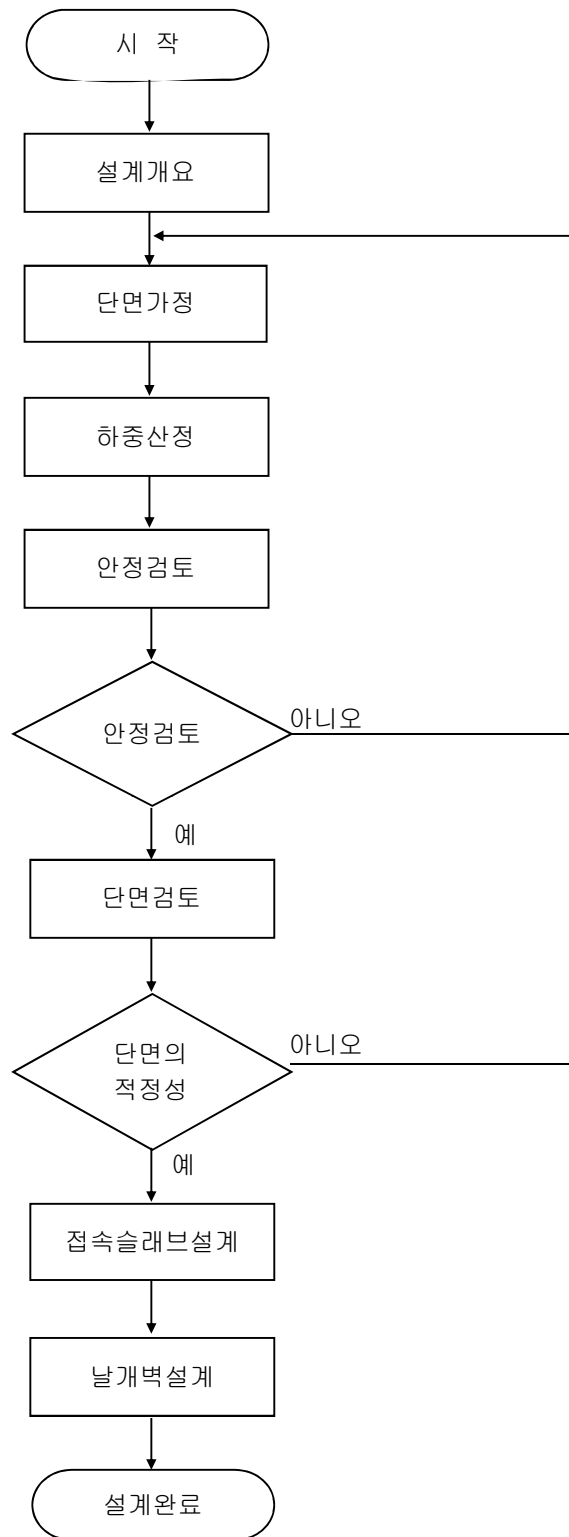


## A2 구조계산서



## ■ 설계단계 흐름도



# 목 차

## ■ 해 석 결 과 요 약

- 말뚝 안정검토 및 응력검토
- 단면 휨 설계
- 사용성 검토
- 주철근 조립도

## 1. 설 계 조 건

## 2. 단 면 가 정

## 3. 하 중 계 산

- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒤편 지표면의 상재하중

## 4. 안 정 검 토

- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

## 5. 단 면 설 계

- 1) 흙벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

## 6. 철근량 검토

## 7. 사 용 성 검 토

- 1.1 흙벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

## 8. 날 개 벽 설 계

- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

## 9. 접 속 슬 래 브 설 계

- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

## 10. 교 량 받 침 부 검 토

- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

## 11. 말 뚝 계 산

- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

## 결과 요약

### 말뚝 안정검토 및 응력검토

| 구 분 |              | 허용값   | 발생값      | 비 고 |
|-----|--------------|-------|----------|-----|
| 평상시 | 허용지지력(kN/EA) | 1586  | 825.246  | 0.K |
|     | 허용인발력(kN/EA) | 188.8 | -        | 0.K |
|     | 휨응력(MPa)     | 140   | 122.42   | 0.K |
|     | 전단응력(MPa)    | 80    | 15.404   | 0.K |
|     | 수평변위(mm)     | 15    | 10.107   | 0.K |
| 지진시 | 허용지지력(kN/EA) | 2379  | 1089.321 | 0.K |
|     | 허용인발력(kN/EA) | 283.2 | -101.484 | 0.K |
|     | 휨응력(MPa)     | 210   | 137.263  | 0.K |
|     | 전단응력(MPa)    | 120   | 24.665   | 0.K |
|     | 수평변위(mm)     | 15    | 9.119    | 0.K |

### 단면 휨 설계

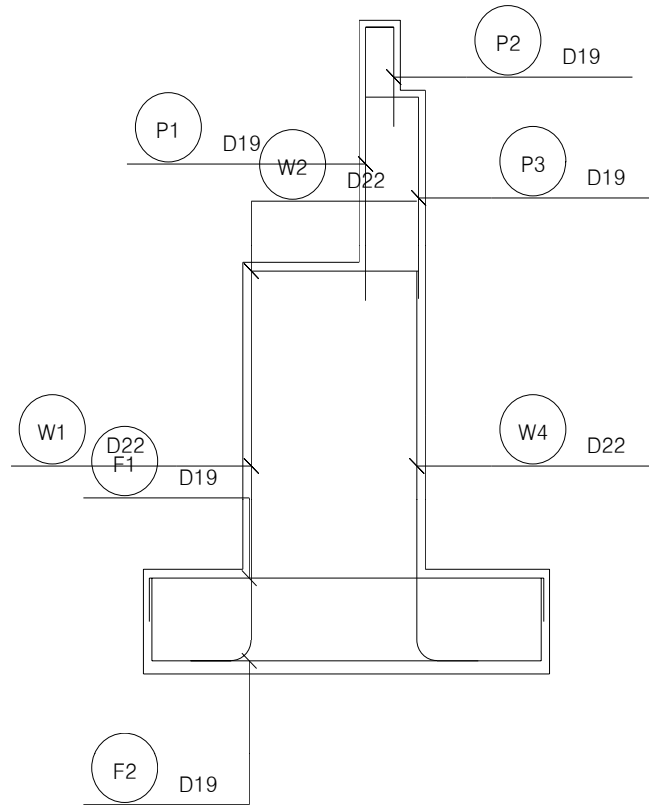
| 단면위치         |             | 깊이    | dc   | Req. As            | 사용철근량              | Mu      | ΦMn      | 안전도   | 비고  |
|--------------|-------------|-------|------|--------------------|--------------------|---------|----------|-------|-----|
|              |             | H(mm) | (mm) | (mm <sup>2</sup> ) | (mm <sup>2</sup> ) | (kN.m)  | (kN.m)   |       |     |
| 전면저판         |             | 1200  | 150  | 1376.98            | 2292               | 365.131 | 603.833  | 1.654 | 0.K |
| 후면저판         |             | 1200  | 100  | 846.137            | 2292               | 235.999 | 633.056  | 2.682 | 0.K |
| 벽체 : H=6.843 |             | 2200  | 100  | 1668.02            | 3096.8             | 888.006 | 1640.355 | 1.847 | 0.K |
| 홍벽           |             | 800   | 80   | 833.723            | 2292               | 151.768 | 410.961  | 2.708 | 0.K |
| 좌측날개벽        | D(T=620 mm) | 620   | 80   | 681.299            | 2292               | 92.945  | 305.759  | 3.29  | 0.K |
|              | A(T=620 mm) | 620   | 80   | 1732.42            | 3096.8             | 232.927 | 408.448  | 1.754 | 0.K |
|              | B(T=620 mm) | 620   | 80   | 728.584            | 2292               | 99.331  | 305.759  | 3.078 | 0.K |
|              | C(T=620 mm) | 620   | 80   | 943.473            | 2292               | 128.247 | 305.759  | 2.384 | 0.K |
| 우측날개벽        | D(T=620 mm) | 620   | 80   | 1031.68            | 2292               | 140.066 | 305.759  | 2.183 | 0.K |
|              | A(T=620 mm) | 620   | 80   | 2120.52            | 3096.8             | 283.564 | 408.448  | 1.44  | 0.K |
|              | B(T=620 mm) | 620   | 80   | 1001.32            | 3096.8             | 136.002 | 408.448  | 3.003 | 0.K |
|              | C(T=620 mm) | 620   | 80   | 2023.48            | 3096.8             | 270.956 | 408.448  | 1.507 | 0.K |

### 사용성 검토

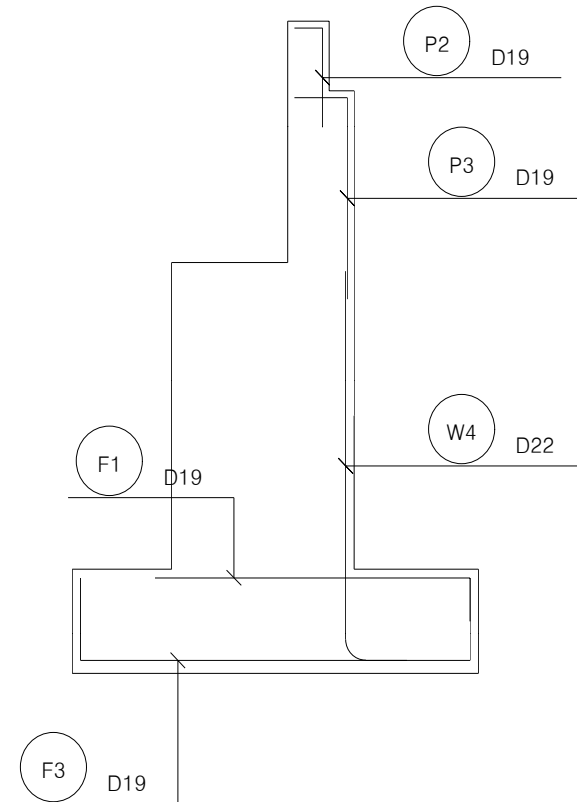
| 구 분          |             | 인장응력(fs) | 허용응력(fsa) | 철근간격(S) | 최대간격(Sq) | 비 고 |
|--------------|-------------|----------|-----------|---------|----------|-----|
| 전면저판         |             | 103.678  | 150       | 125     | 408.315  | 0.K |
| 후면저판         |             | 48.721   | 150       | 125     | 1293.088 | 0.K |
| 벽체 : H=6.843 |             | 56.214   | 150       | 125     | 1120.713 | 0.K |
| 홍벽           |             | 57.756   | 150       | 125     | 1090.79  | 0.K |
| 좌측날개벽        | D(T=620 mm) | 47.599   | 150       | 125     | 1323.559 | 0.K |
|              | A(T=620 mm) | 89.254   | 150       | 125     | 705.853  | 0.K |
|              | B(T=620 mm) | 50.869   | 150       | 125     | 1238.466 | 0.K |
|              | C(T=620 mm) | 65.678   | 150       | 125     | 959.224  | 0.K |
| 우측날개벽        | D(T=620 mm) | 71.731   | 150       | 125     | 878.282  | 0.K |
|              | A(T=620 mm) | 108.657  | 150       | 125     | 552.256  | 0.K |
|              | B(T=620 mm) | 52.114   | 150       | 125     | 1208.892 | 0.K |
|              | C(T=620 mm) | 103.826  | 150       | 125     | 585.98   | 0.K |

## 주철근 조립도

- ① Cycle ( CTC = 250 )

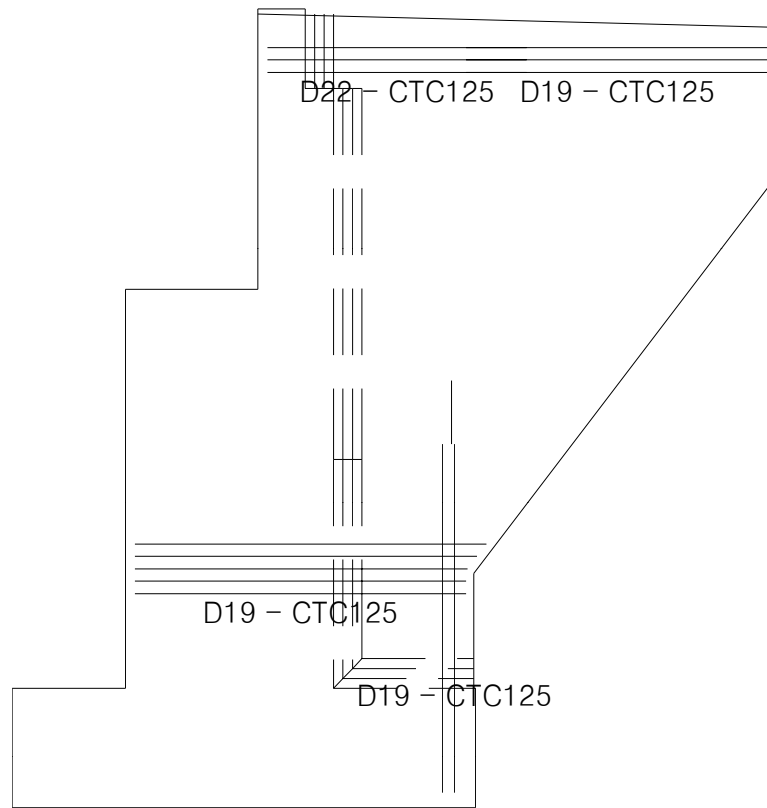


- ② Cycle ( CTC = 250 )

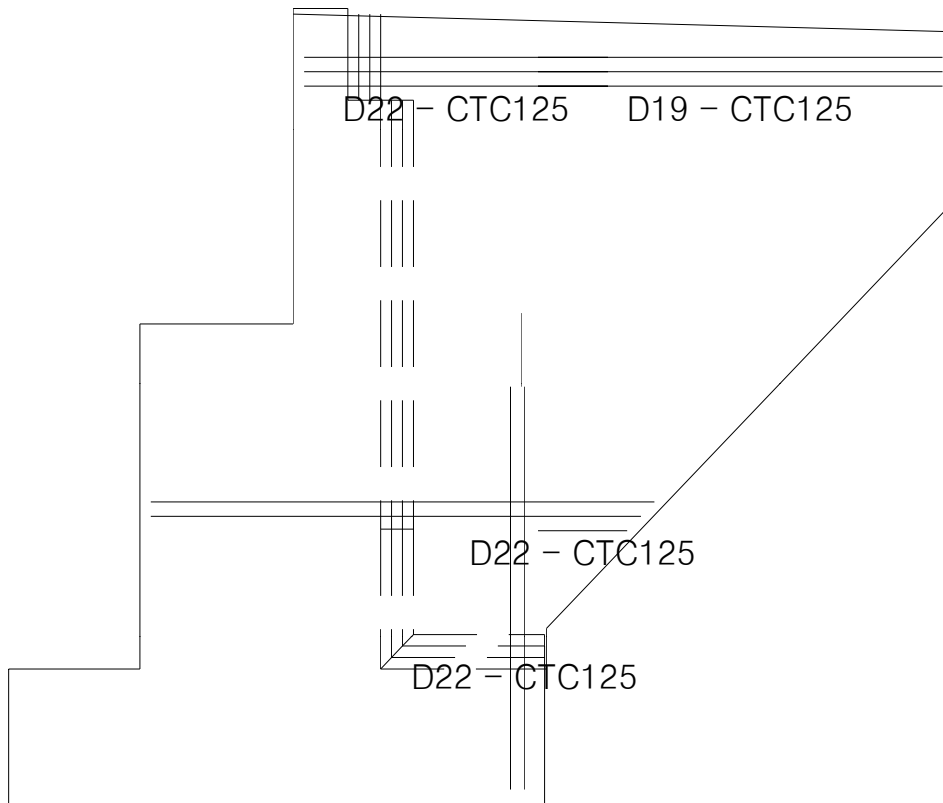


## ▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



## 1. 설 계 조 건

### 1) 일 반 사 항

|             |                |
|-------------|----------------|
| (1) 구 조 형 식 | : 역T형 교대       |
| (2) 상 부 형 식 | : IPC GIRDER   |
| (3) 교 량 등 급 | : 1 등교         |
| (4) 교 대 총 폭 | : B = 24.650 M |
| (5) 교 대 총높이 | : H = 8.043 M  |
| (6) 기 초 형 식 | : 말뚝기초         |
| (7) SKEW    | : 91.624 °     |

### 2) 하 중

|                  |                                              |                   |
|------------------|----------------------------------------------|-------------------|
| (1) 철근콘크리트의 단위중량 | : $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$         | [도로교 설계기준 2.1.2]  |
| (2) 뒤탈재의 단위중량    | : $\gamma_{s1} = 20.000 \text{ kN/m}^3$ (토사) | [도로설계요령 제3권 P380] |
| (3) 기초지반의 단위중량   | : $\gamma_{s2} = 20.000 \text{ kN/m}^3$      |                   |
| (4) 과 재 하 중      | : $q_l = 10.000 \text{ kN/m}$                |                   |
| (5) 상부 고정하중 반력   | : $R_d = 306.802 \text{ kN/m}$               |                   |
| (6) 상부 활하중 반력    | : $R_l = 117.506 \text{ kN/m}$               |                   |
| (7) 교량받침 마찰계수    | : $f_s = 0.150$                              |                   |

### 3) 지 반 조 건

|                 |                                                          |                                   |
|-----------------|----------------------------------------------------------|-----------------------------------|
| (1) 뒤탈재의 내부마찰각  | : $\phi_1 = 35.000^\circ$                                |                                   |
| (2) 기초지반의 N치    | : $N = 7.000$                                            |                                   |
| (3) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 25.247^\circ \{ \phi_2 = 15 + \sqrt{15N} \}$ |                                   |
| (4) 기초지반의 점착력   | : $C = 0.000 \text{ kN/m}^2$                             |                                   |
| (5) 기초지반의 마찰계수  | : $\mu = 0.303$ ; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$ | : 흙과 콘크리트                         |
| (6) 지반 가속도 계수   | : $A = 0.154$ ; 위험도계수 $\times$ 지진구역계수                    |                                   |
| - 내진 등급         | : I 등급                                                   | - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1] |
| - 지진 구역         | : I 구역                                                   | - 지진구역 계수 : 0.110                 |

### 4) 사 용 재 료 강 도

|                      |                                  |                  |
|----------------------|----------------------------------|------------------|
| (1) 콘크리트의 설계기준 강도    | : $f_{ck} = 24.000 \text{ MPa}$  |                  |
| - 탄성계수               | : $E_c = 26986.000 \text{ MPa}$  | [도로교 설계기준 2.3.3] |
| (2) 철근의 항복 강도(SD300) | : $f_y = 300.000 \text{ MPa}$    |                  |
| - 탄성계수               | : $E_s = 200000.000 \text{ MPa}$ | [도로교 설계기준 2.3.3] |

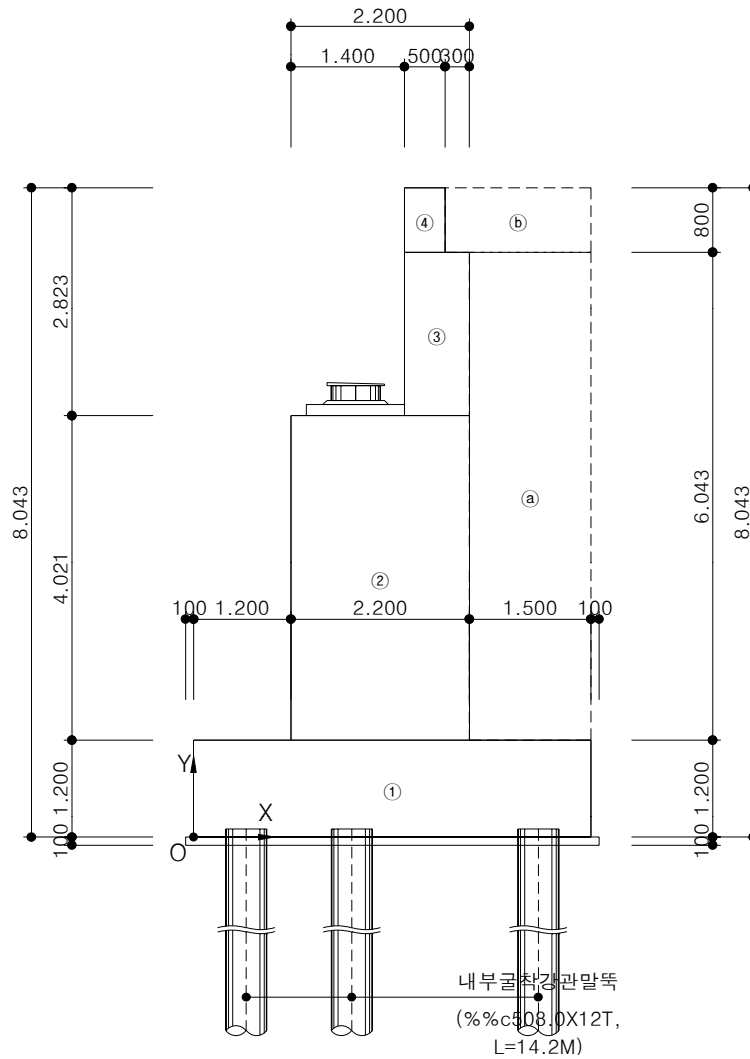
### 5) 설 계 방 법

|               |            |
|---------------|------------|
| (1) 안 정 성 검 토 | : 허용응력 설계법 |
| (2) 단 면 설 계   | : 극한강도 설계법 |

## 6) 참 고 문 헌

- |                 |                   |
|-----------------|-------------------|
| (1) 콘크리트구조 설계기준 | : 한국콘크리트학회 (2007) |
| (2) 도로교 설계기준    | : 국토해양부 (2010)    |
| (3) 도로설계 편람     | : 국토해양부 (2000)    |
| (4) 도로설계 요령     | : 한국도로공사 (2002)   |

## 2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

| 구 분  | 1       | 2       | 3       | 4       | 5        |
|------|---------|---------|---------|---------|----------|
| 고정하중 | 882.481 | 837.456 | 807.134 | 809.221 | 818.970  |
| 활하중  | 61.555  | 160.966 | 268.039 | 357.816 | 408.505  |
| 구 분  | 6       | 7       | 8       | 9       | 계        |
| 고정하중 | 801.283 | 790.203 | 827.407 | 988.493 | 7562.648 |
| 활하중  | 431.532 | 434.919 | 413.100 | 360.087 | 2896.519 |

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

| 구 분  | 1       | 2       | 3       | 4       | 5        |
|------|---------|---------|---------|---------|----------|
| 교축방향 | 200.940 | 200.820 | 200.570 | 200.320 | 200.090  |
| 직각방향 | 151.410 | 151.560 | 151.640 | 151.660 | 151.650  |
| 구 분  | 6       | 7       | 8       | 9       | 계        |
| 교축방향 | 199.910 | 199.780 | 199.700 | 199.750 | 1801.880 |
| 직각방향 | 151.640 | 151.600 | 151.510 | 151.380 | 1364.050 |

### 3. 하 중 계 산

#### 1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

##### ① 개별하중 산정

(단위 : m당)

| 구분   | 번호  | 체적(Ai)                | 단위중량( $\gamma$ )  | 수직력(Vi) | 수평력(Hi) |
|------|-----|-----------------------|-------------------|---------|---------|
|      |     | m <sup>3</sup>        | kN/m <sup>3</sup> | kN      | kN      |
| 교대구체 | ①   | 4.900 × 1.200 = 5.880 | 25.000            | 147.000 | 11.319  |
|      | ②   | 2.200 × 4.021 = 8.845 | 25.000            | 221.134 | 17.027  |
|      | ③   | 0.800 × 2.023 = 1.618 | 25.000            | 40.458  | 3.115   |
|      | ④   | 0.500 × 0.800 = 0.400 | 25.000            | 10.000  | 0.770   |
|      | 소 계 | = 16.744              |                   | 418.591 | 32.232  |
| 뒷채움재 | ㉠   | 1.500 × 6.043 = 9.065 | 20.000            | 181.305 | 13.960  |
|      | ㉡   | 1.800 × 0.800 = 1.440 | 20.000            | 28.800  | 2.218   |
|      | 소 계 | = 10.505              |                   | 210.105 | 16.178  |
| 총 계  |     |                       |                   | 628.696 | 48.410  |

註) 수평력(지진시 관성력)  $H_i = K_h \times V_i$  ( $K_h = A/2 = 0.077$ )

##### ② 모멘트 산정

| 구분   | 번호  | 팔 길 이 |       | 모멘트      |         |
|------|-----|-------|-------|----------|---------|
|      |     | 수 평   | 수 직   | Mxi      | Myi     |
|      |     | Xi(m) | Yi(m) | kN.m     | kN.m    |
| 교대구체 | ①   | 2.450 | 0.600 | 360.150  | 6.791   |
|      | ②   | 2.300 | 3.210 | 508.607  | 54.663  |
|      | ③   | 3.000 | 6.232 | 121.373  | 19.414  |
|      | ④   | 2.850 | 7.643 | 28.500   | 5.885   |
|      | 소 계 |       |       | 1018.630 | 86.754  |
| 뒷채움재 | ㉠   | 4.150 | 4.222 | 752.415  | 58.938  |
|      | ㉡   | 4.000 | 7.643 | 115.200  | 16.950  |
|      | 소 계 |       |       | 867.615  | 75.888  |
| 총 계  |     |       |       | 1886.245 | 162.642 |

##### ③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 :  $X = 1018.630 / 418.591 = 2.433 \text{ m}$   
 $Y = 86.754 / 32.232 = 2.692 \text{ m}$
- 뒷채움재 :  $X = 867.615 / 210.105 = 4.129 \text{ m}$   
 $Y = 75.888 / 16.178 = 4.691 \text{ m}$

## 2) 배면토에 의한 토압

### ① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

$\Phi$  = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

$\alpha$  = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

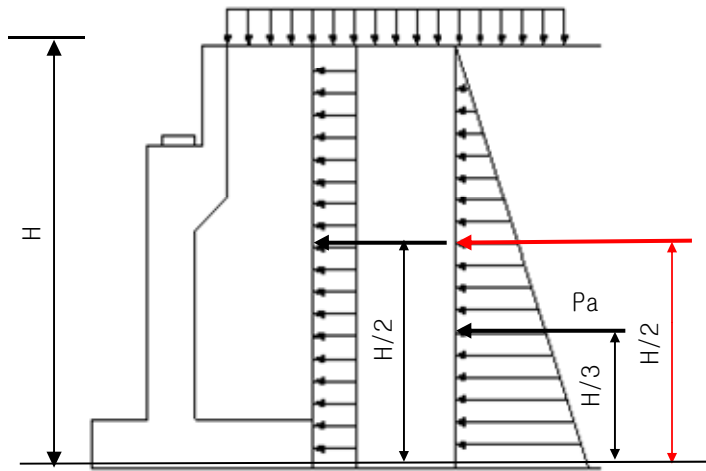
$\beta$  = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

