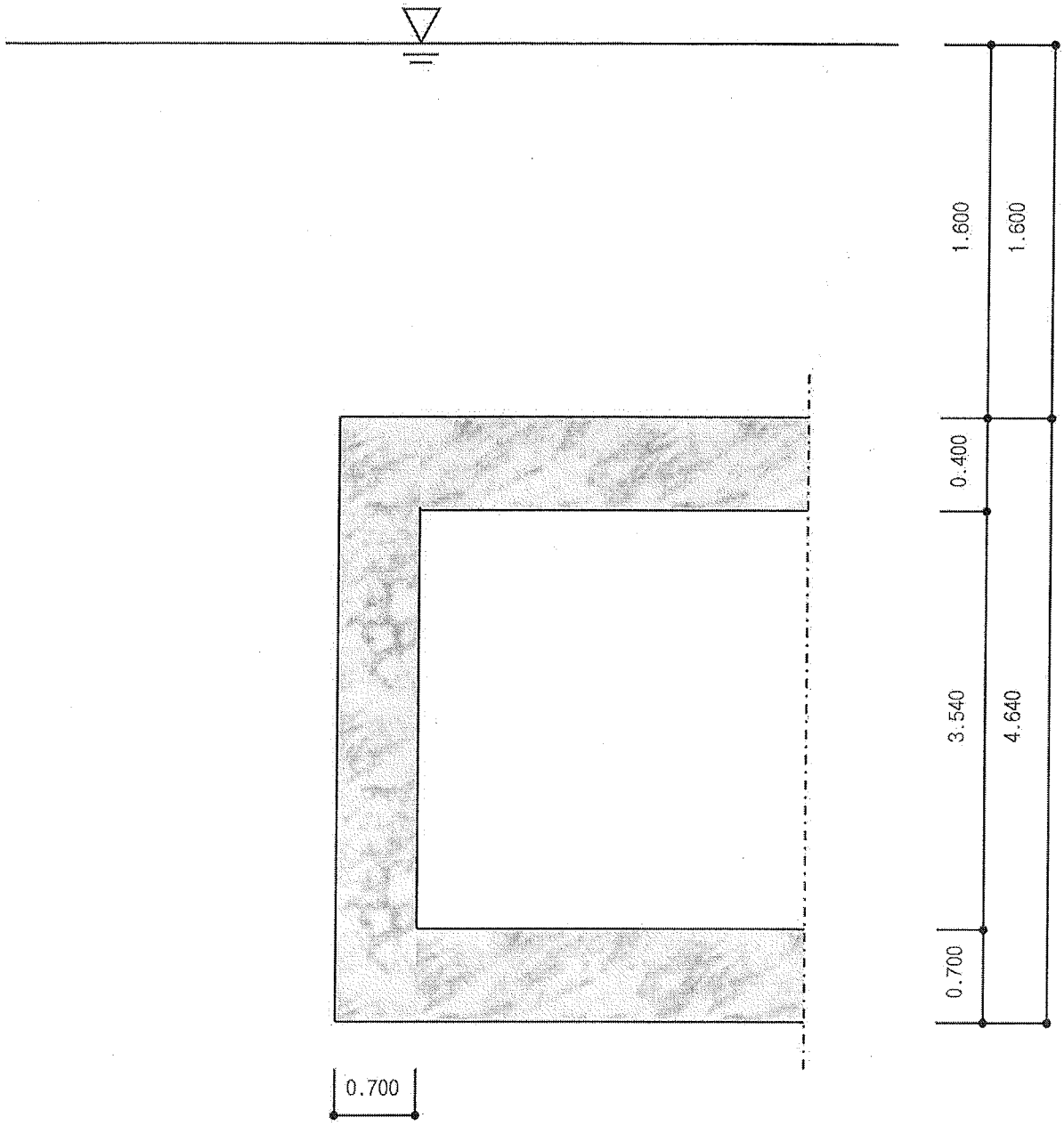
7) 참 고 서 적

| | | |
|---|---|---|
| ① 도로교설계기준 | [2010] | ----- 국토해양부 |
| ② 도로교설계기준 · 해설 | [2008] | ----- 건설교통부 |
| ③ 콘크리트구조기준 | [2012] | ----- 국토해양부 |
| ④ 도로설계편람 | | ----- 건설교통부 |
| ⑤ 지중구조물의 내진설계 | | ----- 한국지진공학회 |
| ⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 | [2003] | ----- 건설교통부 |

8) 사용 프로그램

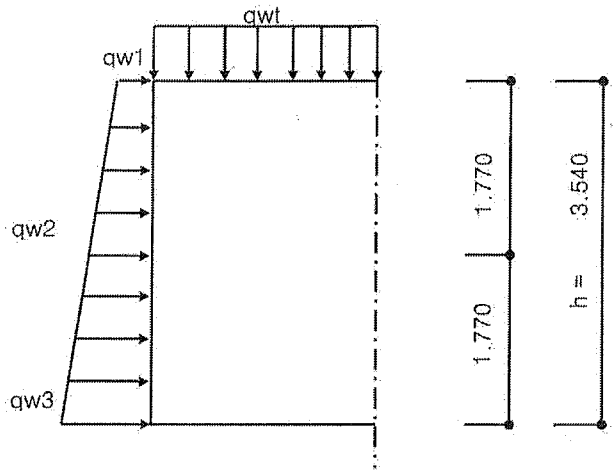
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

2. 단면가정



## 3. 하 중

### 1) 수 압 (CASE-1)

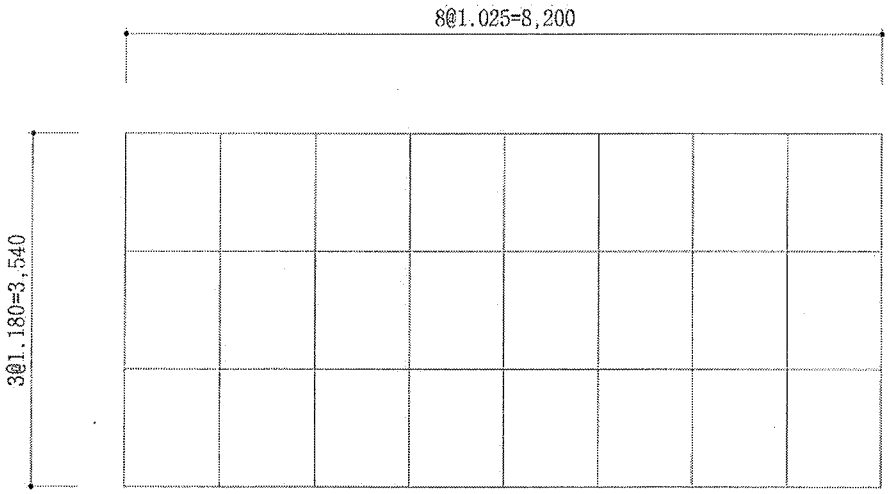



(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| qw1 | = | 1.800 | x | 10.000 | | = | 18.000 | kN/㎡ |
| qw2 | = | 18.000 | + | 1.770 | x 10.000 | = | 35.700 | kN/㎡ |
| qw3 | = | 35.700 | + | 1.770 | x 10.000 | = | 53.400 | kN/㎡ |

## 4. 입력 DATA

### 1) 모 델 링



## 5. 하중조합 및 하중재하도

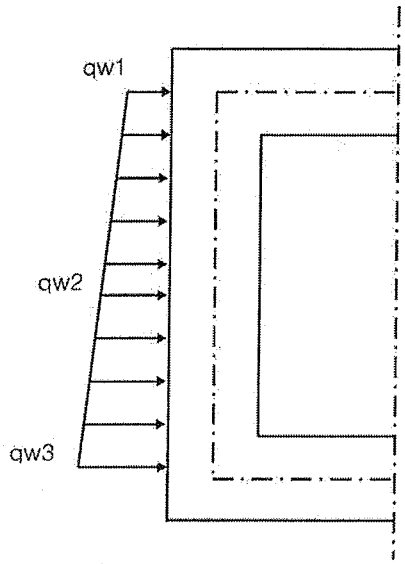
---콘.구 3.3.2

### 1) 하중조합

comb1 = 1.6 x case-1

### 2) 하중재하도

① CASE 1 - 횡 수 압




qw1 = 18.00 kN/㎡

qw2 = 35.70 kN/㎡

qw3 = 53.40 kN/㎡

## 6. 부재력 요약

### 6.1 부재력 집계

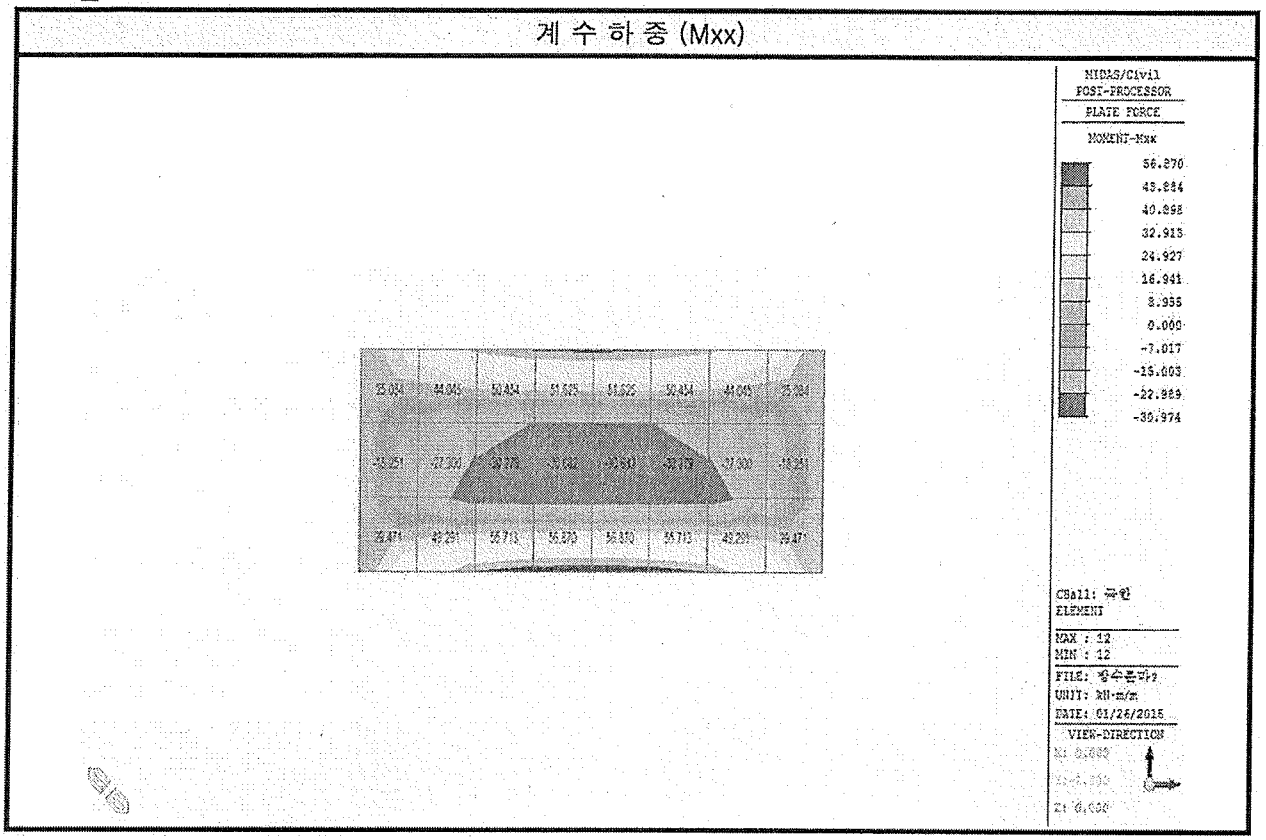
[단위 KN,KN-m]

| 구 분 | | 극한모멘트 | | 사용하중 모멘트 | 극한전단력 | | 사용철근량 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 작용력 | 저항력 | | 작용력 | 저항력 | 휨철근량 | 전단철근량 |
| 가로방향 | 1층 좌측(외측) | 33.8 | 378.8 | 33.8 | 42.4 | 866.4 | H19@150 | H16×2EA/m |
| | 1층 우측(외측) | 33.8 | 378.8 | 33.8 | 42.4 | 866.4 | H19@150 | H16×2EA/m |
| | 1층 중앙부(내측) | 7.6 | 378.8 | 7.6 | 1.1 | 389.7 | H19@150 | - |
| 연직방향 | 1층 상단(외측) | 51.6 | 391.8 | 51.6 | 63.9 | 895.2 | H19@150 | H16×2EA/m |
| | 1층 하단(외측) | 56.9 | 378.8 | 56.9 | 74.3 | 866.4 | H19@150 | H16×2EA/m |
| | 1층 중앙부(내측) | 30.7 | 378.8 | 30.7 | 6.0 | 389.7 | H19@150 | - |

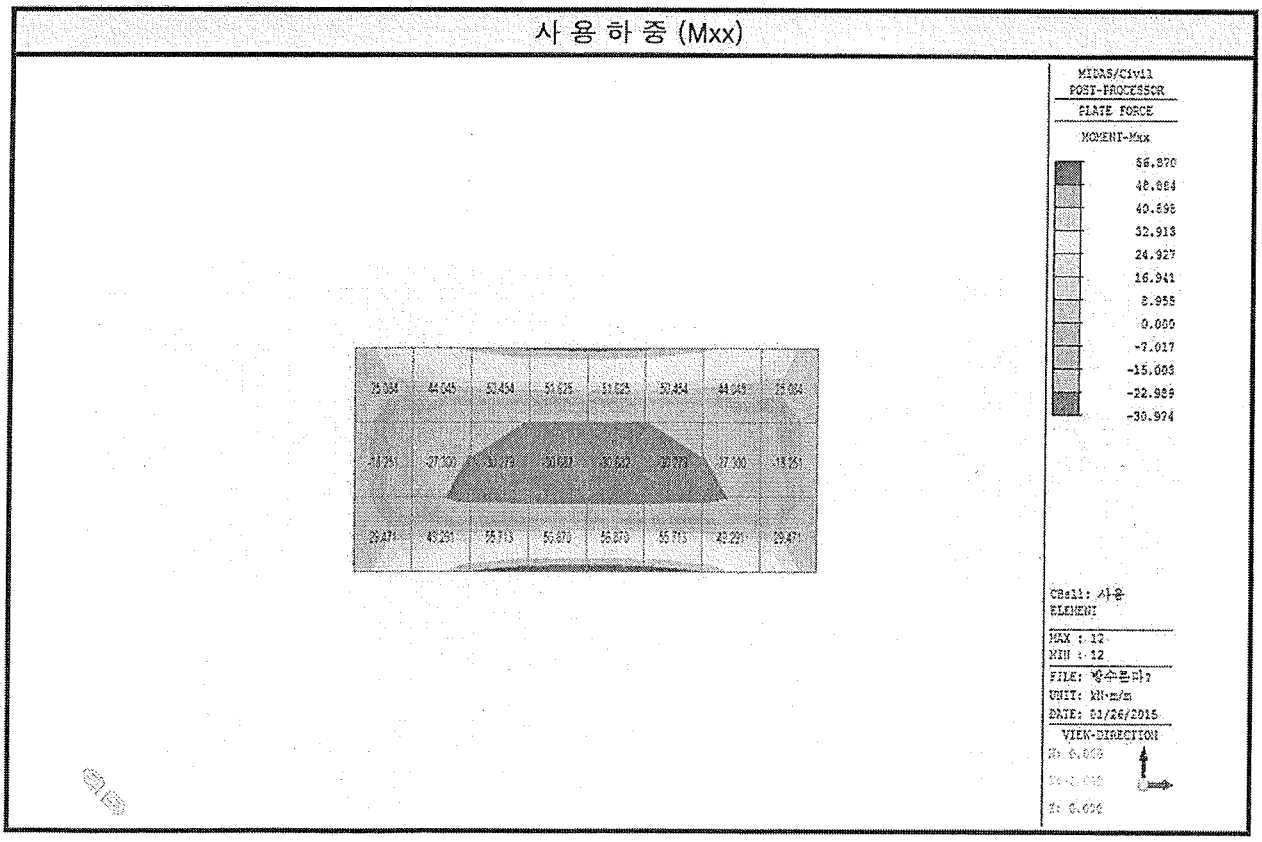
6.2 단면력도

- 모멘트도

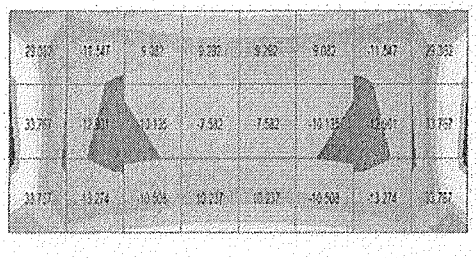
계 수 하 중 (Mxx)




사 용 하 중 (Mxx)

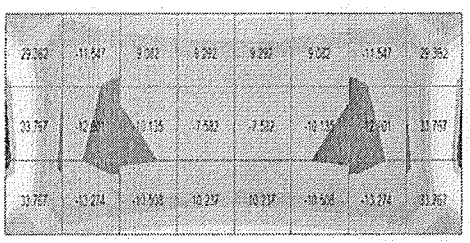


## 계 수 하 중 (Myy)



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Myy
33.767
29.491
25.214
20.938
16.661
12.385
8.108
3.832
0.000
-4.721
-8.998
-13.274
CBall: 극한
ELEMENT
MAX : 24
MIN : 21
FILE: 방수콘마2
UNIT: kN·m/m
DATE: 01/26/2015
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Z: 0.000

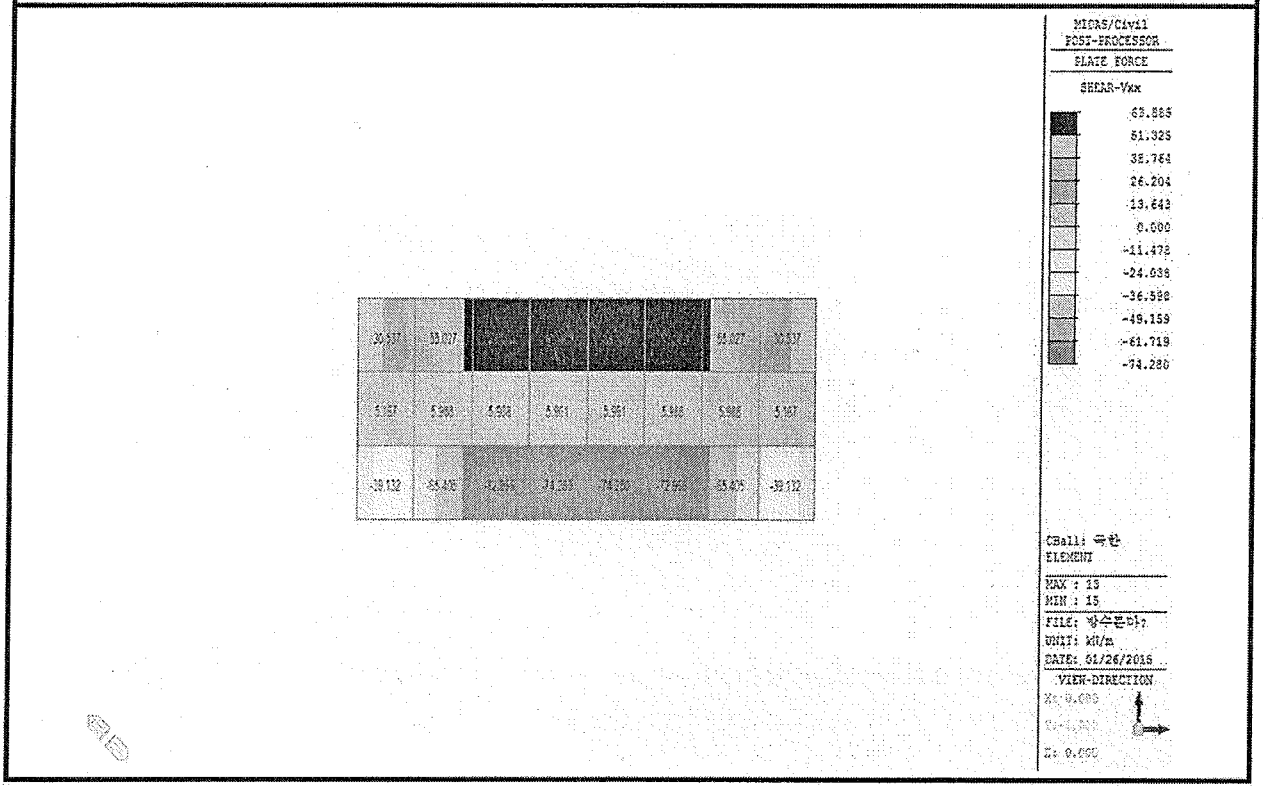
## 사 용 하 중 (Myy)



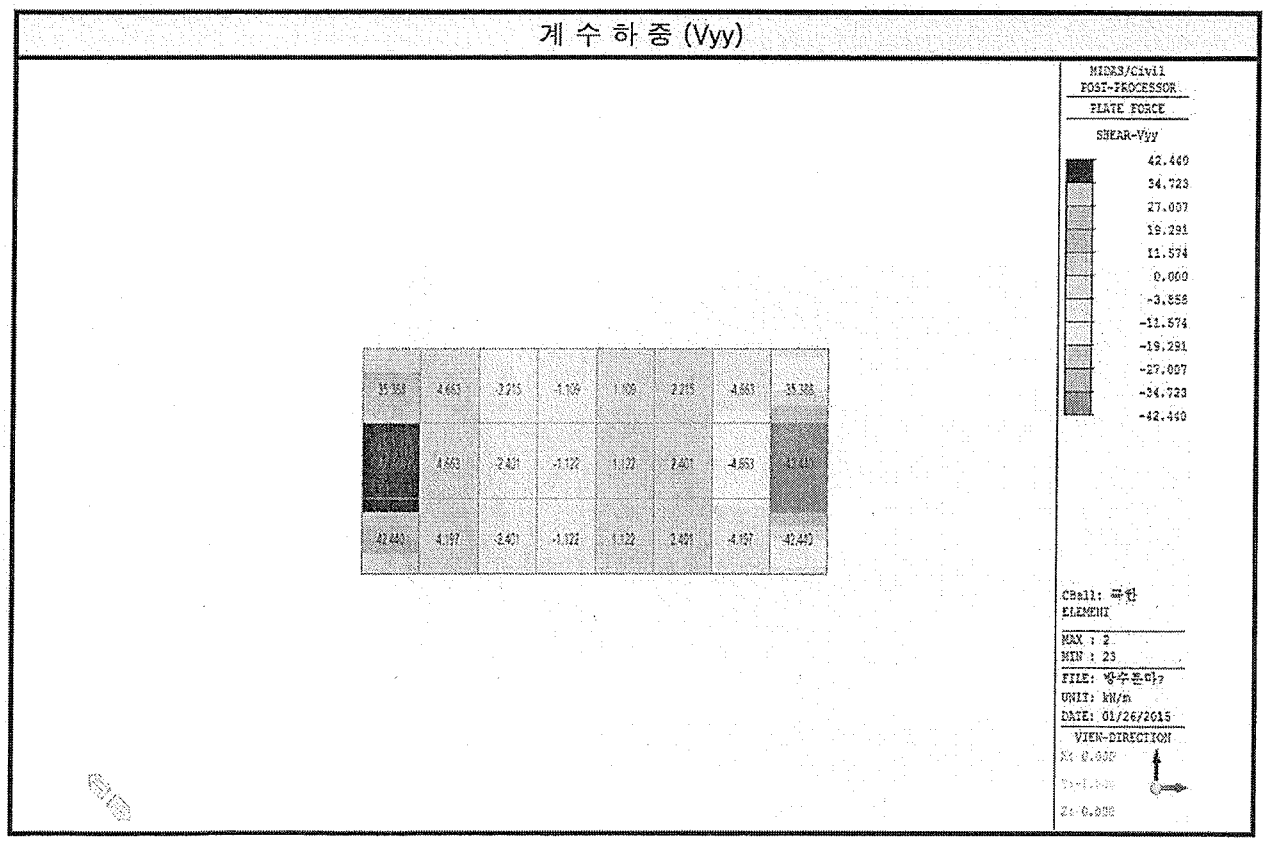
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Myy
33.767
29.491
25.214
20.938
16.661
12.385
8.108
3.832
0.000
-4.721
-8.998
-13.274
CBall: 사용
ELEMENT
MAX : 24
MIN : 21
FILE: 방수콘마2
UNIT: kN·m/m
DATE: 01/26/2015
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Z: 0.000

- 전단력도

## 계 수 하 중 (Vxx)




## 계 수 하 중 (Vyy)



## 7. 단면검토

### 7.1 가로방향 1층 좌측(외측)

#### 7.1.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 70 | cm | | | |
| · Mu = | 33.767 | kN.m | · Vu = | 42.440 | kN | · M = | 33.767 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 60.0 cm | · 전단력 d = | 60.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 1.702 $cm^2$ [ p = 0.00028 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 21.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ MIN As = | 19.500 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ MIN As = | 8.750 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ MIN As = | 21.000 $cm^2$ | > 8.750 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ MIN As = | 2.269 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = H 19 @ 150 | = 19.100 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | | |
| TOTAL | = 19.100 $cm^2$ | [ p = 0.003183 ] | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0430 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 378.83 kN.m > Mu = 33.77 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 42.44 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN > Vu = 42.44 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 476.64 = 866.35 kN > Vu = 42.44 kN

Rm = Md / Mu = 11.22 Rs = Φv Vn / Vu = 20.41

#### 7.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= - 7 × 0.003183 + √ [ 2 × 0.022 + 0.022 ² ] = 0.19

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.19 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 33.77 × 1000 / [ 19.100 × 60.0 × 0.937 ] = 31.45 MPa

s = 375 x ( 210 / fs ) - 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 31.45 ) - 2.5 x 90.5 = 2278 mm > 150 mm

s = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 31.45 ) = 2003 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.2 가로방향 1층 우측(외측)

### 7.2.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | | | | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 70 | cm | | | | | | |
| · Mu = | 33.767 | kN.m | · Vu = | 42.440 | kN | · M = | 33.767 | kN.m | | | |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 | 단 | | | |
| · 피복 = | 10.00 | cm | · 모멘트 d = | 60.0 | cm | · 전단력 d = | 60.0 | cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 1.702 $cm^2$ [ p = 0.00028 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 21.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 19.500 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 8.750 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 21.000 $cm^2$ | > 8.750 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 2.269 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 19 @ 150 | = 19.100 | $cm^2$ | [ 6.7 | EA/m ] |
| | TOTAL | = 19.100 | $cm^2$ | [ p = 0.003183 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0430 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 378.83 kN.m > Mu = 33.77 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 42.44 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN > Vu = 42.44 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 476.64 = 866.35 kN > Vu = 42.44 kN

Rm = Md / Mu = 11.22 Rs = Φv Vn / Vu = 20.41

### 7.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.003183 + √ [ 2 × 0.022 + 0.022 ² ] = 0.19

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.19 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 33.77 × 1000 / [ 19.100 × 60.0 × 0.937 ] = 31.45 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 31.45 ) − 2.5 x 90.5 = 2278 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 31.45 ) = 2003 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.3 가로방향 1층 중앙부(내측)

### 7.3.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 70 | cm | | | |
| · Mu = | 7.582 | kN.m | · Vu = | 1.122 | kN | · M = | 7.582 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 60.0 cm | · 전단력 d = | 60.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 0.382 $cm^2$ [ p = 0.00006 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 21.000 $cm^2$

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 19.500 $cm^2$

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 8.750 $cm^2$ [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 21.000 $cm^2$ > 8.750 $cm^2$

4/3·Req As ⇒ MIN As = 0.509 $cm^2$

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 19 @ 150 | = 19.100 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | | |
| | TOTAL | = 19.100 $cm^2$ | [ p = 0.003183 ] | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0430 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 378.83 kN.m > Mu = 7.58 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 1.12 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN > Vu = 1.12 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 0.00 = 389.71 kN > Vu = 1.12 kN

Rm = Md / Mu = 49.98 Rs = Φv Vn / Vu = 347.34

### 7.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.003183 + √ [ 2 × 0.022 + 0.022 ² ] = 0.19

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.19 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 7.58 × 1000 / [ 19.100 × 60.0 × 0.937 ] = 7.06 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 7.06 ) − 2.5 x 90.5 = 10928 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 7.06 ) = 8924 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.7 연직방향 1층 상단(외측)

### 7.7.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 70 | cm | | | |
| · Mu = | 51.625 | kN.m | · Vu = | 63.885 | kN | · M = | 51.625 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 8.00 cm | · 모멘트 d = | 62.0 cm | · 전단력 d = | 62.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 2.517 $cm^2$ [ p = 0.00041 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 21.700 $cm^2$ | | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN As = | 20.150 $cm^2$ | | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN As = | 8.750 $cm^2$ | [일면 As] | | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN As = | 21.700 $cm^2$ | > | 8.750 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN As = | 3.356 $cm^2$ | | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = H 19 @ 150 | = 19.100 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | | |
| TOTAL | = 19.100 $cm^2$ | [ p = 0.003081 ] | | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0445 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 391.82 kN.m > Mu = 51.63 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN > Vu = 63.89 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN > Vu = 63.89 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 492.53 = 895.23 kN > Vu = 63.89 kN

Rm = Md / Mu = 7.59 Rs = Φv Vn / Vu = 14.01

### 7.7.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.003081 + √ [ 2 × 0.022 + 0.022 ² ] = 0.187

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.187 / 3 = 0.938

fs = M / [As·d·j]

= 51.63 × 1000 / [ 19.100 × 62.0 × 0.938 ] = 46.48 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 46.48 ) − 2.5 x 70.5 = 1518 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 46.48 ) = 1355 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.8 연직방향 1층 하단(외측)

### 7.8.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | | | | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 70 | cm | | | | | | |
| · Mu = | 56.870 | kN.m | · Vu = | 74.280 | kN | · M = | 56.870 | kN.m | | | |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 | 단 | | | |
| · 피복 = | 10.00 | cm | · 모멘트 d = | 60.0 | cm | · 전단력 d = | 60.0 | cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 2.867 $cm^2$ [ p = 0.00048 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pmin1 = 1.4 /fy | = 0.00350 | ⇒ | MIN | As = | 21.000 $cm^2$ | | |
| Pmin2 = 0.25√fck/fy | = 0.00325 | ⇒ | MIN | As = | 19.500 $cm^2$ | | |
| Pmin3 = 0.0025·B·t | | ⇒ | MIN | As = | 8.750 $cm^2$ | [일면 As] | |
| Pmin = max(Pmin1,Pmin2) | = 0.00350 | ⇒ | MIN | As = | 21.000 $cm^2$ | > 8.750 | $cm^2$ |
| | 4/3·Req As | ⇒ | MIN | As = | 3.823 $cm^2$ | | |

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 19 @ 150 = 19.100 $cm^2$ [ 6.7 EA/m ]

TOTAL = 19.100 $cm^2$ [ p = 0.003183 ]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0430 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 378.83 kN.m > Mu = 56.87 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 74.28 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN > Vu = 74.28 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 476.64 = 866.35 kN > Vu = 74.28 kN

