

복현1교 P2 구조계산서

# 목 차

## 1. 설 계 흐 름 도

## 2. 해석결과 요약

- \* 안정성검토 및 응력검토
- \* 기둥의 단면 설계
- \* 단면 설계
- \* 사용성 검토

## 3. 설 계 조 건

- 3.1 일반사항
- 3.2 하중
- 3.3 지반조건
- 3.4 사용재료 강도
- 3.5 설계방법
- 3.6 참고문헌

## 4. 단 면 가 정

## 5. 하 중 계 산

## 6. 구 조 해 석

- 6.1 해석모델링
- 6.2 절점좌표
- 6.3 단면제원
- 6.4 하중재하도

## 7. 해 석 결 과 집 계

- 7.1 하중별 부재력 집계
- 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
- 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

## 8. 두 부 보 설 계

- 8.1 내민보의 설계 : 좌측
- 8.2 내민보의 설계 : 우측
- 8.3 내부지간 설계 : 지간1
- 8.4 교량받침 위치 검토

## 9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기동의 전단설계

## 10. 기 초 설 계

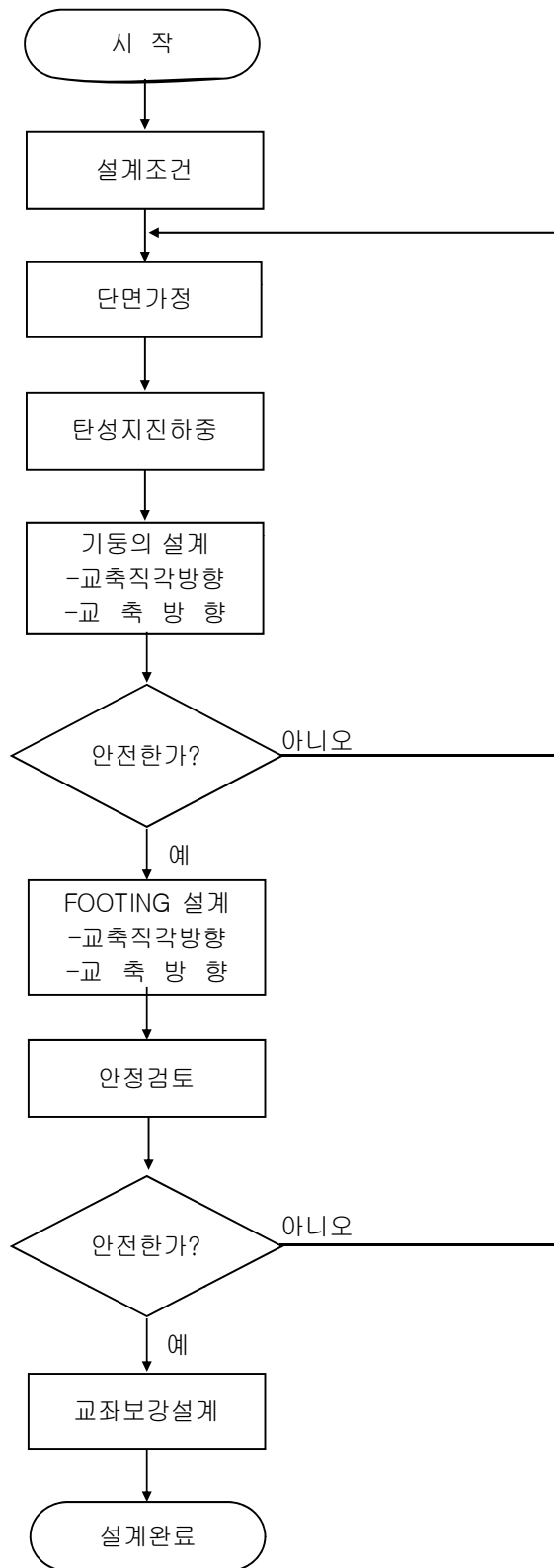
- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

## 11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

## 12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

## 1. 설계흐름도



## 2. 해석결과 요약

### ▣ 안정성검토 및 응력검토

| 구 분    |     |                               | 허용값       | 발생값       | 안전율   | 허용안전율 | 비 고 |
|--------|-----|-------------------------------|-----------|-----------|-------|-------|-----|
| 교축방향   | 평상시 | 전도에대한 안정(kN.m)                | 45556.362 | 1490.364  | 30.57 | 2.00  | 0.K |
|        |     | 활동에대한 안정(kN)                  | 8677.402  | 633.506   | 13.70 | 1.50  | 0.K |
|        |     | 지지력에대한 안정(kN/m <sup>2</sup> ) | 800.000   | 463.269   | 1.73  | 1.00  | 0.K |
|        | 지진시 | 전도에대한 안정(kN.m)                | 45556.362 | 22728.098 | 2.00  | 1.50  | 0.K |
|        |     | 활동에대한 안정(kN)                  | 8677.402  | 1756.656  | 4.94  | 1.20  | 0.K |
|        |     | 지지력에대한 안정(kN/m <sup>2</sup> ) | 1200.000  | 969.555   | 1.24  | 1.00  | 0.K |
| 교축직각방향 | 평상시 | 전도에대한 안정(kN.m)                | 43204.647 | 10094.978 | 4.28  | 2.00  | 0.K |
|        |     | 활동에대한 안정(kN)                  | 8229.457  | 1648.695  | 4.99  | 1.50  | 0.K |
|        |     | 지지력에대한 안정(kN/m <sup>2</sup> ) | 800.000   | 587.806   | 1.36  | 1.00  | 0.K |
|        | 지진시 | 전도에대한 안정(kN.m)                | 45556.362 | 18344.859 | 2.48  | 1.50  | 0.K |
|        |     | 활동에대한 안정(kN)                  | 8677.402  | 1880.451  | 4.61  | 1.20  | 0.K |
|        |     | 지지력에대한 안정(kN/m <sup>2</sup> ) | 1200.000  | 813.378   | 1.48  | 1.00  | 0.K |

### ▣ 기둥의 단면 설계

| 단면위치   |       | Puse  | Pu(kN)    | φ Pn(kN)  | 안전도   | 비 고 |
|--------|-------|-------|-----------|-----------|-------|-----|
| 교축방향   | 축력최대  | 0.013 | 22886.836 | 64523.752 | 2.819 | 0.K |
|        | 모멘트최대 | 0.013 | 15211.545 | 63962.059 | 4.205 | 0.K |
|        | 탄성설계  | 0.013 | 12676.287 | 18962.142 | 1.496 | 0.K |
|        | 편심최대  | 0.013 | 11408.659 | 57230.182 | 5.016 | 0.K |
| 교축직각방향 | 축력최대  | 0.013 | 22886.836 | 64523.752 | 2.819 | 0.K |
|        | 모멘트최대 | 0.013 | 14315.653 | 38891.230 | 2.717 | 0.K |
|        | 탄성설계  | 0.013 | 12676.287 | 27860.185 | 2.198 | 0.K |
|        | 편심최대  | 0.013 | 10512.767 | 35331.221 | 3.361 | 0.K |
| 합성부재력  | 축력최대  | 0.013 | 22886.836 | 64523.752 | 2.819 | 0.K |
|        | 모멘트최대 | 0.013 | 14315.653 | 37026.844 | 2.586 | 0.K |
|        | 탄성설계  | 0.013 | 12676.287 | 18037.330 | 1.423 | 0.K |
|        | 편심최대  | 0.013 | 10512.767 | 32670.338 | 3.108 | 0.K |

| 단면위치   |       | P <sub>use</sub> | P <sub>u</sub> (kN) | $\phi$ P <sub>n</sub> (kN) | 안전도   | 비 고 |
|--------|-------|------------------|---------------------|----------------------------|-------|-----|
| 교축방향   | 축력최대  | 0.013            | 24198.061           | 64523.752                  | 2.666 | 0.K |
|        | 모멘트최대 | 0.013            | 14877.950           | 64325.157                  | 4.324 | 0.K |
|        | 탄성설계  | 0.013            | 12398.292           | 19197.690                  | 1.548 | 0.K |
|        | 편심최대  | 0.013            | 11158.463           | 65904.025                  | 5.906 | 0.K |
| 교축직각방향 | 축력최대  | 0.013            | 24198.061           | 64523.752                  | 2.666 | 0.K |
|        | 모멘트최대 | 0.013            | 15773.842           | 49701.832                  | 3.151 | 0.K |
|        | 탄성설계  | 0.013            | 12398.292           | 32596.334                  | 2.629 | 0.K |
|        | 편심최대  | 0.013            | 12054.354           | 41300.581                  | 3.426 | 0.K |
| 합성부재력  | 축력최대  | 0.013            | 24198.061           | 64523.752                  | 2.666 | 0.K |
|        | 모멘트최대 | 0.013            | 15773.842           | 46984.970                  | 2.979 | 0.K |
|        | 탄성설계  | 0.013            | 12398.292           | 18715.048                  | 1.509 | 0.K |
|        | 편심최대  | 0.013            | 12054.354           | 38132.530                  | 3.163 | 0.K |

■ 단면 설계

| 단면위치        |        | 깊이<br>(mm) | 피복<br>(mm) | Req.As<br>(mm <sup>2</sup> ) | Use.As<br>(mm <sup>2</sup> ) | Mu(kN.m)  | ΦMn(kN.m) | 안전도     | 비 고 |
|-------------|--------|------------|------------|------------------------------|------------------------------|-----------|-----------|---------|-----|
| 두<br>부<br>보 | 좌측내민보  | 2028.0     | 100.0      | 33017.998                    | 42398.400                    | 19367.911 | 24449.467 | 1.262   | 0.K |
|             | 우측내민보  | 2028.0     | 100.0      | 35906.735                    | 42398.400                    | 20952.643 | 24449.467 | 1.167   | 0.K |
|             | 좌측내민보수 | 2800.0     | 100.0      | 1870.467                     | 6487.500                     | 1711.977  | 5894.034  | 3.443   | 0.K |
|             | 우측내민보수 | 2800.0     | 100.0      | 1858.942                     | 6487.500                     | 1701.460  | 5894.034  | 3.464   | 0.K |
|             | 내부지간1좌 | 2753.0     | 100.0      | 15916.736                    | 42398.400                    | 13547.974 | 34900.454 | 2.576   | 0.K |
|             | 내부지간1중 | 2539.1     | 100.0      | 15516.690                    | 22294.800                    | 12349.281 | 17583.870 | 1.424   | 0.K |
|             | 내부지간1우 | 2303.0     | 100.0      | 25968.308                    | 42398.400                    | 17854.348 | 28413.602 | 1.591   | 0.K |
|             | 교량받침1  | 2282.9     | 100.0      | 178.652                      | 42398.400                    | 126.485   | 28123.545 | 222.348 | 0.K |
|             | 교량받침10 | 2283.6     | 100.0      | 247.168                      | 11147.400                    | 179.233   | 7954.926  | 44.383  | 0.K |
|             | 교량받침2  | 2756.7     | 100.0      | 14993.139                    | 42398.400                    | 12795.447 | 34954.083 | 2.732   | 0.K |
|             | 교량받침11 | 2757.4     | 100.0      | 14828.573                    | 42398.400                    | 12660.946 | 34963.693 | 2.762   | 0.K |
|             | 교량받침4  | 2615.5     | 100.0      | 5785.756                     | 22294.800                    | 4814.612  | 18163.112 | 3.772   | 0.K |
|             | 교량받침13 | 2615.5     | 100.0      | 5985.517                     | 22294.800                    | 4979.578  | 18163.112 | 3.648   | 0.K |
|             | 교량받침5  | 2539.1     | 100.0      | 13310.373                    | 22294.800                    | 10624.414 | 17583.870 | 1.655   | 0.K |
|             | 교량받침6  | 2440.5     | 100.0      | 4911.916                     | 22294.800                    | 3799.735  | 16836.595 | 4.431   | 0.K |
|             | 교량받침8  | 2031.7     | 100.0      | 23377.980                    | 42398.400                    | 13981.234 | 24503.052 | 1.753   | 0.K |
|             | 교량받침9  | 1282.9     | 100.0      | 1035.511                     | 42398.400                    | 380.129   | 13708.350 | 36.062  | 0.K |
| 기<br>초      | 교축방향   | 1800.0     | 100.0      | 19594.400                    | 25841.700                    | 11144.992 | 14622.432 | 1.312   | 0.K |
|             | 교직-지점부 | 1800.0     | 100.0      | 16710.255                    | 24828.300                    | 9527.201  | 14060.836 | 1.476   | 0.K |

■ 사용성 검토

| 단면위치        |            | 인장응력(f <sub>s</sub> ) | 허용응력(f <sub>sa</sub> ) | 철근간격(S) | 최대간격(S <sub>q</sub> ) | 비 고 |
|-------------|------------|-----------------------|------------------------|---------|-----------------------|-----|
| 두<br>부<br>보 | 좌측내민보      | 186.034               | 180.000                | 127.273 | 209.559               | 0.K |
|             | 우측내민보      | 207.847               | 180.000                | 127.273 | 165.135               | 0.K |
|             | 좌측내민보수평    | 101.836               | 180.000                | 169.002 | 559.553               | 0.K |
|             | 우측내민보수평    | 101.210               | 180.000                | 169.002 | 564.333               | 0.K |
|             | 내부지간1좌측지점부 | 95.285                | 180.000                | 127.273 | 612.714               | 0.K |
|             | 내부지간1중앙부   | 176.578               | 180.000                | 127.273 | 227.230               | 0.K |
|             | 내부지간1우측지점부 | 176.105               | 180.000                | 127.273 | 233.426               | 0.K |
|             | 교량받침1      | 1.568                 | 180.000                | 127.273 | 40181.728             | 0.K |
|             | 교량받침10     | 15.211                | 180.000                | 254.545 | 4141.840              | 0.K |
|             | 교량받침2      | 87.077                | 180.000                | 127.273 | 690.619               | 0.K |
|             | 교량받침11     | 85.993                | 180.000                | 127.273 | 702.026               | 0.K |
|             | 교량받침4      | 53.288                | 180.000                | 127.273 | 1182.256              | 0.K |
|             | 교량받침13     | 55.735                | 180.000                | 127.273 | 1130.354              | 0.K |
|             | 교량받침5      | 176.578               | 180.000                | 127.273 | 227.230               | 0.K |
|             | 교량받침6      | 49.504                | 180.000                | 127.273 | 1272.617              | 0.K |
|             | 교량받침8      | 141.207               | 180.000                | 127.273 | 343.941               | 0.K |
|             | 교량받침9      | 12.295                | 180.000                | 127.273 | 5124.202              | 0.K |
| 기<br>초      | 교축방향       | 143.677               | 180.000                | 123.529 | 329.353               | 0.K |
|             | 교직-지점부     | 175.057               | 180.000                | 128.571 | 231.105               | 0.K |

### 3. 설 계 조 건

#### 3.1 일 반 사 항

- |            |              |
|------------|--------------|
| 1) 구 조 형 식 | : 다주식 교각     |
| 2) 상 부 형 식 | : IPC GIRDER |
| 3) 교 량 등 급 | : 1 등교       |
| 4) 기 초 형 식 | : 직접기초       |

#### 3.2 하 중

- |                 |                                     |                    |
|-----------------|-------------------------------------|--------------------|
| 1) 철근콘크리트의 단위중량 | : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$    | [도로교 설계기준 2.1.2]   |
| 2) 기초지반의 단위중량   | : $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$ | [도로교설계요령 제2권 P366] |
| 3) 교량받침 마찰계수    | : $f_s = 0.15$                      |                    |

#### 3.3 지 반 조 건

- |                   |                              |                                         |
|-------------------|------------------------------|-----------------------------------------|
| 1) 기초지반의 N치       | : $N = 50$                   |                                         |
| 2) 기초지반의 내부마찰각    | : $\phi_2 = 42.386^\circ$    | ; $15 + \sqrt{15N}$                     |
| 3) 기초지반의 점착력      | : $C = 0.03 \text{ kN/m}^2$  |                                         |
| 4) 기초지반의 최대 허용지지력 | : $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$ |                                         |
| 5) 기초지반의 마찰계수     | : $\mu = 0.6$                | ; $\tan\phi_b = 0.60, C_b = 0$ :암과 콘크리트 |
| 6) 지반 가속도 계수      | : $A = 0.154$                | ; 위험도 계수 x 지진구역계수                       |
| - 내진 등급           | : I 등급                       | - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]         |
| - 지진 구역           | : I 구역                       | - 지진구역 계수 : 0.11                        |

#### 3.4 사 용 재 료 강 도

- |                     |                              |                |                  |
|---------------------|------------------------------|----------------|------------------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도     | : $f_{ck} =$                 | 두부보: 27 MPa    |                  |
|                     |                              | 기둥: 27 MPa     |                  |
|                     |                              | 기초: 27 MPa     |                  |
| - 탄성계수              | : $E_c =$                    | 두부보: 27804 MPa |                  |
|                     |                              | 기둥: 27804 MPa  |                  |
|                     |                              | 기초: 27804 MPa  |                  |
|                     |                              |                | [도로교 설계기준 2.3.3] |
| 2) 철근의 항복 강도(SD400) | : $f_y =$                    | 두부보: 400 MPa   |                  |
|                     |                              | 기둥: 400 MPa    |                  |
|                     |                              | 기초: 400 MPa    |                  |
| - 탄성계수              | : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ |                | [도로교 설계기준 2.3.3] |

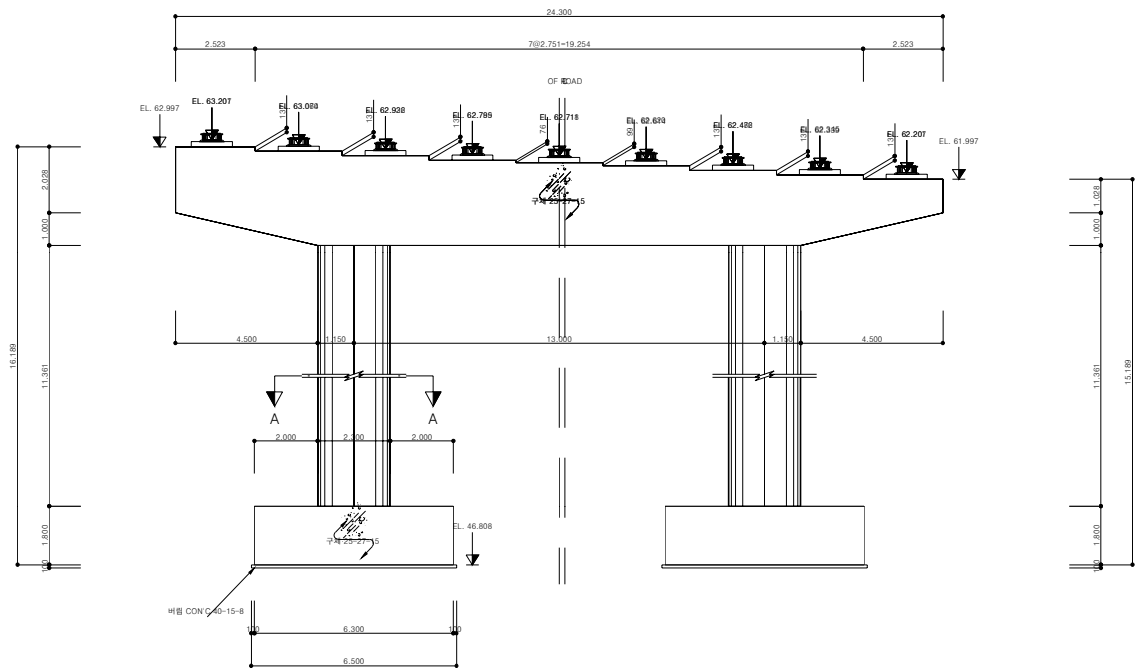
#### 3.5 설 계 방 법

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

#### 3.6 참 고 문 헌

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

#### 4. 단 면 가 정



## 5. 하 중 계 산

### 5.1 상부반력 및 교각자중

| 교좌번호 | 고정하중(D)   | 활하중(L)   |           |           |
|------|-----------|----------|-----------|-----------|
|      |           | 만재하시(L1) | 좌측편재하(L2) | 우측편재하(L3) |
| 1    | 1250.688  | 61.629   | 345.984   | 61.629    |
| 2    | 1212.496  | 161.273  | 371.147   | 161.273   |
| 3    | 1175.042  | 268.106  | 361.287   | 268.106   |
| 4    | 1159.444  | 357.927  | 334.611   | 357.927   |
| 5    | 1156.911  | 408.070  | 326.503   | 408.070   |
| 6    | 1154.725  | 432.916  | 343.775   | 432.916   |
| 7    | 1174.234  | 433.495  | 333.553   | 433.495   |
| 8    | 1229.031  | 413.598  | 279.587   | 413.598   |
| 9    | 1336.259  | 359.744  | 187.274   | 359.744   |
| 10   | 883.074   | 314.990  | 314.990   | 126.312   |
| 11   | 837.014   | 373.829  | 373.829   | 275.678   |
| 12   | 807.040   | 356.823  | 356.823   | 357.954   |
| 13   | 809.366   | 295.324  | 295.324   | 350.510   |
| 14   | 818.715   | 288.131  | 288.131   | 292.291   |
| 15   | 801.390   | 345.973  | 345.973   | 290.538   |
| 16   | 790.003   | 360.166  | 360.166   | 354.266   |
| 17   | 828.567   | 287.051  | 287.051   | 381.222   |
| 18   | 987.485   | 141.652  | 141.652   | 334.445   |
| 계    | 18411.484 | 5660.697 | 5647.660  | 5659.974  |

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

### 5.2 풍 하 중

#### 1) 교축직각방향 (W-TR)

##### ① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 24.640 / 6.340 = 3.886 \quad [ 1 \leq B/D < 8 ]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (24.640 / 6.340)] \times 6.340 = 20.4 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 20.432 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 20.432 \times (44.996 + 30.099) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 767.177 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 6.340/2 + 0.420 + 0.514 = 4.104 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 767.177 \times 4.104 = 3148.5 \text{ kN.m}$$

##### ② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.028 \times 2.800 = 17.035 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.300 = 3.45 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.300 = 3.45 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

#### 2) 교축방향 (W-L0)

##### ① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 170.937 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.300 = 3.45 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

### 5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의  
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$\begin{aligned} Ph &= 1.500 \times (44.996 + 30.099)/2 \times \sin 90.0 &= 56.322 \text{ kN} \\ \text{작용위치 } h &= 2.831 + 1.500 + 0.514 &= 4.845 \text{ m} \\ \text{작용모멘트 } My &= Ph \times h &= 56.322 \times 4.845 &= 272.856 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### 5.4 온도하중 산정

#### 1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차  $\Delta T = 10^\circ\text{C}$  적용

#### 2) 교축방향 (G-L0)

##### ① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

### 5.5 원심하중 (CF)

$$\begin{aligned} CF &= 0.79 \times V^2 / R \text{ (\%)} \\ &= 0.79 \times 100.000^2 / 1060.000 \\ &= 7.453 \text{ \%} \end{aligned}$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\begin{aligned} \text{작용위치 } h &= 2.831 + 1.800 + 0.514 &= 5.145 \text{ m} \\ \text{작용수평력 } Pcf &= 7.453 \times 5660.697 / 100 &= 421.882 \text{ kN} \\ \text{작용모멘트 } My &= Pcf \times h &= 421.882 \times 5.145 &= 2170.413 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### 5.6 교각 충돌하중

#### 1) 교축직각방향 (C0-TR)

P = 1000.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 4.119 m (기초상단으로 부터)

#### 2) 교축방향 (C0-L0)

P = 500.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 4.119 m (기초상단으로 부터)

5.7 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

| 구 분  |        |      | 교 축 방 향  |           |         | 교 축 직 각 방 향 |           |         |
|------|--------|------|----------|-----------|---------|-------------|-----------|---------|
| 위 치  | 하중경우   | 기 동  | 전단력      | 모멘트       | 변위(m)   | 전단력         | 모멘트       | 변위(m)   |
| 기동상단 | 하중경우 1 | 기동 1 | 1701.130 | 3845.840  | 0.04176 | 646.040     | 2961.550  | 0.00789 |
|      | 하중경우 2 | 기동 1 | 571.250  | 1297.450  | 0.01353 | 2006.840    | 9202.620  | 0.02373 |
| 기동하단 | 하중경우 1 | 기동 1 | 1756.220 | 18754.110 | 0.00000 | 666.800     | 4517.830  | 0.00000 |
|      | 하중경우 2 | 기동 1 | 579.800  | 6152.860  | 0.00000 | 2072.100    | 14048.450 | 0.00000 |
| 기동상단 | 하중경우 1 | 기동 2 | 1621.730 | 3978.830  | 0.04124 | 608.160     | 2692.020  | 0.00787 |
|      | 하중경우 2 | 기동 2 | 529.950  | 1349.900  | 0.01320 | 1889.550    | 8368.250  | 0.02372 |
| 기동하단 | 하중경우 1 | 기동 2 | 1664.170 | 18135.140 | 0.00000 | 628.720     | 4353.320  | 0.00000 |
|      | 하중경우 2 | 기동 2 | 535.120  | 5828.040  | 0.00000 | 1953.580    | 13538.840 | 0.00000 |

### 5.8 하중조합 : 사용하중 검토시

| 구분    | D    | L1   | L2   | L3   | W    | WL   | G     | GS   | E    | CO   | Q    | CF   |
|-------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|
| SVB01 | 1.00 | 1.00 |      |      |      |      |       |      |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB02 | 1.00 |      | 1.00 |      |      |      |       |      |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB03 | 1.00 |      |      | 1.00 |      |      |       |      |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB04 | 1.00 |      |      |      | 1.00 |      |       |      |      |      | 1.00 |      |
| SVB05 | 1.00 | 1.00 |      |      | 0.50 | 1.00 |       |      |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB06 | 1.00 |      | 1.00 |      | 0.50 | 1.00 |       |      |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB07 | 1.00 |      |      | 1.00 | 0.50 | 1.00 |       |      |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB08 | 1.00 | 1.00 |      |      |      |      | 1.00  | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB09 | 1.00 | 1.00 |      |      |      |      | -1.00 | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB10 | 1.00 |      | 1.00 |      |      |      | 1.00  | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB11 | 1.00 |      | 1.00 |      |      |      | -1.00 | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB12 | 1.00 |      |      | 1.00 |      |      | 1.00  | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB13 | 1.00 |      |      | 1.00 |      |      | -1.00 | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB14 | 1.00 |      |      |      | 1.00 |      | 1.00  | 1.00 |      |      | 1.00 |      |
| SVB15 | 1.00 |      |      |      | 1.00 |      | -1.00 | 1.00 |      |      | 1.00 |      |
| SVB16 | 1.00 | 1.00 |      |      | 0.50 | 1.00 | 1.00  | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB17 | 1.00 | 1.00 |      |      | 0.50 | 1.00 | -1.00 | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB18 | 1.00 |      | 1.00 |      | 0.50 | 1.00 | 1.00  | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB19 | 1.00 |      | 1.00 |      | 0.50 | 1.00 | -1.00 | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB20 | 1.00 |      |      | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00  | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB21 | 1.00 |      |      | 1.00 | 0.50 | 1.00 | -1.00 | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00 |
| SVB22 | 1.00 |      |      |      |      |      |       |      | 1.00 |      | 1.00 |      |
| SVB23 | 1.00 | 1.00 |      |      |      |      |       |      |      | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| SVB24 | 1.00 |      | 1.00 |      |      |      |       |      |      | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| SVB25 | 1.00 |      |      | 1.00 |      |      |       |      |      | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| SVB26 | 1.00 |      |      |      | 1.00 |      |       |      |      | 1.00 | 1.00 |      |

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화

또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.

SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

### 5.9 하중조합 : 계수하중 검토시

| 구분    | D    | L1   | L2   | L3   | W    | WL   | G     | GS   | E    | C0   | Q    | CF   |
|-------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|
| ULB01 | 1.30 | 2.15 |      |      |      |      |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB02 | 1.30 |      | 2.15 |      |      |      |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB03 | 1.30 |      |      | 2.15 |      |      |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB04 | 1.30 |      |      |      | 1.30 |      |       |      |      |      | 1.30 |      |
| ULB05 | 1.30 | 1.30 |      |      | 0.65 | 1.30 |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB06 | 1.30 |      | 1.30 |      | 0.65 | 1.30 |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB07 | 1.30 |      |      | 1.30 | 0.65 | 1.30 |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB08 | 1.30 | 1.30 |      |      |      |      | 1.30  | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB09 | 1.30 | 1.30 |      |      |      |      | -1.30 | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB10 | 1.30 |      | 1.30 |      |      |      | 1.30  | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB11 | 1.30 |      | 1.30 |      |      |      | -1.30 | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB12 | 1.30 |      |      | 1.30 |      |      | 1.30  | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB13 | 1.30 |      |      | 1.30 |      |      | -1.30 | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| ULB14 | 1.25 |      |      |      | 1.25 |      | 1.25  | 1.30 |      |      | 1.25 |      |
| ULB15 | 1.25 |      |      |      | 1.25 |      | -1.25 | 1.30 |      |      | 1.25 |      |
| ULB16 | 1.25 | 1.25 |      |      | 0.63 | 1.25 | 1.25  | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| ULB17 | 1.25 | 1.25 |      |      | 0.63 | 1.25 | -1.25 | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| ULB18 | 1.25 |      | 1.25 |      | 0.63 | 1.25 | 1.25  | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| ULB19 | 1.25 |      | 1.25 |      | 0.63 | 1.25 | -1.25 | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| ULB20 | 1.25 |      |      | 1.25 | 0.63 | 1.25 | 1.25  | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| ULB21 | 1.25 |      |      | 1.25 | 0.63 | 1.25 | -1.25 | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| ULB22 | 1.00 |      |      |      |      |      |       |      | 1.00 |      | 1.00 |      |
| ULB23 | 1.30 | 1.30 |      |      |      |      |       |      |      | 1.30 | 1.30 | 1.30 |
| ULB24 | 1.30 |      | 1.30 |      |      |      |       |      |      | 1.30 | 1.30 | 1.30 |
| ULB25 | 1.30 |      |      | 1.30 |      |      |       |      |      | 1.30 | 1.30 | 1.30 |
| ULB26 | 1.20 |      |      |      | 1.20 |      |       |      |      | 1.20 | 1.20 |      |

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

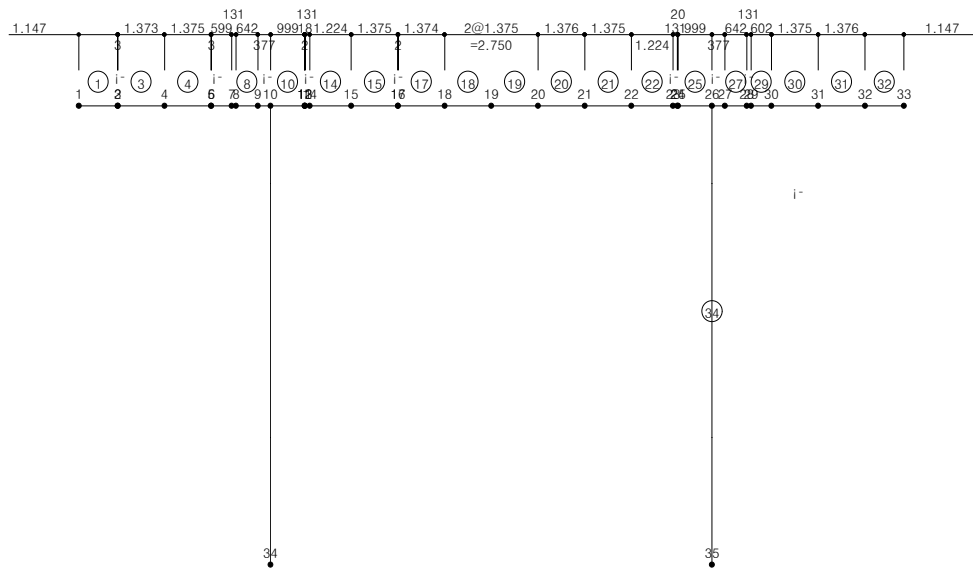
| 구분    | D    | L1   | L2   | L3   | W    | WL   | G     | GS   | E    | CO   | Q    | CF   |
|-------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|
| UEB01 | 1.00 | 2.15 |      |      |      |      |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB02 | 1.00 |      | 2.15 |      |      |      |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB03 | 1.00 |      |      | 2.15 |      |      |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB04 | 1.00 |      |      |      | 1.30 |      |       |      |      |      | 1.30 |      |
| UEB05 | 1.00 | 1.30 |      |      | 0.65 | 1.30 |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB06 | 1.00 |      | 1.30 |      | 0.65 | 1.30 |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB07 | 1.00 |      |      | 1.30 | 0.65 | 1.30 |       |      |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB08 | 1.00 | 1.30 |      |      |      |      | 1.30  | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB09 | 1.00 | 1.30 |      |      |      |      | -1.30 | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB10 | 1.00 |      | 1.30 |      |      |      | 1.30  | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB11 | 1.00 |      | 1.30 |      |      |      | -1.30 | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB12 | 1.00 |      |      | 1.30 |      |      | 1.30  | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB13 | 1.00 |      |      | 1.30 |      |      | -1.30 | 1.30 |      |      | 1.30 | 1.30 |
| UEB14 | 0.95 |      |      |      | 1.25 |      | 1.25  | 1.30 |      |      | 1.25 |      |
| UEB15 | 0.95 |      |      |      | 1.25 |      | -1.25 | 1.30 |      |      | 1.25 |      |
| UEB16 | 0.95 | 1.25 |      |      | 0.63 | 1.25 | 1.25  | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| UEB17 | 0.95 | 1.25 |      |      | 0.63 | 1.25 | -1.25 | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| UEB18 | 0.95 |      | 1.25 |      | 0.63 | 1.25 | 1.25  | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| UEB19 | 0.95 |      | 1.25 |      | 0.63 | 1.25 | -1.25 | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| UEB20 | 0.95 |      |      | 1.25 | 0.63 | 1.25 | 1.25  | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| UEB21 | 0.95 |      |      | 1.25 | 0.63 | 1.25 | -1.25 | 1.30 |      |      | 1.25 | 1.25 |
| UEB22 | 1.00 |      |      |      |      |      |       |      | 1.00 |      | 1.00 |      |
| UEB23 | 1.00 | 1.30 |      |      |      |      |       |      |      | 1.30 | 1.30 | 1.30 |
| UEB24 | 1.00 |      | 1.30 |      |      |      |       |      |      | 1.30 | 1.30 | 1.30 |
| UEB25 | 1.00 |      |      | 1.30 |      |      |       |      |      | 1.30 | 1.30 | 1.30 |
| UEB26 | 0.90 |      |      |      | 1.20 |      |       |      |      | 1.20 | 1.20 |      |

