

# 목 차

- 1 . 설계조건
- 2 . 내구성 및 사용성
- 3 . 단면 가정
- 4 . 상시 구조해석
  4. 1 단면특성치 산정
  4. 2 말뚝의 스프링계수 산정
  4. 3 하중산정
  4. 4 구조해석 모델링 작성
- 5 . 지진시 구조해석
  5. 1 해석조건 및 설계상수 결정
  5. 2 단면특성치 산정
  5. 3 스프링계수 산정
  5. 4 하중산정
  5. 5 구조해석 모델링 작성
- 6 . 해설결과 집계
  6. 1 상시 단면력도
  6. 2 지진시 단면력도
  6. 3 단면력 집계
- 7 . 슬래브 단부설계
  7. 1 슬래브단부 단면검토
  7. 2 접속슬래브 단면검토
  7. 3 배력철근 검토
- 8 . 교대 거더부 설계
  8. 1 부재력 산정
  8. 2 폭방향철근 검토
  8. 3 깊이방향 철근 검토
  8. 4 캔틸레버 검토
- 9 . 교대부 말뚝설계
  9. 1 설계조건
  9. 2 안전성 검토
  9. 3 말뚝 본체 검토
- 10 . 거더설계
  10. 1 설계제원
  10. 2 유효폭 산정
  10. 3 합성거더 응력검토
  10. 4 전단연결재 설계
  10. 5 이음부 검토
  10. 6 가로보 설계
- 11 . 기타설계
  11. 1 SHEAR KEY 검토

# 1. 설계조건

## 1. 1 교량제원

- 교량형식 : 무교대일체식복합슬래브교
- 교량등급 : 보도교
- 연 장 : 18.600 m
- 폭 원 : 2.500 m ( 연석간의 교폭(Wc) = 2.000 m )
- 평면조건 : 시점 사각 = 76 ° , 종점 사각 = 76 ° , 평면곡선 = ∞ m
- 거더높이 : 0.700 m

## 1. 2 하중조건

### 1) 고정하중

- 콘크리트 : 25.00 kN/m<sup>3</sup>      · 토 사 : 20.00 kN/m<sup>3</sup> (T = 0.000 m: 복토두께)
- 강 재 : 78.50 kN/m<sup>3</sup>      · 포 장 : 23.00 kN/m<sup>3</sup> (T = 0.050 m: 포장두께)

### 2) 차량 활하중 차량활하중 비적용

### 3) 기타 활하중

- 노면활하중 : 10.000 kN/m<sup>2</sup>
- 보도활하중 : 3.500 kN/m<sup>2</sup>(주형설계) , 5.000 kN/m<sup>2</sup>(바닥판설계)

### 4) 토압

- 내부마찰각 :  $\Phi = 35^\circ$
- 점착력 :  $c = 0$  kN/m<sup>2</sup>
- 주동토압계수 :  $K_a = \tan^2(45 - \Phi/2) = 0.271$
- 수동토압계수 :  $K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$
- 정지토압계수 :  $K_o = 1 - \sin\Phi = 0.426$


### 5) 온도변화

- 온도변화량 :  $\pm 25^\circ\text{C}$  (-10°C~40°C, 가설시온도:15°C)
- 두께온도차 :  $\pm 10^\circ\text{C}$

### 6) 건조수축

- 선팽창계수 :  $\alpha_c = 0.00001$  (콘크리트교) ,  $\alpha_v = 0.000012$  (합성거더교)
- 건조수축률 :  $\epsilon = 0.00015$

### 7) 지점침하

- 지점침하량 :  $\delta = 10$  mm  전체 구조물에서 콘크리트의 비중이 크므로 콘크리트교 지점침하량 적용

## 1. 3 내진설계 조건

- 내진등급 : I 등급교 ( 위험도계수 = 1.4 )
- 내진구역 : I 구역 ( 지진구역계수 = 0.11 )
- 지반종류 : II 지반 ( 지반계수 = 1.2 )
- 가속도계수 :  $A = 0.154$
- 응답수정계수 : 상부 슬래브 및 벽식교각(R=1.0), 기둥 또는 교각과 기초(R=1.0)
- 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법 ( SINGLE-MODE SPECTRUM ANALYSIS )

## 1. 4 사용재료

### 1) 강재

#### A. 플레이트거더

- 종 류 : SM490
- 항복강도 :  $f_{sy} = 315 \text{ MPa}$
- 탄성계수 :  $E_s = 205,000 \text{ MPa}$

#### B. 말뚝

- 종 류 : STK400
- 항복강도 :  $f_{sy} = 235 \text{ MPa}$
- 탄성계수 :  $E_p = 205,000 \text{ MPa}$

### 2) 콘크리트

- 설계강도 :  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 탄성계수 :  $E_c = 29,500 \text{ MPa} \Rightarrow 0.077 \times m_c^{1.5} \times (f_{cu})^{(1/3)}$ ,  $m_c = 2350 \text{ kg/m}^3$

### 3) 보강철근

- 종 류 : SD 400
- 항복강도 :  $f_{ry} = 400 \text{ MPa}$
- 탄성계수 :  $E_r = 200,000 \text{ MPa}$

### 4) 지반

- 변형계수 :  $E_o \begin{cases} = 2,800 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)} & \Rightarrow \text{지지층} \\ = 2,800 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)} & \Rightarrow \text{뒤채움토 (N = 15 )} \end{cases}$

### 5) 기타 물리상수

- 거더부 강재와 콘크리트의 탄성계수비 :  $n_{sc} = E_s / E_c = 6.9$

## 1. 5 설계방법

- 플레이트거더, 말뚝 : 한계상태설계법
- 바닥판, 교대, 교각 : 한계상태설계법

## 1. 7 참고문헌

- 도로교설계기준 ..... 국토해양부, 2010
- 도로교설계기준(한계상태설계법) ..... 국토해양부, 2012
- 도로교설계기준(한계상태설계법)해설 ..... (사)한국교량및구조공학회, 2015
- 콘크리트구조설계기준 ..... 한국콘크리트학회, 2007
- 구조물 기초 설계기준 해설 ..... (사)한국지반공학회, 2009
- 도로암거표준도 ..... 건설교통부, 1998
- 도로암거표준도 ..... 국토해양부, 2008
- 도로설계편람(교량) ..... 국토해양부, 2008

## 2. 내구성 및 사용성

### 1) 환경조건에 따른 노출등급

[도.설.한. 5.8.1]

구분	부식			콘크리트 손상	
부재	탄산화	염화물	해수 염화물	동결/융해/침식	화학적 침투
슬래브 상면	EC3	ED1	-	EF4	방수
슬래브 하면	EC3	ED1	-	EF2	-
벽체 전면	EC4	ED1	-	EF1	-
벽체 배면	EC2	ED1	-	-	-

### 2) 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도

[도.설.한. 5.8.1]

구분	부식			콘크리트 손상	
부재	탄산화	염화물	해수 염화물	동결/융해/침식	화학적 침투
슬래브 상면	30	30	-	30	-
슬래브 하면	30	30	-	25	-
벽체 전면	30	30	-	30	-
벽체 배면	25	30	-	-	-

최소 콘크리트 강도 = 30

O.K!

### 3) 노출등급에 따른 피복두께

#### A. 노출등급 조정

등급조정	기준	조정등급				
		바닥판 상부	바닥판 하부	벽체 전면	벽체 배면 (상단부)	벽체 배면 (중양, 하단부)
지배되는 노출등급		ED3	ED1	ED1	EC2	EC2
사용수명	100년	2	2	2	2	2
콘크리트 강도등급 1,2	fck=30MPa	-	-	-	-	-
슬래브 형상	슬래브 형상	-1	-1	-1	-1	-1
특수 품질관리	해당없음	-	-	-	-	-
합계		1단계조정	1단계조정	1단계조정	1단계조정	1단계조정

#### B. 철근의 내구성을 고려한 최소피복두께

[도.설.한. 5.8.4.2]

피복 등급	노출등급						
	E0	EC1	EC2/EC3/EF2	EC4/EF1/EF3	ED1/ES1/EA1	ED2/ES2/EA2	ED3/ES3/EA3
TC1	10	10	10	15	20	25	30
TC2	10	10	15	20	25	30	35
TC3	10	10	20	25	30	35	40
TC4	10	15	25	30	35	40	45
TC5	15	20	30	35	40	45	50
TC6	20	25	35	40	45	50	55

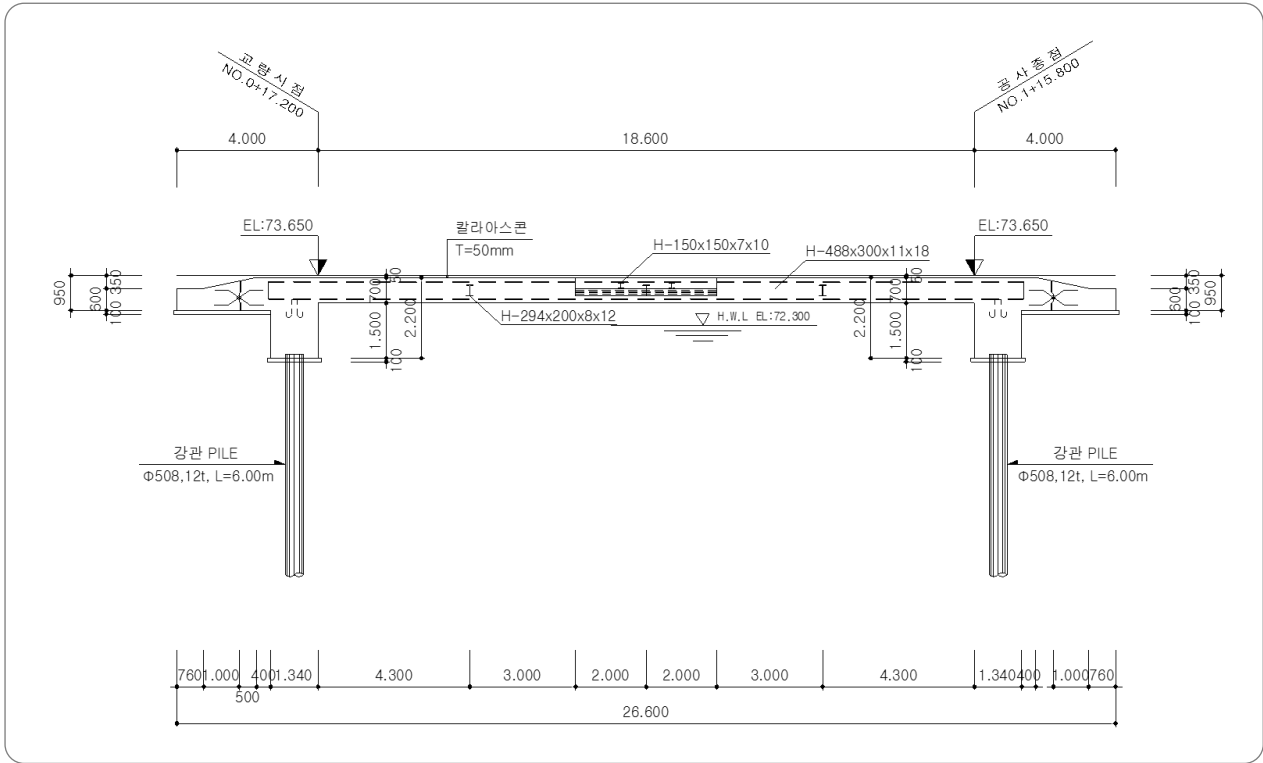
철근의 최소피복두께

적용피복(철근도심)

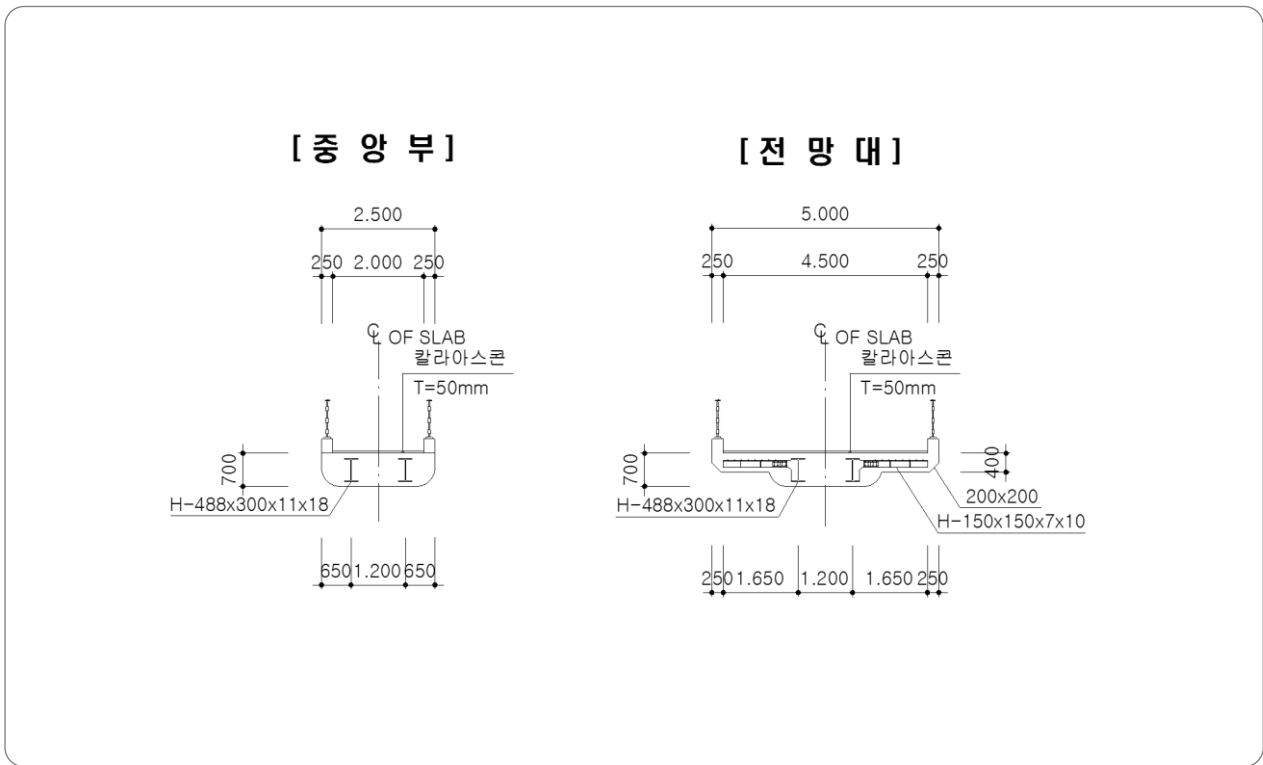
- 슬래브 상면 : 40mm + 10mm (설계편차허용량) = 50 mm 80 mm
- 슬래브 하면 : 30mm + 10mm (설계편차허용량) = 40 mm 60 mm
- 벽체 전면 : 40mm + 10mm (설계편차허용량) = 50 mm 100 mm
- 벽체 배면 상당 : 40mm + 10mm (설계편차허용량) = 50 mm 100 mm
- 벽체 배면 중앙, 하단 : 40mm + 10mm (설계편차허용량) = 50 mm 100 mm

### 3 . 단면가정

#### 3. 1 종단면도



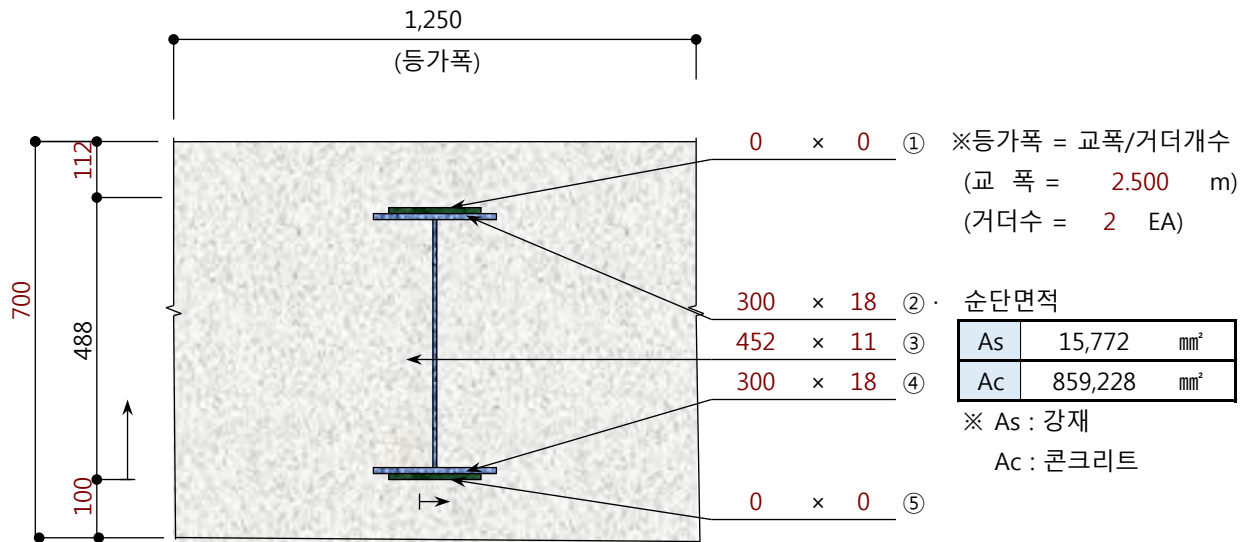
#### 3. 2 횡단면도



단면구분			A(mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
거 더	합성전	단면A-A	12,618	545,097,246	64,840,107	1,093,550
		단면B-B	16,618	741,176,343	85,673,441	1,626,883
	합성후	단면A-A	112,618	4,628,833,921	13,085,673,441	16,334,426,883
		단면B-B	116,618	4,867,834,586	13,106,506,774	16,334,960,217
교 대	시점	단면C-C	2,090,084	294,353,558,679	272,146,411,500	1,177,414,234,715
	종점	단면C-C	2,090,084	294,353,558,679	272,146,411,500	1,177,414,234,715
말 뚝	시점	일반부	18,623	568,329,115	568,329,115	1,136,658,231
		보강부	72,825	2,026,408,360	1,033,487,385	2,066,974,770
	종점	일반부	18,623	568,329,115	568,329,115	1,136,658,231
		보강부	72,825	2,026,408,360	1,033,487,385	2,066,974,770
가로보(／분)			6,960	108,608,400	16,011,520	276,480
단면구분			A(mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
접 속 슬 래 브	a1	일반부	964,654	28,939,630,712	125,606,036,077	115,758,522,849
	a2	일반부	1,045,042	36,794,194,835	136,073,205,750	147,176,779,339
	a3	일반부	1,205,818	56,522,716,235	157,007,545,096	226,090,864,939
	a4	일반부	1,326,400	75,231,735,308	172,708,299,606	300,926,941,233
	a5	일반부	1,406,788	89,755,979,947	183,175,469,279	359,023,919,787
	a6	일반부	1,446,982	97,671,253,653	188,409,054,116	390,685,014,614