Rm = Md / Mu = 6.66 Rs = Φv Vn / Vu = 11.66

### 7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.003183 + √ [ 2 × 0.022 + 0.022 ² ] = 0.19

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.19 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 56.87 × 1000 / [ 19.100 × 60.0 × 0.937 ] = 52.96 MPa

s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 52.96 ) − 2.5 x 90.5 = 1261 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 52.96 ) = 1190 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 7.8 연직방향 1층 중앙부(내측)

### 7.8.1 주철근량 검토

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · fck = | 27.0 | MPa | · fy = | 400.0 | MPa | · 부재 = | 슬라브 | |
| · B = | 100 | cm | · H = | 70 | cm | | | |
| · Mu = | 30.682 | kN.m | · Vu = | 5.961 | kN | · M = | 30.682 | kN.m |
| · Φf = | 0.85 | | · Φv = | 0.75 | | · 주철근 | 1 단 | |
| · 피복 = | 10.00 cm | · 모멘트 d = | 60.0 cm | · 전단력 d = | 60.0 cm | | | |

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 1.547 $cm^2$ [ p = 0.00026 ]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 21.000 $cm^2$

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 19.500 $cm^2$

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 8.750 $cm^2$ [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 21.000 $cm^2$ > 8.750 $cm^2$

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2.063 $cm^2$

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ∴ USE As = | H 19 @ 150 | = 19.100 $cm^2$ | [ 6.7 EA/m ] | |
| | TOTAL | = 19.100 $cm^2$ | [ p = 0.003183 ] | |

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

$\varepsilon_t$ = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0430 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 378.83 kN.m > Mu = 30.68 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 5.96 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN > Vu = 5.96 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [ 0.35 b0 s / fy = 0.000 $cm^2$ ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 $cm^2$ ☜ [소요전단철근 ]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 $cm^2$ > 0.000 $cm^2$ O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 0.00 = 389.71 kN > Vu = 5.96 kN

Rm = Md / Mu = 12.35 Rs = Φv Vn / Vu = 65.38

### 7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [ 2 np + ( np )² ] [ ∵ n = 7 ]

= − 7 × 0.003183 + √ [ 2 × 0.022 + 0.022 ² ] = 0.19

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.19 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 30.68 × 1000 / [ 19.100 × 60.0 × 0.937 ] = 28.57 MPa

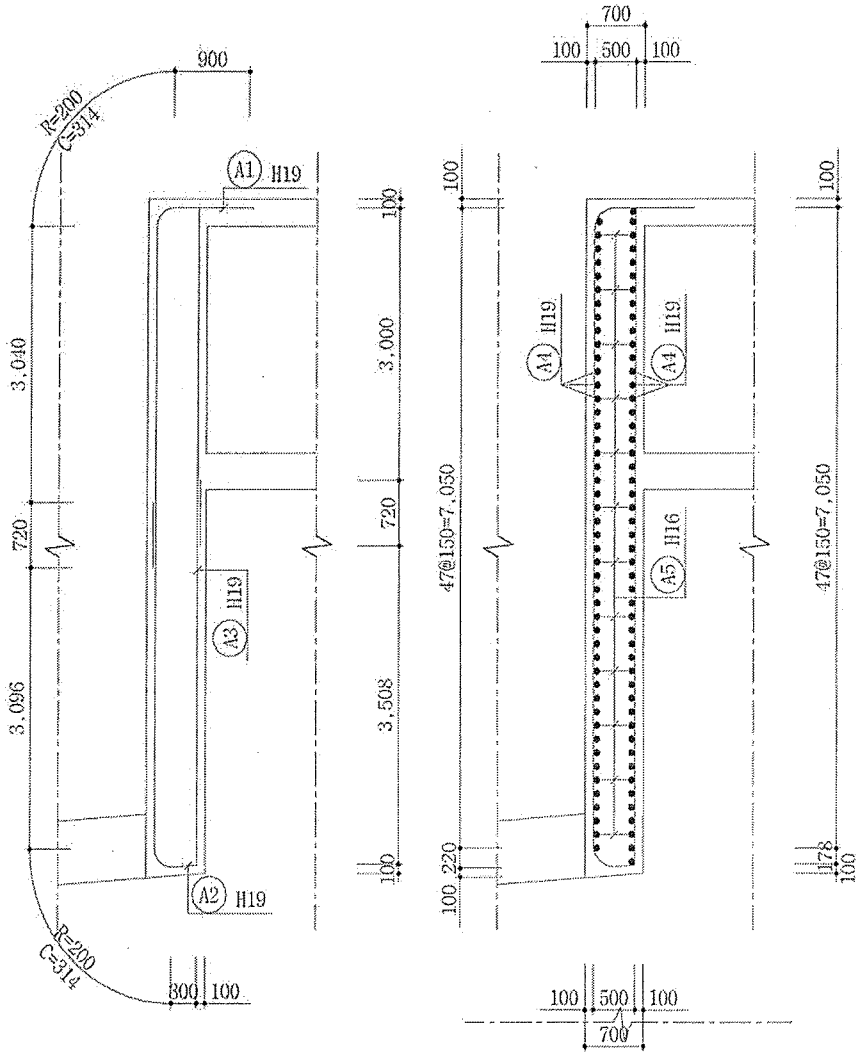
s1 = 375 x ( 210 / fs ) − 2.5 x Cc

= 375 x ( 210 / 28.57 ) − 2.5 x 90.5 = 2530 mm > 150 mm

s2 = 300 x ( 210 / fs )

= 300 x ( 210 / 28.57 ) = 2205 mm > 150 mm ∴ O.K.

## 8. 주철근 조립도


900
R=200
L=314
A1 H19
A3 H19
A2 H19
R=200
L=314
800
100
3,040
720
3,096
100
3,000
720
3,508
100
700
100
500
100
100
47@150=7,050
100
220
A4 H19
A4 H19
A5 H16
47@150=7,050
100
178
100
100
500
100
700

# 제 7 장 중점검토사항

# 7.1 수화열해석

## 1. 수화열 해석

### 1.1 검토목적 및 개요

최근 들어 대형 콘크리트 구조물이나 고강도 및 고내구성 콘크리트의 필요성이 증가함에 따라 수화열에 의한 온도균열의 발생위험이 증가하고 있는 실정이며, 실제 구조물의 설계 및 시공시 수화열에 의한 온도응력은 무시할 수 없는 영향을 미친다. 이러한 온도균열은 보통 그 폭이 크고 구조물을 관통하는 경우가 많으며, 구조물의 시공초기에 발생하여 구조물의 내력, 수밀성 및 특히 장기적인 내구성능의 저하를 초래하므로 설계, 시공 및 관리 단계에서 면밀한 검토가 이루어져야한다. 본 과업의 교각은 구조물의 형태와 규모에 따른 큰 내외부 온도차에 의하여 표면부 균열과 외부구속에 따른 중심부 균열 가능성이 있다. 이러한 수화열에 의한 균열은 구조물의 종류에 따라 발생 메카니즘이 다르고, 시공 초기에 발생하여 구조물의 장기 내구성에 악영향을 미치므로 설계 단계에서 온도응력의 검토가 요구된다. 따라서 구조물의 시공단계별 수화열 및 온도응력 해석을 수행하였으며 이를 토대로 대상구조물에 발생하는 수화열로 인한 균열을 평가하고, 합리적인 타설 방안을 도출하여 설계에 반영하고자 한다.

(1) 매스콘크리트의 정의 및 범위

| 구 분 | | 정의 및 범위 |
|---|---|---|
| 한 국 | 콘크리트 표준시방서 | ·슬래브는 800~1,000mm 이상 벽체는 두께 500mm이상으로 본다. |
| | 건축공사 표준시방서 | ·단면의 두께가 1,000mm 이상인 콘크리트 |
| 일 본 | 토목학회 | ·부재단면의 최소치수가 500mm 이상인 경우 단열온도상승 특성평가 후 온도해석 수행 |
| | 건축학회 | ·부재치수가 800mm이상으로서 수화열에 따른 내부의 최고온도와 외기와의 차이가 25℃이상 예상되는 콘크리트 구조물 |
| 미 국 | ACI 207 위원회 | ·균열의 최소화를 위해 대책을 필요로 하는 대용적의 현장타설 콘크리트 구조물 |
| | ACI 301 위원회 | ·최소단면 750mm 이상의 콘크리트 |

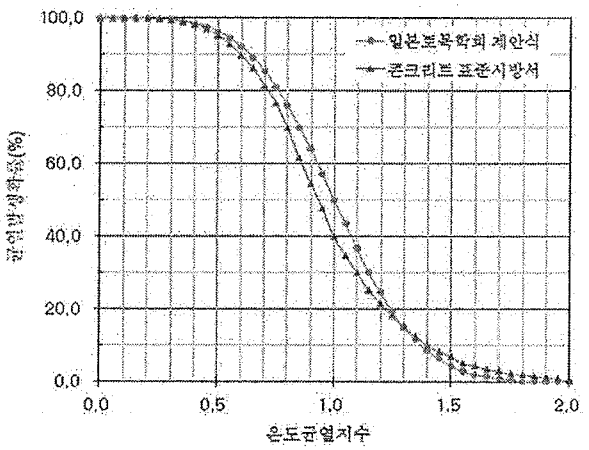
### 1.2 온도균열지수

(1) 온도균열지수와 균열발생확률의 관계

콘크리트 표준 시방서에 의하면, 균열에 대한 위험도를 나타내기 위한 구체적인 지표로서 균열지수를 도입하고, 이 값을 기준으로 하여 구조물의 중요도에 따라 균열의 판단기준을 정한다. 시멘트의 수화로 인한 균열에 관한 평가는 정밀한 온도해석을 통해 구한 온도분포에 의한 체적변화 및 자기수축에 의해 체적변화를 구하고, 이러한 체적변화를 고려한 온도응력해석을 통해 산정된 콘크리트의 응력으로 인하여 유해한 균열이 발생하지 않는 것을 확인하여야 하며, 지수의 산정에 필요한 재령에서의 온도응력해석은 유한요소법 등과 같은 정밀한 방법을 사용하는 것이 좋다.

균열지수는 콘크리트의 인장강도를 온도응력으로 나눈 값으로 정의한다. 따라서 균열지수가 작을수록 균열이 발생하기 쉽고, 균열수도 많아지며 균열의 폭도 커지는 경향이 있다.

온도균열지수와 균열발생확률의 관계




$$I_{cr} = \frac{f_{sp}(t)}{f_t(t)}$$

여기서, $I_{cr}$ : 균열지수

$f_{sp}$ : 재령 t일의 콘크리트 인장강도이며 재령 및 양생조건을 고려하여 구함

$f_t(t)$ : 재령 t일에 체적변화로 야기된 부재 내부의 최대주인장응력

(2) 온도균열지수와 균열제어

균열발생확률에 대한 안전계수는 구조물의 중요도, 기능, 환경조건 등에 대응할 수 있도록 선정해야 하며, 표준적인 안전계수를 「콘크리트 표준시방서(2009)」에서는 구조물에서의 표준적인 온도균열지수의 참고치를 아래표와 같이 정하고 있다.

| 분 류 | 온도균열지수 | 적용 |
|---|---|---|
| 균열의 발생을 방지하여야 할 경우 | 1.5 이상 | |
| 균열발생을 제한할 경우 | 1.2~1.5 | ○ |
| 유해한 균열발생을 제한할 경우 | 0.7~1.2 | |

기존의 실적으로부터 온도응력 및 온도균열 발생이 문제가 되지 않는다고 판단되는 경우나 온도응력으로부터 계산한 온도균열지수가 1.5 이상이면 별도의 온도균열제어 대책을 수립하지 않을 수 있다.

## 1.3 검토개요

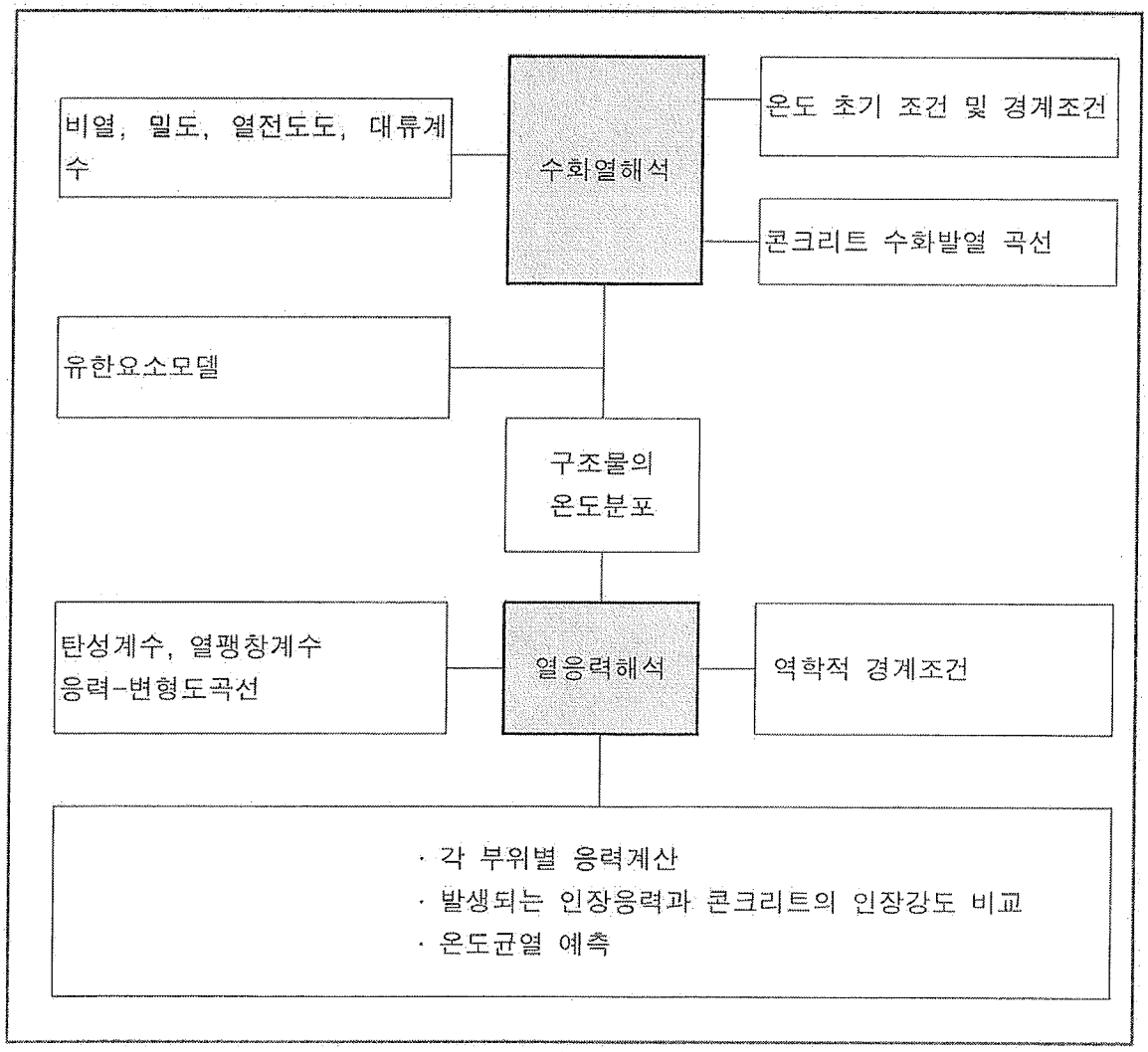
(1) 해석개요 및 온도균열 제어 흐름도

| 해석조건 | 시공단계별해석 | 온도균열 대책제시 |
|---|---|---|
| · 재료 물성치, 경계조건 및 단열 온도상승 결정<br>· 수화열 해석을 위한 입력변수 결정 | · 구조물의 시공단계에 따른 부재별 온도균열 위험성 검토 | · 재료: 실제 배합비 적용<br>· 설계 적정 단면의 크기 제시<br>· 시공 : 타설 높이 및 순서 |

▶ 온도균열 제어를 위한 시공단계별 해석,
시공성 및 경제성을 고려한 적정 타설 높이와 온도균열 제어법 제시

- 해석 프로그램 : MIDAS CIVIL
- 콘크리트의 역학적 특성 : 등가재령을 이용한 성숙도 개념
- 시간의존적 재료특성반영 (Creep & Shrinkage, 콘크리트 표준시방서)
- 단열온도상승곡선 : $T = K(1-e^{-\alpha t})$

(2) 수화열 해석 알고리즘

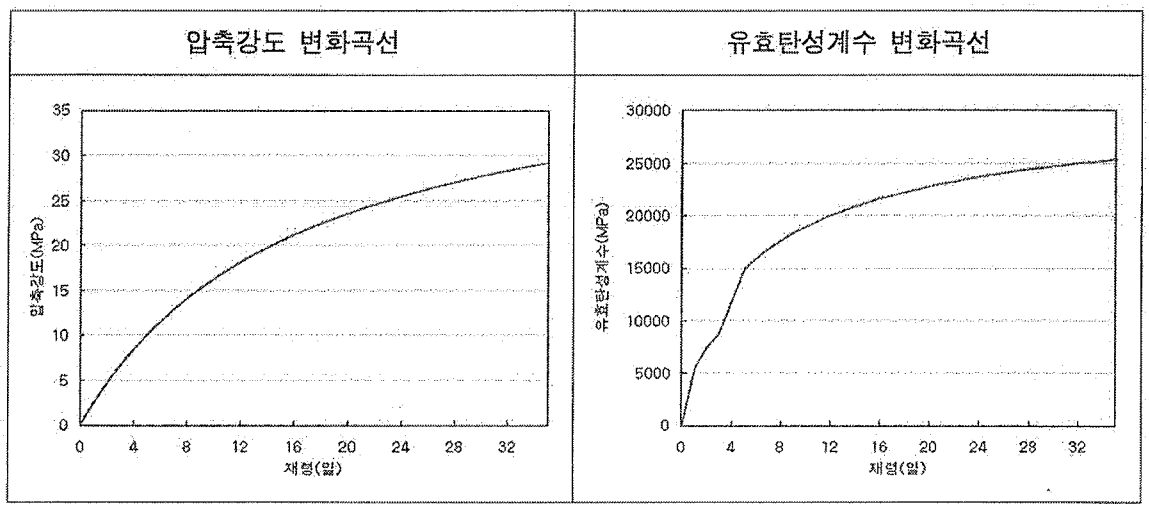


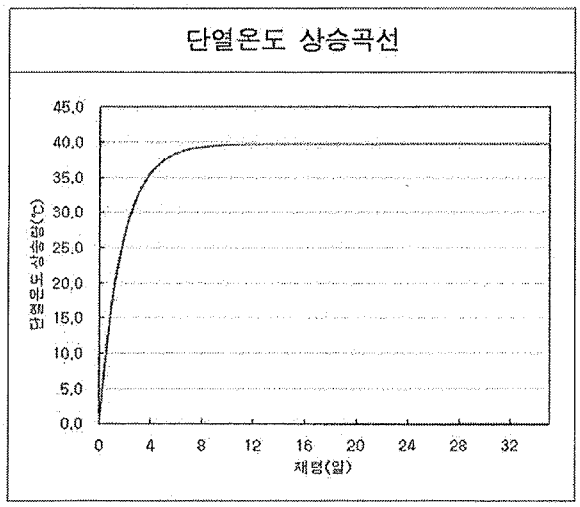
## 1.4 해석조건 및 콘크리트 재료 특성

### (1) 해석조건

| 구 분 | 설계기준강도 (MPa) | 분할타설 | 적용 시멘트 | 압축강도 발현계수 | 발열함수 |
|---|---|---|---|---|---|
| 영업소단면 | 27 | 다단계 | 저발열시멘트 | a=13.9, b=0.86 | k=39.832, α=0.6 |
| 1련박스 | 27 | 다단계 | 저발열시멘트 | a=13.9, b=0.86 | k=39.832, α=0.6 |

### (2) 강도발현 및 단열온도 상승곡선

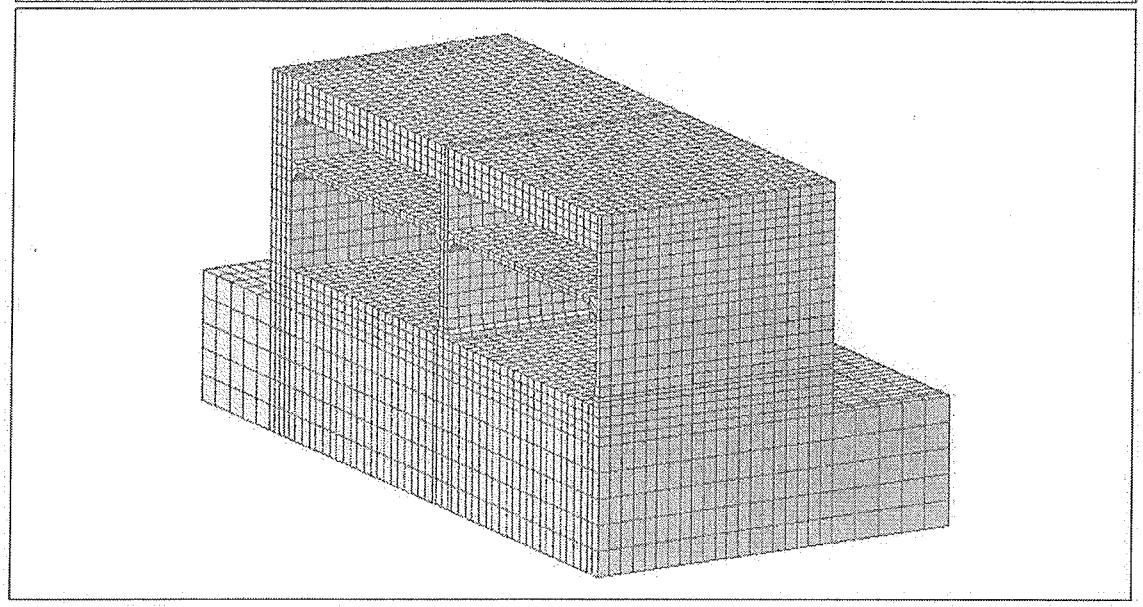


## 1.5 수화열 해석

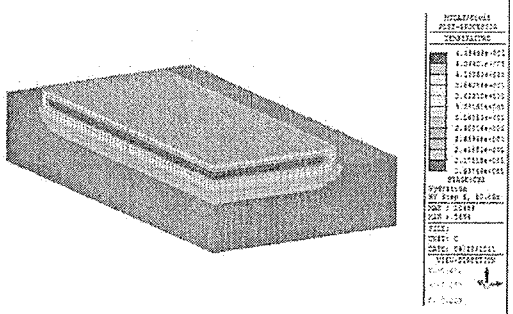
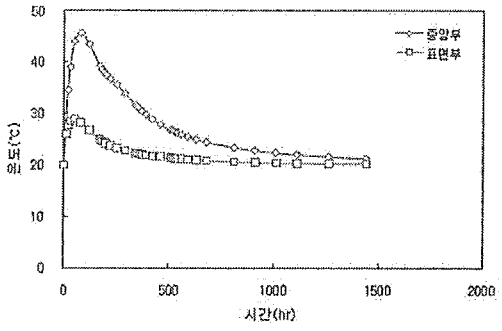
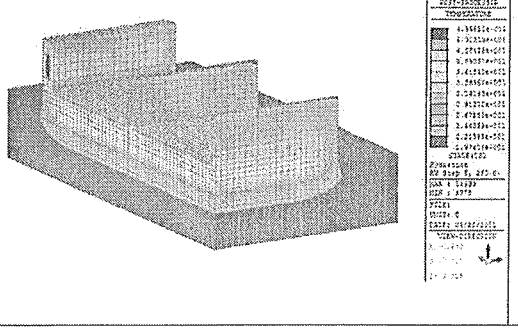
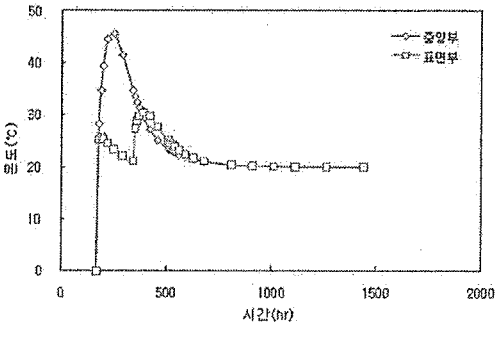
(1)영업소 단면

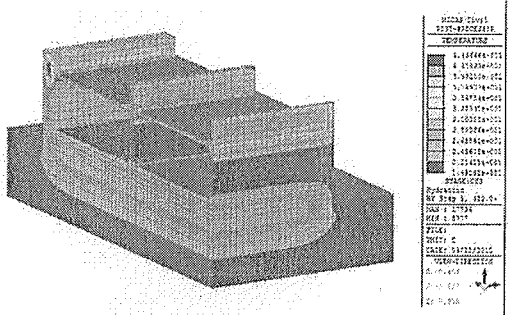
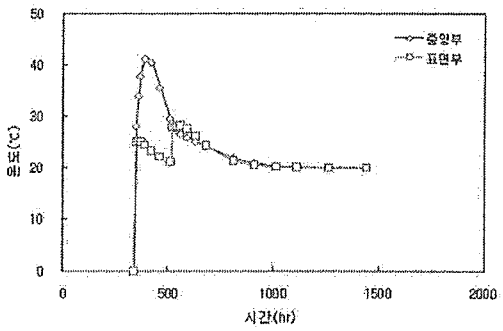
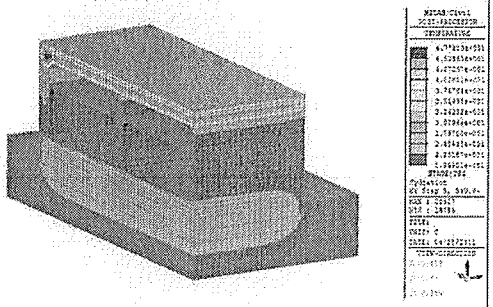
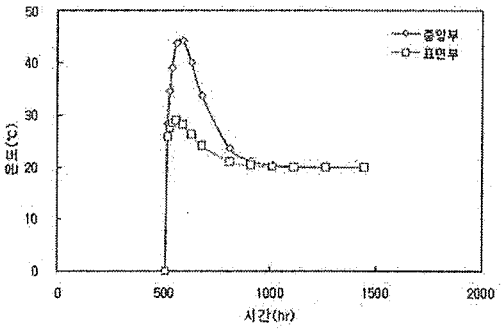
1) 온도 및 응력 해석은 대칭성을 이용하여 1/4 모델링

| 해석 모델링 |
| --- |
|  |

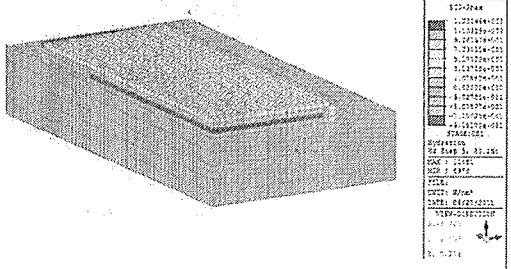
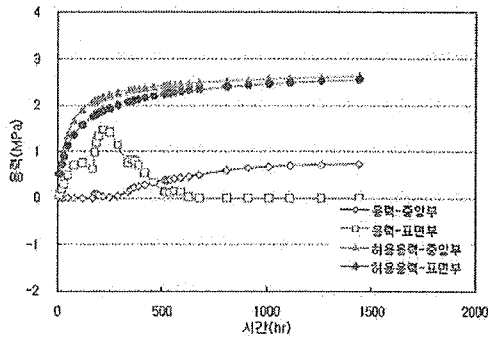
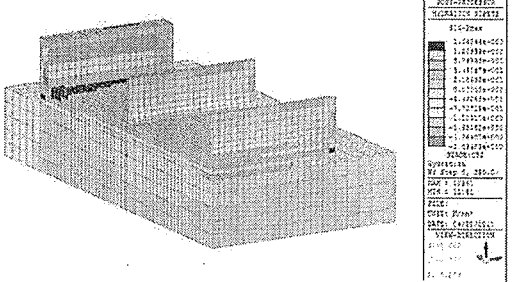
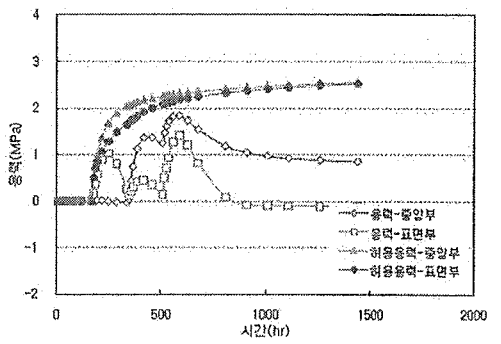
2) 시공단계별 수화열 해석 결과

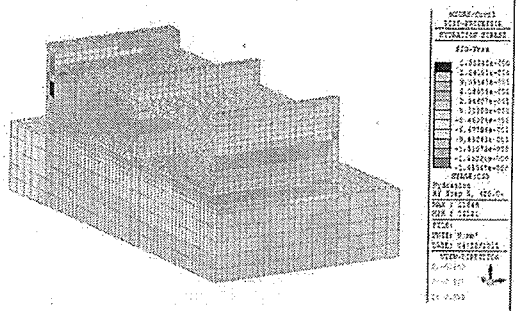
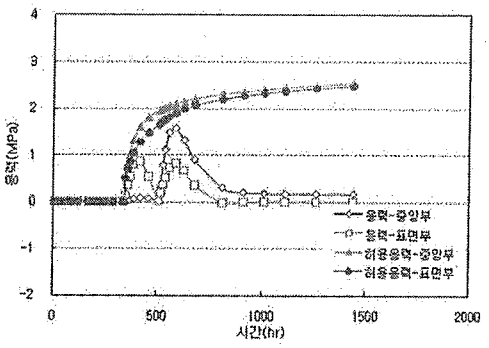
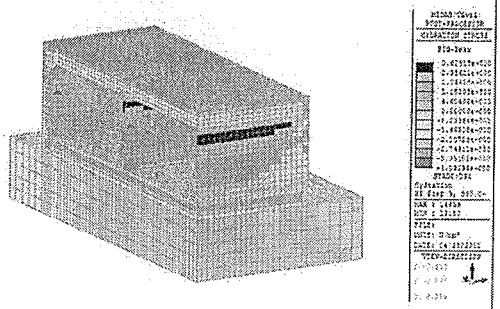
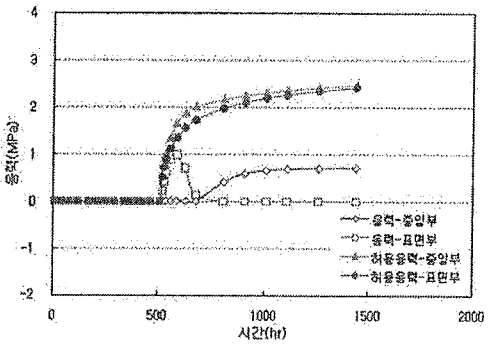
①온도분포 및 온도이력

| 구분 | 시공단계별 온도분포 | 시공단계별 온도이력 |
| --- | --- | --- |
| 1단계 (하부 슬래브) |  |  |
| 2단계 (벽체1) |  |  |

| 구분 | 시공단계별 온도분포 | 시공단계별 온도이력 |
|---|---|---|
| 3단계<br>(벽체2) |  |  |
| 4단계<br>(상부<br>슬래브) |  |  |