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

## 6. 구조 해석

### 6.1 해석 모델링



### 6.2 절점 좌표

| 절점 | X     | Z      | 절점 | X      | Z      | 절점 | X      | Z      | 절점 | X      | Z      |
|----|-------|--------|----|--------|--------|----|--------|--------|----|--------|--------|
| 1  | 0.000 | 12.875 | 10 | 5.650  | 12.875 | 19 | 12.150 | 12.875 | 28 | 19.669 | 12.875 |
| 2  | 1.147 | 12.875 | 11 | 6.649  | 12.875 | 20 | 13.525 | 12.875 | 29 | 19.800 | 12.875 |
| 3  | 1.150 | 12.875 | 12 | 6.651  | 12.875 | 21 | 14.901 | 12.875 | 30 | 20.402 | 12.875 |
| 4  | 2.523 | 12.875 | 13 | 6.669  | 12.875 | 22 | 16.276 | 12.875 | 31 | 21.777 | 12.875 |
| 5  | 3.898 | 12.875 | 14 | 6.800  | 12.875 | 23 | 17.500 | 12.875 | 32 | 23.153 | 12.875 |
| 6  | 3.901 | 12.875 | 15 | 8.024  | 12.875 | 24 | 17.631 | 12.875 | 33 | 24.300 | 12.875 |
| 7  | 4.500 | 12.875 | 16 | 9.399  | 12.875 | 25 | 17.651 | 12.875 | 34 | 5.650  | 0.000  |
| 8  | 4.631 | 12.875 | 17 | 9.401  | 12.875 | 26 | 18.650 | 12.875 | 35 | 18.650 | 0.000  |
| 9  | 5.273 | 12.875 | 18 | 10.775 | 12.875 | 27 | 19.027 | 12.875 |    |        |        |

### 6.3 단면 제원

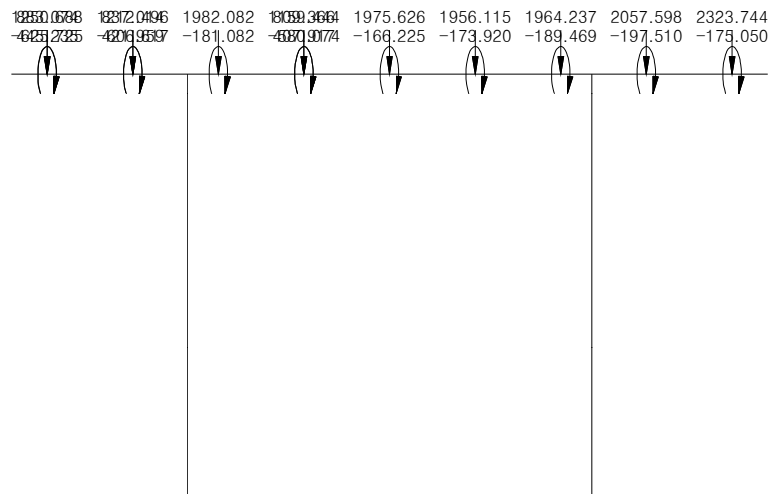
| 구분 | B(m)  | H(m)  | A(m <sup>2</sup> ) | I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> ) | I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> ) | 적용절점  |
|----|-------|-------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------|
| ①  | 2.800 | 1.028 | 2.878              | 1.880555                          | 0.253487                          | 33    |
| ②  | 2.800 | 1.283 | 3.592              | 2.347035                          | 0.492784                          | 32    |
| ③  | 2.800 | 1.726 | 4.833              | 3.157429                          | 1.199773                          | 31    |
| ④  | 2.800 | 2.028 | 5.678              | 3.709888                          | 1.946169                          | 1     |
| ⑤  | 2.800 | 2.032 | 5.690              | 3.717205                          | 1.957708                          | 30    |
| ⑥  | 2.800 | 2.166 | 6.065              | 3.962336                          | 2.371112                          | 27~29 |
| ⑦  | 2.800 | 2.283 | 6.392              | 4.176368                          | 2.776480                          | 2, 3  |
| ⑧  | 2.800 | 2.303 | 6.448              | 4.212955                          | 2.850090                          | 22~26 |
| ⑨  | 2.800 | 2.441 | 6.835              | 4.465403                          | 3.393752                          | 21    |
| ⑩  | 2.800 | 2.451 | 6.863              | 4.483696                          | 3.435633                          | 4     |

|    |       |       |       |          |          |        |
|----|-------|-------|-------|----------|----------|--------|
| ⑪  | 2.800 | 2.539 | 7.109 | 4.644677 | 3.819134 | 18~20  |
| ⑫  | 2.800 | 2.616 | 7.325 | 4.785536 | 4.177246 | 16, 17 |
| ⑬  | 2.800 | 2.753 | 7.708 | 5.036155 | 4.868503 | 10~15  |
| ⑭  | 2.800 | 2.757 | 7.720 | 5.043472 | 4.889755 | 5, 6   |
| ⑮  | 2.800 | 2.891 | 8.095 | 5.288603 | 5.637948 | 7~9    |
| 16 | 2.300 | 0.000 | 4.155 | 1.373666 | 1.373666 | 기동상단   |
| 17 | 2.300 | 0.000 | 4.155 | 1.373666 | 1.373666 | 기동하단   |

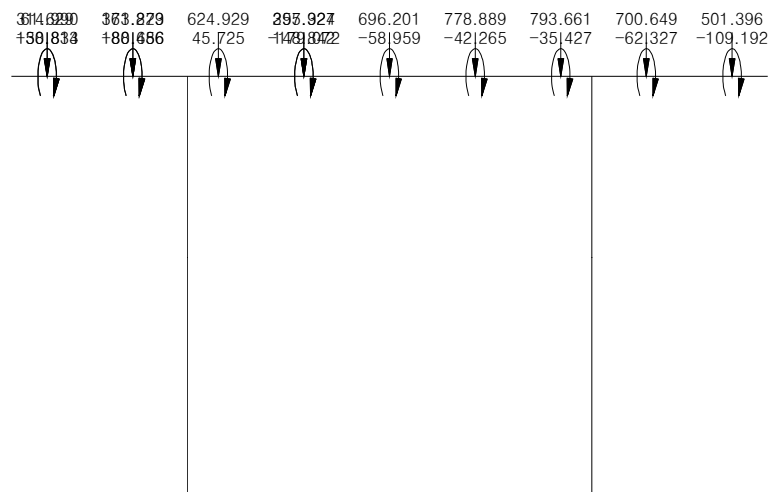
## 6.4 하중재하도

### 1) 연직하중

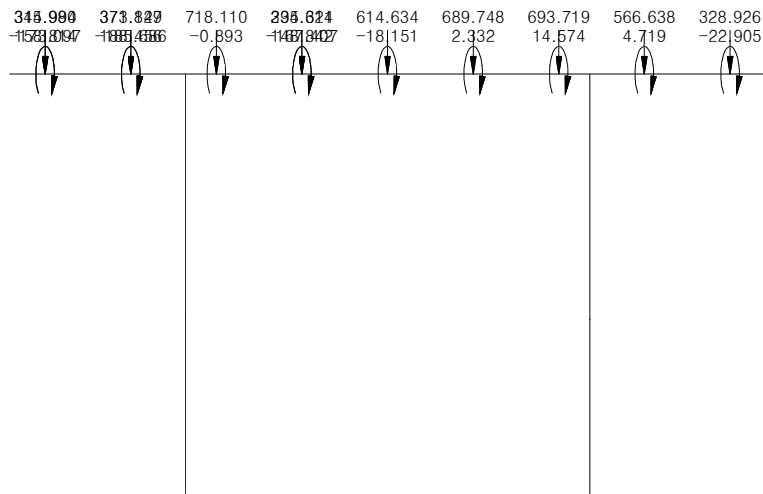
#### ① 고정하중 (D)



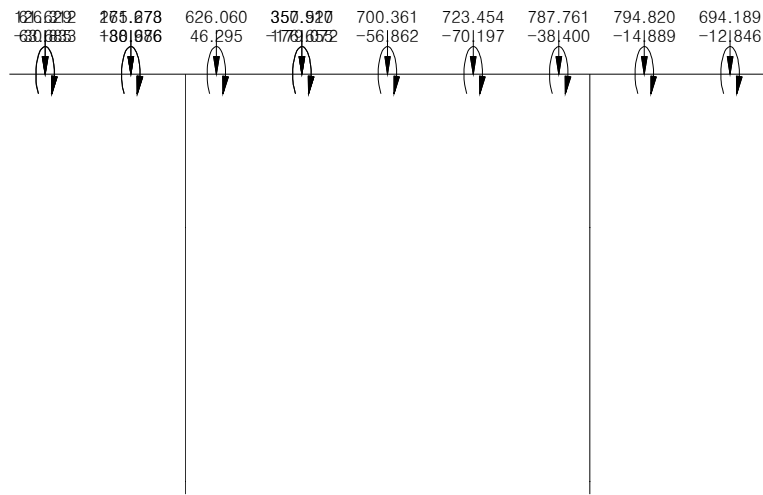
#### ② 활하중 : 만재하시 (L1)



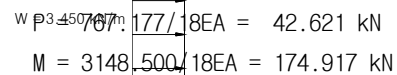
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



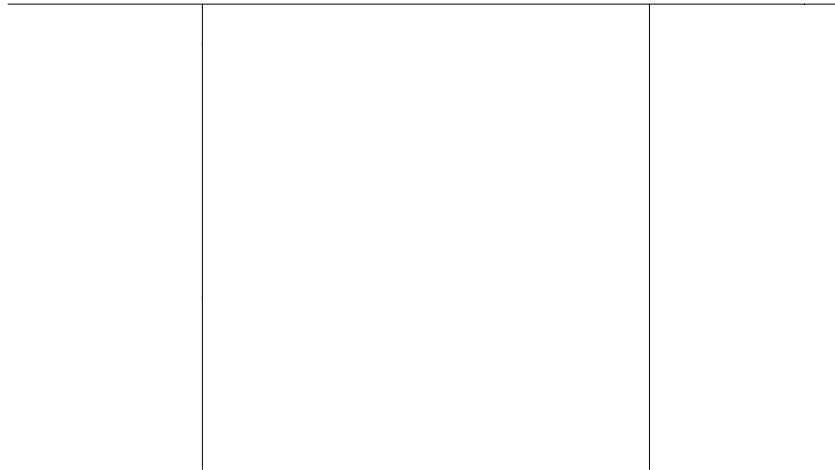
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



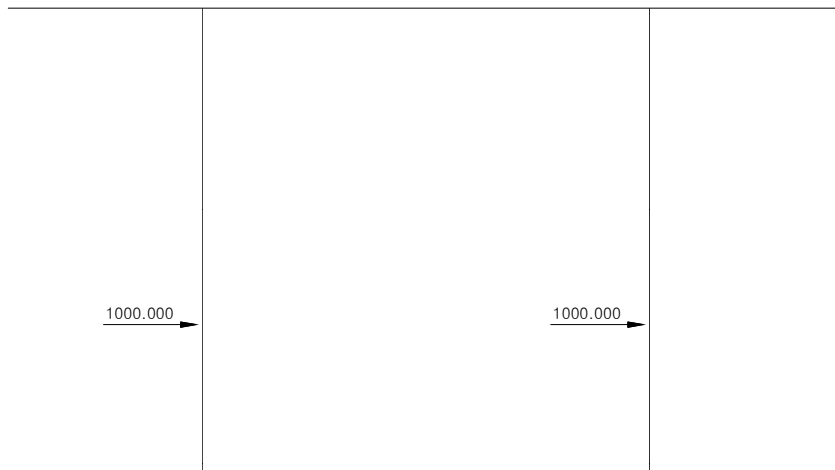
② 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)


$$P = 56.322/18EA = 3.129 \text{ kN}$$
$$M = 272.856/18EA = 15.159 \text{ kN}$$

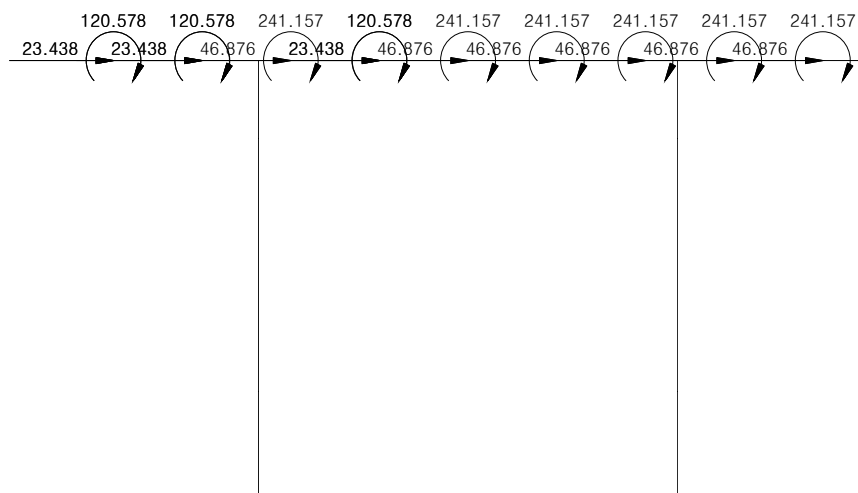
㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위  $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$



㉕ 교각 총돌하중 (CO-TR)

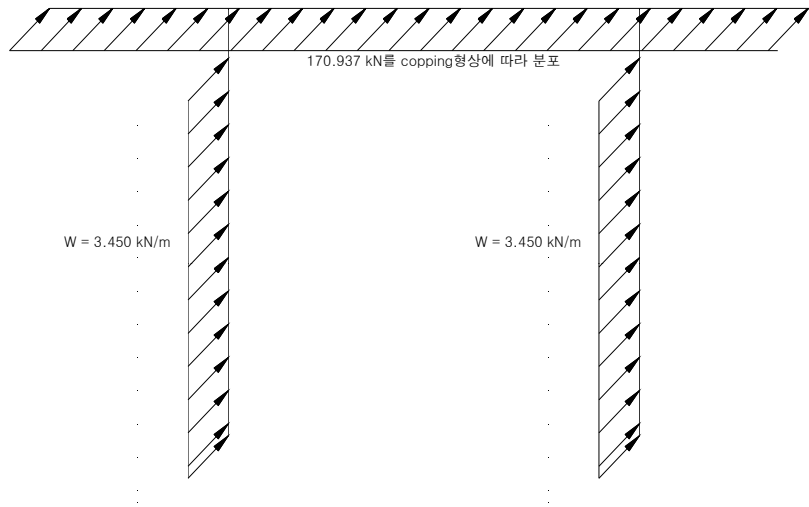


㉖ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

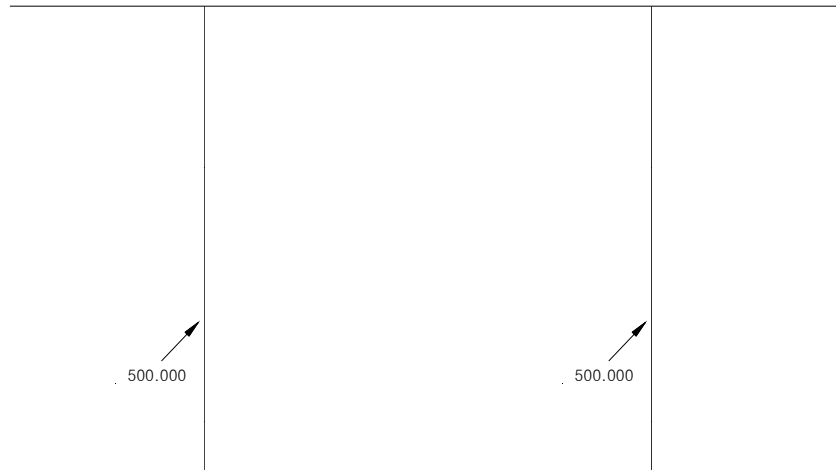


② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 교각 충돌하중 (C0-L0)



## 7. 해석결과 집계

### 7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 33

(교직방향)

| 하중    | 기동상단       |           |          | 기동하단       |           |           | 비고 |
|-------|------------|-----------|----------|------------|-----------|-----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)     |    |
| D     | -11496.243 | -1265.704 | -191.649 | -12676.287 | 911.597   | -191.649  |    |
| L1    | -2531.353  | 319.367   | 34.904   | -2531.353  | -77.173   | 34.904    |    |
| L2    | -3206.541  | -18.468   | 5.470    | -3206.541  | -80.617   | 5.470     |    |
| L3    | -2127.937  | 372.744   | 28.462   | -2127.937  | 49.391    | 28.462    |    |
| W-TR  | 640.930    | -2153.978 | -413.462 | 640.930    | 2765.959  | -452.657  |    |
| WL    | 48.709     | -148.955  | -29.723  | 48.709     | 188.726   | -29.723   |    |
| G-TR  | -1.977     | 478.176   | 105.230  | -1.977     | -717.331  | 105.230   |    |
| E-TR  | 0.000      | 9202.620  | 2006.840 | 0.000      | 14048.450 | 2072.100  |    |
| CO-TR | 105.646    | -718.783  | -4.390   | 105.646    | 3449.771  | -1004.390 |    |
| CF    | 374.155    | -1114.147 | -222.814 | 374.155    | 1417.222  | -222.814  |    |

(교축방향)

| 하중    | 기동상단       |          |          | 기동하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| D     | -11496.243 | 816.960  | 0.436    | -12676.287 | 812.008   | 0.436    |    |
| L1    | -2531.353  | -38.306  | -4.357   | -2531.353  | 11.195    | -4.357   |    |
| L2    | -3206.541  | 27.798   | 0.169    | -3206.541  | 25.873    | 0.169    |    |
| L3    | -2127.937  | -0.274   | -1.916   | -2127.937  | 21.494    | -1.916   |    |
| W-L0  | 0.000      | -94.194  | 93.875   | 0.000      | -1383.343 | 133.070  |    |
| WL    | 48.709     | 0.000    | 0.000    | 48.709     | 0.000     | 0.000    |    |
| G-L01 | 0.000      | 0.000    | 0.000    | 0.000      | 0.000     | 0.000    |    |
| E-L0  | 0.000      | 3845.840 | 1701.130 | 0.000      | 18754.110 | 1756.220 |    |
| CO-L0 | 0.000      | 0.000    | 0.000    | 0.000      | -2059.340 | 500.000  |    |
| CF    | 374.155    | 0.000    | 0.000    | 374.155    | 0.000     | 0.000    |    |

② 기둥 : 부재번호 34

(교직방향)

| 하중    | 기둥상단       |           |          | 기둥하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|-----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| D     | -11218.248 | 1535.577  | 191.649  | -12398.292 | -641.723  | 191.649  |    |
| L1    | -3129.344  | -190.816  | -34.904  | -3129.344  | 205.725   | -34.904  |    |
| L2    | -2441.119  | -98.428   | -5.470   | -2441.119  | -36.279   | -5.470   |    |
| L3    | -3532.037  | -43.278   | -28.462  | -3532.037  | 280.076   | -28.462  |    |
| W-TR  | -640.930   | -1842.308 | -370.750 | -640.930   | 2592.382  | -409.945 |    |
| WL    | -48.709    | -126.136  | -26.599  | -48.709    | 176.047   | -26.599  |    |
| G-TR  | 1.977      | -452.478  | -105.230 | 1.977      | 743.029   | -105.230 |    |
| E-TR  | 0.000      | 8368.250  | 1889.550 | 0.000      | 13538.840 | 1953.580 |    |
| CO-TR | -105.646   | -654.616  | 4.390    | -105.646   | 3414.191  | -995.610 |    |
| CF    | -374.155   | -940.722  | -199.068 | -374.155   | 1320.867  | -199.068 |    |

(교축방향)

| 하중    | 기둥상단       |          |          | 기둥하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| D     | -11218.248 | 803.601  | -0.436   | -12398.292 | 808.553   | -0.436   |    |
| L1    | -3129.344  | 95.230   | 4.357    | -3129.344  | 45.729    | 4.357    |    |
| L2    | -2441.119  | 22.604   | -0.169   | -2441.119  | 24.529    | -0.169   |    |
| L3    | -3532.037  | 58.448   | 1.916    | -3532.037  | 36.680    | 1.916    |    |
| W-L0  | 0.000      | -164.607 | 77.062   | 0.000      | -1262.743 | 116.257  |    |
| WL    | -48.709    | 0.000    | 0.000    | -48.709    | 0.000     | 0.000    |    |
| G-L01 | 0.000      | 0.000    | 0.000    | 0.000      | 0.000     | 0.000    |    |
| E-L0  | 0.000      | 3978.830 | 1621.730 | 0.000      | 18135.140 | 1664.170 |    |
| CO-L0 | 0.000      | 0.000    | 0.000    | 0.000      | -2059.340 | 500.000  |    |
| CF    | -374.155   | 0.000    | 0.000    | -374.155   | 0.000     | 0.000    |    |

③ 두부보 : 내민보

| 하중    | 좌측 (부재8, 절점8) |          | 우측 (부재27, 절점28) |           | 비고 |
|-------|---------------|----------|-----------------|-----------|----|
|       | M(kN.m)       | V(kN)    | M(kN.m)         | V(kN)     |    |
| D     | -10672.479    | 4980.450 | -10671.651      | -4908.196 |    |
| L1    | -1702.304     | 911.721  | -2260.439       | -1202.045 |    |
| L2    | -2846.834     | 1405.950 | -1561.324       | -895.564  |    |
| L3    | -973.866      | 624.892  | -3001.158       | -1489.009 |    |
| W-L0  | 0.000         | 0.000    | 0.000           | 0.000     |    |
| W-TR  | 699.668       | 0.000    | -699.666        | 0.000     |    |
| WL    | 60.635        | 0.000    | -60.635         | 0.000     |    |
| G-L01 | 0.000         | 0.000    | 0.000           | 0.000     |    |
| G-TR  | 0.000         | 0.000    | 0.000           | 0.000     |    |
| E-L0  | 0.000         | 0.000    | 0.000           | 0.000     |    |
| E-TR  | 0.000         | 0.000    | 0.000           | 0.000     |    |
| CO-L0 | 0.000         | 0.000    | 0.000           | 0.000     |    |
| CO-TR | 0.000         | 0.000    | 0.000           | 0.000     |    |
| CF    | 482.312       | 0.000    | -482.314        | 0.000     |    |

④ 두부보 : 지간1

| 하중    | 좌측 (부재 13, 절점 13) |           | 중앙부      |           | 좌측 (부재 23, 절점 24) |          | 비고 |
|-------|-------------------|-----------|----------|-----------|-------------------|----------|----|
|       | M(kN.m)           | V(kN)     | M(kN.m)  | V(kN)     | M(kN.m)           | V(kN)    |    |
| D     | -8165.157         | -3975.689 | 5385.724 | -3975.689 | -7938.877         | 3867.971 |    |
| L1    | -1365.654         | -994.703  | 2289.809 | -994.703  | -1780.939         | 1133.638 |    |
| L2    | -2448.872         | -1082.481 | 1751.847 | -1082.481 | -1019.568         | 851.836  |    |
| L3    | -507.384          | -876.985  | 2351.161 | -876.985  | -2538.737         | 1255.267 |    |
| W-L0  | 0.000             | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000             | 0.000    |    |
| W-TR  | 3176.356          | 640.930   | 3176.356 | 640.930   | -2800.018         | 640.930  |    |
| WL    | 235.274           | 48.709    | 235.274  | 48.709    | -207.724          | 48.709   |    |
| G-L01 | 0.000             | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000             | 0.000    |    |
| G-TR  | -635.481          | -1.977    | -613.811 | -1.977    | -613.811          | -1.977   |    |
| E-L0  | 0.000             | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000             | 0.000    |    |
| E-TR  | 0.000             | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000             | 0.000    |    |
| C0-L0 | 0.000             | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000             | 0.000    |    |
| C0-TR | 617.776           | 105.646   | 617.776  | 105.646   | -540.316          | 105.646  |    |
| CF    | 1793.695          | 374.155   | 1793.695 | 374.155   | -1584.320         | 374.155  |    |

⑤ 두부보 : 교량 받침부 전단력

| 구 분   | S1(절점2) |          | S2(절점3)  |          | S3(절점5)   |          |
|-------|---------|----------|----------|----------|-----------|----------|
|       | M(kN.m) | V(kN)    | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)   | V(kN)    |
| D     | -97.296 | 1423.755 | -101.568 | 2307.309 | -7078.117 | 3997.936 |
| L1    | 0.000   | 61.629   | -0.185   | 376.619  | -1035.134 | 537.892  |
| L2    | 0.000   | 345.984  | -1.038   | 660.974  | -1817.395 | 1032.121 |
| L3    | 0.000   | 61.629   | -0.185   | 187.941  | -516.647  | 349.214  |
| W-L0  | 0.000   | 0.000    | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    |
| W-TR  | 174.917 | 0.000    | 349.834  | 0.000    | 524.751   | 0.000    |
| WL    | 15.159  | 0.000    | 30.317   | 0.000    | 45.476    | 0.000    |
| G-L01 | 0.000   | 0.000    | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    |
| G-TR  | 0.000   | 0.000    | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    |
| E-L0  | 0.000   | 0.000    | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    |
| E-TR  | 0.000   | 0.000    | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    |
| C0-L0 | 0.000   | 0.000    | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    |
| C0-TR | 0.000   | 0.000    | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    |
| CF    | 120.578 | 0.000    | 241.156  | 0.000    | 361.734   | 0.000    |

| 구 분   | S4(절점6)   |          | S5(절점16) |           | S6(절점17) |           |
|-------|-----------|----------|----------|-----------|----------|-----------|
|       | M(kN.m)   | V(kN)    | M(kN.m)  | V(kN)     | M(kN.m)  | V(kN)     |
| D     | -7090.111 | 4835.529 | 1973.372 | -3456.184 | 1977.965 | -2296.378 |
| L1    | -1036.748 | 911.721  | 1349.885 | -994.703  | 1351.158 | -636.776  |
| L2    | -1820.491 | 1405.950 | 506.302  | -1082.481 | 507.798  | -747.870  |
| L3    | -517.694  | 624.892  | 1886.784 | -876.985  | 1887.822 | -519.058  |
| W-L0  | 0.000     | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    | 0.000     |
| W-TR  | 699.668   | 0.000    | 1601.534 | 640.930   | 1775.169 | 640.930   |
| WL    | 60.635    | 0.000    | 117.456  | 48.709    | 132.518  | 48.709    |
| G-L01 | 0.000     | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    | 0.000     |

|       |         |       |          |         |          |         |
|-------|---------|-------|----------|---------|----------|---------|
| G-TR  | 0.000   | 0.000 | -630.084 | -1.977  | -630.081 | -1.977  |
| E-L0  | 0.000   | 0.000 | 0.000    | 0.000   | 0.000    | 0.000   |
| E-TR  | 0.000   | 0.000 | 0.000    | 0.000   | 0.000    | 0.000   |
| C0-L0 | 0.000   | 0.000 | 0.000    | 0.000   | 0.000    | 0.000   |
| C0-TR | 0.000   | 0.000 | 329.362  | 105.646 | 329.151  | 105.646 |
| CF    | 482.312 | 0.000 | 892.830  | 374.155 | 1012.660 | 374.155 |

| 구 분   | S7(절점19) |          | S8(절점21)  |          | S9(절점30)  |           |
|-------|----------|----------|-----------|----------|-----------|-----------|
|       | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)   | V(kN)    | M(kN.m)   | V(kN)     |
| D     | 5385.724 | -994.729 | 2016.899  | 3421.227 | -7114.108 | -4799.882 |
| L1    | 2289.809 | 354.749  | 1313.893  | 1133.638 | -1379.340 | -1202.045 |
| L2    | 1751.847 | -452.546 | 1305.944  | 851.836  | -904.875  | -895.564  |
| L3    | 2351.161 | 531.813  | 888.143   | 1255.267 | -1909.714 | -1489.009 |
| W-L0  | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000     |
| W-TR  | 363.086  | 640.930  | -1400.113 | 640.930  | -699.666  | 0.000     |
| WL    | 28.934   | 48.709   | -105.065  | 48.709   | -60.635   | 0.000     |
| G-L01 | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000     |
| G-TR  | -624.646 | -1.977   | -619.208  | -1.977   | 0.000     | 0.000     |
| E-L0  | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000     |
| E-TR  | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000     |
| C0-L0 | 0.000    | 0.000    | 0.000     | 0.000    | 0.000     | 0.000     |
| C0-TR | 38.730   | 105.646  | -251.902  | 105.646  | 0.000     | 0.000     |
| CF    | 225.265  | 374.155  | -804.034  | 374.155  | -482.314  | 0.000     |

| 구 분   | S10(절점32) |           |
|-------|-----------|-----------|
|       | M(kN.m)   | V(kN)     |
| D     | -51.250   | -2416.515 |
| L1    | 0.000     | -501.396  |
| L2    | 0.000     | -328.926  |
| L3    | 0.000     | -694.189  |
| W-L0  | 0.000     | 0.000     |
| W-TR  | -349.833  | 0.000     |
| WL    | -30.317   | 0.000     |
| G-L01 | 0.000     | 0.000     |
| G-TR  | 0.000     | 0.000     |
| E-L0  | 0.000     | 0.000     |
| E-TR  | 0.000     | 0.000     |
| C0-L0 | 0.000     | 0.000     |
| C0-TR | 0.000     | 0.000     |
| CF    | -241.157  | 0.000     |

## 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

### 1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 33

(교직방향)

| 하중    | 기둥상단       |           |          | 기둥하단       |           |           | 비고 |
|-------|------------|-----------|----------|------------|-----------|-----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)     |    |
| SV001 | -13653.441 | -2060.483 | -379.559 | -14833.485 | 2251.645  | -379.559  |    |
| SV002 | -14328.629 | -2398.318 | -408.993 | -15508.674 | 2248.201  | -408.993  |    |
| SV003 | -13250.025 | -2007.106 | -386.001 | -14430.069 | 2378.209  | -386.001  |    |
| SV004 | -10855.313 | -3419.681 | -605.111 | -12035.357 | 3677.555  | -644.305  |    |
| SV005 | -13284.267 | -3286.427 | -616.013 | -14464.311 | 3823.350  | -635.610  |    |
| SV006 | -13959.455 | -3624.262 | -645.447 | -15139.500 | 3819.906  | -665.044  |    |
| SV007 | -12880.851 | -3233.050 | -622.455 | -14060.895 | 3949.914  | -642.052  |    |
| SV008 | -13655.418 | -1582.307 | -274.329 | -14835.462 | 1534.314  | -274.329  |    |
| SV009 | -13651.464 | -2538.659 | -484.789 | -14831.508 | 2968.976  | -484.789  |    |
| SV010 | -14330.606 | -1920.142 | -303.762 | -15510.650 | 1530.870  | -303.762  |    |
| SV011 | -14326.653 | -2876.494 | -514.223 | -15506.697 | 2965.532  | -514.223  |    |
| SV012 | -13252.002 | -1528.930 | -280.771 | -14432.046 | 1660.878  | -280.771  |    |
| SV013 | -13248.048 | -2485.283 | -491.231 | -14428.093 | 3095.540  | -491.231  |    |
| SV014 | -10857.290 | -2941.505 | -499.880 | -12037.334 | 2960.224  | -539.075  |    |
| SV015 | -10853.336 | -3897.857 | -710.341 | -12033.380 | 4394.886  | -749.535  |    |
| SV016 | -13286.243 | -2808.251 | -510.783 | -14466.288 | 3106.019  | -530.380  |    |
| SV017 | -13282.290 | -3764.603 | -721.243 | -14462.334 | 4540.681  | -740.840  |    |
| SV018 | -13961.432 | -3146.086 | -540.216 | -15141.476 | 3102.575  | -559.814  |    |
| SV019 | -13957.478 | -4102.438 | -750.677 | -15137.523 | 4537.237  | -770.274  |    |
| SV020 | -12882.828 | -2754.874 | -517.225 | -14062.872 | 3232.583  | -536.822  |    |
| SV021 | -12878.874 | -3711.227 | -727.685 | -14058.918 | 4667.245  | -747.282  |    |
| SV022 | -11496.243 | 7936.916  | 1815.191 | -12676.287 | 14960.047 | 1880.451  |    |
| SV023 | -13547.795 | -2779.266 | -383.949 | -14727.839 | 5701.416  | -1383.949 |    |
| SV024 | -14222.983 | -3117.101 | -413.383 | -15403.028 | 5697.973  | -1413.383 |    |
| SV025 | -13144.379 | -2725.889 | -390.391 | -14324.423 | 5827.980  | -1390.391 |    |
| SV026 | -10749.667 | -4138.464 | -609.500 | -11929.711 | 7127.327  | -1648.695 |    |