#### 4 .1.2 단면특성치 산정

##### 1) 단면A-A(중양부)



[슬래브기준 단면특성치]

구분	n	A'(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A'·z(mm <sup>3</sup> )	A'·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
①	1.0	0	588	0	0	0	0	0
②	1.0	5,400	579	3,126,600	1,810,301,400	145,800	40,500,000	583,200
③	1.0	4,972	344	1,710,368	588,366,592	84,649,957	50,134	200,537
④	1.0	5,400	109	588,600	64,157,400	145,800	40,500,000	583,200
⑤	1.0	0	100	0	0	0	0	0
소계	-	15,772	344	5,425,568	2,462,825,392	84,941,557	81,050,134	1,366,937
⑥	7.0	125,000	350	43,750,000	15,312,500,000	5,104,166,667	16,276,041,667	20,416,666,667
합계	-	140,772	349	49,175,568	17,775,325,392	5,189,108,224	16,357,091,801	20,418,033,604

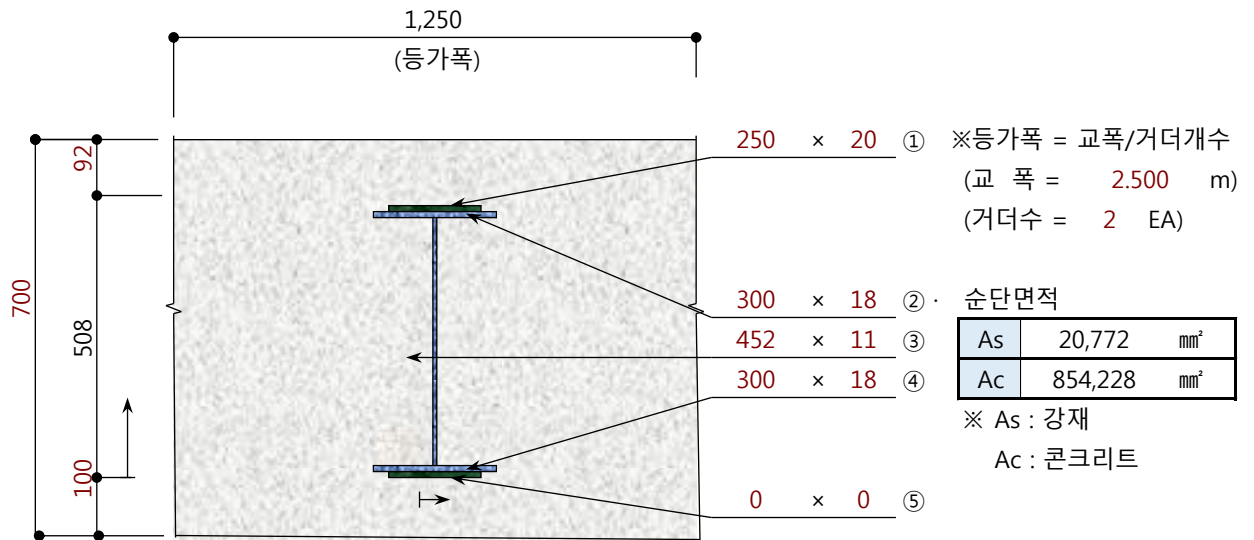
※ A' : 단면적×n(탄성계수비), I<sub>y</sub> : 중립축에 대한 단면2차모멘트(강축)×n(탄성계수비)

구 분		A'(mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
거더당 (등가폭)	강판형	15,772	681,371,557	81,050,134	1,366,937
	슬래브 합성형	140,772	5,786,042,401	16,357,091,801	20,418,033,604
단위폭당 (/m)	강판형	12,618	545,097,246	64,840,107	1,093,550
	슬래브 합성형	112,618	4,628,833,921	13,085,673,441	16,334,426,883

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×R<sub>gb</sub>, R<sub>gb</sub>=거더개수/교폭=0.800

$$I_{33(22)} = I_{y(z)} + A' \cdot z^2 - A' \cdot e$$

## 2) 단면B-B(단지점)



[슬래브기준 단면특성치]

구분	n	A'(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A'·z(mm <sup>3</sup> )	A'·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
①	1.0	5,000	598	2,990,000	1,788,020,000	166,667	26,041,667	666,667
②	1.0	5,400	579	3,126,600	1,810,301,400	145,800	40,500,000	583,200
③	1.0	4,972	344	1,710,368	588,366,592	84,649,957	50,134	200,537
④	1.0	5,400	109	588,600	64,157,400	145,800	40,500,000	583,200
⑤	1.0	0	100	0	0	0	0	0
소계	-	20,772	405	8,415,568	4,250,845,392	85,108,224	107,091,801	2,033,604
⑥	7.0	125,000	350	43,750,000	15,312,500,000	5,104,166,667	16,276,041,667	20,416,666,667
합계	-	145,772	358	52,165,568	19,563,345,392	5,189,274,891	16,383,133,468	20,418,700,271

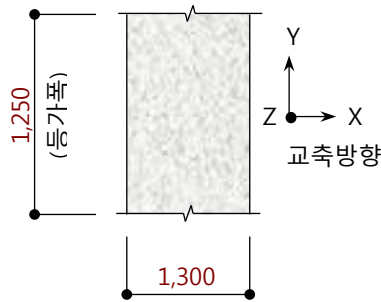
※ A' : 단면적×n(탄성계수비), I<sub>y</sub> : 중립축에 대한 단면2차모멘트(강축)×n(탄성계수비)

구 분		A'(mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
거더당 (등가폭)	강판형	20,772	926,470,429	107,091,801	2,033,604
	슬래브 합성형	145,772	6,084,793,232	16,383,133,468	20,418,700,271
단위폭당 (/m)	강판형	16,618	741,176,343	85,673,441	1,626,883
	슬래브 합성형	116,618	4,867,834,586	13,106,506,774	16,334,960,217

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×R<sub>gb</sub>, R<sub>gb</sub>=거더개수/교폭=0.800  $I_{33(22)} = I_{y(z)} + A' \cdot z^2 - A' \cdot e$



### 3) 단면C-C(교대부)

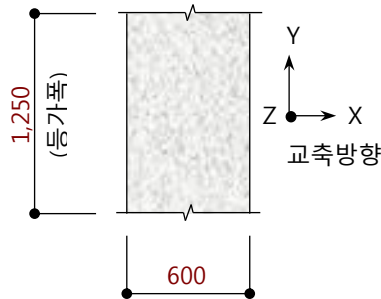


교대 단면특성치 ( 시점교대폭 = 4.019m , 종점교대폭 = 4.019m )

구 분	거더당 (등가폭)	단위폭당(/m)	
		시점교대	종점교대
A(mm <sup>2</sup> )	1,625,000	2,090,084	2,090,084
I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	228,854,166,667	294,353,558,679	294,353,558,679
I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	211,588,541,667	272,146,411,500	272,146,411,500
J(mm <sup>4</sup> )	915,416,666,667	1,177,414,234,715	1,177,414,234,715

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×(거더개수/교폭)×(교대폭/교폭)

### 4) 접속슬래브-a1

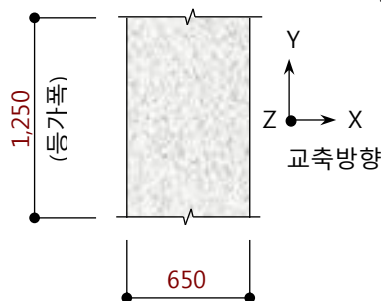


교대 단면특성치 ( 시점교대폭 = 4.019m , 종점교대폭 = 4.019m )

구 분	거더당 (등가폭)	단위폭당(/m)	
		시점교대	종점교대
A(mm <sup>2</sup> )	750,000	964,654	964,654
I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	22,500,000,000	28,939,630,712	28,939,630,712
I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	97,656,250,000	125,606,036,077	125,606,036,077
J(mm <sup>4</sup> )	90,000,000,000	115,758,522,849	115,758,522,849

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×(거더개수/교폭)×(교대폭/교폭)

### 5) 접속슬래브-a2

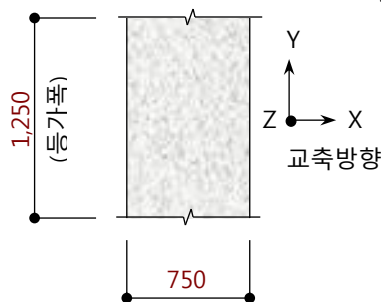


교대 단면특성치 ( 시점교대폭 = 4.019m , 종점교대폭 = 4.019m )

구 분	거더당 (등가폭)	단위폭당(/m)	
		시점교대	종점교대
A(mm <sup>2</sup> )	812,500	1,045,042	1,045,042
I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	28,606,770,833	36,794,194,835	36,794,194,835
I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	105,794,270,833	136,073,205,750	136,073,205,750
J(mm <sup>4</sup> )	114,427,083,333	147,176,779,339	147,176,779,339

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×(거더개수/교폭)×(교대폭/교폭)

### 6) 접속슬래브-a3

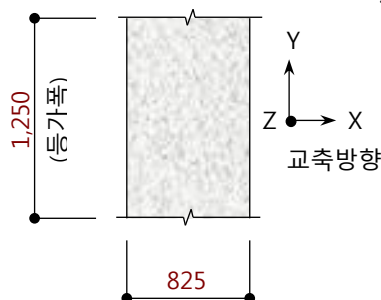


교대 단면특성치 ( 시점교대폭 = 4.019m , 종점교대폭 = 4.019m )

구 분	거더당 (등가폭)	단위폭당(/m)	
		시점교대	종점교대
A(mm <sup>2</sup> )	937,500	1,205,818	1,205,818
I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	43,945,312,500	56,522,716,235	56,522,716,235
I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	122,070,312,500	157,007,545,096	157,007,545,096
J(mm <sup>4</sup> )	175,781,250,000	226,090,864,939	226,090,864,939

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×(거더개수/교폭)×(교대폭/교폭)

### 7) 접속슬래브-a4

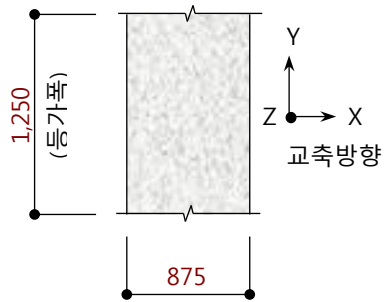


교대 단면특성치 ( 시점교대폭 = 4.019m , 종점교대폭 = 4.019m )

구 분	거더당 (등가폭)	단위폭당(/m)	
		시점교대	종점교대
A(mm <sup>2</sup> )	1,031,250	1,326,400	1,326,400
I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	58,491,210,938	75,231,735,308	75,231,735,308
I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	134,277,343,750	172,708,299,606	172,708,299,606
J(mm <sup>4</sup> )	233,964,843,750	300,926,941,233	300,926,941,233

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×(거더개수/교폭)×(교대폭/교폭)

### 8) 접속슬래브-a5

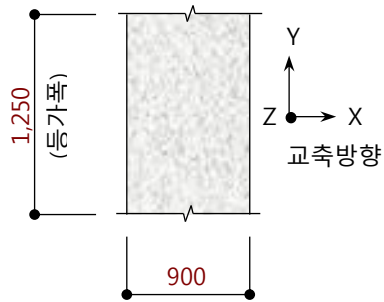


교대 단면특성치 ( 시점교대폭 = 4.019m , 종점교대폭 = 4.019m )

구 분	거더당 (등가폭)	단위폭당(/m)	
		시점교대	종점교대
A(mm <sup>2</sup> )	1,093,750	1,406,788	1,406,788
I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	69,783,528,646	89,755,979,947	89,755,979,947
I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	142,415,364,583	183,175,469,279	183,175,469,279
J(mm <sup>4</sup> )	279,134,114,583	359,023,919,787	359,023,919,787

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×(거더개수/교폭)×(교대폭/교폭)

### 9) 접속슬래브-a6

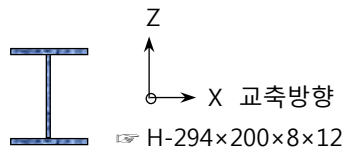


교대 단면특성치 ( 시점교대폭 = 4.019m , 종점교대폭 = 4.019m )

구 분	거더당 (등가폭)	단위폭당(/m)	
		시점교대	종점교대
A(mm <sup>2</sup> )	1,125,000	1,446,982	1,446,982
I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	75,937,500,000	97,671,253,653	97,671,253,653
I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	146,484,375,000	188,409,054,116	188,409,054,116
J(mm <sup>4</sup> )	303,750,000,000	390,685,014,614	390,685,014,614

※ 단위폭당 단면특성치 = 거더당 특성치×(거더개수/교폭)×(교대폭/교폭)

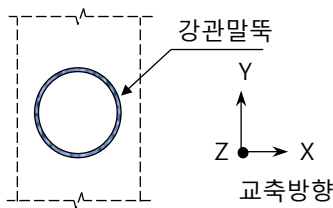
## 10) 가로보



구분	B(mm)	H(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	x(mm)	A·x <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
Flg.1	200	12	2,400	141	47,714,400	28,800	0	0	8,000,000	115,200
Web	8	270	2,160	0	0	13,122,000	0	0	11,520	46,080
Flg.2	200	12	2,400	-141	47,714,400	28,800	0	0	8,000,000	115,200
합계	-	-	6,960	-	95,428,800	13,179,600	-	0	16,011,520	276,480

\* A = 6,960 mm<sup>2</sup>, I<sub>33</sub> = 108,608,400 mm<sup>4</sup>, I<sub>22</sub> = 16,011,520 mm<sup>4</sup>, J = 276,480 mm<sup>4</sup>

## 11) 말뚝(일반부)



구분	단면	단면적(mm <sup>2</sup> )	비고
말뚝	종류	Φ508×12	18,699
	부식고려	Φ504×10	15,519
			부식두께 2mm

[강재기준 단면특성치]

구분	외경	내경	A(mm <sup>2</sup> )	x(mm)	A·x <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	y(mm)	A·y <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
강관	504	484	15,519	0	0	473,607,596	0	0	473,607,596	947,215,192

구 분		A(mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
시점말뚝 (Rpg=1.500) (Rpb=1.200)	말뚝본당(/EA)	15,519	473,607,596	473,607,596	947,215,192
	거더당(등가폭)	23,279	710,411,394	710,411,394	1,420,822,788
	단위폭당(/m)	18,623	568,329,115	568,329,115	1,136,658,231
중점말뚝 (Rpg=1.500) (Rpb=1.200)	말뚝본당(/EA)	15,519	473,607,596	473,607,596	947,215,192
	거더당(등가폭)	23,279	710,411,394	710,411,394	1,420,822,788
	단위폭당(/m)	18,623	568,329,115	568,329,115	1,136,658,231

※ 거더당 단면특성치 = 말뚝본당 특성치×Rpg, Rpg=말뚝본수/거더개수

단위폭당 단면특성치 = 말뚝본당 특성치×Rpb, Rpb=말뚝본수/교폭

말뚝의 사용개수 (시점부 = 3 EA, 중점부 = 3 EA)

## 12) 말뚝(보강부)

구 분		A(mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	J(mm <sup>4</sup> )
시점말뚝 (Rpg=1.500) (Rpb=1.200)	말뚝본당/(EA)	60,688	1,688,673,633	861,239,487	1,722,478,975
	거더당(등가폭)	91,032	2,533,010,450	1,291,859,231	2,583,718,462
	단위폭당(/m)	72,825	2,026,408,360	1,033,487,385	2,066,974,770
중점말뚝 (Rpg=1.500) (Rpb=1.200)	말뚝본당/(EA)	60,688	1,688,673,633	861,239,487	1,722,478,975
	거더당(등가폭)	91,032	2,533,010,450	1,291,859,231	2,583,718,462
	단위폭당(/m)	72,825	2,026,408,360	1,033,487,385	2,066,974,770