②응력분포 및 응력이력

| 구분 | 시공단계별 응력분포 | 시공단계별 응력이력 |
|---|---|---|
| 1단계<br>(하부<br>슬래브) |  |  |
| 2단계<br>(벽체1) |  |  |

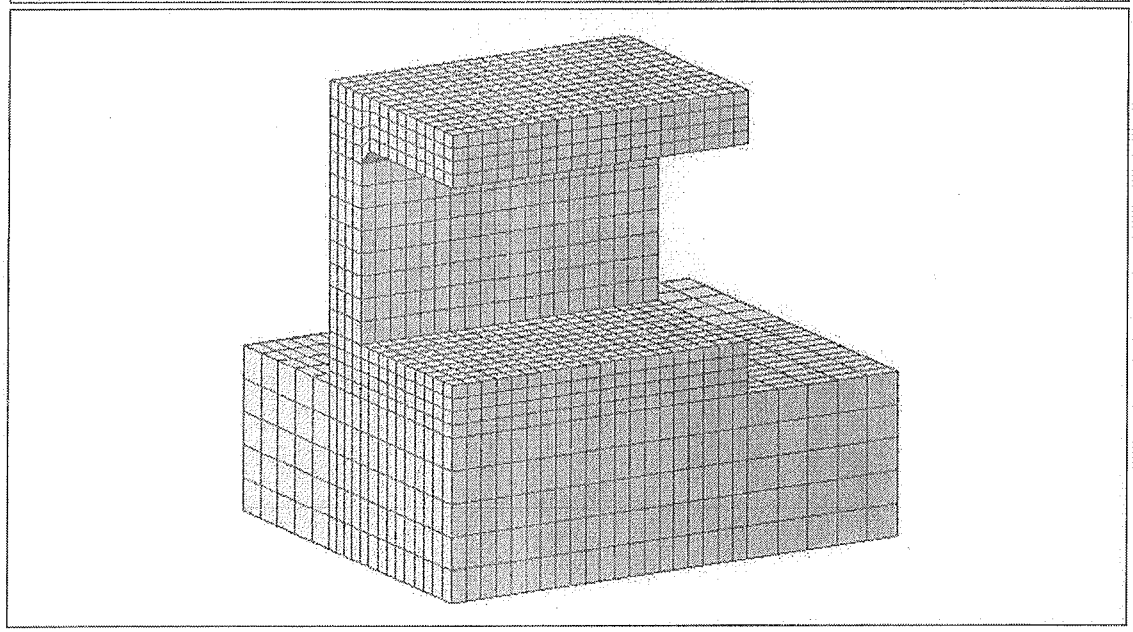
| 구분 | 시공단계별 응력분포 | 시공단계별 응력이력 |
|---|---|---|
| 3단계 (벽체2) |  |   |
| 4단계 (상부 슬래브) |  |   |

3) 수화열 및 온도응력 해석 결과 요약

| 구조물 | 타설높이 (m) | 타설간격 (일) | 온도조건(℃) | | 최대온도 (℃) | 최대인장응력 | | 온도균열지수 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 타설온도 | 대기온도 | | 중앙 | 표면 | 중앙 | 표면 |
| 하부슬래브 | 1.500 | 7 | 20 | 20 | 45.8 | 0.743 | 1.470 | 3.533 | 1.276 |
| 벽체1단계 | 3.350 | 7 | 20 | 20 | 45.6 | 1.841 | 1.405 | 1.255 | 1.215 |
| 벽체2단계 | 2.500 | 7 | 20 | 20 | 44.4 | 1.570 | 0.868 | 1.331 | 1.329 |
| 상부슬래브 | 1.900 | 7 | 20 | 20 | 47.8 | 0.722 | 0.987 | 3.400 | 1.263 |

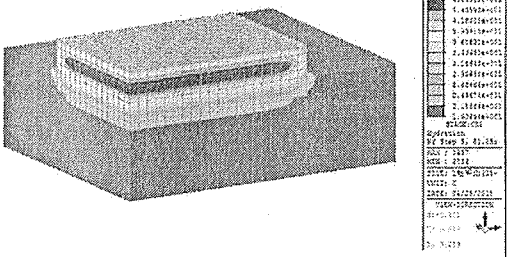
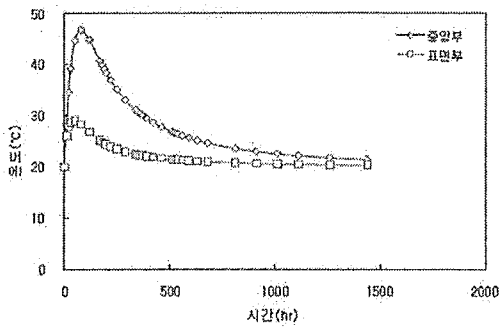
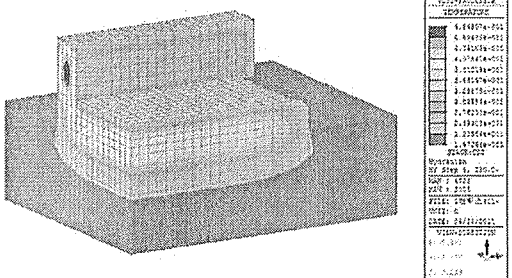
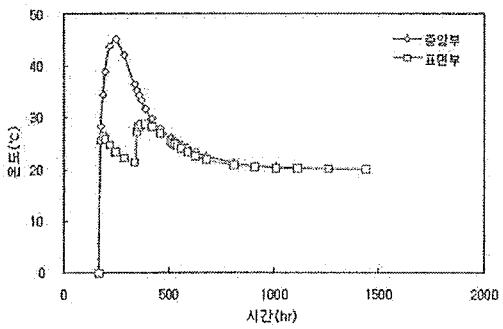
(2)1련 박스

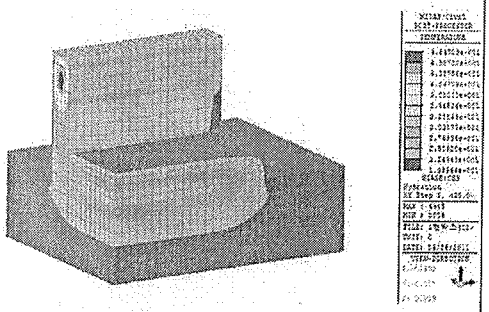
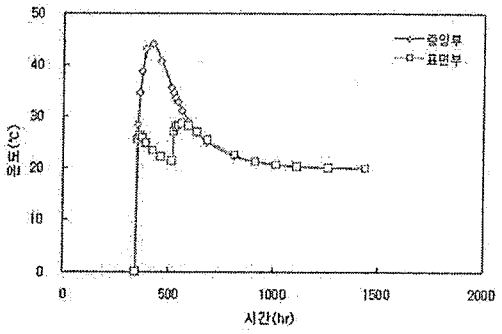
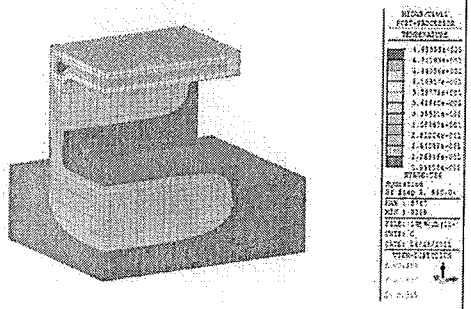
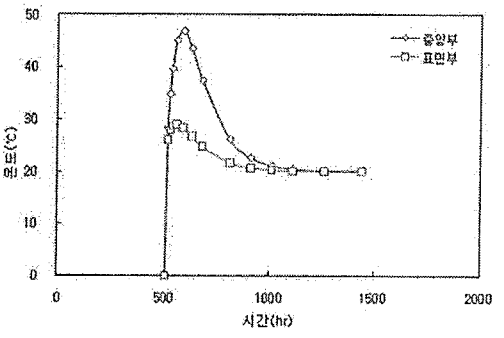
1) 온도 및 응력 해석은 대칭성을 이용하여 1/4 모델링

| 해석 모델링 |
| --- |
|  |

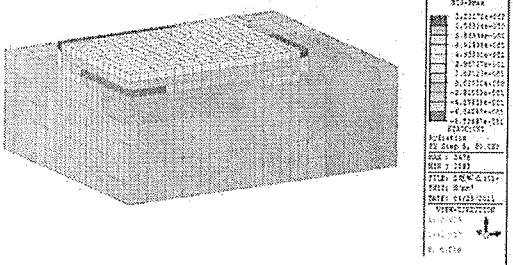
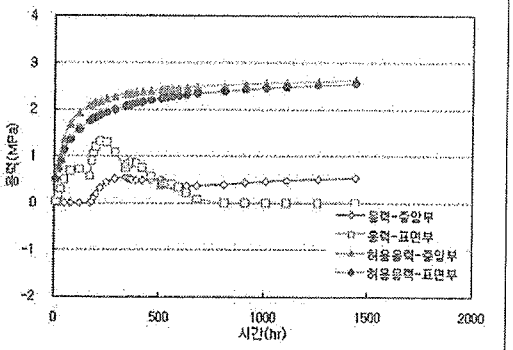
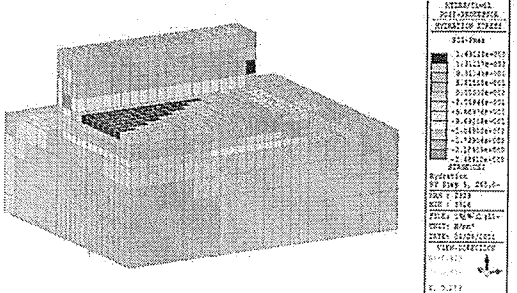
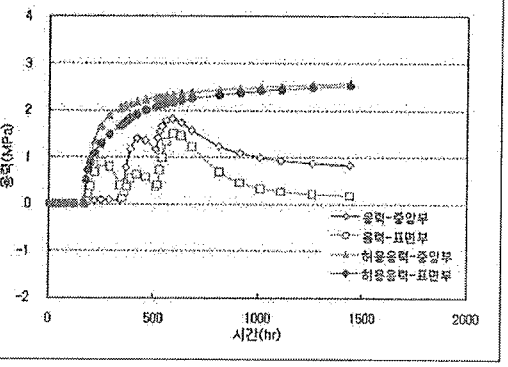
2) 시공단계별 수화열 해석 결과

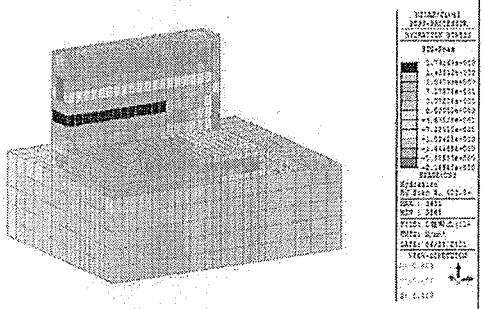
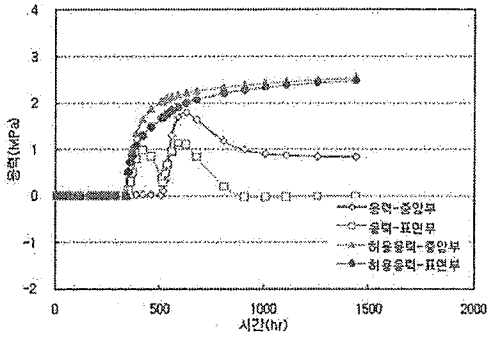
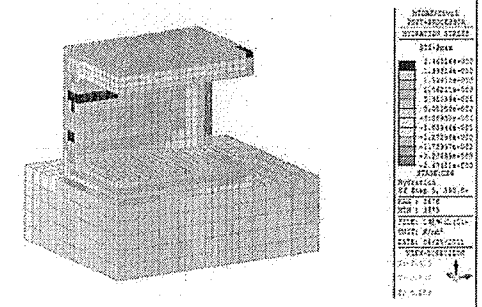
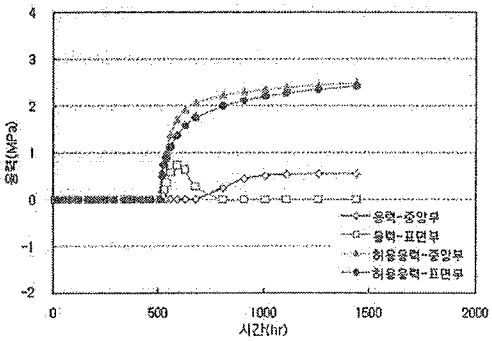
①온도분포 및 온도이력

| 구분 | 시공단계별 온도분포 | 시공단계별 온도이력 |
| --- | --- | --- |
| 1단계 (하부 슬래브) |  |   |
| 2단계 (벽체1) |  |   |

| 구분 | 시공단계별 온도분포 | 시공단계별 온도이력 |
|---|---|---|
| 3단계 (벽체2) |  |  |
| 4단계 (상부 슬래브) |  |  |

②응력분포 및 응력이력

| 구분 | 시공단계별 응력분포 | 시공단계별 응력이력 |
|---|---|---|
| 1단계 (하부 슬래브) |  |  |
| 2단계 (벽체1) |  |  |

| 구분 | 시공단계별 응력분포 | 시공단계별 응력이력 |
|---|---|---|
| 3단계<br>(벽체2) |  |  |
| 4단계<br>(상부<br>슬래브) |  |  |

3) 수화열 및 온도응력 해석 결과 요약

| 구조물 | 타설높이 (m) | 타설간격 (일) | 온도조건(℃) | | 최대온도 (℃) | 최대인장응력 | | 온도균열지수 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 타설온도 | 대기온도 | | 중앙 | 표면 | 중앙 | 표면 |
| 하부슬래브 | 1.600 | 7 | 20 | 20 | 46.9 | 0.549 | 1.315 | 4.249 | 1.430 |
| 벽체1단계 | 2.750 | 7 | 20 | 20 | 45.1 | 1.812 | 1.513 | 1.286 | 1.436 |
| 벽체2단계 | 2.700 | 7 | 20 | 20 | 43.9 | 1.786 | 1.139 | 1.240 | 1.315 |
| 상부슬래브 | 2.100 | 7 | 20 | 20 | 46.9 | 0.559 | 0.732 | 4.408 | 1.876 |

## 1.6 결론과 대책

### 1.6.1 결론

• 온도균열의 발생이 우려되는 매스콘크리트 구조형태의 교각의 분할 타설에 의한 시공단계별 수화열 해석을 수행하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

• 온도균열을 제어하기 위하여 저발열 시멘트를 사용하였다

• 영업소단면의 경우 타설 높이를 하부슬래브 1.500m, 벽체 3.350, 2.100m, 상부슬래브 1.900m를 각각 적용하였을 때 최소 균열지수 1.215 이상이 확보되었다.

• 1련박스의 경우 타설 높이를 하부슬래브 1.600m, 벽체 2.750, 2.700m, 상부슬래브 2.100m를 각각 적용하였을 때 최소 균열지수 1.240 이상이 확보되었다.

•각 구조물은 온도균열지수가 1.2이상을 확보하여 콘크리트 시방서 규정의 균열발생을 제한 할 수 있을 것으로 판단된다.

• 감수제를 사용하여 배합수량과 단위시멘트 량을 저감하도록 한다.

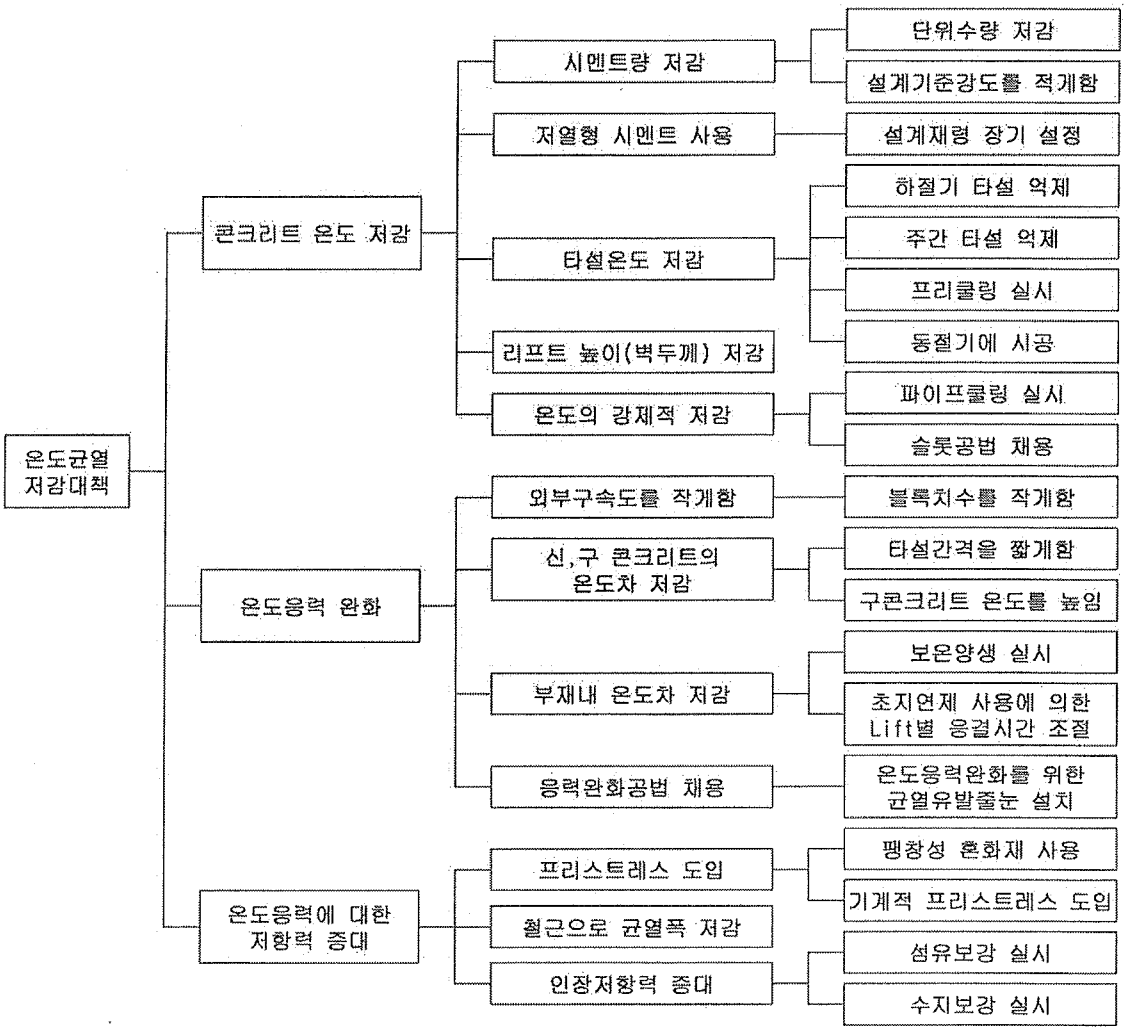
• 온도 및 건조수축의 영향에 의한 균열유발을 막기 위해 충분한 온도 철근량을 배근하는 것이 바람직하다.

• 초기 타설 온도를 최소화하도록 한다.

• 콘크리트 구조물의 경우 수화열에 따른 내외부 온도차 이외에, 구조물의 균열 발생에 큰 영향을 미치는 주요 요인으로 구조물 시공 후 장기적으로 콘크리트 표면의 수분건조에 따른 건조수축 균열이 발생할 수 있으므로 지속적으로 주의를 기울여야 할 것으로 사료된다.

• 온도균열 제어대책의 구체적인 사항은 다음 표와 같다.

### 1.6.2 온도균열 저감대책



# 7.2 신축이음 검토

# 1. 온도변화 및 건조수축을 고려한 신축이음 검토

## 1.1 해석 개요

(1) 검토 목적

지하차도 BOX구조물(영업소, RAMP)을 대상으로 기상자료에 기초한 콘크리트 구조물 온도분포 해석을 수행하고, 이를 토대로 구조물의 내외부 온도차 및 건조수축 영향을 고려한 신축이음 적용길이를 검토한다.

(2) 주요 검토 내용

- 구조물 제원 및 온도변화와 건조수축에 관련한 외기조건 설정
- 구조물 가설지역의 기상자료에 기초한 지하박스 구조물의 구조체 내부 온도변화 분포 검토
- 온도해석 결과의 구조물 내외부 온도변화 및 건조수축을 고려한 3차원 장기거동 해석 수행
- 콘크리트 압축응력 및 인장응력에 대한 검토를 통해 적정 신축이음 길이 결정

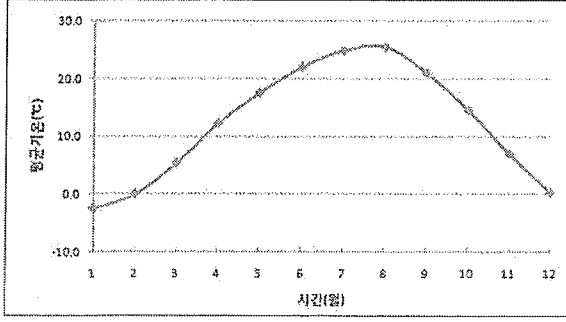
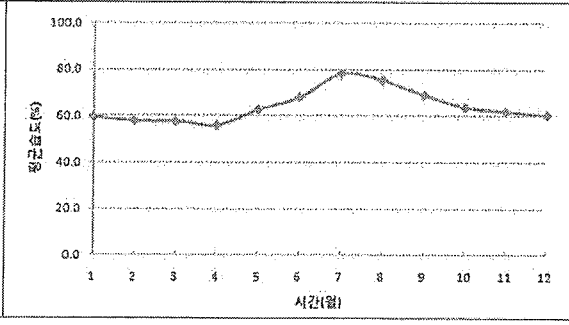
(3) 해석 과정

| 자료수집, 검토 | 2차원 구조해석 | 3차원 구조해석 | 결과 검토 |
|---|---|---|---|
| •구조물 제원 검토<br>•구조물 가설지역의 기상자료(온도, 습도 등) 수집 | •2차원 해석모델 작성<br>•지중조건을 고려한 외기조건 결정<br>•기후조건 및 온도를 고려한 온도분포해석 | •3차원 해석모델 작성<br>•온도분포 및 건조수축의 영향을 고려한 구조물 신축이음 해석 | •콘크리트 구조물의 발생 변위 및 응력을 토대로 신축이음 길이 검토 |

## 1.2 해석 자료 및 단면

(1) 기상 자료

- 기상자료는 서울기상청의 평년값자료 (30년, 1981~2010년)를 사용하였다.
- 평균기온(℃) : 12.5
- 평균습도(%) : 64.4

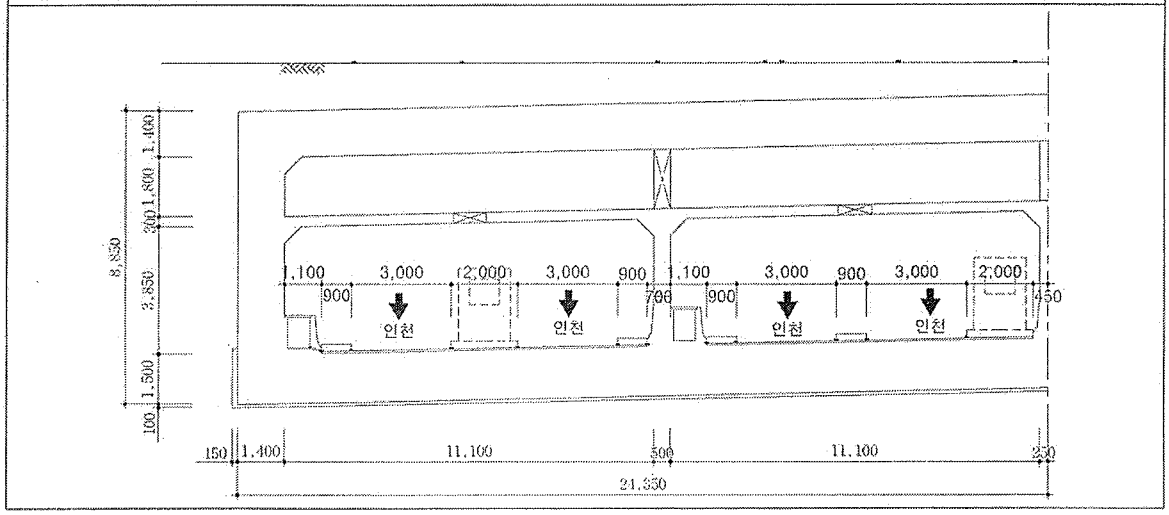
| 평균기온 (월평년값) | 평균습도 (월평년값) |
|---|---|
|  |  |

(2) 해석 물성치

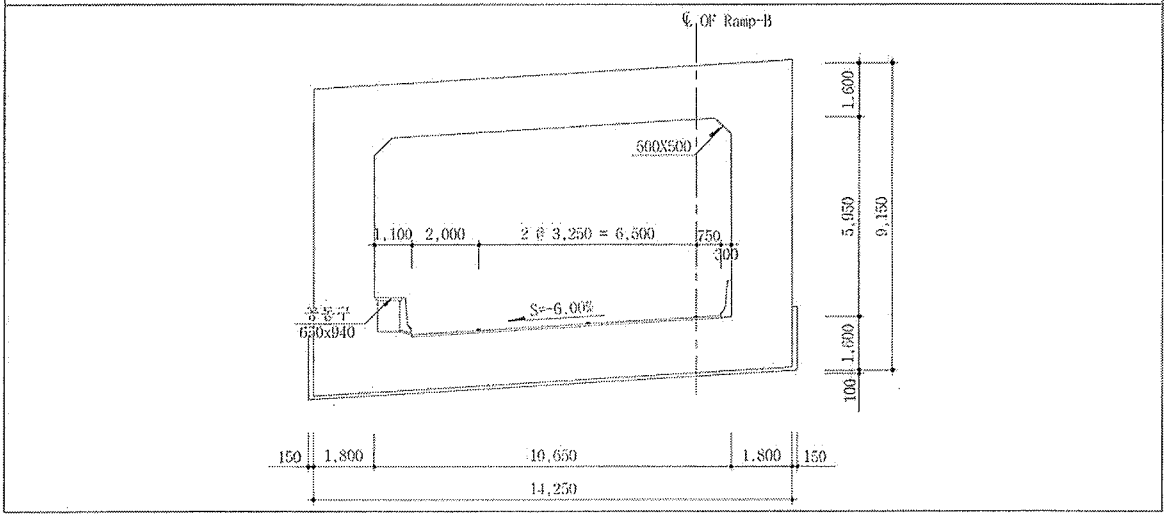
| 구분 | | 단위질량 ($kg/m^3$) | 탄성계수 (MPa) | 포아송비 | 열팽창계수 | 비열 (J/kg·℃) | 열전도율 (J/m·sec·℃) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 콘크리트(27MPa) | | 2500 | 27804.0 | 0.167 | $1.0\times10^{-5}$ | 1050 | 2.6 |
| 매립층 | | 1800 | 9.0 | 0.320 | $1.0\times10^{-5}$ | 710 | 1.7 |
| 퇴적층 | 점토 | 1700 | 5.0 | 0.330 | $1.0\times10^{-5}$ | 710 | 1.7 |
| | 모래 | 1800 | 28.0 | 0.320 | $1.0\times10^{-5}$ | 710 | 1.7 |
| | 자갈 | 2000 | 50.0 | 0.280 | $1.0\times10^{-5}$ | 710 | 1.7 |
| 풍화토 | | 2000 | 60.0 | 0.320 | $1.0\times10^{-5}$ | 710 | 1.7 |
| 풍화암 | | 2100 | 350.0 | 0.300 | $1.0\times10^{-5}$ | 710 | 1.7 |

(3) 해석 단면

영업소




RAMP 1련BOX



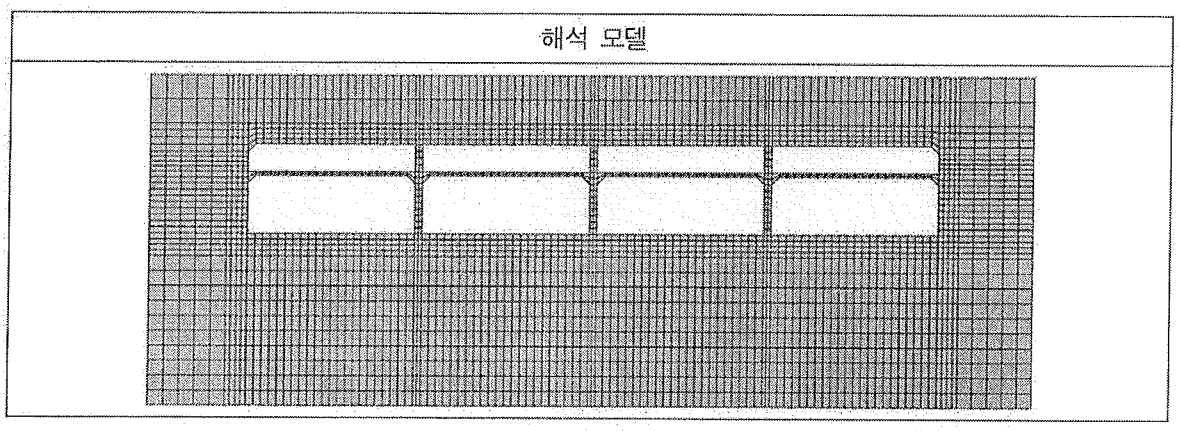
## 1.3 기상조건을 고려한 온도분포 해석

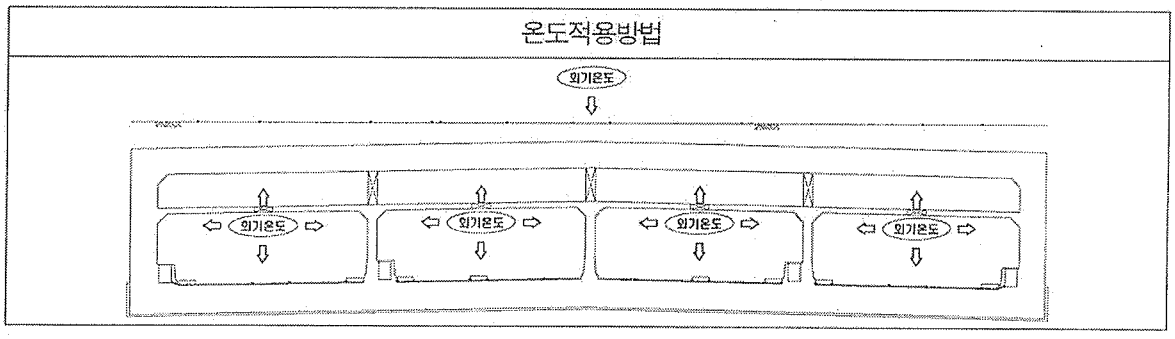
(1) 해석 개요

- 사용프로그램 : ABAQUS
- 사 용 요 소 : Diffusive heat transfer element
- 해 석 방 법 : Transient Heat Analysis