$\delta$  = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

$\theta = \tan^{-1}[Kh/(1-K_v)]$ ,  $K_v = 0$

$kh$  = 수평지진계수 =  $A/2$  (변위를 허용한 교대),  $A=0.154$

| 구분            | 평 상 시  |        | 지 진 시  |        |
|---------------|--------|--------|--------|--------|
|               | 안정검토   | 벽체설계   | 안정검토   | 벽체설계   |
| $\Phi$        | 35.000 | 35.000 | 35.000 | 35.000 |
| $\alpha$      | 0.000  | 0.000  | 0.000  | 0.000  |
| $\beta$       | 0.000  | 0.000  | 0.000  | 0.000  |
| $\delta$      | 0.000  | 11.667 | 0.000  | 0.000  |
| $\theta$      | 0.000  | 0.000  | 4.403  | 4.403  |
| $Kh$          | 0.000  | 0.000  | 0.077  | 0.077  |
| $K_a, K_{ae}$ | 0.271  | 0.251  | 0.314  | 0.314  |



## ② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 8.043 m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 8.043^2 \times \cos(0.000) \\ &= 175.331 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 2.681 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 지진시 토압 (H = 8.043 m)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 8.043^2 \times \cos(0.000) \\ &= 203.151 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 4.022 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

## ③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.843 m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 6.843^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\ &= 115.123 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 2.281 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 지진시 토압 (H = 6.843 m)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 6.843^2 \times \cos(0.000 + 0.000) \\ &= 147.057 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.422 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

## 3) 상부구조에 의한 하중

### ① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

$$R_d = 7562.648 \div (24.640 / \sin 91.624) = 306.802 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 2896.519 \div (24.640 / \sin 91.624) = 117.506 \text{ kN/m}$$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$$\begin{aligned}\delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 30.1 \\ &= 0.007525 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{교량받침의 개수} : N = 9 \text{ EA}$$

$$\text{교대의 폭원} : B = 24.650 \text{ m}$$

$$\text{탄성받침의 전단탄성계수} : kH = 2396.500 \text{ kN/m}$$

- 단위폭당 작용 수평력

$$\begin{aligned}Ph &= kH \times \delta \times N / B \\ &= 2396.500 \times 0.007525 \times 9 / 24.650 \\ &= 6.584 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$$F_m = F_{m1} + F_{m2}$$

$$F_{m1} = H_1 \times \cos \theta$$

$$F_{m2} = H_2 \times \sin \theta \quad (H_2 \leq kH \times \delta \text{ 일때})$$

$$\sum (kH \times \delta) \times \sin \theta \quad (H_2 > kH \times \delta \text{ 일때})$$

| 구분    | 1       | 2       | 3       | 4       | 5       | 6       | 7       | 8       | 9       |
|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| KH    | 2396.5  | 2396.5  | 2396.5  | 2396.5  | 2396.5  | 2396.5  | 2396.5  | 2396.5  | 2396.5  |
| δ (m) | 0.09234 | 0.09222 | 0.09204 | 0.09187 | 0.09175 | 0.09166 | 0.09163 | 0.09163 | 0.09165 |

$$\begin{aligned}F_m &= 55.337 \times \cos 91.6 + 73.099 \times \sin 91.6 \\ &= 74.638 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$H_1 = 1364.050 \div (24.640 / \sin 91.6) = 55.337 \text{ kN/m} : \text{직각방향 수평력}$$

$$H_2 = 1801.880 \div (24.640 / \sin 91.6) = 73.099 \text{ kN/m} : \text{교축방향 수평력}$$

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$$R \times k_h \times \sin \theta \rightarrow H_2 \quad (\text{교축방향 수평력})$$

$$R \times k_h \times \cos \theta \rightarrow H_1 \quad (\text{직각방향 수평력})$$

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.000 \times 1.800 = 18.000 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 8.043 m)

$$\begin{aligned}Pa_1 &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 8.043 \times \cos 0.000 \\ &= 21.798 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 4.022 \text{ m} : \text{작용중심높이}\end{aligned}$$

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.843 m)

$$\begin{aligned}Pa_2 &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 6.843 \times \cos 11.667 \\ &= 16.822 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 3.422 \text{ m} : \text{작용중심높이}\end{aligned}$$

## 4. 안 정 검 토

### 1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

| 구 분          | 수직력     | 수평력     | 작용거리  |       | 모멘트      |          |
|--------------|---------|---------|-------|-------|----------|----------|
|              |         |         | X(m)  | Y(m)  | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
| 1. 교대구체(평상시) | 418.591 | -       | 2.433 | 2.692 | 1018.630 | -        |
| 2. 교대구체(지진시) | 418.591 | 32.232  | 2.433 | 2.692 | 1018.630 | 86.755   |
| 3. 뒤펀재(평상시)  | 210.105 | -       | 4.129 | 4.691 | 867.616  | -        |
| 4. 뒤펀재(지진시)  | 210.105 | 16.178  | 4.129 | 4.691 | 867.616  | 75.887   |
| 5. 배면토압(평상시) | -       | 175.331 | -     | 2.681 | -        | 470.091  |
| 6. 배면토압(지진시) | -       | 203.151 | -     | 4.022 | -        | 817.022  |
| 7. 뒤펀 상재하중   | 18.000  | 21.798  | 4.000 | 4.022 | 72.000   | 87.666   |
| 8. 상부 고정하중반력 | 306.802 | -       | 1.998 | -     | 612.990  | -        |
| 9. 상부 활하중반력  | 117.506 | -       | 1.998 | -     | 234.777  | -        |
| 10. 교량받침마찰력  | -       | 6.584   | -     | 5.621 | -        | 37.006   |
| 11. 상부관성력    | -       | 74.638  | -     | 5.621 | -        | 419.511  |

② 하중조합

| 구 분    | 구 분                         | V(kN)    | H(kN)   | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
|--------|-----------------------------|----------|---------|----------|----------|
| COMB 1 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)   | 646.696  | 197.129 | 1958.246 | 557.757  |
| COMB 2 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)         | 628.696  | 175.331 | 1886.246 | 470.091  |
| COMB 3 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)    | 628.696  | 251.561 | 1886.246 | 979.664  |
| COMB 4 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9) | 1071.004 | 203.713 | 2806.013 | 594.763  |
| COMB 5 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)    | 935.498  | 181.915 | 2499.236 | 507.097  |
| COMB 6 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+11) | 935.498  | 326.199 | 2499.236 | 1399.175 |

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

### 2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

### 3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

### 4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

## 5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$$\sum M = \sum M_r - \sum M_o$$

$$e = \text{말뚝도심} (= 2.283) - \sum M / \sum V$$

$$M_c = V \times e$$

※ 말뚝도심의 계산

| 구 분 | 거 리(m) | 본 수    | 거리 x 본수 | 도 심(m) |
|-----|--------|--------|---------|--------|
| 1 열 | 0.650  | 14.000 | 9.100   | -      |
| 2 열 | 1.950  | 14.000 | 27.300  | -      |
| 3 열 | 4.250  | 14.000 | 59.500  | -      |
| 계   | -      | 42.000 | 95.900  | 2.283  |

② 하중조합별 작용력

| 구 분    | 구 분                      | V(kN)     | H(kN)    | e(m)  | Mc(kN.m)  |
|--------|--------------------------|-----------|----------|-------|-----------|
| COMB 1 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5)  | 15941.056 | 4859.230 | 0.118 | 1881.045  |
| COMB 2 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)      | 15497.356 | 4321.909 | 0.031 | 480.418   |
| COMB 3 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5) | 15497.356 | 6200.979 | 0.841 | 13033.277 |
| COMB 4 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5)  | 26400.249 | 5021.525 | 0.219 | 5781.654  |
| COMB 5 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10) | 23060.026 | 4484.205 | 0.154 | 3551.244  |
| COMB 6 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5) | 23060.026 | 8040.805 | 1.107 | 25527.448 |

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 24.650 m)을 고려한 결과값임.

■ 확대기초 두께에 대한 강제 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서 
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m<sup>3</sup> )

$$= 201650.639 \times 42 / (24.650 \times 4.900) = 70119.306 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 24.650 m)

B : 확대기초의 폭 (= 4.900 m)

n\*m : 말뚝의 개수 (= 42 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m<sup>2</sup> )

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

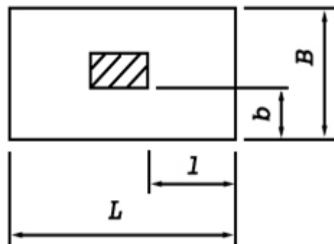
$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 70119.306) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.259 (m^{-1})$$

\* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(0.000, 1.500) = 1.500$$

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

$$b \geq B/2 \text{ 이면 } b = B/2 = 2.450, \text{ 뒷굽기준으로 검토}$$

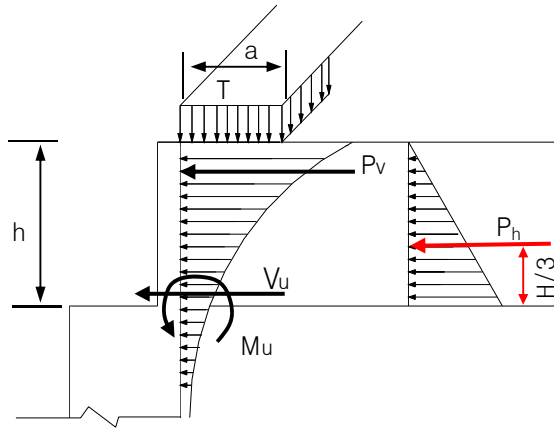


$$\beta \lambda = 0.259 \times 1.500 = 0.389 \leq 1.0, \therefore O.K$$

## 5. 단 면 설 계

### 1) 홍벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤회중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.823 - 0.36) &= 70.844 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.823^2 \times \cos 11.667^\circ &= 19.588 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.823 \times 19.588 &= 18.432 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 19.588 &= 82.200 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 1.70 \times 70.844 + 1.70 \times 18.432 &= 151.768 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 지진시

- 구체관성력

$$p_1 = 2.023 \times 0.800 \times 25.000 \times 0.077 = 3.115 \text{ kN}$$

$$p_2 = 0.800 \times 0.500 \times 25.000 \times 0.077 = 0.770 \text{ kN}$$

$$P_w = 3.115 + 0.770 = 3.885 \text{ kN}$$

$$M_w = 3.115 \times 2.023/2 + 0.770 \times (2.023 + 0.800/2) = 5.016 \text{ kN.m}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_{ae} \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 2.823^2 \times \cos 0.000^\circ &= 25.022 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/2 \times H \times P_h \\ &= 1/2 \times 2.823 \times 25.022 &= 35.316 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1.00 \times P_w + 1.00 \times P_h \\
 &= 1.00 \times 3.885 + 1.00 \times 25.022 &= 28.907 \text{ kN} \\
 M_u &= 1.00 \times M_w + 1.00 \times M_e \\
 &= 1.00 \times 5.016 + 1.00 \times 35.316 &= 40.333 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

| 구 분   | 전단력(kN) | 모멘트(kN.m) | 비 고 |
|-------|---------|-----------|-----|
| 평상시   | 82.200  | 151.768   |     |
| 지진시   | 28.907  | 40.333    |     |
| 설계단면력 | 82.200  | 151.768   |     |

## 2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 :  $H = 6.843 \text{ m}$  『하중계산 참조』

| 구 분          | 수평력     | 작용거리  | 하중계수  |       | 전단력     | 모멘트     |
|--------------|---------|-------|-------|-------|---------|---------|
|              |         |       | 평상시   | 지진시   |         |         |
| 1. 교대구체      | 20.913  | 2.624 | -     | 1.000 | 20.913  | 54.869  |
| 2. 배면토압(평상시) | 115.123 | 2.281 | 1.700 | -     | 195.709 | 446.445 |
| 3. 배면토압(지진시) | 147.057 | 3.422 | -     | 1.000 | 147.057 | 503.192 |
| 4. 뒷채움 상재하중  | 16.822  | 3.422 | 1.700 | -     | 28.597  | 97.853  |
| 5. 교량받침마찰력   | 6.584   | 4.421 | 1.300 | -     | 8.559   | 37.837  |
| 6. 상부관성력     | 74.638  | 4.421 | -     | 1.000 | 74.638  | 329.946 |

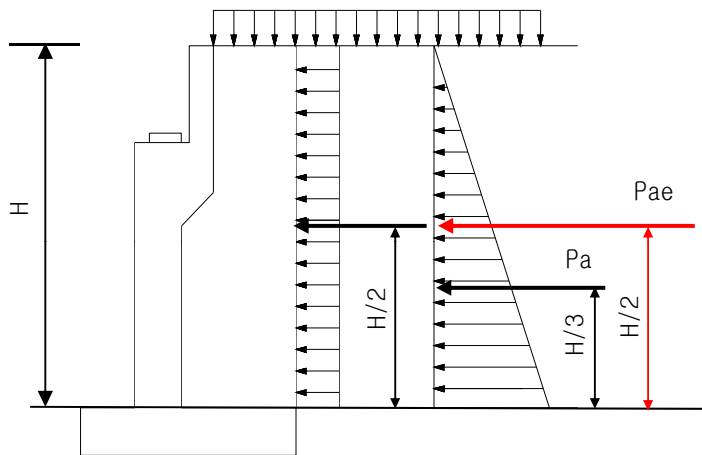
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치( $H = 1.200 \text{ m}$ )를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_o = \sum (H② \sim H④) = 20.913 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H② \times (y② - 1.200) \sim H④ \times (y④ - 1.200)] = 54.869 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 54.869 / 20.913 = 2.624$$



② 설계 단면력 산정

| 구 분                          | 전단력(kN) | 모멘트(kN.m) | 비 고 |
|------------------------------|---------|-----------|-----|
| 평상시( $H = 6.843 \text{ m}$ ) | 232.865 | 582.135   |     |
| 지진시( $H = 6.843 \text{ m}$ ) | 242.608 | 888.007   |     |
| 설계단면력                        | 242.608 | 888.006   |     |

### 3) 기초 설계

#### ① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

| 구 분          | 수직력     | 수평력     | 작용거리  |       | 모멘트       |           |
|--------------|---------|---------|-------|-------|-----------|-----------|
|              |         |         | X(m)  | Y(m)  | Mr (kN.m) | Mo (kN.m) |
| 1. 교대구체(평상시) | 418.591 | -       | 2.433 | 2.692 | 1018.630  | -         |
| 2. 교대구체(지진시) | 418.591 | 32.232  | 2.433 | 2.692 | 1018.630  | 86.755    |
| 3. 뒹개움재(평상시) | 210.105 | -       | 4.129 | 4.691 | 867.616   | -         |
| 4. 뒹개움재(지진시) | 210.105 | 16.178  | 4.129 | 4.691 | 867.616   | 75.887    |
| 5. 배면토압(평상시) | -       | 175.331 | -     | 2.681 | -         | 470.091   |
| 6. 배면토압(지진시) | -       | 203.151 | -     | 4.022 | -         | 817.022   |
| 7. 토압의 연직분력  | 25.665  | -       | 4.400 | -     | 112.926   | -         |
| 8. 뒹개움 상재하중  | 18.000  | 21.798  | 4.000 | 4.022 | 72.000    | 87.666    |
| 9. 상부 고정하중반력 | 306.802 | -       | 1.998 | -     | 612.990   | -         |
| 10. 상부 활하중반력 | 117.506 | -       | 1.998 | -     | 234.777   | -         |
| 11. 교량받침마찰력  | -       | 6.584   | -     | 5.621 | -         | 37.006    |
| 12. 상부관성력    | -       | 74.638  | -     | 5.621 | -         | 419.511   |

#### ② 하중조합

| 구 분    | 구 분                            | V(kN)    | H(kN)   | Mr (kN.m) | Mo (kN.m) |
|--------|--------------------------------|----------|---------|-----------|-----------|
| COMB 1 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)    | 899.635  | 335.119 | 2798.894  | 948.187   |
| COMB 2 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)          | 860.935  | 298.063 | 2644.094  | 799.155   |
| COMB 3 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)       | 628.696  | 251.561 | 1886.246  | 979.664   |
| COMB 4 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)    | 1551.116 | 343.679 | 4100.552  | 996.295   |
| COMB 5 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)     | 1259.778 | 306.622 | 3440.981  | 847.263   |
| COMB 6 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+10+12) | 935.498  | 326.199 | 2499.236  | 1399.175  |

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

$$\text{COMB 1} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 2} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 3} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

$$\text{COMB 4} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 5} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 6} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

#### ② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$$

e = 말뚝도심(=2.283) -  $\sum M / \sum V$  ; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

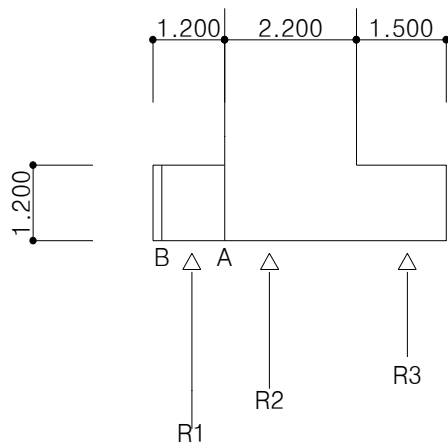
- 하중조합별 작용력

| 구 분    | 구 분                              | V(kN)     | H(kN)    | e(m)  | Mc(kN.m)  |
|--------|----------------------------------|-----------|----------|-------|-----------|
| COMB 1 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)        | 22176.010 | 8260.691 | 0.226 | 5011.778  |
| COMB 2 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)            | 21222.055 | 7347.246 | 0.140 | 2971.088  |
| COMB 3 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)       | 15497.356 | 6200.979 | 0.841 | 13033.277 |
| COMB 4 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)        | 38235.004 | 8471.675 | 0.282 | 10782.271 |
| COMB 5 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)       | 31053.525 | 7558.230 | 0.224 | 6955.990  |
| COMB 6 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10+12) | 23060.026 | 8040.805 | 1.107 | 25527.448 |

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(24.650 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

| 구 분    | Ru1      | Ru2     | Ru3     |
|--------|----------|---------|---------|
| COMB 1 | 778.780  | 579.180 | 422.080 |
| COMB 2 | 704.300  | 545.900 | 442.490 |
| COMB 3 | 679.810  | 432.420 | 93.530  |
| COMB 4 | 1258.780 | 981.460 | 682.480 |
| COMB 5 | 1007.150 | 794.020 | 592.360 |
| COMB 6 | 1089.320 | 659.310 | 9.530   |

- 기초자중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 1.200 \times 0.150 \times 25.000 &= 4.500 &\text{kN} \\ M_a &= 1.200 \times 1.200 \times 25.000 \times 1.200 / 2 &= 21.600 &\text{kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 0.00 \\ M_a &= R1 \times 0.550 \end{aligned}$$

- 계수단면력 산정

| 구 분    | 말뚝반력에 의한 단면력 |          | 설계단면력  |          |
|--------|--------------|----------|--------|----------|
|        | Vb(kN)       | Ma(kN.m) | Vu(kN) | Mu(kN.m) |
| COMB 1 | 0.000        | 243.271  | 5.850  | 215.191  |
| COMB 2 | 0.000        | 220.005  | 5.850  | 191.925  |
| COMB 3 | 0.000        | 212.355  | 4.500  | 190.755  |
| COMB 4 | 0.000        | 393.211  | 5.850  | 365.131  |
| COMB 5 | 0.000        | 314.608  | 5.850  | 286.528  |
| COMB 6 | 0.000        | 340.276  | 4.500  | 318.676  |

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

$$\text{COMB 1} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 2} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

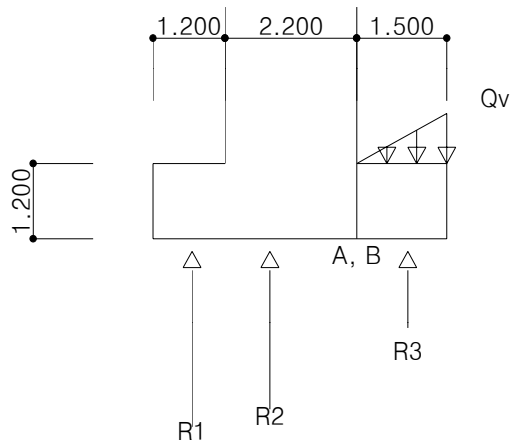
$$\text{COMB 3} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

$$\text{COMB 4} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 5} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 6} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

| 구 분    | Ru1      | Ru2     | Ru3      |
|--------|----------|---------|----------|
| COMB 1 | 615.970  | 545.950 | 226.050  |
| COMB 2 | 557.440  | 515.930 | 265.660  |
| COMB 3 | 597.750  | 415.670 | -5.280   |
| COMB 4 | 1099.610 | 948.980 | 490.830  |
| COMB 5 | 861.470  | 764.290 | 416.940  |
| COMB 6 | 997.120  | 640.490 | -101.480 |

- 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.200 \times 1.500 \times 25.000 = 45.000 \text{ kN}$$

$$Ma = 1.200 \times 1.500 \times 25.000 \times 1.500 / 2 = 33.750 \text{ kN.m}$$

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 210.105 \text{ kN} \quad \text{『작용하중 집계표』 참조} &= 210.105 \text{ kN} \\ M_a &= 210.105 \times (4.129 - 3.400) &= 153.259 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 10.000 \times 1.500 &= 15.000 \text{ kN} \\ M_a &= 10.000 \times 1.500 \times 1.500 / 2 &= 11.250 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$$\begin{aligned} P_v &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \sin \delta \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 6.843^2 \times \sin 11.667 \\ &= 25.665 \text{ kN} \\ Q_v &= 2 \times P_v / L \\ &= 2 \times 25.665 / 1.500 \\ &= 34.220 \text{ kN} \\ V_b &= 34.220 \times 1.500 / 2 &= 25.665 \text{ kN} \\ M_a &= 34.220 \times 1.500 \times 1.500 / 3 &= 25.665 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= R_3 \\ M_a &= R_3 \times 0.850 \end{aligned}$$

- 계수단면력 산정

| 구 분    | 말뚝반력에 의한 단면력 |          | 설계단면력   |          |
|--------|--------------|----------|---------|----------|
|        | Vb(kN)       | Ma(kN.m) | Vu(kN)  | Mu(kN.m) |
| COMB 1 | 128.386      | 109.128  | 279.131 | 201.801  |
| COMB 2 | 150.883      | 128.250  | 224.384 | 158.492  |
| COMB 3 | -2.999       | -2.549   | 258.104 | 189.558  |
| COMB 4 | 278.769      | 236.953  | 128.748 | 73.976   |
| COMB 5 | 236.803      | 201.282  | 138.464 | 85.460   |
| COMB 6 | -57.636      | -48.991  | 312.741 | 235.999  |

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

$$\begin{aligned} \text{COMB 1} &= 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 2} &= 1.300D + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 3} &= 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G \\ \text{COMB 4} &= 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 5} &= 1.300D + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 6} &= 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G \end{aligned}$$

## 6. 철근량 검토

### 1) 전면저판

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\Phi_f = 0.85$ ,  $\Phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)   | d(mm)   | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|---------|---------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 1200.00 | 1050.00 | 150.00 | 365.13   | 5.85   |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\Phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1376.978 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $2292.0 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $150.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 1.665]

1단 : D19 - 8.0 EA (=  $2292.0 \text{ mm}^2$ )

\* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 1000.0 \times 1200.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 1376.978 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(1376.978, 1800.000) / bd = 0.00171$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00218$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (1050.00 - a/2) = 603.833 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 365.131 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.654]$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 1050.00 \text{ mm}$ )

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 1050.00 = 685.857 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5.850 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

\* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm<sup>2</sup> 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 mm<sup>2</sup>

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 mm<sup>2</sup> < 1986.000 mm<sup>2</sup> ∴ 0.K

\* 노출면 300mm<sup>2</sup> 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm<sup>2</sup>

필요철근량 : 300.000 mm<sup>2</sup> < 662.0 mm<sup>2</sup> ∴ 0.K

## 2) 후면저판

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\phi_f = 0.85$ ,  $\phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)   | d(mm)   | 피복(mm) | $M_u(\text{kN.m})$ | $V_u(\text{kN})$ |
|---------|---------|---------|--------|--------------------|------------------|
| 1000.00 | 1200.00 | 1100.00 | 100.00 | 236.00             | 312.74           |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 846.137 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $2292.0 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $100.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 2.709]

1단 : D19 - 8.0 EA (=  $2292.0 \text{ mm}^2$ )

\* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 1000.0 \times 1200.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 846.137 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(846.137, 1800.000) / b d = 0.00164$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00208$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (1100.00 - a/2) = 633.056 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 235.999 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 2.682]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 1100.00 \text{ mm}$ )

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 1100.00 = 718.517 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 312.741 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

\* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm<sup>2</sup> 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

$$D16 - CTC 150 = 2648.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 :  $0.0015 \times 1200.0 \times 1000.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$  < 2648.000 mm<sup>2</sup> ∴ 0.K

\* 노출면 300mm<sup>2</sup> 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 mm<sup>2</sup>

필요철근량 : 300.000 mm<sup>2</sup> < 1324.0 mm<sup>2</sup> ∴ 0.K

### 3) 벽체 : H=6.843

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\phi_f = 0.85$ ,  $\phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)   | d(mm)   | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|---------|---------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 2200.00 | 2100.00 | 100.00 | 888.01   | 242.61 |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2100.00 - 53.578) / 53.578 = 0.11459$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1668.017 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $100.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 1.857]

1단 : D22 - 8.0 EA (=  $3096.8 \text{ mm}^2$ )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00147$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (2100.00 - a/2) = 1640.355 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 888.006 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.847]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 2100.00 \text{ mm}$ )

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 2100.00 = 1371.714 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 242.608 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

\* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께    b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &: D19 - CTC 300 \\ &= 1910.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{필요철근량} &: 0.0015 \times 2200.0 \times 1000.0 = 3300.000 \text{ mm}^2 > 1910.000 \text{ mm}^2 \\ &(1910.000 / 1.000) = 1910.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2) \end{aligned}$$