② 기둥 : 부재번호 34

(교직방향)

| 하중    | 기둥상단       |           |          | 기둥하단       |           |           | 비고 |
|-------|------------|-----------|----------|------------|-----------|-----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)     |    |
| SV001 | -14721.747 | 404.040   | -42.323  | -15901.791 | 884.869   | -42.323   |    |
| SV002 | -14033.521 | 496.427   | -12.890  | -15213.566 | 642.865   | -12.890   |    |
| SV003 | -15124.440 | 551.578   | -35.881  | -16304.484 | 959.220   | -35.881   |    |
| SV004 | -11859.178 | -306.731  | -179.101 | -13039.222 | 1950.659  | -218.296  |    |
| SV005 | -15090.921 | -643.251  | -254.297 | -16270.965 | 2357.107  | -273.894  |    |
| SV006 | -14402.695 | -550.863  | -224.863 | -15582.740 | 2115.104  | -244.461  |    |
| SV007 | -15493.614 | -495.712  | -247.855 | -16673.658 | 2431.458  | -267.452  |    |
| SV008 | -14719.770 | -48.438   | -147.553 | -15899.814 | 1627.898  | -147.553  |    |
| SV009 | -14723.724 | 856.517   | 62.907   | -15903.768 | 141.839   | 62.907    |    |
| SV010 | -14031.545 | 43.950    | -118.120 | -15211.589 | 1385.895  | -118.120  |    |
| SV011 | -14035.498 | 948.905   | 92.340   | -15215.542 | -100.164  | 92.340    |    |
| SV012 | -15122.463 | 99.100    | -141.111 | -16302.507 | 1702.249  | -141.111  |    |
| SV013 | -15126.416 | 1004.056  | 69.349   | -16306.461 | 216.191   | 69.349    |    |
| SV014 | -11857.201 | -759.208  | -284.331 | -13037.245 | 2693.688  | -323.526  |    |
| SV015 | -11861.155 | 145.747   | -73.871  | -13041.199 | 1207.630  | -113.066  |    |
| SV016 | -15088.944 | -1095.728 | -359.527 | -16268.989 | 3100.137  | -379.124  |    |
| SV017 | -15092.898 | -190.773  | -149.067 | -16272.942 | 1614.078  | -168.664  |    |
| SV018 | -14400.719 | -1003.341 | -330.093 | -15580.763 | 2858.133  | -349.691  |    |
| SV019 | -14404.672 | -98.385   | -119.633 | -15584.717 | 1372.074  | -139.230  |    |
| SV020 | -15491.637 | -948.190  | -353.085 | -16671.681 | 3174.488  | -372.682  |    |
| SV021 | -15495.591 | -43.235   | -142.625 | -16675.635 | 1688.429  | -162.222  |    |
| SV022 | -11218.248 | 9903.827  | 2081.199 | -12398.292 | 12897.117 | 2145.229  |    |
| SV023 | -14827.393 | -250.576  | -37.933  | -16007.437 | 4299.059  | -1037.933 |    |
| SV024 | -14139.167 | -158.189  | -8.500   | -15319.212 | 4057.056  | -1008.500 |    |
| SV025 | -15230.086 | -103.038  | -31.491  | -16410.130 | 4373.411  | -1031.491 |    |
| SV026 | -11964.824 | -961.347  | -174.711 | -13144.868 | 5364.850  | -1213.906 |    |

## 2) 교축방향

(교축방향)

| 하중    | 기둥상단       |          |          | 기둥하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| SVB01 | -13653.441 | 778.654  | -3.921   | -14833.485 | 823.203   | -3.921   |    |
| SVB02 | -14328.629 | 844.758  | 0.605    | -15508.674 | 837.881   | 0.605    |    |
| SVB03 | -13250.025 | 816.685  | -1.480   | -14430.069 | 833.502   | -1.480   |    |
| SVB04 | -11496.243 | 722.766  | 94.311   | -12676.287 | -571.335  | 133.506  |    |
| SVB05 | -13653.441 | 731.557  | 43.016   | -14833.485 | 131.531   | 62.614   |    |
| SVB06 | -14328.629 | 797.661  | 47.543   | -15508.674 | 146.209   | 67.140   |    |
| SVB07 | -13250.025 | 769.588  | 45.457   | -14430.069 | 141.830   | 65.055   |    |
| SVB08 | -13653.441 | 778.654  | -3.921   | -14833.485 | 823.203   | -3.921   |    |
| SVB09 | -13653.441 | 778.654  | -3.921   | -14833.485 | 823.203   | -3.921   |    |
| SVB10 | -14328.629 | 844.758  | 0.605    | -15508.674 | 837.881   | 0.605    |    |
| SVB11 | -14328.629 | 844.758  | 0.605    | -15508.674 | 837.881   | 0.605    |    |
| SVB12 | -13250.025 | 816.685  | -1.480   | -14430.069 | 833.502   | -1.480   |    |
| SVB13 | -13250.025 | 816.685  | -1.480   | -14430.069 | 833.502   | -1.480   |    |
| SVB14 | -11496.243 | 722.766  | 94.311   | -12676.287 | -571.335  | 133.506  |    |
| SVB15 | -11496.243 | 722.766  | 94.311   | -12676.287 | -571.335  | 133.506  |    |
| SVB16 | -13653.441 | 731.557  | 43.016   | -14833.485 | 131.531   | 62.614   |    |
| SVB17 | -13653.441 | 731.557  | 43.016   | -14833.485 | 131.531   | 62.614   |    |
| SVB18 | -14328.629 | 797.661  | 47.543   | -15508.674 | 146.209   | 67.140   |    |
| SVB19 | -14328.629 | 797.661  | 47.543   | -15508.674 | 146.209   | 67.140   |    |
| SVB20 | -13250.025 | 769.588  | 45.457   | -14430.069 | 141.830   | 65.055   |    |
| SVB21 | -13250.025 | 769.588  | 45.457   | -14430.069 | 141.830   | 65.055   |    |
| SVB22 | -11496.243 | 4662.800 | 1701.566 | -12676.287 | 19566.118 | 1756.656 |    |
| SVB23 | -13653.441 | 778.654  | -3.921   | -14833.485 | -1236.138 | 496.079  |    |
| SVB24 | -14328.629 | 844.758  | 0.605    | -15508.674 | -1221.460 | 500.605  |    |
| SVB25 | -13250.025 | 816.685  | -1.480   | -14430.069 | -1225.839 | 498.520  |    |
| SVB26 | -11496.243 | 722.766  | 94.311   | -12676.287 | -2630.675 | 633.506  |    |

(교축방향)

| 하중    | 기동상단       |          |          | 기동하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| SVB01 | -14721.747 | 898.831  | 3.921    | -15901.791 | 854.282   | 3.921    |    |
| SVB02 | -14033.521 | 826.205  | -0.605   | -15213.566 | 833.082   | -0.605   |    |
| SVB03 | -15124.440 | 862.050  | 1.480    | -16304.484 | 845.233   | 1.480    |    |
| SVB04 | -11218.248 | 638.995  | 76.626   | -12398.292 | -454.190  | 115.821  |    |
| SVB05 | -14721.747 | 816.528  | 42.452   | -15901.791 | 222.911   | 62.050   |    |
| SVB06 | -14033.521 | 743.902  | 37.926   | -15213.566 | 201.711   | 57.523   |    |
| SVB07 | -15124.440 | 779.746  | 40.011   | -16304.484 | 213.862   | 59.609   |    |
| SVB08 | -14721.747 | 898.831  | 3.921    | -15901.791 | 854.282   | 3.921    |    |
| SVB09 | -14721.747 | 898.831  | 3.921    | -15901.791 | 854.282   | 3.921    |    |
| SVB10 | -14033.521 | 826.205  | -0.605   | -15213.566 | 833.082   | -0.605   |    |
| SVB11 | -14033.521 | 826.205  | -0.605   | -15213.566 | 833.082   | -0.605   |    |
| SVB12 | -15124.440 | 862.050  | 1.480    | -16304.484 | 845.233   | 1.480    |    |
| SVB13 | -15124.440 | 862.050  | 1.480    | -16304.484 | 845.233   | 1.480    |    |
| SVB14 | -11218.248 | 638.995  | 76.626   | -12398.292 | -454.190  | 115.821  |    |
| SVB15 | -11218.248 | 638.995  | 76.626   | -12398.292 | -454.190  | 115.821  |    |
| SVB16 | -14721.747 | 816.528  | 42.452   | -15901.791 | 222.911   | 62.050   |    |
| SVB17 | -14721.747 | 816.528  | 42.452   | -15901.791 | 222.911   | 62.050   |    |
| SVB18 | -14033.521 | 743.902  | 37.926   | -15213.566 | 201.711   | 57.523   |    |
| SVB19 | -14033.521 | 743.902  | 37.926   | -15213.566 | 201.711   | 57.523   |    |
| SVB20 | -15124.440 | 779.746  | 40.011   | -16304.484 | 213.862   | 59.609   |    |
| SVB21 | -15124.440 | 779.746  | 40.011   | -16304.484 | 213.862   | 59.609   |    |
| SVB22 | -11218.248 | 4782.431 | 1621.294 | -12398.292 | 18943.693 | 1663.734 |    |
| SVB23 | -14721.747 | 898.831  | 3.921    | -15901.791 | -1205.058 | 503.921  |    |
| SVB24 | -14033.521 | 826.205  | -0.605   | -15213.566 | -1226.258 | 499.395  |    |
| SVB25 | -15124.440 | 862.050  | 1.480    | -16304.484 | -1214.107 | 501.480  |    |
| SVB26 | -11218.248 | 638.995  | 76.626   | -12398.292 | -2513.530 | 615.821  |    |

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

| 하중    | 좌측 (부재8, 절점8) |          | 우측 (부재27, 절점28) |           | 비고 |
|-------|---------------|----------|-----------------|-----------|----|
|       | M(kN.m)       | V(kN)    | M(kN.m)         | V(kN)     |    |
| SV001 | -11892.471    | 5892.171 | -13414.404      | -6110.241 |    |
| SV002 | -13037.001    | 6386.400 | -12715.289      | -5803.760 |    |
| SV003 | -11164.032    | 5605.342 | -14155.123      | -6397.205 |    |
| SV004 | -9972.811     | 4980.450 | -11371.317      | -4908.196 |    |
| SV005 | -11482.002    | 5892.171 | -13824.872      | -6110.241 |    |
| SV006 | -12626.532    | 6386.400 | -13125.756      | -5803.760 |    |
| SV007 | -10753.564    | 5605.342 | -14565.590      | -6397.205 |    |
| SV008 | -11892.471    | 5892.171 | -13414.404      | -6110.241 |    |
| SV009 | -11892.471    | 5892.171 | -13414.404      | -6110.241 |    |
| SV010 | -13037.001    | 6386.400 | -12715.289      | -5803.760 |    |
| SV011 | -13037.001    | 6386.400 | -12715.289      | -5803.760 |    |
| SV012 | -11164.032    | 5605.342 | -14155.123      | -6397.205 |    |
| SV013 | -11164.032    | 5605.342 | -14155.123      | -6397.205 |    |
| SV014 | -9972.811     | 4980.450 | -11371.317      | -4908.196 |    |
| SV015 | -9972.811     | 4980.450 | -11371.317      | -4908.196 |    |
| SV016 | -11482.002    | 5892.171 | -13824.872      | -6110.241 |    |
| SV017 | -11482.002    | 5892.171 | -13824.872      | -6110.241 |    |
| SV018 | -12626.532    | 6386.400 | -13125.756      | -5803.760 |    |
| SV019 | -12626.532    | 6386.400 | -13125.756      | -5803.760 |    |
| SV020 | -10753.564    | 5605.342 | -14565.590      | -6397.205 |    |
| SV021 | -10753.564    | 5605.342 | -14565.590      | -6397.205 |    |
| SV022 | -10672.479    | 4980.450 | -10671.651      | -4908.196 |    |
| SV023 | -11892.471    | 5892.171 | -13414.404      | -6110.241 |    |
| SV024 | -13037.001    | 6386.400 | -12715.289      | -5803.760 |    |
| SV025 | -11164.032    | 5605.342 | -14155.123      | -6397.205 |    |
| SV026 | -9972.811     | 4980.450 | -11371.317      | -4908.196 |    |

② 두부분 : 지간1

| 하중    | 좌측 (부재 13, 절점 13) |           | 중앙부      |          | 좌측 (부재 23, 절점 24) |          | 비고 |
|-------|-------------------|-----------|----------|----------|-------------------|----------|----|
|       | M(kN.m)           | V(kN)     | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)           | V(kN)    |    |
| SV001 | -7737.115         | -4596.237 | 7900.798 | 1709.805 | -11304.137        | 5375.764 |    |
| SV002 | -8820.334         | -4684.015 | 7362.836 | 1517.144 | -10542.765        | 5093.962 |    |
| SV003 | -6878.846         | -4478.519 | 7962.150 | 1886.869 | -12061.934        | 5497.393 |    |
| SV004 | -4988.801         | -3334.759 | 5748.810 | 1621.831 | -10738.896        | 4508.901 |    |
| SV005 | -5913.664         | -4227.063 | 8111.274 | 2078.979 | -12911.870        | 5744.938 |    |
| SV006 | -6996.882         | -4314.841 | 7573.313 | 1886.318 | -12150.499        | 5463.136 |    |
| SV007 | -5055.395         | -4109.345 | 8172.626 | 2256.043 | -13669.667        | 5866.567 |    |
| SV008 | -8372.597         | -4598.214 | 7276.152 | 1707.828 | -11917.948        | 5373.788 |    |
| SV009 | -7101.634         | -4594.260 | 8525.444 | 1711.782 | -10690.325        | 5377.741 |    |
| SV010 | -9455.815         | -4685.992 | 6738.190 | 1515.167 | -11156.577        | 5091.985 |    |
| SV011 | -8184.852         | -4682.039 | 7987.483 | 1519.120 | -9928.954         | 5095.939 |    |
| SV012 | -7514.328         | -4480.496 | 7337.503 | 1884.892 | -12675.745        | 5495.416 |    |
| SV013 | -6243.365         | -4476.542 | 8586.796 | 1888.846 | -11448.123        | 5499.370 |    |
| SV014 | -5624.282         | -3336.736 | 5124.163 | 1619.854 | -11352.707        | 4506.924 |    |
| SV015 | -4353.319         | -3332.782 | 6373.456 | 1623.808 | -10125.084        | 4510.878 |    |
| SV016 | -6549.145         | -4229.040 | 7486.628 | 2077.003 | -13525.681        | 5742.962 |    |
| SV017 | -5278.182         | -4225.086 | 8735.921 | 2080.956 | -12298.059        | 5746.915 |    |
| SV018 | -7632.363         | -4316.818 | 6948.667 | 1884.341 | -12764.310        | 5461.159 |    |
| SV019 | -6361.401         | -4312.864 | 8197.959 | 1888.295 | -11536.687        | 5465.113 |    |
| SV020 | -5690.876         | -4111.322 | 7547.980 | 2254.066 | -14283.479        | 5864.590 |    |
| SV021 | -4419.913         | -4107.368 | 8797.272 | 2258.020 | -13055.856        | 5868.544 |    |
| SV022 | -8165.157         | -3975.689 | 5385.724 | -994.729 | -7938.877         | 3867.971 |    |
| SV023 | -7119.339         | -4490.591 | 7939.528 | 1815.451 | -11844.453        | 5481.410 |    |
| SV024 | -8202.557         | -4578.369 | 7401.566 | 1622.790 | -11083.082        | 5199.608 |    |
| SV025 | -6261.070         | -4372.873 | 8000.880 | 1992.515 | -12602.250        | 5603.039 |    |
| SV026 | -4371.024         | -3229.113 | 5787.539 | 1727.477 | -11279.212        | 4614.547 |    |

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

| 구 분   | S1(절점2) |          | S2(절점3)  |          | S3(절점5)   |          |
|-------|---------|----------|----------|----------|-----------|----------|
|       | M(kN.m) | V(kN)    | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)   | V(kN)    |
| SV001 | -97.296 | 1485.384 | 139.403  | 2683.928 | -7872.094 | 4535.828 |
| SV002 | -97.296 | 1769.739 | 138.550  | 2968.283 | -8654.355 | 5030.057 |
| SV003 | -97.296 | 1485.384 | 139.403  | 2495.250 | -7353.607 | 4347.150 |
| SV004 | -97.296 | 1423.755 | 248.266  | 2307.309 | -6728.283 | 3997.936 |
| SV005 | 125.899 | 1485.384 | 344.638  | 2683.928 | -7666.860 | 4535.828 |
| SV006 | 125.899 | 1769.739 | 343.785  | 2968.283 | -8449.121 | 5030.057 |
| SV007 | 125.899 | 1485.384 | 344.638  | 2495.250 | -7148.373 | 4347.150 |
| SV008 | -97.296 | 1485.384 | 139.403  | 2683.928 | -7872.094 | 4535.828 |
| SV009 | -97.296 | 1485.384 | 139.403  | 2683.928 | -7872.094 | 4535.828 |
| SV010 | -97.296 | 1769.739 | 138.550  | 2968.283 | -8654.355 | 5030.057 |
| SV011 | -97.296 | 1769.739 | 138.550  | 2968.283 | -8654.355 | 5030.057 |
| SV012 | -97.296 | 1485.384 | 139.403  | 2495.250 | -7353.607 | 4347.150 |
| SV013 | -97.296 | 1485.384 | 139.403  | 2495.250 | -7353.607 | 4347.150 |
| SV014 | -97.296 | 1423.755 | 248.266  | 2307.309 | -6728.283 | 3997.936 |
| SV015 | -97.296 | 1423.755 | 248.266  | 2307.309 | -6728.283 | 3997.936 |
| SV016 | 125.899 | 1485.384 | 344.638  | 2683.928 | -7666.860 | 4535.828 |
| SV017 | 125.899 | 1485.384 | 344.638  | 2683.928 | -7666.860 | 4535.828 |
| SV018 | 125.899 | 1769.739 | 343.785  | 2968.283 | -8449.121 | 5030.057 |
| SV019 | 125.899 | 1769.739 | 343.785  | 2968.283 | -8449.121 | 5030.057 |
| SV020 | 125.899 | 1485.384 | 344.638  | 2495.250 | -7148.373 | 4347.150 |
| SV021 | 125.899 | 1485.384 | 344.638  | 2495.250 | -7148.373 | 4347.150 |
| SV022 | -97.296 | 1423.755 | -101.568 | 2307.309 | -7078.117 | 3997.936 |
| SV023 | -97.296 | 1485.384 | 139.403  | 2683.928 | -7872.094 | 4535.828 |
| SV024 | -97.296 | 1769.739 | 138.550  | 2968.283 | -8654.355 | 5030.057 |
| SV025 | -97.296 | 1485.384 | 139.403  | 2495.250 | -7353.607 | 4347.150 |
| SV026 | -97.296 | 1423.755 | 248.266  | 2307.309 | -6728.283 | 3997.936 |

| 구 분   | S4(절점6)   |          | S5(절점16) |           | S6(절점17) |           |
|-------|-----------|----------|----------|-----------|----------|-----------|
|       | M(kN.m)   | V(kN)    | M(kN.m)  | V(kN)     | M(kN.m)  | V(kN)     |
| SV001 | -7765.125 | 5747.250 | 4216.087 | -4076.732 | 4341.783 | -2558.998 |
| SV002 | -8548.868 | 6241.479 | 3372.504 | -4164.510 | 3498.423 | -2670.093 |
| SV003 | -7246.072 | 5460.421 | 4752.986 | -3959.014 | 4878.447 | -2441.281 |
| SV004 | -6565.360 | 4835.529 | 3574.906 | -2815.254 | 3753.135 | -1655.448 |
| SV005 | -7457.273 | 5747.250 | 5134.310 | -3707.558 | 5361.886 | -2189.824 |
| SV006 | -8241.017 | 6241.479 | 4290.728 | -3795.336 | 4518.525 | -2300.919 |
| SV007 | -6938.220 | 5460.421 | 5671.210 | -3589.840 | 5898.550 | -2072.107 |
| SV008 | -7765.125 | 5747.250 | 3586.002 | -4078.709 | 3711.703 | -2560.975 |
| SV009 | -7765.125 | 5747.250 | 4846.171 | -4074.755 | 4971.864 | -2557.022 |
| SV010 | -8548.868 | 6241.479 | 2742.420 | -4166.487 | 2868.342 | -2672.070 |
| SV011 | -8548.868 | 6241.479 | 4002.589 | -4162.533 | 4128.503 | -2668.116 |
| SV012 | -7246.072 | 5460.421 | 4122.902 | -3960.991 | 4248.367 | -2443.258 |
| SV013 | -7246.072 | 5460.421 | 5383.071 | -3957.037 | 5508.528 | -2439.304 |
| SV014 | -6565.360 | 4835.529 | 2944.822 | -2817.231 | 3123.054 | -1657.424 |
| SV015 | -6565.360 | 4835.529 | 4204.991 | -2813.277 | 4383.215 | -1653.471 |
| SV016 | -7457.273 | 5747.250 | 4504.226 | -3709.534 | 4731.805 | -2191.801 |
| SV017 | -7457.273 | 5747.250 | 5764.395 | -3705.581 | 5991.966 | -2187.848 |
| SV018 | -8241.017 | 6241.479 | 3660.643 | -3797.313 | 3888.445 | -2302.896 |
| SV019 | -8241.017 | 6241.479 | 4920.812 | -3793.359 | 5148.606 | -2298.942 |
| SV020 | -6938.220 | 5460.421 | 5041.126 | -3591.817 | 5268.469 | -2074.083 |
| SV021 | -6938.220 | 5460.421 | 6301.295 | -3587.863 | 6528.630 | -2070.130 |
| SV022 | -7090.111 | 4835.529 | 1973.372 | -3456.184 | 1977.965 | -2296.378 |
| SV023 | -7765.125 | 5747.250 | 4545.449 | -3971.086 | 4670.934 | -2453.352 |
| SV024 | -8548.868 | 6241.479 | 3701.867 | -4058.864 | 3827.574 | -2564.447 |
| SV025 | -7246.072 | 5460.421 | 5082.349 | -3853.368 | 5207.598 | -2335.635 |
| SV026 | -6565.360 | 4835.529 | 3904.269 | -2709.608 | 4082.286 | -1549.802 |

| 구 분   | S7(절점19) |          | S8(절점21) |          | S9(절점30)  |           |
|-------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|
|       | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)   | V(kN)     |
| SV001 | 7900.798 | 1709.805 | 2767.915 | 4929.020 | -8975.763 | -6001.927 |
| SV002 | 7362.836 | 1517.144 | 2759.965 | 4647.217 | -8501.298 | -5695.446 |
| SV003 | 7962.150 | 1886.869 | 2342.164 | 5050.649 | -9506.136 | -6288.891 |
| SV004 | 5748.810 | 1621.831 | 966.620  | 4062.157 | -7813.774 | -4799.882 |
| SV005 | 8111.274 | 2078.979 | 2168.027 | 5298.194 | -9386.230 | -6001.927 |
| SV006 | 7573.313 | 1886.318 | 2160.078 | 5016.391 | -8911.765 | -5695.446 |
| SV007 | 8172.626 | 2256.043 | 1742.277 | 5419.823 | -9916.604 | -6288.891 |
| SV008 | 7276.152 | 1707.828 | 2148.707 | 4927.043 | -8975.763 | -6001.927 |
| SV009 | 8525.444 | 1711.782 | 3387.123 | 4930.997 | -8975.763 | -6001.927 |
| SV010 | 6738.190 | 1515.167 | 2140.757 | 4645.240 | -8501.298 | -5695.446 |
| SV011 | 7987.483 | 1519.120 | 3379.174 | 4649.194 | -8501.298 | -5695.446 |
| SV012 | 7337.503 | 1884.892 | 1722.956 | 5048.672 | -9506.136 | -6288.891 |
| SV013 | 8586.796 | 1888.846 | 2961.372 | 5052.625 | -9506.136 | -6288.891 |
| SV014 | 5124.163 | 1619.854 | 347.411  | 4060.180 | -7813.774 | -4799.882 |
| SV015 | 6373.456 | 1623.808 | 1585.828 | 4064.133 | -7813.774 | -4799.882 |
| SV016 | 7486.628 | 2077.003 | 1548.819 | 5296.217 | -9386.230 | -6001.927 |
| SV017 | 8735.921 | 2080.956 | 2787.235 | 5300.171 | -9386.230 | -6001.927 |
| SV018 | 6948.667 | 1884.341 | 1540.870 | 5014.415 | -8911.765 | -5695.446 |
| SV019 | 8197.959 | 1888.295 | 2779.286 | 5018.368 | -8911.765 | -5695.446 |
| SV020 | 7547.980 | 2254.066 | 1123.068 | 5417.846 | -9916.604 | -6288.891 |
| SV021 | 8797.272 | 2258.020 | 2361.485 | 5421.800 | -9916.604 | -6288.891 |
| SV022 | 5385.724 | -994.729 | 2016.899 | 3421.227 | -7114.108 | -4799.882 |
| SV023 | 7939.528 | 1815.451 | 2516.013 | 5034.666 | -8975.763 | -6001.927 |
| SV024 | 7401.566 | 1622.790 | 2508.063 | 4752.863 | -8501.298 | -5695.446 |
| SV025 | 8000.880 | 1992.515 | 2090.262 | 5156.295 | -9506.136 | -6288.891 |
| SV026 | 5787.539 | 1727.477 | 714.717  | 4167.803 | -7813.774 | -4799.882 |

| 구 분   | S10(절점32) |           |
|-------|-----------|-----------|
|       | M(kN.m)   | V(kN)     |
| SV001 | -292.407  | -2917.911 |
| SV002 | -292.407  | -2745.441 |
| SV003 | -292.407  | -3110.704 |
| SV004 | -401.083  | -2416.515 |
| SV005 | -497.640  | -2917.911 |
| SV006 | -497.640  | -2745.441 |
| SV007 | -497.640  | -3110.704 |
| SV008 | -292.407  | -2917.911 |
| SV009 | -292.407  | -2917.911 |
| SV010 | -292.407  | -2745.441 |
| SV011 | -292.407  | -2745.441 |
| SV012 | -292.407  | -3110.704 |
| SV013 | -292.407  | -3110.704 |
| SV014 | -401.083  | -2416.515 |
| SV015 | -401.083  | -2416.515 |
| SV016 | -497.640  | -2917.911 |
| SV017 | -497.640  | -2917.911 |
| SV018 | -497.640  | -2745.441 |
| SV019 | -497.640  | -2745.441 |
| SV020 | -497.640  | -3110.704 |
| SV021 | -497.640  | -3110.704 |
| SV022 | -51.250   | -2416.515 |
| SV023 | -292.407  | -2917.911 |
| SV024 | -292.407  | -2745.441 |
| SV025 | -292.407  | -3110.704 |
| SV026 | -401.083  | -2416.515 |

### 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

#### 1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 33

(교직방향)

| 하중    | 기둥상단       |           |          | 기둥하단       |           |           | 비고 |
|-------|------------|-----------|----------|------------|-----------|-----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)     |    |
| UL001 | -19901.123 | -2407.166 | -463.758 | -21435.180 | 2861.541  | -463.758  |    |
| UL002 | -21352.778 | -3133.511 | -527.040 | -22886.836 | 2854.137  | -527.040  |    |
| UL003 | -19033.779 | -2292.406 | -477.609 | -20567.837 | 3133.653  | -477.609  |    |
| UL004 | -14111.907 | -4445.586 | -786.644 | -15645.964 | 4780.822  | -837.597  |    |
| UL005 | -17269.547 | -4272.355 | -800.817 | -18803.604 | 4970.355  | -826.294  |    |
| UL006 | -18147.292 | -4711.541 | -839.081 | -19681.349 | 4965.878  | -864.557  |    |
| UL007 | -16745.106 | -4202.966 | -809.192 | -18279.164 | 5134.888  | -834.668  |    |
| UL008 | -17752.043 | -2056.999 | -356.628 | -19286.101 | 1994.608  | -356.628  |    |
| UL009 | -17746.903 | -3300.257 | -630.226 | -19280.961 | 3859.668  | -630.226  |    |
| UL010 | -18629.788 | -2496.185 | -394.891 | -20163.846 | 1990.131  | -394.891  |    |
| UL011 | -18624.648 | -3739.443 | -668.489 | -20158.706 | 3855.192  | -668.489  |    |
| UL012 | -17227.602 | -1987.609 | -365.002 | -18761.660 | 2159.141  | -365.002  |    |
| UL013 | -17222.463 | -3230.867 | -638.600 | -18756.520 | 4024.202  | -638.600  |    |
| UL014 | -13571.612 | -3676.881 | -624.851 | -15046.668 | 3700.280  | -673.844  |    |
| UL015 | -13566.670 | -4872.322 | -887.926 | -15041.726 | 5493.608  | -936.919  |    |
| UL016 | -16607.804 | -3510.314 | -638.479 | -18082.860 | 3882.524  | -662.975  |    |
| UL017 | -16602.862 | -4705.754 | -901.554 | -18077.918 | 5675.851  | -926.051  |    |
| UL018 | -17451.790 | -3932.607 | -675.271 | -18926.845 | 3878.219  | -699.767  |    |
| UL019 | -17446.848 | -5128.048 | -938.346 | -18921.903 | 5671.547  | -962.843  |    |
| UL020 | -16103.535 | -3443.593 | -646.531 | -17578.590 | 4040.729  | -671.028  |    |
| UL021 | -16098.593 | -4639.033 | -909.606 | -17573.648 | 5834.056  | -934.103  |    |
| UL022 | -11496.243 | 7936.916  | 1815.191 | -12676.287 | 14960.047 | 1880.451  |    |
| UL023 | -17612.133 | -3613.046 | -499.134 | -19146.191 | 7411.841  | -1799.134 |    |
| UL024 | -18489.878 | -4052.231 | -537.397 | -20023.936 | 7407.364  | -1837.397 |    |
| UL025 | -17087.693 | -3543.656 | -507.508 | -18621.750 | 7576.374  | -1807.508 |    |
| UL026 | -12899.600 | -4966.157 | -731.401 | -14315.653 | 8552.792  | -1978.434 |    |

② 기둥 : 부재번호 34

(교직방향)

| 하중    | 기둥상단       |           |          | 기둥하단       |           |           | 비고 |
|-------|------------|-----------|----------|------------|-----------|-----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)     |    |
| UL001 | -21798.214 | 363.058   | -84.689  | -23332.271 | 1325.195  | -84.689   |    |
| UL002 | -20318.529 | 561.692   | -21.406  | -21852.586 | 804.888   | -21.406   |    |
| UL003 | -22664.003 | 680.265   | -70.838  | -24198.061 | 1485.050  | -70.838   |    |
| UL004 | -15416.931 | -398.750  | -232.831 | -16950.989 | 2535.857  | -283.785  |    |
| UL005 | -19618.197 | -836.226  | -330.586 | -21152.255 | 3064.239  | -356.062  |    |
| UL006 | -18723.504 | -716.122  | -292.322 | -20257.562 | 2749.635  | -317.799  |    |
| UL007 | -20141.698 | -644.426  | -322.211 | -21675.756 | 3160.896  | -347.688  |    |
| UL008 | -19135.701 | -62.969   | -191.819 | -20669.759 | 2116.268  | -191.819  |    |
| UL009 | -19140.841 | 1113.473  | 81.779   | -20674.898 | 184.391   | 81.779    |    |
| UL010 | -18241.008 | 57.135    | -153.556 | -19775.065 | 1801.663  | -153.556  |    |
| UL011 | -18246.148 | 1233.577  | 120.043  | -19780.205 | -130.213  | 120.043   |    |
| UL012 | -19659.202 | 128.830   | -183.445 | -21193.259 | 2212.924  | -183.445  |    |
| UL013 | -19664.341 | 1305.272  | 90.154   | -21198.399 | 281.048   | 90.154    |    |
| UL014 | -14821.501 | -949.011  | -355.414 | -16296.557 | 3367.111  | -404.407  |    |
| UL015 | -14826.443 | 182.184   | -92.339  | -16301.499 | 1509.537  | -141.332  |    |
| UL016 | -18861.180 | -1369.660 | -449.408 | -20336.236 | 3875.171  | -473.905  |    |
| UL017 | -18866.122 | -238.466  | -186.333 | -20341.178 | 2017.597  | -210.830  |    |
| UL018 | -18000.898 | -1254.176 | -412.617 | -19475.954 | 3572.667  | -437.113  |    |
| UL019 | -18005.840 | -122.981  | -149.541 | -19480.896 | 1715.093  | -174.038  |    |
| UL020 | -19364.546 | -1185.238 | -441.356 | -20839.602 | 3968.110  | -465.853  |    |
| UL021 | -19369.488 | -54.043   | -178.281 | -20844.544 | 2110.536  | -202.778  |    |
| UL022 | -11218.248 | 9903.827  | 2081.199 | -12398.292 | 12897.117 | 2145.229  |    |
| UL023 | -19275.611 | -325.749  | -49.313  | -20809.668 | 5588.777  | -1349.313 |    |
| UL024 | -18380.918 | -205.645  | -11.050  | -19914.975 | 5274.173  | -1311.050 |    |
| UL025 | -19799.111 | -133.949  | -40.939  | -21333.169 | 5685.434  | -1340.939 |    |
| UL026 | -14357.789 | -1153.616 | -209.653 | -15773.842 | 6437.820  | -1456.687 |    |

## 2) 교축직각방향(편심최대)

① 기동 : 부재번호 33

(교직방향)

| 하중    | 기동상단       |           |          | 기동하단       |          |           | 비고 |
|-------|------------|-----------|----------|------------|----------|-----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)     |    |
| UE001 | -16452.250 | -2027.455 | -406.264 | -17632.294 | 2588.062 | -406.264  |    |
| UE002 | -17903.905 | -2753.800 | -469.546 | -19083.950 | 2580.658 | -469.546  |    |
| UE003 | -15584.906 | -1912.695 | -420.114 | -16764.950 | 2860.174 | -420.114  |    |
| UE004 | -10663.034 | -4065.875 | -729.149 | -11843.078 | 4507.343 | -780.102  |    |
| UE005 | -13820.674 | -3892.644 | -743.322 | -15000.718 | 4696.876 | -768.799  |    |
| UE006 | -14698.419 | -4331.830 | -781.586 | -15878.463 | 4692.399 | -807.063  |    |
| UE007 | -13296.233 | -3823.254 | -751.697 | -14476.278 | 4861.409 | -777.174  |    |
| UE008 | -14303.170 | -1677.288 | -299.133 | -15483.214 | 1721.129 | -299.133  |    |
| UE009 | -14298.030 | -2920.546 | -572.731 | -15478.075 | 3586.189 | -572.731  |    |
| UE010 | -15180.915 | -2116.473 | -337.397 | -16360.959 | 1716.652 | -337.397  |    |
| UE011 | -15175.775 | -3359.731 | -610.995 | -16355.820 | 3581.713 | -610.995  |    |
| UE012 | -13778.730 | -1607.898 | -307.508 | -14958.774 | 1885.662 | -307.508  |    |
| UE013 | -13773.590 | -2851.156 | -581.106 | -14953.634 | 3750.723 | -581.106  |    |
| UE014 | -10122.739 | -3297.170 | -567.356 | -11243.781 | 3426.801 | -616.349  |    |
| UE015 | -10117.797 | -4492.611 | -830.431 | -11238.839 | 5220.129 | -879.425  |    |
| UE016 | -13158.931 | -3130.603 | -580.984 | -14279.974 | 3609.045 | -605.481  |    |
| UE017 | -13153.989 | -4326.043 | -844.059 | -14275.032 | 5402.372 | -868.556  |    |
| UE018 | -14002.917 | -3552.896 | -617.776 | -15123.959 | 3604.740 | -642.273  |    |
| UE019 | -13997.975 | -4748.337 | -880.851 | -15119.017 | 5398.068 | -905.348  |    |
| UE020 | -12654.662 | -3063.882 | -589.037 | -13775.704 | 3767.250 | -613.533  |    |
| UE021 | -12649.720 | -4259.322 | -852.112 | -13770.762 | 5560.577 | -876.608  |    |
| UE022 | -11496.243 | 1801.836  | 1815.191 | -12676.287 | 5594.413 | 1880.451  |    |
| UE023 | -14163.260 | -3233.335 | -441.639 | -15343.305 | 7138.362 | -1741.639 |    |
| UE024 | -15041.005 | -3672.520 | -479.903 | -16221.050 | 7133.885 | -1779.903 |    |
| UE025 | -13638.820 | -3163.945 | -450.014 | -14818.864 | 7302.895 | -1750.014 |    |
| UE026 | -9450.727  | -4586.446 | -673.906 | -10512.767 | 8279.313 | -1920.940 |    |