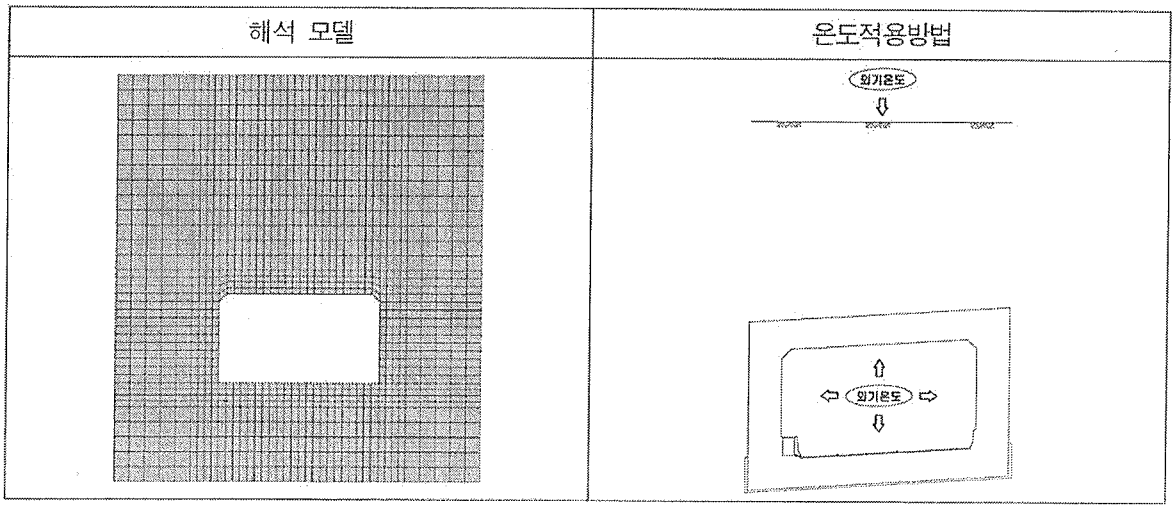
(2) 해석 모델

1) 영업소 해석 모델



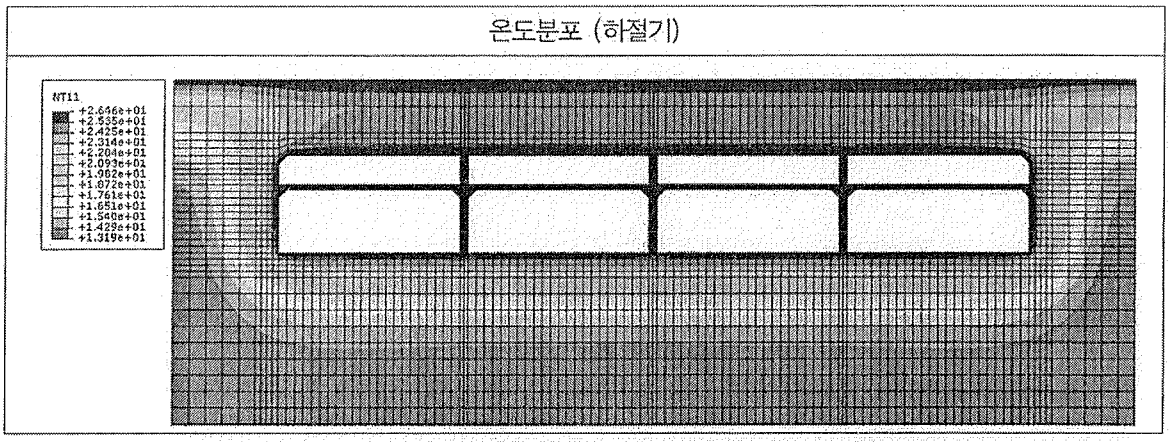



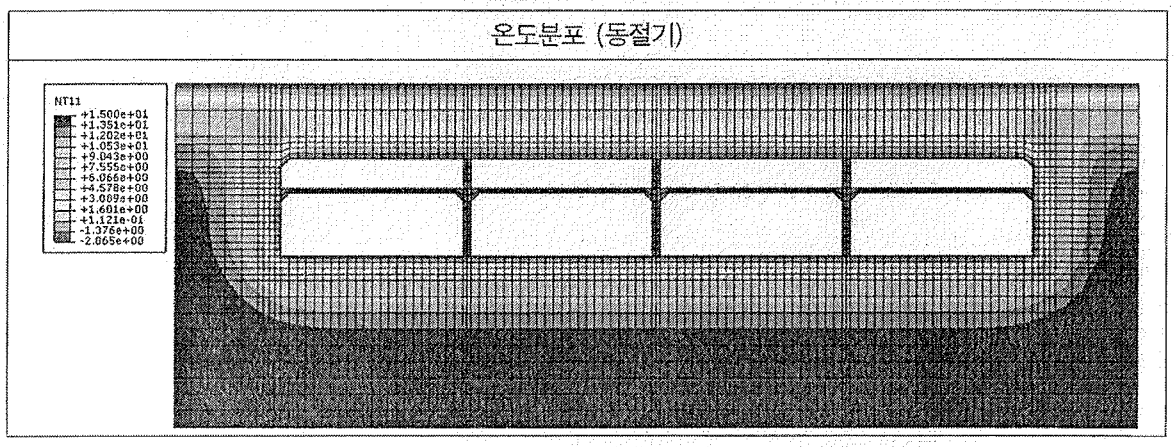

2) RAMP 1련BOX 해석 모델

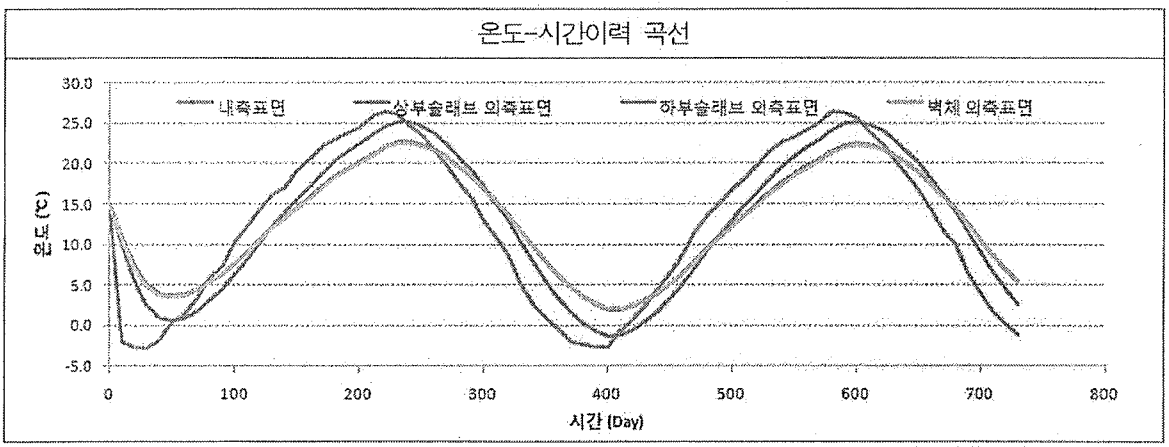


(3) 온도분포 해석 결과

1) 영업소

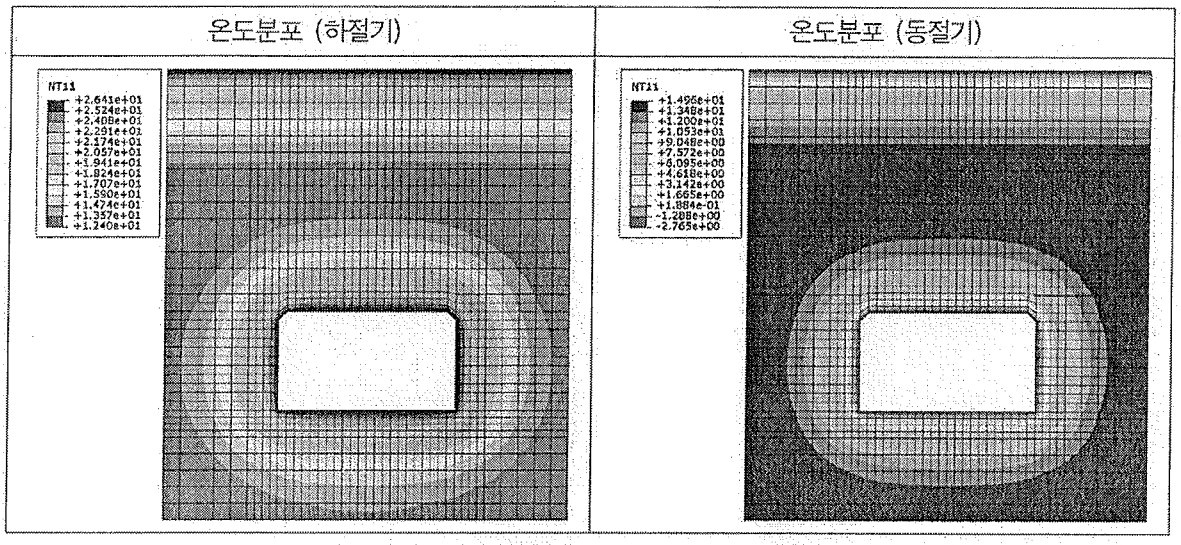


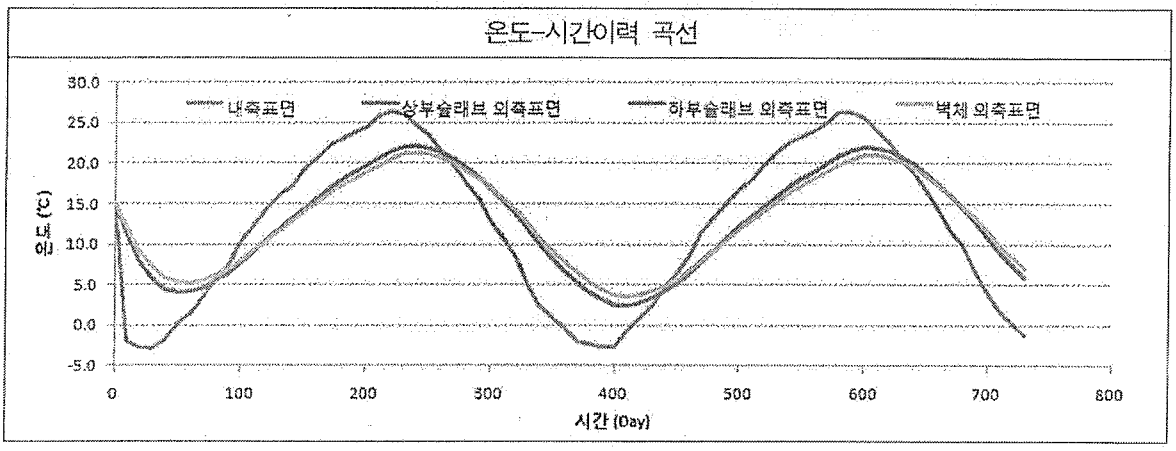




- 각 부재별 BOX 내부와 외부 콘크리트 온도차이는 최대 1.4℃ 발생하고 있다. 온도 응력 검토시 온도 분포해석에 의한 결과값을 온도 이력에 적용하여 검토하였다.

2) RAMP 1련BOX




- 각 부재별 BOX 내부와 외부 콘크리트 온도차이는 최대 5.2℃ 발생하고 있다. 온도 응력 검토시 온도 분포해석에 의한 결과값을 온도 이력에 적용하여 검토하였다.

## 1.4 온도변화 및 건조수축을 고려한 온도응력 해석

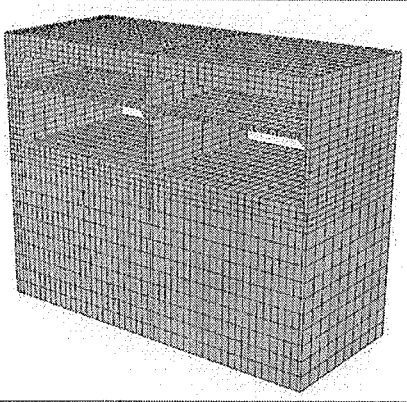
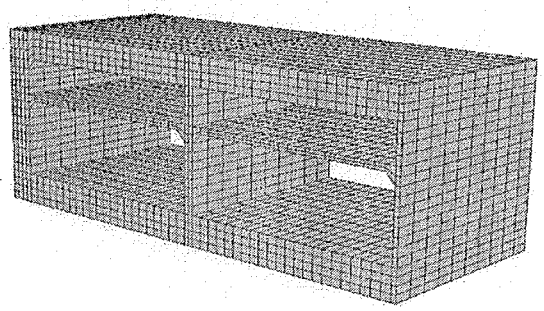
(1) 해석 개요

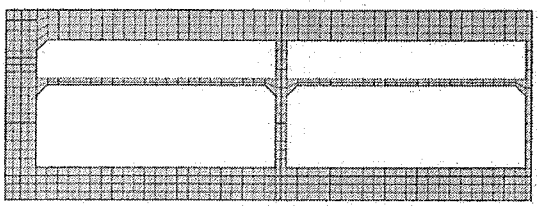
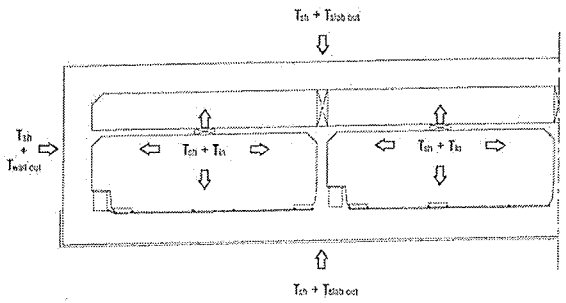
- 사용프로그램 : ABAQUS
- 사 용 요 소 : 3차원 Solid elements
- 해 석 방 법 : Transient Heat Analysis
- 해 석 기 간 : 온도변화 주기의 2배 기간(2년)
- 작 용 하 중 : 온도해석 결과와 콘크리트의 건조수축를 $\delta_{sh}(15\times10^{-5})$을 온도로 환산한 건조수축($\Delta T_{SH}$=-15℃)를 합성하여 시간별 온도하중으로 재하

(2) 해석 모델

1) 영업소 해석 모델

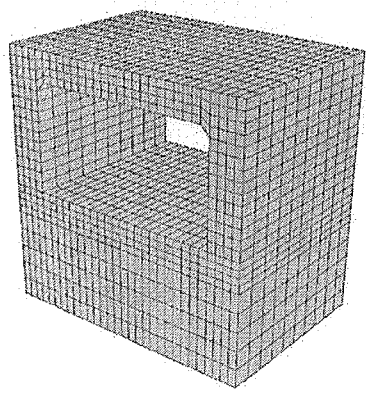
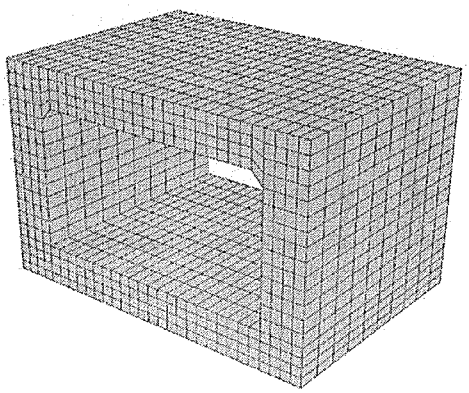
- 영업소 해석 모델은 축대칭성을 이용하여 1/4 모델링

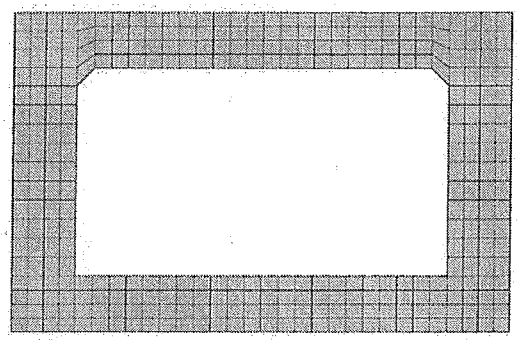
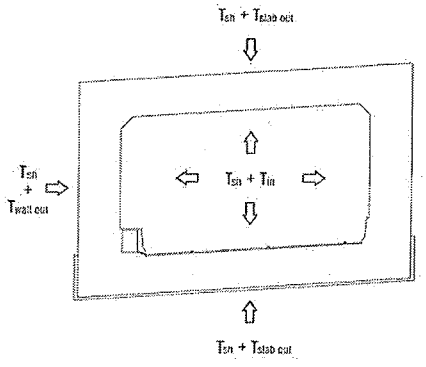
| 해석 모델 (전체모델, 3차원) | 해석 모델 (영업소, 3차원) |
|---|---|
|  |  |

| 해석 모델 (영업소, 정면) | 온도 적용 방법 |
|---|---|
|  |  |

2) RAMP 1련BOX 해석 모델

- RAMP 1련BOX 해석 모델은 축대칭성을 이용하여 1/2 모델링

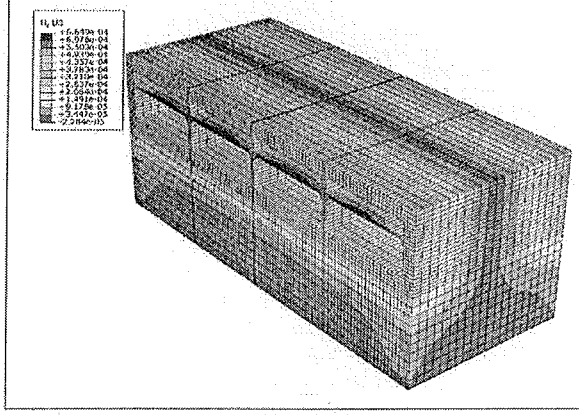
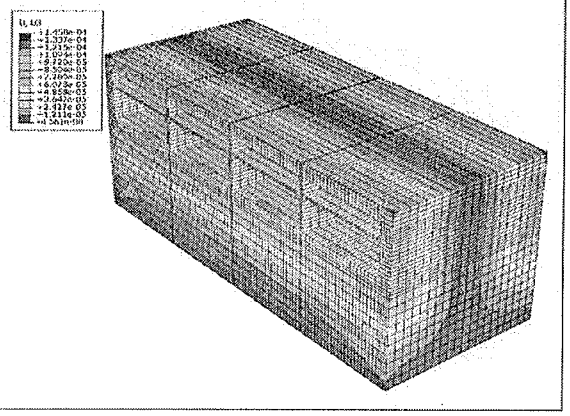
| 해석 모델 (전체모델, 3차원) | 해석 모델 (RAMP 1련BOX, 3차원) |
|---|---|
|  |  |

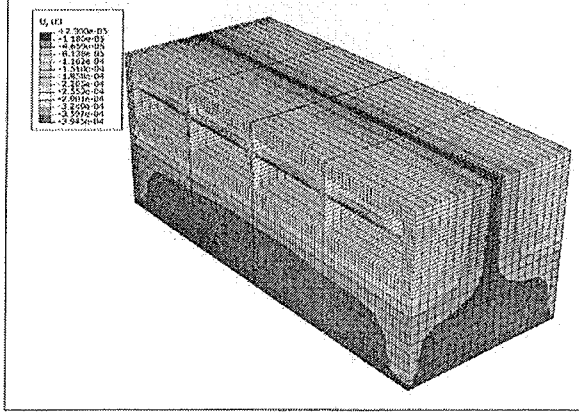
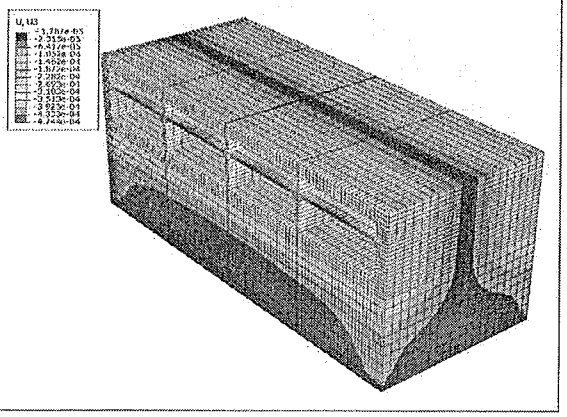
| 해석 모델 (RAMP 1련BOX, 정면) | 온도 적용 방법 |
|---|---|
|  |   |

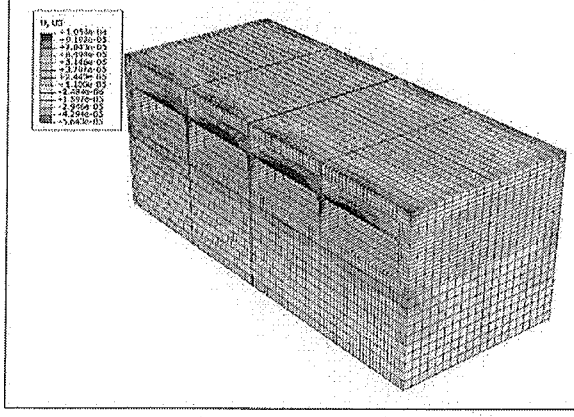
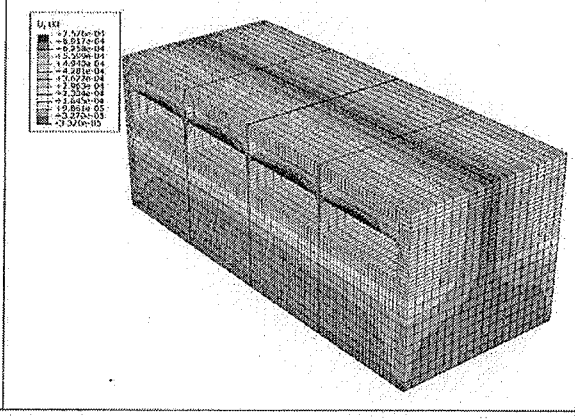
(3) 온도응력 해석 결과

1) 영업소

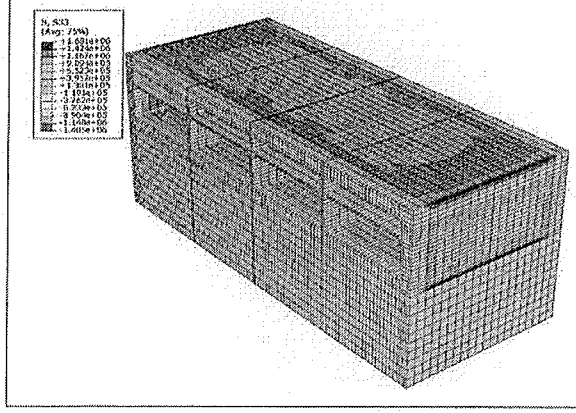
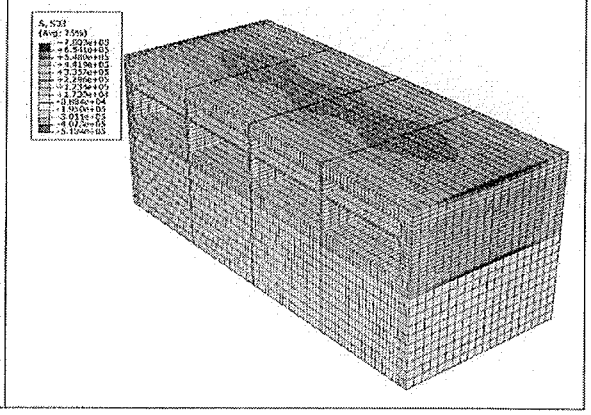
- 변위분포

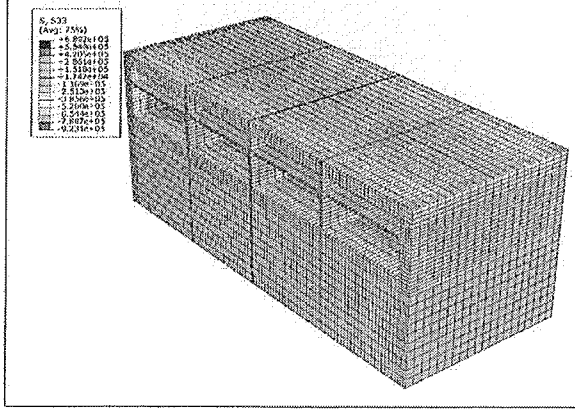
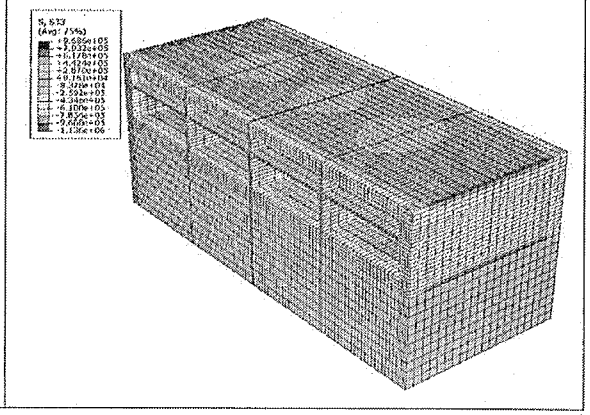
| 60일 | 120일 |
|---|---|
|  |  |

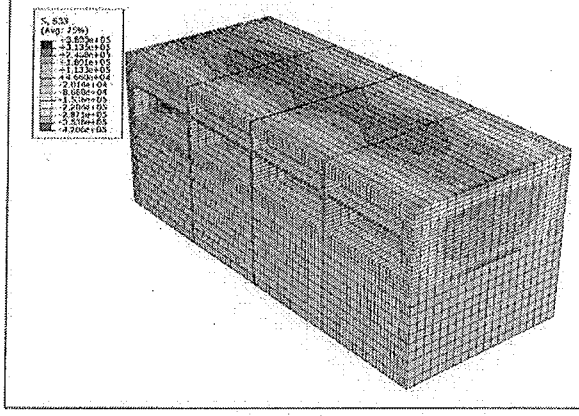
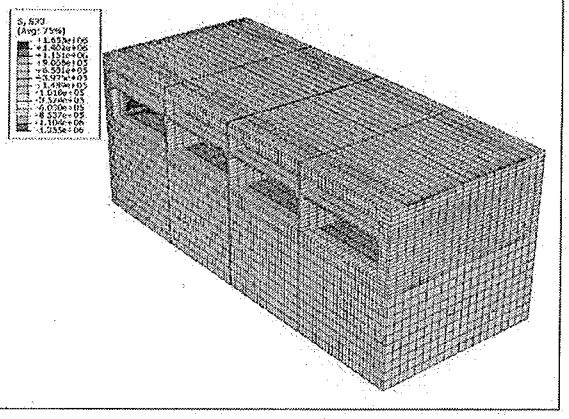
| 180일 | 240일 |
|---|---|
|  |  |

| 300일 | 360일 |
| --- | --- |
|  |  |

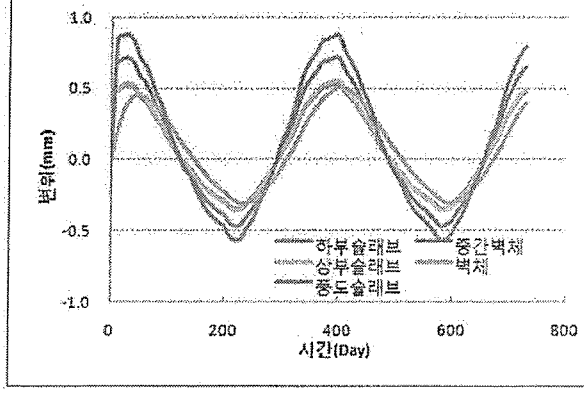
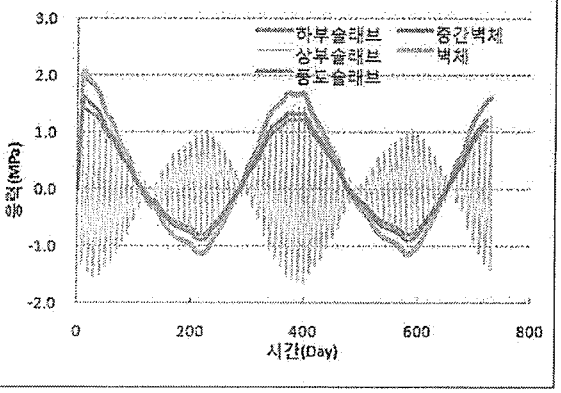
- 응력분포

| 60일 | 120일 |
| --- | --- |
|  |  |

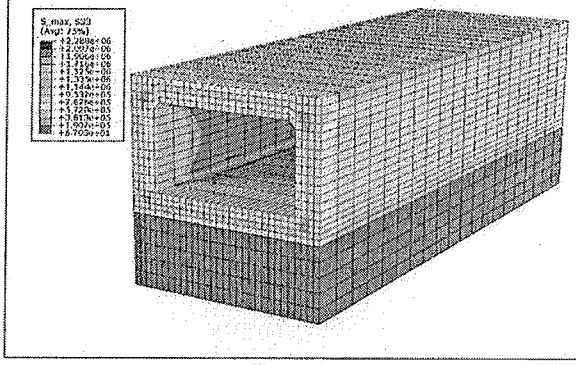
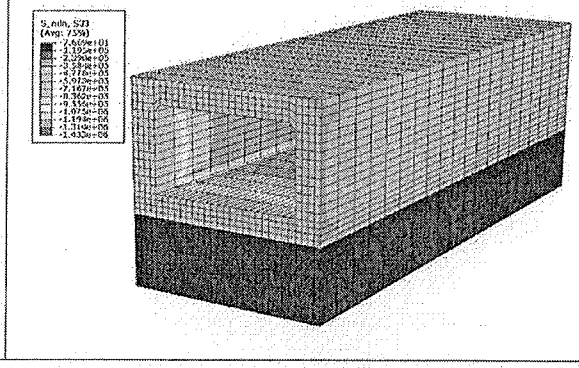
| 180일 | 240일 |
| --- | --- |
|  |  |

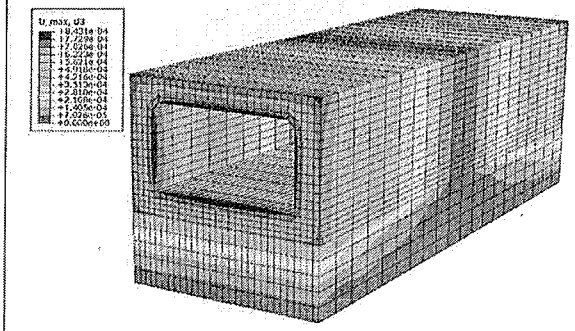
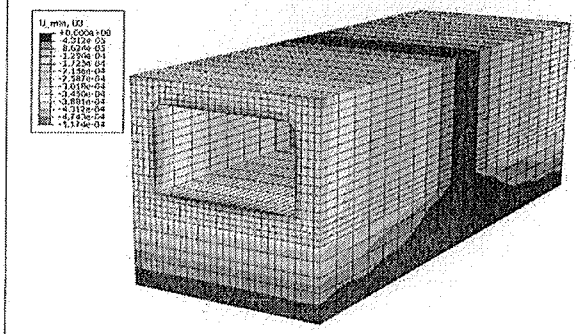
| 300일 | 360일 |
| --- | --- |
|  |  |

- 시간이력 곡선

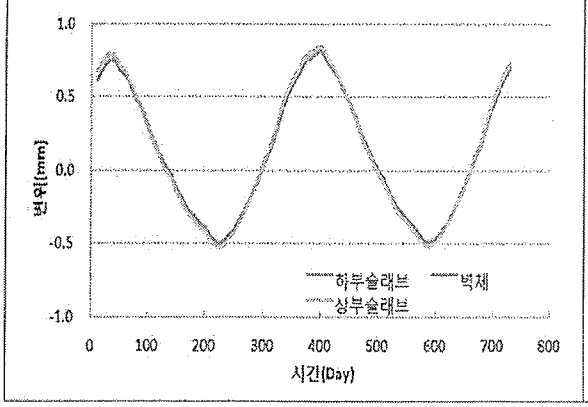
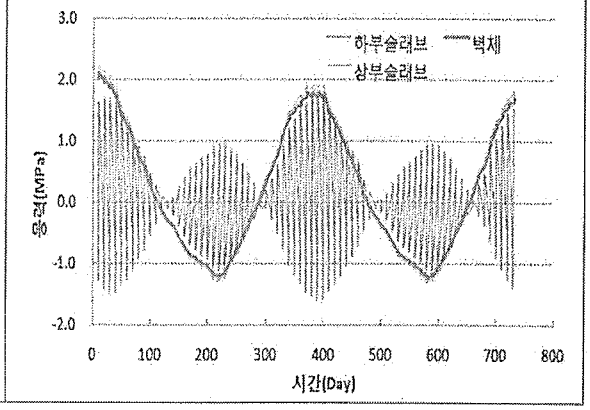
| 변위-시간이력 곡선 | 응력-시간이력 곡선 |
| --- | --- |
|  |  |

2) RAMP 1련BOX

| 응력분포(최대) | 응력분포(최소) |
|---|---|
|  |  |

| 변위분포(최대) | 변위분포(최소) |
|---|---|
|  |  |

- 시간이력 곡선

| 변위-시간이력 곡선 | 응력-시간이력 곡선 |
|---|---|
|  |  |

## 1.5 검토 결과

(1) 검토 기준

- 콘크리트 설계기준강도 fck = 27 MPa
- 콘크리트의 허용 압축응력 : fca = 0.25fck = 6.75MPa
- 콘크리트의 허용 인장응력(파괴계수) : ftcr = 0.63√fck = 3.27MPa

(2) 해석 결과

| 구분 | | 최대 변위량 | | 압축 응력 | | | 인장 응력 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 신장량 (mm) | 수축량 (mm) | 발생응력 (MPa) | 허용응력 (MPa) | 판정 | 발생응력 (MPa) | 허용응력 (MPa) | 판정 |
| 영업소 | 20m | 0.878 | 0.563 | 1.634 | 6.750 | O.K | 2.055 | 3.270 | O.K |
| RAMP 1련BOX | 40m | 0.843 | 0.517 | 1.433 | 6.750 | O.K | 2.288 | 3.270 | O.K |

(3) 검토 결과

- 온도변화 및 건조수축에 의한 영업소와 RAMP BOX구조물의 응력은 허용응력 이내로 발생
- 각 BOX 구조물에 온도철근을 배근하여 인장력에 대한 구조 안전성 확보
- 수평방향 최대 변위량을 기초로 지하차도 구조 계획시 최대 변위량 이상의 신축유간 확보

# 7.3 내구성 검토

## 1. 내구성설계

### 1.1 개요

일반적으로 내구성 설계라 함은 설계 열화 인자에 대해 계획 내구 수명 기간 내에는 콘크리트 구조물이 허용 열화 상태를 넘지 않도록 하는 것을 목표로 하며, 가능한 한 열화 현상이 발생하지 않도록 설계, 시공하는 것이 기본이다. 목표 내구 수명은 구조물의 설계자, 사용자, 소유자 등이 구조물의 용도, 기능 등의 요구 조건에 의해 결정되는 수명이며, 이에 기초하여 구조물 계획시에 정해지는 구조물 또는 구성 요소의 내구 수명을 계획 내구 수명이라 한다.