필요철근량이 1800mm<sup>2</sup>보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm<sup>2</sup>보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

\* 노출면 300mm<sup>2</sup> 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : D19 - CTC 300 = 955.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 955.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

#### 4) 홍벽

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\phi_f = 0.85$ ,  $\phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 800.00 | 720.00 | 80.00  | 151.77   | 82.20  |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (720.00 - 39.654) / 39.654 = 0.05147$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 833.723 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $2292.0 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $80.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 2.749]

1단 : D19 - 8.0 EA (=  $2292.0 \text{ mm}^2$  )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00318$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (720.00 - a/2) = 410.961 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 151.768 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.708]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 720.00 \text{ mm}$ )

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 720.00 = 470.302 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 82.200 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

\* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께    b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300  
D16 - CTC 300 = 1324.000 mm<sup>2</sup>

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 mm<sup>2</sup>      <    1324.000 mm<sup>2</sup>    ∴ 0.K

\* 노출면 300mm<sup>2</sup> 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm<sup>2</sup>

필요철근량 : 300.000 mm<sup>2</sup>      <    662.0 mm<sup>2</sup>    ∴ 0.K

## 7. 사용성 검토

### 1) 홍벽 설계

#### ① 운하중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.823 - 0.36) &= 70.844 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### ② 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.823^2 \times \cos 11.667^\circ &= 19.588 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.823 \times 19.588 &= 18.432 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### ③ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_s &= 28.765 + 19.588 &= 48.353 \text{ kN} \\ M_s &= 70.844 + 18.432 &= 89.275 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### 2) 벽체 설계

#### ① 작용하중 집계표 : H = 6.843 m 『하중계산 참조』

| 구 분          | 수평력     | 작용거리  | 하중계수  |       | 전단력     | 모멘트     |
|--------------|---------|-------|-------|-------|---------|---------|
|              |         |       | 평상시   | 지진시   |         |         |
| 1. 교대구체      | 20.913  | 2.624 | -     | 1.000 | 20.913  | 54.869  |
| 2. 배면토압(평상시) | 115.123 | 2.281 | 1.000 | -     | 115.123 | 262.614 |
| 3. 배면토압(지진시) | 147.057 | 3.422 | -     | 1.000 | 147.057 | 503.192 |
| 4. 뒷채움 상재하중  | 16.822  | 3.422 | 1.000 | -     | 16.822  | 57.561  |
| 5. 교량받침마찰력   | 6.584   | 4.421 | 1.000 | -     | 6.584   | 29.105  |
| 6. 상부관성력     | 74.638  | 4.421 | -     | 1.000 | 74.638  | 329.946 |

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_o = \sum (H_{\text{②}} \sim H_{\text{④}}) = 20.913 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H_{\text{②}} \times (y_{\text{②}} - 1.200) \sim H_{\text{④}} \times (y_{\text{④}} - 1.200)] = 54.869 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 54.869 / 20.913 = 2.624$$

#### ② 설계 단면력 산정

| 구 분   | 전단력(kN) | 모멘트(kN.m) | 비 고 |
|-------|---------|-----------|-----|
| 설계단면력 | 138.529 | 349.280   |     |

### 3) 기초 설계

#### ① 하중조합

| 구 분    | 구 분                            | V(kN)    | H(kN)   | Mr (kN.m) | Mo(kN.m) |
|--------|--------------------------------|----------|---------|-----------|----------|
| COMB 1 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11) | 672.361  | 197.129 | 2071.171  | 557.757  |
| COMB 2 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)          | 654.361  | 175.331 | 1999.171  | 470.091  |
| COMB 3 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)       | 628.696  | 251.561 | 1886.245  | 979.664  |
| COMB 4 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11) | 1096.669 | 203.713 | 2918.939  | 594.763  |
| COMB 5 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)     | 961.163  | 181.915 | 2612.162  | 507.097  |
| COMB 6 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)       | 935.498  | 326.199 | 2499.236  | 1399.176 |

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

#### ① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$$

e = 말뚝도심(=2.283) -  $\sum M / \sum V$  ; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

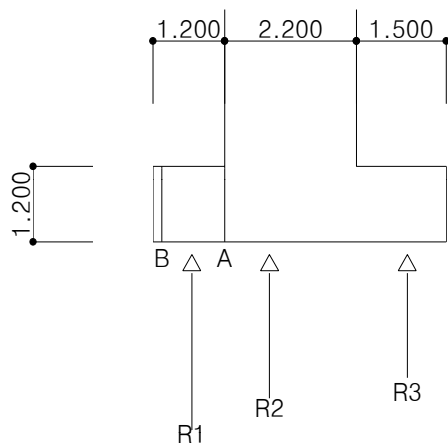
#### - 하중조합별 작용력

| 구 분    | 구 분                            | V(kN)     | H(kN)    | e(m)   | Mc(kN.m)  |
|--------|--------------------------------|-----------|----------|--------|-----------|
| COMB 1 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11) | 16573.699 | 4859.230 | 0.032  | 530.358   |
| COMB 2 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)          | 16129.999 | 4321.909 | -0.053 | -854.890  |
| COMB 3 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)       | 15497.356 | 6200.979 | 0.841  | 13033.277 |
| COMB 4 | 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11) | 27032.891 | 5021.525 | 0.164  | 4433.394  |
| COMB 5 | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)     | 23692.668 | 4484.205 | 0.093  | 2203.418  |
| COMB 6 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)       | 23060.026 | 8040.805 | 1.107  | 25527.448 |

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(24.650 m)를 고려한 결과값임.

#### ② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

| 구 분    | Ru1      | Ru2     | Ru3     |
|--------|----------|---------|---------|
| COMB 1 | 509.810  | 406.130 | 339.790 |
| COMB 2 | 465.560  | 388.690 | 358.830 |
| COMB 3 | 679.810  | 432.420 | 93.530  |
| COMB 4 | 825.250  | 668.710 | 506.380 |
| COMB 5 | 698.610  | 579.570 | 473.990 |
| COMB 6 | 1089.320 | 659.310 | 9.530   |

- 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.200 \times 0.150 \times 25.000 = 4.500 \text{ kN}$$

$$M_a = 1.200 \times 1.200 \times 25.000 \times 1.200 / 2 = 21.600 \text{ kN.m}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = 0.00$$

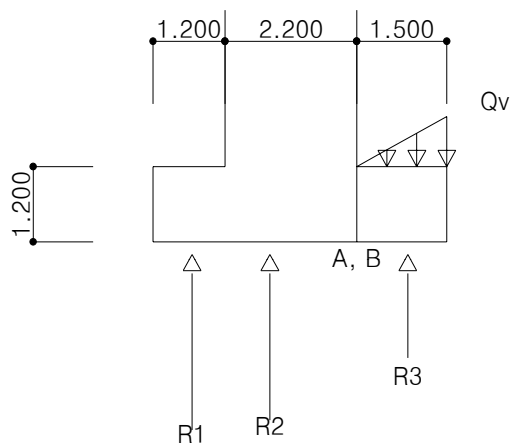
$$M_a = R_1 \times 0.550$$

- 설계단면력 산정

| 구 분    | 말뚝반력에 의한 단면력 |          | 설계단면력  |          |
|--------|--------------|----------|--------|----------|
|        | Vb(kN)       | Ma(kN.m) | Vs(kN) | Ms(kN.m) |
| COMB 1 | 0.000        | 159.252  | 4.500  | 137.652  |
| COMB 2 | 0.000        | 145.429  | 4.500  | 123.829  |
| COMB 3 | -            | -        | -      | -        |
| COMB 4 | 0.000        | 257.787  | 4.500  | 236.187  |
| COMB 5 | 0.000        | 218.228  | 4.500  | 196.628  |
| COMB 6 | -            | -        | -      | -        |

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R_1 = R_{u1} \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

$$R_2 = R_{u2} \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

$$R_3 = R_{u3} \times 14\text{본} / 24.650 \text{ (kN/m)}$$

| 구 분    | Ru1     | Ru2     | Ru3      |
|--------|---------|---------|----------|
| COMB 1 | 412.570 | 386.290 | 222.700  |
| COMB 2 | 377.420 | 370.710 | 252.700  |
| COMB 3 | 597.750 | 415.670 | -5.280   |
| COMB 4 | 730.060 | 649.290 | 391.770  |
| COMB 5 | 611.380 | 561.770 | 368.960  |
| COMB 6 | 997.120 | 640.490 | -101.480 |

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 뒹채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_3$$

$$M_a = R_3 \times 0.850$$

- 설계단면력 산정

| 구 분    | 말뚝반력에 의한 단면력 |          | 설계단면력   |          |
|--------|--------------|----------|---------|----------|
|        | Vb(kN)       | Ma(kN.m) | Vs(kN)  | Ms(kN.m) |
| COMB 1 | 126.483      | 107.511  | 169.287 | 116.413  |
| COMB 2 | 143.522      | 121.994  | 137.248 | 90.680   |
| COMB 3 | -            | -        | -       | -        |
| COMB 4 | 222.507      | 189.131  | 73.263  | 34.793   |
| COMB 5 | 209.552      | 178.119  | 71.218  | 34.554   |
| COMB 6 | -            | -        | -       | -        |

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

#### 4) 사용성 검토

##### (1) 전면저판

###### ① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 236.187 \times 1000000 / [2292.000 \times (1050.000 - 168.211/3)] \\ = 103.678 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1050.0 / (7 \times 2292.000)} \\ = 168.211 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

###### ② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 19/2 = 140.50 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 103.68) - 2.5 \times 140.50 = 408.31 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 103.68) = 607.65 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 408.31 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 408.31 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

##### (2) 후면저판

###### ① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 116.413 \times 1000000 / [2292.000 \times (1100.000 - 172.514/3)] \\ = 48.721 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1100.0 / (7 \times 2292.000)} \\ = 172.514 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

###### ② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 48.72) - 2.5 \times 90.50 = 1390.11 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 48.72) = 1293.09 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 1293.09 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1293.09 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

##### (3) 벽체 : H=6.843

###### ① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 349.280 \times 1000000 / [3096.800 \times (2100.000 - 280.838/3)] \\ = 56.214 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 2100.0 / (7 \times 3096.800)} \\ = 280.838 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 56.21) - 2.5 \times 89.00 = 1178.39 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 56.21) = 1120.71 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 1120.71 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1120.71 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) 흉벽

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 89.275 \times 1000000 / [2292.000 \times (720.000 - 136.798/3)] \\ = 57.756 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 1000.0 \times 720.0/(7 \times 2292.000)]} \\ = 136.798 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 57.76) - 2.5 \times 70.50 = 1187.24 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 57.76) = 1090.79 \text{ mm}$$

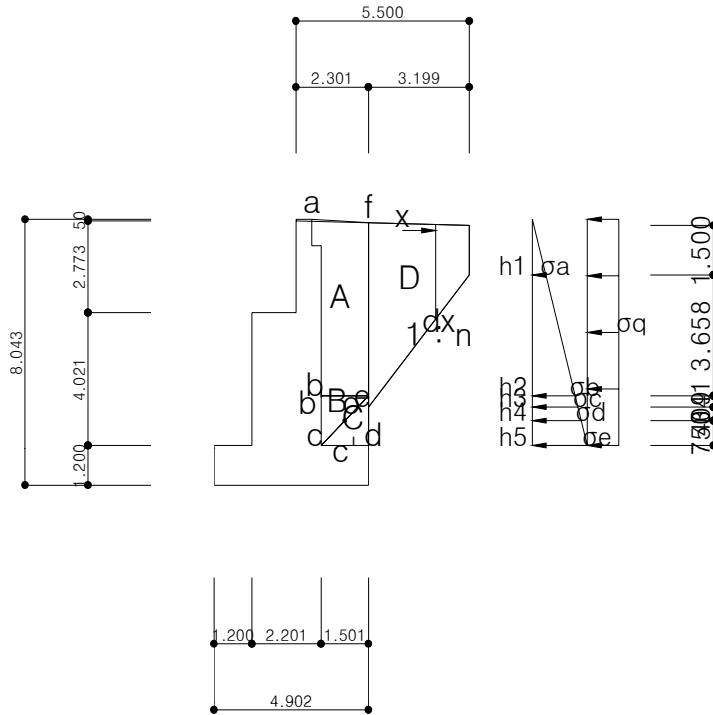
$S_a$ 는 작은 값인 1090.79 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1090.79 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

## 8. 날개벽 설계

### 1) 좌측 날개벽

#### (1) 단면력 산정

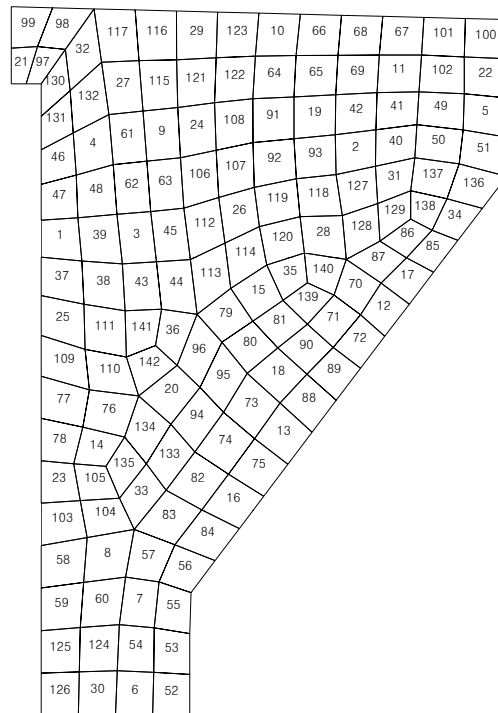


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

$$\text{정지도압계수 } K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

#### ① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

| 구 분       | 단면 D   | 단면 A    | 단면 B    | 단면 C    |
|-----------|--------|---------|---------|---------|
| 모멘트(kN.m) | 92.945 | 232.927 | 99.331  | 128.247 |
| 전단력(kN)   | 77.100 | 144.154 | 115.432 | 112.858 |

- 사용하중 단면력 집계

| 구 분       | 단면 D   | 단면 A    | 단면 B   | 단면 C   |
|-----------|--------|---------|--------|--------|
| 모멘트(kN.m) | 54.673 | 137.016 | 58.430 | 75.440 |
| 전단력(kN)   | 45.353 | 84.797  | 67.901 | 66.387 |

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\Phi_f = 0.85$ ,  $\Phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 620.00 | 540.00 | 80.00  | 92.95    | 77.10  |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 681.299 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $2292.0 \text{ mm}^2$  (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.364]

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA } (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00424$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 305.759 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 92.945 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.290]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 540.00 \text{ mm}$ )

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 77.100 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=620 mm)

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\Phi_f = 0.85$ ,  $\Phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 620.00 | 540.00 | 80.00  | 232.93   | 144.15 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\Phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1732.418 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $80.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 1.788]

1단 : D22 - 8.0 EA (=  $3096.8 \text{ mm}^2$  )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 232.927 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.754]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 540.00 \text{ mm}$ )

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 144.154 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=620 mm)

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\phi_f = 0.85$ ,  $\phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 620.00 | 540.00 | 80.00  | 99.33    | 115.43 |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 728.584 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $2292.0 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $80.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 3.146]

1단 : D19 - 8.0 EA (=  $2292.0 \text{ mm}^2$  )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00424$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 305.759 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 99.331 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.078]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 540.00 \text{ mm}$ )

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 115.432 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=620 mm)

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\Phi_f = 0.85$ ,  $\Phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 620.00 | 540.00 | 80.00  | 128.25   | 112.86 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\Phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 943.473 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $2292.0 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $80.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 2.429]

1단 : D19 - 8.0 EA (=  $2292.0 \text{ mm}^2$  )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00424$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 305.759 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 128.247 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.384]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 540.00 \text{ mm}$ )

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 112.858 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 54.673 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 47.599 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0 / (7 \times 2292.000)} \\ = 116.564 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 47.60) - 2.5 \times 70.50 = 1478.20 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 47.60) = 1323.56 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 1323.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1323.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 137.016 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 89.254 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0 / (7 \times 3096.800)} \\ = 132.860 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 89.25) - 2.5 \times 69.00 = 709.82 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 89.25) = 705.85 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 705.85 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 705.85 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 58.430 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 50.869 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0 / (7 \times 2292.000)} \\ = 116.564 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 50.87) - 2.5 \times 70.50 = 1371.83 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 50.87) = 1238.47 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 1238.47 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1238.47 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 75.440 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ &= 65.678 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0/(7 \times 2292.000)]} \\ &= 116.564 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 65.68) - 2.5 \times 70.50 = 1022.78 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 65.68) = 959.22 \text{ mm}$$

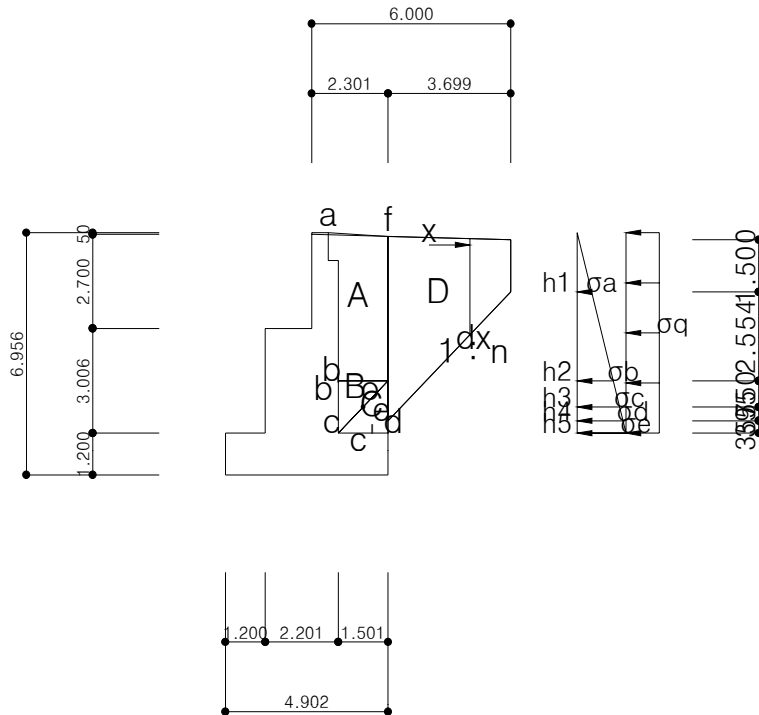
$S_a$ 는 작은 값인 959.22 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 959.22 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

## 8. 날개벽 설계

### 2) 우측 날개벽

#### (1) 단면력 산정

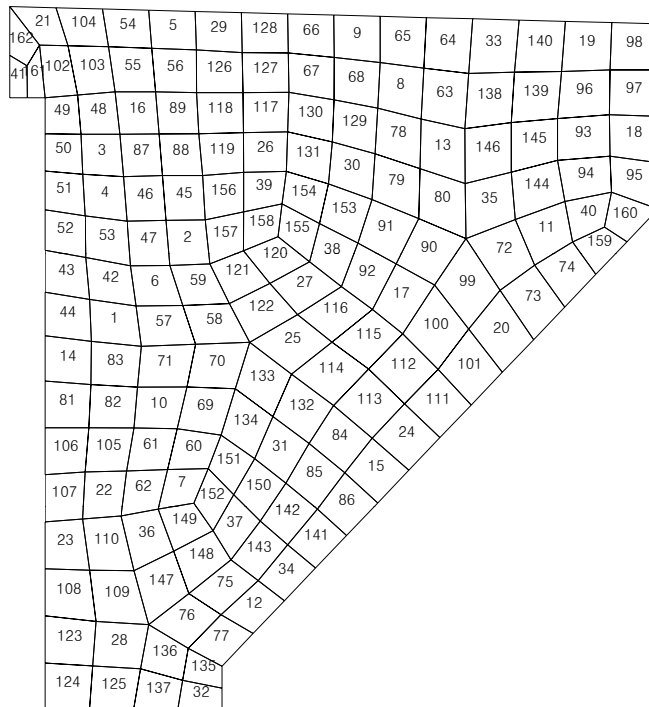


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

#### ① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

| 구 분       | 단면 D    | 단면 A    | 단면 B    | 단면 C    |
|-----------|---------|---------|---------|---------|
| 모멘트(kN.m) | 140.066 | 283.564 | 136.002 | 270.956 |
| 전단력(kN)   | 86.945  | 152.751 | 112.487 | 225.464 |

- 사용하중 단면력 집계

| 구 분       | 단면 D   | 단면 A    | 단면 B   | 단면 C    |
|-----------|--------|---------|--------|---------|
| 모멘트(kN.m) | 82.392 | 166.803 | 80.001 | 159.386 |
| 전단력(kN)   | 51.144 | 89.854  | 66.169 | 132.626 |

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\Phi_f = 0.85$ ,  $\Phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 620.00 | 540.00 | 80.00  | 140.07   | 86.95  |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1031.677 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $2292.0 \text{ mm}^2$  (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.222]

1단 : D19 - 8.0 EA (=  $2292.0 \text{ mm}^2$ )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00424$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 305.759 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 140.066 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.183]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 540.00 \text{ mm}$ )

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 86.945 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=620 mm)

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\Phi_f = 0.85$ ,  $\Phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 620.00 | 540.00 | 80.00  | 283.56   | 152.75 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\Phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2120.519 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $80.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 =  $1.460$ ]

1단 : D22 - 8.0 EA (=  $3096.8 \text{ mm}^2$  )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 283.564 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.440]$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 540.00 \text{ mm}$ )

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 152.751 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=620 mm)

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\Phi_f = 0.85$ ,  $\Phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 620.00 | 540.00 | 80.00  | 136.00   | 112.49 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\Phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1001.323 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $80.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 3.093]

1단 : D22 - 8.0 EA (=  $3096.8 \text{ mm}^2$  )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 136.002 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.003]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 540.00 \text{ mm}$ )

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 112.487 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=620 mm)

\* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 0.85$ ,  $\Phi_f = 0.85$ ,  $\Phi_v = 0.80$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 620.00 | 540.00 | 80.00  | 270.96   | 225.46 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$  이므로 인장지배단면이며,  $\Phi = 0.85$  를 적용한다.

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2023.482 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $80.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 = 1.530]

1단 : D22 - 8.0 EA (=  $3096.8 \text{ mm}^2$  )

\* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 270.956 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.507]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 540.00 \text{ mm}$ )

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 225.464 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 82.392 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 71.731 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 116.564 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 71.73) - 2.5 \times 70.50 = 921.60 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 71.73) = 878.28 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 878.28 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 878.28 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 166.803 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 108.657 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 132.860 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 108.66) - 2.5 \times 69.00 = 552.26 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 108.66) = 579.80 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 552.26 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 552.26 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 80.001 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 52.114 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 132.860 \text{ mm}$$

사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (=  $3096.8 \text{ mm}^2$  )

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 52.11) - 2.5 \times 69.00 = 1338.61 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 52.11) = 1208.89 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 1208.89 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1208.89 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 159.386 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 103.826 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 3096.800 / 1000.0 + 7 \times 3096.800 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0 / (7 \times 3096.800))]}$$

$$= 132.860 \text{ mm}$$

사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (=  $3096.8 \text{ mm}^2$  )

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 103.83) - 2.5 \times 69.00 = 585.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 103.83) = 606.78 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 585.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 585.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

## 9. 접속슬래브 검토

### 9.1 접속슬래브 검토(좌측)

#### 1) 지간 및 하중 산정

##### ① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

$$L_p = 0.70 \times 7.831 = 5.482 \text{ m}$$

- 등분포 고정하중

$$W_d = 25.000 \times 0.450 = 11.250 \text{ kN/m ; 접속판의 자중}$$

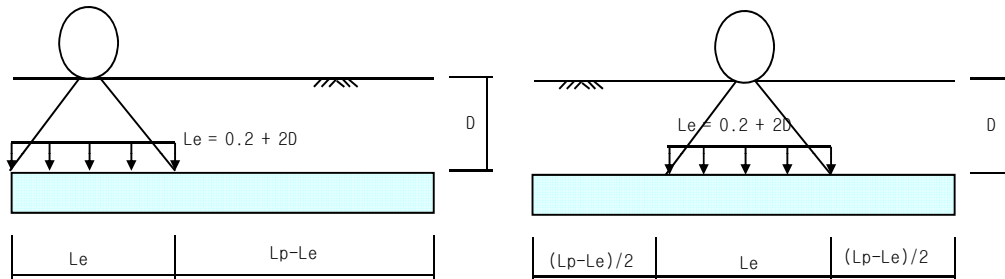
##### ② 고정하중에 의한 부재력

$$V_d = 11.250 \times 5.482 / 2 = 11.250 \times 0.5 = 26.897 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 11.250 \times 5.482^2 / 8 = 42.257 \text{ kN.m/m}$$

##### ③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



$$P_s = 2 \times 96.0 \times (1 + i) / [3 \times (0.2 + 20)]$$

$$= 2 \times 96.0 \times (1 + 0.300) / [3 \times (0.2 + 2 \times 0.000)]$$

$$= 416.000 \text{ kN}$$

$$V_l = P_s \times L_e - (P_s \times L_e^2 + 2 \times P_s \times L_e \times d) / (2 \times L_p)$$

$$= 416.000 \times 0.200 - (416.000 \times 0.200^2 + 2 \times 416.000 \times 0.200 \times 0.350) / (2 \times 5.482)$$

$$= 76.370 \text{ kN.m}$$

$$M_l = P_s \times L_p/2 \times L_e/2 - P_s \times L_e/2 \times L_e/4$$

$$= 416.000 \times 5.482/2 \times 0.200/2 - 416.000 \times 0.200/2 \times 0.200/4$$

$$= 111.940 \text{ kN.m}$$

##### ④ 단면력 산정

$$V_u = 1.30 \times V_d + 2.15 \times V_l$$

$$= 1.30 \times 26.897 + 2.15 \times 76.370$$

$$= 199.162 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.30 \times M_d + 2.15 \times M_l$$

$$= 1.30 \times 42.257 + 2.15 \times 111.940$$

$$= 295.603 \text{ kN/m}$$

## 2) 단면력 검토

\* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 450.00 | 350.00 | 100.00 | 295.60   | 199.16 |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 53.975 \text{ mm, } c = 53.975 / \beta_1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01354$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2660.273 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.164]

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00885$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 53.975 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 340.104 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 295.603 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.151]$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 350.00 \text{ mm}$ )

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 242.487 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 199.162 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

\* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

$$55/\sqrt{5.482} = 23.49\% < \text{최대 } 50\% \text{ 중 작은값 이상}$$

$$\text{소요 주철근} : 2660.3 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요 철근량} : 2660.3 \times 0.235 = 624.9 \text{ mm}^2 < 1910.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

\* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times B \times T$$

$$= 0.0020 \times 1000 \times 450 = 900.0 \text{ mm}^2 < 2865.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

\* 노출면 300mm<sup>2</sup> 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

$$\text{필요철근량} : 300.0 \text{ mm}^2 < 955.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

### 3) 사용성 검토

#### ① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 154.196 \times 1000000 / [3096.800 \times (350.000 - 103.399/3)]$$

$$= 157.803 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 3096.800 / 1000.0 + 7 \times 3096.800 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0 / (7 \times 3096.800)}$$

$$= 103.399 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 100.0 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

#### ② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 157.80) - 2.5 \times 89.00 = 276.54 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 157.80) = 399.23 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 276.54 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 276.54 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

## 9.2 접속슬래브 검토(우측)

### 1) 지간 및 하중 산정

#### ① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

$$L_p = 0.70 \times 7.831 = 5.482 \text{ m}$$

- 등분포 고정하중

$$W_d = 25.000 \times 0.450 = 11.250 \text{ kN/m ; 접속판의 자중}$$

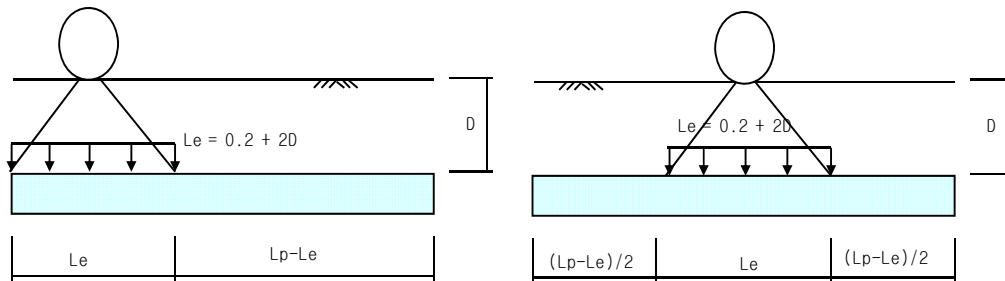
#### ② 고정하중에 의한 부재력

$$V_d = 11.250 \times 5.482 / 2 - 11.250 \times 0. = 26.897 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 11.250 \times 5.482^2 / 8 = 42.257 \text{ kN.m/m}$$

#### ③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



$$P_s = 2 \times 96.0 \times (1 + i) / [3 \times (0.2 + 2D)]$$

$$= 2 \times 96.0 \times (1 + 0.300) / [3 \times (0.2 + 2 \times 0.000)]$$

$$= 416.000 \text{ kN}$$

$$V_l = P_s \times L_e - (P_s \times L_e^2 + 2 \times P_s \times L_e \times d) / (2 \times L_p)$$

$$= 416.000 \times 0.200 - (416.000 \times 0.200^2 + 2 \times 416.000 \times 0.200 \times 0.350) / (2 \times 5.482)$$

$$= 76.370 \text{ kN.m}$$

$$M_l = P_s \times L_p/2 \times L_e/2 - P_s \times L_e/2 \times L_e/4$$

$$= 416.000 \times 5.482/2 \times 0.200/2 - 416.000 \times 0.200/2 \times 0.200/4$$

$$= 111.939 \text{ kN.m}$$

#### ④ 단면력 산정

$$V_u = 1.30 \times V_d + 2.15 \times V_l$$

$$= 1.30 \times 26.897 + 2.15 \times 76.370$$

$$= 199.162 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.30 \times M_d + 2.15 \times M_l$$

$$= 1.30 \times 42.257 + 2.15 \times 111.939$$

$$= 295.603 \text{ kN/m}$$

## 2) 단면력 검토

\* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$$

| B(mm)   | H(mm)  | d(mm)  | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|--------|--------|--------|----------|--------|
| 1000.00 | 450.00 | 350.00 | 100.00 | 295.60   | 199.16 |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 53.975 \text{ mm, } c = 53.975 / \beta_1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01354$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

\* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2660.272 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $3096.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $100.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 =  $1.164$ ]

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00885$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 53.975 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 340.104 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 295.603 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.151]$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 350.00 \text{ mm}$ )

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 242.487 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 199.162 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

\* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

$$55/\sqrt{5.482} = 23.49\% < \text{최대 } 50\% \text{ 중 작은값 이상}$$

$$\text{소요 주철근} : 2660.3 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요 철근량} : 2660.3 \times 0.235 = 624.9 \text{ mm}^2 < 1910.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

\* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times B \times T$$

$$= 0.0020 \times 1000 \times 450 = 900.0 \text{ mm}^2 < 2865.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

\* 노출면 300mm<sup>2</sup> 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

$$\text{필요철근량} : 300.0 \text{ mm}^2 < 955.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

### 3) 사용성 검토

#### ① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 154.196 \times 1000000 / [3096.800 \times (350.000 - 103.399/3)] \\ = 157.803 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0/(7 \times 3096.800)} \\ = 103.399 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

#### ② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서  $C_c$  ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

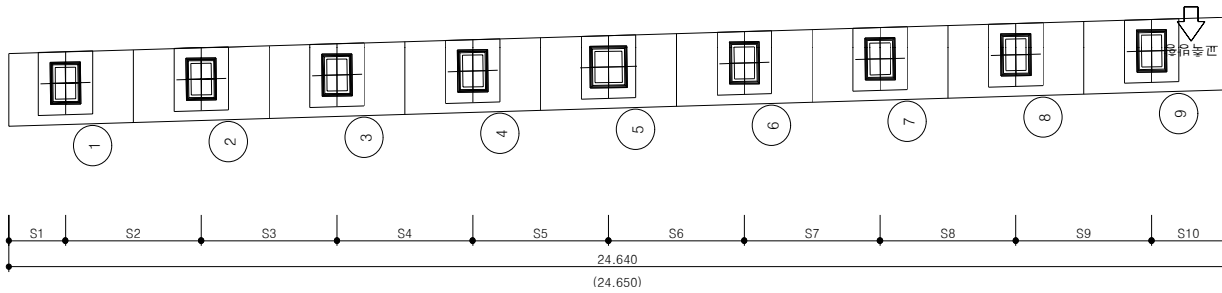
$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 157.80) - 2.5 \times 89.00 = 276.54 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 157.80) = 399.23 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 276.54 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 276.54 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

## 10. 교좌부 검토



### 1) 받침 연단거리 검토

#### ① 필요 연단거리

- 거더의 공간길이가 100m 이하이므로  $S = 200 + 5.0L$

$$S = 200 + 5.0 \times 30.099 = 350.497 \text{ mm}$$

#### ② 실제 연단거리

| 구 분 | 필요연단    | 받침 규격   |         | 연단거리    | 비 고 |
|-----|---------|---------|---------|---------|-----|
|     |         | 교축방향    | 직각방향    |         |     |
| 1   | 350.497 | 610.000 | 410.000 | 490.111 | 0.K |
| 2   | 350.497 | 610.000 | 410.000 | 490.111 | 0.K |
| 3   | 350.497 | 610.000 | 410.000 | 490.111 | 0.K |
| 4   | 350.497 | 610.000 | 410.000 | 490.111 | 0.K |
| 5   | 350.497 | 600.000 | 550.000 | 494.114 | 0.K |
| 6   | 350.497 | 610.000 | 410.000 | 490.111 | 0.K |
| 7   | 350.497 | 610.000 | 410.000 | 490.111 | 0.K |
| 8   | 350.497 | 610.000 | 410.000 | 490.111 | 0.K |
| 9   | 350.497 | 610.000 | 410.000 | 486.111 | 0.K |

## 2) 최소 받침지지 길이 검토

### ① 최소 받침지지 길이

- 사각이  $91.6^\circ$  이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은  $1.62^\circ$

$$\begin{aligned} N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\ &= (200 + 1.67 \times 105.225 + 6.66 \times 13.085) \times (1 + 0.000125 \times 1.62^2) \\ &= 463.027 \text{ mm} \end{aligned}$$

### ② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1401 - 50 - 50 = 1301 \text{ mm} \geq 463 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

## 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

| 구 분    | 수직력      |          |     | 수평력     |         |     |
|--------|----------|----------|-----|---------|---------|-----|
|        | 허용값      | 상부반력     | 비 고 | 허용값     | 탄성지진력   | 비 고 |
| SHOE 1 | 1750.000 | 1281.979 | 0.K | 258.822 | 251.175 | 0.K |
| SHOE 2 | 1750.000 | 1295.561 | 0.K | 258.822 | 251.025 | 0.K |
| SHOE 3 | 1750.000 | 1247.670 | 0.K | 258.822 | 250.712 | 0.K |
| SHOE 4 | 1750.000 | 1211.205 | 0.K | 258.822 | 250.400 | 0.K |
| SHOE 5 | 1750.000 | 1137.207 | 0.K | 258.822 | 250.113 | 0.K |
| SHOE 6 | 1750.000 | 1202.584 | 0.K | 258.822 | 249.887 | 0.K |
| SHOE 7 | 1750.000 | 1251.817 | 0.K | 258.822 | 249.725 | 0.K |
| SHOE 8 | 1750.000 | 1311.548 | 0.K | 258.822 | 249.625 | 0.K |
| SHOE 9 | 1750.000 | 1409.573 | 0.K | 258.822 | 249.688 | 0.K |

탄성지진력은 응답수정계수( $R = 0.8$ )를 고려한 값이며 내진장치 불필요

## 4) 교량받침 보강 철근 검토

### ① 교량받침에 작용하는 하중

| 구 분 | 수직력      | 수평력     |         | 보강범위(mm) |          | 비 고 |
|-----|----------|---------|---------|----------|----------|-----|
|     |          | 교축방향    | 직각방향    | 교축방향     | 직각방향     |     |
| 1   | 1281.979 | 188.853 | 142.303 | 1208.000 | 1676.250 |     |
| 2   | 1295.561 | 188.741 | 142.444 | 1208.000 | 1790.300 |     |
| 3   | 1247.670 | 188.506 | 142.519 | 1208.000 | 1790.300 |     |
| 4   | 1211.205 | 188.271 | 142.538 | 1208.000 | 1790.300 |     |
| 5   | 1137.207 | 188.055 | 245.996 | 1348.000 | 1785.300 |     |
| 6   | 1202.584 | 187.885 | 142.519 | 1208.000 | 1790.300 |     |
| 7   | 1251.817 | 187.763 | 142.481 | 1208.000 | 1790.300 |     |
| 8   | 1311.548 | 187.688 | 142.397 | 1208.000 | 1790.300 |     |
| 9   | 1409.573 | 187.735 | 142.274 | 1204.000 | 1848.950 |     |

탄성지진력은 응답수정계수( $R = 0.8$ )를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

| 구 분 | 교축방향     |          |     | 직각방향     |          |     |
|-----|----------|----------|-----|----------|----------|-----|
|     | 필요철근량    | 사용철근량    | 비 고 | 필요철근량    | 사용철근량    | 비 고 |
| 1   | 2579.022 | 3574.800 | 0.K | 2657.990 | 3972.000 | 0.K |
| 2   | 2592.255 | 3574.800 | 0.K | 2677.039 | 3972.000 | 0.K |
| 3   | 2541.377 | 3574.800 | 0.K | 2613.685 | 3972.000 | 0.K |
| 4   | 2502.264 | 3574.800 | 0.K | 2565.191 | 3972.000 | 0.K |
| 5   | 2436.506 | 3574.800 | 0.K | 3156.136 | 3972.000 | 0.K |
| 6   | 2490.819 | 3574.800 | 0.K | 2553.571 | 3972.000 | 0.K |
| 7   | 2540.697 | 3574.800 | 0.K | 2618.964 | 3972.000 | 0.K |
| 8   | 2601.698 | 3574.800 | 0.K | 2698.041 | 3972.000 | 0.K |
| 9   | 2698.420 | 3574.800 | 0.K | 2827.927 | 3972.000 | 0.K |

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

| 구 분 | 교축방향     |          |     | 직각방향     |          |     |
|-----|----------|----------|-----|----------|----------|-----|
|     | 필요철근량    | 사용철근량    | 비 고 | 필요철근량    | 사용철근량    | 비 고 |
| 1   | 1259.023 | 7546.800 | 0.K | 948.684  | 7546.800 | 0.K |
| 2   | 1258.271 | 7546.800 | 0.K | 949.624  | 7546.800 | 0.K |
| 3   | 1256.704 | 7546.800 | 0.K | 950.125  | 7546.800 | 0.K |
| 4   | 1255.138 | 7546.800 | 0.K | 950.251  | 7546.800 | 0.K |
| 5   | 1253.697 | 7944.000 | 0.K | 1639.970 | 7944.000 | 0.K |
| 6   | 1252.569 | 7546.800 | 0.K | 950.125  | 7546.800 | 0.K |
| 7   | 1251.754 | 7546.800 | 0.K | 949.875  | 7546.800 | 0.K |
| 8   | 1251.253 | 7546.800 | 0.K | 949.311  | 7546.800 | 0.K |
| 9   | 1251.566 | 7546.800 | 0.K | 948.496  | 7546.800 | 0.K |

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1281.979 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$\begin{aligned} \delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 30.1 \\ &= 0.007525 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= kh \times \delta : kh \text{ 탄성받침의 전단탄성계수, } \delta \text{ 상부구조의 신축량} \\ &= 2396.500 \times 0.007525 \\ &= 18.033 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$Hx1 = 18.033 / 1.15 = 15.681 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 251.175 / 1.33 = 188.853 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 188.853 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$H_{y1} = 0 \text{ kN}$  : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

$H_{y2} = 189.262 / 1.33 = 142.303 \text{ kN}$

☞ 수평력은  $H_{y1}$ ,  $H_{y2}$  중 큰 값인  $142.303 \text{ kN}$ 를 적용한다.

## ② 연직하중에 대한 보강

$$b_{1x} = 610.000 \text{ mm} \quad b_{1y} = 410.000 \text{ mm}$$

$$b_{2x} = 798.000 \text{ mm} \quad b_{2y} = 1146.500 \text{ mm}$$

$$bcx = 2 \times b_{2x} = 1596.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 3050.000 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b_{2y} = 2293.000 \text{ mm} > 5 \times b_{1y} = 2050.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} As_{x1} &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/bcx) \times P/f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 610.000/1596.000) \times 1281.979 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1319.999 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{y1} &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/bcy) \times P/f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 410.000/2293.000) \times 1281.979 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1709.305 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

## ③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned} As_{x2} &= H_x/f_{sa} \\ &= 188.853 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1259.023 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{y2} &= H_y/f_{sa} \\ &= 142.303 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 948.684 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

## ④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 610.000 + 1146.500 = 1756.500 \text{ mm}$$

여기서, 교좌중심에서의 연단거리  $798.000 \text{ mm}$ 가  $B_{xo}/2 = 878.250 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정필요

$$B_{xo} = b_{2x} + (b_{1x} + b_{2y})/2 = 798.000 + (610.000 + 1146.500)/2 = 1676.250 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 410.000 + 798.000 = 1208.000 \text{ mm}$$

## ⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$As_y = As_{y1} + As_{y2} = 1709.305 + 948.684 = 2657.990 \text{ mm}^2$$

$$B_{xo} = 1676.250 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } D16 - 20 \text{ EA}$$

$$As = 198.600 \times 20 = 3972.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

- 교축방향

$$As_x = As_{x1} + As_{x2} = 1319.999 + 1259.023 = 2579.022 \text{ mm}^2$$

$$B_{yo} = 1208.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } D16 - 18 \text{ EA}$$

$$As = 198.600 \times 18 = 3574.800 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

$$As2 = Hy/fsa = 142.303 \times 10^3 / 150.000 = 948.684 \text{ mm}^2$$

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 18 EA

$$As = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 18 = 7546.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$As1 = Hx/fsa = 188.853 \times 10^3 / 150.000 = 1259.023 \text{ mm}^2$$

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 18 EA

$$As = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 18 = 7546.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

## 11. 말뚝 검토

### 1) 설계조건

#### ① 말뚝의 제원

| 말뚝 종류    | 직경 (mm) | 두께 (mm) | 부식두께 (mm) | 길이 (m) |
|----------|---------|---------|-----------|--------|
| 내부굴착강관말뚝 | 508     | 12      | 2         | 14.100 |

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수  $E = 205000.0 \text{ MPa}$

말뚝의 단면2차모멘트  $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 \text{ m}^4$

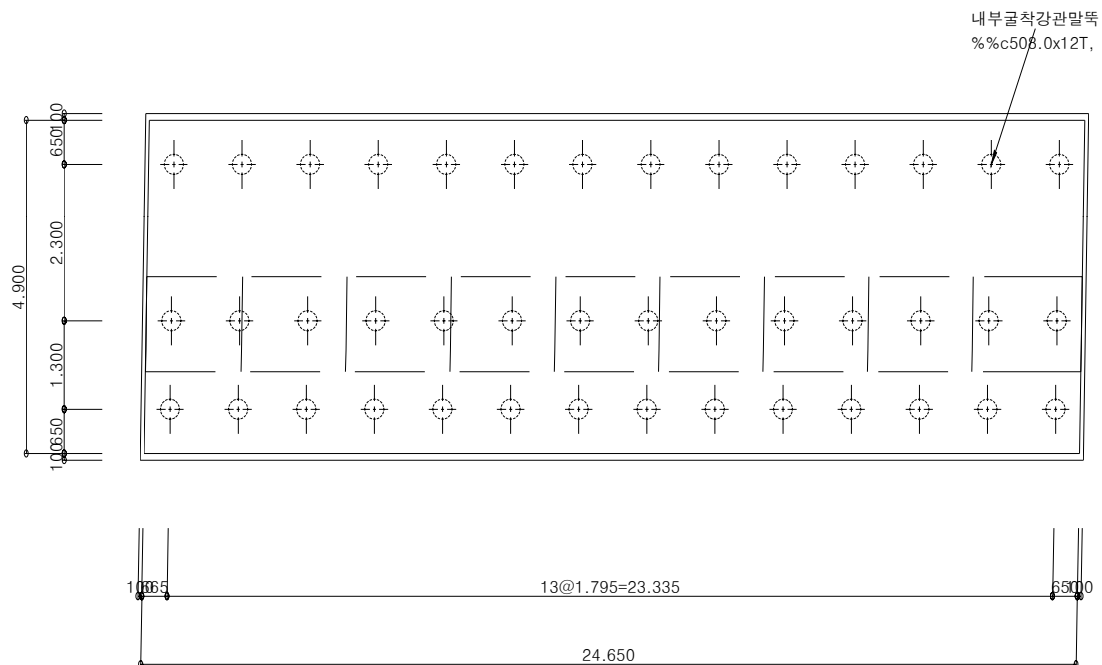
말뚝 머리의 평균 N치  $N = 15$

말뚝 선단의 평균 N치  $N = 30$

말뚝 선단의 근입깊이  $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이  $h = 0.0 \text{ m}$

#### ② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

| 구 분   |         | Vo(kN)    | Ho(kN)   | Mo(kN.m)  | 비 고                           |
|-------|---------|-----------|----------|-----------|-------------------------------|
| 사용 하중 | COMBO 1 | 15941.056 | 4859.230 | 1881.045  | 사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)     |
|       | COMBO 2 | 15497.356 | 4321.909 | 480.418   | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)         |
|       | COMBO 3 | 15497.356 | 6200.979 | 13033.277 | 사중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)   |
|       | COMBO 4 | 26400.249 | 5021.525 | 5781.654  | 사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)     |
|       | COMBO 5 | 23060.026 | 4484.205 | 3551.244  | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)       |
|       | COMBO 6 | 23060.026 | 8040.805 | 25527.448 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10) |
| 계수 하중 | COMBO 1 | 22176.010 | 8260.691 | 5011.778  | 사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)     |
|       | COMBO 2 | 21222.055 | 7347.246 | 2971.088  | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)         |
|       | COMBO 3 | 15497.356 | 6200.979 | 13033.277 | 사중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)   |
|       | COMBO 4 | 38235.004 | 8471.675 | 10782.271 | 사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)     |
|       | COMBO 5 | 31053.525 | 7558.230 | 6955.990  | 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)       |
|       | COMBO 6 | 23060.026 | 8040.805 | 25527.448 | 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10) |

### 3) 말뚝의 특성치 계산

#### ① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$A_p = \pi/4 \times (0.504^2 - 0.484^2) = 0.0155 \text{ m}^2 ; \text{ 말뚝의 순단면적}$$

$$a = 0.013 \times (L/D) + 0.53 = 0.894$$

$$K_v = a \times A_p \times E_p / L = 201650.639 \text{ kN/m} ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수}$$

#### ② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

:  $1/\beta$  가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$  (평상시),  $2$  (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 15 = 15000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

| 가정된 $1/\beta$ (m) | 계산치 $1/\beta$ (m) | $K_h$ (kN/m <sup>3</sup> ) |
|-------------------|-------------------|----------------------------|
| 0.504             | 2.184             | 33883.48                   |
| 2.184             | 2.506             | 19552.32                   |
| 2.506             | 2.538             | 18569.99                   |
| 2.538             | 2.541             | 18480.47                   |
| 2.541             | 2.541             | 18472.09                   |
| 2.541             | 2.541             | 18471.31                   |
| 2.541             | 2.541             | 18471.24                   |

$$K_h = 18471.23 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.393 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.393 \times 14.1000 = 5.548 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

| 가정된 $1/\beta$ (m) | 계산치 $1/\beta$ (m) | $K_h$ (kN/m <sup>3</sup> ) |
|-------------------|-------------------|----------------------------|
| 0.504             | 1.836             | 67766.97                   |
| 1.836             | 2.073             | 41730.13                   |
| 2.073             | 2.097             | 39875.76                   |
| 2.097             | 2.099             | 39706.19                   |
| 2.099             | 2.099             | 39690.34                   |
| 2.099             | 2.099             | 39688.85                   |
| 2.099             | 2.099             | 39688.71                   |

$$K_h = 39688.70 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.476 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.476 \times 14.1000 = 6.717 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

#### 4) 말뚝의 변위 및 부재력

##### ① 말뚝머리 고정일 경우

##### 가) 축직각방향 스프링정수

| 구 분 | 평상시       | 지진시       | 산출식           | 단 위      |
|-----|-----------|-----------|---------------|----------|
| K1  | 23659.354 | 41988.577 | $4EI \beta^3$ | kN/m     |
| K2  | 30064.185 | 44069.178 | $2EI \beta^2$ | kN/rad   |
| K3  | 30064.185 | 44069.178 | $2EI \beta^2$ | kN/rad   |
| K4  | 76405.738 | 92505.750 | $2EI \beta$   | kN.m/rad |

##### 나) 기초의 변위

| 말뚝원점에서의 변위 |                                                                                                                                                                                                                                             | 계산값        |            |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|------------|
|            |                                                                                                                                                                                                                                             | 평상시        | 지진시        |
| Axx        | $\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$                                                                                                                                                                                          | 993692.9   | 1763520.2  |
| Axy, Ayx   | $\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$                                                                                                                                                                                              | 0.0        | 0.0        |
| Axa, Aax   | $\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$                                                                                                                                                                   | -1262695.8 | -1850905.5 |
| Ayy        | $\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$                                                                                                                                                                                          | 8469326.9  | 8469326.9  |
| Aya, Aay   | $\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$                                                                                                                                                               | 0.0        | 0.0        |
| Aaa        | $\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$                                                                                                                                            | 21973305.2 | 22649505.7 |
| 일반식        | $\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$ |            |            |

| 구 분     | 사용하중          |               |               | 구 분     | 계수하중          |               |               |
|---------|---------------|---------------|---------------|---------|---------------|---------------|---------------|
|         | $\delta x(m)$ | $\delta y(m)$ | $\alpha(rad)$ |         | $\delta x(m)$ | $\delta y(m)$ | $\alpha(rad)$ |
| COMBO 1 | 0.0053926     | 0.0018822     | 0.0003955     | COMBO 1 | 0.0092806     | 0.0026184     | 0.0007614     |
| COMBO 2 | 0.0047219     | 0.0018298     | 0.0002932     | COMBO 2 | 0.0081617     | 0.0025058     | 0.0006042     |
| COMBO 3 | 0.0045067     | 0.0018298     | 0.0009437     | COMBO 3 | 0.0045067     | 0.0018298     | 0.0009437     |
| COMBO 4 | 0.0058122     | 0.0031172     | 0.0005971     | COMBO 4 | 0.0098697     | 0.0045145     | 0.0010579     |
| COMBO 5 | 0.0050897     | 0.0027228     | 0.0004541     | COMBO 5 | 0.0086393     | 0.0036666     | 0.0008130     |
| COMBO 6 | 0.0062812     | 0.0027228     | 0.0016404     | COMBO 6 | 0.0062812     | 0.0027228     | 0.0016404     |

##### \* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.281 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

| 구 분     |   | $\delta x(i)$ | $\delta y(i)$ | $\alpha$  | $P_n(i)$ | $P_h(i)$ | $M_t(i)$ |
|---------|---|---------------|---------------|-----------|----------|----------|----------|
| COMBO 1 | 1 | 0.0053926     | 0.0025282     | 0.0003955 | 509.810  | 115.696  | -131.907 |
|         | 2 | 0.0053926     | 0.0020140     | 0.0003955 | 406.133  | 115.696  | -131.907 |
|         | 3 | 0.0053926     | 0.0011044     | 0.0003955 | 222.704  | 115.696  | -131.907 |
| COMBO 2 | 1 | 0.0047219     | 0.0023087     | 0.0002932 | 465.557  | 102.903  | -119.558 |
|         | 2 | 0.0047219     | 0.0019276     | 0.0002932 | 388.693  | 102.903  | -119.558 |
|         | 3 | 0.0047219     | 0.0012532     | 0.0002932 | 252.704  | 102.903  | -119.558 |
| COMBO 3 | 1 | 0.0045067     | 0.0033712     | 0.0009437 | 679.811  | 147.642  | -111.308 |
|         | 2 | 0.0045067     | 0.0021444     | 0.0009437 | 432.419  | 147.642  | -111.308 |
|         | 3 | 0.0045067     | -0.0000262    | 0.0009437 | -5.276   | 147.642  | -111.308 |
| COMBO 4 | 1 | 0.0058122     | 0.0040925     | 0.0005971 | 825.246  | 119.560  | -129.115 |
|         | 2 | 0.0058122     | 0.0033162     | 0.0005971 | 668.714  | 119.560  | -129.115 |
|         | 3 | 0.0058122     | 0.0019428     | 0.0005971 | 391.773  | 119.560  | -129.115 |
| COMBO 5 | 1 | 0.0050897     | 0.0034645     | 0.0004541 | 698.610  | 106.767  | -118.322 |
|         | 2 | 0.0050897     | 0.0028741     | 0.0004541 | 579.571  | 106.767  | -118.322 |
|         | 3 | 0.0050897     | 0.0018297     | 0.0004541 | 368.963  | 106.767  | -118.322 |
| COMBO 6 | 1 | 0.0062812     | 0.0054020     | 0.0016404 | 1089.321 | 191.448  | -125.063 |
|         | 2 | 0.0062812     | 0.0032696     | 0.0016404 | 659.308  | 191.448  | -125.063 |
|         | 3 | 0.0062812     | -0.0005033    | 0.0016404 | -101.484 | 191.448  | -125.063 |