② 기둥 : 부재번호 34

(교직방향)

| 하중    | 기둥상단       |           |          | 기둥하단       |          |           | 비고 |
|-------|------------|-----------|----------|------------|----------|-----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)     |    |
| UE001 | -18432.739 | -97.615   | -142.183 | -19612.784 | 1517.712 | -142.183  |    |
| UE002 | -16953.054 | 101.019   | -78.901  | -18133.099 | 997.405  | -78.901   |    |
| UE003 | -19298.529 | 219.592   | -128.333 | -20478.573 | 1677.567 | -128.333  |    |
| UE004 | -12051.457 | -859.423  | -290.326 | -13231.501 | 2728.374 | -341.279  |    |
| UE005 | -16252.723 | -1296.899 | -388.080 | -17432.767 | 3256.756 | -413.557  |    |
| UE006 | -15358.030 | -1176.795 | -349.817 | -16538.074 | 2942.152 | -375.293  |    |
| UE007 | -16776.224 | -1105.099 | -379.706 | -17956.268 | 3353.413 | -405.182  |    |
| UE008 | -15770.227 | -523.643  | -249.314 | -16950.271 | 2308.785 | -249.314  |    |
| UE009 | -15775.366 | 652.799   | 24.284   | -16955.411 | 376.908  | 24.284    |    |
| UE010 | -14875.534 | -403.539  | -211.050 | -16055.578 | 1994.180 | -211.050  |    |
| UE011 | -14880.673 | 772.904   | 62.548   | -16060.718 | 62.304   | 62.548    |    |
| UE012 | -16293.727 | -331.843  | -240.939 | -17473.772 | 2405.441 | -240.939  |    |
| UE013 | -16298.867 | 844.599   | 32.659   | -17478.911 | 473.565  | 32.659    |    |
| UE014 | -11456.027 | -1409.684 | -412.909 | -12577.069 | 3559.628 | -461.902  |    |
| UE015 | -11460.969 | -278.490  | -149.833 | -12582.011 | 1702.054 | -198.827  |    |
| UE016 | -15495.706 | -1830.334 | -506.903 | -16616.748 | 4067.688 | -531.400  |    |
| UE017 | -15500.648 | -699.139  | -243.828 | -16621.690 | 2210.114 | -268.325  |    |
| UE018 | -14635.424 | -1714.849 | -470.111 | -15756.466 | 3765.183 | -494.608  |    |
| UE019 | -14640.366 | -583.655  | -207.036 | -15761.408 | 1907.610 | -231.533  |    |
| UE020 | -15999.072 | -1645.911 | -498.851 | -17120.114 | 4160.627 | -523.347  |    |
| UE021 | -16004.014 | -514.717  | -235.775 | -17125.056 | 2303.053 | -260.272  |    |
| UE022 | -11218.248 | 4324.994  | 2081.199 | -12398.292 | 3871.224 | 2145.229  |    |
| UE023 | -15910.137 | -786.423  | -106.808 | -17090.181 | 5781.294 | -1406.808 |    |
| UE024 | -15015.443 | -666.318  | -68.544  | -16195.488 | 5466.690 | -1368.544 |    |
| UE025 | -16433.637 | -594.623  | -98.433  | -17613.681 | 5877.951 | -1398.433 |    |
| UE026 | -10992.314 | -1614.289 | -267.148 | -12054.354 | 6630.337 | -1514.182 |    |

## 3) 교축방향

(교축방향)

| 하중    | 기둥상단       |          |          | 기둥하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| ULB01 | -19901.123 | 979.689  | -8.801   | -21435.180 | 1079.679  | -8.801   |    |
| ULB02 | -21352.778 | 1121.814 | 0.931    | -22886.836 | 1111.236  | 0.931    |    |
| ULB03 | -19033.779 | 1061.458 | -3.553   | -20567.837 | 1101.822  | -3.553   |    |
| ULB04 | -14945.116 | 939.595  | 122.604  | -16479.173 | -742.736  | 173.558  |    |
| ULB05 | -17749.473 | 951.024  | 55.921   | -19283.531 | 170.991   | 81.398   |    |
| ULB06 | -18627.218 | 1036.959 | 61.806   | -20161.276 | 190.072   | 87.283   |    |
| ULB07 | -17225.033 | 1000.465 | 59.095   | -18759.090 | 184.379   | 84.571   |    |
| ULB08 | -17749.473 | 1012.250 | -5.098   | -19283.531 | 1070.164  | -5.098   |    |
| ULB09 | -17749.473 | 1012.250 | -5.098   | -19283.531 | 1070.164  | -5.098   |    |
| ULB10 | -18627.218 | 1098.185 | 0.787    | -20161.276 | 1089.245  | 0.787    |    |
| ULB11 | -18627.218 | 1098.185 | 0.787    | -20161.276 | 1089.245  | 0.787    |    |
| ULB12 | -17225.033 | 1061.691 | -1.924   | -18759.090 | 1083.552  | -1.924   |    |
| ULB13 | -17225.033 | 1061.691 | -1.924   | -18759.090 | 1083.552  | -1.924   |    |
| ULB14 | -14370.304 | 903.457  | 117.889  | -15845.359 | -714.169  | 166.882  |    |
| ULB15 | -14370.304 | 903.457  | 117.889  | -15845.359 | -714.169  | 166.882  |    |
| ULB16 | -17066.801 | 914.446  | 53.770   | -18541.856 | 164.414   | 78.267   |    |
| ULB17 | -17066.801 | 914.446  | 53.770   | -18541.856 | 164.414   | 78.267   |    |
| ULB18 | -17910.787 | 997.076  | 59.429   | -19385.842 | 182.761   | 83.925   |    |
| ULB19 | -17910.787 | 997.076  | 59.429   | -19385.842 | 182.761   | 83.925   |    |
| ULB20 | -16562.531 | 961.985  | 56.822   | -18037.587 | 177.288   | 81.319   |    |
| ULB21 | -16562.531 | 961.985  | 56.822   | -18037.587 | 177.288   | 81.319   |    |
| ULB22 | -11496.243 | 4662.800 | 1701.566 | -12676.287 | 19566.118 | 1756.656 |    |
| ULB23 | -17749.473 | 1012.250 | -5.098   | -19283.531 | -1606.979 | 644.902  |    |
| ULB24 | -18627.218 | 1098.185 | 0.787    | -20161.276 | -1587.898 | 650.787  |    |
| ULB25 | -17225.033 | 1061.691 | -1.924   | -18759.090 | -1593.590 | 648.076  |    |
| ULB26 | -13795.492 | 867.319  | 113.173  | -15211.545 | -3156.810 | 760.207  |    |

(교축방향)

| 하중    | 기동상단       |          |          | 기동하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| ULB01 | -21798.214 | 1249.426 | 8.801    | -23332.271 | 1149.437  | 8.801    |    |
| ULB02 | -20318.529 | 1093.280 | -0.931   | -21852.586 | 1103.857  | -0.931   |    |
| ULB03 | -22664.003 | 1170.346 | 3.553    | -24198.061 | 1129.982  | 3.553    |    |
| ULB04 | -14583.722 | 830.693  | 99.614   | -16117.780 | -590.447  | 150.567  |    |
| ULB05 | -19138.271 | 1061.486 | 55.188   | -20672.329 | 289.784   | 80.665   |    |
| ULB06 | -18243.578 | 967.072  | 49.303   | -19777.635 | 262.224   | 74.780   |    |
| ULB07 | -19661.772 | 1013.670 | 52.015   | -21195.829 | 278.021   | 77.491   |    |
| ULB08 | -19138.271 | 1168.481 | 5.098    | -20672.329 | 1110.567  | 5.098    |    |
| ULB09 | -19138.271 | 1168.481 | 5.098    | -20672.329 | 1110.567  | 5.098    |    |
| ULB10 | -18243.578 | 1074.066 | -0.787   | -19777.635 | 1083.007  | -0.787   |    |
| ULB11 | -18243.578 | 1074.066 | -0.787   | -19777.635 | 1083.007  | -0.787   |    |
| ULB12 | -19661.772 | 1120.665 | 1.924    | -21195.829 | 1098.803  | 1.924    |    |
| ULB13 | -19661.772 | 1120.665 | 1.924    | -21195.829 | 1098.803  | 1.924    |    |
| ULB14 | -14022.810 | 798.743  | 95.783   | -15497.865 | -567.737  | 144.776  |    |
| ULB15 | -14022.810 | 798.743  | 95.783   | -15497.865 | -567.737  | 144.776  |    |
| ULB16 | -18402.184 | 1020.660 | 53.065   | -19877.239 | 278.639   | 77.562   |    |
| ULB17 | -18402.184 | 1020.660 | 53.065   | -19877.239 | 278.639   | 77.562   |    |
| ULB18 | -17541.902 | 929.877  | 47.407   | -19016.957 | 252.139   | 71.904   |    |
| ULB19 | -17541.902 | 929.877  | 47.407   | -19016.957 | 252.139   | 71.904   |    |
| ULB20 | -18905.550 | 974.683  | 50.014   | -20380.605 | 267.328   | 74.511   |    |
| ULB21 | -18905.550 | 974.683  | 50.014   | -20380.605 | 267.328   | 74.511   |    |
| ULB22 | -11218.248 | 4782.431 | 1621.294 | -12398.292 | 18943.693 | 1663.734 |    |
| ULB23 | -19138.271 | 1168.481 | 5.098    | -20672.329 | -1566.575 | 655.098  |    |
| ULB24 | -18243.578 | 1074.066 | -0.787   | -19777.635 | -1594.135 | 649.213  |    |
| ULB25 | -19661.772 | 1120.665 | 1.924    | -21195.829 | -1578.339 | 651.924  |    |
| ULB26 | -13461.897 | 766.793  | 91.951   | -14877.950 | -3016.236 | 738.985  |    |

## 4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

| 하중    | 기동상단       |          |          | 기동하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| UEB01 | -16452.250 | 734.602  | -8.932   | -17632.294 | 836.077   | -8.932   |    |
| UEB02 | -17903.905 | 876.726  | 0.800    | -19083.950 | 867.634   | 0.800    |    |
| UEB03 | -15584.906 | 816.370  | -3.684   | -16764.950 | 858.219   | -3.684   |    |
| UEB04 | -11496.243 | 694.507  | 122.474  | -12676.287 | -986.338  | 173.427  |    |
| UEB05 | -14300.600 | 705.936  | 55.790   | -15480.644 | -72.612   | 81.267   |    |
| UEB06 | -15178.345 | 791.871  | 61.675   | -16358.390 | -53.531   | 87.152   |    |
| UEB07 | -13776.160 | 755.377  | 58.964   | -14956.204 | -59.223   | 84.441   |    |
| UEB08 | -14300.600 | 767.162  | -5.228   | -15480.644 | 826.561   | -5.228   |    |
| UEB09 | -14300.600 | 767.162  | -5.228   | -15480.644 | 826.561   | -5.228   |    |
| UEB10 | -15178.345 | 853.097  | 0.656    | -16358.390 | 845.642   | 0.656    |    |
| UEB11 | -15178.345 | 853.097  | 0.656    | -16358.390 | 845.642   | 0.656    |    |
| UEB12 | -13776.160 | 816.603  | -2.055   | -14956.204 | 839.950   | -2.055   |    |
| UEB13 | -13776.160 | 816.603  | -2.055   | -14956.204 | 839.950   | -2.055   |    |
| UEB14 | -10921.431 | 658.369  | 117.758  | -12042.473 | -957.771  | 166.752  |    |
| UEB15 | -10921.431 | 658.369  | 117.758  | -12042.473 | -957.771  | 166.752  |    |
| UEB16 | -13617.928 | 669.358  | 53.640   | -14738.970 | -79.188   | 78.136   |    |
| UEB17 | -13617.928 | 669.358  | 53.640   | -14738.970 | -79.188   | 78.136   |    |
| UEB18 | -14461.914 | 751.988  | 59.298   | -15582.956 | -60.841   | 83.795   |    |
| UEB19 | -14461.914 | 751.988  | 59.298   | -15582.956 | -60.841   | 83.795   |    |
| UEB20 | -13113.658 | 716.897  | 56.691   | -14234.701 | -66.315   | 81.188   |    |
| UEB21 | -13113.658 | 716.897  | 56.691   | -14234.701 | -66.315   | 81.188   |    |
| UEB22 | -11496.243 | 2098.906 | 1701.566 | -12676.287 | 7063.378  | 1756.656 |    |
| UEB23 | -14300.600 | 767.162  | -5.228   | -15480.644 | -1850.581 | 644.772  |    |
| UEB24 | -15178.345 | 853.097  | 0.656    | -16358.390 | -1831.500 | 650.656  |    |
| UEB25 | -13776.160 | 816.603  | -2.055   | -14956.204 | -1837.193 | 647.945  |    |
| UEB26 | -10346.619 | 622.231  | 113.043  | -11408.659 | -3400.413 | 760.076  |    |

(교축방향)

| 하중    | 기둥상단       |          |          | 기둥하단       |           |          | 비고 |
|-------|------------|----------|----------|------------|-----------|----------|----|
|       | P(kN)      | M(kN.m)  | V(kN)    | P(kN)      | M(kN.m)   | V(kN)    |    |
| UEB01 | -18432.739 | 1008.346 | 8.932    | -19612.784 | 906.871   | 8.932    |    |
| UEB02 | -16953.054 | 852.199  | -0.800   | -18133.099 | 861.291   | -0.800   |    |
| UEB03 | -19298.529 | 929.265  | 3.684    | -20478.573 | 887.416   | 3.684    |    |
| UEB04 | -11218.248 | 589.613  | 99.745   | -12398.292 | -833.012  | 150.698  |    |
| UEB05 | -15772.797 | 820.406  | 55.319   | -16952.841 | 47.218    | 80.795   |    |
| UEB06 | -14878.103 | 725.992  | 49.434   | -16058.148 | 19.658    | 74.911   |    |
| UEB07 | -16296.297 | 772.590  | 52.145   | -17476.342 | 35.455    | 77.622   |    |
| UEB08 | -15772.797 | 927.400  | 5.228    | -16952.841 | 868.001   | 5.228    |    |
| UEB09 | -15772.797 | 927.400  | 5.228    | -16952.841 | 868.001   | 5.228    |    |
| UEB10 | -14878.103 | 832.986  | -0.656   | -16058.148 | 840.441   | -0.656   |    |
| UEB11 | -14878.103 | 832.986  | -0.656   | -16058.148 | 840.441   | -0.656   |    |
| UEB12 | -16296.297 | 879.584  | 2.055    | -17476.342 | 856.237   | 2.055    |    |
| UEB13 | -16296.297 | 879.584  | 2.055    | -17476.342 | 856.237   | 2.055    |    |
| UEB14 | -10657.335 | 557.663  | 95.914   | -11778.377 | -810.303  | 144.907  |    |
| UEB15 | -10657.335 | 557.663  | 95.914   | -11778.377 | -810.303  | 144.907  |    |
| UEB16 | -15036.709 | 779.580  | 53.196   | -16157.751 | 36.073    | 77.693   |    |
| UEB17 | -15036.709 | 779.580  | 53.196   | -16157.751 | 36.073    | 77.693   |    |
| UEB18 | -14176.427 | 688.797  | 47.538   | -15297.469 | 9.573     | 72.035   |    |
| UEB19 | -14176.427 | 688.797  | 47.538   | -15297.469 | 9.573     | 72.035   |    |
| UEB20 | -15540.075 | 733.603  | 50.145   | -16661.117 | 24.762    | 74.642   |    |
| UEB21 | -15540.075 | 733.603  | 50.145   | -16661.117 | 24.762    | 74.642   |    |
| UEB22 | -11218.248 | 2129.878 | 1621.294 | -12398.292 | 6853.600  | 1663.734 |    |
| UEB23 | -15772.797 | 927.400  | 5.228    | -16952.841 | -1809.141 | 655.228  |    |
| UEB24 | -14878.103 | 832.986  | -0.656   | -16058.148 | -1836.701 | 649.344  |    |
| UEB25 | -16296.297 | 879.584  | 2.055    | -17476.342 | -1820.905 | 652.055  |    |
| UEB26 | -10096.423 | 525.713  | 92.082   | -11158.463 | -3258.802 | 739.116  |    |

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

| 하중    | 좌측 (부재8, 절점8) |          | 우측 (부재27, 절점28) |           | 비고 |
|-------|---------------|----------|-----------------|-----------|----|
|       | M(kN.m)       | V(kN)    | M(kN.m)         | V(kN)     |    |
| UL001 | -16907.170    | 8434.785 | -19360.099      | -8965.052 |    |
| UL002 | -19367.911    | 9497.377 | -17857.001      | -8306.118 |    |
| UL003 | -15341.028    | 7818.102 | -20952.643      | -9582.025 |    |
| UL004 | -12964.654    | 6474.585 | -14782.712      | -6380.655 |    |
| UL005 | -14926.603    | 7659.822 | -17972.334      | -7943.314 |    |
| UL006 | -16414.492    | 8302.320 | -17063.483      | -7544.888 |    |
| UL007 | -13979.633    | 7286.944 | -18935.267      | -8316.367 |    |
| UL008 | -15460.212    | 7659.822 | -17438.726      | -7943.314 |    |
| UL009 | -15460.212    | 7659.822 | -17438.726      | -7943.314 |    |
| UL010 | -16948.102    | 8302.320 | -16529.875      | -7544.888 |    |
| UL011 | -16948.102    | 8302.320 | -16529.875      | -7544.888 |    |
| UL012 | -14513.242    | 7286.944 | -18401.659      | -8316.367 |    |
| UL013 | -14513.242    | 7286.944 | -18401.659      | -8316.367 |    |
| UL014 | -12466.014    | 6225.562 | -14214.146      | -6135.245 |    |
| UL015 | -12466.014    | 6225.562 | -14214.146      | -6135.245 |    |
| UL016 | -14352.503    | 7365.213 | -17281.090      | -7637.802 |    |
| UL017 | -14352.503    | 7365.213 | -17281.090      | -7637.802 |    |
| UL018 | -15783.166    | 7983.000 | -16407.196      | -7254.700 |    |
| UL019 | -15783.166    | 7983.000 | -16407.196      | -7254.700 |    |
| UL020 | -13441.955    | 7006.677 | -18206.988      | -7996.507 |    |
| UL021 | -13441.955    | 7006.677 | -18206.988      | -7996.507 |    |
| UL022 | -10672.479    | 4980.450 | -10671.651      | -4908.196 |    |
| UL023 | -15460.212    | 7659.822 | -17438.726      | -7943.314 |    |
| UL024 | -16948.102    | 8302.320 | -16529.875      | -7544.888 |    |
| UL025 | -14513.242    | 7286.944 | -18401.659      | -8316.367 |    |
| UL026 | -11967.373    | 5976.540 | -13645.580      | -5889.836 |    |

② 두부분 : 지간1

| 하중    | 좌측 (부재 13, 절점 13) |           | 중앙부       |          | 좌측 (부재 23, 절점 24) |          | 비고 |
|-------|-------------------|-----------|-----------|----------|-------------------|----------|----|
|       | M(kN.m)           | V(kN)     | M(kN.m)   | V(kN)    | M(kN.m)           | V(kN)    |    |
| UL001 | -11219.056        | -6820.605 | 12217.375 | 2524.284 | -16209.176        | 7952.086 |    |
| UL002 | -13547.974        | -7009.329 | 11060.758 | 2110.061 | -14572.228        | 7346.211 |    |
| UL003 | -9373.777         | -6567.512 | 12349.281 | 2904.971 | -17838.440        | 8213.588 |    |
| UL004 | -6485.441         | -4335.187 | 7473.452  | 2108.380 | -13960.565        | 5861.572 |    |
| UL005 | -7687.763         | -5495.182 | 10544.657 | 2702.673 | -16785.431        | 7468.420 |    |
| UL006 | -9095.946         | -5609.294 | 9845.307  | 2452.213 | -15795.648        | 7102.077 |    |
| UL007 | -6572.013         | -5342.148 | 10624.414 | 2932.856 | -17770.567        | 7626.537 |    |
| UL008 | -10884.376        | -5977.678 | 9458.997  | 2220.177 | -15493.333        | 6985.924 |    |
| UL009 | -9232.125         | -5972.538 | 11083.077 | 2225.317 | -13897.423        | 6991.063 |    |
| UL010 | -12292.559        | -6091.790 | 8759.647  | 1969.717 | -14503.550        | 6619.580 |    |
| UL011 | -10640.308        | -6086.650 | 10383.727 | 1974.857 | -12907.640        | 6624.720 |    |
| UL012 | -9768.626         | -5824.645 | 9538.754  | 2450.360 | -16478.469        | 7144.041 |    |
| UL013 | -8116.375         | -5819.505 | 11162.835 | 2455.500 | -14882.559        | 7149.181 |    |
| UL014 | -7030.352         | -4170.920 | 6405.204  | 2024.818 | -14190.884        | 5633.655 |    |
| UL015 | -5441.649         | -4165.978 | 7966.820  | 2029.760 | -12656.355        | 5638.598 |    |
| UL016 | -8186.431         | -5286.299 | 9358.285  | 2596.253 | -16907.102        | 7178.702 |    |
| UL017 | -6597.728         | -5281.357 | 10919.901 | 2601.195 | -15372.573        | 7183.644 |    |
| UL018 | -9540.454         | -5396.023 | 8685.833  | 2355.426 | -15955.388        | 6826.449 |    |
| UL019 | -7951.751         | -5391.081 | 10247.449 | 2360.368 | -14420.859        | 6831.391 |    |
| UL020 | -7113.595         | -5139.152 | 9434.975  | 2817.583 | -17854.348        | 7330.738 |    |
| UL021 | -5524.892         | -5134.210 | 10996.590 | 2822.525 | -16319.820        | 7335.680 |    |
| UL022 | -8165.157         | -3975.689 | 5385.724  | -994.729 | -7938.877         | 3867.971 |    |
| UL023 | -9255.141         | -5837.768 | 10321.386 | 2360.087 | -15397.789        | 7125.834 |    |
| UL024 | -10663.325        | -5951.880 | 9622.036  | 2109.627 | -14408.006        | 6759.490 |    |
| UL025 | -8139.391         | -5684.735 | 10401.143 | 2590.270 | -16382.925        | 7283.951 |    |
| UL026 | -5245.229         | -3874.936 | 6945.047  | 2072.973 | -13535.054        | 5537.457 |    |

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

| 구 분   | S1(절점2)  |          | S2(절점3)  |          | S3(절점5)    |          |
|-------|----------|----------|----------|----------|------------|----------|
|       | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)    | V(kN)    |
| UL001 | -126.485 | 1983.384 | 181.067  | 3809.232 | -11113.587 | 6353.784 |
| UL002 | -126.485 | 2594.747 | 179.233  | 4420.595 | -12795.447 | 7416.377 |
| UL003 | -126.485 | 1983.384 | 181.067  | 3403.574 | -9998.839  | 5948.127 |
| UL004 | -126.485 | 1850.882 | 322.746  | 2999.501 | -8746.767  | 5197.317 |
| UL005 | 163.669  | 1930.999 | 448.029  | 3489.106 | -9966.918  | 5896.576 |
| UL006 | 163.669  | 2300.661 | 446.920  | 3858.767 | -10983.857 | 6539.074 |
| UL007 | 163.669  | 1930.999 | 448.029  | 3243.824 | -9292.885  | 5651.295 |
| UL008 | -126.485 | 1930.999 | 181.224  | 3489.106 | -10233.723 | 5896.576 |
| UL009 | -126.485 | 1930.999 | 181.224  | 3489.106 | -10233.723 | 5896.576 |
| UL010 | -126.485 | 2300.661 | 180.115  | 3858.767 | -11250.662 | 6539.074 |
| UL011 | -126.485 | 2300.661 | 180.115  | 3858.767 | -11250.662 | 6539.074 |
| UL012 | -126.485 | 1930.999 | 181.224  | 3243.824 | -9559.690  | 5651.295 |
| UL013 | -126.485 | 1930.999 | 181.224  | 3243.824 | -9559.690  | 5651.295 |
| UL014 | -121.620 | 1779.694 | 310.333  | 2884.136 | -8410.353  | 4997.420 |
| UL015 | -121.620 | 1779.694 | 310.333  | 2884.136 | -8410.353  | 4997.420 |
| UL016 | 157.374  | 1856.730 | 430.797  | 3354.909 | -9583.575  | 5669.785 |
| UL017 | 157.374  | 1856.730 | 430.797  | 3354.909 | -9583.575  | 5669.785 |
| UL018 | 157.374  | 2212.174 | 429.731  | 3710.353 | -10561.401 | 6287.571 |
| UL019 | 157.374  | 2212.174 | 429.731  | 3710.353 | -10561.401 | 6287.571 |
| UL020 | 157.374  | 1856.730 | 430.797  | 3119.062 | -8935.466  | 5433.937 |
| UL021 | 157.374  | 1856.730 | 430.797  | 3119.062 | -8935.466  | 5433.937 |
| UL022 | -97.296  | 1423.755 | -101.568 | 2307.309 | -7078.117  | 3997.936 |
| UL023 | -126.485 | 1930.999 | 181.224  | 3489.106 | -10233.723 | 5896.576 |
| UL024 | -126.485 | 2300.661 | 180.115  | 3858.767 | -11250.662 | 6539.074 |
| UL025 | -126.485 | 1930.999 | 181.224  | 3243.824 | -9559.690  | 5651.295 |
| UL026 | -116.755 | 1708.506 | 297.919  | 2768.770 | -8073.939  | 4797.523 |

| 구 분   | S4(절점6)    |          | S5(절점16) |           | S6(절점17) |           |
|-------|------------|----------|----------|-----------|----------|-----------|
|       | M(kN.m)    | V(kN)    | M(kN.m)  | V(kN)     | M(kN.m)  | V(kN)     |
| UL001 | -10975.898 | 8246.388 | 6628.315 | -6145.248 | 6792.803 | -3867.957 |
| UL002 | -12660.946 | 9308.980 | 4814.612 | -6333.972 | 4979.578 | -4106.811 |
| UL003 | -9859.933  | 7629.705 | 7782.649 | -5892.155 | 7946.631 | -3614.864 |
| UL004 | -8534.968  | 6286.188 | 4647.378 | -3659.830 | 4879.075 | -2152.082 |
| UL005 | -9694.455  | 7471.425 | 6674.604 | -4819.825 | 6970.451 | -2846.772 |
| UL006 | -10713.321 | 8113.923 | 5577.946 | -4933.937 | 5874.083 | -2991.195 |
| UL007 | -9019.686  | 7098.547 | 7372.573 | -4666.792 | 7668.115 | -2693.739 |
| UL008 | -10094.662 | 7471.425 | 4661.803 | -5302.321 | 4825.214 | -3329.268 |
| UL009 | -10094.662 | 7471.425 | 6300.023 | -5297.181 | 6463.423 | -3324.128 |
| UL010 | -11113.529 | 8113.923 | 3565.146 | -5416.433 | 3728.845 | -3473.691 |
| UL011 | -11113.529 | 8113.923 | 5203.365 | -5411.293 | 5367.054 | -3468.551 |
| UL012 | -9419.893  | 7098.547 | 5359.773 | -5149.288 | 5522.877 | -3176.235 |
| UL013 | -9419.893  | 7098.547 | 6997.992 | -5144.148 | 7161.086 | -3171.095 |
| UL014 | -8206.700  | 6044.411 | 3681.027 | -3521.538 | 3903.817 | -2071.781 |
| UL015 | -8206.700  | 6044.411 | 5256.238 | -3516.596 | 5479.019 | -2066.838 |
| UL016 | -9321.592  | 7184.062 | 5630.282 | -4636.918 | 5914.756 | -2739.751 |
| UL017 | -9321.592  | 7184.062 | 7205.494 | -4631.976 | 7489.958 | -2734.809 |
| UL018 | -10301.271 | 7801.849 | 4575.804 | -4746.641 | 4860.556 | -2878.620 |
| UL019 | -10301.271 | 7801.849 | 6151.015 | -4741.699 | 6435.757 | -2873.678 |
| UL020 | -8672.775  | 6825.526 | 6301.407 | -4489.771 | 6585.587 | -2592.604 |
| UL021 | -8672.775  | 6825.526 | 7876.618 | -4484.829 | 8160.788 | -2587.662 |
| UL022 | -7090.111  | 4835.529 | 1973.372 | -3456.184 | 1977.965 | -2296.378 |
| UL023 | -10094.662 | 7471.425 | 5909.084 | -5162.411 | 6072.215 | -3189.358 |
| UL024 | -11113.529 | 8113.923 | 4812.426 | -5276.523 | 4975.846 | -3333.781 |
| UL025 | -9419.893  | 7098.547 | 6607.053 | -5009.378 | 6769.878 | -3036.325 |
| UL026 | -7878.432  | 5802.635 | 4685.122 | -3251.529 | 4898.743 | -1859.762 |

| 구 분   | S7(절점19)  |          | S8(절점21) |          | S9(절점30)   |           |
|-------|-----------|----------|----------|----------|------------|-----------|
|       | M(kN.m)   | V(kN)    | M(kN.m)  | V(kN)    | M(kN.m)    | V(kN)     |
| UL001 | 12217.375 | 2524.284 | 4715.099 | 7371.318 | -12840.931 | -8824.244 |
| UL002 | 11060.758 | 2110.061 | 4698.007 | 6765.443 | -11820.831 | -8165.310 |
| UL003 | 12349.281 | 2904.971 | 3799.735 | 7632.820 | -13981.234 | -9441.216 |
| UL004 | 7473.452  | 2108.380 | 1256.605 | 5280.804 | -10157.907 | -6239.847 |
| UL005 | 10544.657 | 2702.673 | 2818.435 | 6887.652 | -12202.100 | -7802.505 |
| UL006 | 9845.307  | 2452.213 | 2808.101 | 6521.309 | -11585.295 | -7404.080 |
| UL007 | 10624.414 | 2932.856 | 2264.959 | 7045.770 | -12891.585 | -8175.559 |
| UL008 | 9458.997  | 2220.177 | 2793.319 | 6405.156 | -11668.492 | -7802.505 |
| UL009 | 11083.077 | 2225.317 | 4403.260 | 6410.296 | -11668.492 | -7802.505 |
| UL010 | 8759.647  | 1969.717 | 2782.985 | 6038.813 | -11051.687 | -7404.080 |
| UL011 | 10383.727 | 1974.857 | 4392.926 | 6043.952 | -11051.687 | -7404.080 |
| UL012 | 9538.754  | 2450.360 | 2239.843 | 6563.273 | -12357.977 | -8175.559 |
| UL013 | 11162.835 | 2455.500 | 3849.784 | 6568.413 | -12357.977 | -8175.559 |
| UL014 | 6405.204  | 2024.818 | 434.264  | 5075.225 | -9767.218  | -5999.853 |
| UL015 | 7966.820  | 2029.760 | 1982.285 | 5080.167 | -9767.218  | -5999.853 |
| UL016 | 9358.285  | 2596.253 | 1936.024 | 6620.271 | -11732.788 | -7502.409 |
| UL017 | 10919.901 | 2601.195 | 3484.044 | 6625.213 | -11732.788 | -7502.409 |
| UL018 | 8685.833  | 2355.426 | 1926.087 | 6268.018 | -11139.707 | -7119.308 |
| UL019 | 10247.449 | 2360.368 | 3474.107 | 6272.960 | -11139.707 | -7119.308 |
| UL020 | 9434.975  | 2817.583 | 1403.836 | 6772.307 | -12395.755 | -7861.114 |
| UL021 | 10996.590 | 2822.525 | 2951.856 | 6777.249 | -12395.755 | -7861.114 |
| UL022 | 5385.724  | -994.729 | 2016.899 | 3421.227 | -7114.108  | -4799.882 |
| UL023 | 10321.386 | 2360.087 | 3270.816 | 6545.066 | -11668.492 | -7802.505 |
| UL024 | 9622.036  | 2109.627 | 3260.482 | 6178.722 | -11051.687 | -7404.080 |
| UL025 | 10401.143 | 2590.270 | 2717.340 | 6703.183 | -12357.977 | -8175.559 |
| UL026 | 6945.047  | 2072.973 | 857.661  | 5001.363 | -9376.529  | -5759.859 |

| 구 분   | S10(절점32) |           |
|-------|-----------|-----------|
|       | M(kN.m)   | V(kN)     |
| UL001 | -380.129  | -4219.471 |
| UL002 | -380.129  | -3848.661 |
| UL003 | -380.129  | -4633.976 |
| UL004 | -521.407  | -3141.470 |
| UL005 | -646.932  | -3793.284 |
| UL006 | -646.932  | -3569.073 |
| UL007 | -646.932  | -4043.915 |
| UL008 | -380.129  | -3793.284 |
| UL009 | -380.129  | -3793.284 |
| UL010 | -380.129  | -3569.073 |
| UL011 | -380.129  | -3569.073 |
| UL012 | -380.129  | -4043.915 |
| UL013 | -380.129  | -4043.915 |
| UL014 | -501.353  | -3020.644 |
| UL015 | -501.353  | -3020.644 |
| UL016 | -622.050  | -3647.389 |
| UL017 | -622.050  | -3647.389 |
| UL018 | -622.050  | -3431.801 |
| UL019 | -622.050  | -3431.801 |
| UL020 | -622.050  | -3888.380 |
| UL021 | -622.050  | -3888.380 |
| UL022 | -51.250   | -2416.515 |
| UL023 | -380.129  | -3793.284 |
| UL024 | -380.129  | -3569.073 |
| UL025 | -380.129  | -4043.915 |
| UL026 | -481.299  | -2899.818 |

## 8. 두부보 설계

### 8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 8)

#### 1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

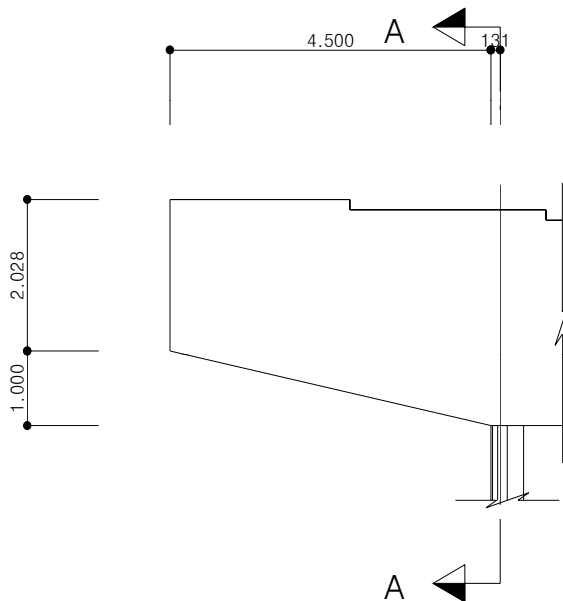
##### ① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155 \text{ m}^2$$

##### ② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.155} = 2.038 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터  $0.131\text{m} (= 1.150 - 2.038/2)$ 에 위치한다.