구조물의 설계에는 강도 및 안전성의 요건은 명확히 규정되어 있으나 구조물의 내구성 및 내구년한에 대한 고려는 거의 전무한 실정으로 구조물의 설계수명기간을 확보할 수 있는 내구년한을 고려한 설계를 실시하여 효율적인 유지관리가 될 수 있도록 하여야 한다. 국내의 경우 콘크리트 구조설계기준 도로교 설계기준에 내구성 확보를 위한 개념적인 기준은 제시되어 있으나 정량적인 내구년한의 산정을 통한 내구성 설계방안은 아직 확립되어 있지 않으며 일본은 토목학회 및 콘크리트 공학협회에서 제시한 내구성 설계지침(안)을 통해 정량적인 내구성 설계방안을 제시하고 있으나 아직 설계시방 기준으로 명확히 제시하는 단계에 이르지 못하고 있다.
내구수명을 만족시키기 위하여 콘크리트 구조설계 기준 강도를 높이거나 피복 두께를 늘리며 열화 원인을 차단하는 방법이 주로 사용되고 있다.

### 1.2 정량적 내구성 설계법에 따른 내구성 검토

(1) 내구성 설계 시스템

내구설계시스템은 정량적인 구조 안전성 설계와 같이 외력과 이에 저항하는 내력의 비교로서 평가하는 방법이 다양한 내구적 영향인자를 하나의 정량화된 수치로 통일시킬 수 있는 장점이 있다. 또 콘크리트 구조물의 내구성은 재료, 설계, 시공의 한 분야에서 다룰 수 있는 사항이 아니므로 재료의 산정에서 준공에 이르는 전 과정이 포함되어야 하며 특히 시공분야의 인적요인 등 다양한 항목들이 포함되어야 한다. 본 과업에 대한 목표 내구수명은 구조물의 종류 및 기능, 규모 및 중요도, 경제성, 유지관리의 난이도를 고려하여 평가할 수 있다. 사회적으로는 대단위 기반시설물이고, 경제적인 중요도에서 열화, 손상 등의 유지보수에 따른 경제적인 손실이 큰 구조물이며 유지관리의 난이도 측면에서도 보수 및 보강이 어려운 고속도로구조물로 평가되므로 높은 내구성을 요하는 구조물이다. 각국의 시설물 내구수명에 대한 분석을 통하여 100년의 목표 내구수명을 가지도록 하는 것이 바람직하며 이렇게 장기간의 내구수명 동안 소요내구성능을 유지하기 위해서는 안전측의 설계시스템이 우선시 되어야 하므로 아래와 같이 내구설계시스템을 구성하였다.

1) 내구성 판정 방침

부재 각부의 내구성은 내구지수($D_T$)와 환경지수($E_T$)를 정의하여 다음 식에 의해 정량적으로 판정하며, 모든 부재가 다음 식을 만족하면 구조물은 내구적이라고 판단한다.

$$D_T \geq E_T$$

여기서, $D_T$ : 구조물의 내구지수

$E_T$ : 구조물의 노출환경을 고려한 환경지수

① 환경지수

구조물이 놓여있는 환경 조건 및 요구되는 maintenance free기간을 고려하여 정하는 지수이다.

환경지수 평가식 $E_T = E_O + \sum \Delta E_T$

$E_O$ = 구조물이 놓여 있는 표준환경지수

$\Delta E_T$ = 염해, 동해, 황산염야의 환경지수 증분치

② 내구지수의 평가

내구지수의 구성은 영향인자의 선별과 그룹화를 통해서 이루어지고 있으며 각 인자들의 중복이나 누락을 피하고 한 분야로 과다하게 내구지수가 집중되는 것을 방지하도록 내구항목에 최대값과 최소값을 규정짓고 있다. 구조물이 가지고 있는 기본내구지수와 재료분야, 시공분야의 분야의 3개 분야로 나누어 내구지수 증분치를 나타내어 내구적 저항에 유리하면 +, 불리하면 -를 가지도록 하였고 이때 각 분야의 항목은 서로 중복되거나 간과되지 않도록 조정하였다.

내구지수 평가식 $D_T = D_O + \sum \Delta D_T$

$D_O$ = 구조물이 가지고 있는 기본내구지수

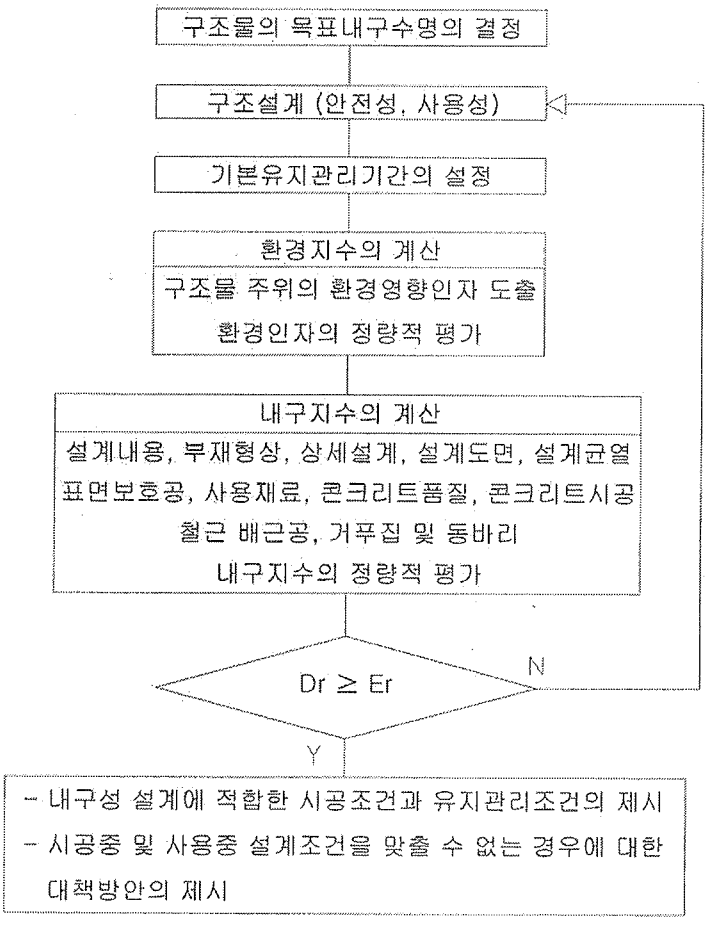
$\Delta D_T$ = 재료, 설계, 시공분야의 내구지수 증분치

(2) 설계조건

1) 구조물가설 위치의 환경조건

- 가설 위치 : 서울
- 목표내구수명 : 100년
- 노출환경조건(서울기상청 자료) : 년평균기온 12.5℃, 년평균상대습도 64.4%
  동해일수 : 0일
  평균$CO_2$농도 : 392.5ppm(2009년, 기후변화정보센터)

2) 콘크리트 구조물의 내구성 설계과정



(3) 내구성 검토

1) 하부슬래브

· 내구성 설계모델의 기본식

콘크리트 구조물의 내구성에 대한 검토는 목표 내구수명에서 부재 각 부분의 내구지수($D_T$)가 환경지수 ($E_T$)이상인 것을 검토함으로서 확인함

$D_T \geq E_T$

목표내구년한 : 100년

$E_T$ : 구조물의 환경지수

$D_T$ : 구조물의 내구지수

·환경지수산정

$E_T = E_S + \Sigma\Delta E_T$

$E_T$ : 구조물의 환경지수, $E_S$ : 표준 환경지수, $\Delta E_T$ : 환경지수 증분치

① 대상 구조물의 환경지수의 산정

| 구 분 | 표준환경 지 수 | 환경지수 증분치 | | | | 환경 지수합 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 염해 | 중성화 | 동해 | 황산염 | | |
| 하부슬래브 | 128 | 0 | 30 | 0 | 0 | 158 | |

② 대상구조물의 내구지수 산정

·실제 구조물에 적용된 배합표

| 시멘트의 종 류 | 배합강도 (MPa) | 물-시멘트비 (W/C,%) | 단위수량 (kg) | Gmax (mm) | 슬럼프 (mm) | 염화물 함유량 (kg) | 굵은골재 흡수율 (%) | 잔골재 흡수율 (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3성분계시멘트 | 27 | 45 | 166 | 25 | 15 | 0.3 | 0.8 | 1.0 |

·재료분야의 내구지수 증분치

| 재료 분야 | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|
| 1. 시멘트의 종류 | 혼합시멘트 | 10 |
| 2. 골재의 흡수율 | 잔골재 1.0%, 굵은골재 0.8% | 2.8 |
| 3. 골재의 입도 | 골재의 입도 만족 | 0 |
| 4. 혼화재의 종류 | 팽창재를 적절하게 사용했을 경우 | 10 |
| 5. 유동성 및 재료 분리 저항성 | 부재의 최소치수 14.25m, 1회 타설 높이 1.6m, 균일 단면 | 21 |
| | 슬럼프 150mm, 유동성 :16 재료분리저항성: 5 | |
| 6. 물-시멘트비 | 45% | 10 |
| 7. 단위수량 | 166 kg/$m^3$ | -6 |
| 8. 염화물 함량 | 0.3 kg/$m^3$ | 1 |
| 9. 콘크리트 제품의 생산체계 | 일반적인 경우, 잔골재의 표면수량 관리±0.5 | 16 |
| | 계측기록장치, 믹서사용, 저장시설, 반죽질기관리 | |
| 내구 지수 증분치 합(재료분야) | | 64 |

·설계분야의 내구지수 증분치

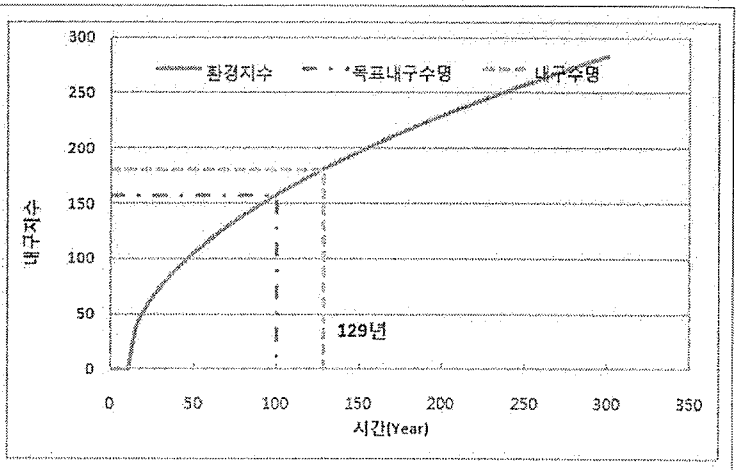
| 설계 분야 | | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|---|
| 1. 주임 기술자의 수준 | | 설계경력 12년, 자격증 있음. | 6 |
| 2. 철근의 덮개 | | 철근 덮개 6.4cm | 11 |
| 3. 배근의 세부사항 | | 1단 배근, 순간격 93mm, 굵은골재 최대치수 25 | 3 |
| 4. 가외 철근비 | | 0.3% | 8 |
| 5. 시공 이음 | 시공방법 | 수평이음 | -6 |
| | 신구콘크리트처리 | 샌드블라스트 또는 치핑후 고압공기 또는 물로 세척 | |
| 6. 설계도면의 명시 여부 | | 덮개가 명확, 시공이음부 명시, 배근도 명시 | 0 |
| 7. 온도균열지수 | | 1.2 | 4 |
| 8. 허용균열폭의 검토 | | 균열폭/허용균열폭=0.65 | 19 |
| 9. 거푸집의 종류 | | 보통의 목재 거푸집 | 0 |
| 10. 표면보호재의 사용 | | 표면보호재 미사용 | 0 |
| 내구 지수 증분치 합(설계분야) | | | 44 |

·시공분야의 내구지수 증분치

| 설계 분야 | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|
| 1. 주임 기술자의 수준 | 1등급:시공기술사 | 15 |
| 2. 콘크리트 반입과정 | 반입장소에 원청기술자 상주, 배합현황을 현장도착시 확인 | 5 |
| 3. 운반, 타설, 성형과정 | 타설장소에 원청기술자 상주, 현장에서 거푸집 진동기 병용<br>자유낙하높이:1m, 최대타설속도 : 20m$^3$/h | 5 |
| 4. 표면마무리와 양생 | 보통의 습윤양생관리, 다지기(탬핑)할 경우<br>고로,플라이애쉬시멘트, 양생일수 10일 | 3 |
| 5. 철근의 가공 | 원치수의 정규제품을 사용 또는 가공형상 확인 작업수행 | 5 |
| 6. 철근의 조립 | 콘크리트 모르트재, 결속선을 반대방향으로 구부림 | 5 |
| 7. 거푸집공 | 녹방지한 인서트 사용 | 5 |
| 8. 동바리공 | 상기외의 강재동바리 | 0 |
| 9. 그라우트공 | - | 0 |
| 내구 지수 증분치 합(시공분야) | | 43 |

· 환경지수 : 158
· 대상구조물의 내구지수
  기본내구지수 : 30
  재 료 분 야 : 64
  설 계 분 야 : 44
  시 공 분 야 : 43
  내구지수의 합 : 181

  내구 안전율 : 1.21
· 내구수명
  129년 > 목표내구 수명(100년)



2) 벽체

· 내구성 설계모델의 기본식

콘크리트 구조물의 내구성에 대한 검토는 목표 내구수명에서 부재 각 부분의 내구지수($D_T$)가 환경지수 ($E_T$)이상인 것을 검토함으로서 확인함

$D_T \geq E_T$

목표내구년한 : 100년

$E_T$ : 구조물의 환경지수

$D_T$ : 구조물의 내구지수

·환경지수산정

$E_T = E_S + \Sigma \Delta E_T$

$E_T$ : 구조물의 환경지수, $E_S$ : 표준 환경지수, $\Delta E_T$ : 환경지수 증분치

① 대상 구조물의 환경지수의 산정

| 구 분 | 표준환경지 수 | 환경지수 증분치 | | | | 환경지수합 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 염해 | 중성화 | 동해 | 황산염 | | |
| 벽체 | 128 | 0 | 30 | 0 | 0 | 158 | |

② 대상구조물의 내구지수 산정

·실제 구조물에 적용된 배합표

| 시멘트의 종 류 | 배합강도 (MPa) | 물-시멘트비 (W/C,%) | 단위수량 (kg) | Gmax (mm) | 슬럼프 (mm) | 염화물 함유량 (kg) | 굵은골재 흡수율 (%) | 잔골재 흡수율 (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3성분계시멘트 | 27 | 45 | 166 | 25 | 15 | 0.3 | 0.8 | 1.0 |

·재료분야의 내구지수 증분치

| 재료 분야 | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|
| 1. 시멘트의 종류 | 혼합시멘트 | 10 |
| 2. 골재의 흡수율 | 잔골재 1.0%, 굵은골재 0.8% | 2.8 |
| 3. 골재의 입도 | 골재의 입도 만족 | 0 |
| 4. 혼화재의 종류 | 팽창재를 적절하게 사용했을 경우 | 10 |
| 5. 유동성 및 재료분리 저항성 | 부재의 최소치수 1.80m, 1회 타설 높이 2.75m, 균일 단면 | 16 |
| | 슬럼프 150mm, 유동성 :11 재료분리저항성: 5 | |
| 6. 물-시멘트비 | 45% | 10 |
| 7. 단위수량 | 166 kg/$m^3$ | -6 |
| 8. 염화물 함량 | 0.3 kg/$m^3$ | 1 |
| 9. 콘크리트 제품의 생산체계 | 일반적인 경우, 잔골재의 표면수량 관리±0.5 | 16 |
| | 계측기록장치, 믹서사용, 저장시설, 반족질기관리 | |
| 내구 지수 증분치 합(재료분야) | | 60 |

·설계분야의 내구지수 증분치

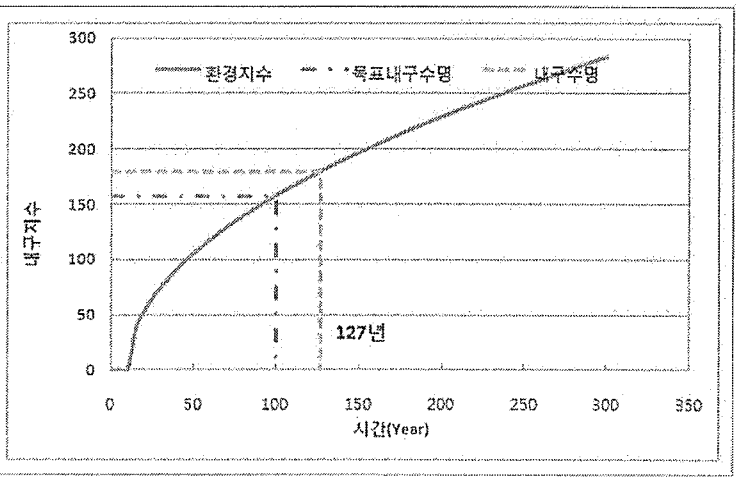
| 설계 분야 | | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|---|
| 1. 주임 기술자의 수준 | | 설계경력 12년, 자격증 있음. | 6 |
| 2. 철근의 덮개 | | 철근 덮개 6.4cm | 11 |
| 3. 배근의 세부사항 | | 1단 배근, 순간격 93mm, 굵은골재 최대치수 25 | 3 |
| 4. 가외 철근비 | | 0.3% | 8 |
| 5. 시공이음 | 시공방법 | 연직이음 | -3 |
| | 신구콘크리트처리 | 샌드블라스트 또는 치핑후 고압공기 또는 물로 세척 | |
| 6. 설계도면의 명시 여부 | | 덮개가 명확, 시공이음부 명시, 배근도 명시 | 0 |
| 7. 온도균열지수 | | 1.2 | 4 |
| 8. 허용균열폭의 검토 | | 균열폭/허용균열폭=0.65 | 19 |
| 9. 거푸집의 종류 | | 보통의 목재 거푸집 | 0 |
| 10. 표면보호재의 사용 | | 표면보호재 미사용 | 0 |
| 내구 지수 증분치 합(설계분야) | | | 47 |

·시공분야의 내구지수 증분치

| 설계 분야 | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|
| 1. 주임 기술자의 수준 | 1등급:시공기술사 | 15 |
| 2. 콘크리트 반입과정 | 반입장소에 원청기술자 상주, 배합현황을 현장도착시 확인 | 5 |
| 3. 운반, 타설, 성형과정 | 타설장소에 원청기술자 상주, 현장에서 거푸집 진동기 병용<br>자유낙하높이:1m, 최대타설속도 : 20m$^3$/h | 5 |
| 4. 표면마무리와 양생 | 보통의 습윤양생관리, 다지기(탬핑)할 경우<br>고로,플라이애쉬시멘트, 양생일수 10일 | 3 |
| 5. 철근의 가공 | 원치수의 정규제품을 사용 또는 가공형상 확인 작업수행 | 5 |
| 6. 철근의 조립 | 콘크리트 모르트재, 결속선을 반대방향으로 구부림 | 5 |
| 7. 거푸집공 | 녹방지한 인서트 사용 | 5 |
| 8. 동바리공 | 상기외의 강재동바리 | 0 |
| 9. 그라우트공 | - | 0 |
| 내구 지수 증분치 합(시공분야) | | 43 |

· 환경지수 : 158
· 대상구조물의 내구지수
  기본내구지수 : 30
  재 료 분 야 : 60
  설 계 분 야 : 47
  시 공 분 야 : 43
  내구지수의 합 : 179

  내구 안전율 : 1.13
· 내구수명
  127년 > 목표내구 수명(100년)



3) 상부슬래브

① 대상 구조물의 환경지수의 산정

| 구 분 | 표준환경 지 수 | 환경지수 증분치 | | | | 환경 지수합 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 염해 | 중성화 | 동해 | 황산염 | | |
| 상부슬래브 | 128 | 0 | 30 | 0 | 0 | 158 | |

② 대상구조물의 내구지수 산정

·실제 구조물에 적용된 배합표

| 시멘트의 종 류 | 배합강도 (MPa) | 물-시멘트비 (W/C,%) | 단위수량 (kg) | Gmax (mm) | 슬럼프 (mm) | 염화물 함유량 (kg) | 굵은골재 흡수율 (%) | 잔골재 흡수율 (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3성분계시멘트 | 27 | 45 | 166 | 25 | 15 | 0.3 | 0.8 | 1.0 |

·재료분야의 내구지수 증분치

| 재료 분야 | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|
| 1. 시멘트의 종류 | 혼합시멘트 | 10 |
| 2. 골재의 흡수율 | 잔골재 1.0%, 굵은골재 0.8% | 2.8 |
| 3. 골재의 입도 | 골재의 입도 만족 | 0 |
| 4. 혼화재의 종류 | 팽창재를 적절하게 사용했을 경우 | 10 |
| 5. 유동성 및 재료 분리 저항성 | 부재의 최소치수 14.25m, 1회 타설 높이 1.6m, 균일 단면 | 21 |
| | 슬럼프 150mm, 유동성 :16 재료분리저항성: 5 | |
| 6. 물-시멘트비 | 45% | 10 |
| 7. 단위수량 | 166 kg/$m^3$ | -6 |
| 8. 염화물 함량 | 0.3 kg/$m^3$ | 1 |
| 9. 콘크리트 제품의 생산체계 | 일반적인 경우, 잔골재의 표면수량 관리±0.5 | 16 |
| | 계측기록장치, 믹서사용, 저장시설, 반죽질기관리 | |
| 내구 지수 증분치 합(재료분야) | | 64 |

·설계분야의 내구지수 증분치

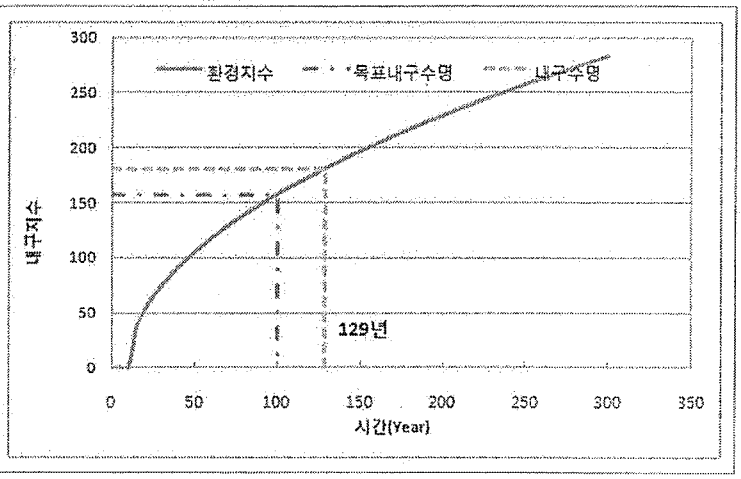
| 설계 분야 | | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|---|
| 1. 주임 기술자의 수준 | | 설계경력 12년, 자격증 있음. | 6 |
| 2. 철근의 덮개 | | 철근 덮개 6.4cm | 11 |
| 3. 배근의 세부사항 | | 1단 배근, 순간격 93mm, 굵은골재 최대치수 25 | 3 |
| 4. 가외 철근비 | | 0.3% | 8 |
| 5. 시공 이음 | 시공방법 | 수평이음 | -6 |
| | 신구콘크리트처리 | 샌드블라스트 또는 치핑후 고압공기 또는 물로 세척 | |
| 6. 설계도면의 명시 여부 | | 덮개가 명확, 시공이음부 명시, 배근도 명시 | 0 |
| 7. 온도균열지수 | | 1.2 | 4 |
| 8. 허용균열폭의 검토 | | 균열폭/허용균열폭=0.65 | 19 |
| 9. 거푸집의 종류 | | 보통의 목재 거푸집 | 0 |
| 10. 표면보호재의 사용 | | 표면보호재 미사용 | 0 |
| 내구 지수 증분치 합(설계분야) | | | 44 |

·시공분야의 내구지수 증분치

| 설계 분야 | 기 준 | 내구지수 |
|---|---|---|
| 1. 주임 기술자의 수준 | 1등급:시공기술사 | 15 |
| 2. 콘크리트 반입과정 | 반입장소에 원청기술자 상주, 배합현황을 현장도착시 확인 | 5 |
| 3. 운반, 타설, 성형과정 | 타설장소에 원청기술자 상주, 현장에서 거푸집 진동기 병용<br>자유낙하높이:1m, 최대타설속도 : 20m$^3$/h | 5 |
| 4. 표면마무리와 양생 | 보통의 습윤양생관리, 다지기(탬핑)할 경우<br>고로,플라이애쉬시멘트, 양생일수 10일 | 3 |
| 5. 철근의 가공 | 원치수의 정규제품을 사용 또는 가공형상 확인 작업수행 | 5 |
| 6. 철근의 조립 | 콘크리트 모르트재, 결속선을 반대방향으로 구부림 | 5 |
| 7. 거푸집공 | 녹방지한 인서트 사용 | 5 |
| 8. 동바리공 | 상기외의 강재동바리 | 0 |
| 9. 그라우트공 | - | 0 |
| 내구 지수 증분치 합(시공분야) | | 43 |

· 환경지수 : 158
· 대상구조물의 내구지수
  기본내구지수 : 30
  재 료 분 야 : 64
  설 계 분 야 : 44
  시 공 분 야 : 43
  내구지수의 합 : 181

  내구 안전율 : 1.21
· 내구수명
  129년 > 목표내구 수명(100년)




## 1.3 결론

본 과업구간에 가설되는 구조물은 내구지수에 근거한 정량적 내구성 설계 기법을 적용하여 대상 구조물의 내구성 검토를 수행하였다.

내구성을 만족하기 위한 주요 검토 내용을 정리하면 다음과 같다.

① 내구성 증진을 위해 원재료의 품질과 양호한 시공여건 확보 및 고품질 시공을 수행하여야 한다.

② 콘크리트 배합의 시멘트량 및 물-시멘트비는 내구성 콘크리트로서의 요구사항을 만족하고 있다.

③ 대상 구조물은 3성분계 시멘트를 사용하여 정량적 내구성설계의 내구수명이 목표내구년한 100년을 만족한다.

1련 BOX의 하부슬래브 129년, 벽체 127년, 상부슬래브 129년이다.

따라서 정량적 내구성설계에 의한 내구성검토를 모두 만족하는 3성분계시멘트를 적용하여 구조물의 내구성을 확보하였다.

# 7.4 내화안전성 검토

## 1. 내화 안전성 검토

### 1.1 해석 개요

콘크리트가 열에 노출될 경우 시멘트의 종류, 골재의 암질, 배합, 함수율, 재령에 따라 콘크리트의 재료특성이 달라지며, 화해를 입은 콘크리트는 수열조건에 따라 매우 복잡한 양상을 띤다. 콘크리트가 고온에 노출되면 온도에 따라 성질이 크게 변하며, 시멘트 경화체가 열에 노출되면 약 100℃ 까지는 특별한 변화가 없지만, 250~300℃에서는 $Al_2O_3$와 $Fe_2O_3$를 함유한 수화생성물이 탈수하고 수축하기 때문에 미세균열이 발생한다. 그리고 400~700℃가 되면 $Ca(OH)_2$도 탈수되어 CaO로 변화되기 때문에, 수분이 공급되면 팽창하여 붕괴한다. 고온에 노출된 콘크리트의 압축강도는 100℃정도까지는 상온시에 비하여 그다지 변화가 없으나, 200℃ 초과시 강도가 현저하게 저하되어 500℃ 에서의 강도는 상온의 1/2 까지 저하되는 경우도 있다.