- 계수하중 조합

| 구 분     |   | $\delta x(i)$ | $\delta y(i)$ | $\alpha$  | $P_n(i)$ | $P_h(i)$ | $M_t(i)$ |
|---------|---|---------------|---------------|-----------|----------|----------|----------|
| COMBO 1 | 1 | 0.0092806     | 0.0038620     | 0.0007614 | 778.776  | 196.683  | -220.840 |
|         | 2 | 0.0092806     | 0.0028722     | 0.0007614 | 579.179  | 196.683  | -220.840 |
|         | 3 | 0.0092806     | 0.0011210     | 0.0007614 | 226.046  | 196.683  | -220.840 |
| COMBO 2 | 1 | 0.0081617     | 0.0034927     | 0.0006042 | 704.296  | 174.934  | -199.208 |
|         | 2 | 0.0081617     | 0.0027072     | 0.0006042 | 545.901  | 174.934  | -199.208 |
|         | 3 | 0.0081617     | 0.0013174     | 0.0006042 | 265.664  | 174.934  | -199.208 |
| COMBO 3 | 1 | 0.0045067     | 0.0033712     | 0.0009437 | 679.811  | 147.642  | -111.308 |
|         | 2 | 0.0045067     | 0.0021444     | 0.0009437 | 432.419  | 147.642  | -111.308 |
|         | 3 | 0.0045067     | -0.0000262    | 0.0009437 | -5.276   | 147.642  | -111.308 |
| COMBO 4 | 1 | 0.0098697     | 0.0062424     | 0.0010579 | 1258.777 | 201.707  | -215.897 |
|         | 2 | 0.0098697     | 0.0048671     | 0.0010579 | 981.463  | 201.707  | -215.897 |
|         | 3 | 0.0098697     | 0.0024341     | 0.0010579 | 490.832  | 201.707  | -215.897 |
| COMBO 5 | 1 | 0.0086393     | 0.0049945     | 0.0008130 | 1007.149 | 179.958  | -197.614 |
|         | 2 | 0.0086393     | 0.0039376     | 0.0008130 | 794.019  | 179.958  | -197.614 |
|         | 3 | 0.0086393     | 0.0020676     | 0.0008130 | 416.941  | 179.958  | -197.614 |
| COMBO 6 | 1 | 0.0062812     | 0.0054020     | 0.0016404 | 1089.321 | 191.448  | -125.063 |
|         | 2 | 0.0062812     | 0.0032696     | 0.0016404 | 659.308  | 191.448  | -125.063 |
|         | 3 | 0.0062812     | -0.0005033    | 0.0016404 | -101.484 | 191.448  | -125.063 |

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

| 구 분     |   | 수평거리   | 각도 | 축력        | 수평력      | 모멘트       | 본수 |
|---------|---|--------|----|-----------|----------|-----------|----|
| COMBO 1 | 1 | 1.633  | 0  | 509.810   | 115.696  | -131.907  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 406.133   | 115.696  | -131.907  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 222.704   | 115.696  | -131.907  | 14 |
|         | 계 |        |    | 15941.056 | 4859.230 | 1881.045  | 42 |
| COMBO 2 | 1 | 1.633  | 0  | 465.557   | 102.903  | -119.558  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 388.693   | 102.903  | -119.558  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 252.704   | 102.903  | -119.558  | 14 |
|         | 계 |        |    | 15497.356 | 4321.909 | 480.418   | 42 |
| COMBO 3 | 1 | 1.633  | 0  | 679.811   | 147.642  | -111.308  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 432.419   | 147.642  | -111.308  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | -5.276    | 147.642  | -111.308  | 14 |
|         | 계 |        |    | 15497.356 | 6200.979 | 13033.277 | 42 |
| COMBO 4 | 1 | 1.633  | 0  | 825.246   | 119.560  | -129.115  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 668.714   | 119.560  | -129.115  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 391.773   | 119.560  | -129.115  | 14 |
|         | 계 |        |    | 26400.249 | 5021.525 | 5781.654  | 42 |
| COMBO 5 | 1 | 1.633  | 0  | 698.610   | 106.767  | -118.322  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 579.571   | 106.767  | -118.322  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 368.963   | 106.767  | -118.322  | 14 |
|         | 계 |        |    | 23060.026 | 4484.205 | 3551.244  | 42 |
| COMBO 6 | 1 | 1.633  | 0  | 1089.321  | 191.448  | -125.063  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 659.308   | 191.448  | -125.063  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | -101.484  | 191.448  | -125.063  | 14 |
|         | 계 |        |    | 23060.026 | 8040.805 | 25527.448 | 42 |

- 계수하중 조합

| 구 분     |   | 수평거리   | 각도 | 축력        | 수평력      | 모멘트       | 본수 |
|---------|---|--------|----|-----------|----------|-----------|----|
| COMBO 1 | 1 | 1.633  | 0  | 778.776   | 196.683  | -220.840  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 579.179   | 196.683  | -220.840  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 226.046   | 196.683  | -220.840  | 14 |
|         | 계 |        |    | 22176.010 | 8260.691 | 5011.778  | 42 |
| COMBO 2 | 1 | 1.633  | 0  | 704.296   | 174.934  | -199.208  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 545.901   | 174.934  | -199.208  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 265.664   | 174.934  | -199.208  | 14 |
|         | 계 |        |    | 21222.055 | 7347.246 | 2971.088  | 42 |
| COMBO 3 | 1 | 1.633  | 0  | 679.811   | 147.642  | -111.308  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 432.419   | 147.642  | -111.308  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | -5.276    | 147.642  | -111.308  | 14 |
|         | 계 |        |    | 15497.356 | 6200.979 | 13033.277 | 42 |
| COMBO 4 | 1 | 1.633  | 0  | 1258.777  | 201.707  | -215.897  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 981.463   | 201.707  | -215.897  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 490.832   | 201.707  | -215.897  | 14 |
|         | 계 |        |    | 38235.004 | 8471.675 | 10782.271 | 42 |
| COMBO 5 | 1 | 1.633  | 0  | 1007.149  | 179.958  | -197.614  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 794.019   | 179.958  | -197.614  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 416.941   | 179.958  | -197.614  | 14 |
|         | 계 |        |    | 31053.525 | 7558.230 | 6955.990  | 42 |
| COMBO 6 | 1 | 1.633  | 0  | 1089.321  | 191.448  | -125.063  | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 659.308   | 191.448  | -125.063  | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | -101.484  | 191.448  | -125.063  | 14 |
|         | 계 |        |    | 23060.026 | 8040.805 | 25527.448 | 42 |

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

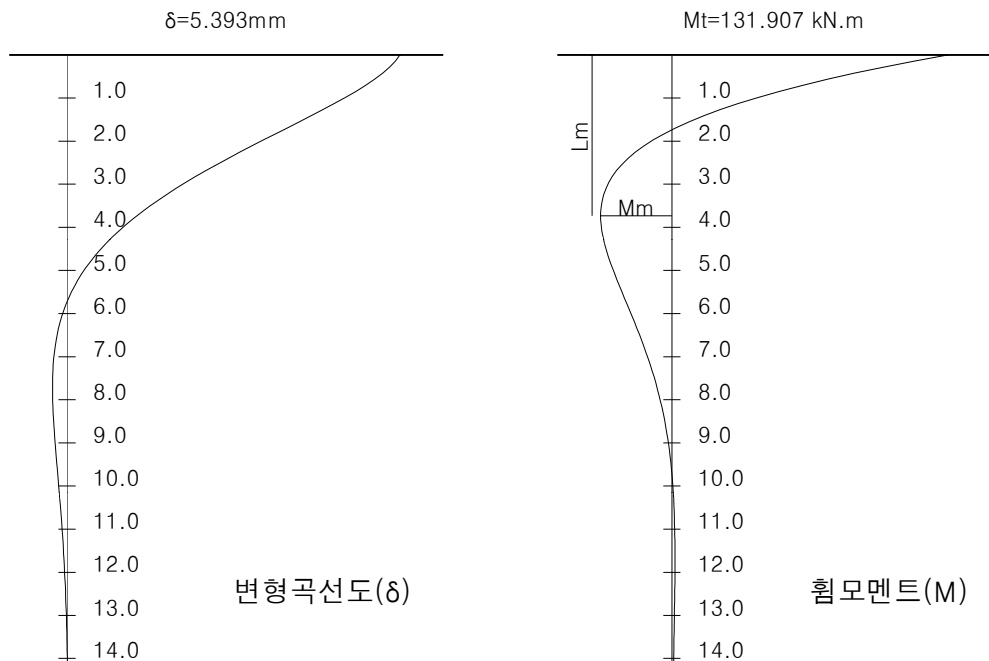
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.036 kN.m, 3.732 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.393 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.393 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 131.907   | -115.696 | 5.393  |     |
| 0.940  | 44.475    | -71.551  | 4.569  |     |
| 1.880  | -5.658    | -36.958  | 3.312  |     |
| 2.820  | -28.514   | -13.463  | 2.087  |     |
| 3.760  | -34.032   | 0.294    | 1.107  |     |
| 4.700  | -30.232   | 6.804    | 0.430  |     |
| 5.640  | -22.704   | 8.625    | 0.026  |     |
| 6.580  | -14.820   | 7.863    | -0.172 |     |
| 7.520  | -8.256    | 6.014    | -0.234 |     |
| 8.460  | -3.563    | 3.994    | -0.219 |     |
| 9.400  | -0.649    | 2.275    | -0.171 |     |
| 10.340 | 0.864     | 1.025    | -0.115 |     |
| 11.280 | 1.422     | 0.235    | -0.067 |     |
| 12.220 | 1.420     | -0.187   | -0.031 |     |
| 13.160 | 1.151     | -0.353   | -0.008 |     |
| 14.100 | 0.805     | -0.365   | 0.004  |     |

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

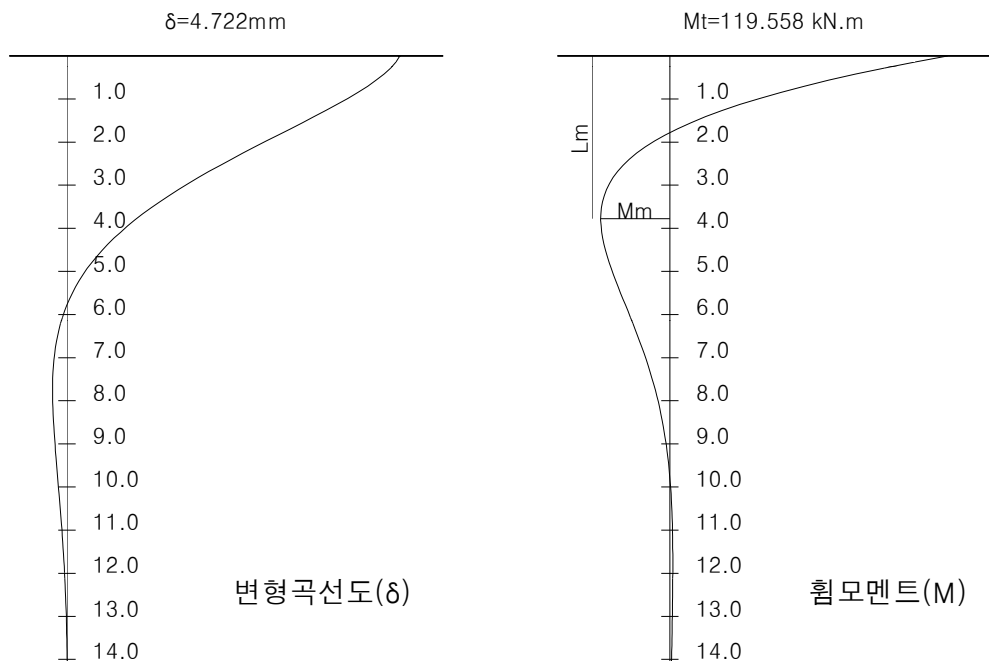
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.716 kN.m, 3.775 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.722 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.722 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 119.558   | -102.903 | 4.722  |     |
| 0.940  | 41.556    | -64.079  | 4.035  |     |
| 1.880  | -3.524    | -33.438  | 2.944  |     |
| 2.820  | -24.372   | -12.494  | 1.867  |     |
| 3.760  | -29.715   | -0.138   | 1.000  |     |
| 4.700  | -26.647   | 5.785    | 0.397  |     |
| 5.640  | -20.146   | 7.519    | 0.035  |     |
| 6.580  | -13.236   | 6.924    | -0.145 |     |
| 7.520  | -7.436    | 5.332    | -0.203 |     |
| 8.460  | -3.262    | 3.564    | -0.193 |     |
| 9.400  | -0.654    | 2.047    | -0.151 |     |
| 10.340 | 0.715     | 0.936    | -0.103 |     |
| 11.280 | 1.233     | 0.229    | -0.060 |     |
| 12.220 | 1.247     | -0.152   | -0.029 |     |
| 13.160 | 1.018     | -0.305   | -0.008 |     |
| 14.100 | 0.716     | -0.320   | 0.003  |     |

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

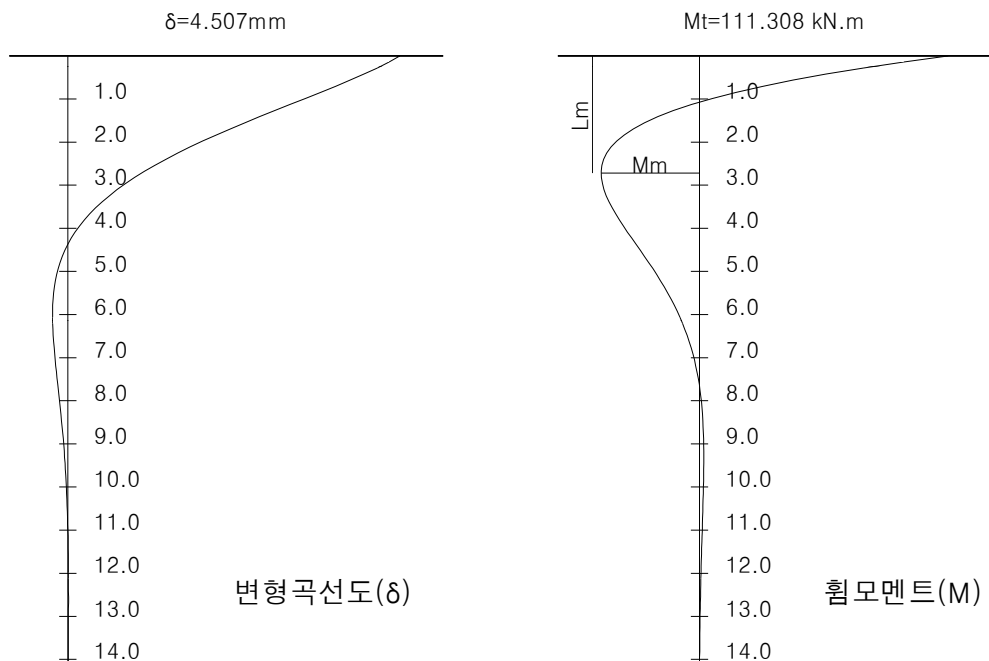
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.041 kN.m, 2.721 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.507 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.507 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 111.308   | -147.642 | 4.507  |     |
| 0.940  | 9.162     | -73.537  | 3.295  |     |
| 1.880  | -34.898   | -24.427  | 1.955  |     |
| 2.820  | -43.945   | 1.889    | 0.907  |     |
| 3.760  | -36.376   | 12.151   | 0.247  |     |
| 4.700  | -23.961   | 13.227   | -0.086 |     |
| 5.640  | -12.749   | 10.276   | -0.200 |     |
| 6.580  | -4.903    | 6.437    | -0.195 |     |
| 7.520  | -0.442    | 3.219    | -0.143 |     |
| 8.460  | 1.493     | 1.080    | -0.085 |     |
| 9.400  | 1.900     | -0.070   | -0.040 |     |
| 10.340 | 1.580     | -0.522   | -0.011 |     |
| 11.280 | 1.044     | -0.573   | 0.004  |     |
| 12.220 | 0.557     | -0.447   | 0.009  |     |
| 13.160 | 0.216     | -0.281   | 0.008  |     |
| 14.100 | 0.021     | -0.141   | 0.006  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+3+5+7+8+9+10)

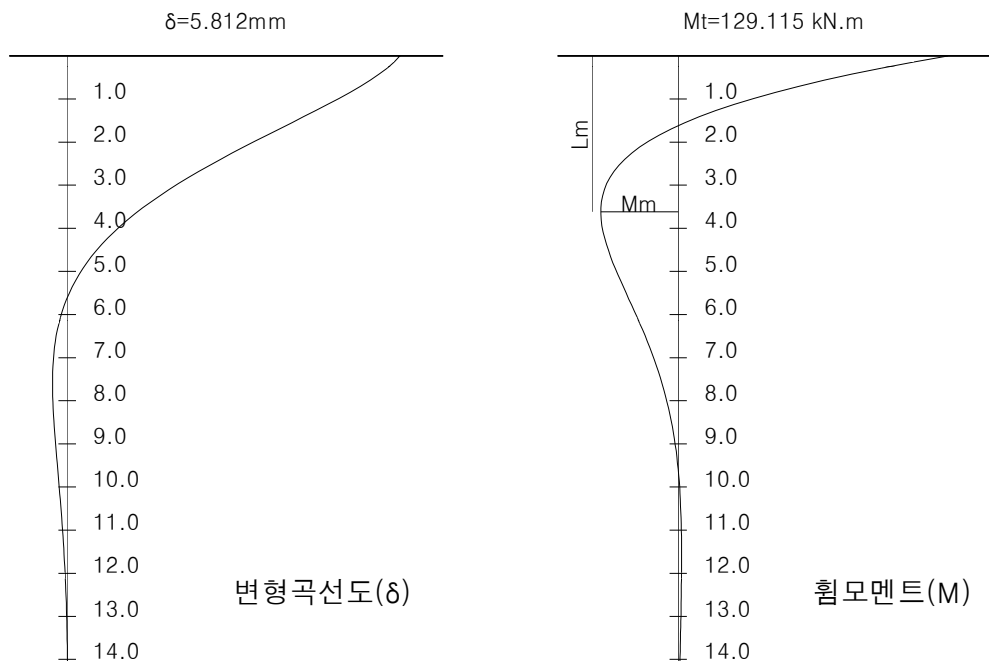
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.069 kN.m, 3.613 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.812 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.812 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 129.115   | -119.560 | 5.812  |     |
| 0.940  | 39.526    | -72.526  | 4.816  |     |
| 1.880  | -10.700   | -36.371  | 3.430  |     |
| 2.820  | -32.647   | -12.241  | 2.121  |     |
| 3.760  | -36.950   | 1.589    | 1.095  |     |
| 4.700  | -32.019   | 7.888    | 0.398  |     |
| 5.640  | -23.613   | 9.404    | -0.009 |     |
| 6.580  | -15.138   | 8.349    | -0.202 |     |
| 7.520  | -8.232    | 6.268    | -0.256 |     |
| 8.460  | -3.380    | 4.090    | -0.233 |     |
| 9.400  | -0.426    | 2.277    | -0.178 |     |
| 10.340 | 1.065     | 0.982    | -0.118 |     |
| 11.280 | 1.575     | 0.178    | -0.067 |     |
| 12.220 | 1.521     | -0.239   | -0.030 |     |
| 13.160 | 1.207     | -0.393   | -0.007 |     |
| 14.100 | 0.829     | -0.392   | 0.006  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

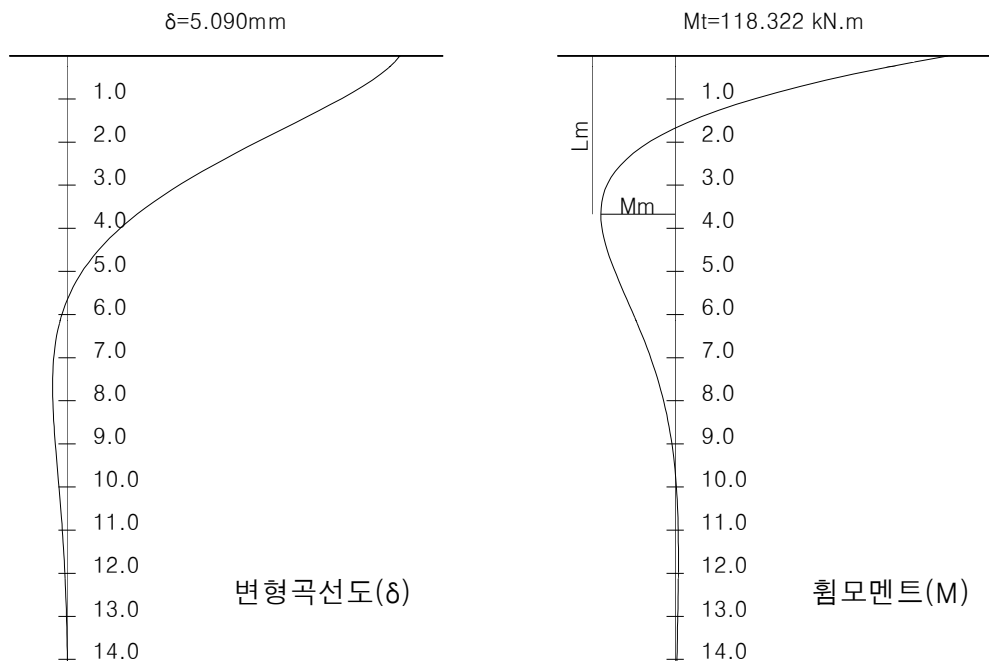
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -32.289 kN.m, 3.669 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.090 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.090 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 118.322   | -106.767 | 5.090  |     |
| 0.940  | 37.999    | -65.360  | 4.261  |     |
| 1.880  | -7.517    | -33.244  | 3.060  |     |
| 2.820  | -27.818   | -11.633  | 1.909  |     |
| 3.760  | -32.248   | 0.879    | 0.998  |     |
| 4.700  | -28.266   | 6.684    | 0.375  |     |
| 5.640  | -21.023   | 8.191    | 0.007  |     |
| 6.580  | -13.593   | 7.362    | -0.170 |     |
| 7.520  | -7.477    | 5.575    | -0.223 |     |
| 8.460  | -3.145    | 3.668    | -0.205 |     |
| 9.400  | -0.483    | 2.065    | -0.158 |     |
| 10.340 | 0.878     | 0.909    | -0.106 |     |
| 11.280 | 1.362     | 0.186    | -0.061 |     |
| 12.220 | 1.336     | -0.194   | -0.028 |     |
| 13.160 | 1.070     | -0.339   | -0.007 |     |
| 14.100 | 0.742     | -0.344   | 0.004  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

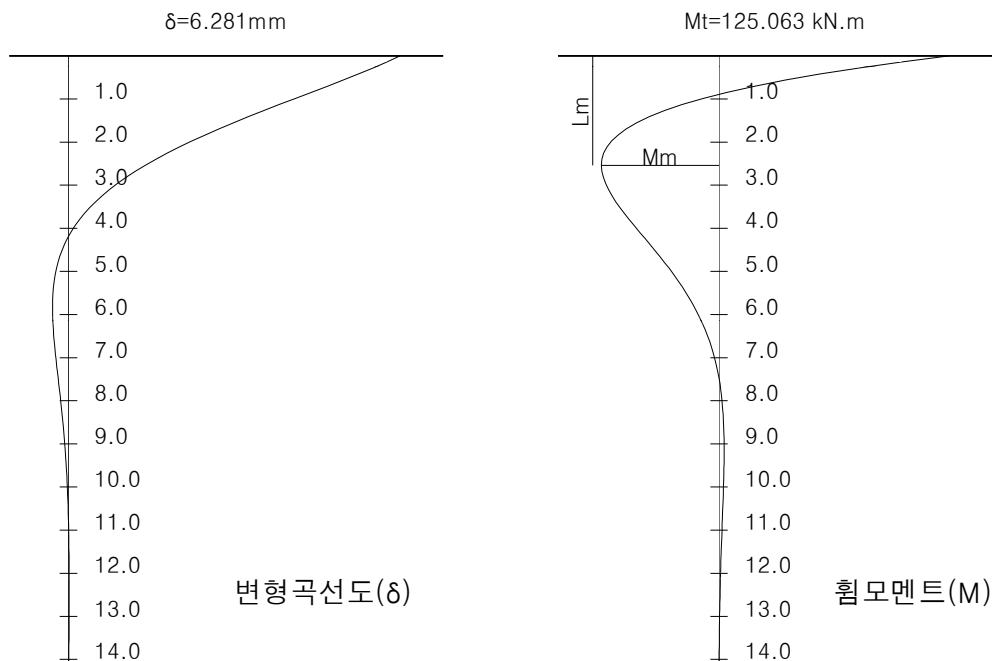
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.063 kN.m, 2.539 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.281 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.281 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 125.063   | -191.448 | 6.281  |     |
| 0.940  | -4.552    | -90.275  | 4.403  |     |
| 1.880  | -56.314   | -25.821  | 2.508  |     |
| 2.820  | -63.017   | 7.117    | 1.091  |     |
| 3.760  | -49.601   | 18.743   | 0.233  |     |
| 4.700  | -31.409   | 18.687   | -0.177 |     |
| 5.640  | -15.929   | 13.874   | -0.299 |     |
| 6.580  | -5.525    | 8.352    | -0.272 |     |
| 7.520  | 0.140     | 3.957    | -0.192 |     |
| 8.460  | 2.417     | 1.147    | -0.110 |     |
| 9.400  | 2.728     | -0.294   | -0.048 |     |
| 10.340 | 2.155     | -0.807   | -0.010 |     |
| 11.280 | 1.369     | -0.810   | 0.008  |     |
| 12.220 | 0.697     | -0.603   | 0.013  |     |
| 13.160 | 0.244     | -0.364   | 0.012  |     |
| 14.100 | -0.004    | -0.173   | 0.008  |     |