#### 2) 브래킷 판정

##### ① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 9497.377 \text{ kN} - \text{"UL0-02"}$$

$$M_u = 19367.911 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

##### ② 브래킷 판정

$$a = 19367.911 / 9497.377 = 2.039 \text{ m}$$

$$d = 2.028 - 0.200 = 1.828 \text{ m}$$

$$a/d = 2.039 / 1.828 = 1.116 > 1.0 \quad \therefore \text{캔틸레버보로 검토}$$

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 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)  |
|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| 2800.00 | 2028.02 | 1828.02 | 100.00 | 19367.91 | 9497.38 |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42398.400 \times 400.00 = 16959360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 263.918 \text{ mm, } c = 263.918 / \beta_1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1828.02 - 310.492) / 310.492 = 0.01563$$

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

\* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 33017.998 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 = 42398.4 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.284]

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00828$$

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

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 263.918 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 42398.400 \times 400 \times (1828.02 - a/2) = 24449.467 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 19367.911 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.262]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 1828.02 \text{ mm}$ )

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1828.02 = 3546.167 \text{ kN} \\ &< V_u (= 9497.377 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$A_{v\_req} = (9497.377 - 3546.167) \times 250.00 / (400 \times 1828.02 \times \Phi) \times 1000 = 2543.401 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min} = 612.500 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v\_min1}, A_{v\_min2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v\_use} = 3040.200 \text{ mm}^2 \text{ (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3040.200 \times 400.0 \times 1828.02 / 250.00 \times 1000 = 8892.065 \text{ kN}$$

$$V_{s\_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2800.00 \times 1828.02 / 1000 = 17730.833 \text{ kN} \geq 8892.065 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$s = 250.000 \leq 300.000 \text{ (} d/4, 300 \text{ mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.80 \times (4432.708 + 8892.065) = 10659.819 \text{ kN} \geq 9497.377 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

#### 4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

:  $L_n$ 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 2 < 2d (= 3.856) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 1.020 \text{ m} \quad (< d = 1.928 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 4974.236 \text{ kN} - \text{"UL0-02}$$

$$\text{부재번호 : 4 (I단 : 절점4, J단 : 절점5)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.375 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 4716.335 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 5042.161 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 3.611 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$V_u = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표})$$

$$= 4716.335 + (5042.161 - 4716.335)/1.375 \times (3.611 - 2.523)$$

$$= 4974.236 \text{ kN}$$

\* 단면제원 및 설계가정

| B(mm)   | $L_n$ (mm) | d(mm)   | $V_u$ (kN) | $f_{ck}$ (MPa) | $f_y$ (MPa) |
|---------|------------|---------|------------|----------------|-------------|
| 2800.00 | 4078.58    | 1828.02 | 4974.24    | 27.00          | 400.00      |

\* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{Max} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 1828.02 \\ &= 17730.833 \text{ kN} \geq V_u (= 4974.236 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

\* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1828.02 = 3546.167 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4974.236 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

\* 전단철근의 전단강도

① 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H25 - 6.0 \text{ EA} (= 3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (= 1750.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 수평 전단철근

$$sh = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$Avh = H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times sh (=1050.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow Vs = [Av/s \times (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \times (11-Ln/d)/12] \times fy \times d = 8892.065 \text{ kN}$$

\* 설계 전단강도

$$\Phi Vn = \Phi \times (Ss + Sc) = 0.80 \times (8892.065 + 4432.708)$$

$$= 10659.819 \text{ kN} \geq Vu(= 4974.236 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ( $K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$ )

$$w1 = 2.028 \times 4.631 \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 121.622 \text{ kN}$$

$$w2 = 1.000 \times (4.631-0.131) / 2 \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 29.137 \text{ kN}$$

$$w3 = 1.000 \times (4.631-4.500) \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 1.696 \text{ kN}$$

$$Vc = 121.622 + 29.137 + 1.696 = 152.456 \text{ kN}$$

$$Mc = 121.622 \times 2.316 + 29.137 \times 1.631 + 1.696 \times 0.066 = 329.250 \text{ kN.m}$$

$$Vu = 153.140 + 153.170 + 175.010 + 175.050 + 152.456(Vc)$$

$$= 808.826 \text{ kN}$$

$$Mu = 153.140 \times 3.484 + 153.170 \times 0.733 + 175.010 \times 3.481 +$$

$$175.050 \times 0.730 + 329.250(Mc)$$

$$= 1711.977 \text{ kN.m}$$

\* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, fy = 400 \text{ MPa}, k1 = 0.85, \Phi f = 0.85, \Phi v = 0.80$$

| B(mm)   | H(mm)   | d(mm)   | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|---------|---------|--------|----------|--------|
| 2028.02 | 2800.00 | 2700.00 | 100.00 | 1711.98  | 808.83 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = As \times fy = 6487.500 \times 400.00 = 2595000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2028.018 = 46543.015 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 55.755 \text{ mm, } c = 55.755 / \beta 1 = 55.755 / 0.85 = 65.594 \text{ mm}$$

$$\epsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2700.00 - 65.594) / 65.594 = 0.12049$$

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

\* 필요철근량 산정

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $As$ 를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, As = 1870.467 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 = 6487.5 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.468]

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 mm<sup>2</sup> )

\* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00118$$

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

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.755 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 6487.500 \times 400 \times (2700.00 - a/2) = 5894.034 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1711.977 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.443]}$$

\* 전단에 대한 검토 (d = 2700.00 mm)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2028.02 \times 2700.00 = 3793.641 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 808.826 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 13037.001 \times 1000000 / [42398.400 \times (1828.018 - 525.479/3)]$$

$$= 186.034 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 1828.0)/(7 \times 42398.400)]}$$

$$= 525.479 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 200.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 186.03) - 2.5 \times 85.50 = 209.56 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 186.03) = 338.65 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 209.56 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 209.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1711.977 \times 1000000 / [6487.500 \times (2700.000 - 326.063/3)] \\ = 101.836 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6487.500/2028.0 + 7 \times 6487.500/2028.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2028.0 \times 2700.0/(7 \times 6487.500)]} \\ = 326.063 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6487.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 9.0 \text{ EA}, \text{H29} - 3.0 \text{ EA} \quad (= 6487.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 101.84) - 2.5 \times 85.50 = 559.55 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 101.84) = 618.64 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 559.55 mm 를 적용

$$S = 2028.02 / 12.0 \text{ EA} = 169.00 \leq S_a (= 559.55 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

## 8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 28)

### 1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

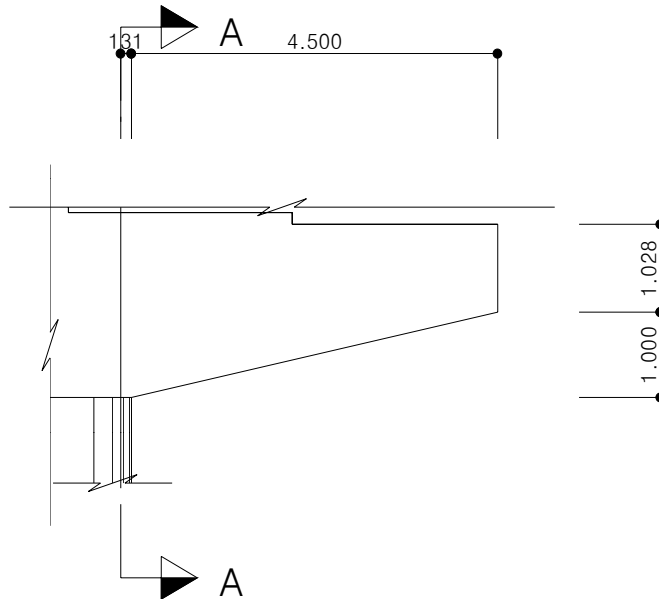
#### ① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155 \text{ m}^2$$

#### ② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.155} = 2.038 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터  $0.131\text{m} (= 1.150 - 2.038/2)$ 에 위치한다.



### 2) 브래킷 판정

#### ① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 9582.025 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 20952.643 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

#### ② 브래킷 판정

$$a = 20952.643 / 9582.025 = 2.187 \text{ m}$$

$$d = 2.028 - 0.200 = 1.828 \text{ m}$$

$$a/d = 2.187 / 1.828 = 1.196 > 1.0 \therefore \text{캔틸레버보로 검토}$$

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 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)  |
|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| 2800.00 | 2028.02 | 1828.02 | 100.00 | 20952.64 | 9582.03 |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42398.400 \times 400.00 = 16959360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 263.918 \text{ mm, } c = 263.918 / \beta_1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1828.02 - 310.492) / 310.492 = 0.01563$$

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

\* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 35906.735 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 = 42398.4 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.181]

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00828$$

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

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 263.918 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 42398.400 \times 400 \times (1828.02 - a/2) = 24449.467 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 20952.643 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.167]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 1828.02 \text{ mm}$ )

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1828.02 = 3546.167 \text{ kN} \\ &< V_u (= 9582.025 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$A_{v\_req} = (9582.025 - 3546.167) \times 250.00 / (400 \times 1828.02 \times \Phi) \times 1000 = 2579.577 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min} = 612.500 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v\_min1}, A_{v\_min2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v\_use} = 3040.200 \text{ mm}^2 \text{ (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3040.200 \times 400.0 \times 1828.02 / 250.00 \times 1000 = 8892.065 \text{ kN}$$

$$V_{s\_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2800.00 \times 1828.02 / 1000 = 17730.833 \text{ kN} \geq 8892.065 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$s = 250.000 \leq 300.000 \text{ (} d/4, 300 \text{ mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.80 \times (4432.708 + 8892.065) = 10659.819 \text{ kN} \geq 9582.025 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

#### 4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

:  $L_n$ 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 2.2 < 2d (= 3.856) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 1.093 \text{ m} \quad ( < d = 1.928 \text{ m} ) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 4995.860 \text{ kN} - \text{"UL0-03}$$

$$\text{부재번호 : 30 (I단 : 절점30, J단 : 절점31)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.375 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -5057.473 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -4822.363 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 20.762 \text{ m (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$V_u = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표})$$

$$= -5057.473 + (-4822.363 - -5057.473)/1.375 \times (20.762 - 20.402)$$

$$= -4995.860 \text{ kN}$$

\* 단면제원 및 설계가정

| B(mm)   | $L_n$ (mm) | d(mm)   | $V_u$ (kN) | $f_{ck}$ (MPa) | $f_y$ (MPa) |
|---------|------------|---------|------------|----------------|-------------|
| 2800.00 | 4373.32    | 1828.02 | 4995.86    | 27.00          | 400.00      |

\* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{Max} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 1828.02 \\ &= 17730.833 \text{ kN} \geq V_u (= 4995.860 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

\* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1828.02 = 3546.167 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4995.860 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

\* 전단철근의 전단강도

① 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H25 - 6.0 \text{ EA } (= 3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (= 1750.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 수평 전단철근

$$sh = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$Avh = H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times sh (=1050.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow Vs = [Av/s \times (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \times (11-Ln/d)/12] \times fy \times d = 8892.065 \text{ kN}$$

\* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi Vn &= \Phi \times (Ss + Sc) = 0.80 \times (8892.065 + 4432.708) \\ &= 10659.819 \text{ kN} \geq Vu(= 4995.860 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ( $K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$ )

$$w1 = 2.028 \times 4.631 \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 121.622 \text{ kN}$$

$$w2 = 1.000 \times (4.631-0.131) / 2 \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 29.137 \text{ kN}$$

$$w3 = 1.000 \times (4.631-4.500) \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 1.696 \text{ kN}$$

$$Vc = 121.622 + 29.137 + 1.696 = 152.456 \text{ kN}$$

$$Mc = 121.622 \times 2.316 + 29.137 \times 1.631 + 1.696 \times 0.066 = 329.250 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 152.240 + 151.800 + 173.980 + 173.460 + 152.456(Vc) \\ &= 803.936 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 152.240 \times 0.733 + 151.800 \times 3.484 + 173.980 \times 0.733 + \\ &\quad 173.460 \times 3.484 + 329.250(Mc) \\ &= 1701.460 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

\* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, fy = 400 \text{ MPa}, k1 = 0.85, \Phi f = 0.85, \Phi v = 0.80$$

| B(mm)   | H(mm)   | d(mm)   | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|---------|---------|---------|--------|----------|--------|
| 2028.02 | 2800.00 | 2700.00 | 100.00 | 1701.46  | 803.94 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = As \times fy = 6487.500 \times 400.00 = 2595000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2028.018 = 46543.015 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 55.755 \text{ mm, } c = 55.755 / \beta 1 = 55.755 / 0.85 = 65.594 \text{ mm}$$

$$\epsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2700.00 - 65.594) / 65.594 = 0.12049$$

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

\* 필요철근량 산정

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $As$ 를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, As = 1858.942 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 =  $6487.5 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $100.0 \text{ mm}$ ) , [사용률 =  $3.490$ ]

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (=  $6487.5 \text{ mm}^2$  )

\* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00118$$

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

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.755 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 6487.500 \times 400 \times (2700.00 - a/2) = 5894.034 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1701.460 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.464]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 2700.00 \text{ mm}$ )

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2028.02 \times 2700.00 = 3793.641 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 803.936 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 14565.590 \times 1000000 / [42398.400 \times (1828.018 - 525.479/3)]$$

$$= 207.847 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 1828.0)/(7 \times 42398.400)]}$$

$$= 525.479 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 200.0 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 207.85) - 2.5 \times 85.50 = 165.14 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 207.85) = 303.11 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인  $165.14 \text{ mm}$  를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 165.14 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1701.460 \times 1000000 / [6487.500 \times (2700.000 - 326.063/3)] \\ = 101.210 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6487.500/2028.0 + 7 \times 6487.500/2028.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2028.0 \times 2700.0/(7 \times 6487.500)]} \\ = 326.063 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6487.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 9.0 \text{ EA}, \text{H29} - 3.0 \text{ EA} \quad (= 6487.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 101.21) - 2.5 \times 85.50 = 564.33 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 101.21) = 622.47 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 564.33 mm 를 적용

$$S = 2028.02 / 12.0 \text{ EA} = 169.00 \leq S_a (= 564.33 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

### 8.3 내부지간 설계

#### 1) 깊은 보 판정

:  $L_n$ 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 2.300^2 / 4)} &= 2.038 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 13.000 - 2.038 &= 10.962 \text{ m} \\ d &= 1.000 + 2.028 - 0.100 &= 2.928 \text{ m} \\ L_n/d &= 10.962 / 2.928 &= 3.744 < 4 \therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

#### 2) 휨에 대한 검토

##### ① 좌측 지점부 : UL-02(부재 13)

\* 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)  |
|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| 2800.00 | 2753.00 | 2553.00 | 100.00 | 13547.97 | 7009.33 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42398.400 \times 400.00 = 16959360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 263.918 \text{ mm, } c = 263.918 / \beta_1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2653.00 - 310.492) / 310.492 = 0.02263$$

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

\* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 15916.736 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 = 42398.4 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 2.664]

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00593$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 263.918 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 42398.400 \times 400 \times (2553.00 - a/2) = 34900.454 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 13547.974 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 2.576]}$$

★ 전단에 대한 검토 ( $d = 2553.00 \text{ mm}$ )

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2553.00 = 4952.563 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 7009.329 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v\_req} = (7009.329 - 4952.563) \times 250.00 / (400 \times 2553.00 \times \Phi) \times 1000 = 629.396 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min} = 612.500 \text{ mm}^2 \quad (A_{v\_min1}, A_{v\_min2} \text{ 중 큰 값을 사용})$$

$$A_{v\_use} = 3040.200 \text{ mm}^2 \quad (\text{H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3040.200 \times 400.0 \times 2553.00 / 250.00 \times 1000 = 12418.624 \text{ kN}$$

$$V_{s\_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2800.00 \times 2553.00 / 1000 = 24762.813 \text{ kN} \geq 12418.624 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s = 250.000 \leq 300.000 (d/4, 300 \text{ mm}) \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi V_n = 0.80 \times (6190.703 + 12418.624) = 14887.461 \text{ kN} \geq 7009.329 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 9455.815 \times 1000000 / [42398.400 \times (2553.003 - 637.275/3)]$$

$$= 95.285 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42398.400 / 2800.0 + 7 \times 42398.400 / 2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2553.0 / (7 \times 42398.400)}$$

$$= 637.275 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 95.29) - 2.5 \times 85.50 = 612.71 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 95.29) = 661.17 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 612.71 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 612.71 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

② 중앙부 : UL-03, UL-07(부재 19)

\* 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)  |
|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| 2800.00 | 2539.09 | 2389.09 | 100.00 | 12349.28 | 2932.86 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 22294.800 \times 400.00 = 8917920.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 138.779 \text{ mm, } c = 138.779 / \beta_1 = 138.779 / 0.85 = 163.269 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2439.09 - 163.269) / 163.269 = 0.04182$$

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

\* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 15516.690 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 = 22294.8 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.437]

$$1\text{단} : H25 - 22.0 \text{ EA } (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 22.0 \text{ EA } (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00333$$

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

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 138.779 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 22294.800 \times 400 \times (2389.09 - a/2) = 17583.870 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 12349.281 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.424]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 2389.09 \text{ mm}$ )

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2389.09 = 4634.588 \text{ kN}$$

$\Phi V_c/2 < V_u (= 2932.856 \text{ kN})$ , 최소 전단철근 보강.

$$A_{v\_req1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_req2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$A_{v\_req} = 612.500 \text{ mm}^2$  ( $A_{v\_req1}, A_{v\_req2}$  중 큰 값을 사용)

$$A_{v\_use} = H25 - 6.0 \text{ EA} = 3040.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8797.272 \times 1000000 / [22294.800 \times (2389.090 - 463.328/3)]$$

$$= 176.578 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2389.1/(7 \times 22294.800)}$$

$$= 463.328 \text{ mm}$$

사용철근량 =  $22294.8 \text{ mm}^2$  (철근도심 :  $150.0 \text{ mm}$ )

1단 : H25 - 22.0 EA (=  $11147.4 \text{ mm}^2$ )

2단 : H25 - 22.0 EA (=  $11147.4 \text{ mm}^2$ )

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 176.58) - 2.5 \times 87.50 = 227.23 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 176.58) = 356.78 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인  $227.23 \text{ mm}$  를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 227.23 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

③ 우측 지점부 : UL-20, UL-03(부재 23)

\* 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)  |
|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| 2800.00 | 2303.01 | 2103.01 | 100.00 | 17854.35 | 8213.59 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42398.400 \times 400.00 = 16959360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 263.918 \text{ mm, } c = 263.918 / \beta_1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2203.01 - 310.492) / 310.492 = 0.01829$$

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

\* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 25968.308 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 = 42398.4 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 200.0 mm) , [사용률 = 1.633]

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup> )

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup> )

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup> )

\* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00720$$

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

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 263.918 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 42398.400 \times 400 \times (2103.01 - a/2) = 28413.602 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 17854.348 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.591]$$

\* 전단에 대한 검토 (d = 2103.01 mm)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2103.01 = 4079.623 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 8213.588 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v\_req} = (8213.588 - 4079.623) \times 250.00 / (400 \times 2103.01 \times \Phi) \times 1000 = 1535.732 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\_min} = 612.500 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v\_min1}, A_{v\_min2} \text{중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v\_use} = 3040.200 \text{ mm}^2 \text{ (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3040.200 \times 400.0 \times 2103.01 / 250.00 \times 1000 = 10229.714 \text{ kN}$$

$$V_{s\_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2800.00 \times 2103.01 / 1000 = 20398.114 \text{ kN} \geq 10229.714 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$s = 250.000 \leq 300.000 \text{ (} d/4, 300 \text{ mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.80 \times (5099.528 + 10229.714) = 12263.394 \text{ kN} \geq 8213.588 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 14283.479 \times 1000000 / [42398.400 \times (2103.010 - 570.064/3)]$$

$$= 176.105 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42398.400 / 2800.0 + 7 \times 42398.400 / 2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2103.0 / (7 \times 42398.400)}$$

$$= 570.064 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 200.0 mm)}$$

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup> )

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup> )

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup> )

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 176.11) - 2.5 \times 85.50 = 233.43 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 176.11) = 357.74 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 233.43 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 233.43 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 깊은 보에 대한 전단 설계

① 좌측 지점부 : UL-02(부재 15)

$$- d = 2.553 \text{ m} \quad ( \leq 0.5a = 1.366 \text{ m} )$$

$$- V_u = 6667.160 \text{ kN}$$

부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.375 m

$$V_{ui} = -6669.870 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -6333.972 \text{ kN (J단)}$$

검토위치( $L_c$ ) = 8.035 m (두부분 좌측단에서의 거리)

$$V_u = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표})$$

$$= -6669.870 + (-6333.972 - -6669.870)/1.375 \times (8.035 - 8.024)$$

$$= -6667.160 \text{ kN}$$

② 우측 지점부 : UL-03(부재 21)

$$- d = 2.103 \text{ m} \quad ( \leq 0.5a = 1.365 \text{ m} )$$

$$- V_u = 7927.539 \text{ kN}$$

부재번호 : 21 (I단 : 절점21, J단 : 절점22) 부재길이(L) : 1.375 m

$$V_{ui} = 7632.820 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 7929.617 \text{ kN (J단)}$$

검토위치( $L_c$ ) = 16.266 m (두부분 좌측단에서의 거리)

$$V_u = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표})$$

$$= 7632.820 + (7929.617 - 7632.820)/1.375 \times (16.266 - 14.901)$$

$$= 7927.539 \text{ kN}$$

## 8.4 교량받침 위치 검토

### 1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

:  $L_n$ 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.049 (126.48/2594.75) < 2d(=4.366) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

\* 단면제원 및 설계가정

| B(mm)   | $L_n$ (mm) | d(mm)   | $V_u$ (kN) | $f_{ck}$ (MPa) | $f_y$ (MPa) |
|---------|------------|---------|------------|----------------|-------------|
| 2800.00 | 4078.58    | 2082.89 | 2594.75    | 27.00          | 400.00      |

\* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 2082.89 \\ &= 20202.949 \text{ kN} \geq V_u (= 2594.747 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

\* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2082.89 = 4040.590 \text{ kN} \\ &\geq V_u (= 2594.747 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

#### ① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 125.899 \times 1000000 / [42398.400 \times (2082.889 - 566.901/3)] \\ &= 1.568 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2082.9/(7 \times 42398.400)} \\ &= 566.901 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

#### ② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\text{min}} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 1.57) - 2.5 \times 85.50 = 50013.41 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 1.57) = 40181.73 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 40181.73 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 40181.73 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침10) : UL0-02(절점 3)

:  $L_n$ 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.041 (179.23/4420.60) < 2d(=4.367) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

\* 단면제원 및 설계가정

| B(mm)   | $L_n$ (mm) | d(mm)   | $V_u$ (kN) | $f_{ck}$ (MPa) | $f_y$ (MPa) |
|---------|------------|---------|------------|----------------|-------------|
| 2800.00 | 4078.58    | 2133.56 | 4420.60    | 27.00          | 400.00      |

\* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 2133.56 \\ &= 20694.389 \text{ kN} \geq V_u (= 4420.595 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

\* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2133.56 = 4138.878 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4420.595 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

\* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 10378.297 \text{ kN}$$

\* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (10378.297 + 5173.597) \\ &= 12441.515 \text{ kN} \geq V_u (= 4420.595 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 343.785 \times 1000000 / [11147.400 \times (2133.556 - 318.101/3)] \\ &= 15.211 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 11147.400/2800.0 + 7 \times 11147.400/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2133.6)/(7 \times 11147.400)]} \\ &= 318.101 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 11147.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 11.0 \text{ EA } (= 5573.7 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 11.0 \text{ EA } (= 5573.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 15.21) - 2.5 \times 87.50 = 4958.55 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 15.21) = 4141.84 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 4141.84 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 11.0 \text{ EA} = 254.55 \leq S_a (= 4141.84 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-02(절점 5)

:  $L_n$ 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.725 (12795.45/7416.38) < 2d(=5.313) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

\* 단면제원 및 설계가정

| B(mm)   | $L_n$ (mm) | d(mm)   | $V_u$ (kN) | $f_{ck}$ (MPa) | $f_y$ (MPa) |
|---------|------------|---------|------------|----------------|-------------|
| 2800.00 | 4078.58    | 2556.72 | 7416.38    | 27.00          | 400.00      |

\* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 2556.72 \\ &= 24798.897 \text{ kN} \geq V_u (= 7416.377 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

\* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2556.72 = 4959.779 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7416.377 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

\* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 12436.720 \text{ kN}$$

\* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (12436.720 + 6199.724) \\ &= 14909.155 \text{ kN} \geq V_u (= 7416.377 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8654.355 \times 1000000 / [42398.400 \times (2556.723 - 637.805/3)] \\ &= 87.077 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2556.7)/(7 \times 42398.400)]} \\ &= 637.805 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 87.08) - 2.5 \times 85.50 = 690.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 87.08) = 723.49 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 690.62 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 690.62 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 받침위치4(교량받침11) : UL0-02(절점 6)

:  $L_n$ 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.360 (12660.95/9308.98) < 2d(=5.315) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

\* 단면제원 및 설계가정

| B(mm)   | $L_n$ (mm) | d(mm)   | $V_u$ (kN) | $f_{ck}$ (MPa) | $f_y$ (MPa) |
|---------|------------|---------|------------|----------------|-------------|
| 2800.00 | 4078.58    | 2557.39 | 9308.98    | 27.00          | 400.00      |

\* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 2557.39 \\ &= 24805.364 \text{ kN} \geq V_u(= 9308.980 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

\* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2557.39 = 4961.073 \text{ kN} \\ &< V_u (= 9308.980 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

\* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 12439.963 \text{ kN}$$

\* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (12439.963 + 6201.341) \\ &= 14913.043 \text{ kN} \geq V_u(= 9308.980 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8548.868 \times 1000000 / [42398.400 \times (2557.390 - 637.900/3)] \\ &= 85.993 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2557.4)/(7 \times 42398.400)]} \\ &= 637.900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 85.99) - 2.5 \times 85.50 = 702.03 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 85.99) = 732.62 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 702.03 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 702.03 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 받침위치5(교량받침4) : UL0-02(절점 16)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2742.420 \times 1000000 / [22294.800 \times (2465.505 - 471.469/3)] \\ = 53.288 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2465.5)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 471.469 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 22294.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 53.29) - 2.5 \times 87.50 = 1259.07 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 53.29) = 1182.26 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 1182.26 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 1182.26 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 받침위치6(교량받침13) : UL0-02(절점 17)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2868.342 \times 1000000 / [22294.800 \times (2465.505 - 471.469/3)] \\ = 55.735 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2465.5)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 471.469 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 22294.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 55.73) - 2.5 \times 87.50 = 1194.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 55.73) = 1130.35 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 1130.35 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 1130.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 받침위치7(교량받침5) : UL0-07(절점 19)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8797.272 \times 1000000 / [22294.800 \times (2389.090 - 463.328/3)] \\ = 176.578 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2389.1)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 463.328 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 22294.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 176.58) - 2.5 \times 87.50 = 227.23 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 176.58) = 356.78 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 227.23 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 227.23 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 받침위치8(교량받침6) : UL0-03(절점 21)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2361.485 \times 1000000 / [22294.800 \times (2290.508 - 452.632/3)] \\ = 49.504 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2290.5)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 452.632 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 22294.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 49.50) - 2.5 \times 87.50 = 1372.02 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 49.50) = 1272.62 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 1272.62 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 1272.62 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 받침위치9(교량받침8) : UL0-03(절점 30)

:  $L_n$ 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.481 (13981.23/9441.22) < 2d(=3.863) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

\* 단면제원 및 설계가정

| B(mm)   | $L_n$ (mm) | d(mm)   | $V_u$ (kN) | $f_{ck}$ (MPa) | $f_y$ (MPa) |
|---------|------------|---------|------------|----------------|-------------|
| 2800.00 | 4373.32    | 1831.74 | 9441.22    | 27.00          | 400.00      |

\* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 1831.74 \\ &= 17766.888 \text{ kN} \geq V_u(= 9441.216 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

\* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1831.74 = 3553.378 \text{ kN} \\ &< V_u (= 9441.216 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

\* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8910.147 \text{ kN}$$

\* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8910.147 + 4441.722) \\ &= 10681.495 \text{ kN} \geq V_u(= 9441.216 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 9916.604 \times 1000000 / [42398.400 \times (1831.735 - 526.102/3)] \\ &= 141.207 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 1831.7/(7 \times 42398.400)} \\ &= 526.102 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 141.21) - 2.5 \times 85.50 = 343.94 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 141.21) = 446.15 \text{ mm}$$

$S_a$ 는 작은 값인 343.94 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 343.94 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 받침위치 10(교량 받침 9) : UL0-03(절점 32)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.082 (380.13/4633.98) < 2d(=2.366) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 497.640 \times 1000000 / [42398.400 \times (1082.907 - 384.721/3)] \\ = 12.295 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 1082.9/(7 \times 42398.400)} \\ = 384.721 \text{ mm}$$

사용철근량 = 42398.4 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup>)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup>)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm<sup>2</sup>)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 12.29) - 2.5 \times 85.50 = 6191.50 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 12.29) = 5124.20 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 5124.20 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 5124.20 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

## 9. 기둥 설계(기둥1)

### 9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

| 구 분   | Pe(kN)     | Pu(kN)     | M1(kN.m) | M2(kN.m)  | V(kN)     | Δ (m)   | 비 고   |
|-------|------------|------------|----------|-----------|-----------|---------|-------|
| UL002 | -16479.173 | -22886.836 | 2854.137 | 3133.511  | -527.040  | 0.00152 | 축력최대  |
| UL026 | -15211.544 | -14315.653 | 4966.157 | 8552.792  | -1978.434 | 0.00423 | 모멘트최대 |
| UL022 | -12676.287 | -12676.287 | 7936.916 | 14960.047 | 1880.451  | 0.02401 | 탄성설계  |
| UL022 | -12676.287 | -12676.287 | 1801.836 | 5594.413  | 1880.451  | 0.02401 | 소성설계  |
| UE026 | -11408.658 | -10512.767 | 4586.446 | 8279.313  | -1920.940 | 0.00415 | 편심최대  |

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

| 구 분   | 철 근 비 |       |       |     | 축방향력, 휨   |           |           |       |     |
|-------|-------|-------|-------|-----|-----------|-----------|-----------|-------|-----|
|       | Pmin  | Puse  | Pmax  | 비고  | ΦPn       | Pu        | Mu        | 안전도   | 비 고 |
| 축력최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 64523.752 | 22886.836 | 3350.266  | 2.819 | 0.K |
| 모멘트최대 | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 38891.230 | 14315.653 | 8552.790  | 2.717 | 0.K |
| 탄성설계  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 27860.185 | 12676.287 | 14960.050 | 2.198 | 0.K |
| 편심최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 35331.221 | 10512.767 | 8279.310  | 3.361 | 0.K |

### 3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 33, UL002)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | $P_u(\text{kN})$ | $M_u(\text{kN.m})$ | e(mm)   |
|---------|----------|------------------|--------------------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 22886.836        | 3350.266           | 146.384 |

㉕ 압축부재의 장주효과

㉑ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 22886.836 \times 0.00152 / (-527.040 \times 12.875)$$

$$= 0.005$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉒ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,  $k = 1.20$

세장비  $\lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$

$$= 1.200 \times 11.361 / 0.575$$

$$= 23.710 > 23.070 \therefore \text{장주}$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 기둥 양끝단 모멘트 ( $M_1=2854.137$ ,  $M_2=3133.511$ )

$M_1/M_2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.911) \geq -0.5$$

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉓ 임계하중( $P_c$ ) 산정

$$P_c = \pi^2 EI / (k \times L_u)^2$$

$$= \pi^2 \times 8882190.165 / (1.200 \times 11.361)^2$$

$$= 471663.040 \text{ kN}$$

여기서,  $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta d) = 8882190.165 \text{ kN/m}^2$

$\beta d$  = 최대장기지속계수축력 / 전체계수축력 = 0.720

$E_c = 27804.00 \text{ MPa}$

$I_g = 1.373666 \text{ m}^4$ ,  $k$  : 유효길이계수

㉔ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_{ns} = C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0$$

$$= 1.000 / \{1 - 22886.836 / (0.75 \times 471663.040)\}$$

$$= 1.069$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$ , 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우  $C_m = 1.0$

㉕ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.069 \times 3133.511 = 3350.266 \text{ kN.m}$$

$$M_{2\min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 1922.494 \text{ kN.m} \leq 3133.511 \text{ kN.m}$$

㉔ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$  ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$  ,  $P_{use} = 0.01268$   
 - 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$  ) ,  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$   
 - 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$  ) ,  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$   
 $\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$   
 $\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$  ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1516487.941 \text{ mm}^2$   
 $A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉕ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$  ,  $a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$   
 $C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$  ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$  ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$   
 $P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$   
 $M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$   
 $e_b > e \rightarrow$  압축 파괴 ( $e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$  ,  $e = M_u/P_u = 146.384 \text{ mm}$ )

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 2274.887 \text{ mm}$  ,  $a = k_1 \times c = 1933.654 \text{ mm}$  를 사용.  
 $C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3728641.401 = 85572.320 \text{ kN}$   
 $\sum C_{si} = 12505.267 \text{ kN}$  ,  $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$   
 $P_n = 85572.320 + 12505.267 - 0.000 = 98077.587 \text{ kN}$   
 $M_n = C_c \times 1073.483 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 14356.967 \text{ kN.m}$   
 - 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 146.384)| = 0.0002 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

㉗ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$   
 $c = 2274.887 \text{ mm}$  ,  $a = k_1 \times c = 1933.654 \text{ mm}$   
 $\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$   
 $\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2274.89) / 2274.89 = -0.00010$   
 $\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 98077.587 \text{ kN}$   
 $\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 22886.836 \text{ kN} \therefore O.K$   
 $\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.146 = 9445.244 \text{ kN.m} \geq M_u = 3350.266 \text{ kN.m} \therefore O.K$

② 모멘트최대 : (부재 33, UL026)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 14315.653 | 8552.790 | 597.443 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 14315.653 \times 0.00423 / (-1978.434 \times 12.875)$$

$$= 0.002$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 층상단의 상대변위

$V_u$  : 층전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,  $k = 1.20$

세장비  $\lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$

$$= 1.200 \times 11.361 / 0.575$$

$$= 23.710 \leq 27.032 \therefore \text{단주}$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 기둥 양끝단 모멘트 ( $M_1=4966.157$ ,  $M_2=8552.792$ )

$M_1/M_2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.581) \geq -0.5$$

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 948559.038 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 597.443 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1435.202 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1219.922 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2238186.836 = 51366.388 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8605.366 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4412.854 \text{ kN}$$

$$P_n = 51366.388 + 8605.366 - 4412.854 = 55558.900 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1060.506 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 33193.482 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 597.447)| = 0.0035 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1435.202 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1219.922 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1435.20) / 1435.20 = 0.00160$$

$\varepsilon_t \leq \varepsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 55558.900 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 55558.900 = 38891.230 \text{ kN} \geq P_u = 14315.653 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.597 = 23235.302 \text{ kN.m} \geq M_u = 8552.790 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 33, UL022)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=1.00$ ,  $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | $P_u(\text{kN})$ | $M_u(\text{kN.m})$ | e(mm)    |
|---------|----------|------------------|--------------------|----------|
| 100.000 | 2187.349 | 12676.287        | 14960.050          | 1180.160 |

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12676.287 \times 0.02401 / (1880.451 \times 12.875)$$

$$= 0.013$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,  $k = 1.20$

세장비  $\lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$

$$= 1.200 \times 11.361 / 0.575$$

$$= 23.710 \leq 27.634 \therefore \text{단주}$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 기둥 양끝단 모멘트 ( $M_1=7936.916$ ,  $M_2=14960.047$ )

$M_1/M_2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.531) \geq -0.5$$

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉢ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 839934.204 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉤ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1180.160 \text{ mm})$$

㉥ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 972.971 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 827.026 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1344470.085 = 30855.588 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6582.899 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9578.302 \text{ kN}$$

$$P_n = 30855.588 + 6582.899 - 9578.302 = 27860.185 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1080.253 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 32879.421 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 1180.158)| = 0.0022 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 27860.185 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 27860.185 = 27860.185 \text{ kN} \geq P_u = 12676.287 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.180 = 32879.482 \text{ kN.m} \geq M_u = 14960.050 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 33, UE026)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\Theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 10512.767 | 8279.310 | 787.548 |

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 10512.767 \times 0.00415 / (-1920.940 \times 12.875)$$

$$= 0.002$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,  $k = 1.20$

세장비  $\lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$

$$= 1.200 \times 11.361 / 0.575$$

$$= 23.710 \leq 27.352 \therefore \text{단주}$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 기둥 양끝단 모멘트 ( $M_1=4586.446$ ,  $M_2=8279.313$ )

$M_1/M_2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.554) \geq -0.5$$

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 696578.783 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 787.548 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1252.842 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1064.916 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1881934.721 = 43190.402 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7814.390 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6840.766 \text{ kN}$$

$$P_n = 43190.402 + 7814.390 - 6840.766 = 44164.026 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1066.848 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34781.325 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 787.549)| = 0.0007 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1252.842 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1064.916 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1252.84) / 1252.84 = 0.00227$$

→ 계수축력이  $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로  $\varepsilon_t$ 는 최소허용변형을 이상이어야 한다.