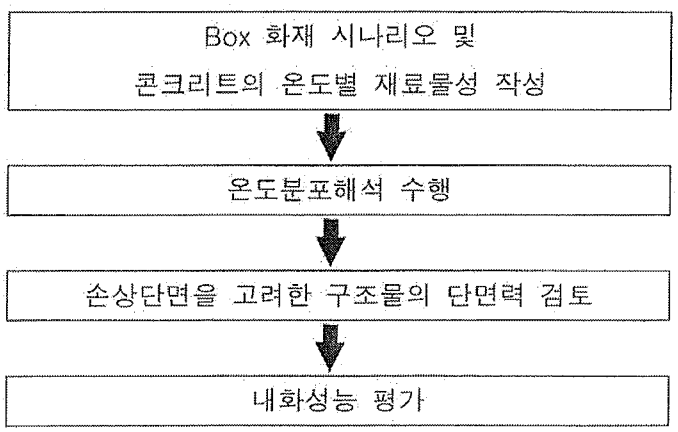
내화설계의 목적은 화재 발생 및 인명을 보호하고 피난 및 소방 활동의 안전성을 확보하는 것이다. 또한 인접건물이 화재확대 방지 및 구조적 안전성을 유지하고, 화재가 발생된 구조물 내의 구획기능을 확보하는 것이다.

본 과업은 지하차도 Box구조물에 화재 발생시 콘크리트 구조물이 화열지속시간 3시간(내화구조의 지정 및 관리기준)내에 붕괴되지 않도록 설계 및 시공함으로써 시민의 생명과 안전을 보호하는데 목적이 있다.

### 1.2 해석 절차

본 과업에서는 내화해석 기준에 의한 내화해석 시나리오를 작성하고 콘크리트의 온도별 재료물성 및 특성을 이용한 온도분포해석을 수행하고 상부슬래브 및 벽체의 손상깊이를 파악하여 화재후 손상단면에 의한 구조물의 안전성을 검토하였다.

본 과업에서 수행하고자 하는 Box구조물의 내화해석 및 안전성 평가 절차는 아래에 나타난 바와 같다.




< 내화해석 및 안전성 평가 절차 >

## 1.3 화재시 콘크리트 및 강재의 특성

### (1) 개 요

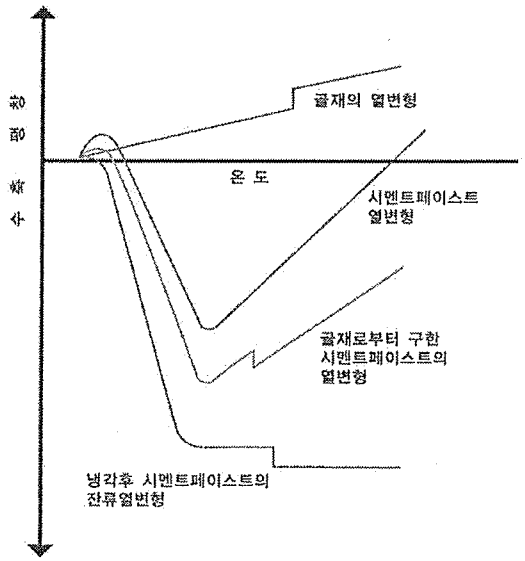
철근 및 콘크리트는 현재 사용되고 있는 구조재료 중에서 가장 내성이 풍부한 재료에 속한다. 화재시와 같은 1000℃정도의 고온에 일시적으로 노출되는 경우의 성질은 내화성이라 한다. 한편 공업용로 또는 원자력 용기 등과 같이 연속하여 고온에 노출되는 경우의 성질을 내열성이라 한다.

한편, 콘크리트가 열에 노출될 경우 시멘트의 종류, 골재의 암질, 배합, 함수율, 재령에 따라 콘크리트의 재료특성이 달라지며, 화해를 입은 콘크리트의 수열조건에 따라 매우 복잡한 양상을 띄게 된다고 알려져 있다. 열에 노출된 콘크리트 중의 수화생성물의 분해, 콘크리트의 압축강도, 탄성계수, 부착강도 및 기타 제물성의 변화와 철근의 물성변화를 고찰하면 다음과 같다.

### (2) 고열을 받은 콘크리트 구조물의 재료 특성

1) 수화생성물의 분해 및 색상변화

콘크리트가 고온에 노출되면 온도에 따라 성질이 크게 변화한다. 시멘트 경화체가 열을 받게되면, 약 100℃정도까지는 특별한 변화가 없지만, 250~350℃에서는 $Al_2O_3$와 $Fe_2O_3$를 함유한 수화생성물이 탈수하고, 수축하기 때문에 미세한 균열이 발생한다. 게다가 400~700℃가 되면 $Ca(OH)_2$도 탈수되어 CaO로 변화되기 때문에, 후에 수분이 공급되면 팽창하여 붕괴하게 된다. 모르타르와 콘크리트처럼, 골재가 포함되어 있는 경우에는 아래그림에 나타낸 것과 같이 가열에 의하여 시멘트 경화체는 수축하는 반면 골재가 팽창하기 때문에 내부응력이 발생하고, 골재의 종류에 따라서 폭열하여 콘크리트가 파괴하는 것도 있다.




< 시멘트페이스트의 열 변형 >

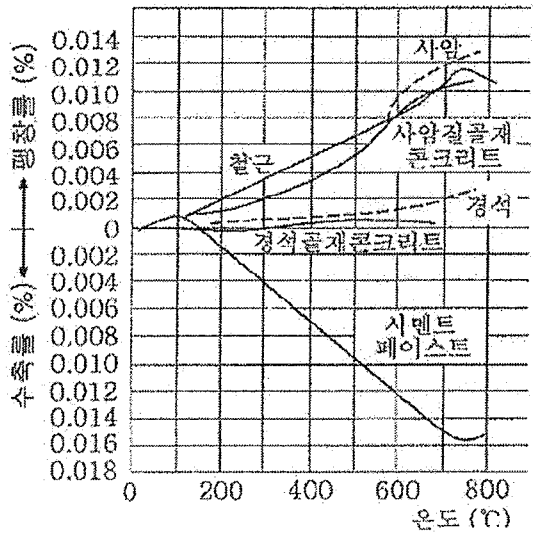
2) 균열

가. 외부균열

콘크리트는 고열을 받게되면 팽창하게 되며, 가열시 그 변형성상은 콘크리트의 구성 재료에 의해 지배된다. 아래 그림과 같이 시멘트페이스트와 골재는 80~90℃의 온도에서 모두 팽 창하게 되고, 약 110℃ 이상이 되면 골재는 팽창을 계속하는 것에 반해 시멘트페이스트는 수축하게 된다.

온도가 더욱 상승하고, 시간이 경과함에 따라 수분손실에 의한 수축과 열팽창이 동시에 진행되므로 시멘트와 골재의 열팽창계수에 따라 크게 영향을 받게 된다.

이러한 현상에 의하여 시멘트페이스트 및 골재와 시멘트페이스트의 경계면에 균열이 발생한다.




< 고열을 받은 시멘트페이스트, 골재, 콘크리트 및 철근의 열팽창 >

일반적으로 가열온도 800℃와 1,000℃에서는 균열이 뚜렷하지만 600℃에서는 균열이 미세하게 나타난다. 400℃와 200℃에서는 육안으로 균열을 식별하기 어렵다.

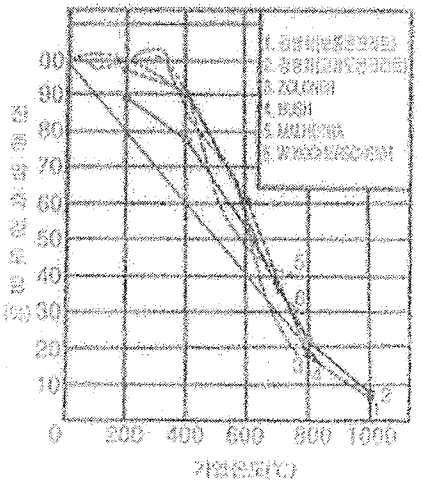
나. 내부균열

고열을 받은 콘크리트의 내부성상 및 균열을 주사형 전자현미경(SEM, Scanning Electron Microscope)으로 관찰하면, 800℃이상에서는 시멘트페이스트와 골재의 경계면 및 시멘트페이스트와 골재에서 모두 균열이 크게 나타났다. 600℃에서는 시멘트페이스트 자체와 골재와의 경계면에서 심한 균열이 나타났으나 골재에는 발생되지 않았다. 400℃에서는 경계면의 균열은 뚜렷하게 나타났으나 시멘트페이스트는 미세한 균열이 보이며, 200℃에서는 상온의 상태와 같이 균열이 발생되지 않았다. 따라서 콘크리트는 가열온도의 상승에 따라 내부균열이 심하게 발생된다.

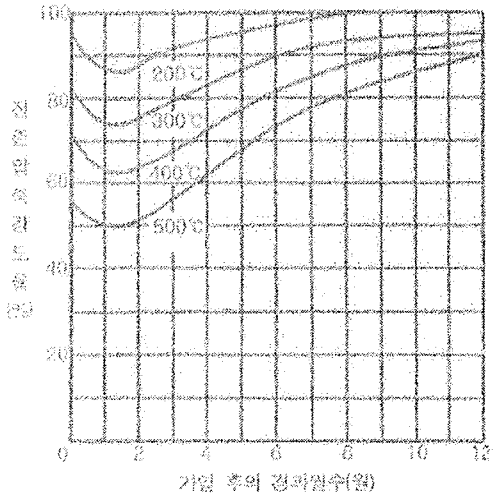
3) 압축강도

콘크리트는 압축강도에 저항하는 구조재료로 이용되므로, 각종 강도 특성 중에서도 고온 가열된 콘크리트의 압축강도의 변화는 매우 큰 관심을 갖는다. 또, 콘크리트의 압축강도는 다른 강도나 탄성계수와 상관성이 높고 콘크리트의 역학적 성질을 나타내는 종합지표로서 활용되고 있다. 고온에 노출된 콘크리트의 압축강도는 콘크리트 배합과 재료의 성질, 특히 골재의 성질에 의해서 크게 다르기 때문에 간단하게 서술 할 수 없지만, 일반적인 경향은 다음과 같다.

온도가 100℃정도까지는 상온의 경우에 비하여 그다지 변화가 없지만, 200℃를 초과하면 강도의 저하가 현저하게 되고, 온도가 500℃정도가 되면 강도는 상온의 경우의 1/2정도까지 저하되는 경우가 있다. 고온에 놓인 콘크리트의 탄성계수는 압축강도와 같이 온도가 높게 됨에 따라 저하량이 커지게 된다. 그러나 저하비율은 압축강도의 경우보다 크고, 온도가 400℃에서 상온에 비하여 약 30%, 500℃에서 20% 정도까지 저하된다고 알려져 있다.




< 압축강도 잔존율과 가열온도 >




< 열을 받은 콘크리트의 강도회복 >

잔존 압축강도율은 가열 개시 전(20℃)의 압축강도 결과치에 대해서 일정온도에서 가열이 완료된 후의 결과치와의 비로 나타낸다. 가열온도 20~800℃에서 1시간 가열하면 가열온도 200℃ 이하에서는 극단적인 압축강도저하를 확인할 수 있다. 또 가열 온도 400℃ 이상에서는 급격한 강도저하를 나타내며 약 700℃에서는 상온에서의 압축강도의 약 20~40%까지 저하한다. 이는 연구자에 따라 다소 차이는 보이고 있으나, 콘크리트가 화재에 의하여 고온 수열을 받게되면 압축강도는 크게 저하한다는 사실을 확인 할 수 있다. 보통 화재시 발생하는 온도는 대략 700~1,200℃로 추정되며 이 온도에서의 콘크리트는 구조적으로 매우 위험하게 된다. 또한, 저하된 압축강도는 화재 후 어느 정도의 기간이 경과되면 위그림과 같이 압축강도가 자연 회복되며, 수열 온도가 500℃ 이내면 어느 정도로 재사용이 가능한 상태로 회복된다.

4) 인장강도

철근 콘크리트 부재에서는 콘크리트의 인장강도를 무시해서 설계되므로 구조설계상 콘크리트의 인장강도가 문제가 되는 일은 드물다. 그러나 구조물에 따라서는 기능유지 및 내구성의 관점에서 균열의 발생이 문제가 되는 경우도 있고, 부재에 작용하는 열응력이나 고온가열로 생기는 변형에 대한 평가와 더불어 인장강도의 평가도 중요하다.

인장강도는 압축강도에 비해 공시체 내부의 잠재적인 결함에 민감하므로 가열에 의한 영향을 보다 쉽게 받게 된다. 그림에서 알 수 있듯이 60℃에서 100℃ 정도의 가열온도 범위에서도 가열 개시 전의 인장강도의 60% 정도가 된다. 가열온도가 250℃ 이상이 되면 인장강도의 저하율이 급격히 커지는 것으로 보고되고 있다.

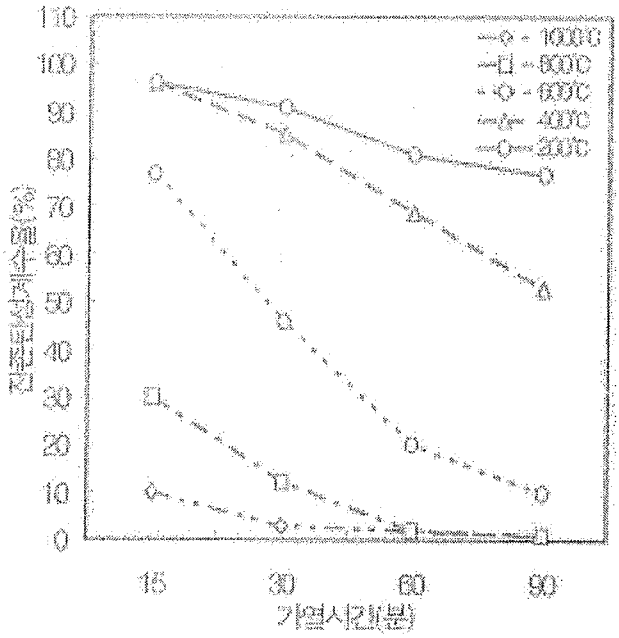
5) 부착강도

현재의 고온 가열된 콘크리트와 철근의 부착강도에 관한 자료는 거의 없는 실정이다. 부착강도는 가열 온도에 따라서 달라지며, 가열에 의한 콘크리트와 철근의 열팽창계수의 차이에 의해 부착의 일부가 파괴된다. 특히 적은 슬립량에서도 부착강도는 저하된다. 또 이형철근을 사용해서 부착 실험을 실시하면 슬립량은 커지지만 종국부착강도에는 큰 변화가 없다. 또한, 콘크리트가 고온 가열되면 시멘트 페이스트 부분과 골재와의 부착력에도 큰 영향을 받게 된다. 시멘트와 석회석 및 모르타르와 사암의 부착강도에 대해 실시한 시험에 의하면 이들의 부착강도는 오히려 시험시의 내부함수의 영향을 받는다고 보고되고 있다.

6) 정탄성계수

콘크리트가 가열되면 골재와 시멘트 페이스트 간의 열팽창률의 차에 의한 조직 이완이나 수분의 이동 증발에 기인한 물리적 및 화학적 변화가 일어나므로 탄성계수의 저하가 생긴다. 이 때문에 인장강도와 같이 탄성계수는 고온가열의 영향을 쉽게 받는다.

고온에 놓인 콘크리트의 탄성계수와 압축강도는 온도가 높아짐에 따라 저하량이 커지게 된다. 그러나 탄성계수의 저하비율은 압축강도의 경우보다 크고, 400℃의 온도에서는 약 30%, 500℃에서는 20% 정도까지 저하된다. 한편, 100℃ 이하에서는 상온에서의 정탄성계수의 약 70% 정도까지 감소한다. 가열 온도가 100℃ 이상의 범위에서는 탄성계수는 다른 특성에 비해 훨씬 저하가 뚜렷하고 가열 온도가 300℃가 되면 잔존 정탄성계수율은 약 40%에 이른다. 또한, 잔골재율에 따른 잔존 탄성계수율은 200℃와 600℃의 가열에서는 큰 차이를 보이지만 가열온도 800℃와 1,000℃에서는 잔골재율에 따른 잔존탄성계수는 거의 변화가 없다.




< 가열온도에 따른 잔존탄성계수율 >

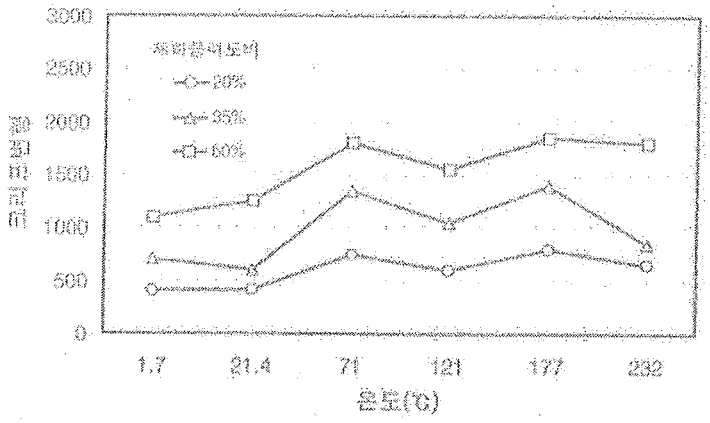
7) 크리프

콘크리트에 응력이 작용하면 팽창, 수축, 탄성계수 등이 변화하지만 크리프는 응력이 작용하지 않아도 시간이 경과함에 따라 그 변형이 증가하는 성질을 갖고 있다. 특히, 고온이 되면 크리프 변형은 커지는 경향이 있다.

Naaser이 각종의 온도조건 하에서 크리프 시험을 실시한 결과, 1.7~71℃의 온도 범위에서는 크리프 속도는 온도의 상승에 따라 증가하지만 71~230℃의 온도 범위가 되면 반대로 작아지는 경향을 나타낸다고 보고하고 있다. 또한 20~80℃의 온도 하에서 공시체의 밀봉조건을 변화시킨 크리프 시험을 실시하여 크리프에 미치는 온도의 영향이 수분의 증발속도의 차에 의한다는 것을 보고하고 있다.

가열 온도 50℃ 이하에서의 크리프 변형은 온도 증가에 따라 커진다. 가열 온도 20℃에서의 크리프 변형과 비교하면 약 1.5~2.5배가 되며, 가열 온도 80℃에서는 약 2.5~6배가 된다. 그러나 50~100℃의 온도 범위에 대한 실험 결과는 연구자에 따라 실험 결과치의 차이를 볼 수 있다.

Cruz는 고온에서 5시간의 크리프 시험에서 260℃에서의 크리프 변형은 상온에서의 크리프 변형보다 6.4배, 649℃에서는 32.6배의 크리프 변형이 커진다고 보고하고 있다. 또 일정한 온도조건에서는 크리프 변형은 지속 응력과 비례관계에 있다. 또한 회복 크리프는 크리프 변형에 비해서 현저히 작고 온도와 응력이 크기에 의존하지 않는다고 한다.




< 크리프 변형과 온도와의 관계 >

8) 열팽창

일반적으로 콘크리트가 가열되면 팽창하며 그 변형은 콘크리트의 구성재료에 의해 지배된다. 구성재료 중 시멘트 페이스트 및 골재는 80~90℃까지의 온도에서는 모두 팽창하지만 만약 110℃ 이상이 되면 골재는 팽창을 계속하는 것에 반해 시멘트 페이스트는 수축하게 된다. 이와 같은 고온 하에서는 수분증발에 의한 수축과 열팽창이 동시에 진행되므로 실제 그들의 효과를 분리해서 측정하기는 곤란하다. 일반적으로 상온의 온도범위에 있어서 콘크리트의 열팽창계수는 $7\sim12\times10^{6}$℃이다. 그리고, 콘크리트나 모르타르의 열팽창계수는 사용된 골재의 열팽창계수와 거의 비례한다.

또한, 中根은 강열온도 600℃까지의 선팽창률을 측정하여 일본건축학회구조계논문집에 발표하였다. 이 결과에서 20~100℃이하에서는 가열 온도에 따라 선팽창률이 수분의 증발에 의하여 급격히 감소하지만, 100~200℃의 범위에서는 선팽창률이 최소치를 보이며 이 이후의 온도에서는 급격하게 증가한다. 이는 가열에 따른 수분의 증발이 선팽창률에 큰 영향을 미치는 것을 보여주고 있다.

9) 밀도

콘크리트의 밀도는 골재의 밀도에 크게 관련되어 있고 특히 20~150℃의 온도 범위에서는 콘크리트의 함수율에도 큰 영향을 받는다. 수중양생 된 석회암 콘크리트는 20~150℃의 온도범위에서 $0.1Mg/m^3$의 밀도 변화가 생긴다. 습윤 상태의 석회암 콘크리트는 수열온도 150℃에서 600℃ 범위까지 밀도감소가 거의 없으나, 600~900℃의 범위에서 탄산화가 시작되어 종국적으로 매우 다공인 콘크리트가 된다(밀도는 약 $0.1Mg/m^3$). 더욱 가열하면 중량이 일정한 데 비하여 콘크리트는 팽창하고 밀도는 계속 감소하나 그 후 소결현상에 의하여 강도가 약간 증가한다. 융해하기 시작하면 밀도는 증가하면 결국 $2.2\sim2.6m^3$으로 된다. 규암질 골재를 사용한 콘크리트의 강도는 실온에서부터 700℃ 온도 범위까지 밀도가 급격하게 감소한다. 밀도의 초기 감소는 수분의 증발에 의해 결정되며 고온에서는 규암골재의 열팽창에 의해 밀도가 급격하게 저하한다.

10) 폭열

콘크리트는 화재와 같은 고열을 받게되면, 부재의 표면이 부분적으로 파편이 떨어지게 된다. 폭열은 콘크리트의 열전도율과 함수율이 클 경우, 급격한 고열에 의하여 나타나는 현상이다. 또한 폭열은 내부수분의 증기압, 열응력, 골재의 광물 특성, 시멘트의 밀실성, 가열 온도 및 가열 속도, 콘크리트의 재령 등 여러 요인이 복합적으로 영향을 미친다. 특히, 폭열 현상은 다음 4가지로 구분할 수 있다.

가. 파괴 폭열 : 부재의 표면으로부터 여러 개의 콘크리트 파편이 비산하는 폭열.
나. 국부 폭열 : 표면의 특별한 지점, 즉 모서리 등에서 콘크리트의 작은 파편이 비산하는 폭열.
다. 단면방향의 점진 폭열 : 단면이 단계적으로 파괴되는 폭열.
라. 박리 폭열 : 콘크리트의 표면 부분이 중력에 의해 벗겨지는 폭열

폭열의 영향 요인은 다음과 같다.

가. 함수량이 증가하면 폭열의 가능성이 높다.
나. 가열 온도가 높을수록, 가열 속도가 빠를수록 폭열의 가능성이 높다.
다. 외력이나 프리스트레스에 의한 압축응력은 폭열의 가능성을 높인다.
폭열은 구조부재의 압축 영역에 발생하는 것이 보통이다.
라. 부재의 두께가 두꺼울수록 폭열의 가능성이 높다.
마. 철근은 폭열의 위험성을 높게 한다.
바. 공극률이 증가하고 공극 직경이 작아지면 폭열의 가능성이 높다.

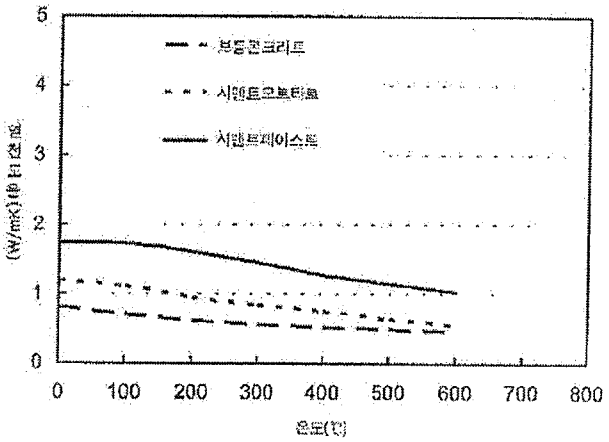
11) 열전도율

콘크리트의 열전도율은 구성재료의 열전도율에 의해 결정되며 시험시의 열전도율에 영향을 미치는 주 요인은 함수량, 골재의 종류, 배합 및 시멘트의 종류, 온도와 공기량 등에 따라 영향을 미치며 이들의 영향은 다음과 같다.

가. 열전도율은 거의 함수량에 비례하여 변한다. 함수량이 증가할수록 콘크리트의 열전도율은 높아지지만 가열시에는 수분의 증발에 의한 열전도율이 크게 저하한다.
나. 콘크리트의 열전도율은 골재의 열전도율과 밀접한 관계가 있다.
다. 자유수, 수화된 시멘트 및 골재의 체적은 콘크리트의 열전도율에 영향을 준다.
시멘트 페이스트는 골재보다 열전도율이 낮기 때문에 빈배합의 콘크리트는 열전도율이 낮다.

열전도율은 대체적으로 물질과 열의 이동에 의존하며, 콘크리트 내부에서 물리, 화학적 반응이 중요한 역할을 한다. 상온에서는 습윤 상태인 콘크리트의 열전도율이 매우 높다. 그 이유는 공극 내부에 수분이 채워져서 열전도율이 높아지기 때문이다. 가열 온도 100℃ 보

다 낮은 온도에서 콘크리트의 열전도율은 감소한다. 이는 물로 채워져 있던 공극이 부분적인 수분 증발에 의하여 벽체간의 열이동이 잘 이루어지지 않기 때문이다. 가열온도 300℃~400℃ 범위에서는 골재의 열전도율이 낮아짐에 따라 콘크리트의 열전도율은 더욱 감소한다. 가열 온도 400℃~600℃ 범위에서는 열전도율이 다소 상승하며, 800℃에서 융해 개시까지의 온도에서는 콘크리트의 열전도율이 매우 적다. 800℃~1,200℃에서 콘크리트의 열전도율이 약 0.1w/mk 정도 증가한다.

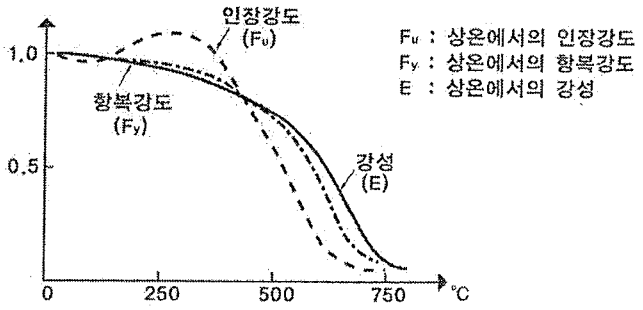



< 콘크리트의 열전도율 >

(3) 고온에 노출된 강재의 물성변화

강재의 경우 고온에 노출되는 상황은 화재가 발생한 경우나 용접을 시행할 때이며, 이러한 고온에서는 강도와 강성이 변화한다. 아래그림은 고온에서의 인장강도, 항복강도 및 강성의 변화를 나타낸 것이다. 약 130~200℃까지는 강재의 성질에 큰 변화가 일어나지 않지만 약 200℃를 초과하면 강재의 거동은 비선형적인 특성을 나타낸다. 온도가 증가함에 따라 강도와 강성이 저하되고 약 500℃ 이상에서는 심한 변화가 시작된다.

인장강도는 100~300℃ 사이에서 변형도 노화현상(strain aging)에 의해서 일시적으로 소폭 증가하는 특이한 현상을 보이나 그 이상의 온도에서는 강도가 감소하며 약 600℃ 정도에서 인장강도와 항복강도는 상온에서의 강도에 절반정도로 감소된다. 강성의 변화는 강재 변형과 직접적인 관계가 있으므로 매우 중요하다. 600℃ 정도에서는 강성은 상온에서의 60% 정도로 감소된다. 또한 온도가 250~300℃의 온도에서는 강재의 크리프(creep) 현상도 증가된다.




< 강재의 강도 및 강성과 온도와의 관계 >

## 1.4 화재해석 시나리오

### (1) 내화설계 규정

본 과업에서는 화열지속시간 3시간을 적용하여 내화설계를 수행하였으며, 내화설계와 관련된 국내외 규정을 정리하면 다음과 같다.

[표 ] 내화설계 관련 규정

| 구 분 | 관련규정 | 내 용 |
|---|---|---|
| 국 내 | 콘크리트 구조설계기준 | • 내화에 필요한 피복두께는 화열의 온도, 지속시간, 사용골재 등을 고려하여 정하는 것으로 부재별로 피복두께를 설정함. 그러나, 구체적인 설계방법은 제시하고 있지 않음 |
| | 내화구조의 지정 및 관리기준 | • 건축물에 관한 규정으로 지하구조물에 대해서는 언급 없음<br>• 화열지속시간은 최대 3시간으로 규정 |
| 국 외 | NFPA220 (미국방재협회) | • 지하철 구조물에 대해 최소 3시간 내화성능을 확보하도록 규정 |
| | ACI 216R-89 | • 사용 골재의 종류, 화열지속시간에 따른 콘크리트의 심도별 발생온도, 콘크리트와 철근의 강도감소를 정량적으로 제시<br>• 구체적인 설계방법을 제시 |
| | EUROCODE | • 철근 및 콘크리트의 재료특성, 발생온도에 따른 강도, 변형 산정<br>• 도표화된 계산방법 및 열전도 해석에 의한 진보된 해석모델 제시 |

[표 ] 부재별 내화설계 시간

| 부 재 | NFPA 220 | 건축법시행령 |
|---|---|---|
| 슬래브 | 2시간 | 2시간 |
| 거 더 | 3시간 | 3시간 |
| 기 둥 | 3시간 | 3시간 |

### (2) 온도가열곡선

내화설계시 가장 널리 사용되고 있는 온도가열 곡선은 ASTM E119과 ISO 834 이다. 주요 기준별로 제시하고 있는 온도가열 곡선은 다음과 같다.