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

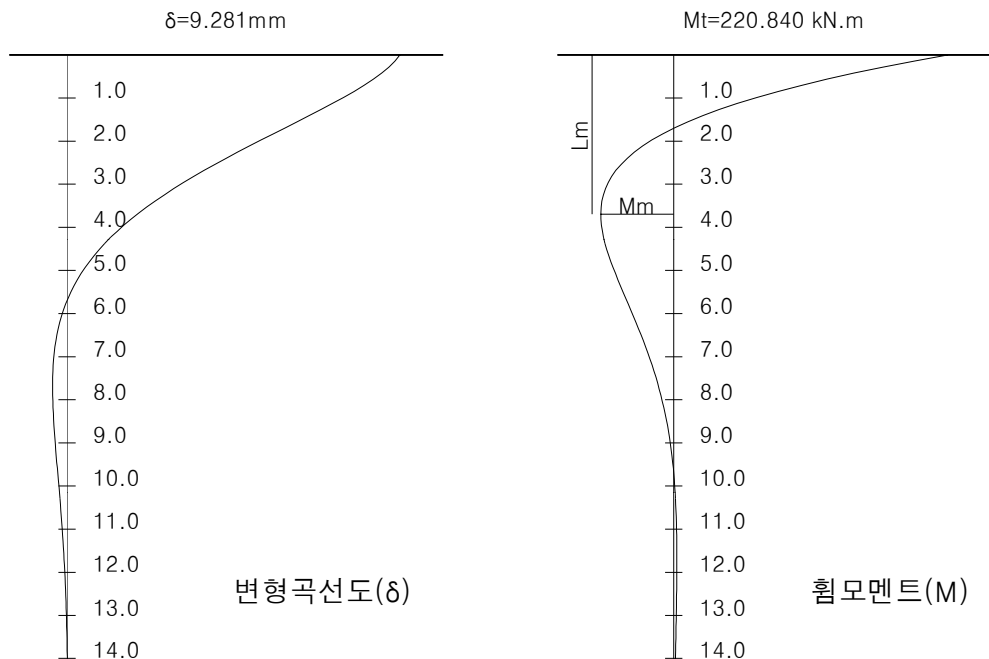
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -58.731 kN.m, 3.698 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.281 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.281 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 220.840   | -196.683 | 9.281  |     |
| 0.940  | 72.566    | -120.968 | 7.812  |     |
| 1.880  | -11.913   | -61.968  | 5.635  |     |
| 2.820  | -49.977   | -22.097  | 3.530  |     |
| 3.760  | -58.696   | 1.107    | 1.859  |     |
| 4.700  | -51.762   | 11.972   | 0.710  |     |
| 5.640  | -38.668   | 14.894   | 0.027  |     |
| 6.580  | -25.110   | 13.473   | -0.304 |     |
| 7.520  | -13.893   | 10.248   | -0.404 |     |
| 8.460  | -5.914    | 6.772    | -0.376 |     |
| 9.400  | -0.988    | 3.833    | -0.291 |     |
| 10.340 | 1.549     | 1.706    | -0.196 |     |
| 11.280 | 2.468     | 0.368    | -0.113 |     |
| 12.220 | 2.439     | -0.340   | -0.052 |     |
| 13.160 | 1.965     | -0.613   | -0.014 |     |
| 14.100 | 1.367     | -0.628   | 0.008  |     |

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

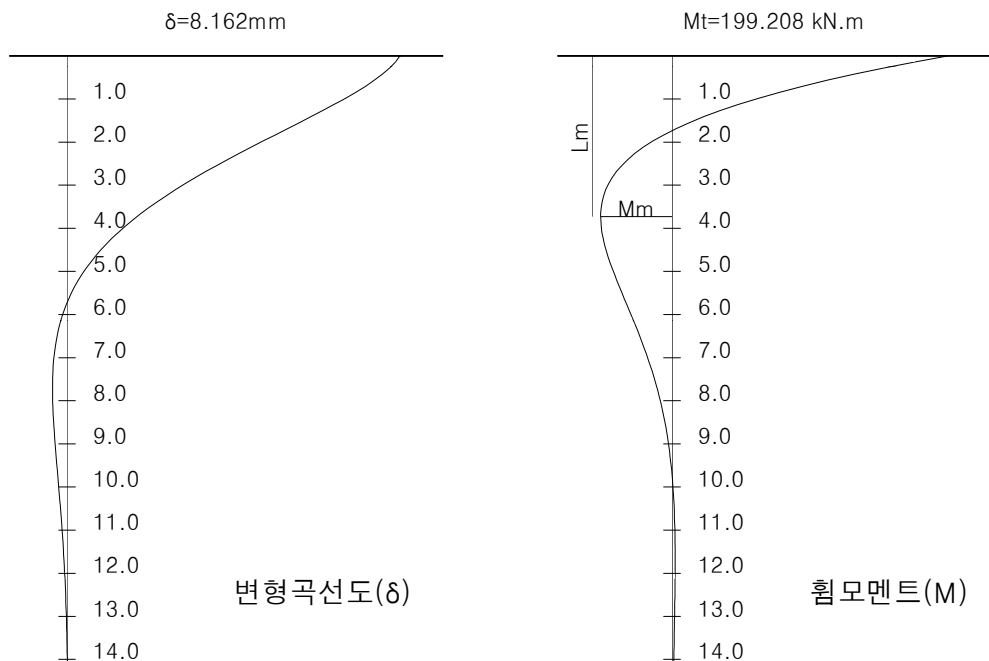
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -51.523 kN.m, 3.729 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.162 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.162 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 199.208   | -174.934 | 8.162  |     |
| 0.940  | 67.034    | -108.140 | 6.912  |     |
| 1.880  | -8.716    | -55.822  | 5.009  |     |
| 2.820  | -43.219   | -20.302  | 3.154  |     |
| 3.760  | -51.515   | 0.487    | 1.672  |     |
| 4.700  | -45.737   | 10.316   | 0.649  |     |
| 5.640  | -34.334   | 13.057   | 0.038  |     |
| 6.580  | -22.402   | 11.897   | -0.261 |     |
| 7.520  | -12.473   | 9.094    | -0.354 |     |
| 8.460  | -5.377    | 6.038    | -0.332 |     |
| 9.400  | -0.974    | 3.438    | -0.258 |     |
| 10.340 | 1.311     | 1.547    | -0.174 |     |
| 11.280 | 2.154     | 0.352    | -0.101 |     |
| 12.220 | 2.149     | -0.284   | -0.047 |     |
| 13.160 | 1.741     | -0.535   | -0.013 |     |
| 14.100 | 1.216     | -0.553   | 0.006  |     |

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

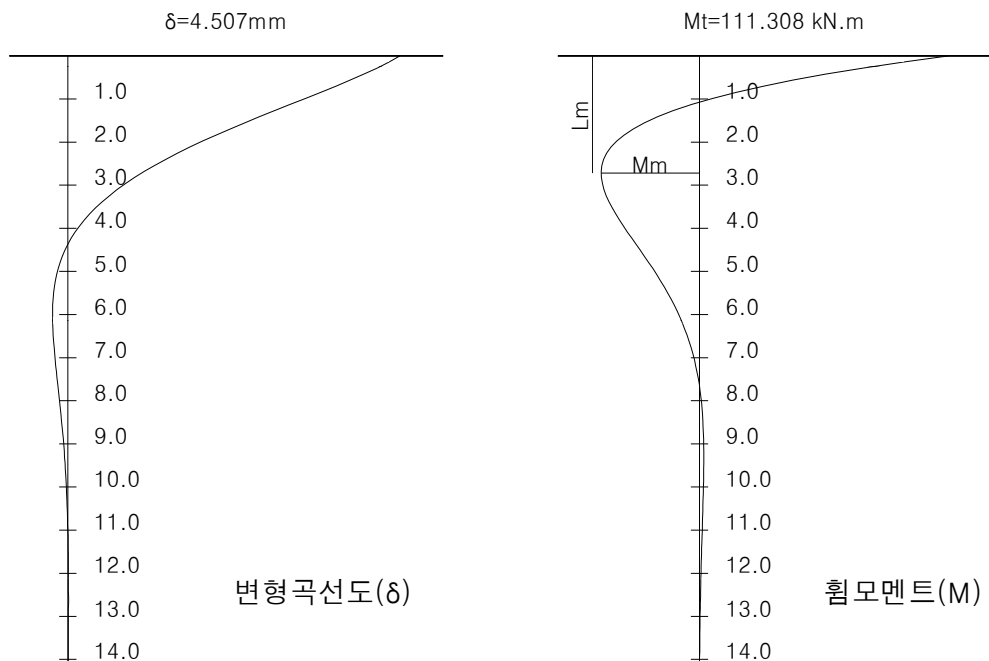
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.041 kN.m, 2.721 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.507 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.507 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 111.308   | -147.642 | 4.507  |     |
| 0.940  | 9.162     | -73.537  | 3.295  |     |
| 1.880  | -34.898   | -24.427  | 1.955  |     |
| 2.820  | -43.945   | 1.889    | 0.907  |     |
| 3.760  | -36.376   | 12.151   | 0.247  |     |
| 4.700  | -23.961   | 13.227   | -0.086 |     |
| 5.640  | -12.749   | 10.276   | -0.200 |     |
| 6.580  | -4.903    | 6.437    | -0.195 |     |
| 7.520  | -0.442    | 3.219    | -0.143 |     |
| 8.460  | 1.493     | 1.080    | -0.085 |     |
| 9.400  | 1.900     | -0.070   | -0.040 |     |
| 10.340 | 1.580     | -0.522   | -0.011 |     |
| 11.280 | 1.044     | -0.573   | 0.004  |     |
| 12.220 | 0.557     | -0.447   | 0.009  |     |
| 13.160 | 0.216     | -0.281   | 0.008  |     |
| 14.100 | 0.021     | -0.141   | 0.006  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

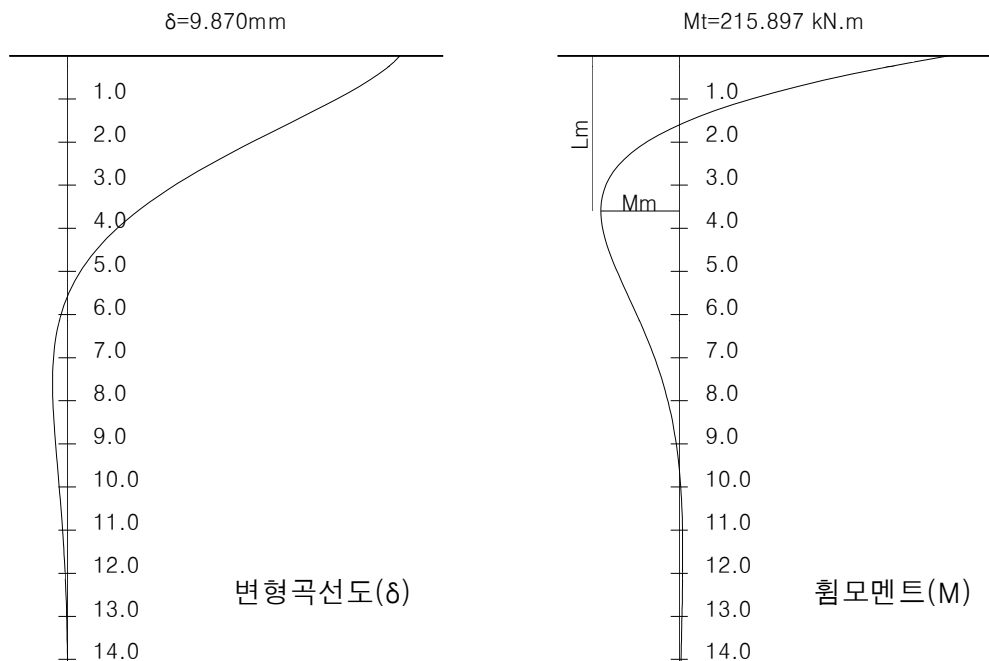
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.071 kN.m, 3.595 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.870 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.870 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 215.897   | -201.707 | 9.870  |     |
| 0.940  | 64.960    | -121.978 | 8.150  |     |
| 1.880  | -19.352   | -60.871  | 5.789  |     |
| 2.820  | -55.931   | -20.203  | 3.568  |     |
| 3.760  | -62.815   | 3.024    | 1.834  |     |
| 4.700  | -54.227   | 13.538   | 0.659  |     |
| 5.640  | -39.878   | 15.996   | -0.026 |     |
| 6.580  | -25.492   | 14.146   | -0.348 |     |
| 7.520  | -13.808   | 10.589   | -0.436 |     |
| 8.460  | -5.622    | 6.890    | -0.395 |     |
| 9.400  | -0.652    | 3.822    | -0.301 |     |
| 10.340 | 1.842     | 1.635    | -0.200 |     |
| 11.280 | 2.685     | 0.283    | -0.113 |     |
| 12.220 | 2.579     | -0.416   | -0.051 |     |
| 13.160 | 2.041     | -0.671   | -0.011 |     |
| 14.100 | 1.399     | -0.666   | 0.010  |     |

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

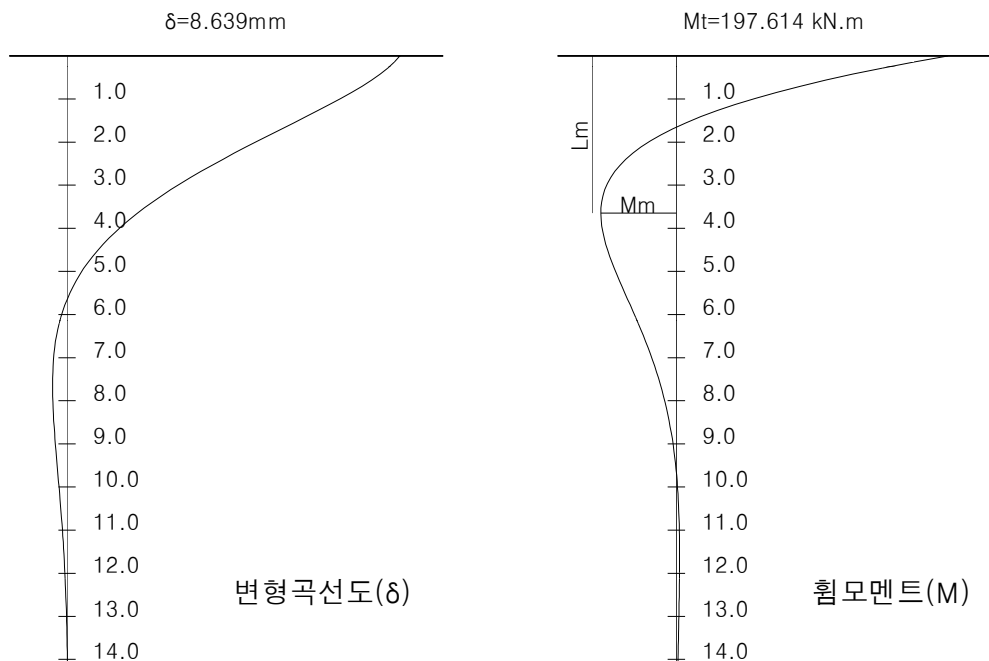
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -54.907 kN.m, 3.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.639 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.639 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 197.614   | -179.958 | 8.639  |     |
| 0.940  | 62.421    | -109.808 | 7.206  |     |
| 1.880  | -13.897   | -55.573  | 5.160  |     |
| 2.820  | -47.692   | -19.185  | 3.208  |     |
| 3.760  | -54.805   | 1.807    | 1.670  |     |
| 4.700  | -47.840   | 11.483   | 0.621  |     |
| 5.640  | -35.473   | 13.931   | 0.002  |     |
| 6.580  | -22.866   | 12.465   | -0.293 |     |
| 7.520  | -12.527   | 9.410    | -0.379 |     |
| 8.460  | -5.225    | 6.173    | -0.348 |     |
| 9.400  | -0.752    | 3.461    | -0.268 |     |
| 10.340 | 1.524     | 1.513    | -0.179 |     |
| 11.280 | 2.323     | 0.297    | -0.102 |     |
| 12.220 | 2.265     | -0.339   | -0.047 |     |
| 13.160 | 1.809     | -0.579   | -0.011 |     |
| 14.100 | 1.249     | -0.584   | 0.008  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

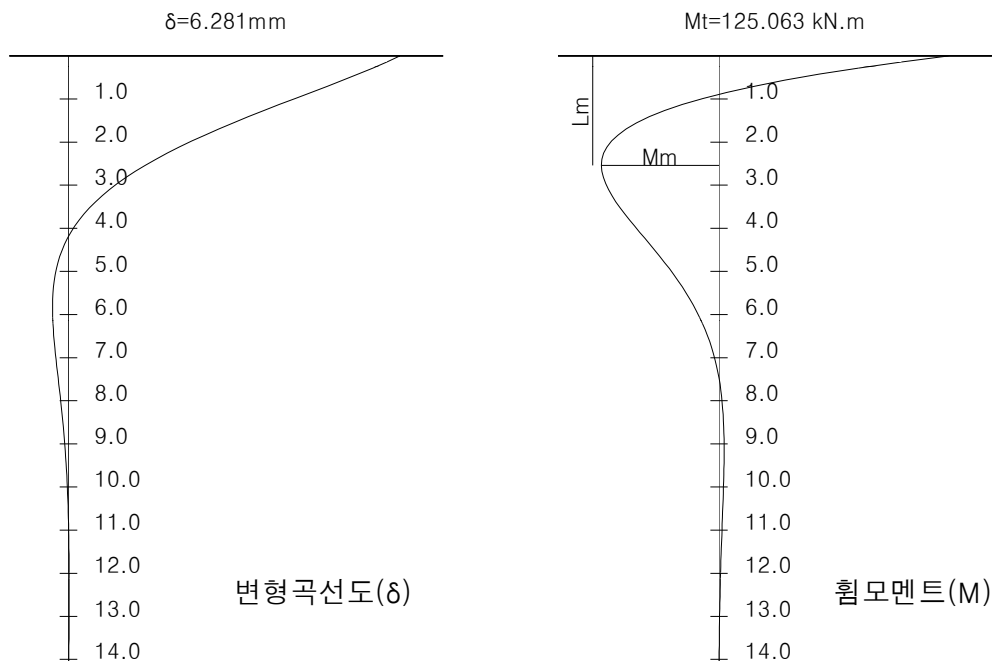
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.063 kN.m, 2.539 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.281 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.281 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 125.063   | -191.448 | 6.281  |     |
| 0.940  | -4.552    | -90.275  | 4.403  |     |
| 1.880  | -56.314   | -25.821  | 2.508  |     |
| 2.820  | -63.017   | 7.117    | 1.091  |     |
| 3.760  | -49.601   | 18.743   | 0.233  |     |
| 4.700  | -31.409   | 18.687   | -0.177 |     |
| 5.640  | -15.929   | 13.874   | -0.299 |     |
| 6.580  | -5.525    | 8.352    | -0.272 |     |
| 7.520  | 0.140     | 3.957    | -0.192 |     |
| 8.460  | 2.417     | 1.147    | -0.110 |     |
| 9.400  | 2.728     | -0.294   | -0.048 |     |
| 10.340 | 2.155     | -0.807   | -0.010 |     |
| 11.280 | 1.369     | -0.810   | 0.008  |     |
| 12.220 | 0.697     | -0.603   | 0.013  |     |
| 13.160 | 0.244     | -0.364   | 0.012  |     |
| 14.100 | -0.004    | -0.173   | 0.008  |     |

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

| 구 분 | 평상시       | 지진시       | 산출식           | 단 위      |
|-----|-----------|-----------|---------------|----------|
| K1  | 11829.677 | 20994.288 | $2EI \beta^3$ | kN/m     |
| K2  | 0.000     | 0.000     | 0.000         | kN/rad   |
| K3  | 0.000     | 0.000     | 0.000         | kN/rad   |
| K4  | 0.000     | 0.000     | 0.000         | kN.m/rad |

나) 기초의 변위

| 말뚝원점에서의 변위       |                                                                                                                                                                                                                                             | 계산값        |            |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|------------|
|                  |                                                                                                                                                                                                                                             | 평상시        | 지진시        |
| $A_{xx}$         | $\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$                                                                                                                                                                                          | 496846.4   | 881760.1   |
| $A_{xy}, A_{yx}$ | $\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$                                                                                                                                                                                              | 0.0        | 0.0        |
| $A_{xa}, A_{ax}$ | $\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$                                                                                                                                                                   | 0.0        | 0.0        |
| $A_{yy}$         | $\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$                                                                                                                                                                                          | 8469326.9  | 8469326.9  |
| $A_{ya}, A_{ay}$ | $\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$                                                                                                                                                               | 0.0        | 0.0        |
| $A_{aa}$         | $\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$                                                                                                                                            | 18764264.2 | 18764264.2 |
| 일반식              | $\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$ |            |            |

| 구 분     | 사용하중          |               |               | 구 분     | 계수하중          |               |               |
|---------|---------------|---------------|---------------|---------|---------------|---------------|---------------|
|         | $\delta x(m)$ | $\delta y(m)$ | $\alpha(rad)$ |         | $\delta x(m)$ | $\delta y(m)$ | $\alpha(rad)$ |
| COMBO 1 | 0.0097801     | 0.0018822     | 0.0001002     | COMBO 1 | 0.0166262     | 0.0026184     | 0.0002671     |
| COMBO 2 | 0.0086987     | 0.0018298     | 0.0000256     | COMBO 2 | 0.0147878     | 0.0025058     | 0.0001583     |
| COMBO 3 | 0.0070325     | 0.0018298     | 0.0006946     | COMBO 3 | 0.0070325     | 0.0018298     | 0.0006946     |
| COMBO 4 | 0.0101068     | 0.0031172     | 0.0003081     | COMBO 4 | 0.0170509     | 0.0045145     | 0.0005746     |
| COMBO 5 | 0.0090253     | 0.0027228     | 0.0001893     | COMBO 5 | 0.0152124     | 0.0036666     | 0.0003707     |
| COMBO 6 | 0.0091190     | 0.0027228     | 0.0013604     | COMBO 6 | 0.0091190     | 0.0027228     | 0.0013604     |

\* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 10.107 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

| 구 분     |   | $\delta x(i)$ | $\delta y(i)$ | $\alpha$  | $P_n(i)$ | $P_h(i)$ | $M_t(i)$ |
|---------|---|---------------|---------------|-----------|----------|----------|----------|
| COMBO 1 | 1 | 0.0097801     | 0.0020459     | 0.0001002 | 412.566  | 115.696  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0097801     | 0.0019156     | 0.0001002 | 386.287  | 115.696  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0097801     | 0.0016851     | 0.0001002 | 339.793  | 115.696  | 0.000    |
| COMBO 2 | 1 | 0.0086987     | 0.0018716     | 0.0000256 | 377.417  | 102.903  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0086987     | 0.0018384     | 0.0000256 | 370.706  | 102.903  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0086987     | 0.0017795     | 0.0000256 | 358.831  | 102.903  | 0.000    |
| COMBO 3 | 1 | 0.0070325     | 0.0029643     | 0.0006946 | 597.753  | 147.642  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0070325     | 0.0020613     | 0.0006946 | 415.672  | 147.642  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0070325     | 0.0004638     | 0.0006946 | 93.529   | 147.642  | 0.000    |
| COMBO 4 | 1 | 0.0101068     | 0.0036204     | 0.0003081 | 730.061  | 119.560  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0101068     | 0.0032199     | 0.0003081 | 649.288  | 119.560  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0101068     | 0.0025112     | 0.0003081 | 506.383  | 119.560  | 0.000    |
| COMBO 5 | 1 | 0.0090253     | 0.0030319     | 0.0001893 | 611.382  | 106.767  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0090253     | 0.0027859     | 0.0001893 | 561.769  | 106.767  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0090253     | 0.0023506     | 0.0001893 | 473.993  | 106.767  | 0.000    |
| COMBO 6 | 1 | 0.0091190     | 0.0049448     | 0.0013604 | 997.123  | 191.448  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0091190     | 0.0031762     | 0.0013604 | 640.492  | 191.448  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0091190     | 0.0000473     | 0.0013604 | 9.530    | 191.448  | 0.000    |

- 계수하중 조합

| 구 분     |   | $\delta x(i)$ | $\delta y(i)$ | $\alpha$  | $P_n(i)$ | $P_h(i)$ | $M_t(i)$ |
|---------|---|---------------|---------------|-----------|----------|----------|----------|
| COMBO 1 | 1 | 0.0166262     | 0.0030546     | 0.0002671 | 615.970  | 196.683  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0166262     | 0.0027074     | 0.0002671 | 545.953  | 196.683  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0166262     | 0.0020931     | 0.0002671 | 422.077  | 196.683  | 0.000    |
| COMBO 2 | 1 | 0.0147878     | 0.0027644     | 0.0001583 | 557.438  | 174.934  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0147878     | 0.0025585     | 0.0001583 | 515.930  | 174.934  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0147878     | 0.0021944     | 0.0001583 | 442.494  | 174.934  | 0.000    |
| COMBO 3 | 1 | 0.0070325     | 0.0029643     | 0.0006946 | 597.753  | 147.642  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0070325     | 0.0020613     | 0.0006946 | 415.672  | 147.642  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0070325     | 0.0004638     | 0.0006946 | 93.529   | 147.642  | 0.000    |
| COMBO 4 | 1 | 0.0170509     | 0.0054531     | 0.0005746 | 1099.615 | 201.707  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0170509     | 0.0047061     | 0.0005746 | 948.981  | 201.707  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0170509     | 0.0033844     | 0.0005746 | 682.476  | 201.707  | 0.000    |
| COMBO 5 | 1 | 0.0152124     | 0.0042721     | 0.0003707 | 861.466  | 179.958  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0152124     | 0.0037902     | 0.0003707 | 764.287  | 179.958  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0152124     | 0.0029375     | 0.0003707 | 592.356  | 179.958  | 0.000    |
| COMBO 6 | 1 | 0.0091190     | 0.0049448     | 0.0013604 | 997.123  | 191.448  | 0.000    |
|         | 2 | 0.0091190     | 0.0031762     | 0.0013604 | 640.492  | 191.448  | 0.000    |
|         | 3 | 0.0091190     | 0.0000473     | 0.0013604 | 9.530    | 191.448  | 0.000    |