최소허용변형률은  $f_y$ 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.00500$  이므로 변화구간단면이며,  $\Phi = 0.80$  를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$$

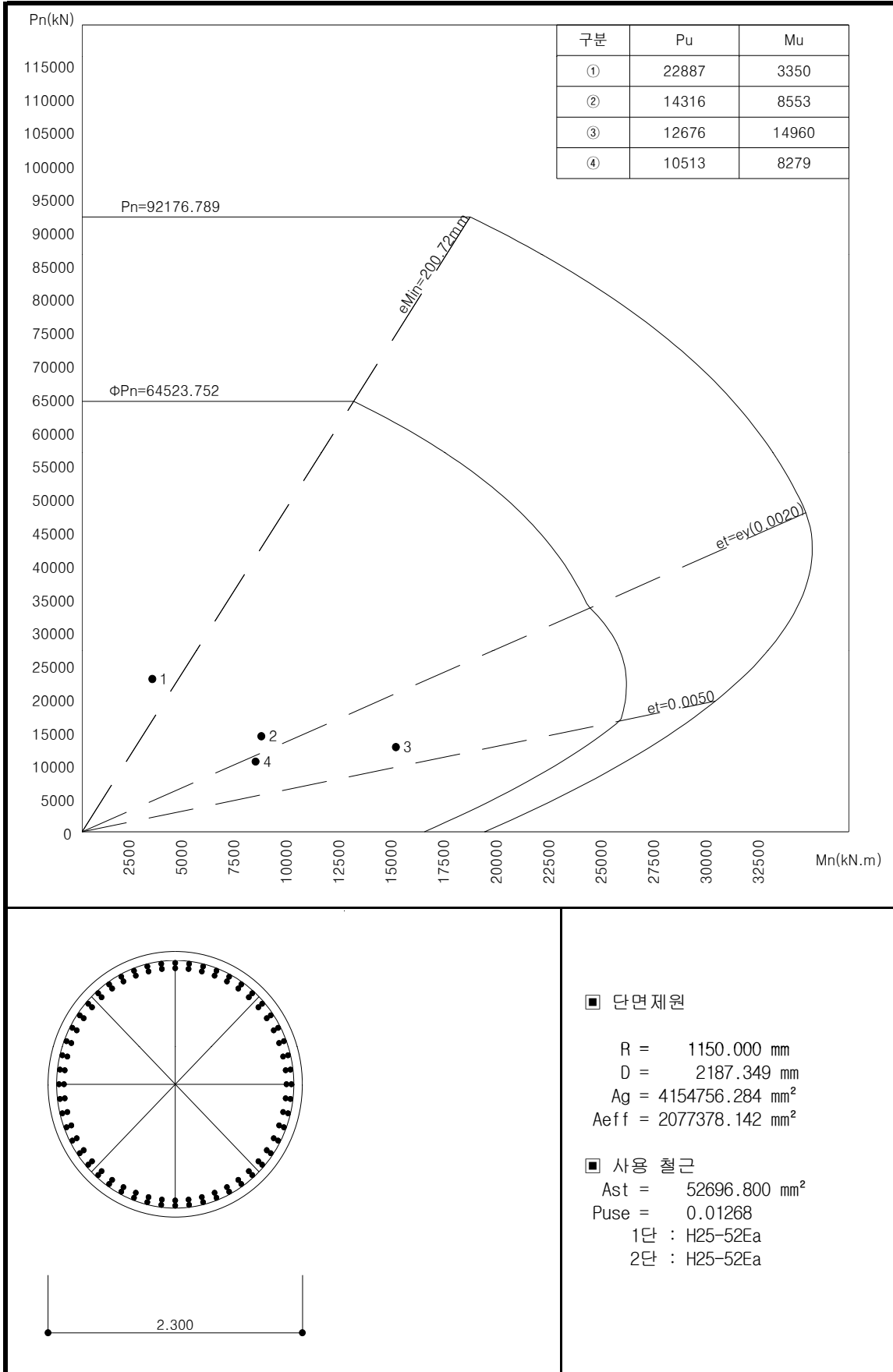
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 44164.026 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.80 \times 44164.026 = 35331.221 \text{ kN} \geq P_u = 10512.767 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.788 = 27825.037 \text{ kN.m} \geq M_u = 8279.310 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

#### 4) PM 상관도



## 9.2 교축방향

### 1) 기둥부재력 집계 : 하단

| 구 분   | Pe(kN)     | Pu(kN)     | M1(kN.m) | M2(kN.m)  | V(kN)    | Δ (m)    | 비 고   |
|-------|------------|------------|----------|-----------|----------|----------|-------|
| ULB02 | -16479.173 | -22886.836 | 1111.236 | 1121.814  | 0.931    | -0.00239 | 축력최대  |
| ULB26 | -15211.544 | -15211.545 | 867.319  | 3156.810  | 760.207  | 0.00177  | 모멘트최대 |
| ULB22 | -12676.287 | -12676.287 | 4662.800 | 19566.118 | 1756.656 | 0.04001  | 탄성설계  |
| ULB22 | -12676.287 | -12676.287 | 2098.906 | 7063.378  | 1756.656 | 0.04001  | 소성설계  |
| UEB26 | -11408.658 | -11408.659 | 622.231  | 3400.413  | 760.076  | 0.00229  | 편심최대  |

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

### 2) 기둥검토 요약

| 구 분   | 철 근 비 |       |       |     | 축방향력, 휨   |           |           |       |     |
|-------|-------|-------|-------|-----|-----------|-----------|-----------|-------|-----|
|       | Pmin  | Puse  | Pmax  | 비고  | ΦPn       | Pu        | Mu        | 안전도   | 비 고 |
| 축력최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 64523.752 | 22886.836 | 1121.814  | 2.819 | 0.K |
| 모멘트최대 | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 63962.059 | 15211.545 | 3166.309  | 4.205 | 0.K |
| 탄성설계  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 18962.142 | 12676.287 | 20006.255 | 1.496 | 0.K |
| 편심최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 57230.182 | 11408.659 | 3410.645  | 5.016 | 0.K |

### 3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 33, ULB02)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)  |
|---------|----------|-----------|----------|--------|
| 100.000 | 2187.349 | 22886.836 | 1121.814 | 49.016 |

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 22886.836 \times -0.00239 / (0.931 \times 12.875)$$

$$= 4.556$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 층상단의 상대변위

$V_u$  : 층전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로,  $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 14.389 / 0.575$$

$$= 52.551 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서,  $r = \sqrt{I/A} = 0.575$  : 부재단면의 최소회전반경

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 4.556)$$

$$= 1.000$$

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1111.236$$

$$= 1111.236 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1121.814$$

$$= 1121.814 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1516487.941 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2077378.142 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 49.016 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 2621.208 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 2228.027 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4116325.298 = 94469.666 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14077.190 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 94469.666 + 14077.190 - 0.000 = 108546.855 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1124.468 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 5321.281 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (=49.023)| = 0.0072 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 2621.208 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 2228.027 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2621.21) / 2621.21 = -0.00048$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 108546.855 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 22886.836 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.049 = 3162.676 \text{ kN.m} \geq M_u = 1121.814 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 33, ULB26)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$

| 피복(mm)  | d(mm)    | $P_u(\text{kN})$ | $M_u(\text{kN.m})$ | e(mm)   |
|---------|----------|------------------|--------------------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 15211.545        | 3166.309           | 208.152 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 15211.545 \times 0.00177 / (760.207 \times 12.875)$$

$$= 0.003$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로,  $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 14.389 / 0.575$$

$$= 52.551 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서,  $r = \sqrt{I/A} = 0.575$  : 부재단면의 최소회전반경

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.003)$$

$$= 1.003$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 867.319$$

$$= 869.929 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 3156.810$$

$$= 3166.309 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 1007921.084 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2077378.142 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 208.152 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 2113.137 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1796.167 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3481322.020 = 79896.340 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 11568.674 \text{ kN}, \sum T_{si} = 90.644 \text{ kN}$$

$$P_n = 79896.340 + 11568.674 - 90.644 = 91374.370 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1062.996 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 19019.963 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (=208.154)| = 0.0025 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 2113.137 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1796.167 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2113.14) / 2113.14 = 0.00012$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 91374.370 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 91374.370 = 63962.059 \text{ kN} \geq P_u = 15211.545 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.208 = 13313.811 \text{ kN.m} \geq M_u = 3166.309 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 33, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=1.00$$

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m)  | e(mm)    |
|---------|----------|-----------|-----------|----------|
| 100.000 | 2187.349 | 12676.287 | 20006.255 | 1578.243 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12676.287 \times 0.04001 / (1756.656 \times 12.875)$$

$$= 0.022$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로,  $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 14.389 / 0.575$$

$$= 52.551 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서,  $r = \sqrt{I/A} = 0.575$  : 부재단면의 최소회전반경

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.022)$$

$$= 1.022$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.022 \times 4662.800$$

$$= 4767.689 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.022 \times 19566.118$$

$$= 20006.255 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 839934.204 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2077378.142 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1578.243 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 813.313 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 691.316 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1051122.144 = 24123.253 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5804.605 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10965.716 \text{ kN}$$

$$P_n = 24123.253 + 5804.605 - 10965.716 = 18962.142 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1089.535 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 29926.720 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (=1578.235)| = 0.0074 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 18962.142 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 18962.142 = 18962.142 \text{ kN} \geq P_u = 12676.287 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.578 = 29926.860 \text{ kN.m} \geq M_u = 20006.255 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 33, UEB26)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 11408.659 | 3410.645 | 298.952 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 11408.659 \times 0.00229 / (760.076 \times 12.875)$$

$$= 0.003$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로,  $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 14.389 / 0.575$$

$$= 52.551 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서,  $r = \sqrt{I/A} = 0.575$  : 부재단면의 최소회전반경

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.003)$$

$$= 1.003$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 622.231$$

$$= 624.103 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 3400.413$$

$$= 3410.645 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 755940.830 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2077378.142 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 298.952 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1907.998 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1621.798 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3131392.356 = 71865.455 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 10623.773 \text{ kN}, \sum T_{si} = 731.826 \text{ kN}$$

$$P_n = 71865.455 + 10623.773 - 731.826 = 81757.402 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1056.537 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24440.897 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 298.944)| = 0.0082 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1907.998 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1621.798 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1908.00) / 1908.00 = 0.00046$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

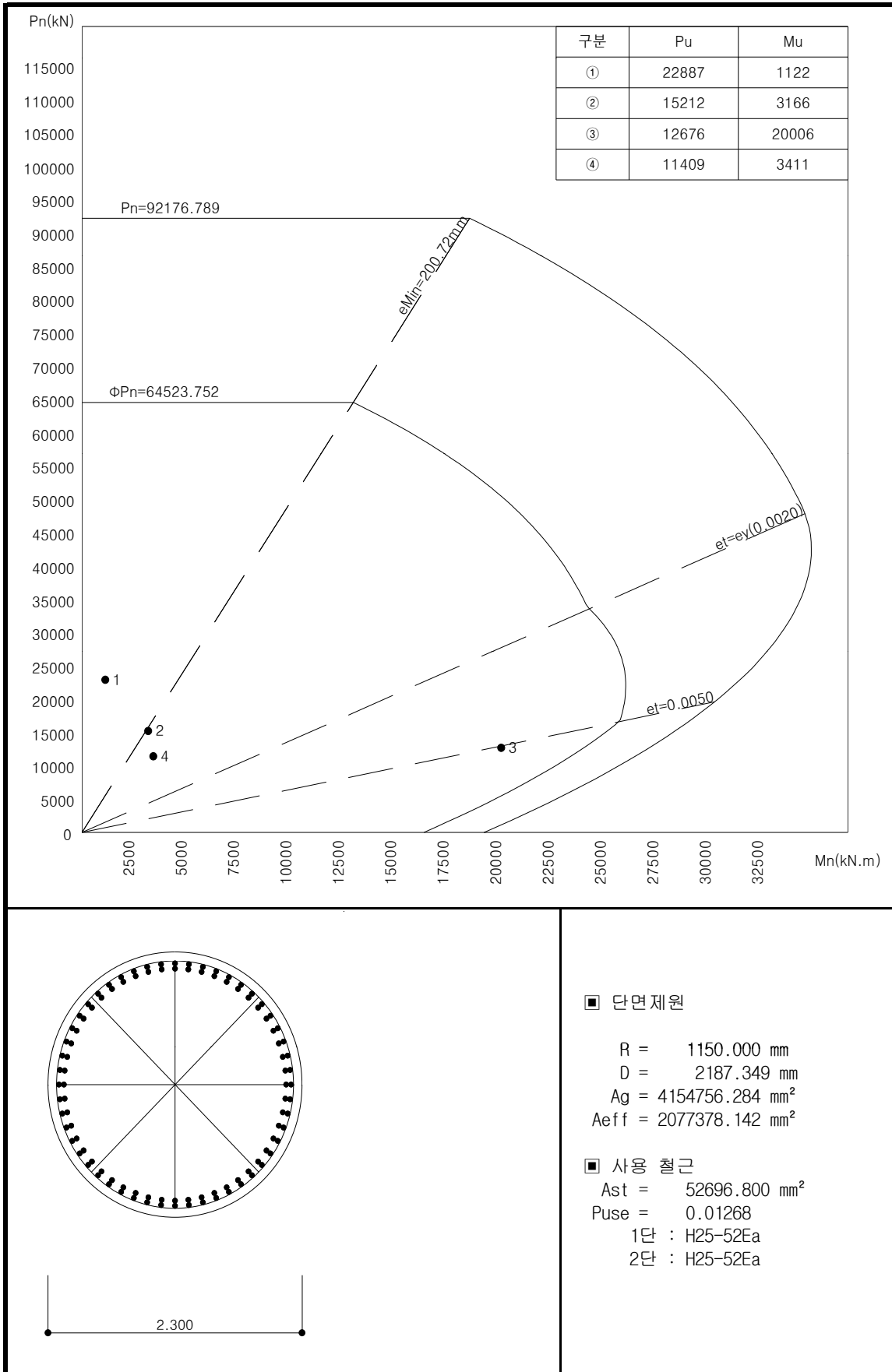
㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 81757.402 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 81757.402 = 57230.182 \text{ kN} \geq P_u = 11408.659 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.299 = 17109.095 \text{ kN.m} \geq M_u = 3410.645 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

#### 4) PM 상관도



### 9.3 합성부재력 검토

#### 1) 기동부재력 집계 : 하단

| 구 분  | Pu(kN)     | Mx(kN.m)  | My(kN.m) | M2(kN.m)  | 비 고   |
|------|------------|-----------|----------|-----------|-------|
| UL02 | -22886.836 | 1121.814  | 3350.266 | 3533.094  | 축력최대  |
| UL26 | -14315.653 | 3166.309  | 8552.790 | 9120.073  | 모멘트최대 |
| UL22 | -12676.287 | 20006.255 | 5551.564 | 20762.228 | 탄성설계  |
| UL22 | -12676.287 | 20006.255 | 5551.564 | 20762.228 | 소성설계  |
| UE26 | -10512.767 | 3410.645  | 8279.310 | 8954.299  | 편심최대  |

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다,  $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 5429.430 kN.m를 사용하며,

교축방향 기동검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$My = 5429.430 \times 1.022 = 5551.564$  kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=5429.430) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

#### 2) 기동검토 요약

| 구 분   | 철 근 비 |       |       |     | 축방향력, 휨   |           |           |       |     |
|-------|-------|-------|-------|-----|-----------|-----------|-----------|-------|-----|
|       | Pmin  | Puse  | Pmax  | 비고  | $\Phi Pn$ | Pu        | Mu        | 안전도   | 비 고 |
| 축력최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 64523.752 | 22886.836 | 3533.094  | 2.819 | 0.K |
| 모멘트최대 | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 37026.844 | 14315.653 | 9120.073  | 2.586 | 0.K |
| 탄성설계  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 18037.330 | 12676.287 | 20762.228 | 1.423 | 0.K |
| 편심최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 32670.338 | 10512.767 | 8954.299  | 3.108 | 0.K |

### 3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 33, UL002)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

#### ㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\theta=71.487^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 22886.836 | 3533.094 | 154.372 |

#### ㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$ ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$ ,  $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$ ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1516487.941 \text{ mm}^2$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

#### ㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$ ,  $a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$ ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$  압축 파괴 ( $e_b = M_b / P_b = 720.963 \text{ mm}$ ,  $e = M_u / P_u = 154.372 \text{ mm}$ )

#### ㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 2252.316 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1914.469 \text{ mm}$  를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3696006.204 = 84823.342 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 12384.906 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 84823.342 + 12384.906 - 0.000 = 97208.249 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1071.665 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 15005.633 \text{ kN.m}$

- 편심오차 :  $|e - M_n / P_n (= 154.366)| = 0.0065 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

#### ㉤ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 2252.316 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1914.469 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2252.32) / 2252.32 = -0.00007$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

#### ㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 97208.249 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 22886.836 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.154 = 9960.681 \text{ kN.m} \geq M_u = 3533.094 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 33, UL026)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\theta=69.685^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 14315.653 | 9120.073 | 637.070 |

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$ ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$ ,  $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$ ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 948559.038 \text{ mm}^2$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$ ,  $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$ ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$  압축 파괴 ( $eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$ ,  $e = M_u/P_u = 637.070 \text{ mm}$ )

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1392.209 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1183.378 \text{ mm}$  를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2154220.150 = 49439.352 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8404.892 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 4948.754 \text{ kN}$

$P_n = 49439.352 + 8404.892 - 4948.754 = 52895.491 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1061.806 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 33698.396 \text{ kN.m}$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 637.075)| = 0.0050 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

㉤ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1392.209 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1183.378 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1392.21) / 1392.21 = 0.00174$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 52895.491 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 52895.491 = 37026.844 \text{ kN} \geq P_u = 14315.653 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.637 = 23588.691 \text{ kN.m} \geq M_u = 9120.073 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

③ 탄성설계 : (부재 33, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=1.00$ ,  $\Theta=15.509^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m)  | e(mm)    |
|---------|----------|-----------|-----------|----------|
| 100.000 | 2187.349 | 12676.287 | 20762.228 | 1637.879 |

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$ ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$ ,  $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$ ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 839934.204 \text{ mm}^2$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$ ,  $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$ ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$  인장 파괴 ( $eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$ ,  $e = M_u/P_u = 1637.879 \text{ mm}$ )

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 796.525 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 677.047 \text{ mm}$  를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1021115.132 = 23434.592 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5705.587 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 11102.850 \text{ kN}$

$P_n = 23434.592 + 5705.587 - 11102.850 = 18037.330 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1090.570 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 29543.107 \text{ kN.m}$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 1637.887)| = 0.0076 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 18037.330 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 18037.330 = 18037.330 \text{ kN} \geq P_u = 12676.287 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.638 = 29542.970 \text{ kN.m} \geq M_u = 20762.228 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 33, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\Theta=67.611^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 10512.767 | 8954.299 | 851.755 |

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$ ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$ ,  $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$ ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Phi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 696578.783 \text{ mm}^2$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$ ,  $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$ ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$  인장 파괴 ( $eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$ ,  $e = M_u/P_u = 851.755 \text{ mm}$ )

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1196.759 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1017.246 \text{ mm}$  를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1772789.195 = 40685.512 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 7608.486 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 7456.076 \text{ kN}$

$P_n = 40685.512 + 7608.486 - 7456.076 = 40837.922 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1069.206 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34783.905 \text{ kN.m}$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 851.755)| = 0.0003 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

㉤ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1196.759 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1017.246 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1196.76) / 1196.76 = 0.00251$

$\rightarrow$  계수축력이  $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로  $\epsilon_t$ 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은  $f_y$ 가  $400 \text{ MPa}$  이하이므로  $0.00400$ 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$  이므로 변화구간단면이며,  $\Phi = 0.80$  를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$

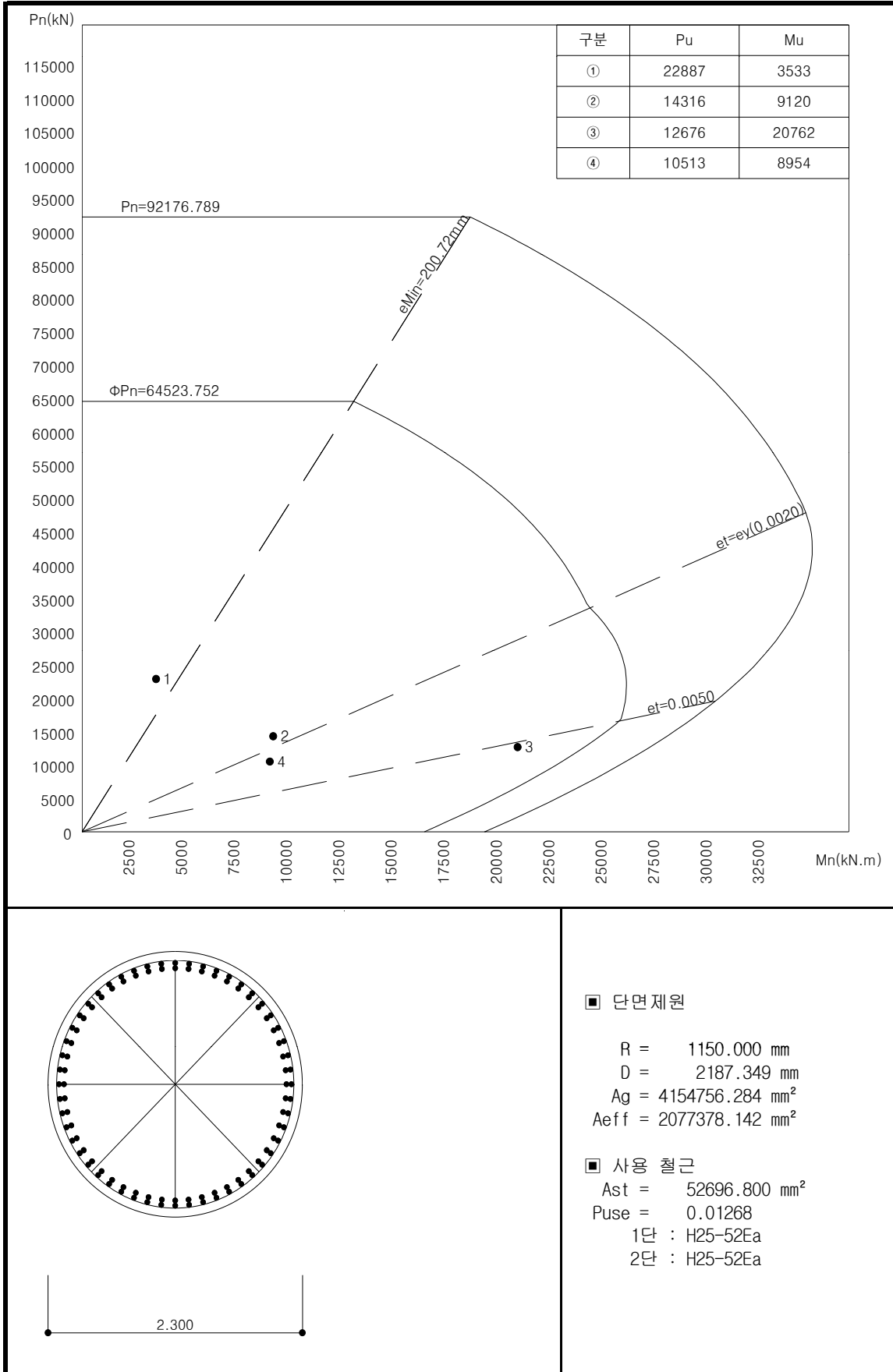
㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 40837.922 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.80 \times 40837.922 = 32670.338 \text{ kN} \geq P_u = 10512.767 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.852 = 27827.115 \text{ kN.m} \geq M_u = 8954.299 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

#### 4) PM 상관도



## 10. 기둥 설계(기둥2)

### 10.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

| 구 분   | Pe(kN)     | Pu(kN)     | M1(kN.m) | M2(kN.m)  | V(kN)     | Δ (m)   | 비 고   |
|-------|------------|------------|----------|-----------|-----------|---------|-------|
| UL003 | -16117.780 | -24198.061 | 680.265  | 1485.050  | -70.838   | 0.00256 | 축력최대  |
| UL026 | -14877.950 | -15773.842 | 1153.616 | 6437.820  | -1456.687 | 0.00425 | 모멘트최대 |
| UL022 | -12398.292 | -12398.292 | 9903.827 | 12897.117 | 2145.229  | 0.02402 | 탄성설계  |
| UL022 | -12398.292 | -12398.292 | 4324.994 | 3871.224  | 2145.229  | 0.02402 | 소성설계  |
| UE026 | -11158.463 | -12054.354 | 1614.289 | 6630.337  | -1514.182 | 0.00416 | 편심최대  |

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

| 구 분   | 철 근 비 |       |       |     | 축방향력, 휨   |           |           |       |     |
|-------|-------|-------|-------|-----|-----------|-----------|-----------|-------|-----|
|       | Pmin  | Puse  | Pmax  | 비고  | ΦPn       | Pu        | Mu        | 안전도   | 비 고 |
| 축력최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 64523.752 | 24198.061 | 1485.050  | 2.666 | 0.K |
| 모멘트최대 | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 49701.832 | 15773.842 | 6437.820  | 3.151 | 0.K |
| 탄성설계  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 32596.334 | 12398.292 | 12897.120 | 2.629 | 0.K |
| 편심최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 41300.581 | 12054.354 | 6630.340  | 3.426 | 0.K |

### 3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 34, UL003)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)  |
|---------|----------|-----------|----------|--------|
| 100.000 | 2187.349 | 24198.061 | 1485.050 | 61.371 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 24198.061 \times 0.00256 / (-70.838 \times 12.875)$$

$$= 0.068$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 층상단의 상대변위

$V_u$  : 층전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로,  $k = 1.20$

세장비  $\lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$

$$= 1.200 \times 11.361 / 0.575$$

$$= 23.710 \leq 28.503 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 기둥 양끝단 모멘트 ( $M_1=680.265$ ,  $M_2=1485.050$ )

$M_1/M_2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.458) \geq -0.5$$

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1603370.064 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g$  (= 2077378.142  $\text{mm}^2$ ) 이어야 하므로 2077378.142  $\text{mm}^2$  를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 61.371 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 2562.048 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 2177.741 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4069935.882 = 93405.028 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13833.251 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 93405.028 + 13833.251 - 0.000 = 107238.279 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1111.430 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 6581.180 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (=61.370)| = 0.0009 \leq 0.010 \quad \therefore$  허용오차 만족

㉞ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 2562.048 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2177.741 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2562.05) / 2562.05 = -0.00042$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 107238.279 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 24198.061 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.061 = 3959.863 \text{ kN.m} \geq M_u = 1485.050 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 34, UL026)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\Theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 15773.842 | 6437.820 | 408.133 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 15773.842 \times 0.00425 / (-1456.687 \times 12.875)$$

$$= 0.004$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,  $k = 1.20$

세장비  $\lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$

$$= 1.200 \times 11.361 / 0.575$$

$$= 23.710 \leq 31.850 \therefore \text{단주}$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 기둥 양끝단 모멘트 ( $M_1=1153.616$ ,  $M_2=6437.820$ )

$M_1/M_2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.179) \geq -0.5$$

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1045179.035 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 408.133 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1702.358 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1447.005 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2752931.619 = 63179.781 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9721.232 \text{ kN}, \sum T_{si} = 1898.396 \text{ kN}$$

$$P_n = 63179.781 + 9721.232 - 1898.396 = 71002.617 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1055.628 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 28978.518 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 408.133)| = 0.0004 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1702.358 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1447.005 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1702.36) / 1702.36 = 0.00088$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 71002.617 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 71002.617 = 49701.832 \text{ kN} \geq P_u = 15773.842 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.408 = 20284.940 \text{ kN.m} \geq M_u = 6437.820 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 34, UL022)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=1.00$ ,  $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | $P_u(\text{kN})$ | $M_u(\text{kN.m})$ | e(mm)    |
|---------|----------|------------------|--------------------|----------|
| 100.000 | 2187.349 | 12398.292        | 12897.120          | 1040.234 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12398.292 \times 0.02402 / (2145.229 \times 12.875)$$

$$= 0.011$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,  $k = 1.20$

세장비  $\lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$

$$= 1.200 \times 11.361 / 0.575$$

$$= 23.710 \leq 24.785 \therefore \text{단주}$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 기둥 양끝단 모멘트 ( $M_1=9903.827$ ,  $M_2=12897.117$ )

$M_1/M_2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.768) \geq -0.5$$

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 821514.180 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1040.234 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1055.400 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 897.090 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500464.642 = 34435.664 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6983.834 \text{ kN}, \sum T_{si} = 8823.163 \text{ kN}$$

$$P_n = 34435.664 + 6983.834 - 8823.163 = 32596.334 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1075.898 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 33907.839 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 1040.235)| = 0.0011 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 32596.334 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 32596.334 = 32596.334 \text{ kN} \geq P_u = 12398.292 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.040 = 33907.802 \text{ kN.m} \geq M_u = 12897.120 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 34, UE026)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\Theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | $P_u(\text{kN})$ | $M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$ | e(mm)   |
|---------|----------|------------------|-------------------------------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 12054.354        | 6630.340                      | 550.037 |

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 12054.354 \times 0.00416 / (-1514.182 \times 12.875)$$

$$= 0.003$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,  $k = 1.20$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$$

$$= 1.200 \times 11.361 / 0.575$$

$$= 23.710 \leq 31.078 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 기둥 양끝단 모멘트 ( $M_1=1614.289$ ,  $M_2=6630.337$ )