- ISO 834 (ISO,1975)

$$T = 345\log_{10}(8t+1) + T_0$$

여기서, t : 시간 (분)

$T_0$ : 대기온도 (℃)

- ASTM E119 (ISO, 1975)

$$T = 750[1 - e^{-3.79553\sqrt{t_h}}] + 170.41\sqrt{t_h} + T_0$$

여기서, $t_h$ : 시간 (시)

$T_0$ : 대기온도 (℃)

- Eurocode (ECI, 1994)

• Hydrocarbon Fire

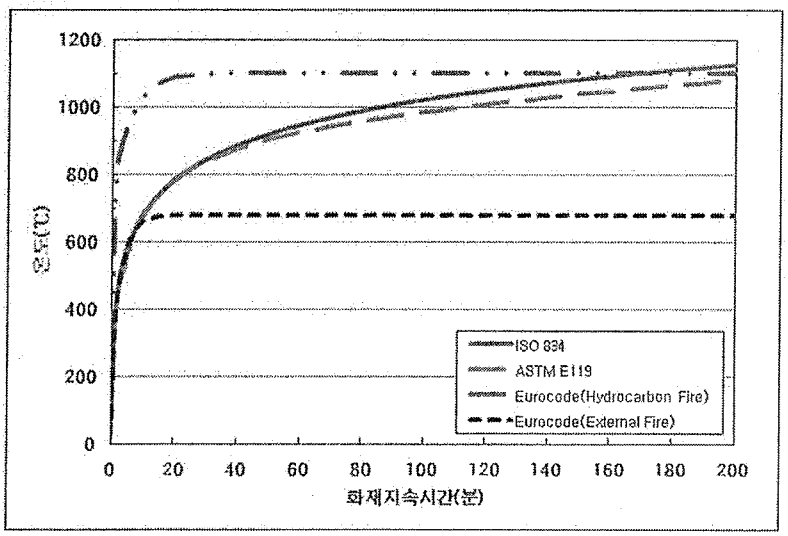
$$T = 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + T_0$$

• External Fire

$$T = 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) + T_0$$

여기서, t : 시간 (분)

$T_0$ : 대기온도 (℃)

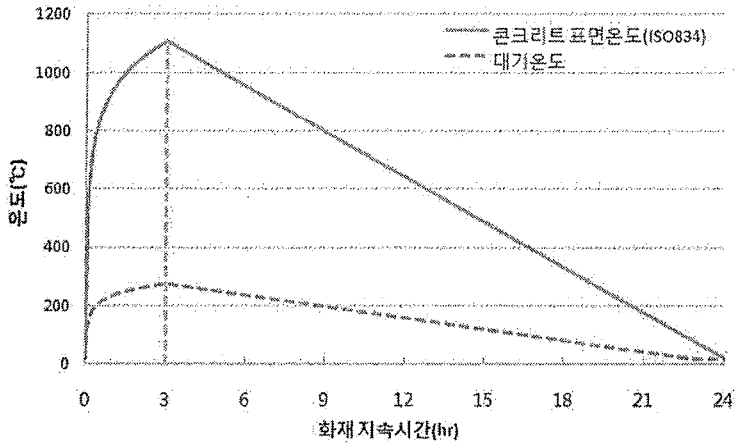



< 기준별 온도가열곡선 >

(3) 화재 발생 및 지속시간

본 과업에서는 ISO834 화재곡선을 적용하였으며, 화재전 대기온도는 20℃로 가정하였고, 화열지속시간을 3시간으로 적용시 최대 가열온도는 1109.7℃ 이다. 최대 가열온도인 1109.7℃ 도달 이후 24시간 까지 자연 냉각한 것으로 가정하였으며, 지하차도 Box구조물 내 대기 온도는 콘크리트 표면온도의 1/4로 가정하여 해석하였다.

본 과업에서 적용한 화재발생시 온도 및 지속시간의 관계는 다음 그림에 나타난 바와 같다.




<온도가열곡선>

(4) 화재 규모

터널의 화재규모는 연소 대상물의 규모(총열량)와 시간 경과(열출력)로 나타내는 것이 일반적이며, 이러한 화재규모를 설계 열출력(Design Fire)이라고 한다. 설계 열출력은 차종마다 다르고 적재 상황에 따라서도 다르다. 터널 화재와 관련해서 유럽에서는 EUREKA Project EU 499 FIRETUN 이라는 프로젝트가 1990년에서 4년 동안 진행되었다. 처음 2년간은 실험 위주로 약 20여 차례의 터널화재 모형실험이 실시되었으며, 나머지 2년 동안 이들 실험 결과에 대한 분석과 검토가 행해졌다. EUREKA Project EU499 FIRETUN 프로젝트의 열출력과 최고온도의 관계를 분석하였다. 따라서, 본 과업에 적용한 ISO834 온도분포곡선의 최고온도는 1110℃로 화재규모 열출력은 약 50MW 이상임을 알 수 있다.

(5) 해석재료 물성

본 과업에서 사용한 대기 온도(20.0℃ 가정) 상태에서의 콘크리트와 지반의 물성은 아래 표에 나타난 바와 같다. 지반 물성은 Box의 대부분을 둘러싸고 있는 지반층을 토사로 가정하여 해석을 수행하였다.

화재발생후 콘크리트의 온도변화에 따라 변화하는 열전도율과 비열을 해석에 고려하였으며, 이때 열전도율과 비열은 유로코드의 일반강도 콘크리트에 대한 공식을 적용하였다.

[표 ] 대기 온도에서의 콘크리트 물성

| 구분 | 단위 | 콘크리트 | 지반 |
|---|---|---|---|
| 열전도율 | W/℃ | 1.578 | 1.700 |
| 비열 | J/kg℃ | 900 | 710 |
| 대류계수 | $W/m^2 \cdot ℃$ | 14 | 14 |
| 밀도 | $kg/m^3$ | 2500 | 1800 |
| 압축강도 | MPa | 27 | - |
| 탄성계수 | MPa | 28693 | - |

- 열전도율

콘크리트의 열전도율($\lambda_c$)은 온도에 따라 변하며, 온도가 20℃에서 1200℃ 구간에서는 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

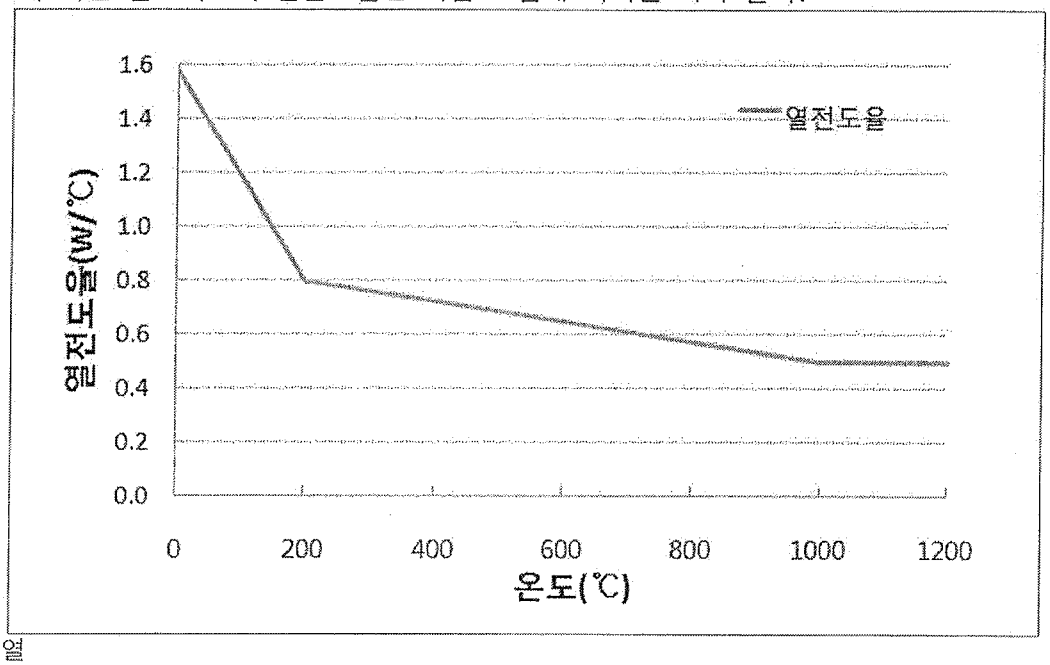
$$\lambda_c = 1.5 - 0.7\frac{(\theta - 20)}{180} \text{ (W/mK)}, \quad 20℃ \leq \theta \leq 200℃$$

$$\lambda_c = 0.8 - 0.3\frac{(\theta - 200)}{800} \text{ (W/mK)}, \quad 200℃ < \theta \leq 1000℃$$

$$\lambda_c = 0.5 \text{ (W/mK)}, \quad 1000℃ < \theta \leq 1200℃$$

여기서, $\theta$ : 온도

온도에 따른 콘크리트의 열전도율은 다음 그림에 나타난 바와 같다.




- 비열

콘크리트의 비열($C_c$)은 온도에 따라 변하며, 온도가 20℃에서 1200℃ 구간에서는 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$C_c = 900 \quad (J/kgK), \quad 20℃ < \theta \leq 100℃$$

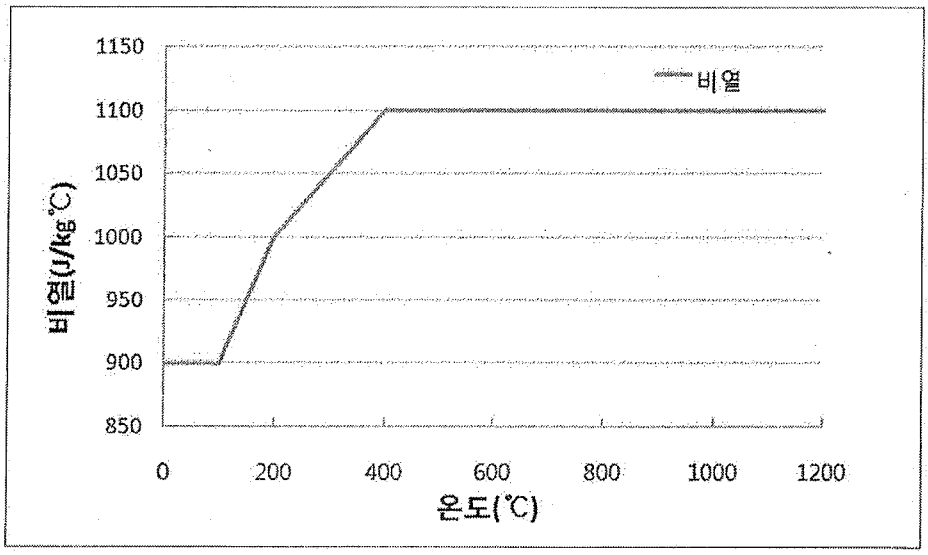
$$C_c = 900 + (\theta - 100) \quad (J/kgK), \quad 100℃ < \theta \leq 200℃$$

$$C_c = 1000 + \frac{(\theta - 200)}{2} \quad (J/kgK), \quad 200℃ < \theta \leq 400℃$$

$$C_c = 1100 \quad (J/kgK), \quad 400℃ < \theta \leq 1{,}200℃$$

여기서, $\theta$ : 온도

온도에 따른 콘크리트의 비열은 다음 그림에 나타난 바와 같다.



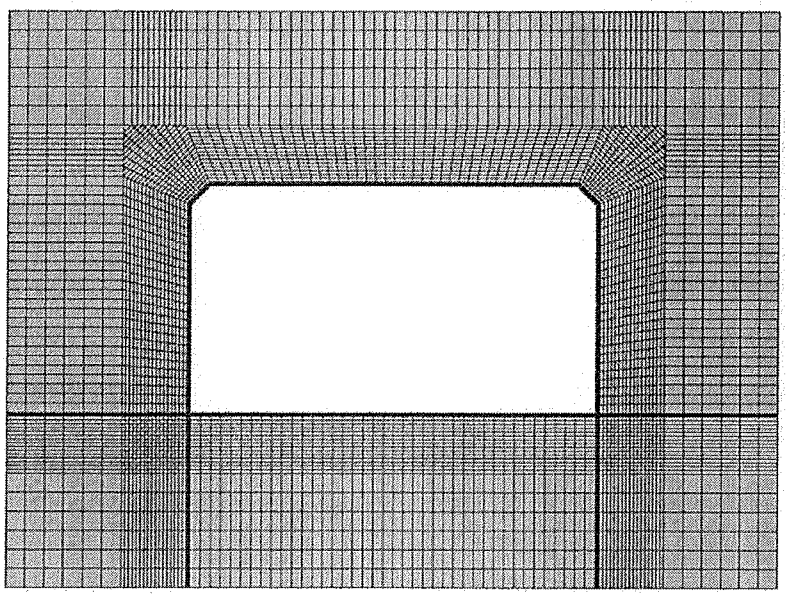

### 1.5 1련박스 온도분포해석

#### (1) 검토단면 및 해석모델

해석모델은 콘크리트와 철근의 열팽창계수가 거의 비슷하기 때문에 온도해석에서는 철근을 제외하고 콘크리트만을 고려하였다.

다음 그림에서 나타난 바와 같이 화재가 가해질 박스내부는 온도분포를 산출하기 위해 요소의 크기를 10mm간격으로 모델링 하였다.

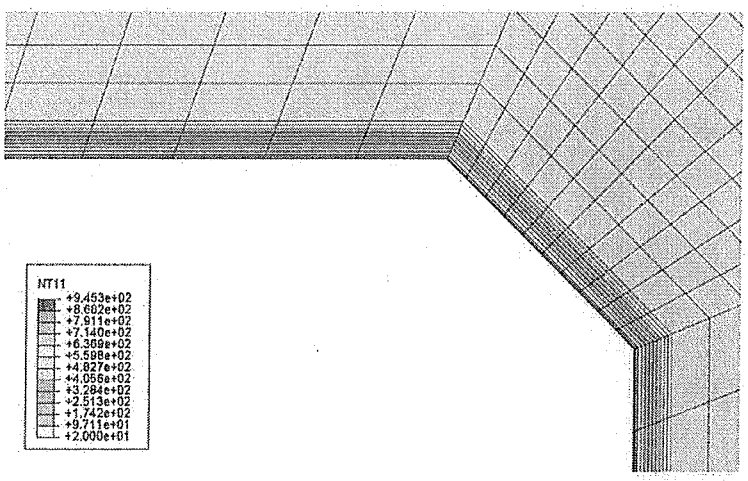
콘크리트 및 지반은 4절점 평면변형 요소를 사용하였다.



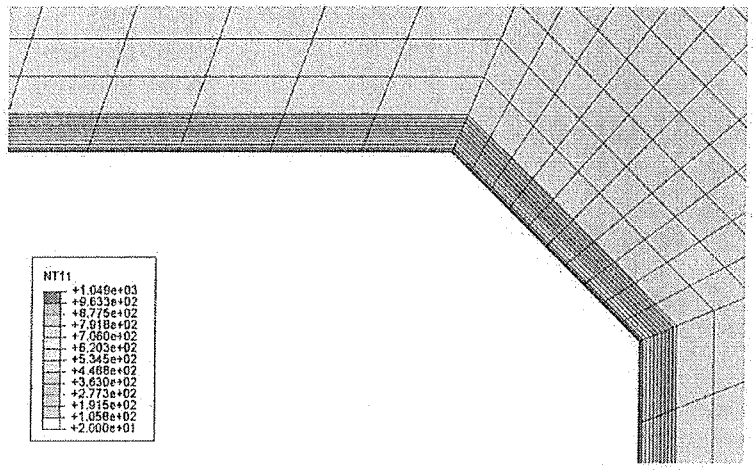
<해석 모델링>

(2) 해석결과

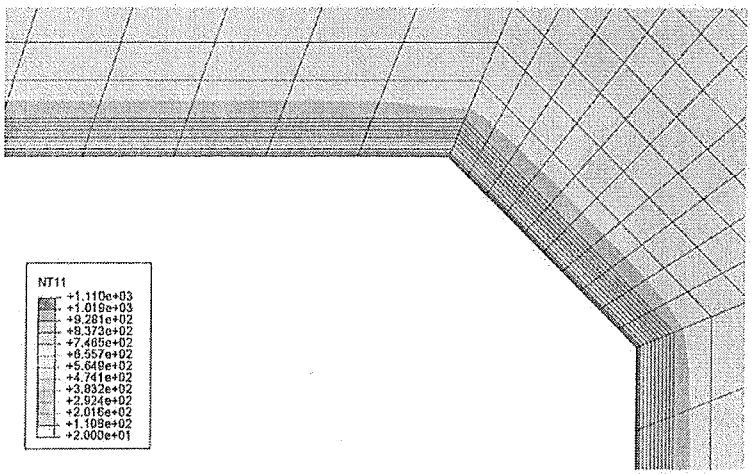
- 해석시간별 온도분포




<화재발생 1시간 경과>

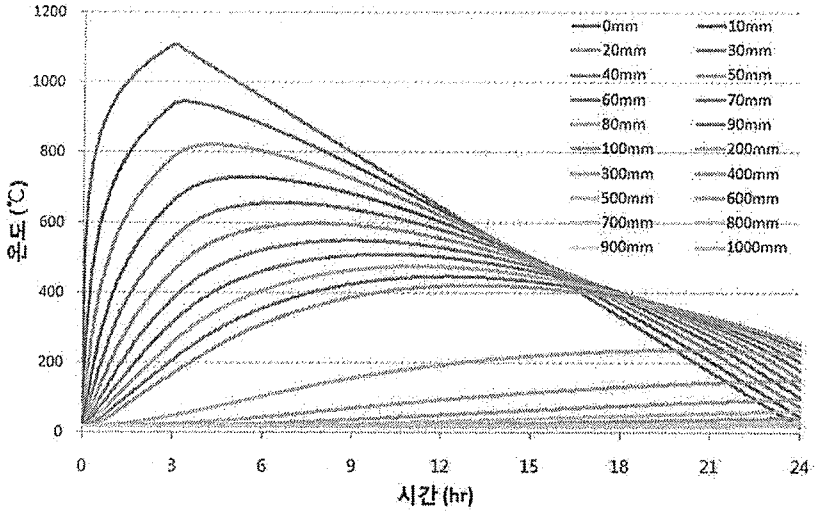



<화재발생 2시간 경과>

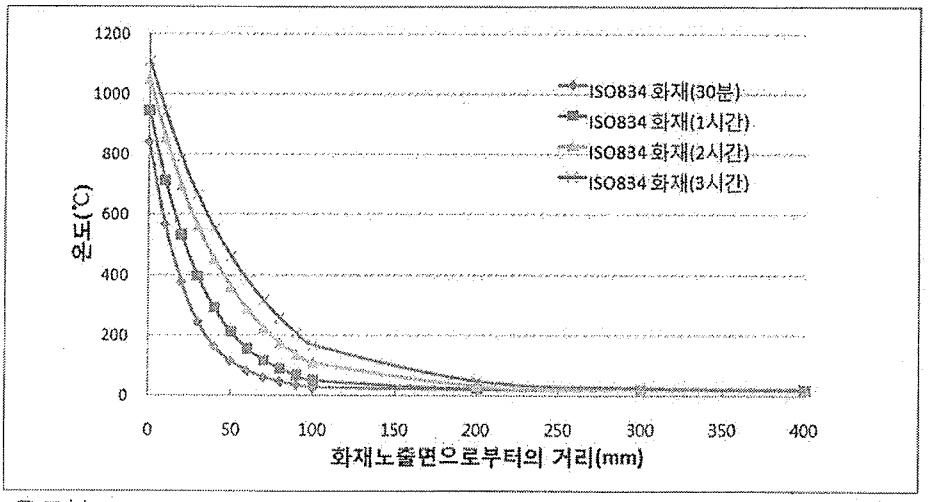



<화재발생 3시간 경과>

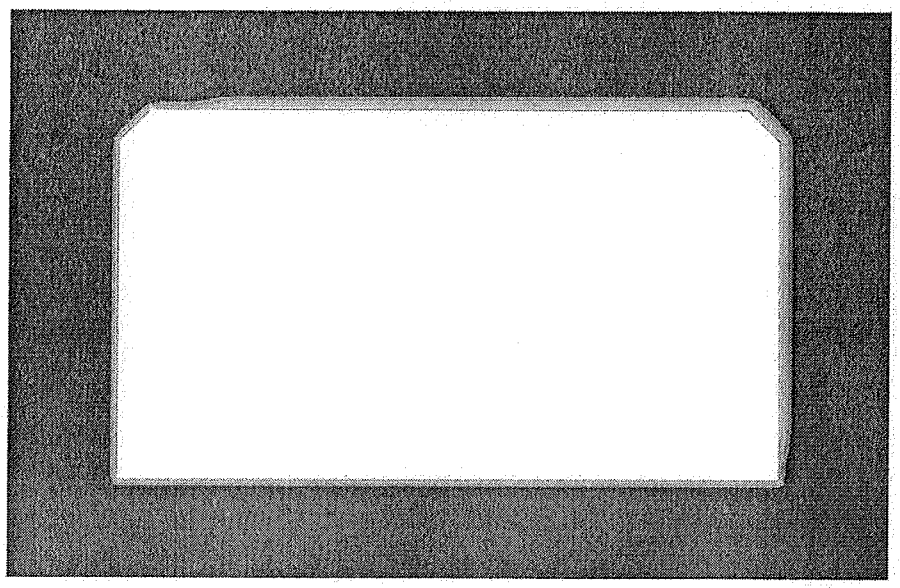
- 시간에 따른 깊이별 온도분포




- 해석시간별 온도분포




- 최대 온도분포



### 1.6 손상단면을 고려한 안전성 검토

화재에 노출된 콘크리트 표면부는 강도의 저하가 크게 발생하여 단면저항능력이 감소하게 되므로 단면 검토시 강도 감소를 고려하도록 한다.

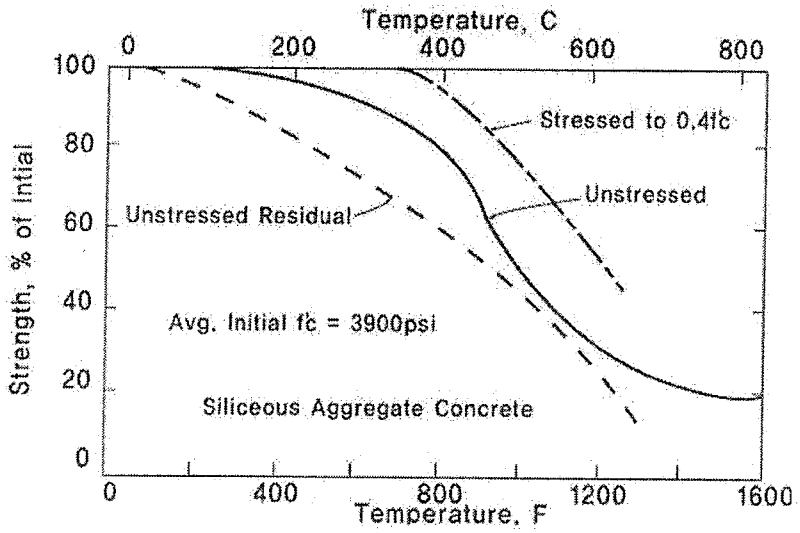
온도분포에 따라 위치마다 다른 콘크리트 강도의 차이를 엄밀히 고려하기에는 어려움이 있으므로 760℃를 초과하는 콘크리트 단면을 무시하고 있다.

따라서, 위의 온도분포 해석 결과를 이용하여 760℃를 초과하는 콘크리트 단면을 무시하고 깊이별 온도분포에 따라 철근과 콘크리트의 강도 감소율을 적용한다.

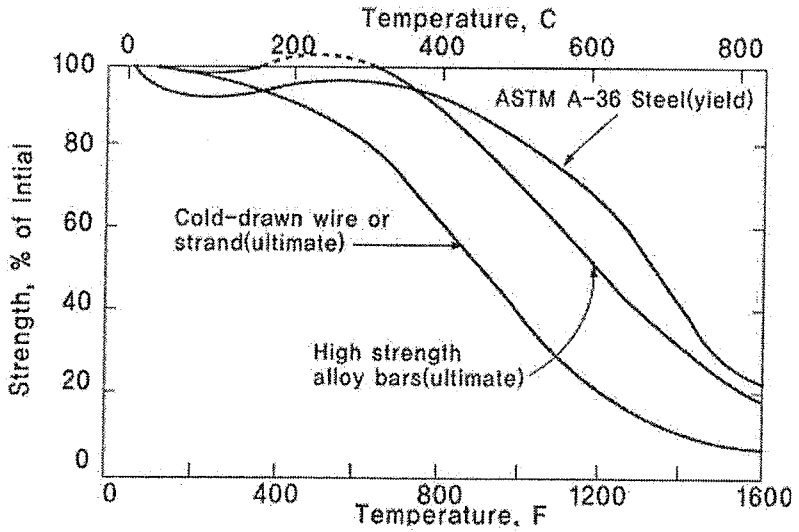
위의 온도분포 해석 결과로부터 손상단면의 깊이를 산정한 결과 22.3mm로 나타났다.

#### (1) 온도별 철근 및 콘크리트의 강도감소율

화재 발생후 공칭강도를 산정하기 위해서 본 과업에서는 ACI216R-89에서 제시하는 온도별 철근, 콘크리트의 강도 감소율을 적용하였다.




< 온도에 따른 콘크리트의 강도 변화 >




< 온도에 따른 철근의 강도 변화 >

(2) 화재발생후 공칭강도 산정

온도가열곡선에 의한 온도분포해석을 수행하여 콘크리트의 깊이별 온도를 파악하였다. 그리고 콘크리트의 철근의 강도 감소를 추정하여 손상단면에서의 부재단면 내력을 계산하였다.

1) 상부슬래브 중앙부 (정모멘트부)

- 철근위치(u)에서의 온도(θ)와 철근 강도 감소율($f_{y\theta}/f_y$)
  - H = 1600 mm
  - u = 130 mm
  - t = 180 min (3시간)
  - θ = 98.12℃
  - $f_{y\theta}/f_y$ = 0.923

- 압축부 콘크리트에서의 평균온도(θav)와 콘크리트 강도 감소율($f_{ck\theta}/f_{ck}$)
  - 3시간에서 760℃이상이 되는 깊이 : 22.3 mm
  - 유효단면 두께(d'e) : 1470 mm
  - 중립축 위치 (un ≒ 0.35d'e) : Un = 514.5 mm
  - 중립축위치에서의 콘크리트 온도 : θ = 20.0℃
  - 20.0 ℃(압축부 콘크리트 평균온도)에서의 콘크리트 강도감소율: $f_{ck\theta}/f_{ck}$= 1.00

- 공칭모멘트

화재전

∴ ΦMn = 5872.6 kN·m (계산서 참조)

화재후

∴ $\Phi M_{n\theta} = \Phi A_s f_{y\theta}(d - \frac{a_\theta}{2})$ = 5454.4 kN·m

= 5454.4 kN·m > 4867.8 kN·m O.K

2) 상부슬래브 우측벽체 지점부 (부모멘트부)

- 철근위치(u)에서의 온도(θ)와 철근 강도 감소율($f_{y\theta}/f_y$)
  - u = 1566.7 mm
  - t = 180 min (3시간)
  - θ = 20.000℃ ∴ 평균θ = 20.000℃
  - $f_{y\theta}/f_y$ = 0.971

- 압축부 콘크리트에서의 평균온도($\theta_{av}$)와 콘크리트 강도 감소율($f_{ck\theta}/f_{ck}$)
  - 3시간에서 760℃이상이 되는 깊이 : 22.3mm
  - 유효단면 두께(d'e) : 1544.4 mm

· 중립축 위치 (un ≒ 0.35d'e) : un = 540.5 mm

· 540.5mm위치에서의 콘크리트 온도 : θ = 20.046℃

· 압축부 콘크리트의 평균 온도 : 중립축 위치의 콘크리트 온도와 표면에서 유효높이 까지 두께의 온도 평균값

θ = ( 760 + 20.048 ) / 2 = 390.0℃

· 390.0℃(압축부콘크리트 평균온도)에서의 콘크리트 강도감소율: $f_{ck\theta}/f_{ck}$= 0.803

- 공칭모멘트

화재전

∴ ΦMn = 7508.1 kN·m (계산서 참조)

화재후

$$\therefore \ \Phi M_{n\theta} = \Phi A_s f_{y\theta}(d - \frac{a_\theta}{2}) = 7034.1$$

= 7034.1 kN·m > 5625.9 kN·m O.K

3) 우측벽체 중앙부 (정모멘트부)

- 철근위치(u)에서의 온도(θ)와 철근 강도 감소율($f_{y\theta}/f_y$)

· H = 1800 mm

· u = 130 mm

· t = 180 min (3시간)

· θ = 98.12℃

· $f_{y\theta}/f_y$ = 0.923

- 압축부 콘크리트에서의 평균온도(θav)와 콘크리트 강도 감소율($f_{ck\theta}/f_{ck}$)

· 3시간에서 760℃이상이 되는 깊이 : 22.3 mm

· 유효단면 두께(d'e) : 1670 mm

· 중립축 위치 (un ≒ 0.35d'e) : Un = 584.5 mm

· 종립축위치에서의 콘크리트 온도 : θ = 20.0℃

· 20.0 ℃(압축부 콘크리트 평균온도)에서의 콘크리트 강도감소율: $f_{ck\theta}/f_{ck}$= 1.00

- 공칭모멘트

화재전

∴ ΦMn = 6736.7 kN·m (계산서 참조)

화재후

$$\therefore \ \Phi M_{n\theta} = \Phi A_s f_{y\theta}(d - \frac{a_\theta}{2}) = 6251.9 \text{ kN·m}$$

= 6251.9 kN·m > 5224.1 kN·m O.K

4) 우측벽체 상단부 (부모멘트부)

- 철근위치(u)에서의 온도(θ)와 철근 강도 감소율($f_{y\theta}/f_y$)
  - u = 1766.7 mm
  - t = 180 min (3시간)
  - θ = 20.000℃ ∴ 평균θ = 20.000℃
  - $f_{y\theta}/f_y$ = 0.971

- 압축부 콘크리트에서의 평균온도($\theta_{av}$)와 콘크리트 강도 감소율($f_{ck\theta}/f_{ck}$)
  - 3시간에서 760℃이상이 되는 깊이 : 22.3mm
  - 유효단면 두께(d'e) : 1744.4 mm
  - 중립축 위치 (un ≒ 0.35d'e) : un = 610.5 mm
  - 610.5mm위치에서의 콘크리트 온도 : θ = 20.046℃
  - 압축부 콘크리트의 평균 온도 : 중립축 위치의 콘크리트 온도와 표면에서 유효높이 까지 두께의 온도 평균값

    θ = ( 760 + 20.008 ) / 2 = 390.0℃
  - 390.0℃(압축부콘크리트 평균온도)에서의 콘크리트 강도감소율: $f_{ck\theta}/f_{ck}$= 0.803

- 공칭모멘트

화재전

∴ ΦMn = 8556.5 kN·m (계산서 참조)

화재후

$$\therefore \Phi M_{n\theta} = \Phi A_s f_{y\theta}(d - \frac{a_\theta}{2}) = 8052.2$$

= 8052.2 kN·m > 7116.8 kN·m O.K

(3) 검토결과 정리

| 구 분 | 손상깊이 (mm) | ΦMn(kN·m) | | Mu(kN·m) | 판정 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 화재전 | 화재후 | | |
| 상부슬래브 중앙부 | 22.3 | 5872.6 | 5454.4 | 4867.8 | O.K |
| 상부슬래브 우측단부 | 22.3 | 7508.1 | 7034.1 | 5625.9 | O.K |
| 우측벽체 상부 | 22.3 | 8556.5 | 8052.2 | 7116.8 | O.K |
| 우측벽체 중앙부 | 22.3 | 6736.7 | 6251.9 | 5224.1 | O.K |

·화열지속시간 3시간에 따른 콘크리트의 최대 손상 깊이는 22.3mm로 나타남.

·온도분포해석 결과를 이용하여 단면검토를 수행한 결과 공칭강도가 감소하지만 계수하중 이상으로 나타남.

# 7.5 지반-구조물 상호작용

# 1. 지반-구조물 상호작용

## 1.1 개요

### 1.1.1 해석 목적

원자력 발전소, 대규모 댐 그리고 버스터미널 등과 같이 붕괴 시 엄청난 인명 및 재산 피해를 줄 수 있는 구조물들을 제외하고는 1980년대 말 까지도 국내에서는 내진설계개념을 토목구조물 설계시 사용하지 않았다. 그러나 1978년 규모 5.0의 홍성지진이 발생되어 지진에 대한 인식이 높아지기 시작하여 「건축물의 구조기준 등에 관한 규칙」, 「고속철도 설계표준시방서」, 「도로교표준시방서」에 내진설계개념을 도입하여 일반 구조물 설계 시 내진설계를 실시하도록 하였다.