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

| 구 분     |   | 수평거리   | 각도 | 축력        | 수평력      | 모멘트   | 본수 |
|---------|---|--------|----|-----------|----------|-------|----|
| COMBO 1 | 1 | 1.633  | 0  | 412.566   | 115.696  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 386.287   | 115.696  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 339.793   | 115.696  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 15941.056 | 4859.230 | 0.000 | 42 |
| COMBO 2 | 1 | 1.633  | 0  | 377.417   | 102.903  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 370.706   | 102.903  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 358.831   | 102.903  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 15497.356 | 4321.909 | 0.000 | 42 |
| COMBO 3 | 1 | 1.633  | 0  | 597.753   | 147.642  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 415.672   | 147.642  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 93.529    | 147.642  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 15497.356 | 6200.979 | 0.000 | 42 |
| COMBO 4 | 1 | 1.633  | 0  | 730.061   | 119.560  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 649.288   | 119.560  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 506.383   | 119.560  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 26400.249 | 5021.525 | 0.000 | 42 |
| COMBO 5 | 1 | 1.633  | 0  | 611.382   | 106.767  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 561.769   | 106.767  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 473.993   | 106.767  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 23060.026 | 4484.205 | 0.000 | 42 |
| COMBO 6 | 1 | 1.633  | 0  | 997.123   | 191.448  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 640.492   | 191.448  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 9.530     | 191.448  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 23060.026 | 8040.805 | 0.000 | 42 |

- 계수하중 조합

| 구 분     |   | 수평거리   | 각도 | 축력        | 수평력      | 모멘트   | 본수 |
|---------|---|--------|----|-----------|----------|-------|----|
| COMBO 1 | 1 | 1.633  | 0  | 615.970   | 196.683  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 545.953   | 196.683  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 422.077   | 196.683  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 22176.010 | 8260.691 | 0.000 | 42 |
| COMBO 2 | 1 | 1.633  | 0  | 557.438   | 174.934  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 515.930   | 174.934  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 442.494   | 174.934  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 21222.055 | 7347.246 | 0.000 | 42 |
| COMBO 3 | 1 | 1.633  | 0  | 597.753   | 147.642  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 415.672   | 147.642  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 93.529    | 147.642  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 15497.356 | 6200.979 | 0.000 | 42 |
| COMBO 4 | 1 | 1.633  | 0  | 1099.615  | 201.707  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 948.981   | 201.707  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 682.476   | 201.707  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 38235.004 | 8471.675 | 0.000 | 42 |
| COMBO 5 | 1 | 1.633  | 0  | 861.466   | 179.958  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 764.287   | 179.958  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 592.356   | 179.958  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 31053.525 | 7558.230 | 0.000 | 42 |
| COMBO 6 | 1 | 1.633  | 0  | 997.123   | 191.448  | 0.000 | 14 |
|         | 2 | 0.333  | 0  | 640.492   | 191.448  | 0.000 | 14 |
|         | 3 | -1.967 | 0  | 9.530     | 191.448  | 0.000 | 14 |
|         | 계 |        |    | 23060.026 | 8040.805 | 0.000 | 42 |

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

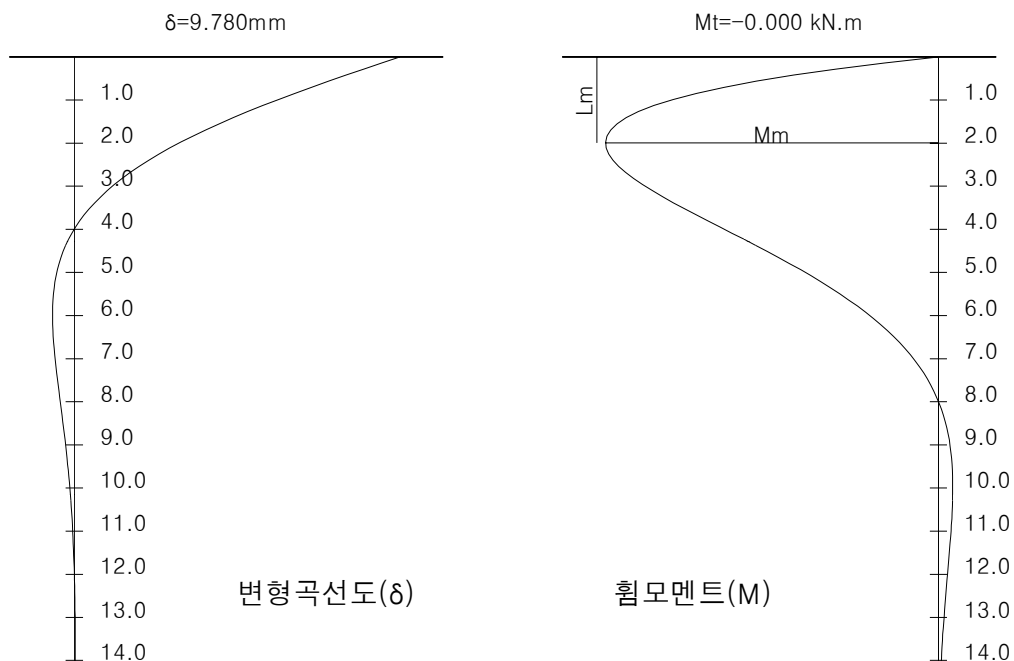
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -94.795 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.780 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.780 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -115.696 | 9.780  |     |
| 0.940  | -73.429   | -45.628  | 6.299  |     |
| 1.880  | -94.591   | -3.564   | 3.448  |     |
| 2.820  | -86.811   | 17.184   | 1.435  |     |
| 3.760  | -66.688   | 23.838   | 0.203  |     |
| 4.700  | -44.479   | 22.507   | -0.423 |     |
| 5.640  | -25.472   | 17.618   | -0.642 |     |
| 6.580  | -11.587   | 11.954   | -0.625 |     |
| 7.520  | -2.770    | 6.991    | -0.499 |     |
| 8.460  | 1.961     | 3.302    | -0.344 |     |
| 9.400  | 3.849     | 0.917    | -0.205 |     |
| 10.340 | 4.022     | -0.395   | -0.100 |     |
| 11.280 | 3.344     | -0.946   | -0.031 |     |
| 12.220 | 2.389     | -1.030   | 0.008  |     |
| 13.160 | 1.481     | -0.876   | 0.025  |     |
| 14.100 | 0.768     | -0.636   | 0.028  |     |

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

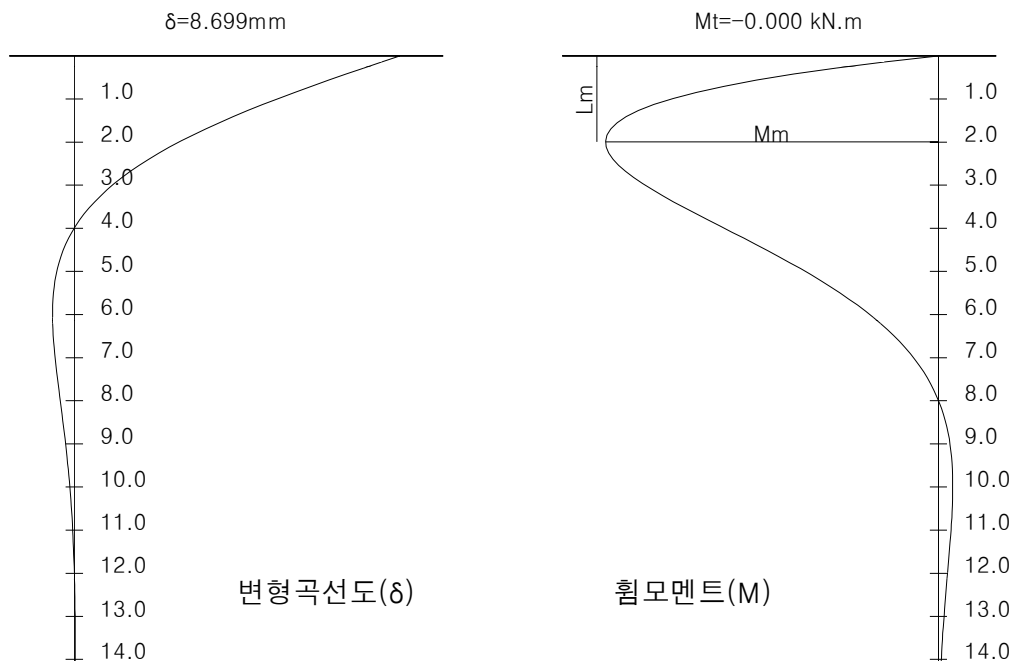
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -84.313 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.699 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.699 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -102.903 | 8.699  |     |
| 0.940  | -65.309   | -40.582  | 5.603  |     |
| 1.880  | -84.132   | -3.170   | 3.066  |     |
| 2.820  | -77.211   | 15.284   | 1.276  |     |
| 3.760  | -59.314   | 21.202   | 0.181  |     |
| 4.700  | -39.561   | 20.018   | -0.376 |     |
| 5.640  | -22.656   | 15.670   | -0.571 |     |
| 6.580  | -10.306   | 10.632   | -0.556 |     |
| 7.520  | -2.464    | 6.218    | -0.444 |     |
| 8.460  | 1.745     | 2.937    | -0.306 |     |
| 9.400  | 3.423     | 0.815    | -0.183 |     |
| 10.340 | 3.577     | -0.351   | -0.089 |     |
| 11.280 | 2.974     | -0.842   | -0.028 |     |
| 12.220 | 2.125     | -0.916   | 0.007  |     |
| 13.160 | 1.317     | -0.779   | 0.022  |     |
| 14.100 | 0.683     | -0.566   | 0.025  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

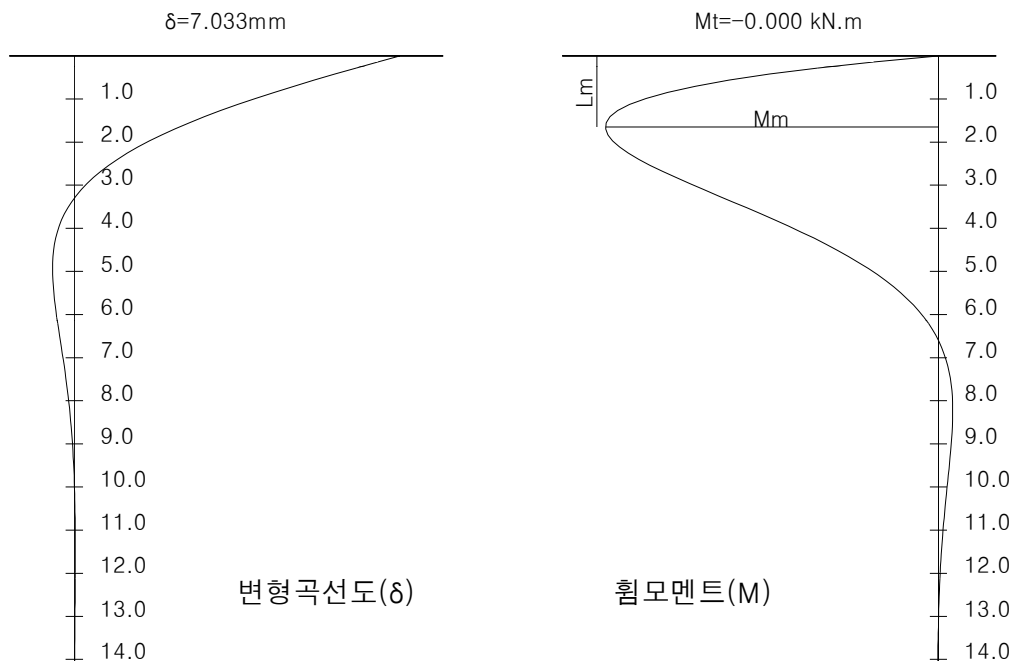
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -99.916 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.033 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.033 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -147.642 | 7.033  |     |
| 0.940  | -85.752   | -44.193  | 4.051  |     |
| 1.880  | -98.789   | 9.379    | 1.795  |     |
| 2.820  | -78.791   | 28.851   | 0.414  |     |
| 3.760  | -50.429   | 29.407   | -0.256 |     |
| 4.700  | -25.921   | 22.097   | -0.464 |     |
| 5.640  | -9.269    | 13.448   | -0.430 |     |
| 6.580  | -0.093    | 6.469    | -0.306 |     |
| 7.520  | 3.678     | 1.961    | -0.177 |     |
| 8.460  | 4.275     | -0.383   | -0.079 |     |
| 9.400  | 3.423     | -1.241   | -0.019 |     |
| 10.340 | 2.198     | -1.274   | 0.011  |     |
| 11.280 | 1.134     | -0.961   | 0.020  |     |
| 12.220 | 0.409     | -0.587   | 0.019  |     |
| 13.160 | 0.008     | -0.283   | 0.013  |     |
| 14.100 | -0.158    | -0.087   | 0.008  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+3+5+7+8+9+10)

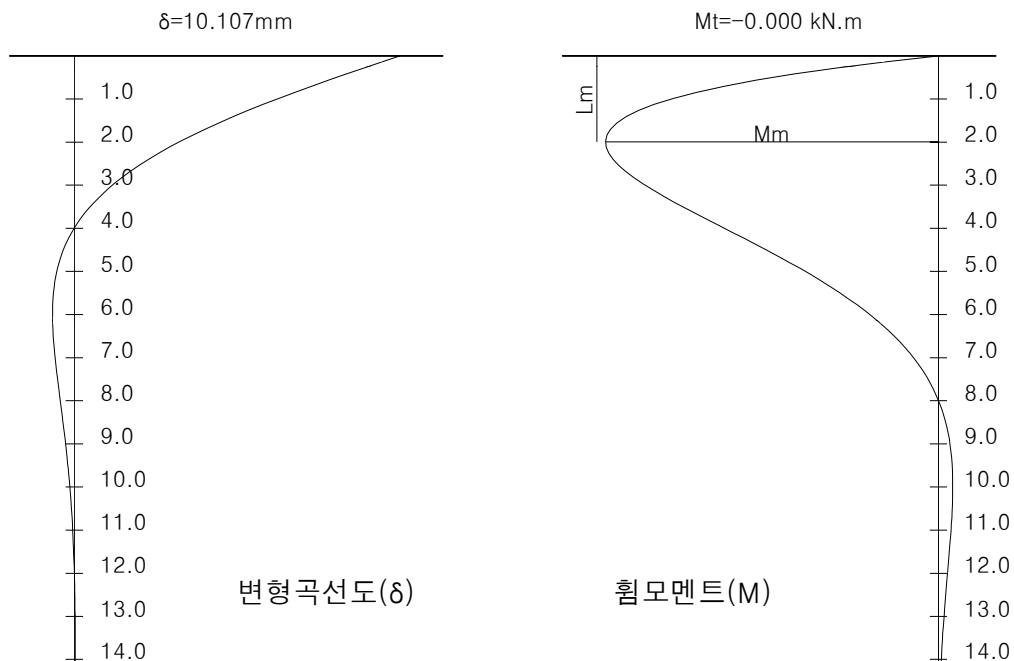
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -97.961 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.107 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.107 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -119.560 | 10.107 |     |
| 0.940  | -75.881   | -47.152  | 6.510  |     |
| 1.880  | -97.751   | -3.683   | 3.563  |     |
| 2.820  | -89.710   | 17.758   | 1.483  |     |
| 3.760  | -68.915   | 24.634   | 0.210  |     |
| 4.700  | -45.965   | 23.259   | -0.437 |     |
| 5.640  | -26.323   | 18.206   | -0.663 |     |
| 6.580  | -11.974   | 12.353   | -0.646 |     |
| 7.520  | -2.862    | 7.225    | -0.516 |     |
| 8.460  | 2.027     | 3.412    | -0.356 |     |
| 9.400  | 3.977     | 0.947    | -0.212 |     |
| 10.340 | 4.156     | -0.408   | -0.104 |     |
| 11.280 | 3.456     | -0.978   | -0.032 |     |
| 12.220 | 2.468     | -1.065   | 0.008  |     |
| 13.160 | 1.531     | -0.905   | 0.026  |     |
| 14.100 | 0.794     | -0.658   | 0.029  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

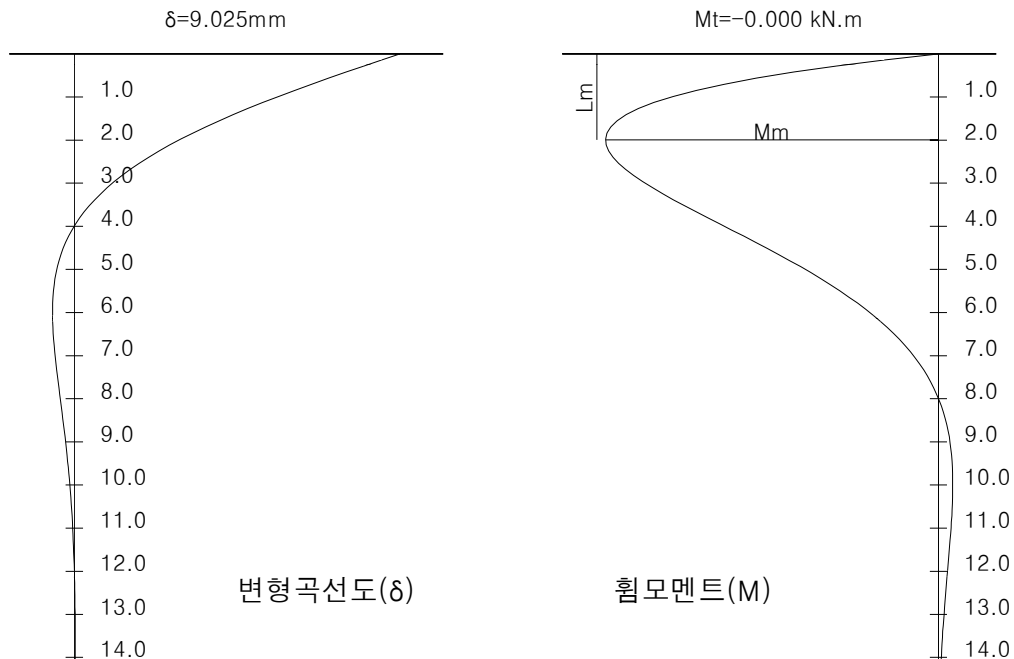
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.479 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.025 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.025 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -106.767 | 9.025  |     |
| 0.940  | -67.761   | -42.106  | 5.813  |     |
| 1.880  | -87.291   | -3.289   | 3.181  |     |
| 2.820  | -80.111   | 15.858   | 1.324  |     |
| 3.760  | -61.541   | 21.998   | 0.187  |     |
| 4.700  | -41.046   | 20.770   | -0.390 |     |
| 5.640  | -23.506   | 16.258   | -0.592 |     |
| 6.580  | -10.693   | 11.031   | -0.577 |     |
| 7.520  | -2.556    | 6.452    | -0.460 |     |
| 8.460  | 1.810     | 3.047    | -0.318 |     |
| 9.400  | 3.552     | 0.846    | -0.190 |     |
| 10.340 | 3.711     | -0.364   | -0.093 |     |
| 11.280 | 3.086     | -0.873   | -0.029 |     |
| 12.220 | 2.204     | -0.951   | 0.007  |     |
| 13.160 | 1.367     | -0.808   | 0.023  |     |
| 14.100 | 0.709     | -0.587   | 0.026  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

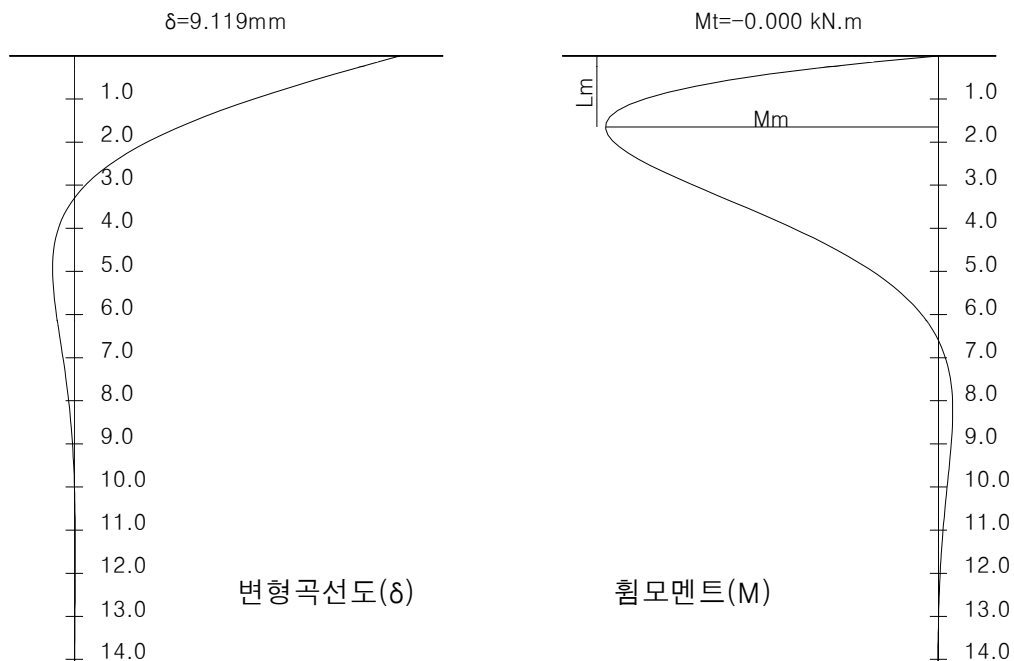
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -129.561 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.119 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.119 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -191.448 | 9.119  |     |
| 0.940  | -111.194  | -57.305  | 5.253  |     |
| 1.880  | -128.100  | 12.162   | 2.328  |     |
| 2.820  | -102.168  | 37.411   | 0.536  |     |
| 3.760  | -65.391   | 38.133   | -0.333 |     |
| 4.700  | -33.612   | 28.653   | -0.602 |     |
| 5.640  | -12.019   | 17.438   | -0.558 |     |
| 6.580  | -0.121    | 8.388    | -0.397 |     |
| 7.520  | 4.769     | 2.543    | -0.229 |     |
| 8.460  | 5.543     | -0.496   | -0.102 |     |
| 9.400  | 4.439     | -1.610   | -0.024 |     |
| 10.340 | 2.850     | -1.652   | 0.014  |     |
| 11.280 | 1.471     | -1.246   | 0.026  |     |
| 12.220 | 0.530     | -0.761   | 0.024  |     |
| 13.160 | 0.011     | -0.367   | 0.017  |     |
| 14.100 | -0.204    | -0.113   | 0.010  |     |

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

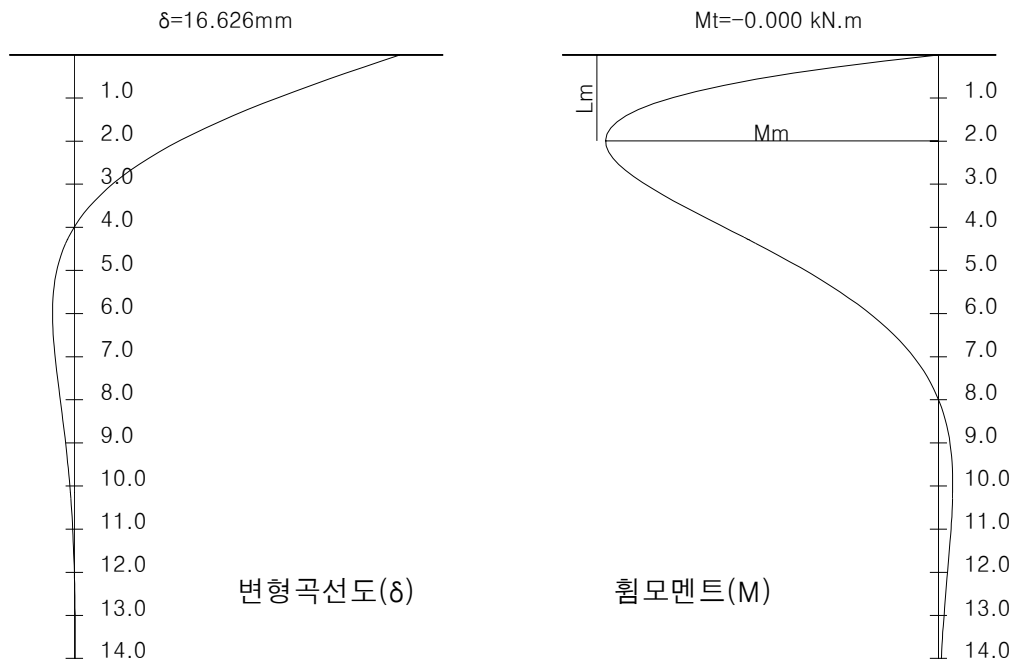
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -161.152 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 16.626 mm
- 지표면에서의 변위 : 16.626 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -196.683 | 16.626 |     |
| 0.940  | -124.829  | -77.567  | 10.709 |     |
| 1.880  | -160.805  | -6.058   | 5.861  |     |
| 2.820  | -147.578  | 29.213   | 2.439  |     |
| 3.760  | -113.370  | 40.524   | 0.345  |     |
| 4.700  | -75.614   | 38.262   | -0.719 |     |
| 5.640  | -43.303   | 29.950   | -1.091 |     |
| 6.580  | -19.697   | 20.322   | -1.063 |     |
| 7.520  | -4.709    | 11.886   | -0.848 |     |
| 8.460  | 3.335     | 5.613    | -0.585 |     |
| 9.400  | 6.543     | 1.558    | -0.349 |     |
| 10.340 | 6.837     | -0.671   | -0.171 |     |
| 11.280 | 5.685     | -1.608   | -0.053 |     |
| 12.220 | 4.061     | -1.752   | 0.013  |     |
| 13.160 | 2.518     | -1.489   | 0.042  |     |
| 14.100 | 1.306     | -1.082   | 0.048  |     |