$M_1/M_2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.243) \geq -0.5$$

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 798724.755 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로 2077378.142 mm<sup>2</sup> 를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 550.037 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1491.962 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1268.168 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2348779.288 = 53904.485 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8855.535 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3759.189 \text{ kN}$$

$$P_n = 53904.485 + 8855.535 - 3759.189 = 59000.830 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1058.991 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 32453.135 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 550.045)| = 0.0085 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1491.962 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1268.168 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1491.96) / 1491.96 = 0.00142$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

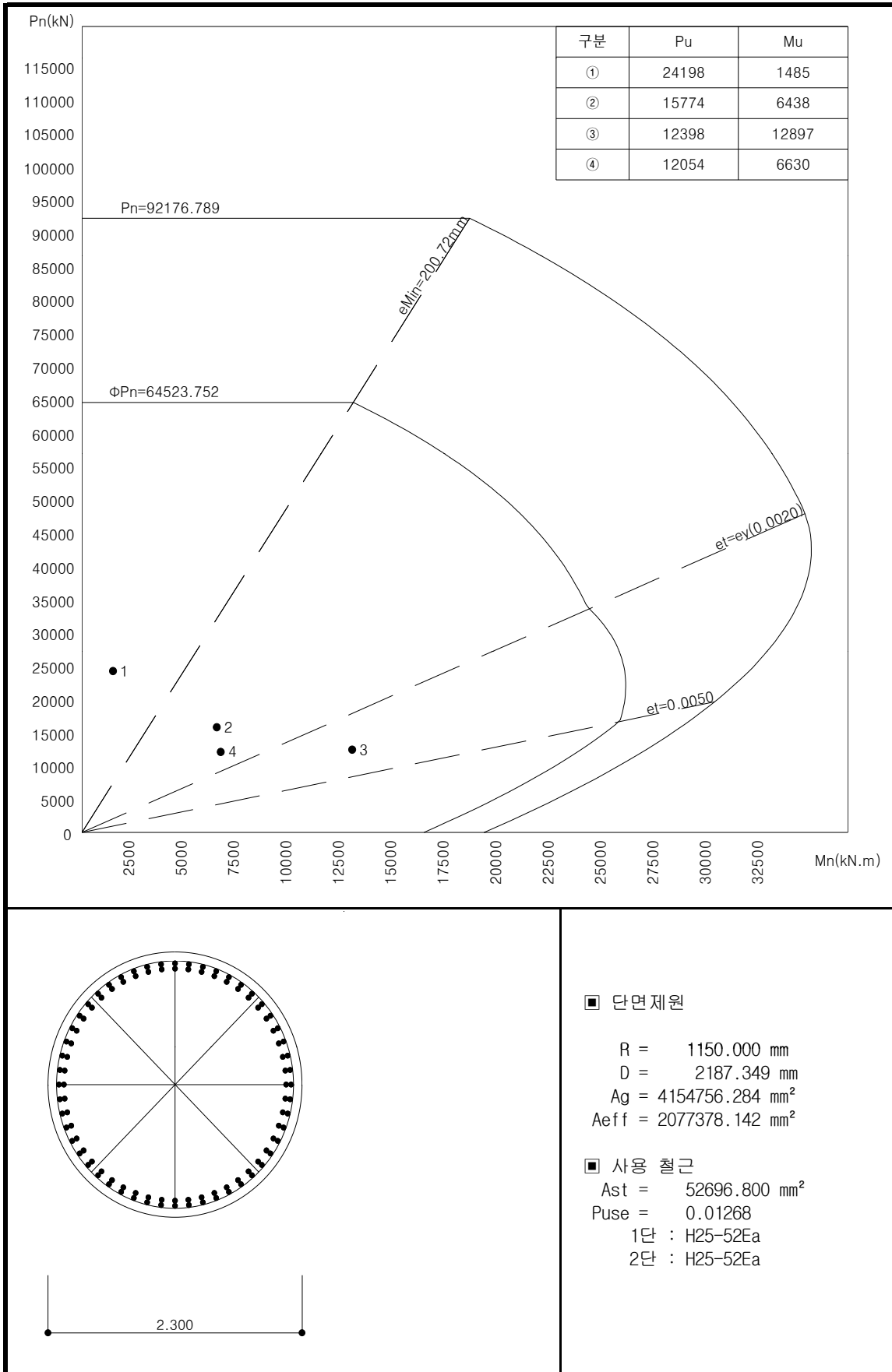
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 59000.830 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 59000.830 = 41300.581 \text{ kN} \geq P_u = 12054.354 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.550 = 22716.845 \text{ kN.m} \geq M_u = 6630.340 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

#### 4) PM 상관도



## 10.2 교축방향

### 1) 기둥부재력 집계 : 하단

| 구 분   | Pe(kN)     | Pu(kN)     | M1(kN.m) | M2(kN.m)  | V(kN)    | Δ (m)    | 비 고   |
|-------|------------|------------|----------|-----------|----------|----------|-------|
| ULB03 | -16117.780 | -24198.061 | 1129.982 | 1170.346  | 3.553    | -0.00245 | 축력최대  |
| ULB26 | -14877.950 | -14877.950 | 766.793  | 3016.236  | 738.985  | 0.00165  | 모멘트최대 |
| ULB22 | -12398.292 | -12398.292 | 4782.431 | 18943.693 | 1663.734 | 0.03951  | 탄성설계  |
| ULB22 | -12398.292 | -12398.292 | 2129.878 | 6853.600  | 1663.734 | 0.03951  | 소성설계  |
| UEB26 | -11158.463 | -11158.463 | 525.713  | 3258.802  | 739.116  | 0.00217  | 편심최대  |

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

### 2) 기둥검토 요약

| 구 분   | 철 근 비 |       |       |     | 축방향력, 휨   |           |           |       |     |
|-------|-------|-------|-------|-----|-----------|-----------|-----------|-------|-----|
|       | Pmin  | Puse  | Pmax  | 비고  | ΦPn       | Pu        | Mu        | 안전도   | 비 고 |
| 축력최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 64523.752 | 24198.061 | 1170.346  | 2.666 | 0.K |
| 모멘트최대 | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 64325.157 | 14877.950 | 3025.312  | 4.324 | 0.K |
| 탄성설계  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 19197.690 | 12398.292 | 19389.655 | 1.548 | 0.K |
| 편심최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 65904.025 | 11158.463 | 3268.608  | 5.906 | 0.K |

### 3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 34, ULB03)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)  |
|---------|----------|-----------|----------|--------|
| 100.000 | 2187.349 | 24198.061 | 1170.346 | 48.365 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 24198.061 \times -0.00245 / (3.553 \times 12.875)$$

$$= 1.296$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 층상단의 상대변위

$V_u$  : 층전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로,  $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 14.389 / 0.575$$

$$= 52.551 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서,  $r = \sqrt{I/A} = 0.575$  : 부재단면의 최소회전반경

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 1.296)$$

$$= 1.000$$

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1129.982$$

$$= 1129.982 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1170.346$$

$$= 1170.346 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80 (0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1603370.064 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2077378.142 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 48.365 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 2624.712 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 2231.006 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4118688.124 = 94523.892 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14093.312 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 94523.892 + 14093.312 - 0.000 = 108617.205 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1125.332 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 5252.536 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (=48.358)| = 0.0071 \leq 0.010 \quad \therefore$  허용오차 만족

㉔ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 2624.712 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 2231.006 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2624.71) / 2624.71 = -0.00049$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 108617.205 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 24198.061 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.048 = 3120.709 \text{ kN.m} \geq M_u = 1170.346 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

② 모멘트최대 : (부재 34, ULB26)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 14877.950 | 3025.312 | 203.342 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 14877.950 \times 0.00165 / (738.985 \times 12.875)$$

$$= 0.003$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로,  $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 14.389 / 0.575$$

$$= 52.551 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서,  $r = \sqrt{I/A} = 0.575$  : 부재단면의 최소회전반경

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.003)$$

$$= 1.003$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 766.793$$

$$= 769.101 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 3016.236$$

$$= 3025.312 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 985816.989 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로 2077378.142 mm<sup>2</sup> 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 203.342 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 2124.861 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1806.132 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3500214.738 = 80329.928 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 11633.169 \text{ kN}, \sum T_{si} = 70.016 \text{ kN}$$

$$P_n = 80329.928 + 11633.169 - 70.016 = 91893.081 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1063.574 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 18686.187 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (=203.347)| = 0.0051 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 2124.861 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1806.132 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2124.86) / 2124.86 = 0.00011$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 91893.081 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 91893.081 = 64325.157 \text{ kN} \geq P_u = 14877.950 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.203 = 13080.005 \text{ kN.m} \geq M_u = 3025.312 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 34, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=1.00$$

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m)  | e(mm)    |
|---------|----------|-----------|-----------|----------|
| 100.000 | 2187.349 | 12398.292 | 19389.655 | 1563.897 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12398.292 \times 0.03951 / (1663.734 \times 12.875)$$

$$= 0.023$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로,  $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 14.389 / 0.575$$

$$= 52.551 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서,  $r = \sqrt{I/A} = 0.575$  : 부재단면의 최소회전반경

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.023)$$

$$= 1.024$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.024 \times 4782.431$$

$$= 4895.017 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.024 \times 18943.693$$

$$= 19389.655 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 821514.180 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2077378.142 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1563.897 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 817.605 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 694.964 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1058822.716 = 24299.981 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5829.268 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10931.559 \text{ kN}$$

$$P_n = 24299.981 + 5829.268 - 10931.559 = 19197.690 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1089.271 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 30023.109 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (=1563.892)| = 0.0056 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 19197.690 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 19197.690 = 19197.690 \text{ kN} \geq P_u = 12398.292 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.564 = 30023.216 \text{ kN.m} \geq M_u = 19389.655 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 34, UEB26)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$

| 피복(mm)  | d(mm)    | $P_u(\text{kN})$ | $M_u(\text{kN.m})$ | e(mm)   |
|---------|----------|------------------|--------------------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 11158.463        | 3268.608           | 292.926 |

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 11158.463 \times 0.00217 / (739.116 \times 12.875)$$

$$= 0.003$$

여기서,  $\sum P_u$  : 총전체의 수직하중

$\Delta$  : 총상단의 상대변위

$V_u$  : 총전단력

$L_c$  : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로,  $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 14.389 / 0.575$$

$$= 52.551 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서,  $r = \sqrt{I/A} = 0.575$  : 부재단면의 최소회전반경

$L_u$  : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.003)$$

$$= 1.003$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 525.713$$

$$= 527.295 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 3258.802$$

$$= 3268.608 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 739362.775 \text{ mm}^2$$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로 2077378.142 mm<sup>2</sup> 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 292.926 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1920.931 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1632.792 \text{ mm}$  를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3154397.755 = 72393.428 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 10661.455 \text{ kN}, \sum T_{si} = 674.852 \text{ kN}$$

$$P_n = 72393.428 + 10661.455 - 674.852 = 82380.031 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1056.762 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24131.807 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (=292.933)| = 0.0064 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1920.931 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1632.792 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1920.93) / 1920.93 = 0.00044$$

→ 계수축력이  $0.10 \cdot f_{ck} \cdot A_g$ 보다 작으므로  $\epsilon_t$ 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은  $f_y$ 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$  이므로 변화구간단면이며,  $\Phi = 0.80$  를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$$

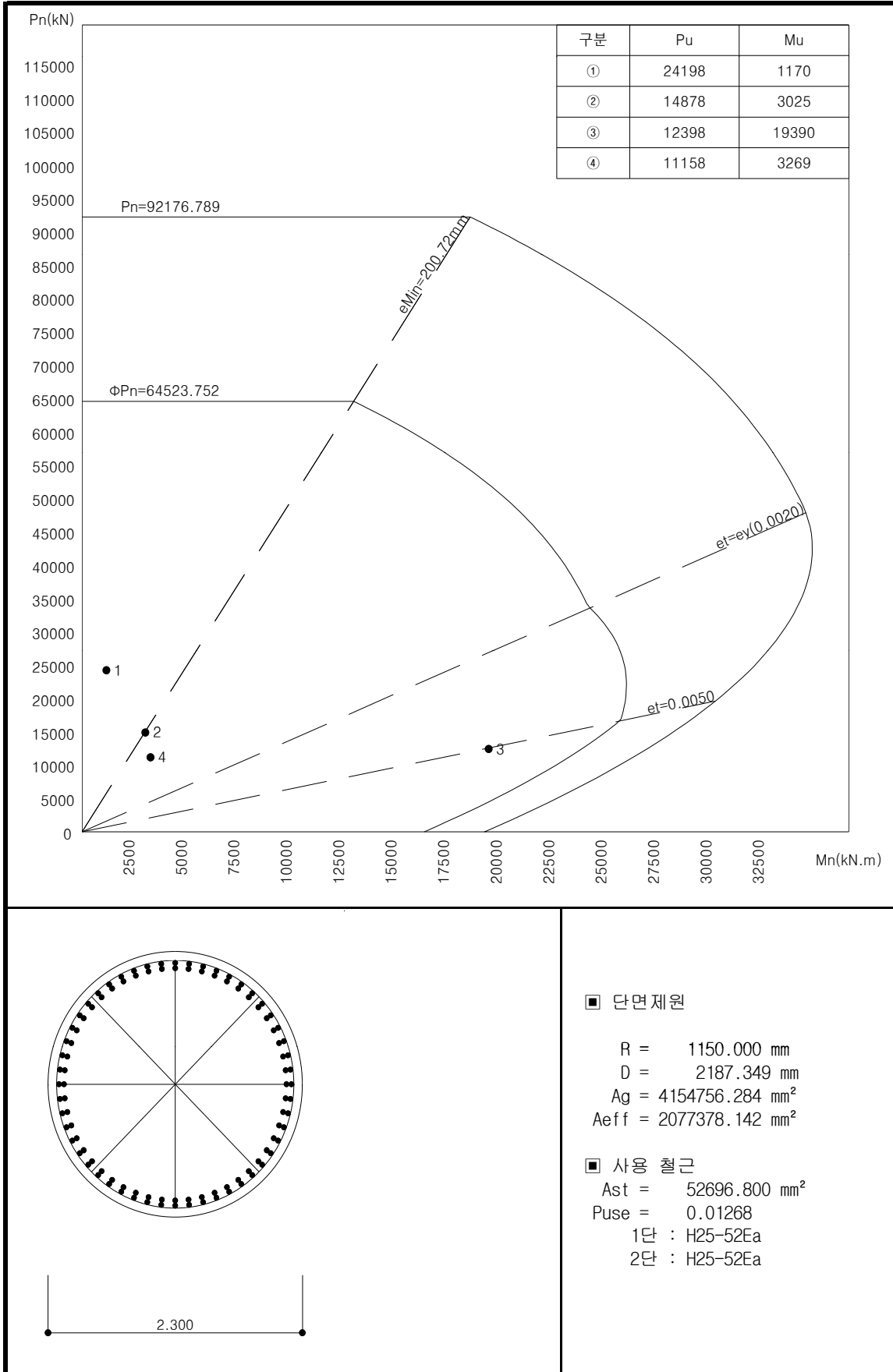
㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 82380.031 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.80 \times 82380.031 = 65904.025 \text{ kN} \geq P_u = 11158.463 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.293 = 19305.025 \text{ kN.m} \geq M_u = 3268.608 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

#### 4) PM 상관도



### 10.3 합성부재력 검토

#### 1) 기둥부재력 집계 : 하단

| 구 분  | Pu(kN)     | Mx(kN.m)  | My(kN.m) | M2(kN.m)  | 비 고   |
|------|------------|-----------|----------|-----------|-------|
| UL03 | -24198.061 | 1129.982  | 1485.050 | 1866.074  | 축력최대  |
| UL26 | -15773.842 | 3025.312  | 6437.820 | 7113.230  | 모멘트최대 |
| UL22 | -12398.292 | 19389.655 | 3798.976 | 19758.313 | 탄성설계  |
| UL22 | -12398.292 | 19389.655 | 3798.976 | 19758.313 | 소성설계  |
| UE26 | -12054.354 | 3268.608  | 6630.340 | 7392.240  | 편심최대  |

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다,  $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 3711.600 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$My = 3711.600 \times 1.024 = 3798.976$  kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=3711.600) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

#### 2) 기둥검토 요약

| 구 분   | 철 근 비 |       |       |     | 축방향력, 휨   |           |           |       |     |
|-------|-------|-------|-------|-----|-----------|-----------|-----------|-------|-----|
|       | Pmin  | Puse  | Pmax  | 비고  | $\Phi Pn$ | Pu        | Mu        | 안전도   | 비 고 |
| 축력최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 64523.752 | 24198.061 | 1866.074  | 2.666 | 0.K |
| 모멘트최대 | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 46984.970 | 15773.842 | 7113.230  | 2.979 | 0.K |
| 탄성설계  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 18715.048 | 12398.292 | 19758.313 | 1.509 | 0.K |
| 편심최대  | 0.005 | 0.013 | 0.060 | 0.K | 38132.530 | 12054.354 | 7392.240  | 3.163 | 0.K |

### 3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 34, UL003)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

#### ㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\theta=52.732^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | $P_u(\text{kN})$ | $M_u(\text{kN.m})$ | e(mm)  |
|---------|----------|------------------|--------------------|--------|
| 100.000 | 2187.349 | 24198.061        | 1866.074           | 77.117 |

#### ㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$ ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$ ,  $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$ ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1603370.064 \text{ mm}^2$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

#### ㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$ ,  $a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$ ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$  압축 파괴 ( $e_b = M_b / P_b = 720.963 \text{ mm}$ ,  $e = M_u / P_u = 77.117 \text{ mm}$ )

#### ㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 2496.130 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 2121.711 \text{ mm}$  를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4006336.783 = 91945.429 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 13611.662 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 91945.429 + 13611.662 - 0.000 = 105557.091 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1099.626 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 8140.481 \text{ kN.m}$

- 편심오차 :  $|e - M_n / P_n (= 77.119)| = 0.0025 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

#### ㉤ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 2496.130 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 2121.711 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2496.13) / 2496.13 = -0.00036$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

#### ㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 105557.091 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 24198.061 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.077 = 4975.858 \text{ kN.m} \geq M_u = 1866.074 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 34, UL026)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\theta=64.830^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 15773.842 | 7113.230 | 450.951 |

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$ ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$ ,  $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$ ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1045179.035 \text{ mm}^2$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$ ,  $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$ ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$  압축 파괴 ( $eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$ ,  $e = M_u/P_u = 450.951 \text{ mm}$ )

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1632.018 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1387.215 \text{ mm}$  를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2619186.227 = 60110.324 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9439.008 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 2427.946 \text{ kN}$

$P_n = 60110.324 + 9439.008 - 2427.946 = 67121.386 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1056.325 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 30268.706 \text{ kN.m}$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 450.955)| = 0.0037 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

㉤ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1632.018 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1387.215 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1632.02) / 1632.02 = 0.00104$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 67121.386 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 67121.386 = 46984.970 \text{ kN} \geq P_u = 15773.842 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.451 = 21187.919 \text{ kN.m} \geq M_u = 7113.230 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

③ 탄성설계 : (부재 34, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=1.00$ ,  $\Theta=11.085^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m)  | e(mm)    |
|---------|----------|-----------|-----------|----------|
| 100.000 | 2187.349 | 12398.292 | 19758.313 | 1593.632 |

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$ ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$ ,  $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$ ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 821514.180 \text{ mm}^2$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$ ,  $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$ ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$  인장 파괴 ( $eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$ ,  $e = M_u/P_u = 1593.632 \text{ mm}$ )

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 808.817 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 687.495 \text{ mm}$  를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1043069.077 = 23938.435 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5778.493 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 11001.880 \text{ kN}$

$P_n = 23938.435 + 5778.493 - 11001.880 = 18715.048 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1089.811 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 29825.025 \text{ kN.m}$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 1593.639)| = 0.0069 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 18715.048 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 18715.048 = 18715.048 \text{ kN} \geq P_u = 12398.292 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.594 = 29824.897 \text{ kN.m} \geq M_u = 19758.313 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 34, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$ ,  $f_y=400\text{MPa}$ ,  $k_1=0.85$ ,  $\Phi_c=0.70$ ,  $\theta=63.758^\circ$ (중립축각도)

| 피복(mm)  | d(mm)    | Pu(kN)    | Mu(kN.m) | e(mm)   |
|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 100.000 | 2187.349 | 12054.354 | 7392.240 | 613.242 |

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$ ,  $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$ ,  $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ( $A_s=26348.400 \text{ mm}^2$ ),  $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$ ,  $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 798724.755 \text{ mm}^2$

$A_{eff}$ 는  $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$  이어야 하므로  $2077378.142 \text{ mm}^2$  를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$ ,  $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$ ,  $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$  압축 파괴 ( $eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$ ,  $e = M_u/P_u = 613.242 \text{ mm}$ )

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여  $c = 1417.596 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1204.957 \text{ mm}$  를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2203816.464 = 50577.588 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8523.699 \text{ kN}$ ,  $\sum T_{si} = 4626.244 \text{ kN}$

$P_n = 50577.588 + 8523.699 - 4626.244 = 54475.042 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1061.023 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 33406.514 \text{ kN.m}$

- 편심오차 :  $|e - M_n/P_n (= 613.244)| = 0.0021 \leq 0.010 \therefore$  허용오차 만족

㉤ 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1417.596 \text{ mm}$ ,  $a = k_1 \times c = 1204.957 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1417.60) / 1417.60 = 0.00166$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$  이므로 압축지배단면이며,  $\Phi = 0.70$  를 적용한다.

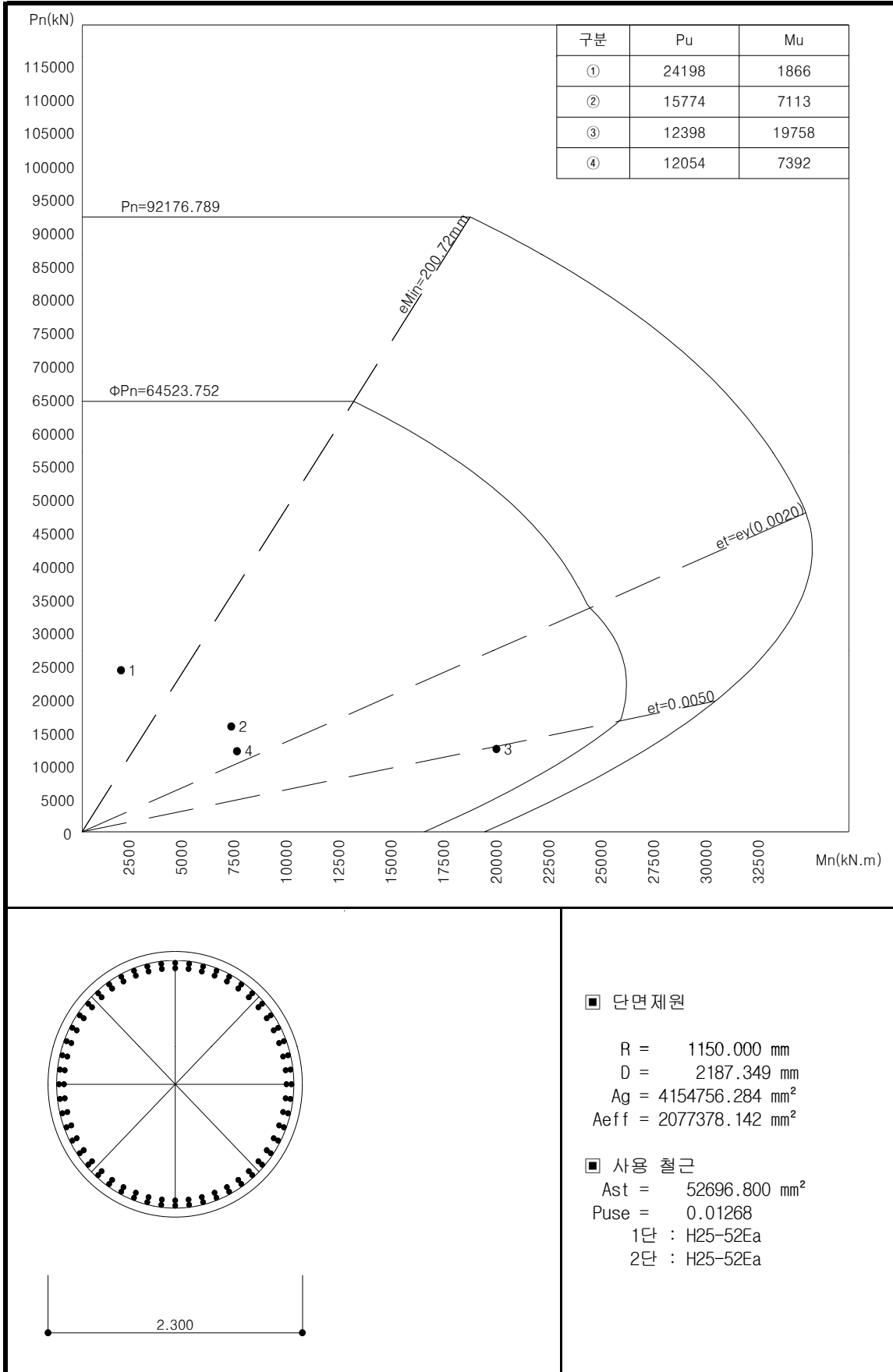
㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 54475.042 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 54475.042 = 38132.530 \text{ kN} \geq P_u = 12054.354 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.613 = 23384.480 \text{ kN.m} \geq M_u = 7392.240 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

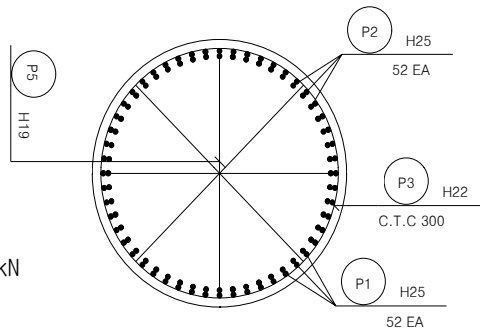
#### 4) PM 상관도



## 10.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL026 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향  $V = 0.523 \text{ kN}$   
 교축직각방향  $V = 1978.434 \text{ kN}$   
 합성전단력  $V = 1978.434 \text{ kN}$   
 축방향력  $P = 15211.545 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력  $V_n = V_c + V_s$  ( $\Phi = 0.80$ )

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1978.434 / 0.80 = 2473.043 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단  $V_c$  및 필요철근 전단  $V_s$

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의  $d$

$$\begin{aligned} h &= 2300.000 \text{ mm} & d' &= 112.651 \text{ mm} \\ Z_s &= \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적}) \\ &= 642.910 \text{ mm} \\ d &= h/2 + Z_s \\ &= 2300.000/2 + 642.910 \\ &= 1792.910 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력  $V_c$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \{ 1 + 15211.545 \times 1000 / (14 \times 4154756.284) \} \times \sqrt{27.0} \\ &\quad \times 2300.000 \times 1792.910 \\ &= 4505.158 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ 필요철근 전단력  $V_s$

$$V_c/2 = 2252.579 \text{ kN} < V_n \leq V_c = 4505.158 \quad \therefore \text{최소 전단 철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산  $A_v$

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 560.210 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 603.750 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 603.750 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 300.0 \text{ mm}, \quad d = 1792.910 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

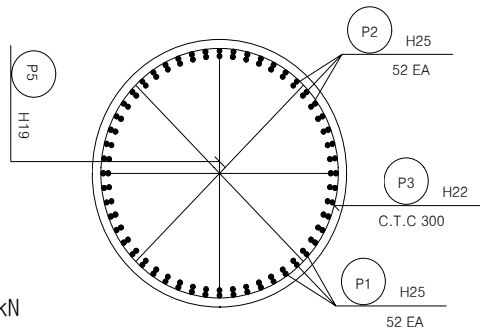
$$\text{사용철근량 : H22} \times 2\text{EA} = 774.200 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 774.200 \text{ mm}^2 \geq 603.750 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

## 10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향  $V = 534.684 \text{ kN}$   
 교축직각방향  $V = 2145.229 \text{ kN}$   
 합성전단력  $V = 2210.858 \text{ kN}$   
 축방향력  $P = 12398.292 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력  $V_n = V_c + V_s$  ( $\Phi = 1.00$ )

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 2210.858 / 1.00 = 2210.858 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단  $V_c$  및 필요철근 전단  $V_s$

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의  $d$

$$h = 2300.000 \text{ mm} \quad d' = 112.651 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 642.910 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2300.000/2 + 642.910$$

$$= 1792.910 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력  $V_c$

$$V_c = 1/6 \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 12398.292 \times 1000 / (14 \times 4154756.284) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2300.000 \times 1792.910$$

$$= 4332.434 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력  $V_s$

$$V_c/2 = 2166.217 \text{ kN} \leq V_n \leq V_c = 4332.434 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소 전단철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산  $A_v$

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 560.210 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 603.750 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 603.750 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 300.0 \text{ mm}, \quad d = 1792.910 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{사용철근량 : H22} \times 2\text{EA} = 774.200 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 774.200 \text{ mm}^2 \geq 603.750 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

## 10.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

### ① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.

단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,

450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2300.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 11360.9 / 6 = 1893.5 \text{ mm}$$

$$\therefore 2300.0 \text{ mm} = 2.300 \text{ m}$$

### ② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 25.0 = 150.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 150.0 \text{ mm} = 0.150 \text{ m}$$

### ③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

$$- \text{기둥 치수의 } 0.5\text{배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1150.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1150.0 \text{ mm} = 1.150 \text{ m}$$

### ④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 \text{ mm}$$

$$- 100.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 575.0 \text{ mm} = 0.575 \text{ m}$$

## 11. 기 초 설 계

### 11.1 교축직각방향

#### 1) 기초 안정검토

##### ① 기초 중앙작용력 산정

| 구 분   | P(kN)     | Vx(kN)   | My(kN)    | $\Sigma V$ (kN) | Mr(kN.m)  | Mo(kN.m)  | 비 고   |
|-------|-----------|----------|-----------|-----------------|-----------|-----------|-------|
| SV021 | 16675.635 | 162.222  | 1688.429  | 18461.685       | 58154.308 | 1980.429  | 축력최대  |
| SV026 | 11929.711 | 1648.695 | 7127.327  | 13715.761       | 43204.647 | 10094.978 | 모멘트최대 |
| SV026 | 11929.711 | 1648.695 | 7127.327  | 13715.761       | 43204.647 | 10094.978 | 편심최대  |
| SV022 | 12676.287 | 1880.451 | 14960.047 | 14462.337       | 45556.362 | 18344.859 | 지진시   |

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 = 1786.050 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.300 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 1.800 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

##### ② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

| 구 분   | Mr(kN.m)  | Mo(kN.m)  | V(kN)     | S.F    | e(m)  | 허용폭(m) | 비고  |
|-------|-----------|-----------|-----------|--------|-------|--------|-----|
| SV021 | 58154.308 | 1980.429  | 18461.685 | 29.365 | 0.107 | 1.050  | 0.K |
| SV026 | 43204.647 | 10094.978 | 13715.761 | 4.280  | 0.736 | 1.050  | 0.K |
| SV026 | 43204.647 | 10094.978 | 13715.761 | 4.280  | 0.736 | 1.050  | 0.K |
| SV022 | 45556.362 | 18344.859 | 14462.337 | 2.483  | 1.268 | 2.100  | 0.K |

註) B : 기초의 폭원 (6.300m),  $M = Mr - Mo$ ,  $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m<sup>2</sup>)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m<sup>2</sup>)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

| 구 분   | V(kN)     | Hu(kN)    | H(kN)    | S.F    | 허용안전률 | 비고  |
|-------|-----------|-----------|----------|--------|-------|-----|
| SV021 | 18461.685 | 11077.011 | 162.222  | 68.283 | 1.500 | 0.K |
| SV026 | 13715.761 | 8229.457  | 1648.695 | 4.991  | 1.500 | 0.K |
| SV026 | 13715.761 | 8229.457  | 1648.695 | 4.991  | 1.500 | 0.K |
| SV022 | 14462.337 | 8677.402  | 1880.451 | 4.615  | 1.200 | 0.K |

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

| 구 분   | V(kN)     | M(kN.m)   | e(m)  | Qmax(kN) | Qmin(kN) | Qa(kN)   | 비고  |
|-------|-----------|-----------|-------|----------|----------|----------|-----|
| SV021 | 18461.685 | 56173.879 | 0.107 | 512.668  | 417.626  | 800.000  | 0.K |
| SV026 | 13715.761 | 33109.669 | 0.736 | 587.806  | 103.338  | 800.000  | 0.K |
| SV026 | 13715.761 | 33109.669 | 0.736 | 587.806  | 103.338  | 800.000  | 0.K |
| SV022 | 14462.337 | 27211.503 | 1.268 | 813.378  | 0.000    | 1200.000 | 0.K |

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3\*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV021, SV026, SV026

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3\*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 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

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m<sup>3</sup>)

$$= 3333.333 \times (\sqrt{(6.300 \times 6.300) / 0.3})^{\frac{3}{4}} = 339.793 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$K_{v0} = 1/0.3 \times \alpha \times E_0 = 1/0.3 \times 1.000 \times 1000.000 = 3333.33 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 6.300 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.300 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m<sup>2</sup>)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

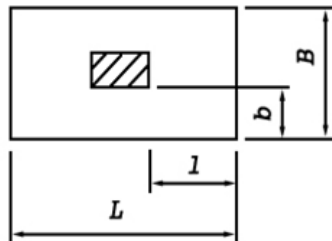
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 339.793) / (27804000.000 \times 1.800^3)\}} = 0.050 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

\* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.000, 2.000) = 2.000$$

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.150

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.150



$$\beta \lambda = 0.050 \times 2.000 = 0.100 \leq 1.0, \therefore O.K$$

## 2) 기초 단면검토

### ① 기초 중앙작용력 산정

| 구 분   | P(kN)     | Vx(kN)   | My(kN)    | $\Sigma V$ (kN) | Mr(kN.m)  | Mo(kN.m)  | 비 고   |
|-------|-----------|----------|-----------|-----------------|-----------|-----------|-------|
| UL003 | 24198.061 | 70.838   | 1485.050  | 26519.926       | 83537.767 | 1612.559  | 축력최대  |
| UL026 | 14315.653 | 1978.434 | 8552.792  | 16458.913       | 51845.576 | 12113.973 | 모멘트최대 |
| UE026 | 10512.767 | 1920.940 | 8279.313  | 12120.212       | 38178.668 | 11737.005 | 편심최대  |
| UL022 | 12676.287 | 1880.451 | 14960.047 | 14462.337       | 45556.362 | 18344.859 | 지진시   |
| SV021 | 16675.635 | 162.222  | 1688.429  | 18461.685       | 58154.308 | 1980.429  | 축력최대  |
| SV026 | 11929.711 | 1648.695 | 7127.327  | 13715.761       | 43204.647 | 10094.978 | 모멘트최대 |
| SV026 | 11929.711 | 1648.695 | 7127.327  | 13715.761       | 43204.647 | 10094.978 | 편심최대  |
| SV022 | 12676.287 | 1880.451 | 14960.047 | 14462.337       | 45556.362 | 18344.859 | 지진시   |