우리나라에서 지진에 대한 인식이 고조되기 시작한 것은 1995년 1월 17일 규모 7.2의 "Hyogoken Nanbu" 대지진이 일본 고베지역을 강타하고 난 후이다. 이후 1996년에는 "한국지진공학회"가 창립되었고 1997년 "지진연구센터"가 과학재단이 지원하는 우수연구센터로 지정을 받아 여러 기관에 속한 학자들로 연구팀을 구성하여 연구에 박차를 가하기 시작하였다. 한편 토목 및 건축구조물에 내진설계의 필요성을 인식한 건설교통부는 한국지진공학회에 의뢰하여 1997년 상위개념의 「내진설계 기준연구(II)」를 수행하기에 이르렀다. 상위개념의 「내진설계 기준연구(II)」에는 지역별 기본가속도, 등급별 설계수준성능목표, 그리고 가장 기본적인 내진설계 및 해석 절차를 수록하고 있다.

최근에 있어서 지구의 온난화로 인해 태풍의 피해가 자주 발생한다. 하지만 태풍은 인공위성과 같은 최첨단 기술로 예측 및 관찰이 가능하지만 지진은 그 예측이 불분명하고 관찰이 어려워 그 피해는 매우 크다. 최근 지진으로 인한 피해가 상승하고 있는데 그것은 지진의 발생횟수가 늘어난 것뿐만 아니라 산업의 발달로 인하여 많은 건축물과 토목구조물들이 만들어 졌기 때문에 작은 지진이 오더라도 큰 재앙이 따르기 때문이다. 구조물을 볼때 인간생활에 필요한 물, 연료, 에너지 및 그 밖의 생산물과 배출물은 여러 가지 구조물을 통하여 전달된다. 이와 같은 기능을 수행하는 구조물로는 전력시설, 가스시설, 송유시설, 통신시설, 상·하수도시설, 교통시설, 항만, 공항 등이 있으며 이들은 인간생활에 필수적인 시설물이라 할 수 있다. 특히 지하차도는 인간 생활에 밀접한 관련이 있는 시설물이며 일반적으로 BOX형 구조를 가진 지하시설물을 대표하는 구조물이다. 이와 같은 지하차도는 지상구조물에 비해 거동 특성상 큰 진동이 발생하지 않기 때문에 지진 피해가 비교적 적다. 그러나 최근 도시의 대형화로 지하구조물의 건설이 빈번하여지고 특히 심각해지는 교통난으로 인해 지하차도의 신설이 지속적으로 추진됨에 따라 연약지반이나 지형·지반조건이 양호하지 않은 지역에 지하구조물이 건설되는 경우가 늘어나고 있다. 이로 인해 BOX형태로 건설된 지하차도의 지진 피해 가능성이 증가하고 있으며 이에 대한 지진해석 및 내진설계 연구에 대한 관심과 국내에서 발생 가능한 지진에 대하여 지하구조물을 안전하게 보호해야 할 필요성이 증가하고 있다.

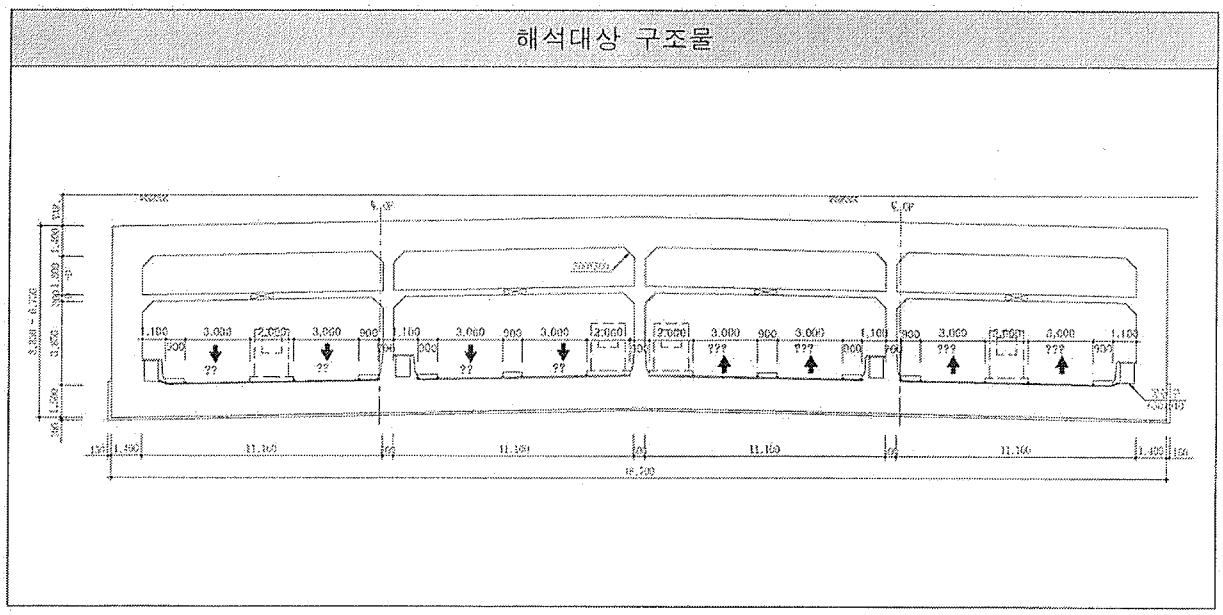
연약지반에서는 지진에 의한 기반암에서의 지진동이 지표면에서 크게 증폭될 수 있으며, 지진동에 의해 지반-구조물 상호작용(Soil-Structure Interaction : SSI)이 구조물에 어떤 영향을 줄 것

인지에 대한 면밀한 검토가 있어야 한다. 따라서 내진설계에서는 지반-구조물 상호작용의 영향을 합리적으로 평가하는 것이 필요하게 되었다. 본 과업에서는 지반-구조물 상호작용을 고려한 지진응답해석을 수행하여 구조물의 지진에 대한 영향을 분석하는데 목적이 있다.

### 1.1.2 기존의 연구 동향

지진하중으로 인한 구조물의 거동은 부지조건에 크게 영향을 받으며, 그러한 대표적인 예가 1985년에 발생한 Maxico지진과 1989년에 발생한 Loma Priteta 지진이다. 지반-구조물 상호작용 해석이 수행되어지는 지반에서는 입력 지진동의 규모에 따른 지반의 비선형성이 구조물의 거동에 큰 영향을 미친다. 이런한 지반의 비선형 특성은 크게 "1차 비선형 거동"과 "2차 비선형 거동"으로 구분하여 정의할 수 있는데 1차 비선형 거동이란 지반 자체만의 운동에 의한 재료의 비선형 거동을 말하며, 2차 비선형 거동은 지반-구조물의 상호작용효과로 인하여 구조물의 거동이 지반에 전달됨으로써 발생하는 재료의 비선형 거동을 말한다. 지반의 비선형 특성은 대부분 수치해석적인 방법으로서 직접법 또는 근사해법을 이용하여 고려하여 왔으며, 특히 Schnabel 등이 개발할 SHAKE91 프로그램이 입력지진동에 따른 지반의 비선형성을 평가하기 위해 이분야에서 가장 널리 사용되어져 왔다. 그리고 이 지반의 비선형성적 특징을 지반-구조물 상호작용에 고려한 동적해석들이 직접법, 부분구조법 등의 방법들로 연구되어져 왔다.

우리나라에서 구조물의 설계에는 현재까지는 동적해석 및 지반-구조물 상호작용해석의 경우 대부분 지반의 정확한 비선형성(유효응력 개념)을 고려하지 못하는 주파수영역에서 선형 또는 등가선형 해석이 이루어 졌으나, 국내외적으로 지반의 비선형 거동특성과 동적하중에 대한 지반의 다양한 거동 특성을 고려할 수 있는 거동모델의 개발 중에 있으며 이를 이용한 시간영역에서의 비선형 지반-구조물 동적 상호작용에 대한 해석이 주류를 이루게 될 것으로 예상된다.



## 1.2 내진설계기준 및 설계지진하중

### 1.2.1 내진설계기준

| 구 분 | 내진설계기준 |
|---|---|
| 내진등급 | · 기능의 중요도를 고려하여 내진 I 등급 적용 |
| 지진구역계수 | · 지진구역 : I 구역, 구역계수 : 0.11 |
| 내진설계목표 | · 붕괴방지 수준 및 기능수행 수준을 만족하는 내진성능 확보 |

### 1.2.2 설계지진하중

지진발생시 구조물의 거동에 영향을 미치는 지반거동의 주요 요소는 지진의 강도, 주파수 특성, 그리고 지속시간 등이다. 관측점에서 이러한 지진의 특징은 단층의 진행, 지진파의 진행경로 그리고 국부적인 지반상태에 따라 달라진다. 왜냐하면 이러한 요소들은 과거의 많은 가속도 시간이력의 비교를 통하여 지진 시 구조물의 거동을 결정짓는 중요한 역할을 했음을 알 수 있기 때문이다. 진동의 강도는 일반적으로 최대가속도를 이용하여 나타낸다. 그러나 이러한 하나의 요소만으로는 구조물에 영향을 미치는 지반진동의 전체적인 에너지를 표현하기에는 불충분하다. 이러한 이유로 RMS(root-mean-square) 가속도 또는 주기범위에서의 스펙트럼 크기를 이용하여 지진의 진동에너지를 표현하게 된다. 지반진동의 주파수 특성은 Fourier 스펙트럼 또는 좀 더 일반적인 경우 응답스펙트럼을 이용하여 특징 지울 수 있다. 강진 시에 비탄성거동을 보이는 구조물의 경우 지반진동의 지속시간은 특히 중요한 요소로 작용한다. 이러한 구조물에서 비탄성거동과 손상이 발생할 가능성은 지진 시 강한 진동의 진동수에 크게 의존하기 때문이다.

전술한 바와 같은 지반운동의 특징을 반영하기 위하여 설계지반운동은 다음과 같은 사항을 고려하여 결정 한다

① 설계지반운동은 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.
② 국지적인 토질조건, 지질조건, 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
③ 기본적인 지진재해도는 보통암 지반을 기준으로 평가한다.
④ 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 내용 및 지속시간의 세 가지 측면에서 그 특성이 잘 정의되어야 한다.
⑤ 설계지반운동은 수평 2축 방향과, 수직방향 성분으로 정의된다.
⑥ 설계지반운동의 수평 2축 방향 성분은 세기와 특성이 동일하다고 가정할 수 있다.
⑦ 설계지반운동의 수직방향 성분의 세기는 수평방향 성분의 3분의 2로 가정할 수 있고, 주파수 내용과 지속시간은 수평방향 성분과 동일하다고 가정할 수 있다.

2) 설계지반운동 수준

설계지반운동 수준은 기본적으로 「내진설계기준연구(II)」에서 제시하고 있는 방법을 따른다. 우선 지진재해도 해석결과에 근거하여 다음의 표에 기술된 바와 같이 우리나라의 경기도와 강원도 남쪽을 두 개의 지진구역으로 설정하고 각 구역에서의 지진구역계수를 제시한다. 지진구역계수는 지진재해도의 적용을 간편하게 하기 위하여 남한지역을 지진의 발생빈도를 기준으로 하여 크게 두 구역으로 구분하여 결정한 계수이다. 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진지반운동에 해당하는 구역계수 Z는 구역 I에서는 0.11, 구역 II 에서는 0.07 이다.

[표 2.1] 지진구역의 구분

| 지진구역 | 행정 구역 | |
|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 |
| II | 도 | 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 |

※ 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시
전라남도 북부(군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시
전라남도 남부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시

[표 2.2] 지진 구역 계수 (재현주기 500년에 해당)

| 지진구역 | I | II |
|---|---|---|
| 구역 계수, Z(g값) | 0.11 | 0.07 |

지진구역계수는 구분된 각 지진구역별로 평균재현주기 500년을 기준으로 결정되었으므로 표 2.3에서 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도 계수를 표시한다. 위험도 계수를 이용함으로서 다른 재현주기에서의 설계지반운동수준을 결정할 수 있다.

[표 2.3] 위험도 계수

| 재현주기(년) | 50 년 | 100년 | 200년 | 500년 | 1000년 | 2400년 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수, I | 0.4 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.0 |

전술한 바와 같은 기준에 의하여 설계지반운동수준은 각 지역의 지역계수와 재현주기에 따른 위험도 계수를 고려하여 결정하도록 한다. 다만 좀 더 정확한 설계지반운동수준을 원할 경우에는 발주자와 협의하여 지진재해도를 이용할 수 있다.

3) 지반의 분류

지진에 의한 지반운동은 지반의 특성에 따라 달라지므로 지반의 특성을 반영할 수 있도록 하기 위하여 지반을 분류하여 그에 따른 지진계수를 정의하도록 한다. 지반분류는 「내진설계기준연구(II)」의 분류를 따르도록 한다. 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 원칙적으로 지반을 다음과 같이 $S_A$, $S_B$, $S_C$, $S_D$, $S_E$, $S_F$ 의 6종으로 분류한다. 여기서 지반종류 $S_F$ 는 부지의 특성 조사가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반에 해당한다.

① 액상화가 일어날 수 있는 흙, Quick Clay 와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반

② 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반 (지층의 두께, H >3 m)

③ 매우 높은 소성을 갖은 점토지반 (H >7 m 이고 PI>75)

④ 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토(H >35m)

[표 2.4] 지반의 분류

| 지반분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m에 대한 평균 지반 특성 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 전단파 속도 (m/s) | 표준관입시험 $\overline{N}$ ( $\overline{N}_{CH}$) (blow/foot) | 비배수전단강도 $\overline{S}_u$ |
| $S_A$ | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| $S_B$ | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| $S_C$ | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| $S_D$ | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| $S_E$ | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| $S_F$ | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

지반구분에 따른 물성치

| 지 층 | | Vp (m/sec) | Vs (m/sec) | 밀도 (kN/㎥) | 지층별 동적물성치 분포 Gd (MPa) | Ed (MPa) | Kd (MPa) | $©_d$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 매립층 | | 560 | 160 | 18.0 | 60 | 170 | 270 | 0.456 |
| 퇴적층 | | 1,161 | 313 | 19.0 | 190 | 550 | 2,350 | 0.460 |
| 풍화토 | | 1,295 | 412 | 20.0 | 350 | 1,000 | 3,000 | 0.444 |
| 풍화암 | | 1,779 | 679 | 21.0 | 1,000 | 2,800 | 5,400 | 0.415 |
| 기반암 | V등급 | 2,304 | 1,302 | 21.0 | 3,600 | 9,200 | 6,500 | 0.265 |
| | IV등급 | 2,563 | 1,481 | 22.0 | 4,900 | 12,300 | 8,100 | 0.249 |
| | III등급 | 3,375 | 2,008 | 24.0 | 9,800 | 24,000 | 14,700 | 0.226 |
| | II 등급 | 3,336 | 2,144 | 26.0 | 12,000 | 30,000 | 18,000 | 0.233 |
| | I 등급 | 4,411 | 2,662 | 27.0 | 19,500 | 47,000 | 27,000 | 0.214 |

## 1.3 내진설계 과정

본 과업에서는 먼저 지반응답해석 프로그램인 SHAKE91을 이용해서 해석교량이 위치하게 될 지반의 등가 비선형 지반물성치를 산정하고, 이를 바탕으로 ABAQUS를 이용하여 지반-구조물 상호모델을 구조물과 근역의 모델을 하고 원역은 무한요소로 모델링하였다. 설계기준에 준한 인공지진파를 적용시켜 구조물에 대한 지진응답해석을 수행하였다. 다음 그림은 SSI를 고려한 지진해석 과정을 도표로 나타낸 그림이다.

| 내진검토 기준선정 |
| --- |
| 내진등급, 지진구역, 위험도계수, 지반계수 |

⇩

| 설계입력자료검토 |
| --- |
| 현장조사자료, 실내시험자료, 공진주시험 |

⇩

| 설계지진파결정 |
| --- |
| 표준설계 응답 스펙트럼에 준한 인공지진파생성(SIMQKE) |

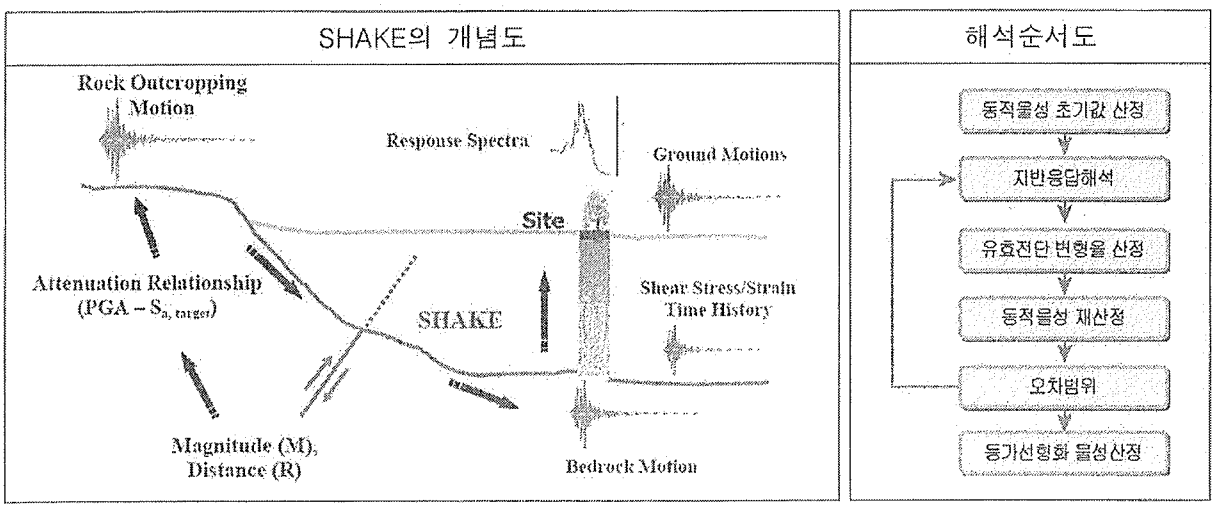
⇩

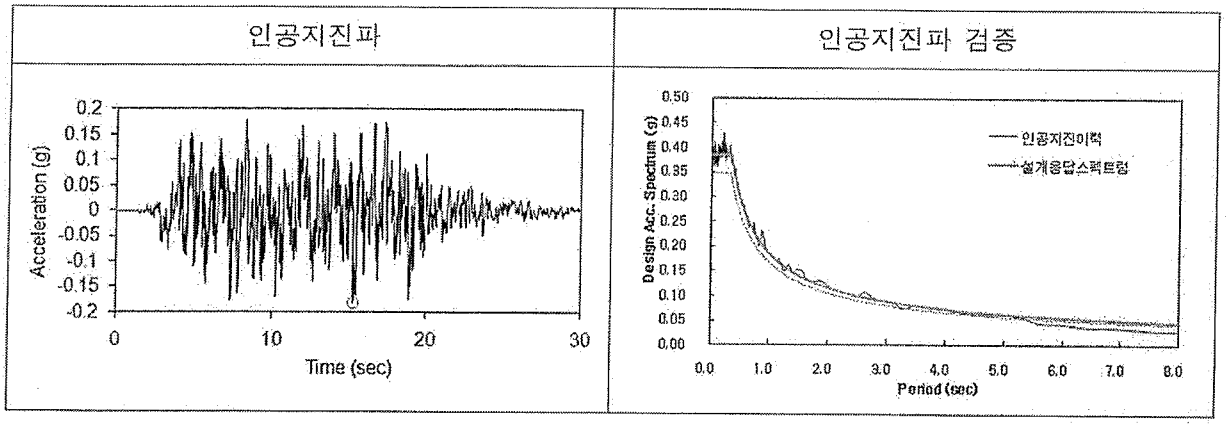
| 동적 지진해석 |
| --- |
| 부지응답해석(SHAKE)<br>구조물지진해석(ABAQUS) |

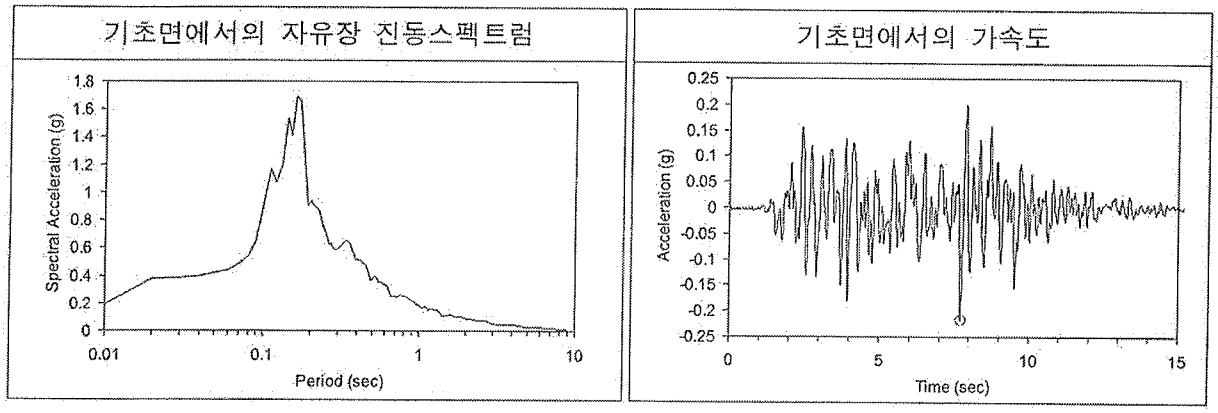
⇩

| 내진검토 |
| --- |
| 지진해석 결과의 부재력으로 구조물 내진성능 평가 |

## 1.4 지반-구조물 상호작용(SSI)를 고려한 비선형 지진동 해석






·본 해석구조물이 건설될 지반의 경우 지표면에서의 지반가속도가 0.232g로 입력가속도 0.154g보다 최대 1.51배까지 발생할 가능성이 있으므로 입력지진의 증폭현상과 지반-구조물 상호작용을 고려한 구조물의 구조해석이 필요하다고 사료된다.

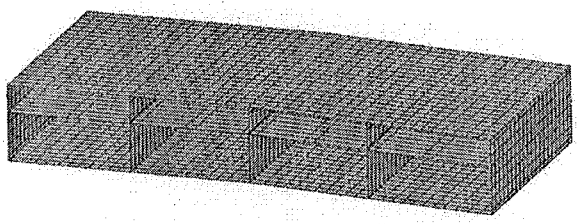
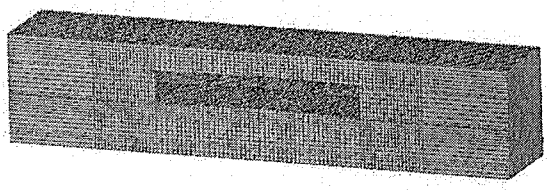
### 1.4.1 직접법에 의한 지반-구조물 상호작용계의 지진해석

지반-구조물 상호작용해석법을 구조물과 기초지반 및 무한영역으로 경계면에 대한 모델링 방법을 기준으로 분류하면 부분구조법(Substructure Method)과 직접법(Direct Method)으로 구분된다.

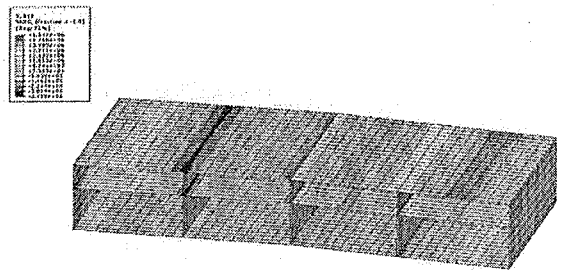
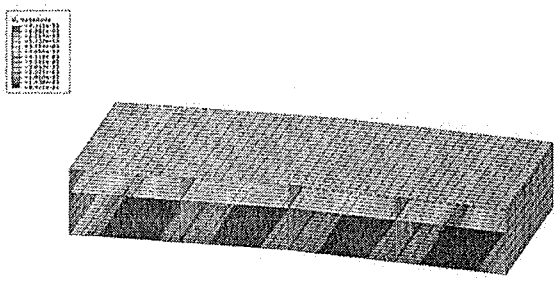
부분구조법은 구조물 저면에서 지반의 임피던스(Impedance)를 계산하고 그에 상응하는 주파수 종속 또는 독립된 탄성스프링과 감쇠를 가지는 집중 파라메터 모델로 환산하여 경계조건을 부여하는 방법이다. 부분구조법은 지반-구조물의 모형작성이 용이하고 해석이 비교적 간단한 장점이 있다. 그러나 구조물의 매입형상이 복잡하고 지반거동의 비선형성이 큰 경우에는 체계적인 해석이 곤란한 단점이 있다.

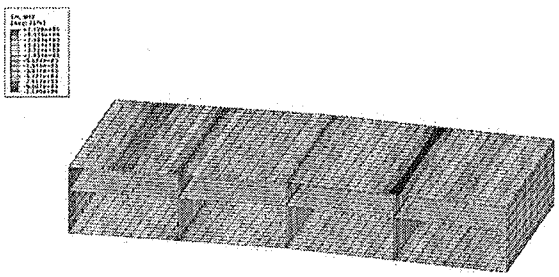
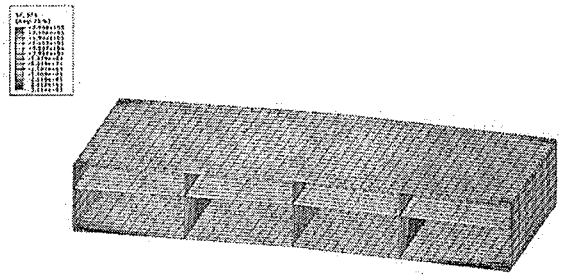
직접법은 구조물 및 기초지반의 근역(Near Field)을 연속체로 합성하여 유한요소로 모델링하여 해석범위에 포함시키고, 무한영역으로의 원역(Far Field)인 경계부위에는 무한요소 또는 경계요소 등으로 모델링하여 원역의 영향을 반영한다. 직접법은 해석모형을 비교적 정확히 설정할 수 있으나, 해석시간이 많이 소요되고 원역의 모형화 기법 및 지진 입력 방법에 따라 해석결과가가 달라지기도 하며, 해석결과의 분석 및 평가가 어려운 단점이 있다.

## 1.5 해석결과

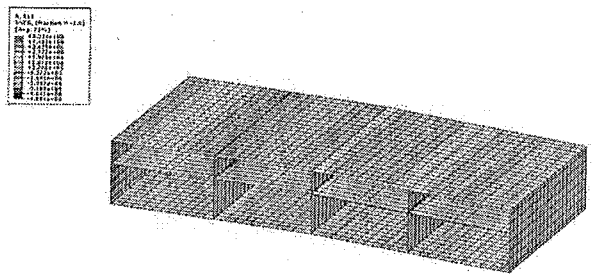
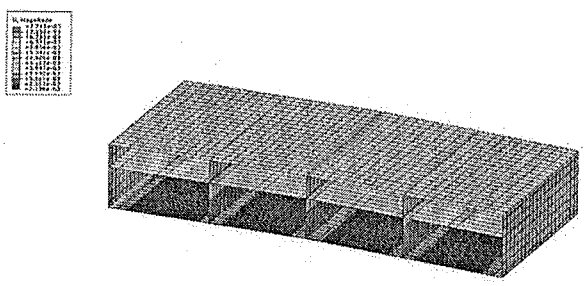
| 구조물 모델링 | 전체모델링 |
| --- | --- |
|  |  |

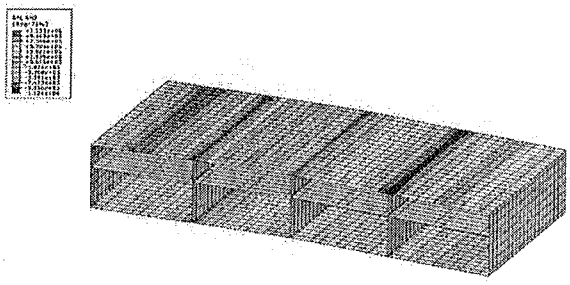
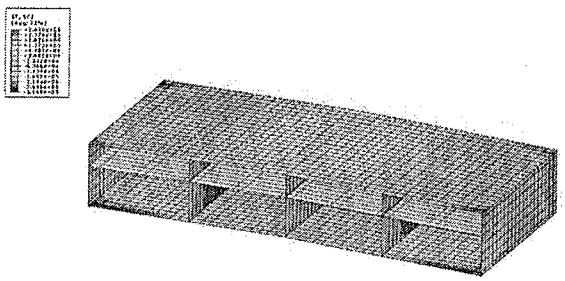
- 붕괴방지수준

| 응력분포 | 변위분포 |
| --- | --- |
|  |  |

| 모멘트 | 전단력 |
| --- | --- |
|  |  |

- 기능수행수준

| 응력분포 | 변위분포 |
|---|---|
|  |  |

| 모멘트 | 전단력 |
|---|---|
|  |  |

| 구 분 | | ϕMn (kN·m) | SSI 미고려 (kN·m) | SSI를 고려한 내진해석(kN· m) | | SSI고려 / SSI미고려 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 기능수행 수준 | 붕괴방지 수준 | 기능수행수준 | 붕괴방지수준 |
| 상부 슬래브 | 중앙부 | 2853.64 | 948.53 | 876.9 | 893.3 | 0.92 | 0.94 |
| | 중간절점 | 2550.43 | 1140.28 | 1135 | 1137 | 1.00 | 1.00 |
| 하부 슬래브 | 중앙부 | 2156.54 | 617.45 | 731.6 | 751.5 | 1.18 | 1.22 |
| | 중간절점 | 3352.38 | 1347.48 | 908.7 | 903.6 | 0.67 | 0.67 |
| 좌측 벽체 | 상부 | 3352.38 | 1865.37 | 913 | 900.3 | 0.49 | 0.48 |
| | 중앙부 | 2731.89 | 813.29 | 307.3 | 350.9 | 0.38 | 0.43 |
| 중간 벽체 | 상부 | - | 255.56 | 76.84 | 70.8 | 0.30 | 0.28 |
| | 중앙부 | - | 238.17 | 74.4 | 68.4 | 0.31 | 0.29 |

- SSI를 고려한 내진해석은 기능수행 수준 및 붕괴방지수준을 검토하였다.
- SSI를 고려한 내진해석결과와 상시단면력, SSI 미고려한 경우와 비교하여 안전측으로 설계에 적용하였다.

## 1.6 검토결론

본 과업에서는 지하차도 영업소 모델의 지반-구조물 상호작용을 고려한 지진해석을 수행하여 대상 구조물의 주요단면에서 부재력을 구하고, 기존의 일반 지진해석방법에 의한 결과, 상시단면력 결과와 비교하였다.

- 해석결과, 모든 구간에 대하여 SSI결과값이 하부슬래브 중앙부에서 기존 지진해석 보다 큰 값이 나왔으나, 구조물의 안전성에는 이상이 없는 것으로 사료된다.