※ 거더당 단면특성치 = 말뚝본당 특성치×Rpg, Rpg=말뚝본수/거더개수

단위폭당 단면특성치 = 말뚝본당 특성치×Rpb, Rpb=말뚝본수/교폭

말뚝의 사용개수 (시점부 = 3 EA, 중점부 = 3 EA)

## 4. 2 접속슬래브의 스프링계수 산정

### 1) 평상시

① 도로교 시방서

$$N = 15 \quad \alpha = 1$$

$$K_{vo} = 1/30 \times \alpha \times E_o \\ = 1/30 \times 1.0 \times 28.0 \times 15 = 14.000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{ks'}{4EI}} = 4 \sqrt{\frac{4.667}{4 \times 295,000 \times 4,394,531}} = 0.00097$$

무한대 조건인  $\lambda B \leq \pi/4$

$$\therefore B = 806.4 \text{ cm} = B_y$$

$$\therefore kv = 14.000 \times (806.4 / 30)^{-3/4} \times 10000 = 11860 \text{ kN/m}^3$$

$$k1 = 11860 \times 1.250 \times 0.380 = 5,633 \text{ kN/m}^3$$

$$k2 = 11860 \times 1.250 \times 0.380 = 5,633 \text{ kN/m}^3$$

$$k3 = 11860 \times 1.250 \times (0.380 + 0.500) \times 1/2 = 6,523 \text{ kN/m}^3$$

$$k4 = 11860 \times 1.250 \times 0.500 = 7,412 \text{ kN/m}^3$$

$$k5 = 11860 \times 1.250 \times 0.500 = 7,412 \text{ kN/m}^3$$

$$k6 = 11860 \times 1.250 \times 0.500 = 7,412 \text{ kN/m}^3$$

$$k7 = 11860 \times 1.250 \times (0.500 + 0.200) \times 1/2 = 5,189 \text{ kN/m}^3$$

$$k8 = 11860 \times 1.250 \times 0.200 = 2,965 \text{ kN/m}^3$$

## 4. 3 말뚝의 스프링계수 산정

### 1) 시점교대 말뚝

(교폭 = 3.900 m)

L	5.900 m	D(교축)	0.504 m	Ep	2.05E+08 kN/m <sup>2</sup>	Ip(교축)	0.000474 m <sup>4</sup>
본수	3	D(교직)	0.504 m	Ap	0.015519 m <sup>2</sup>	Ip(교직)	0.000474 m <sup>4</sup>

\* 말뚝 보강부 : Ip(교축) = 0.001689 m<sup>4</sup>, Ip(교직) = 0.000861 m<sup>4</sup>

### A. 말뚝선단에서의 연직 스프링계수(Kvz)

$$Kvz = kv \cdot Rpb = 257,250 \times 0.769 = 197,884 \text{ kN/m}$$

[도.설.해(2008) 5.5.8]

여기서,

kv : 말뚝의 축방향 스프링정수 (= a·(Ap·Ep / L))

a : 말뚝의 시공법에 따른 계수 (= 0.010 (L/D) + 0.360 = 0.477 )

Rpb : 말뚝본수/교폭 (= 3 / 3.900 = 0.769 )

### B. 지층별 말뚝의 수평 스프링계수(Khx)

[구조물기초설계기준해설(2009) p361]

$$kh = k_h \cdot (Bh/0.3)^{-3/4} = 0.3^{8/29} \cdot 4^{-3/29} \cdot (\alpha \cdot E_o)^{32/29} \cdot (D^{-9/29}) \cdot (E_p \cdot I_p)^{-3/29}$$

여기서,

kho : 지름 300mm의 강체원판으로 평판 재하시험의 값에 상당하는 수평 지반반력계수 (=1/0.3·α·Eo)

Eo : 지층별 변형계수 (= 2,800 × N)

α : 지반반력계수 추천에 쓰이는 계수 (= 1 )

β : 말뚝기초의 특성값 (= {(kh·D)/(4·Ep·Ip)}^(1/4))

khx : 단위폭당 수평방향 스프링계수 (=kh·D·T·(말뚝본수/교폭))

$$Khn = kh \cdot D \cdot T \quad \Rightarrow \text{말뚝본당 절점에 해당하는 수평방향 스프링계수}$$

$$\therefore Khx = kh \cdot D \cdot T \cdot (\text{말뚝본수/교폭}) \quad \Rightarrow \text{단위폭당 절점에 해당하는 수평방향 스프링계수}$$

말뚝구분	두께(T) (m)	N치	Eo (kN/m²)	교축방향			교축직각방향		
				kh (kN/m³)	Khn (kN/m)	Khx (kN/m)	kh (kN/m³)	Khn (kN/m)	Khy (kN/m)
보강부	0.600	13	36,400	43,074	13,026	10,020	46,182	13,965	10,743
보강부	0.600	13	36,400	43,074	13,026	10,020	46,182	13,965	10,743
보강부	0.600	17	47,600	57,913	17,513	13,471	62,091	18,776	14,443
일반부	0.600	17	47,600	66,053	19,974	15,365	66,053	19,974	15,365
일반부	0.600	17	47,600	66,053	19,974	15,365	66,053	19,974	15,365
일반부	0.600	32	89,600	132,743	40,141	30,878	132,743	40,141	30,878
일반부	0.600	32	89,600	132,743	40,141	30,878	132,743	40,141	30,878
일반부	0.600	50	140,000	217,211	65,685	50,527	217,211	65,685	50,527
일반부	0.600	50	140,000	217,211	65,685	50,527	217,211	65,685	50,527
일반부	0.500	50	140,000	217,211	54,737	42,105	217,211	54,737	42,105

2) 종점교대 말뚝 ( 교폭 = 3.900 m)

L	5.900 m	D(교축)	0.504 m	Ep	2.05E+08 kN/m²	Ip(교축)	0.000474 m⁴
본수	3	D(교직)	0.504 m	Ap	0.015519 m²	Ip(교직)	0.000474 m⁴

\* 말뚝 보강부 :  $I_p(\text{교축}) = 0.001689 \text{ m}^4$ ,  $I_p(\text{교직}) = 0.000861 \text{ m}^4$

A. 말뚝선단에서의 연직 스프링계수(Kvz)

·  $Kvz = k_v \cdot R_{pb} = 257,250 \times 0.769 = 197,884 \text{ kN/m}$  [도.설.해(2008) 5.5.8]

여기서,

$k_v$  : 말뚝의 축방향 스프링정수 (=  $a \cdot (A_p \cdot E_p / L)$ )

$a$  : 말뚝의 시공법에 따른 계수 (=  $0.010 (L/D) + 0.360 = 0.477$  )

$R_{pb}$  : 말뚝본수/교폭 (=  $3 / 3.900 = 0.769$  )

B. 지층별 말뚝의 수평 스프링계수(Khx)

[구조물기초설계기준해설(2009) p361]

·  $kh = k_h \cdot (B_h/0.3)^{-3/4} = 0.3^{-8/29} \cdot 4^{-3/29} \cdot (\alpha \cdot E_o)^{32/29} \cdot (D^{-9/29}) (E_p \cdot I_p)^{-3/29}$

여기서,

$k_h$  : 지름 300mm의 강체원판으로 평판 재하시험의 값에 상당하는 수평 지반반력계수 (=  $1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$ )

$E_o$  : 지층별 변형계수 (=  $2,800 \times N$ )

$\alpha$  : 지반반력계수 추천에 쓰이는 계수 (=  $1$  )

$\beta$  : 말뚝기초의 특성값 (=  $\{(kh \cdot D)/(4 \cdot E_p \cdot I_p)\}^{1/4}$ )

$khx$  : 단위폭당 수평방향 스프링계수 (=  $kh \cdot D \cdot T \cdot (\text{말뚝본수}/\text{교폭})$ )

·  $Khn = kh \cdot D \cdot T$  ☞ 말뚝본당 절점에 해당하는 수평방향 스프링계수

·  $Khx = kh \cdot D \cdot T \cdot (\text{말뚝본수}/\text{교폭})$  ☞ 단위폭당 절점에 해당하는 수평방향 스프링계수

[illegible]

## 4. 4 하중산정

### 4.4.1 합성전 하중

교 폭	2.500 m	시점교대폭	4.019 m	거 더 수	2 EA	Cfs	1.608
가로보길이	1.200 m	종점교대폭	4.019 m	가로보수	2 EA	Cfe	1.608

※ 교대부 확폭을 고려한 하중증가계수(Cfs=시점교대폭/교폭, Cfe=종점교대폭/교폭)

#### 1) 말뚝 및 기초교대 하중

##### A. 말뚝

- 시 점 :  $Wp1 = 0.02 \times 78.50 \times (3 / 2.500) = 1.761 \text{ kN/m}^2$  (보강부 = 7.281 )
- 종 점 :  $Wp2 = 0.02 \times 78.50 \times (3 / 2.500) = 1.761 \text{ kN/m}^2$  (보강부 = 7.281 )

##### B. 교대 및 브래킷

- 시 점 :  $Wa1 = (1.300 \times 25.00 + 0.00 \times 25.00 / 1.850) \times Cfs = 52.252 \text{ kN/m}^2$
- 종 점 :  $Wa2 = (1.300 \times 25.00 + 0.00 \times 25.00 / 1.850) \times Cfe = 52.252 \text{ kN/m}^2$

##### C. 접속슬래브

- S-a1 :  $Ws1 = (0.600 \times 25.00 + 0.00 \times 25.00 / 1.500) \times Cfs = 24.116 \text{ kN/m}^2$
- S-a2 :  $Ws2 = (0.650 \times 25.00 + 0.00 \times 25.00 / 1.500) \times Cfs = 26.126 \text{ kN/m}^2$
- S-a3 :  $Ws3 = (0.750 \times 25.00 + 0.00 \times 25.00 / 1.875) \times Cfs = 30.145 \text{ kN/m}^2$
- S-a4 :  $Ws4 = (0.825 \times 25.00 + 0.00 \times 25.00 / 1.875) \times Cfs = 33.160 \text{ kN/m}^2$
- S-a5 :  $Ws5 = (0.875 \times 25.00 + 0.00 \times 25.00 / 1.875) \times Cfs = 35.170 \text{ kN/m}^2$
- S-a6 :  $Ws6 = (0.900 \times 25.00 + 0.00 \times 25.00 / 1.875) \times Cfs = 36.175 \text{ kN/m}^2$

#### 2) 상부구조 하중

##### A. 플레이트거더

- 중앙부 :  $Wbm = (0.02 \times 78.50) \times (2 / 2.500) = 0.990 \text{ kN/m}^2$
- 단 부 :  $Wbm = (0.02 \times 78.50) \times (2 / 2.500) = 1.304 \text{ kN/m}^2$

##### B. 바닥판 콘크리트

- 중앙부 :  $Wsl1 = (0.86 \times 25.00) \times (2 / 2.500) = 17.185 \text{ kN/m}^2$
- 단 부 :  $Wsl2 = (0.85 \times 25.00) \times (2 / 2.500) = 17.085 \text{ kN/m}^2$

##### C. 가로보 콘크리트

- 가로보 :  $Wcr = (0.01 \times 78.50 \times 1.200) \times (2 / 2.500 / 19.940) = 0.026 \text{ kN/m}^2$

#### 상부구조 하중

- 중앙부 :  $Wbr1 = Wbm1 + Wsl1 + Wcr = 18.20 \text{ kN/m}^2$
- 단 부 :  $Wbr2 = Wbm2 + Wsl2 + Wcr = 18.42 \text{ kN/m}^2$

### 4.4.2 합성후 하중

#### 1) 뒷채움 및 접속슬래브하중

- 내부마찰각 :  $\Phi = 35^\circ$
- 단위중량 :  $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- 주동토압계수 :  $Ka = \tan^2(45 - \Phi/2) = 0.271$
- 수동토압계수 :  $Kp = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$

## A. 시점부 뒤채움 토압

㉠ 상부수축에 의한 주동토압 작용

$$\begin{aligned}
 qas_1 &= Ka \cdot (q_l + \text{포장} + \text{접속슬래브}) \cdot Cfs \\
 &= 0.271 \times (10.000 + 0.050 \times 23.00 + 0.000 \times 25.00) \times 1.608 = 3.022 \text{ kN/m}^2 \\
 qas_2 &= 3.022 + 0.271 \times 0.700 \times 20.00 \times 1.608 = 9.122 \text{ kN/m}^2 \\
 qas_3 &= 3.022 + 0.271 \times 1.450 \times 20.00 \times 1.608 = 15.657 \text{ kN/m}^2 \\
 qas_4 &= 3.022 + 0.271 \times 2.200 \times 20.00 \times 1.608 = 22.192 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

## B. 종점부 뒤채움 토압

㉠ 상부수축에 의한 주동토압 작용

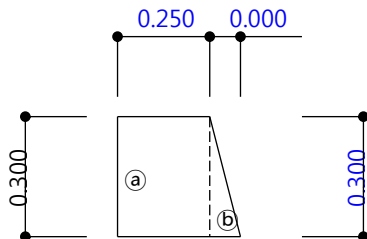
$$\begin{aligned}
 qae_1 &= Ka \cdot (q_l + \text{포장} + \text{접속슬래브}) \cdot Cfe \\
 &= 0.271 \times (10.000 + 0.050 \times 23.00 + 0.000 \times 25.00) \times 1.608 = 3.022 \text{ kN/m}^2 \\
 qae_2 &= 3.022 + 0.271 \times 0.700 \times 20.00 \times 1.608 = 9.122 \text{ kN/m}^2 \\
 qae_3 &= 3.022 + 0.271 \times 1.450 \times 20.00 \times 1.608 = 15.657 \text{ kN/m}^2 \\
 qae_4 &= 3.022 + 0.271 \times 2.200 \times 20.00 \times 1.608 = 22.192 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

## C. 접속슬래브(포장+자중)

- 시 점 :  $Ppvs = [0.050 \times 4.000 / 2 \times 20.00 + \{0.000 \times 4.000 / 2 + 1/2 \times (1.200 + 0.000) \times 0.000\} \times 25.00] \times (2.000 / 2.50) = 1.600 \text{ kN/m}$
- 종 점 :  $Ppve = [0.050 \times 4.000 / 2 \times 20.00 + \{0.000 \times 4.000 / 2 + 1/2 \times (1.200 + 0.000) \times 0.000\} \times 25.00] \times (2.000 / 2.50) = 1.600 \text{ kN/m}$

※ 본체에 접속슬래브 하중의 1/2이 작용함(지반이 1/2 지지).

## 2) 추가 고정하중(포장, 연석 및 난간하중)



구 분	단 면 폭(mm)×높이(mm)	단면적 (m²)
㉠	0.250 × 0.300	0.0750
㉡	0.000 × 0.300 × 1/2	0.0000
	계	0.0750

- 연석 :  $Wgd = 0.075 \times 25.00 \times 1 \text{ EA} / 2.500 = 0.750 \text{ kN/m}^2$
  - 연석(우) :  $Wgd = 0.0750 \times 25.00 \times 1 \text{ EA} / 2.500 = 0.750 \text{ kN/m}^2$
  - 난간 :  $Whr = 1.000 \times 2 \text{ EA} / 2.500 = 0.800 \text{ kN/m}^2$
  - 경계석 :  $Wse = 0.200 \times 0.250 \times 25.00 \times 0 \text{ EA} / 2.500 = 0.020 \text{ kN/m}^2$
- $Wdc = 2.320 \text{ kN/m}^2$

- 차도포장 :  $Wpv = 0.050 \times 23.00 \times 2.000 / 2.500 = 0.920 \text{ kN/m}^2$
  - 보도포장 :  $Wpw = \{1/2 \times (0.200 + 0.412) \times 4.900 \times 25.00 \times 0 \text{ EA} + 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 0 \text{ EA}\} / 2.500 = 0.000 \text{ kN/m}^2$
- $Wdw = 0.920 \text{ kN/m}^2$

## 3) 활하중

[도.설.한. 4.6.2.4]

### A. 보도활하중

- $Wsw = 3.500 \times (2.000 + 2.000) / 2.500 = 5.600 \text{ kN/m}^2$

※보도활하중등에 재하하는 등분포하중은 충격을 고려하지 않음.