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.300 \text{ m}$$

$$M_y = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 1.800 \text{ mm}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

### ② 지반지지력 산정

| 구 분   | V(kN)     | M(kN.m)   | e(m)  | Qmax(kN) | Qmin(kN) | X(m)  |
|-------|-----------|-----------|-------|----------|----------|-------|
| UL003 | 26519.926 | 81925.208 | 0.061 | 4453.285 | 3965.739 | 6.300 |
| UL026 | 16458.913 | 39731.603 | 0.736 | 4443.814 | 781.237  | 6.300 |
| UE026 | 12120.212 | 26441.663 | 0.968 | 3698.145 | 149.542  | 6.300 |
| UL022 | 14462.337 | 27211.503 | 1.268 | 5124.284 | 0.000    | 5.645 |
| SV021 | 18461.685 | 56173.879 | 0.107 | 3229.811 | 2631.042 | 6.300 |
| SV026 | 13715.761 | 33109.669 | 0.736 | 3703.179 | 651.031  | 6.300 |
| SV026 | 13715.761 | 33109.669 | 0.736 | 3703.179 | 651.031  | 6.300 |
| SV022 | 14462.337 | 27211.503 | 1.268 | 5124.284 | 0.000    | 5.645 |

註) B : 기초의 폭원 (6.300m),  $M = M_r - M_o$ ,  $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭( $x = 3 \cdot [B/2 - e]$ )이 B보다 큰 경우

=>SV021, SV026, SV026, UL003, UL026, UE026

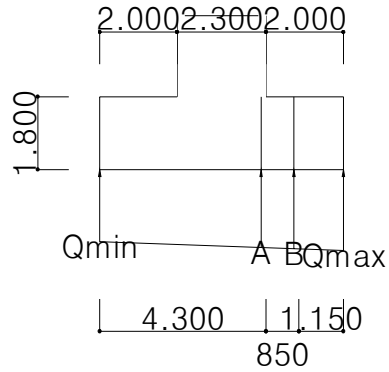
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭( $x = 3 \cdot [B/2 - e]$ )이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.150 \times 1.800 \times 6.300 \times 25.000 = 326.025 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.131 \times 1.800 \times 6.300 \times 25.000 \times 2.131/2 = 643.710 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.131^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 2.131^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

| 구 분   | 지반반력     |          |          | 지반반력에 의한 단면력 |           | 사용하중 단면력 |          |
|-------|----------|----------|----------|--------------|-----------|----------|----------|
|       | Qmax(kN) | Qa(kN)   | Qb(kN)   | Vb(kN)       | Ma(kN.m)  | Vs(kN)   | Ms(kN.m) |
| SV021 | 3229.811 | 3027.275 | 3120.512 | 3651.435     | 7180.254  | 3325.410 | 6536.544 |
| SV026 | 3703.179 | 2670.778 | 3146.041 | 3938.301     | 7626.982  | 3612.276 | 6983.273 |
| SV026 | 3703.179 | 2670.778 | 3146.041 | 3938.301     | 7626.982  | 3612.276 | 6983.273 |
| SV022 | 5124.284 | 3189.728 | 4080.295 | 5292.633     | 10170.910 | 4966.608 | 9527.201 |

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

| 구 분   | 지반반력     |          |          | 지반반력에 의한 단면력 |           | 계수단면력    |          |
|-------|----------|----------|----------|--------------|-----------|----------|----------|
|       | Qmax(kN) | Qa(kN)   | Qb(kN)   | Vb(kN)       | Ma(kN.m)  | Vu(kN)   | Mu(kN.m) |
| UL003 | 4453.285 | 4288.371 | 4364.289 | 5070.105     | 9986.725  | 4646.272 | 9149.903 |
| UL026 | 4443.814 | 3204.933 | 3775.249 | 4725.961     | 9152.378  | 4334.731 | 8379.927 |
| UE026 | 3698.145 | 2497.816 | 3050.384 | 3880.404     | 7488.454  | 3586.981 | 6909.115 |
| UL022 | 5124.284 | 3189.728 | 4080.295 | 5292.633     | 10170.910 | 4966.608 | 9527.201 |

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교각-지점부

\* 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)  |
|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| 6300.00 | 1800.00 | 1700.00 | 100.00 | 9527.20  | 4966.61 |

\* 강도감소계수( $\Phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 24828.300 \times 400.00 = 9931320.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6300.000 = 144585.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 68.688 \text{ mm, } c = 68.688 / \beta_1 = 68.688 / 0.85 = 80.810 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 80.810) / 80.810 = 0.06011$$

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

\* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 16710.255 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 = 24828.3 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.486]

$$1\text{단} : \text{H25} - 49.0 \text{ EA} (= 24828.3 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6300.0 \times 1200.0 = 11340.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 16710.255 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(16710.255, 11340.000) / bd = 0.00156$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00232$$

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

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 68.688 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 24828.300 \times 400 \times (1700.00 - a/2) = 14060.836 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 9527.201 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.476]}$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 1700.00 \text{ mm}$ )

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6300.00 \times 1700.00 = 7420.106 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4966.608 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

\* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm<sup>2</sup> 이하

사용철근량 : H25 - 51.0 EA

$$H22 - 51.0 EA = 45583.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 1800.0 \times 6300.0 = 17010.0 \text{ mm}^2 < 45583.8 \text{ mm}^2$$

$$(45583.800 / 6.300) = 7235.524 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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』

사용철근량 : H25 - 51.0 EA = 19742.100 mm<sup>2</sup>

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 19742.100 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6983.273 \times 1000000 / [24828.300 \times (1700.000 - 279.914/3)] \\ = 175.057 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 24828.300/6300.0 + 7 \times 24828.300/6300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6300.0 \times 1700.0)/(7 \times 24828.300)]} \\ = 279.914 \text{ mm}$$

사용철근량 = 24828.3 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 49.0 EA (= 24828.3 mm<sup>2</sup>)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 175.06) - 2.5 \times 87.50 = 231.10 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 175.06) = 359.88 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 231.10 mm 를 적용

$$S = 6300.00 / 49.0 EA = 128.57 \leq S_a (= 231.10 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

## 11.2 교축방향

### 1) 기초 안정검토

#### ① 기초 중앙작용력 산정

| 구 분   | P(kN)     | Vy(kN)   | Mx(kN)    | $\sum V$ (kN) | Mr(kN.m)  | Mo(kN.m)  | 비 고   |
|-------|-----------|----------|-----------|---------------|-----------|-----------|-------|
| SVB25 | 16304.484 | 501.480  | -1214.107 | 18090.534     | 56985.182 | 311.443   | 축력최대  |
| SVB26 | 12676.287 | 633.506  | -2630.675 | 14462.337     | 45556.362 | 1490.364  | 모멘트최대 |
| SVB26 | 12676.287 | 633.506  | -2630.675 | 14462.337     | 45556.362 | 1490.364  | 편심최대  |
| SVB22 | 12676.287 | 1756.656 | 19566.118 | 14462.337     | 45556.362 | 22728.098 | 지진시   |

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 = 1786.050 \text{ kN}$$

$$Mr = \sum V \times B/2, \quad B = 6.300 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 1.800 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

#### ② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

| 구 분   | Mr(kN.m)  | Mo(kN.m)  | V(kN)     | S.F     | e(m)  | 허용폭(m) | 비고  |
|-------|-----------|-----------|-----------|---------|-------|--------|-----|
| SVB25 | 56985.182 | 311.443   | 18090.534 | 182.972 | 0.017 | 1.050  | 0.K |
| SVB26 | 45556.362 | 1490.364  | 14462.337 | 30.567  | 0.103 | 1.050  | 0.K |
| SVB26 | 45556.362 | 1490.364  | 14462.337 | 30.567  | 0.103 | 1.050  | 0.K |
| SVB22 | 45556.362 | 22728.098 | 14462.337 | 2.004   | 1.572 | 2.100  | 0.K |

註) B : 기초의 폭원 (6.300m),  $M = Mr - Mo$ ,  $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m<sup>2</sup>)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m<sup>2</sup>)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

| 구 분   | V(kN)     | Hu(kN)    | H(kN)    | S.F    | 허용안전률 | 비고  |
|-------|-----------|-----------|----------|--------|-------|-----|
| SVB25 | 18090.534 | 10854.320 | 501.480  | 21.645 | 1.500 | 0.K |
| SVB26 | 14462.337 | 8677.402  | 633.506  | 13.697 | 1.500 | 0.K |
| SVB26 | 14462.337 | 8677.402  | 633.506  | 13.697 | 1.500 | 0.K |
| SVB22 | 14462.337 | 8677.402  | 1756.656 | 4.940  | 1.200 | 0.K |

註)  $\tan \Phi_b = 0.600$ ,  $C_b = 0$ , 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

$S.F = H_u/H \geq 1.50$  (평상시),  $\geq 1.20$  (지진시),  $\geq 1.20$  (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

| 구 분   | V(kN)     | M(kN.m)   | e(m)  | Qmax(kN) | Qmin(kN) | Qa(kN)   | 비고  |
|-------|-----------|-----------|-------|----------|----------|----------|-----|
| SVB25 | 18090.534 | 56673.739 | 0.017 | 463.269  | 448.323  | 800.000  | 0.K |
| SVB26 | 14462.337 | 44065.997 | 0.103 | 400.144  | 328.620  | 800.000  | 0.K |
| SVB26 | 14462.337 | 44065.997 | 0.103 | 400.144  | 328.620  | 800.000  | 0.K |
| SVB22 | 14462.337 | 22828.263 | 1.572 | 969.555  | 0.000    | 1200.000 | 0.K |

註) B : 기초의 폭원 (6.300m),  $M = M_r - M_o$ ,  $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭( $x = 3 \cdot [B/2 - e]$ )이 B보다 큰 경우 SVB25, SVB26, SVB26

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭( $x = 3 \cdot [B/2 - e]$ )이 B보다 작은 경우 SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

## 2) 기초 단면검토

### ① 기초 중앙작용력 산정

| 구 분   | P(kN)     | Vy(kN)   | Mx(kN)    | $\sum V$ (kN) | Mr(kN.m)  | Mo(kN.m)  | 비 고   |
|-------|-----------|----------|-----------|---------------|-----------|-----------|-------|
| ULB03 | 24198.061 | 3.553    | 1129.982  | 26519.926     | 83537.767 | 1136.377  | 축력최대  |
| UEB26 | 11408.659 | 760.076  | -3400.413 | 13016.104     | 41000.728 | 2032.276  | 모멘트최대 |
| UEB26 | 11408.659 | 760.076  | -3400.413 | 13016.104     | 41000.728 | 2032.276  | 편심최대  |
| ULB22 | 12676.287 | 1756.656 | 19566.118 | 14462.337     | 45556.362 | 22728.098 | 지진시   |
| SVB25 | 16304.484 | 501.480  | -1214.107 | 18090.534     | 56985.182 | 311.443   | 축력최대  |
| SVB26 | 12676.287 | 633.506  | -2630.675 | 14462.337     | 45556.362 | 1490.364  | 모멘트최대 |
| SVB26 | 12676.287 | 633.506  | -2630.675 | 14462.337     | 45556.362 | 1490.364  | 편심최대  |
| SVB22 | 12676.287 | 1756.656 | 19566.118 | 14462.337     | 45556.362 | 22728.098 | 지진시   |

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \sum V \times B/2, \quad B = 6.300 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 1.800 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

### ② 지반지지력 산정

| 구 분   | V(kN)     | M(kN.m)   | e(m)  | Qmax(kN) | Qmin(kN) | X(m)  |
|-------|-----------|-----------|-------|----------|----------|-------|
| ULB03 | 26519.926 | 82401.390 | 0.043 | 4381.300 | 4037.724 | 6.300 |
| UEB26 | 13016.104 | 38968.452 | 0.156 | 2373.271 | 1758.826 | 6.300 |
| UEB26 | 13016.104 | 38968.452 | 0.156 | 2373.271 | 1758.826 | 6.300 |
| ULB22 | 14462.337 | 22828.263 | 1.572 | 6108.194 | 0.000    | 4.735 |
| SVB25 | 18090.534 | 56673.739 | 0.017 | 2918.595 | 2824.432 | 6.300 |
| SVB26 | 14462.337 | 44065.997 | 0.103 | 2520.910 | 2070.308 | 6.300 |
| SVB26 | 14462.337 | 44065.997 | 0.103 | 2520.910 | 2070.308 | 6.300 |
| SVB22 | 14462.337 | 22828.263 | 1.572 | 6108.194 | 0.000    | 4.735 |

註) B : 기초의 폭원 (6.300m),  $M = Mr - Mo$ ,  $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭( $x = 3 \cdot [B/2 - e]$ )이 B보다 큰 경우

=>SVB25, SVB26, SVB26, ULB03, UEB26, UEB26

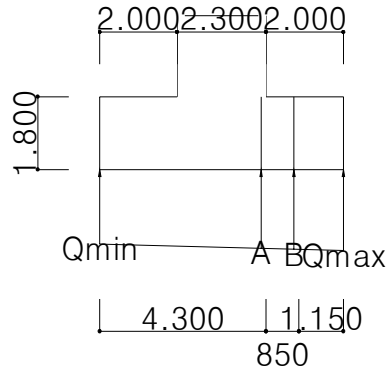
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭( $x = 3 \cdot [B/2 - e]$ )이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉞ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.150 \times 1.800 \times 6.300 \times 25.000 = 326.025 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.131 \times 1.800 \times 6.300 \times 25.000 \times 2.131/2 = 643.710 \text{ kN.m}$$

㉞ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.131^2 / 2 + (Q_{max} - Q_a) / 2 \times 2.131^2 \times 2/3$$

㉞ 사용하중 단면력 산정

| 구 분   | 지반반력          |           |           | 지반반력에 의한 단면력 |             | 사용하중 단면력  |             |
|-------|---------------|-----------|-----------|--------------|-------------|-----------|-------------|
|       | $Q_{max}(kN)$ | $Q_a(kN)$ | $Q_b(kN)$ | $V_b(kN)$    | $M_a(kN.m)$ | $V_s(kN)$ | $M_s(kN.m)$ |
| SVB25 | 2918.595      | 2886.744  | 2901.406  | 3346.500     | 6602.797    | 3020.475  | 5959.088    |
| SVB26 | 2520.910      | 2368.492  | 2438.657  | 2851.751     | 5608.570    | 2525.726  | 4964.860    |
| SVB26 | 2520.910      | 2368.492  | 2438.657  | 2851.751     | 5608.570    | 2525.726  | 4964.860    |
| SVB22 | 6108.194      | 3359.410  | 4624.805  | 6171.475     | 11788.701   | 5845.450  | 11144.992   |

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉞ 계수하중 단면력 산정

| 구 분   | 지반반력          |           |           | 지반반력에 의한 단면력 |             | 계수단면력     |             |
|-------|---------------|-----------|-----------|--------------|-------------|-----------|-------------|
|       | $Q_{max}(kN)$ | $Q_a(kN)$ | $Q_b(kN)$ | $V_b(kN)$    | $M_a(kN.m)$ | $V_u(kN)$ | $M_u(kN.m)$ |
| ULB03 | 4381.300      | 4265.084  | 4318.584  | 5002.433     | 9860.135    | 4578.601  | 9023.313    |
| UEB26 | 2373.271      | 2165.432  | 2261.110  | 2664.769     | 5231.397    | 2371.346  | 4652.059    |
| UEB26 | 2373.271      | 2165.432  | 2261.110  | 2664.769     | 5231.397    | 2371.346  | 4652.059    |
| ULB22 | 6108.194      | 3359.410  | 4624.805  | 6171.475     | 11788.701   | 5845.450  | 11144.992   |

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

\* 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)  |
|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| 6300.00 | 1800.00 | 1700.00 | 100.00 | 11144.99 | 5845.45 |

\* 강도감소계수( $\phi$ ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 25841.700 \times 400.00 = 10336680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6300.000 = 144585.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 71.492 \text{ mm, } c = 71.492 / \beta_1 = 71.492 / 0.85 = 84.108 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 84.108) / 84.108 = 0.05764$$

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

\* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 19594.400 \text{ mm}^2$$

\* 사용철근량 = 25841.7 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.319]

$$1\text{단} : \text{H25} - 51.0 \text{ EA} (= 25841.7 \text{ mm}^2)$$

\* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6300.0 \times 1200.0 = 11340.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 19594.400 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(19594.400, 11340.000) / bd = 0.00183$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00241$$

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

\* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 71.492 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 25841.700 \times 400 \times (1700.00 - a/2) = 14622.432 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 11144.992 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.312]$$

\* 전단에 대한 검토 ( $d = 1700.00 \text{ mm}$ )

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6300.00 \times 1700.00 = 7420.106 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5845.450 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

\* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm<sup>2</sup> 이하

사용철근량 : H25 - 49.0 EA

$$H22 - 49.0 EA = 43796.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 1800.0 \times 6300.0 = 17010.0 \text{ mm}^2 < 43796.2 \text{ mm}^2$$

$$(43796.200 / 6.300) = 6951.778 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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』

사용철근량 : H25 - 49.0 EA

$$= 18967.900 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : 300.000 mm<sup>2</sup>

$$< 18967.900 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 5959.088 \times 1000000 / [25841.700 \times (1700.000 - 285.052/3)]$$

$$= 143.677 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 25841.700/6300.0 + 7 \times 25841.700/6300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6300.0 \times 1700.0)/(7 \times 25841.700)]}$$

$$= 285.052 \text{ mm}$$

사용철근량 = 25841.7 mm<sup>2</sup> (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 51.0 EA (= 25841.7 mm<sup>2</sup>)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 143.68) - 2.5 \times 87.50 = 329.35 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 143.68) = 438.48 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 329.35 mm 를 적용

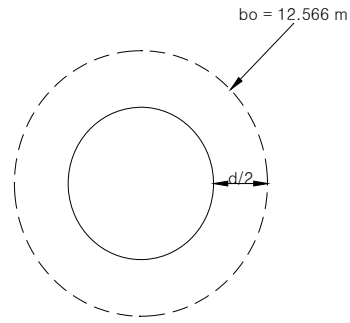
$$S = 6300.00 / 51.0 EA = 123.53 \leq S_a (= 329.35 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

## 12. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중( $V_u$ ) : -24198.061 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면  $d/2$

3) 위험단면 길이( $b_o$ ) = 12.566 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.566 \times 1.700 \\ &= 55502.271 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.700)/(2 \cdot 12.566)) \times \sqrt{27} \times 12.566 \times 1.700 \\ &= 68557.025 \text{ kN} \end{aligned}$$

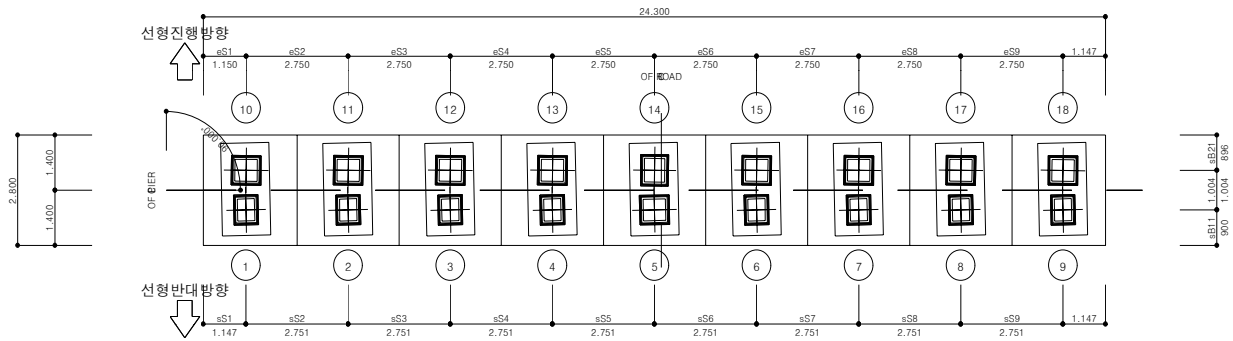
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.566 \times 1.700 \\ &= 37001.514 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 37001.514 = 29601.211 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

### 13. 교량 받침부 검토



#### 13.1 받침 연단거리 검토

##### ① 필요 연단거리

##### ㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로  $S = 200 + 5.0L$   
 $S = 200 + 5.0 \times 44.996 = 424.982 \text{ mm}$

##### ㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 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   | 424.982 | 560.000 | 460.000 | 614.828 | 0.K |
| 2   | 424.982 | 560.000 | 460.000 | 614.828 | 0.K |
| 3   | 424.982 | 560.000 | 460.000 | 614.829 | 0.K |
| 4   | 424.982 | 560.000 | 460.000 | 614.829 | 0.K |
| 5   | 424.982 | 550.000 | 600.000 | 618.327 | 0.K |
| 6   | 424.982 | 560.000 | 460.000 | 614.829 | 0.K |
| 7   | 424.982 | 560.000 | 460.000 | 614.829 | 0.K |
| 8   | 424.982 | 560.000 | 460.000 | 614.830 | 0.K |
| 9   | 424.982 | 560.000 | 460.000 | 614.830 | 0.K |
| 10  | 350.497 | 550.000 | 600.000 | 616.553 | 0.K |
| 11  | 350.497 | 550.000 | 600.000 | 616.617 | 0.K |
| 12  | 350.497 | 550.000 | 600.000 | 616.681 | 0.K |
| 13  | 350.497 | 550.000 | 600.000 | 616.745 | 0.K |
| 14  | 350.497 | 600.000 | 550.000 | 592.162 | 0.K |
| 15  | 350.497 | 550.000 | 600.000 | 616.875 | 0.K |
| 16  | 350.497 | 550.000 | 600.000 | 616.940 | 0.K |
| 17  | 350.497 | 550.000 | 600.000 | 617.006 | 0.K |
| 18  | 350.497 | 550.000 | 600.000 | 621.002 | 0.K |

### 13.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$$\begin{aligned}
 N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\
 &= (200 + 1.67 \times 75.126 + 6.66 \times 13.085) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2) \\
 &= 412.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1400 - 0 - 50 = 1350 \text{ mm} \geq 413 \text{ mm} \therefore 0.K$$

### 13.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

| 구 분     | 수직력      |          |     | 수평력     |         |     |
|---------|----------|----------|-----|---------|---------|-----|
|         | 허용값      | 상부반력     | 비 고 | 허용값     | 탄성지진력   | 비 고 |
| SHOE 1  | 1900.000 | 1669.342 | 0.K | 271.763 | 184.780 | 0.K |
| SHOE 2  | 1900.000 | 1638.470 | 0.K | 271.763 | 185.050 | 0.K |
| SHOE 3  | 1900.000 | 1557.692 | 0.K | 271.763 | 185.450 | 0.K |
| SHOE 4  | 1900.000 | 1538.862 | 0.K | 271.763 | 185.830 | 0.K |
| SHOE 5  | 1900.000 | 1586.379 | 0.K | 271.763 | 185.990 | 0.K |
| SHOE 6  | 1900.000 | 1612.551 | 0.K | 271.763 | 185.800 | 0.K |
| SHOE 7  | 1900.000 | 1632.545 | 0.K | 271.763 | 185.330 | 0.K |
| SHOE 8  | 1900.000 | 1653.979 | 0.K | 271.763 | 184.850 | 0.K |
| SHOE 9  | 1900.000 | 1759.428 | 0.K | 271.763 | 184.590 | 0.K |
| SHOE 10 | 1750.000 | 1283.113 | 0.K | 258.822 | 209.180 | 0.K |
| SHOE 11 | 1750.000 | 1295.510 | 0.K | 258.822 | 209.560 | 0.K |
| SHOE 12 | 1750.000 | 1247.427 | 0.K | 258.822 | 210.040 | 0.K |
| SHOE 13 | 1750.000 | 1211.298 | 0.K | 258.822 | 210.480 | 0.K |
| SHOE 14 | 1750.000 | 1136.384 | 0.K | 258.822 | 210.670 | 0.K |
| SHOE 15 | 1750.000 | 1203.443 | 0.K | 258.822 | 210.450 | 0.K |
| SHOE 16 | 1750.000 | 1251.499 | 0.K | 258.822 | 209.910 | 0.K |
| SHOE 17 | 1750.000 | 1312.438 | 0.K | 258.822 | 209.330 | 0.K |
| SHOE 18 | 1750.000 | 1407.872 | 0.K | 258.822 | 208.930 | 0.K |

탄성지진력은 응답수정계수( $R = 1.0$ )를 고려한 값이며 내진장치 불필요

#### 13.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

| 구 분 | 수직력      | 수평력     |         | 보강범위(mm) |          | 비 고 |
|-----|----------|---------|---------|----------|----------|-----|
|     |          | 교축방향    | 직각방향    | 교축방향     | 직각방향     |     |
| 1   | 1669.342 | 115.143 | 138.932 | 1359.695 | 1707.470 |     |
| 2   | 1638.470 | 115.165 | 139.135 | 1359.696 | 1867.354 |     |
| 3   | 1557.692 | 115.060 | 139.436 | 1359.696 | 1867.354 |     |
| 4   | 1538.862 | 114.827 | 139.722 | 1359.696 | 1867.354 |     |
| 5   | 1586.379 | 114.647 | 306.871 | 1499.696 | 1862.354 |     |
| 6   | 1612.551 | 114.594 | 139.699 | 1359.697 | 1867.355 |     |
| 7   | 1632.545 | 114.617 | 139.346 | 1359.697 | 1867.355 |     |
| 8   | 1653.979 | 114.466 | 138.985 | 1359.697 | 1867.355 |     |
| 9   | 1759.428 | 114.135 | 138.789 | 1359.697 | 1707.470 |     |
| 10  | 1283.113 | 131.586 | 157.278 | 1495.813 | 1700.345 |     |
| 11  | 1295.510 | 131.617 | 157.564 | 1495.876 | 1858.446 |     |
| 12  | 1247.427 | 131.496 | 157.925 | 1495.940 | 1858.510 |     |
| 13  | 1211.298 | 131.226 | 158.256 | 1496.005 | 1858.575 |     |
| 14  | 1136.384 | 131.023 | 306.871 | 1446.062 | 1883.632 |     |
| 15  | 1203.443 | 130.962 | 158.233 | 1496.134 | 1858.704 |     |
| 16  | 1251.499 | 130.985 | 157.827 | 1496.200 | 1858.770 |     |
| 17  | 1312.438 | 130.812 | 157.391 | 1496.266 | 1858.836 |     |
| 18  | 1407.872 | 130.421 | 157.090 | 1500.262 | 1697.471 |     |

탄성지진력은 응답수정계수( $R = 1.0$ )를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

| 구 분 | 교축방향     |          |     | 직각방향     |          |     |
|-----|----------|----------|-----|----------|----------|-----|
|     | 필요철근량    | 사용철근량    | 비 고 | 필요철근량    | 사용철근량    | 비 고 |
| 1   | 2236.648 | 4369.200 | 0.K | 2625.649 | 3773.400 | 0.K |
| 2   | 2207.240 | 4369.200 | 0.K | 2593.496 | 3773.400 | 0.K |
| 3   | 2129.380 | 4369.200 | 0.K | 2505.414 | 3773.400 | 0.K |
| 4   | 2110.072 | 4369.200 | 0.K | 2486.079 | 3773.400 | 0.K |
| 5   | 2166.771 | 4369.200 | 0.K | 3427.531 | 3773.400 | 0.K |
| 6   | 2179.271 | 4369.200 | 0.K | 2567.830 | 3773.400 | 0.K |
| 7   | 2198.524 | 4369.200 | 0.K | 2588.083 | 3773.400 | 0.K |
| 8   | 2218.193 | 4369.200 | 0.K | 2609.893 | 3773.400 | 0.K |
| 9   | 2317.233 | 4369.200 | 0.K | 2724.895 | 3773.400 | 0.K |
| 10  | 1966.061 | 4369.200 | 0.K | 2191.113 | 3773.400 | 0.K |
| 11  | 1978.200 | 4369.200 | 0.K | 2282.136 | 3773.400 | 0.K |
| 12  | 1931.287 | 4369.200 | 0.K | 2231.928 | 3773.400 | 0.K |
| 13  | 1895.043 | 4369.200 | 0.K | 2194.534 | 3773.400 | 0.K |
| 14  | 1777.798 | 4369.200 | 0.K | 2967.486 | 3773.400 | 0.K |
| 15  | 1886.094 | 4369.200 | 0.K | 2185.879 | 3773.400 | 0.K |
| 16  | 1932.521 | 4369.200 | 0.K | 2235.807 | 3773.400 | 0.K |
| 17  | 1990.267 | 4369.200 | 0.K | 2299.557 | 3773.400 | 0.K |
| 18  | 2082.637 | 4369.200 | 0.K | 2316.878 | 3773.400 | 0.K |

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

| 구 분 | 교축방향    |          |     | 직각방향     |          |     |
|-----|---------|----------|-----|----------|----------|-----|
|     | 필요철근량   | 사용철근량    | 비 고 | 필요철근량    | 사용철근량    | 비 고 |
| 1   | 639.683 | 5759.400 | 0.K | 771.846  | 5759.400 | 0.K |
| 2   | 639.808 | 5759.400 | 0.K | 772.974  | 5759.400 | 0.K |
| 3   | 639.223 | 5759.400 | 0.K | 774.645  | 5759.400 | 0.K |
| 4   | 637.928 | 5759.400 | 0.K | 776.232  | 5759.400 | 0.K |
| 5   | 636.926 | 5759.400 | 0.K | 1704.837 | 5759.400 | 0.K |
| 6   | 636.633 | 5759.400 | 0.K | 776.107  | 5759.400 | 0.K |
| 7   | 636.759 | 5759.400 | 0.K | 774.144  | 5759.400 | 0.K |
| 8   | 635.923 | 5759.400 | 0.K | 772.139  | 5759.400 | 0.K |
| 9   | 634.085 | 5759.400 | 0.K | 771.053  | 5759.400 | 0.K |
| 10  | 731.036 | 5759.400 | 0.K | 873.768  | 5759.400 | 0.K |
| 11  | 731.203 | 5759.400 | 0.K | 875.355  | 5759.400 | 0.K |
| 12  | 730.535 | 5759.400 | 0.K | 877.360  | 5759.400 | 0.K |
| 13  | 729.031 | 5759.400 | 0.K | 879.198  | 5759.400 | 0.K |
| 14  | 727.903 | 5759.400 | 0.K | 1704.837 | 5759.400 | 0.K |
| 15  | 727.569 | 5759.400 | 0.K | 879.073  | 5759.400 | 0.K |
| 16  | 727.694 | 5759.400 | 0.K | 876.817  | 5759.400 | 0.K |
| 17  | 726.734 | 5759.400 | 0.K | 874.394  | 5759.400 | 0.K |
| 18  | 724.561 | 5759.400 | 0.K | 872.723  | 5759.400 | 0.K |

### 13.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 14

#### ① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1136.384 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$Hx1 = 0 \text{ kN} : \text{고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다}$$

$$Hx2 = 174.260 / 1.33 = 131.023 \text{ kN}$$

☞ 수평력은  $Hx1$ ,  $Hx2$  중 큰 값인 131.023 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 24.640 / 6.340 = 3.886 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (24.640 / 6.340)] \times 6.340 = 20.4 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$Hy1 = 20.432 \times 75.096 / 2 / 2EA / 1.25 = 306.871 \text{ kN}$$

$$Hy2 = 210.670 / 1.33 = 158.398 \text{ kN}$$

☞ 수평력은  $Hy1$ ,  $Hy2$  중 큰 값인 306.871 kN를 적용한다.

#### ② 연직하중에 대한 보강

$$b1x = 600.000 \text{ mm} \quad b1y = 550.000 \text{ mm}$$

$$b2x = 896.062 \text{ mm} \quad b2y = 1375.140 \text{ mm}$$

$$bcx = 2 \times b2x = 1792.124 \text{ mm} < 5 \times b1x = 3000.000 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2750.280 \text{ mm} > 5 \times b1y = 2750.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Asx1 &= 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa \\ &= 1/4 \times (1 - 600.000/1792.124) \times 1136.384 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1049.895 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Asy1 &= 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa \\ &= 1/4 \times (1 - 550.000/2750.000) \times 1136.384 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1262.649 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### ③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned} Asx2 &= Hx/fsa \\ &= 131.023 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 727.903 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Asy2 &= Hy/fsa \\ &= 306.871 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1704.837 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$B_{xo} = b_1x + b_2y = 600.000 + 1375.140 = 1975.140 \text{ mm}$$

여기서, 교좌중심에서의 연단거리  $896.062 \text{ mm}$ 가  $B_{xo}/2 = 987.570 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정필요

$$B_{xo} = b_2x + (b_1x + b_2y)/2 = 896.062 + (600.000 + 1375.140)/2 = 1883.632 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$B_{yo} = b_1y + b_2x = 550.000 + 896.062 = 1446.062 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} = 1262.649 + 1704.837 = 2967.486 \text{ mm}^2$$

$$B_{xo} = 1883.632 \text{ mm 범위내에서 H16 - 19 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 19 = 3773.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 교축방향

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2} = 1049.895 + 727.903 = 1777.798 \text{ mm}^2$$

$$B_{yo} = 1446.062 \text{ mm 범위내에서 H16 - 22 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 22 = 4369.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

### 13.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 14

① 교축직각방향

$$A_{s2} = H_y/f_s a = 306.871 \times 10^3 / 180.000 = 1704.837 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

$$A_s = 198.600 \times 19 + 198.600 \times 11 = 5759.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$A_{s1} = H_x/f_s a = 131.023 \times 10^3 / 180.000 = 727.903 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

$$A_s = 198.600 \times 19 + 198.600 \times 11 = 5759.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$