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

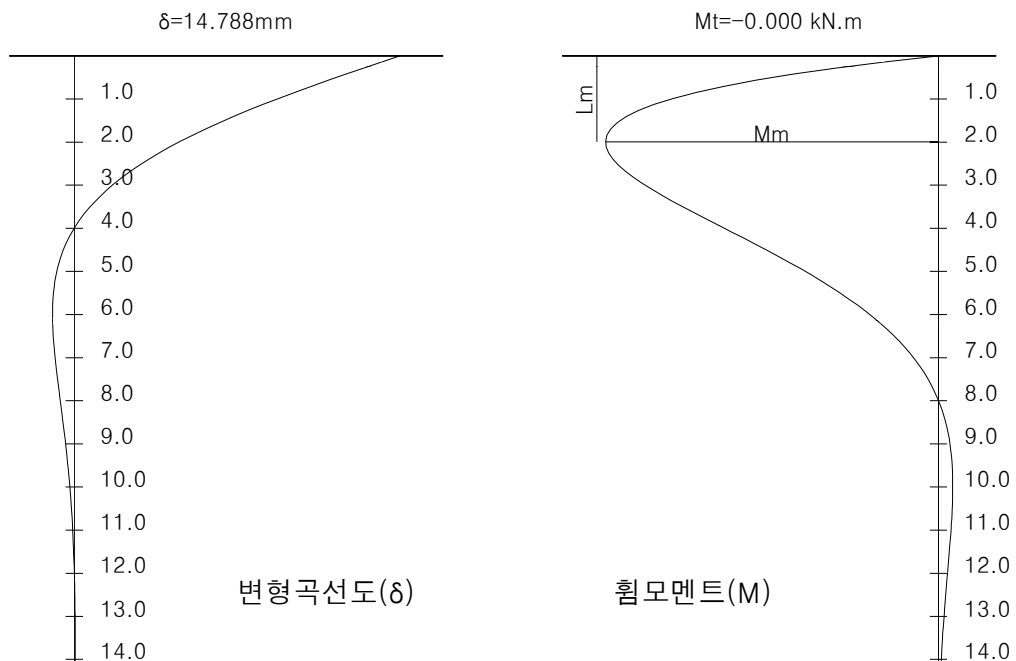
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -143.332 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 14.788 mm
- 지표면에서의 변위 : 14.788 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -174.934 | 14.788 |     |
| 0.940  | -111.025  | -68.990  | 9.525  |     |
| 1.880  | -143.024  | -5.388   | 5.213  |     |
| 2.820  | -131.260  | 25.983   | 2.170  |     |
| 3.760  | -100.834  | 36.043   | 0.307  |     |
| 4.700  | -67.253   | 34.031   | -0.640 |     |
| 5.640  | -38.515   | 26.638   | -0.971 |     |
| 6.580  | -17.519   | 18.075   | -0.945 |     |
| 7.520  | -4.188    | 10.571   | -0.754 |     |
| 8.460  | 2.966     | 4.992    | -0.521 |     |
| 9.400  | 5.819     | 1.386    | -0.311 |     |
| 10.340 | 6.081     | -0.597   | -0.152 |     |
| 11.280 | 5.057     | -1.431   | -0.047 |     |
| 12.220 | 3.612     | -1.558   | 0.012  |     |
| 13.160 | 2.240     | -1.324   | 0.037  |     |
| 14.100 | 1.161     | -0.962   | 0.043  |     |

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

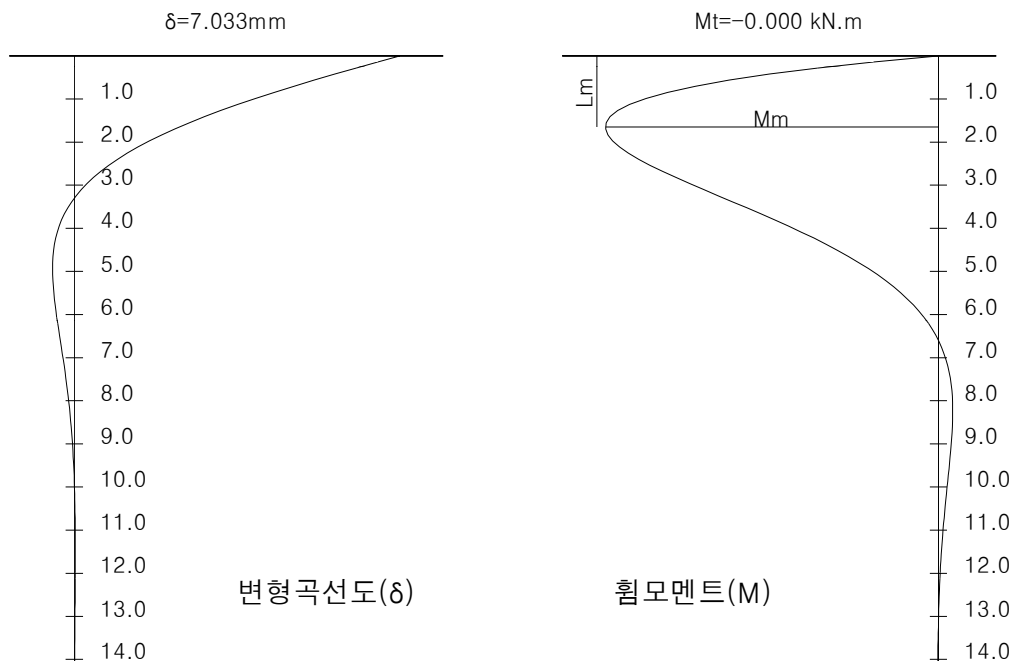
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -99.916 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.033 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.033 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -147.642 | 7.033  |     |
| 0.940  | -85.752   | -44.193  | 4.051  |     |
| 1.880  | -98.789   | 9.379    | 1.795  |     |
| 2.820  | -78.791   | 28.851   | 0.414  |     |
| 3.760  | -50.429   | 29.407   | -0.256 |     |
| 4.700  | -25.921   | 22.097   | -0.464 |     |
| 5.640  | -9.269    | 13.448   | -0.430 |     |
| 6.580  | -0.093    | 6.469    | -0.306 |     |
| 7.520  | 3.678     | 1.961    | -0.177 |     |
| 8.460  | 4.275     | -0.383   | -0.079 |     |
| 9.400  | 3.423     | -1.241   | -0.019 |     |
| 10.340 | 2.198     | -1.274   | 0.011  |     |
| 11.280 | 1.134     | -0.961   | 0.020  |     |
| 12.220 | 0.409     | -0.587   | 0.019  |     |
| 13.160 | 0.008     | -0.283   | 0.013  |     |
| 14.100 | -0.158    | -0.087   | 0.008  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

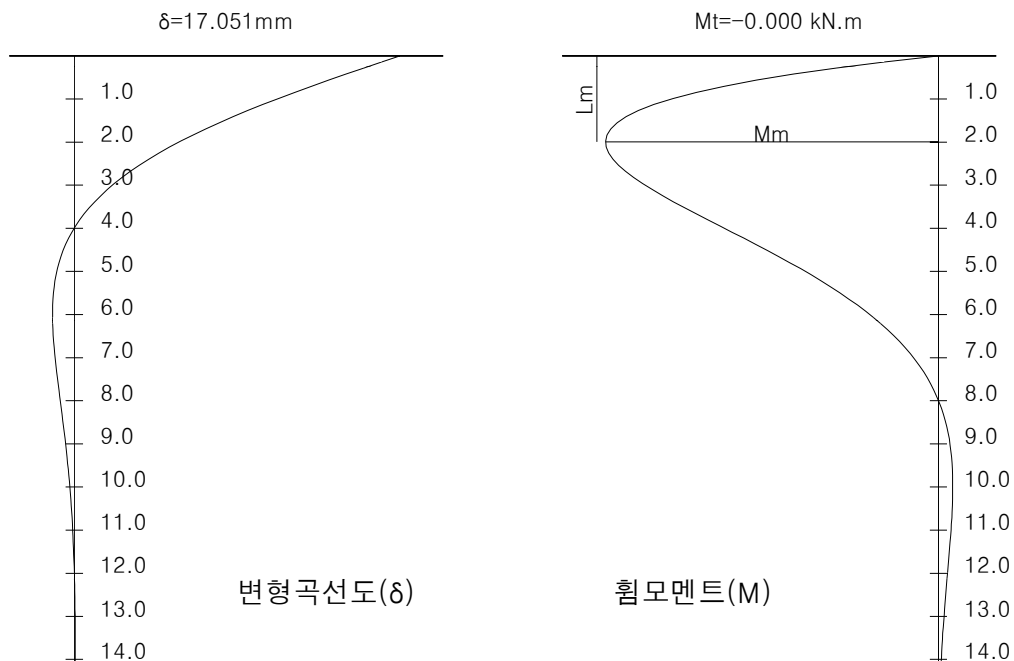
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -165.267 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 17.051 mm
- 지표면에서의 변위 : 17.051 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -201.707 | 17.051 |     |
| 0.940  | -128.017  | -79.548  | 10.983 |     |
| 1.880  | -164.912  | -6.213   | 6.011  |     |
| 2.820  | -151.348  | 29.960   | 2.502  |     |
| 3.760  | -116.265  | 41.559   | 0.354  |     |
| 4.700  | -77.546   | 39.239   | -0.738 |     |
| 5.640  | -44.409   | 30.715   | -1.119 |     |
| 6.580  | -20.201   | 20.841   | -1.090 |     |
| 7.520  | -4.829    | 12.189   | -0.870 |     |
| 8.460  | 3.420     | 5.756    | -0.600 |     |
| 9.400  | 6.710     | 1.598    | -0.358 |     |
| 10.340 | 7.012     | -0.688   | -0.175 |     |
| 11.280 | 5.830     | -1.650   | -0.054 |     |
| 12.220 | 4.164     | -1.796   | 0.013  |     |
| 13.160 | 2.582     | -1.527   | 0.043  |     |
| 14.100 | 1.339     | -1.110   | 0.049  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

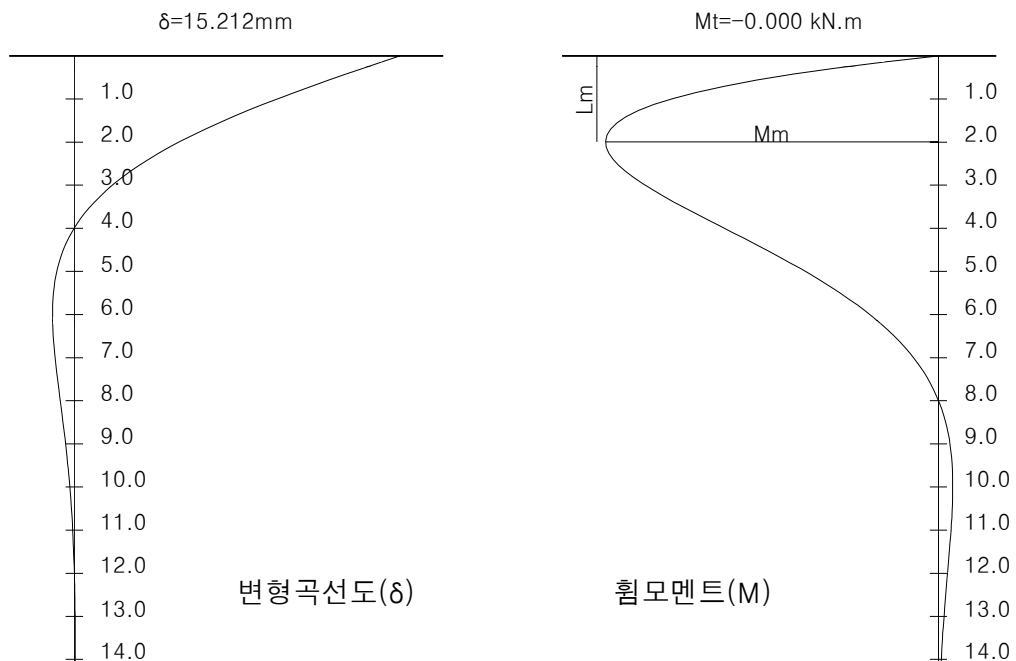
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -147.448 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 15.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 15.212 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -179.958 | 15.212 |     |
| 0.940  | -114.214  | -70.971  | 9.798  |     |
| 1.880  | -147.131  | -5.543   | 5.362  |     |
| 2.820  | -135.029  | 26.729   | 2.232  |     |
| 3.760  | -103.729  | 37.078   | 0.316  |     |
| 4.700  | -69.184   | 35.008   | -0.658 |     |
| 5.640  | -39.621   | 27.403   | -0.999 |     |
| 6.580  | -18.022   | 18.594   | -0.972 |     |
| 7.520  | -4.308    | 10.875   | -0.776 |     |
| 8.460  | 3.051     | 5.135    | -0.536 |     |
| 9.400  | 5.986     | 1.426    | -0.320 |     |
| 10.340 | 6.256     | -0.614   | -0.156 |     |
| 11.280 | 5.202     | -1.472   | -0.049 |     |
| 12.220 | 3.715     | -1.603   | 0.012  |     |
| 13.160 | 2.304     | -1.362   | 0.039  |     |
| 14.100 | 1.195     | -0.990   | 0.044  |     |

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

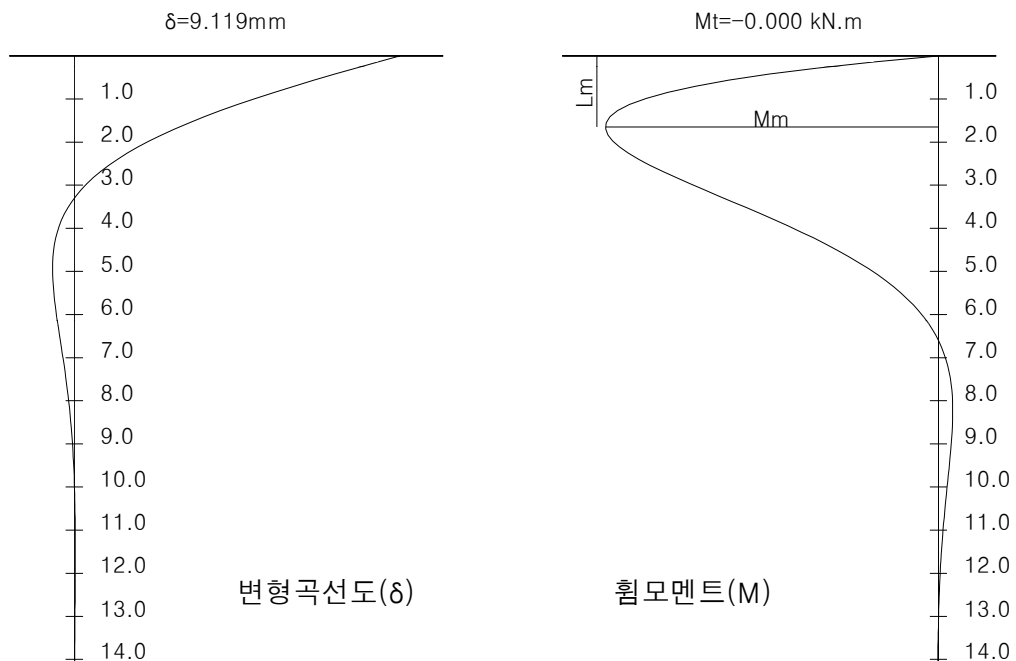
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -129.561 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.119 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.119 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

| 깊이(m)  | 모멘트(kN.m) | 전단력(kN)  | 변위(mm) | 비 고 |
|--------|-----------|----------|--------|-----|
| 0.000  | 0.000     | -191.448 | 9.119  |     |
| 0.940  | -111.194  | -57.305  | 5.253  |     |
| 1.880  | -128.100  | 12.162   | 2.328  |     |
| 2.820  | -102.168  | 37.411   | 0.536  |     |
| 3.760  | -65.391   | 38.133   | -0.333 |     |
| 4.700  | -33.612   | 28.653   | -0.602 |     |
| 5.640  | -12.019   | 17.438   | -0.558 |     |
| 6.580  | -0.121    | 8.388    | -0.397 |     |
| 7.520  | 4.769     | 2.543    | -0.229 |     |
| 8.460  | 5.543     | -0.496   | -0.102 |     |
| 9.400  | 4.439     | -1.610   | -0.024 |     |
| 10.340 | 2.850     | -1.652   | 0.014  |     |
| 11.280 | 1.471     | -1.246   | 0.026  |     |
| 12.220 | 0.530     | -0.761   | 0.024  |     |
| 13.160 | 0.011     | -0.367   | 0.017  |     |
| 14.100 | -0.204    | -0.113   | 0.010  |     |

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



## 5) 말뚝의 안정성 검토

### ① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

### 나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위  $\delta a = 15.000 > \delta = 10.1068 \text{ mm}$  0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위  $\delta a = 15.000 > \delta = 9.1190 \text{ mm}$  0.K

### 다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 188.800 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 283.200 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

### 라) 하중조합별 검토

| 구 분     |       | V(max)   | V(min)   | Ra(kN)   | Pa(kN)  | 비 고 |
|---------|-------|----------|----------|----------|---------|-----|
| COMBO 1 | FIX   | 509.810  | 222.704  | 1586.000 | 188.800 | 0.K |
|         | HINGE | 412.566  | 339.793  | 1586.000 | 188.800 | 0.K |
| COMBO 2 | FIX   | 465.557  | 252.704  | 1586.000 | 188.800 | 0.K |
|         | HINGE | 377.417  | 358.831  | 1586.000 | 188.800 | 0.K |
| COMBO 3 | FIX   | 679.811  | -5.276   | 2379.000 | 283.200 | 0.K |
|         | HINGE | 597.753  | 93.529   | 2379.000 | 283.200 | 0.K |
| COMBO 4 | FIX   | 825.246  | 391.773  | 1586.000 | 188.800 | 0.K |
|         | HINGE | 730.061  | 506.383  | 1586.000 | 188.800 | 0.K |
| COMBO 5 | FIX   | 698.610  | 368.963  | 1586.000 | 188.800 | 0.K |
|         | HINGE | 611.382  | 473.993  | 1586.000 | 188.800 | 0.K |
| COMBO 6 | FIX   | 1089.321 | -101.484 | 2379.000 | 283.200 | 0.K |
|         | HINGE | 997.123  | 9.530    | 2379.000 | 283.200 | 0.K |

## ② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 14.20 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) =  $14.10/0.508 = 27.756 < 100$  이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

$f_{sa} = 140.000 \text{ MPa}$  (평상시)

=  $210.000 \text{ MPa}$  (지진시)

$f = V/A_p \pm M \times y/I_o$

=  $V/0.016 \pm M \times 0.508/2 / 0.00047$

| 구 분     |       | V(kN)    | M(kN.m) | f <sub>max</sub> | f <sub>sa</sub> | 비 고 |
|---------|-------|----------|---------|------------------|-----------------|-----|
| COMBO 1 | FIX   | 509.810  | 131.907 | 103.593          | 140.00          | 0.K |
|         | HINGE | 412.566  | 94.795  | 77.423           | 140.00          | 0.K |
| COMBO 2 | FIX   | 465.557  | 119.558 | 94.118           | 140.00          | 0.K |
|         | HINGE | 377.417  | 84.313  | 69.537           | 140.00          | 0.K |
| COMBO 3 | FIX   | 679.811  | 111.308 | 103.499          | 210.00          | 0.K |
|         | HINGE | 597.753  | 99.916  | 92.102           | 210.00          | 0.K |
| COMBO 4 | FIX   | 825.246  | 129.115 | 122.420          | 140.00          | 0.K |
|         | HINGE | 730.061  | 97.961  | 99.579           | 140.00          | 0.K |
| COMBO 5 | FIX   | 698.610  | 118.322 | 108.472          | 140.00          | 0.K |
|         | HINGE | 611.382  | 87.479  | 86.310           | 140.00          | 0.K |
| COMBO 6 | FIX   | 1089.321 | 125.063 | 137.263          | 210.00          | 0.K |
|         | HINGE | 997.123  | 129.561 | 133.735          | 210.00          | 0.K |

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 80.000 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 120.000 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

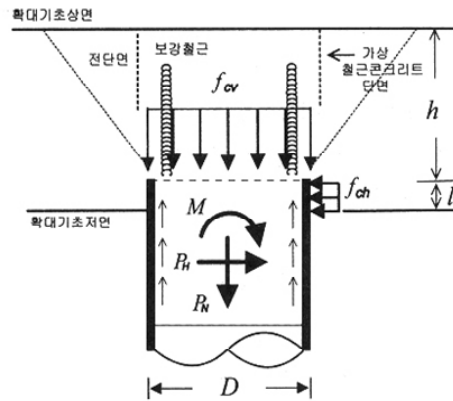
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$$

$$= 1.999 : \text{전단형상계수}$$

| 구 분     |       | H(kN)   | $\tau$ | $\tau_{sa}$ | 비 고 |
|---------|-------|---------|--------|-------------|-----|
| COMBO 1 | FIX   | 115.696 | 14.906 | 80.000      | 0.K |
|         | HINGE | 115.696 | 14.906 | 80.000      | 0.K |
| COMBO 2 | FIX   | 102.903 | 13.257 | 80.000      | 0.K |
|         | HINGE | 102.903 | 13.257 | 80.000      | 0.K |
| COMBO 3 | FIX   | 147.642 | 19.022 | 120.000     | 0.K |
|         | HINGE | 147.642 | 19.022 | 120.000     | 0.K |
| COMBO 4 | FIX   | 119.560 | 15.404 | 80.000      | 0.K |
|         | HINGE | 119.560 | 15.404 | 80.000      | 0.K |
| COMBO 5 | FIX   | 106.767 | 13.755 | 80.000      | 0.K |
|         | HINGE | 106.767 | 13.755 | 80.000      | 0.K |
| COMBO 6 | FIX   | 191.448 | 24.665 | 120.000     | 0.K |
|         | HINGE | 191.448 | 24.665 | 120.000     | 0.K |

## 6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



### ① 압입력에 대한 검토

#### a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

$f_{ck}$  : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

$P_{N\max}$  : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)

$D$  : 말뚝의 외경(mm)

$f_{ca}$  : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 =  $0.25f_{ck}$  (MPa), (해설표 참고)

$f_{ca'}$  : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 =  $1.33 \times (0.25f_{ck})$  (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력,  $f_{ca}$ (MPa)

| 설계기준강도<br>( $f_{ck}$ , MPa) |                   | 21   | 24   | 27   | 30   |
|-----------------------------|-------------------|------|------|------|------|
| 허용지압응력<br>( $f_{ca}$ , MPa) | 상시 ( $f_{ca}$ )   | 5.25 | 6.00 | 6.75 | 7.50 |
|                             | 지진시 ( $f_{ca'}$ ) | 6.98 | 7.98 | 8.98 | 9.98 |

#### \* 수직지압응력( $f_{cv}$ ) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 825245.6 / (\pi/4 \times 508^2) \\ &= 4.072 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

#### \* 수직지압응력( $f_{cv}$ ) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 1089320.7 / (\pi/4 \times 508^2) \\ &= 5.375 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 7.980 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

$\tau_{a3}$  : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3}'$  : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$h$  : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력,  $\tau_{a3}$ (MPa)

| 콘크리트의 설계기준강도 $f_{ck}$ |                      | 21    | 24    | 27    | 30    |
|-----------------------|----------------------|-------|-------|-------|-------|
| 허용압발<br>전단응력          | 상시 ( $\tau_{a3}$ )   | 0.85  | 0.90  | 0.95  | 1.00  |
|                       | 지진시 ( $\tau_{a3}'$ ) | 1.131 | 1.197 | 1.264 | 1.330 |

\* 압발전단응력( $\tau_v$ ) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 825245.6 / \{ \pi \times (508 + 1100) \times 1100 \} \\ &= 0.149 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

\* 압발전단응력( $\tau_v$ ) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 1089320.7 / \{ \pi \times (508 + 1100) \times 1100 \} \\ &= 0.196 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$  : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

$l$  : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

\* 수평지압응력( $f_{ch}$ ) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 119560.130 / (508 \times 100) \\ &= 2.354 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

\* 수평지압응력( $f_{ch}$ ) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 191447.746 / (508 \times 100) \\ &= 3.769 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 7.980 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h)} \leq \tau_{a3}$$

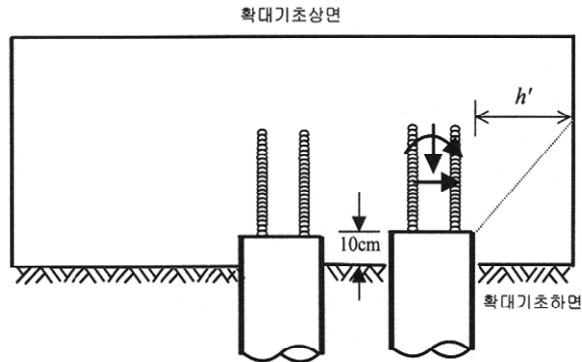
$h'$  : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

\* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 119560.130 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.201 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

\* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 191447.746 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.322 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f<sub>sa1</sub> : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A<sub>st</sub> : 이형철근의 공칭단면적 (mm<sup>2</sup>) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ<sub>oa</sub> : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

d<sub>1</sub> : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f<sub>sa1</sub> (MPa)

| 철근의 종류    | SD30 | SD35 | SD40 |
|-----------|------|------|------|
| 인장 및 압축응력 | 150  | 175  | 180  |

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

| 철근의 종류, D(mm)                             | D19   | D22   | D25   | D29   | D32   |
|-------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 공칭지름, d <sub>1</sub> (mm)                 | 19.1  | 22.2  | 25.4  | 28.6  | 31.8  |
| 공칭단면적, A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> ) | 286.5 | 387.1 | 506.7 | 642.4 | 794.2 |
| 공칭둘레, U(mm)                               | 60.0  | 70.0  | 80.0  | 90.0  | 100.0 |

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ<sub>oa</sub> (MPa)

| 콘크리트의 설계기준강도 (f <sub>ck</sub> )          | 21.0 | 24.0 | 27.0 | 30.0 |
|------------------------------------------|------|------|------|------|
| 이형철근과 콘크리트의<br>허용부착응력 (τ <sub>oa</sub> ) | 1.4  | 1.6  | 1.7  | 1.8  |

\* 철근의 정착길이

일반적으로, L<sub>o</sub> ≥ L<sub>omin</sub> = 35d<sub>1</sub> 로 하는 것이 좋다. L<sub>omin</sub> = 35 x 19.1 = 668.5 mm

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.600 \times 60.000) = 447.656 (\leq 668.500) \\ = 668.5 \text{ (mm)}$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm<sup>2</sup>)

A2 : 지지면적 (mm<sup>2</sup>)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 24.0 \times 202683.0) \\ &= 2894313.121 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1258776.779 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left( \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b<sub>p</sub> :  $\pi \times (\text{말뚝직경} + d)$

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left( \frac{1}{3} \times \sqrt{24.0} \times 4894.6 \times 1050 \right) \\ &= 6713994.455 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1258776.779 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$