#### 4) 온도하중

- 온도감소  
 $\Delta T = -25\text{ }^{\circ}\text{C}$  : 부재축 방향  
 $\Delta T_z = -10\text{ }^{\circ}\text{C}$  : 부재축 직각방향
- 온도증가  
 $\Delta T = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$  : 부재축 방향  
 $\Delta T_z = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$  : 부재축 직각방향

#### 5) 건조수축에 의한 부정정력

- 건조수축 변형률을 온도하중으로 환산  
선팽창계수 :  $\alpha_c = 0.00001$  (콘크리트),  $\alpha_v = 0.000012$  (강합성)  
건조수축률 :  $\epsilon = 0.00015$   
 $\Delta T_c = -\epsilon / \alpha_c = -15\text{ }^{\circ}\text{C}$  (콘크리트)  
 $\Delta T_v = -\epsilon / \alpha_v = -12.5\text{ }^{\circ}\text{C}$  (강 합 성)
- 교대부 건조수축  
 $\Delta T = -15\text{ }^{\circ}\text{C}$
- 상부거더의 바닥판 및 복부 콘크리트의 건조수축  
 $\Delta T_g = -12.5 \times (\text{상부거더의 바닥판 및 복부 콘크리트 단면적} / \text{상부거더 전체 단면적})$   
중앙부 :  $\Delta T_{g1} = -12.5 \times (0.1250 / 0.1408) = -11.1\text{ }^{\circ}\text{C}$   
단 부 :  $\Delta T_{g2} = -12.5 \times (0.1250 / 0.1458) = -10.72\text{ }^{\circ}\text{C}$   
※ 온도변화에 의한 축력은 단면적에 비례하므로 전체단면적에 대한 바닥판의 단면적이 차지하는 비율을 온도하중에 고려한다.

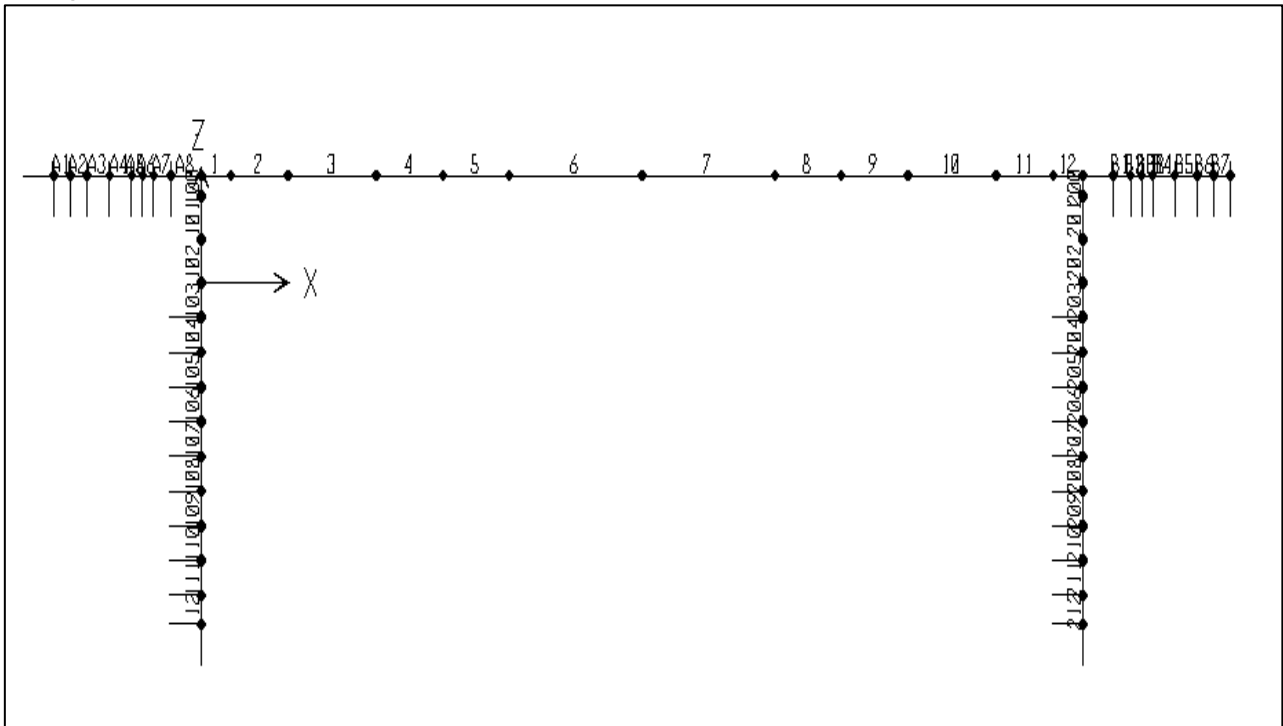
#### 6) 지점침하

- $\delta = 10\text{ mm}$  : 지점의 부등침하량

## 4. 5 구조해석 모델링 작성

### 4 .5.1 해석 모델링

#### 1) 기본모델



본체 절점좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	1.850	8	12.970	1.850	100	0.000	1.500
2	0.670	1.850	9	14.470	1.850	101	0.000	0.750
3	1.970	1.850	10	15.970	1.850	102	0.000	0.000
4	3.970	1.850	11	17.970	1.850	200	19.940	1.500
5	5.470	1.850	12	19.270	1.850	201	19.940	0.750
6	6.970	1.850	13	19.940	1.850	202	19.940	0.000
7	9.970	1.850						
a1	-3.330	1.850	a7	-1.070	1.850	b5	22.010	1.850
a2	-2.950	1.850	a8	-0.670	1.850	b6	22.510	1.850
a3	-2.570	1.850	b1	20.610	1.850	b7	22.890	1.850
a4	-2.070	1.850	b2	21.010	1.850	b8	23.270	1.850
a5	-1.570	1.850	b3	21.260	1.850			
a6	-1.320	1.850	b4	21.510	1.850			

#### 2) 단면특성

구 분	요소명	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	J(m <sup>4</sup> )	적용부재	비 고
합성전	BEM1	0.012618	0.000545	0.000065	0.000001	일반부 거더	
	BEM2	0.016618	0.000741	0.000086	0.000002	단 부 거더	
	ABUTS	2.090084	0.294354	0.272146	1.177414	시점부 교대	
	ABUTE	2.090084	0.294354	0.272146	1.177414	종점부 교대	
	PILES	0.018623	0.000568	0.000568	0.00113666	시점부 말뚝 일반부	
	SPLES	0.072825	0.002026	0.001033	0.00206697	시점부 말뚝 보강부	
	PILEE	0.018623	0.000568	0.000568	0.00113666	종점부 말뚝 일반부	

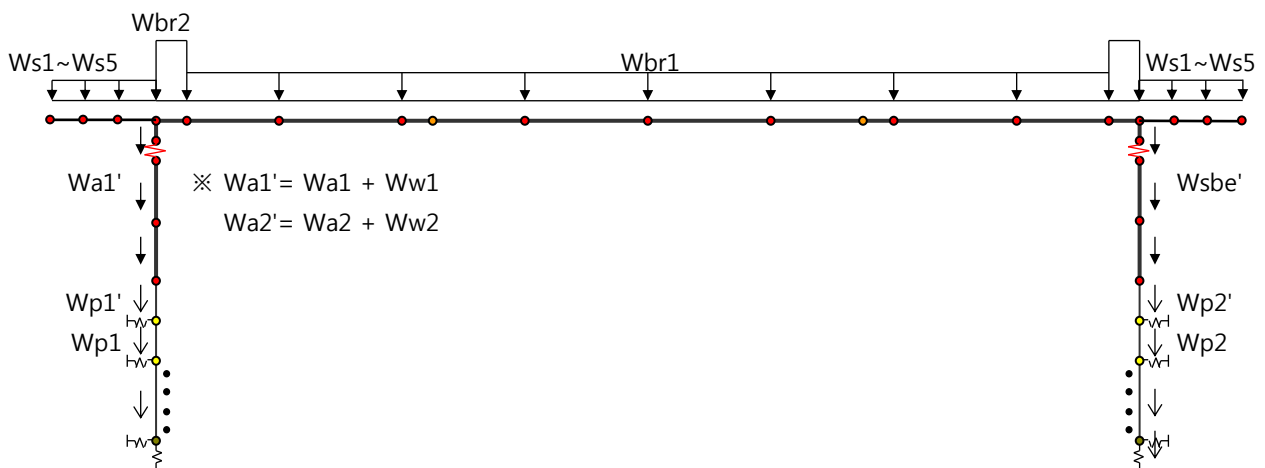
	SPLEE	0.072825	0.002026	0.001033	0.00206697	종점부 말뚝 보강부	
합성후	CBEM1	0.112618	0.004629	0.013086	0.016334	일반부 거더	
	CBEM2	0.116618	0.004868	0.013107	0.016335	단 부 거더	

구 분	요소명	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	J(m <sup>4</sup> )	적용부재	비 고
합성전	ASLAB1	0.964654	0.028940	0.125606	0.115759	접속슬래브	
	ASLAB2	1.045042	0.036794	0.136073	0.147177	"	
	ASLAB3	1.205818	0.056523	0.157008	0.226091	"	
	ASLAB4	1.326400	0.075232	0.172708	0.300927	"	
	ASLAB5	1.406788	0.089756	0.183175	0.35902400	"	
	ASLAB6	1.446982	0.097671	0.188409	0.39068500	"	

구 분	요소명	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	J(m <sup>4</sup> )	적용부재	비 고
합성후	CBEMcen	0.114618	0.004749	0.013097	0.016335	변화부 거더	
	CBEM11	0.113618	0.004689	0.013091	0.016334	변화부 거더1	
	CBEM12	0.115618	0.004808	0.013102	0.016335	변화부 거더2	

## 4.5.2 하중재하

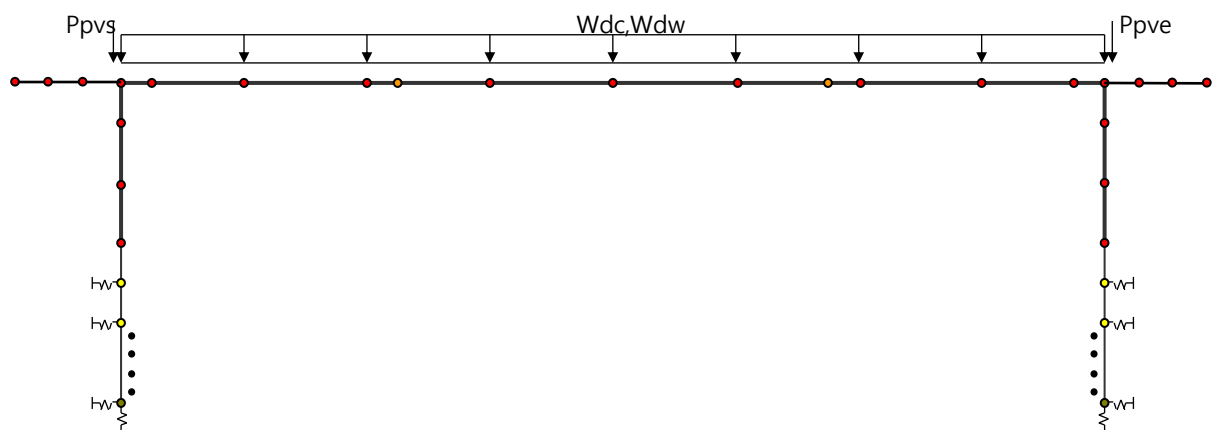
### A. 거더 및 바닥판 고정하중



Wbr1	18.201	kN/m <sup>2</sup>	Wa1'	52.252	kN/m <sup>2</sup>	Wp1'	7.281	kN/m <sup>2</sup>	Wp1	1.761	kN/m <sup>2</sup>
Wbr2	18.415	kN/m <sup>2</sup>	Wa2'	52.252	kN/m <sup>2</sup>	Wp2'	7.281	kN/m <sup>2</sup>	Wp2	1.761	kN/m <sup>2</sup>
Ws1	24.116	kN/m <sup>2</sup>	Ws2	26.126	kN/m <sup>2</sup>	Ws3	30.145	kN/m <sup>2</sup>	Ws4	33.160	kN/m <sup>2</sup>
Ws5	35.170	kN/m <sup>2</sup>	Ws6	36.175	kN/m <sup>2</sup>						

### 1) 합성후 하중재하

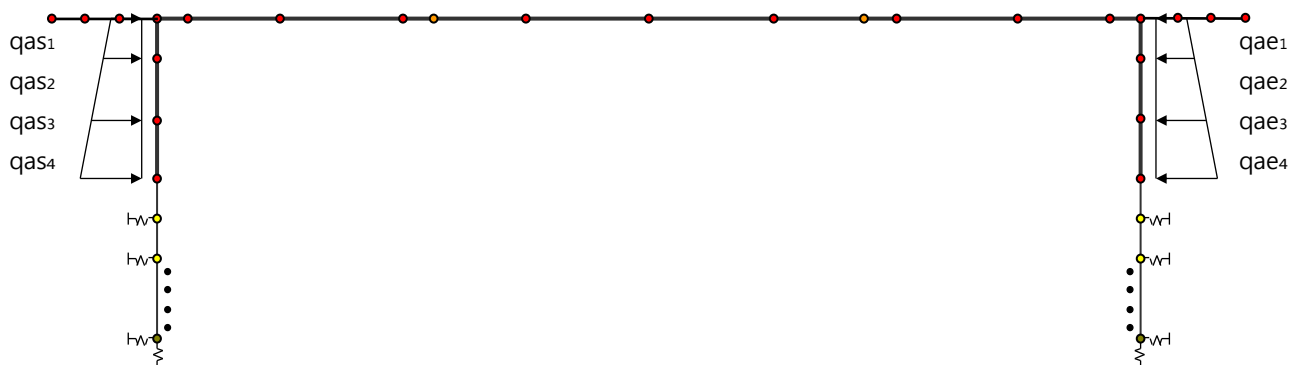
#### A. 고정하중



Wdc	2.320	kN/m <sup>2</sup>	Wdw	0.920	kN/m <sup>2</sup>	Ppvs	1.600	kN/m	Ppve	1.600	kN/m
-----	-------	-------------------	-----	-------	-------------------	------	-------	------	------	-------	------

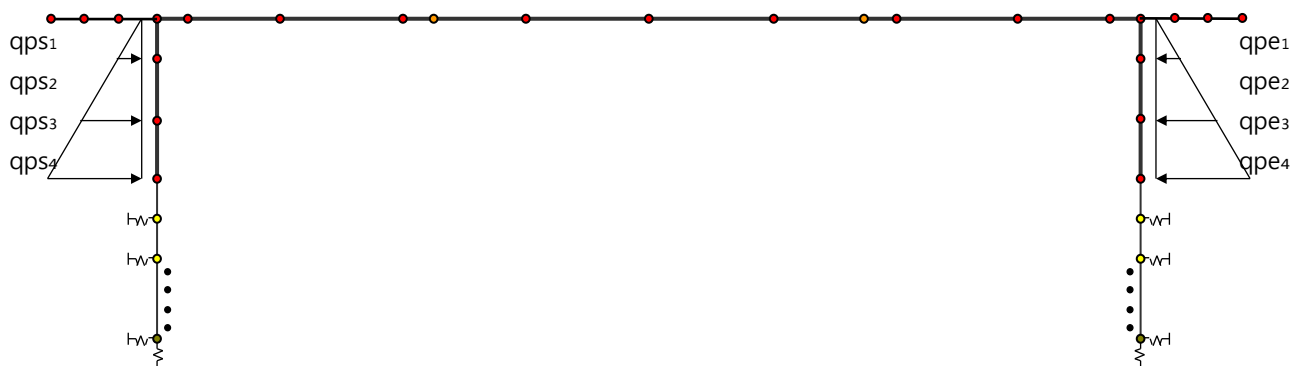
## B. 토압

· 주동토압



qas1	3.022	kN/m <sup>2</sup>	qas3	15.657	kN/m <sup>2</sup>	qae1	3.022	kN/m <sup>2</sup>	qae3	15.657	kN/m <sup>2</sup>
qas2	9.122	kN/m <sup>2</sup>	qas4	22.192	kN/m <sup>2</sup>	qae2	9.122	kN/m <sup>2</sup>	qae4	22.192	kN/m <sup>2</sup>

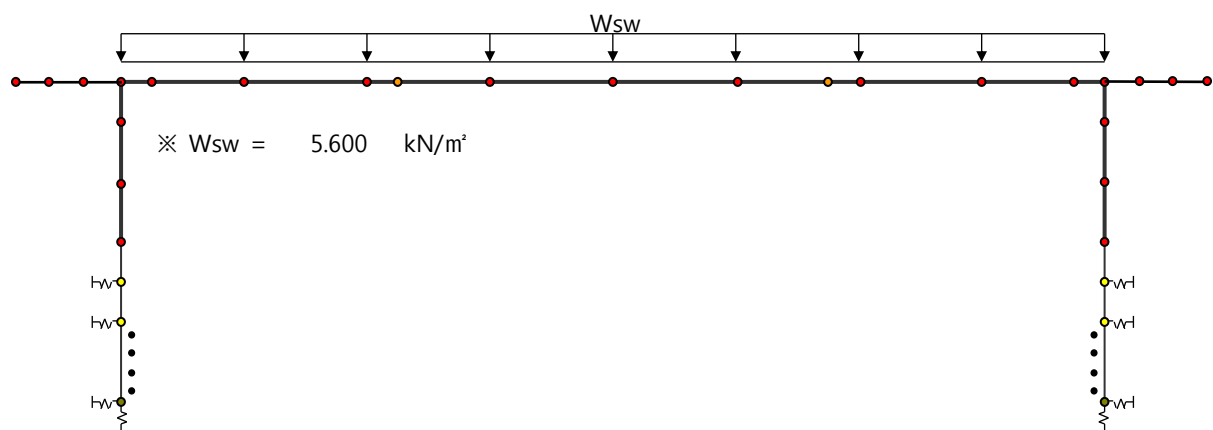
· 수동토압



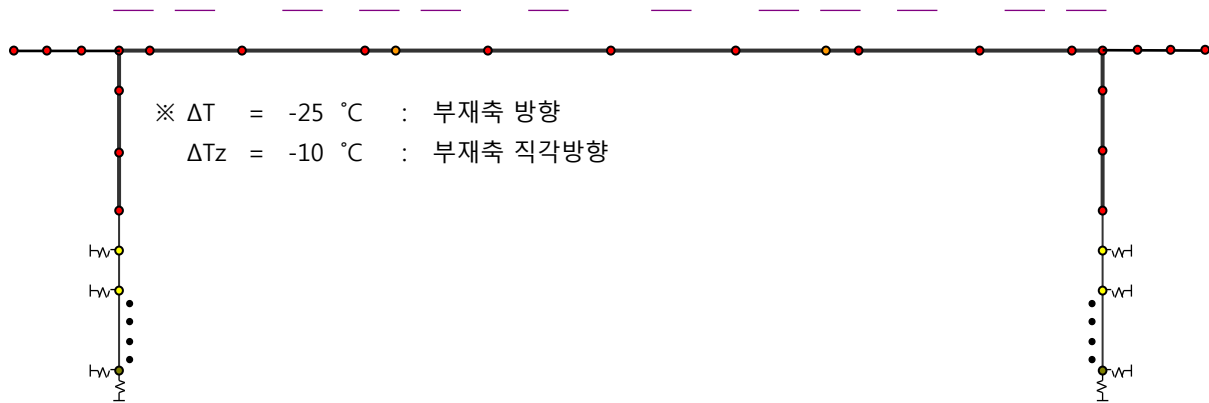
qps1	0.000	kN/m <sup>2</sup>	qps3	86.027	kN/m <sup>2</sup>	qpe1	0.000	kN/m <sup>2</sup>	qpe3	86.027	kN/m <sup>2</sup>
qps2	41.530	kN/m <sup>2</sup>	qps4	130.524	kN/m <sup>2</sup>	qpe2	41.530	kN/m <sup>2</sup>	qpe4	130.524	kN/m <sup>2</sup>

## C. 활하중

· 보도활하중



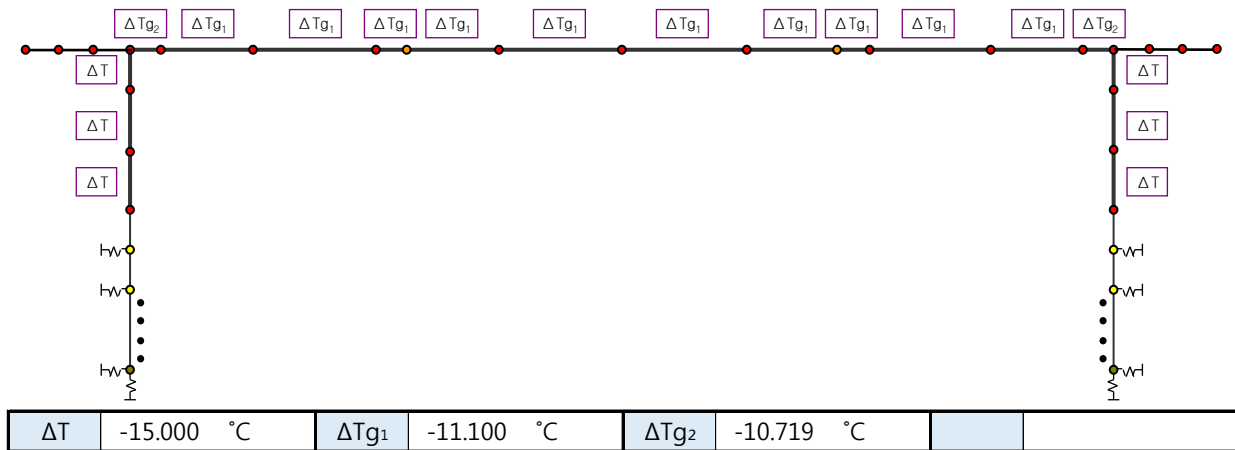
#### D. 온도하중(-)



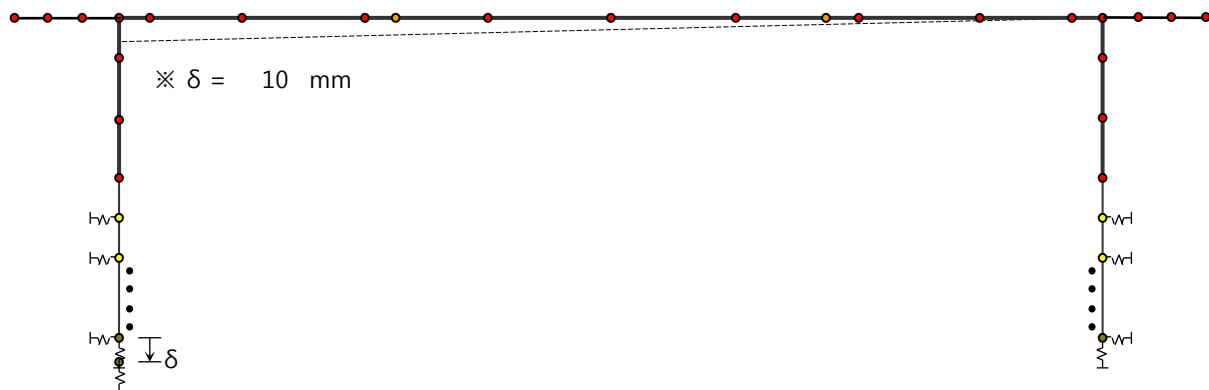
#### E. 온도하중(+)

※  $\Delta T = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$  : 부재축 방향  
 $\Delta T_z = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$  : 부재축 직각방향

#### F. 건조수축



#### G. 지점침하



## 4 .5.3 하중조합

[도.설.한. 3.4.1]

### 1) 극한하중 조합

#### A. 합성전

하중조합	합성전 고정하중	추가 고정하중	활 하 중	온도감소 (-ΔT)		주동토압	건조수축 (상부/하부)	온도증가 (+ΔT)		수동토압	지점침하
	DC	DW	LL	TU	TG	EH	SH	TU	TG	EH	SD
UCOM1	1.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

#### B. 합성후

하중조합	합성전 고정하중	추가 고정하중	활 하 중	온도감소 (-ΔT)		주동토압	건조수축 (상부/하부)	온도증가 (+ΔT)		수동토압	지점침하
	DC	DW	LL	TU	TG	EH	SH	TU	TG	EH	SD
UCOM1-1	0.9	0.65	1.8	-	-	1.35	-	-	-	-	-
UCOM1-2	0.9	0.65	1.8	-		-	-	0.5	0	1.35	-
UCOM1-3	1.25	1.5	1.8	0.5	0	0.9	1/0.5	-		-	-
UCOM1-4	1.25	1.5	1.8	-	-	-	-	0.5	0	0.9	-
UCOM2-1	0.9	0.65	-	0.5	0	1.35	1	-		-	-
UCOM2-2	0.9	0.65	-	-	-	-	-	0.5	0	1.35	-
UCOM2-3	1.5	1.5	-	0.5	0	0.9	-	-	-	-	-
UCOM2-4	1.5	1.5	-	-	-	-	-	0.5	0	0.9	-
UCOM3-1	-	-	1.8	-	-	1.35	-	-	-	-	-
UCOM3-2	-	-	1.8	-		-	-	0.5	0	1.35	-
UCOM3-3	-	-	1.8	0.5	0	0.9	1/0.5	-		-	-
UCOM3-4	-	-	1.8	-	-	-	-	0.5	0	0.9	-
UCOM3-1	-	-	-	0.5	0	1.35	1	-		-	-
UCOM3-2	-	-	-	-	-	-	-	0.5	0	1.35	-
UCOM3-3	-	-	-	0.5	0	0.9	-	-	-	-	-
UCOM3-4	-	-	-	-	-	-	-	0.5	0	0.9	-

### 2) 사용하중 조합

#### A. 합성전

하중조합	합성전 고정하중	추가 고정하중	활 하 중	온도감소 (-ΔT)		주동토압	건조수축 (상부/하부)	온도증가 (+ΔT)		수동토압	지점침하
	DC	DW	LL	TU	TG	EH	SH	TU	TG	EH	SD
SCOM1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

#### B. 합성후

하중조합	합성전 고정하중	추가 고정하중	활 하 중	온도감소 (-ΔT)		주동토압	건조수축 (상부/하부)	온도증가 (+ΔT)		수동토압	지점침하
	DC	DW	LL	TU	TG	EH	SH	TU	TG	EH	SD
SCOM1-1	1	1	1	-	-	1	-	-		-	-
SCOM1-2	1	1	1	1	0.5	1	1	-		-	1
SCOM1-3	1	1	1	-	-	-	-	1	0.5	1	1
SCOM2-1	1	1	1.3	-	-	1	-	-	-	-	-
SCOM2-2	1	1	1.3	1	0.5	1	1	-	-	-	1
SCOM2-3	1	1	1.3	-	-	-	-	1	0.5	1	1

SCOM3-1	-	-	1	-	-	1	-	-		-	-
SCOM3-2	-	-	1	1	0.5	1	1	-		-	1
SCOM3-3	-	-	1	-	-	-	-	1	0.5	1	1
SCOM4-1	-	-	0.8	-	-	1	-	-	-	-	-
SCOM4-2	-	-	0.8	1	0.5	1	1	-	-	-	1
SCOM4-3	-	-	0.8	-	-	-	-	1	0.5	1	1

## 5 . 지진시 구조해석

### 5. 1 해석조건 및 설계상수 결정

#### 1) 내진설계 조건

- 내진등급 : **I** 등급교 ( 위험도계수 = 1.4 )
- 내진구역 : **I** 구역 ( 지진구역계수 = 0.11 )
- 지반종류 : **II** 지반 ( 지반계수(S) = 1.2 )
- 가속도계수 : A = 0.154
- 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법 ( SINGLE-MODE SPECTRUM ANALYSIS )

#### 2) 뒤펀부 토질상수

- 흙의 변형계수  
 $E_o = 2,800 \times N = 42,000 \text{ kN/m}^2 \text{ (N = 15)}$
- 상시 주동토압계수  
 $K_a = \tan^2(45 - \Phi/2) = 0.271 \text{ (}\Phi = 35^\circ\text{)}$
- 지진시 주동토압계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\theta + \beta + \delta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\theta + \beta + \delta) \cos(i - \beta)}} \right)^2} = 0.314$$

- 여기서,  $\Phi$  : 흙의 내부마찰각 (=  $35^\circ$ )  
 $\delta$  : 흙과 벽체의 마찰각 (=  $0^\circ$ )  
 $i$  : 뒤펀부 흙의 경사각 (=  $0^\circ$ )  
 $\beta$  : 벽체배면의 수직도 (=  $0^\circ$ )  
 $K_h$  : 연직 지반가속도계수 (=  $0.5 \cdot A = 0.077$ )  
 $K_v$  : 수평 지반가속도계수 (=  $0.000$ )  
 $\theta = \tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\} = 4.403^\circ$

### 5. 2 단면특성치 산정

#### 5 .2.1 구조물 전폭에 대한 단면특성치 요약

(전폭)

단면구분			A(m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	J(m <sup>4</sup> )
거 더	합성전	단면A-A	0.031544	0.001363	0.011518	0.000003
		단면B-B	0.041544	0.001853	0.015170	0.000004
	합성후	단면A-A	0.281544	0.011572	0.134070	0.040836
		단면B-B	0.291544	0.012170	0.137722	0.040837
교 대	시점	단면C-C	5.225211	0.735884	7.034667	2.943536
	중점	단면D-D	5.225211	0.735884	7.034667	2.943536
말 뚝	시점	일반부	0.046558	0.001421	0.053877	0.00284165
		보강부	0.182063	0.005066	0.207708	0.00516744
	중점	일반부	0.046558	0.001421	0.053877	0.00284165
		보강부	0.182063	0.005066	0.207708	0.00516744
접 속 슬 래 브		접속-a1	2.411636	0.072349	3.246770	0.289396
		접속-a2	2.612606	0.091985	3.517334	0.367942
		접속-a3	3.014545	0.141307	4.058462	0.565227
		접속-a4	3.315999	0.188079	4.464308	0.752317
		접속-a5	3.516969	0.224390	4.734872	0.897560
		접속-a6	3.617454	0.244178	4.870154	0.976713



## 5 .2.2 단면특성치 산정

### 1) 거더(상부)

단 면	구 분		A(m <sup>2</sup> /EA)	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	J(m <sup>4</sup> /EA)
단면A-A	합성전	거더당	0.015772	0.000681	0.000081	0.00000137
		전 폭	0.031544	0.001363	0.011518	0.00000273
	합성후	거더당	0.140772	0.005786	0.016357	0.02041803
		전 폭	0.281544	0.011572	0.134070	0.04083607
단면B-B	합성전	거더당	0.020772	0.000926	0.000107	0.00000203
		전 폭	0.041544	0.001853	0.015170	0.00000407
	합성후	거더당	0.145772	0.006085	0.016383	0.02041870
		전 폭	0.291544	0.012170	0.137722	0.04083740

\* 거더수 :  $ng = 2$  EA  
 거더간격 :  $a = 1.200$  m  
 단면적(전폭) :  $A = A \cdot ng$   
 교축방향 단면2차M(전폭) :  $I_{33} = I_{33} \cdot ng$   
 횡 방향 단면2차M(전폭) :  $I_{22} = I_{22} \cdot ng + A \cdot a^2 \cdot \{(2m-1)(2m)(2m+1)/6\} / 2$  ;  $m = ng/2 = 1$   
 비틀림상수(전폭) :  $J = J \cdot ng$

### 2) 교대(단면C-C)

(전폭)

구 분	B(m)	H(m)	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> ((m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> ((m <sup>4</sup> )	J((m <sup>4</sup> )
시점교대	4.019	1.300	5.225211	0.735884	7.034667	2.943536
종점교대	4.019	1.300	5.225211	0.735884	7.034667	2.943536

\*  $A = B \cdot H$ ,  $I_{33} = B \cdot H^3 / 12$ ,  $I_{22} = H \cdot B^3 / 12$ ,  $J = B \cdot H^3 / 3$

### 3) 접속슬래브

(전폭)

구 분	B(m)	H(m)	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> ((m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> ((m <sup>4</sup> )	J((m <sup>4</sup> )
접속-a1	4.019	0.600	2.411636	0.072349	3.246770	0.289396
접속-a2	4.019	0.650	2.612606	0.091985	3.517334	0.367942
접속-a3	4.019	0.750	3.014545	0.141307	4.058462	0.565227
접속-a4	4.019	0.825	3.315999	0.188079	4.464308	0.752317
접속-a5	4.019	0.875	3.516969	0.224390	4.734872	0.897560
접속-a6	4.019	0.900	3.617454	0.244178	4.870154	0.976713

\*  $A = B \cdot H$ ,  $I_{33} = B \cdot H^3 / 12$ ,  $I_{22} = H \cdot B^3 / 12$ ,  $J = B \cdot H^3 / 3$

### 4) 말뚝(일반부)

#### A. 시점말뚝

(말뚝당)

말뚝수(np,EA)	말뚝간격(a,m)	A(m <sup>2</sup> /EA)	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	J(m <sup>4</sup> /EA)
3	1.300	0.015519	0.000474	0.000474	0.00094722

전폭에 대한 단면특성치

$$A = 0.046558 \text{ m}^2 (= A \cdot np)$$

$$I_{33} = 0.001421 \text{ m}^4 (= I_{33} \cdot np)$$

$$I_{22} = 0.053877 \text{ m}^4 (= I_{22} \cdot np + A \cdot a^2 \cdot \{m(m+1)(2m+1)/6\} \cdot 2 ; m = (np-1)/2 = 1)$$

$$J = 0.00284165 \text{ m}^4 (= J \cdot np)$$

#### B. 종점말뚝

(말뚝당)

말뚝수(np,EA)	말뚝간격(a,m)	A(m <sup>2</sup> /EA)	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	J(m <sup>4</sup> /EA)
3	1.300	0.015519	0.000474	0.000474	0.00094722

· 전폭에 대한 단면특성치

$$\begin{aligned} A &= 0.046558 \text{ m}^2 \quad (= A \cdot np) \\ I_{33} &= 0.001421 \text{ m}^4 \quad (= I_{33} \cdot np) \\ I_{22} &= 0.053877 \text{ m}^4 \quad (= I_{22} \cdot np + A \cdot a^2 \cdot \{m(m+1)(2m+1)/6\} \cdot 2 \quad ; m = (n-1)/2 = 1 ) \\ J &= 0.00284165 \text{ m}^4 \quad (= J \cdot np) \end{aligned}$$

## 5) 말뚝(보강부)

### A. 시점말뚝

(말뚝당)

말뚝수(np,EA)	말뚝간격(a,m)	A(m <sup>2</sup> /EA)	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	J(m <sup>4</sup> /EA)
3	1.300	0.060688	0.001689	0.000861	0.00172248

· 전폭에 대한 단면특성치

$$\begin{aligned} A &= 0.182063 \text{ m}^2 \quad (= A \cdot np) \\ I_{33} &= 0.005066 \text{ m}^4 \quad (= I_{33} \cdot np) \\ I_{22} &= 0.207708 \text{ m}^4 \quad (= I_{22} \cdot np + A \cdot a^2 \cdot \{m(m+1)(2m+1)/6\} \cdot 2 \quad ; m = (np-1)/2 = 1 ) \\ J &= 0.00516744 \text{ m}^4 \quad (= J \cdot np) \end{aligned}$$

### B. 종점말뚝

(말뚝당)

말뚝수(np,EA)	말뚝간격(a,m)	A(m <sup>2</sup> /EA)	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> /EA)	J(m <sup>4</sup> /EA)
3	1.300	0.060688	0.001689	0.000861	0.00172248

· 전폭에 대한 단면특성치

$$\begin{aligned} A &= 0.182063 \text{ m}^2 \quad (= A \cdot np) \\ I_{33} &= 0.005066 \text{ m}^4 \quad (= I_{33} \cdot np) \\ I_{22} &= 0.207708 \text{ m}^4 \quad (= I_{22} \cdot np + A \cdot a^2 \cdot \{m(m+1)(2m+1)/6\} \cdot 2 \quad ; m = (n-1)/2 = 1 ) \\ J &= 0.00516744 \text{ m}^4 \quad (= J \cdot np) \end{aligned}$$

## 5. 3 접속슬래브 스프링계수 산정

### 1) 지진시

① 도로교 시방서

$$N = 15 \quad \alpha = 2$$

$$\begin{aligned} K_{v0} &= 1/30 \times \alpha \times E_o \\ &= 1/30 \times 2.0 \times 28.0 \times 15 = 28.000 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{ks'}{4EI}} = 4 \sqrt{\frac{4.667}{4 \times 295,000 \times 4,394,531}} = 0.00097$$

무한대 조건인  $\lambda B \leq \pi/4$

$$\therefore B = 806.4 \text{ cm} = B_y$$

$$\therefore k_v = 28.000 \times (806.4 / 30)^{-3/4} \times 10000 = 23719 \text{ kN/m}^3$$

$$k_1 = 23719 \times 1.250 \times 0.380 \times 4.019 = 45,285 \text{ kN/m}^3$$

$$k_2 = 23719 \times 1.250 \times 1.500 \times 4.019 = 178,757 \text{ kN/m}^3$$

$$k_3 = 23719 \times 1.250 \times (0.380 + 0.500) \times 1/2 \times 4.019 = 52,435 \text{ kN/m}^3$$

$$k_4 = 23719 \times 1.250 \times 0.500 \times 4.019 = 59,586 \text{ kN/m}^3$$

$$k_5 = 23719 \times 1.250 \times 0.500 \times 4.019 = 59,586 \text{ kN/m}^3$$

$$k_6 = 23719 \times 1.250 \times 0.500 \times 4.019 = 59,586 \text{ kN/m}^3$$

$$k_7 = 23719 \times 1.250 \times (0.500 + 0.200) \times 1/2 \times 4.019 = 41,710 \text{ kN/m}^3$$

$$k_8 = 23719 \times 1.250 \times 0.200 \times 4.019 = 23,834 \text{ kN/m}^3$$

[illegible]

∴  $K_h x = k_h \cdot D \cdot T$  (말뚝본수)       전체 폭당 절점에 해당하는 수평방향 스프링계수

### 3) 교대 뒤채움재

- 단위폭당 강성

구 분	교대폭(B) (m)	교대높이(H) (m)	교축방향 변위강성(Ks) (kN/m)	교직방향 회전강성(Kr) (kN·m/rad)
시점 교대	4.019	2.200	71,746	58,828
종점 교대	4.019	2.200	71,746	58,828

\* H는 뒤채움재와 접하는 교대의 높이

$$K_s = 0.425 \cdot E_o \cdot B, \quad K_r = 0.072 \cdot E_o \cdot B \cdot H^2, \quad E_o = 42,000 \text{ kN/m}^2$$

Y축, Z축 방향 변위강성과 X축, Z축에 대한 회전강성은 무시함.

- 절점별 강성

구 분	절 점	분담폭 (m)	교축방향 변위강성(Ks) (kN/m)	교직방향 회전강성(Kr) (kN·m/rad)
시점 교대	100	0.725	52,016	42,651
	101	0.750	53,810	44,121
	102	0.375	26,905	22,061
종점 교대	200	0.725	52,016	42,651
	201	0.750	53,810	44,121
	202	0.375	26,905	22,061

\* 절점별 강성 = 단위폭당 강성 × 분담폭

## 5. 5 하중산정

### 5.5.1 합성전 하중

- 슬래브폭(교폭) = 2.500 m
- 유효지간장 = 19.940 m

#### 1) 말뚝 및 기초교대 하중

##### A. 말뚝

- 시점 :  $W_{pis} = 1.761 \times 2.500 = 4.403 \text{ kN/r}$  (보강부 = 18.203 kN/r)
- 종점 :  $W_{pie} = 1.761 \times 2.500 = 4.403 \text{ kN/r}$  (보강부 = 18.203 kN/r)

##### B. 교대, 브래킷 및 날개벽

- 시점 :  $W_{abs}' = (52.252 + 0.000) \times 2.500 = 130.630 \text{ kN/m}$
- 종점 :  $W_{abe}' = (52.252 + 0.000) \times 2.500 = 130.630 \text{ kN/m}$

#### 2) 상부구조 하중

- 중앙 :  $W_{bm1} = 18.201 \times 2.500 = 45.503 \text{ kN/m}$
- 단부 :  $W_{bm2} = 18.415 \times 2.500 = 46.038 \text{ kN/m}$

#### 3) 접속슬래브 하중

- S-a1 :  $W_{s1} = 24.116 \times 2.500 = 60.290 \text{ kN/m}$
- S-a2 :  $W_{s2} = 26.126 \times 2.500 = 65.315 \text{ kN/m}$
- S-a3 :  $W_{s3} = 30.145 \times 2.500 = 75.363 \text{ kN/m}$
- S-a4 :  $W_{s4} = 33.160 \times 2.500 = 82.900 \text{ kN/m}$
- S-a5 :  $W_{s5} = 35.170 \times 2.500 = 87.925 \text{ kN/m}$
- S-a6 :  $W_{s6} = 36.175 \times 2.500 = 90.438 \text{ kN/m}$

## 5 .5.2 합성후 하중

### 1) 지진시 토압

#### A. 지진시 주동토압

- 시점 :  $P_{aes} = \frac{1}{2}K_{ae} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B = \frac{1}{2} \times 0.314 \times 20.00 \times 2.200^2 \times 4.019 = 61.048 \text{ kN}$
- 종점 :  $P_{aee} = \frac{1}{2}K_{ae} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B = \frac{1}{2} \times 0.314 \times 20.00 \times 2.200^2 \times 4.019 = 61.048 \text{ kN}$

#### B. 상시 주동토압

- 시점 :  $P_{as} = \frac{1}{2}K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B = \frac{1}{2} \times 0.271 \times 20.00 \times 2.200^2 \times 4.019 = 52.718 \text{ kN}$
- 종점 :  $P_{ae} = \frac{1}{2}K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B = \frac{1}{2} \times 0.271 \times 20.00 \times 2.200^2 \times 4.019 = 52.718 \text{ kN}$

#### C. 지진시 주동토압의 작용점 산정

- 시점

$$\Delta P = 61.048 - 52.718 = 8.330 \text{ kN}$$

$$h = \frac{(P_{as} \cdot H/3) + (\Delta P \cdot 0.6H)}{P_{aes}} = \frac{52.718 \times 2.200 / 3 + 8.330 \times 0.6 \times 2.200}{61.048} = 0.813 \text{ m}$$

- 종점

$$\Delta P = 61.048 - 52.718 = 8.330 \text{ kN}$$

$$h = \frac{(P_{ae} \cdot H/3) + (\Delta P \cdot 0.6H)}{P_{aee}} = \frac{52.718 \times 2.200 / 3 + 8.330 \times 0.6 \times 2.200}{61.048} = 0.813 \text{ m}$$

### 2) 접속슬래브 및 추가 고정하중

#### A. 접속슬래브(포장+자중)

- 시 점 :  $P_{pvs} = 1.600 \times 2.500 = 4.000 \text{ kN}$
- 종 점 :  $P_{pve} = 1.600 \times 2.500 = 4.000 \text{ kN}$

#### B. 추가 고정하중(포장, 연석 및 난간하중)

- 상 부 :  $W_{dc} = 2.320 \times 2.500 = 5.800 \text{ kN/m}$
- 상 부 :  $W_{dw} = 0.920 \times 2.500 = 2.300 \text{ kN/m}$

## 5 .5.3 등가정적 지진하중

### 1) 동적거동에 영향을 주는 하중

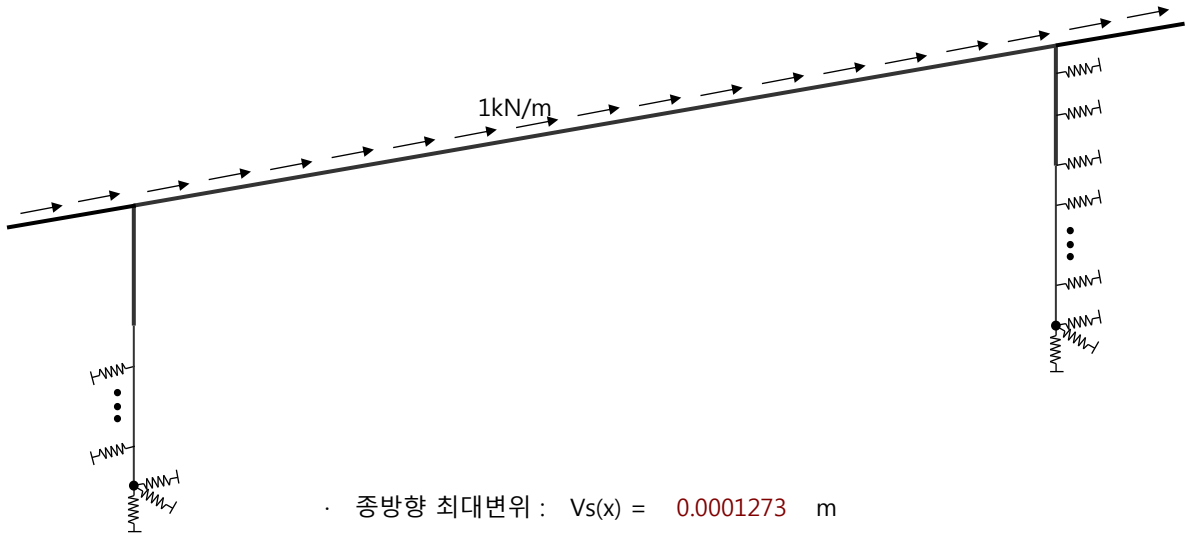
구 분		하중/m (kN/m)	길이(m)	하중(kN)	계(kN)
상부	중앙부	45.503	18.600	846.356	908.047
	단 부	46.038	1.340	61.691	
교대	시 점	130.630	1.850	241.666	483.331
	종 점	130.630	1.850	241.666	

- $W(x) = ( 908.047 + 483.331 / 2 ) / 19.940 = 57.659 \text{ kN/m}$

## 2) 교축방향 지진하중(교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용)

### A. 교축방향 변위( $V_s(x)$ ) 산정

- 상부구조의 각 부재에 교축방향(x)으로 단위하중(1kN/m)을 재하한 후 변위값 추출



### B. 등가정적 지진하중( $P_e(x)$ ) 산정

- $\alpha, \beta, \gamma$  계수값 산정

$$\alpha = \int V_s(x) \cdot dx = 0.0001273 \times 19.940 = 0.0025380 \text{ m}^2$$

$$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) \cdot dx = 57.659 \times 0.0001273 \times 19.940 = 0.1463376 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 \cdot dx = 57.659 \times 0.0001273^2 \times 19.940 = 0.0000186 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

- 교량의 주기(T)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.0000186}{1 \times 9.81 \times 0.0025380}} = 0.172 \text{ sec.}$$

- 탄성지진응답계수( $C_s$ )

$$C_s = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.154 \times 1.2}{0.172^{2/3}} = 0.717 > 2.5 \cdot A = 0.385 \quad \therefore C_s = 0.385$$

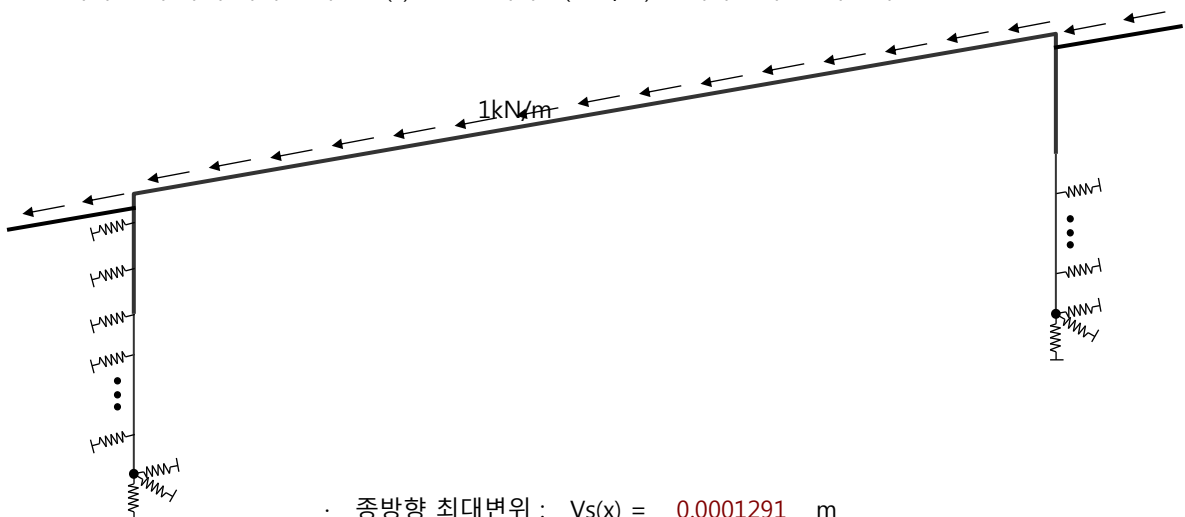
- 등가정적 지진하중( $P_e(x)$ )

$$P_e(x) = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} W(x) \cdot V_s(x) = \frac{0.1463376 \times 0.385}{0.0000186} \times 57.659 \times 0.0001273 = 22.199 \text{ kN/m}$$

## 3) 교축방향 지진하중(교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용)

### A. 교축방향 변위( $V_s(x)$ ) 산정

- 상부구조의 각 부재에 교축방향(x)으로 단위하중(1kN/m)을 재하한 후 변위값 추출



## B. 등가정적 지진하중(Pe(x)) 산정

- $\alpha, \beta, \gamma$  계수값 산정

$$\alpha = \int V_s(x) \cdot dx = 0.0001291 \times 19.940 = 0.0025743 \text{ m}^2$$

$$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) \cdot dx = 57.659 \times 0.0001291 \times 19.940 = 0.1484291 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 \cdot dx = 57.659 \times 0.0001291^2 \times 19.940 = 0.0000192 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

- 교량의 주기(T)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.0000192}{1 \times 9.81 \times 0.0025743}} = 0.173 \text{ sec.}$$

- 탄성지진응답계수(Cs)

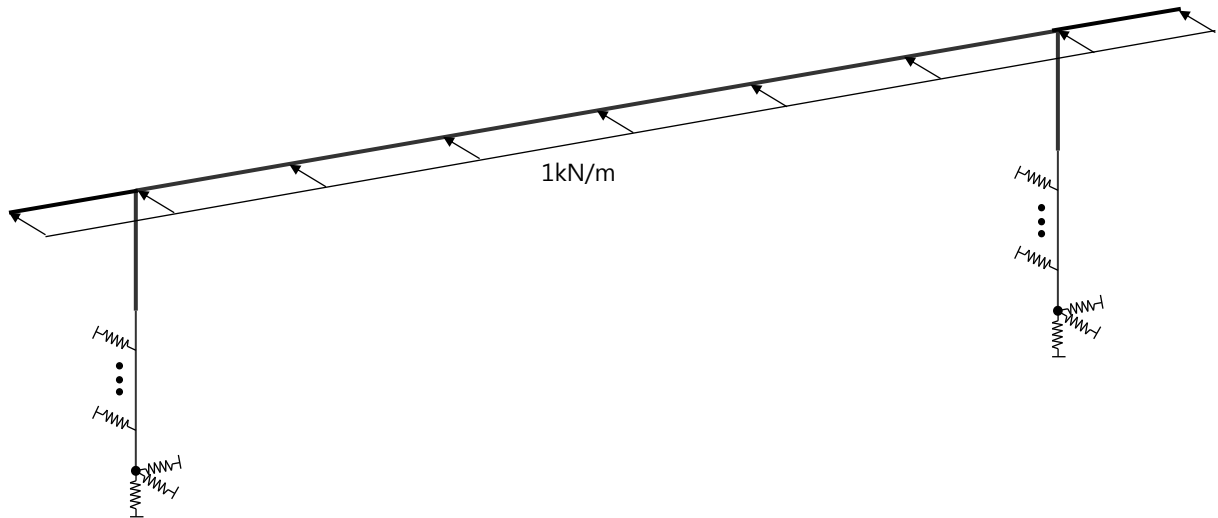
$$C_s = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.154 \times 1.2}{0.173^{2/3}} = 0.714 > 2.5 \cdot A = 0.385 \quad \therefore C_s = 0.385$$

- 등가정적 지진하중(Pe(x))

$$P_e(x) = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} W(x) \cdot V_s(x) = \frac{0.1484291 \times 0.385}{0.0000192} \times 57.659 \times 0.0001291 = 22.199 \text{ kN/m}$$

## 4) 교직방향 지진하중

- 상부구조의 각 부재에 교축방향(y)으로 단위하중(1kN/m)을 재하한 후 변위값 추출



- 횡방향 하중에 대한 변위 및 횡방향 등가 지진하중

절점	위치 (m)	변위Vs(y) (m)	길이L (m)	Vs(y)·L =α(m²)	Vs(y)·W(y)·L =β(kN·m)	Vs(y)²·W(y)·L =γ(kN·m²)	Pe (kN/m)
1	0.000	0.0001043	0.670	0.0000699	0.0040303832	0.0000004205	5.184
2	0.670	0.0001530	1.300	0.0001989	0.0114698745	0.0000017551	7.604
3	1.970	0.0002456	2.000	0.0004913	0.0283248269	0.0000069573	12.205
4	3.970	0.0003747	1.500	0.0005621	0.0324106844	0.0000121457	18.621
5	5.470	0.0004541	1.500	0.0006811	0.0392702458	0.0000178308	22.562
6	6.970	0.0005135	3.000	0.0015406	0.0888277751	0.0000456155	25.517
7	9.970	0.0005628	3.000	0.0016883	0.0973434410	0.0000547808	27.964
8	12.970	0.0005152	1.500	0.0007727	0.0445551915	0.0000229531	25.599
9	14.470	0.0004584	1.500	0.0006876	0.0396460270	0.0000181737	22.778
10	15.970	0.0003841	2.000	0.0007681	0.0442890711	0.0000170098	19.084
11	17.970	0.0002664	1.300	0.0003463	0.0199648288	0.0000053177	13.235
12	19.270	0.0001848	0.670	0.0001238	0.0071397818	0.0000013196	9.184
13	19.940	0.0001431					7.113
계			19.940	0.0079307	0.4572721	0.0002043	



\* 교량의 주기(T)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.0002043}{1 \times 9.81 \times 0.0079307}} = 0.322 \text{ sec.}$$

\* 탄성지진응답계수(Cs)

$$C_s = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.154 \times 1.2}{0.322^{2/3}} = 0.472 > 2.5 \cdot A = 0.385 \quad \therefore C_s = 0.385$$

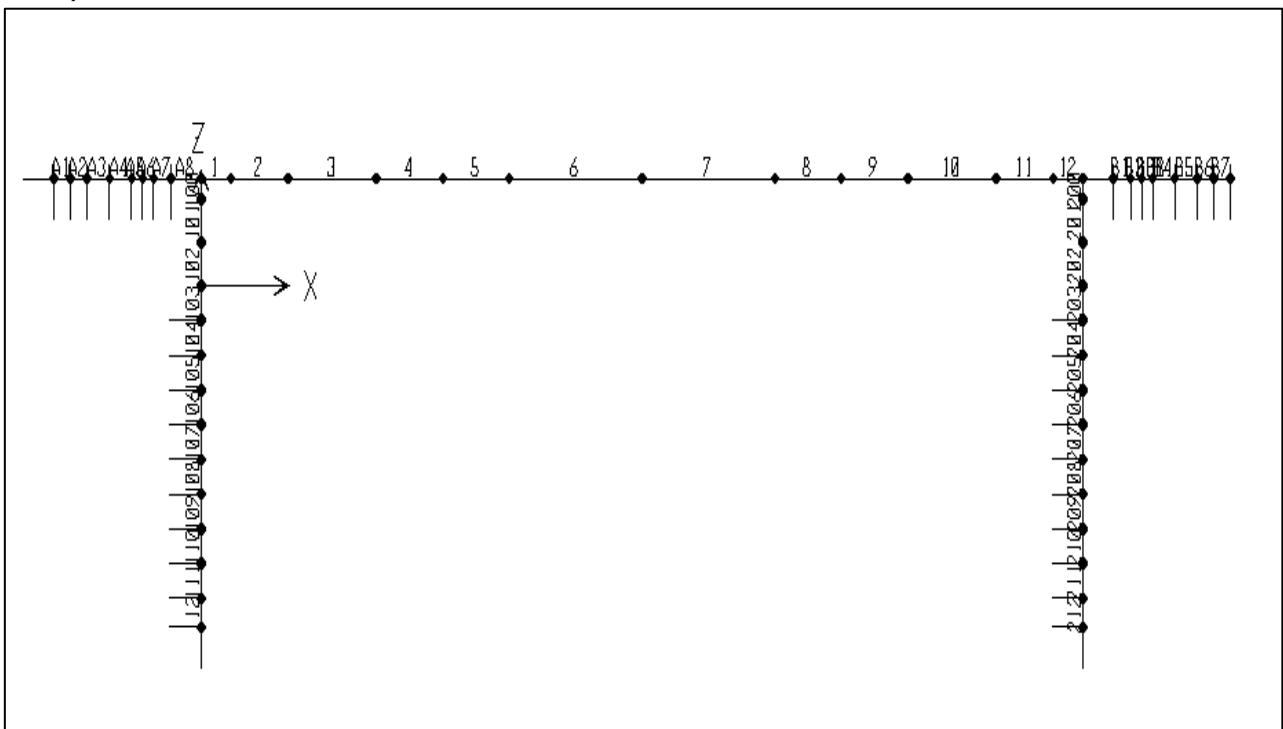
\* 등가정적 지진하중(Pe)

$$P_e = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} W(y) \cdot V_s(y) = \frac{0.4572721 \times 0.385}{0.0002043} \times 57.659 \times V_s(y) = 49690.629 \times V_s(y)$$

## 5. 6 구조해석 모델링 작성

### 5 .6.1 해석 모델링

#### 1) 기본모델



본체 절점좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	1.850	8	12.970	1.850	100	0.000	1.500
2	0.670	1.850	9	14.470	1.850	101	0.000	0.750
3	1.970	1.850	10	15.970	1.850	102	0.000	0.000
4	3.970	1.850	11	17.970	1.850	200	19.940	1.500
5	5.470	1.850	12	19.270	1.850	201	19.940	0.750
6	6.970	1.850	13	19.940	1.850	202	19.940	0.000
7	9.970	1.850						
a1	-3.330	1.850	a7	-1.070	1.850	b5	22.010	1.850
a2	-2.950	1.850	a8	-0.670	1.850	b6	22.510	1.850
a3	-2.570	1.850	b1	20.610	1.850	b7	22.890	1.850
a4	-2.070	1.850	b2	21.010	1.850	b8	23.270	1.850
a5	-1.570	1.850	b3	21.260	1.850			
a6	-1.320	1.850	b4	21.510	1.850			

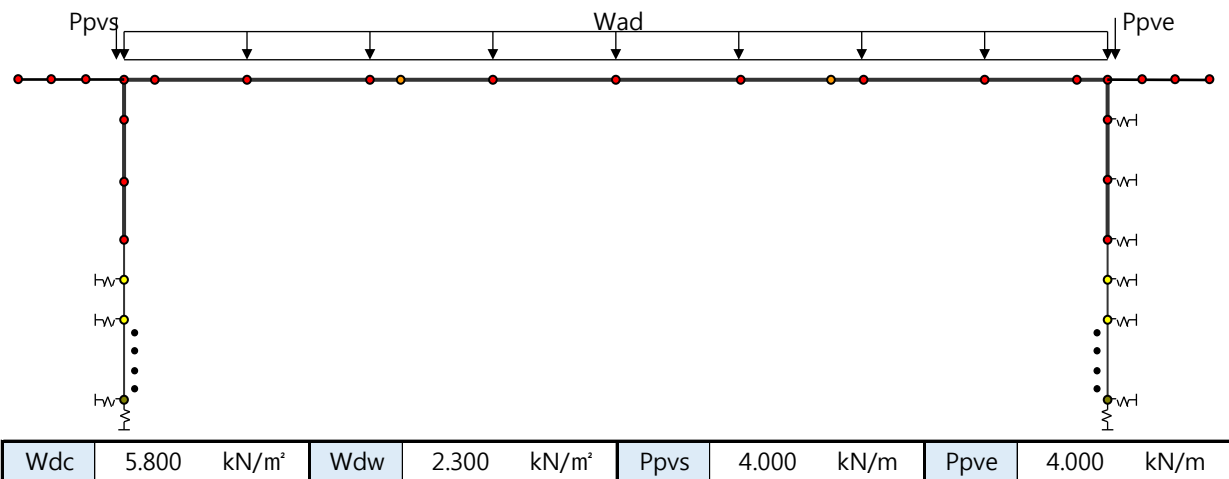
## 2) 단면특성

구 분	요소명	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	J(m <sup>4</sup> )	적용부재	비 고
합성전	BEM1	0.031544	0.001363	0.011518	0.000003	일반부 거더	
	BEM2	0.041544	0.001853	0.015170	0.000004	단 부 거더	
	ABUTS	5.225211	0.735884	7.034667	2.943536	시점부 교대	
	ABUTE	5.225211	0.735884	7.034667	2.943536	종점부 교대	
	PILES	0.046558	0.001421	0.053877	0.00284165	시점 말뚝일반부	
	PILEE	0.046558	0.001421	0.053877	0.00284165	종점 말뚝일반부	
	SPLES	0.182063	0.005066	0.207708	0.00516744	시점 말뚝일반부	
	SPLEE	0.182063	0.005066	0.207708	0.00516744	종점 말뚝일반부	
합성후	CBEM1	0.281544	0.011572	0.134070	0.040836	일반부 거더	
	CBEM2	0.291544	0.012170	0.137722	0.040837	단 부 거더	
합성후	CBEMcer	0.286544	0.011871	0.135896	0.040837	변화부 거더	
	CBEM11	0.284044	0.011722	0.134983	0.040836	변화부 거더1	
	CBEM12	0.289044	0.012021	0.136809	0.040837	변화부 거더2	

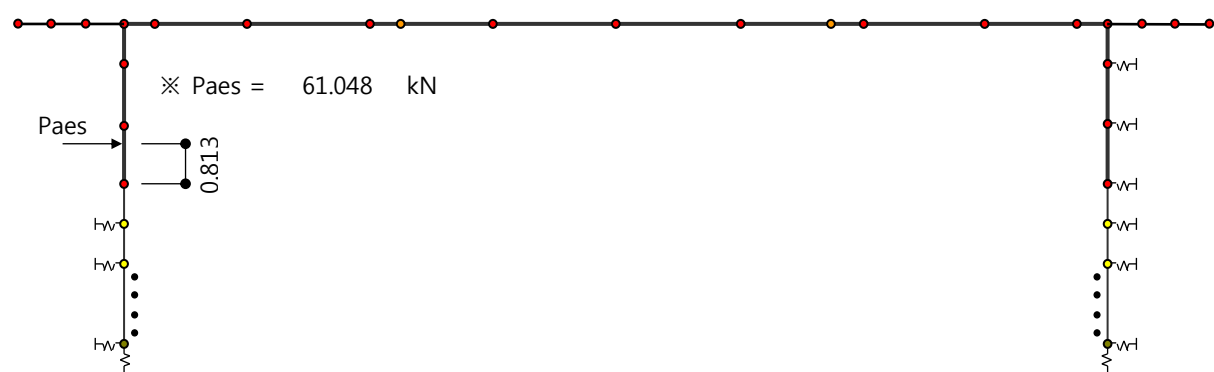
## 5.6.2 하중재하

### 1) 교량 시점에서 종점방향(→)으로 지진력 작용

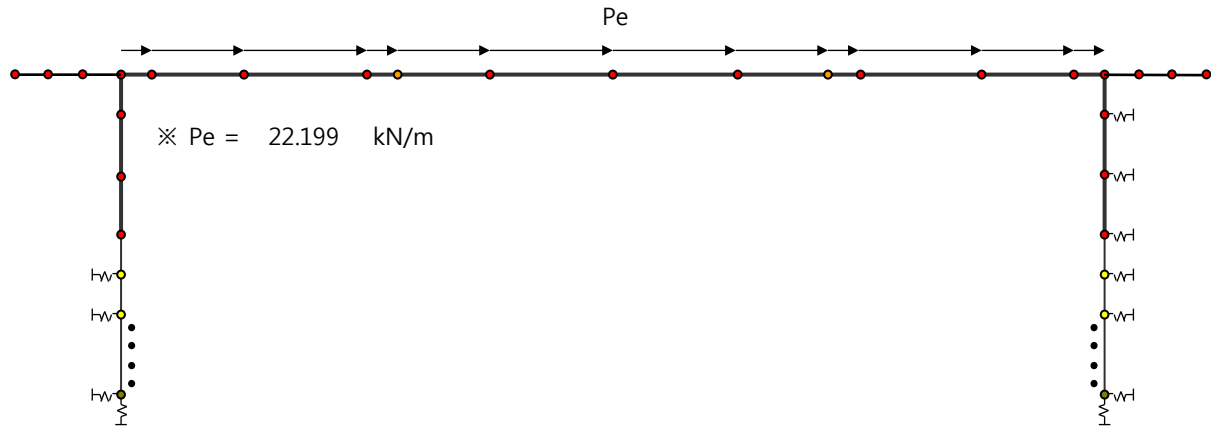
#### A. 합성후 고정하중



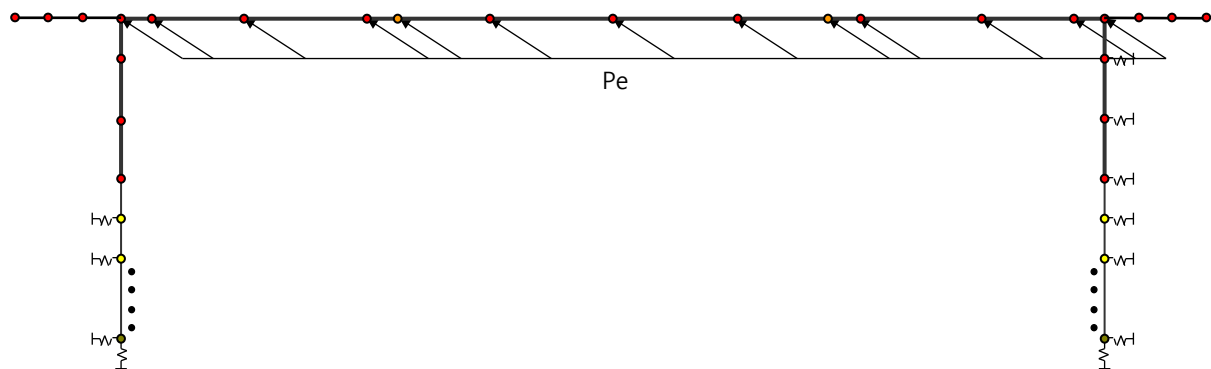
#### B. 지진시 토압



### C. 교축방향 지진하중(→)



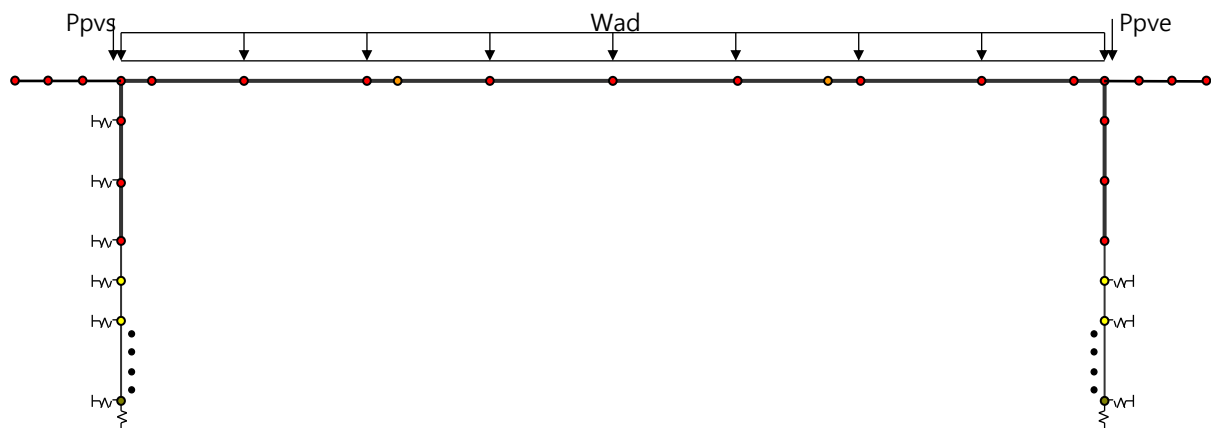
### D. 교직(횡)방향 지진하중



Pe1	5.184 kN	Pe5	22.562 kN	Pe9	22.778 kN	Pe13	7.113 kN
Pe2	7.604 kN	Pe6	25.517 kN	Pe10	19.084 kN		
Pe3	12.205 kN	Pe7	27.964 kN	Pe11	13.235 kN		
Pe4	18.621 kN	Pe8	25.599 kN	Pe12	9.184 kN		

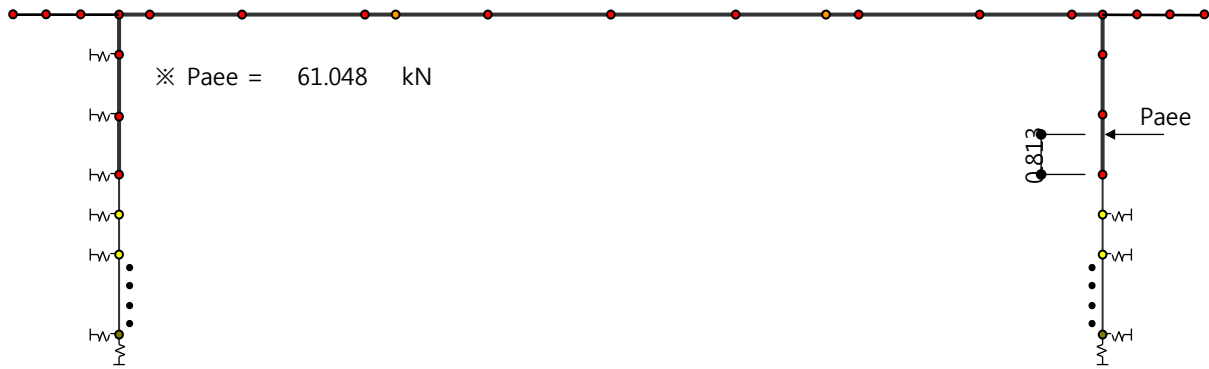
### 2) 교량 종점에서 시점방향(←)으로 지진력 작용

#### A. 합성후 고정하중

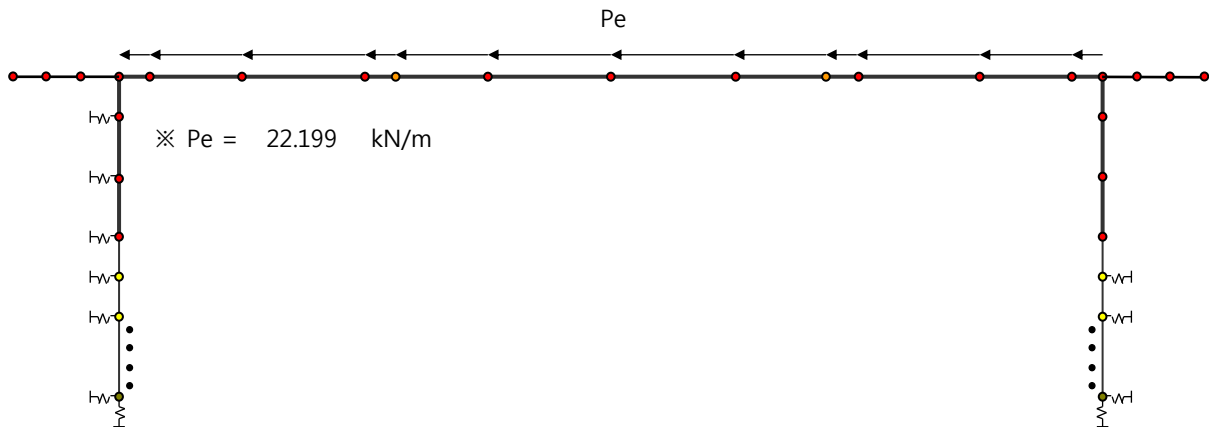


Wdc	5.800 kN/m <sup>2</sup>	Wdw	2.300 kN/m <sup>2</sup>	Ppvs	4.000 kN/m	Ppve	4.000 kN/m
-----	-------------------------	-----	-------------------------	------	------------	------	------------

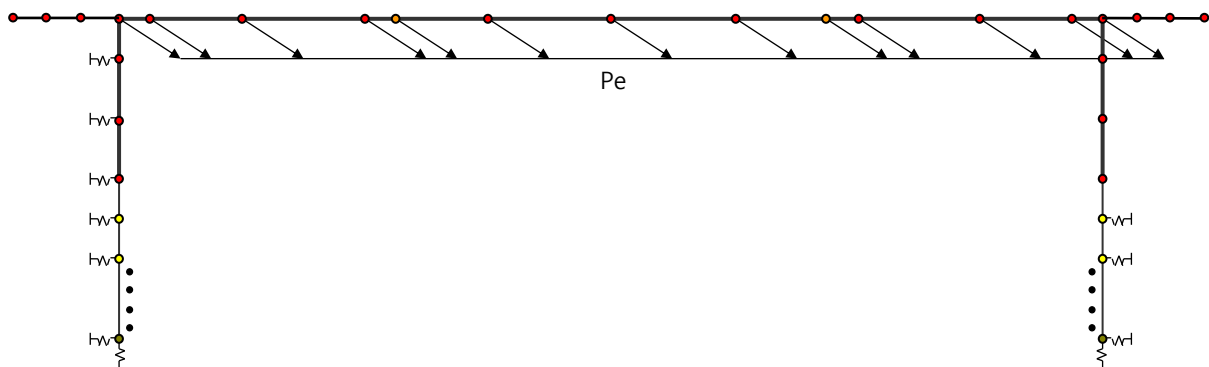
## B. 지진시 토압



## C. 교축방향 지진하중(←)



## D. 교직(횡)방향 지진하중



Pe1	5.184 kN	Pe5	22.562 kN	Pe9	22.778 kN	Pe13	7.113 kN
Pe2	7.604 kN	Pe6	25.517 kN	Pe10	19.084 kN		kN
Pe3	12.205 kN	Pe7	27.964 kN	Pe11	13.235 kN		kN
Pe4	18.621 kN	Pe8	25.599 kN	Pe12	9.184 kN		kN

### 5 .6.3 하중조합

#### A. 합성전

하 중 하중조합	합성전 고정하중	추가 고정하중	토압	지진하중	비고
	DC	DW	EH	EQ	
BCOMB	1				

#### B. 합성후

하 중 하중조합	합성전 고정하중	추가 고정하중	토압	지진하중	비 고
	DC	DW	EH	EQ	
ECOM1-1	0.9	0.65	1.5	-	
ECOM1-2	0.9	0.65	1.5	1	
ECOM1-3	1.25	1.5	0.9	-	
ECOM1-4	1.25	1.5	0.9	1	

## 6 . 해석결과 집계

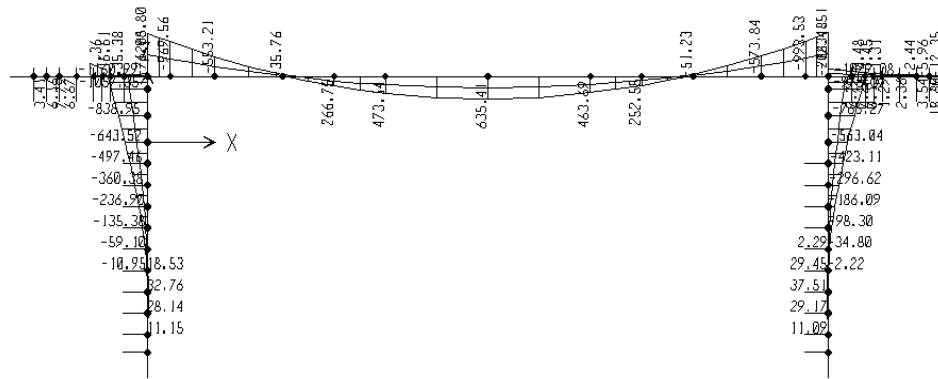
### 6. 1 상시 단면력도

#### 6 .1.1 합성후

##### 1) 극한한계상태

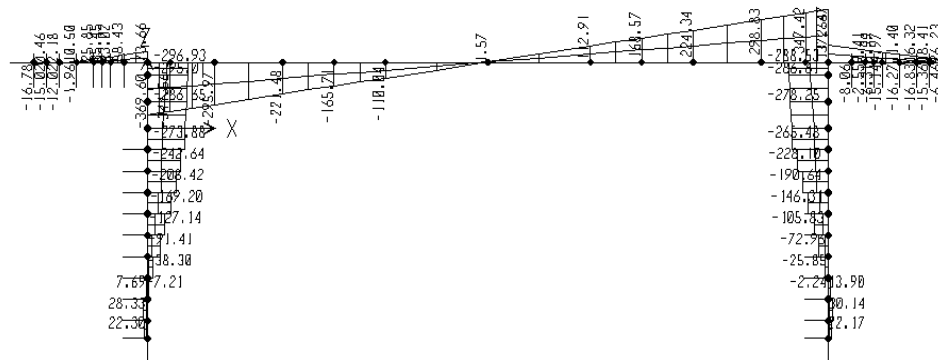
##### A. 모멘트도(kN·m)

[상시,합성후,극한하중]

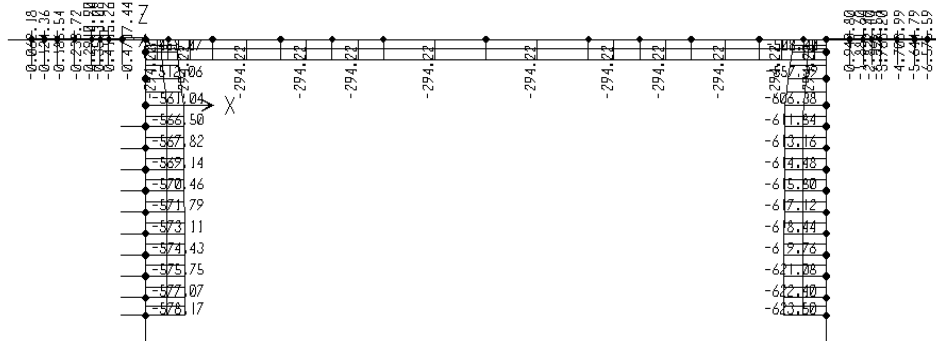


##### B. 전단력도(kN)

[상시,합성후,극한하중]

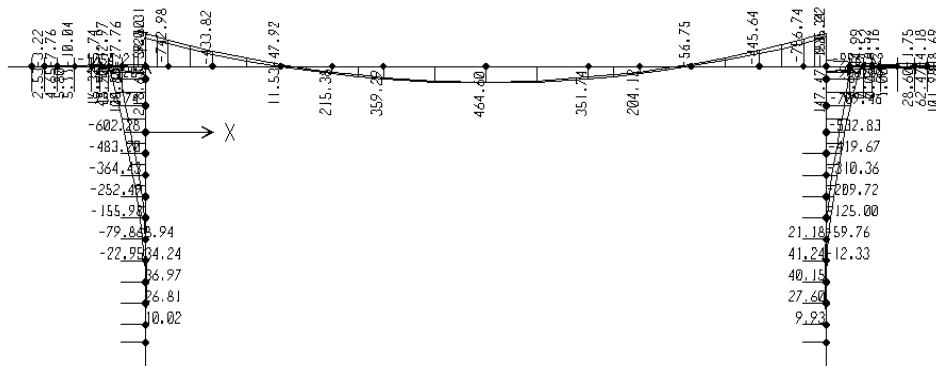


[상시;합성후;극한하중]



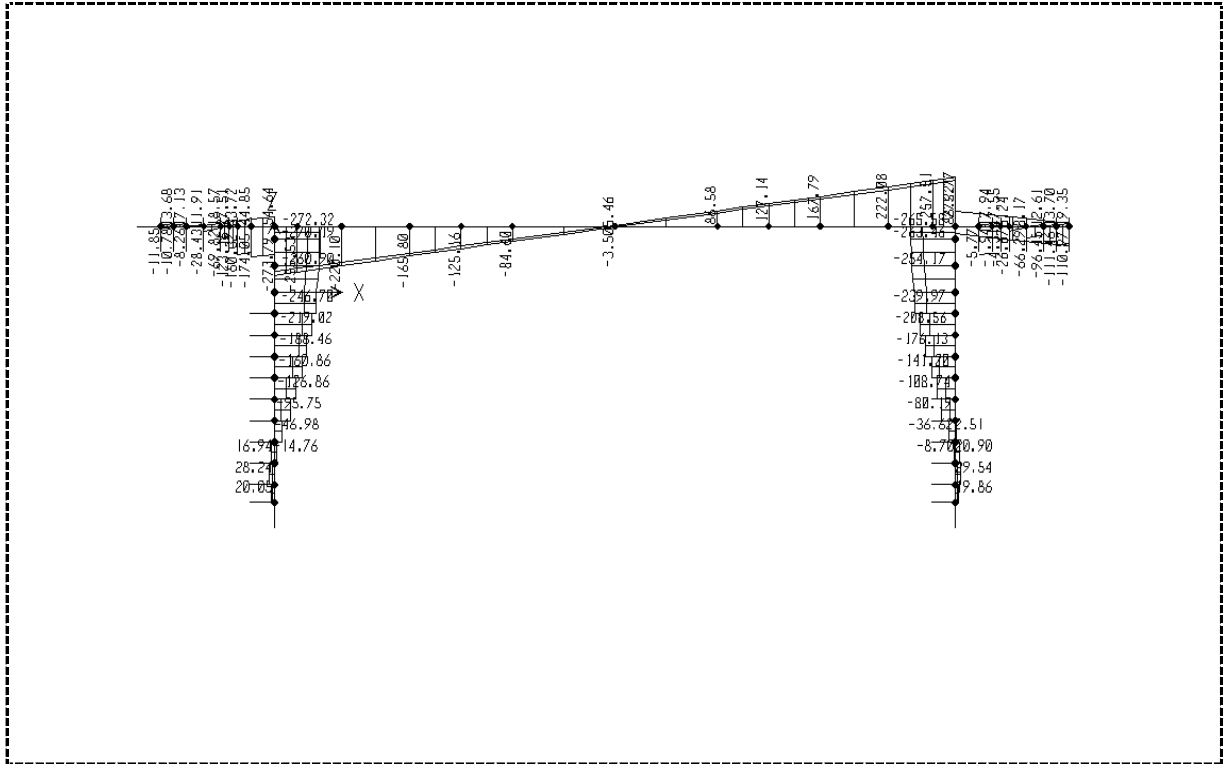
## 2) 사용한계상태

[상시;합성후;사용하중]



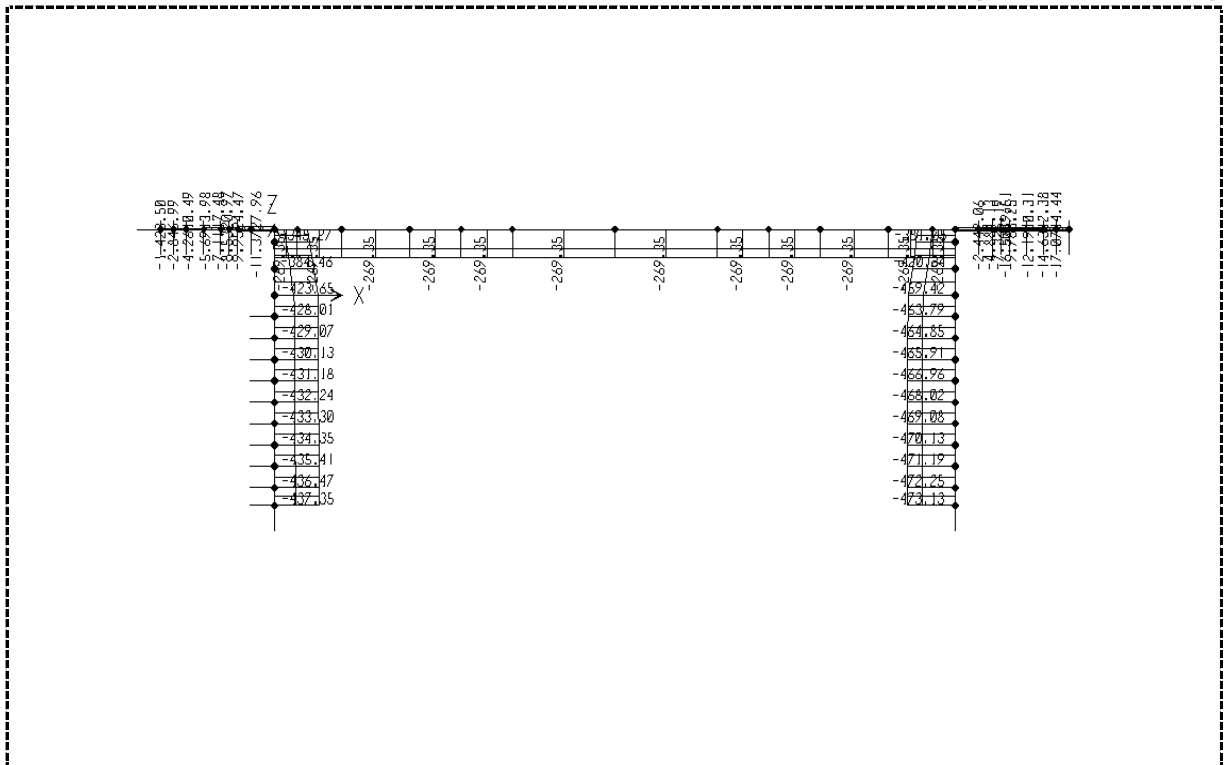
## B. 전단력도(kN)

[상시,합성후,사용하중]



## C. 축력도(kN)

[상시,합성후,사용하중]



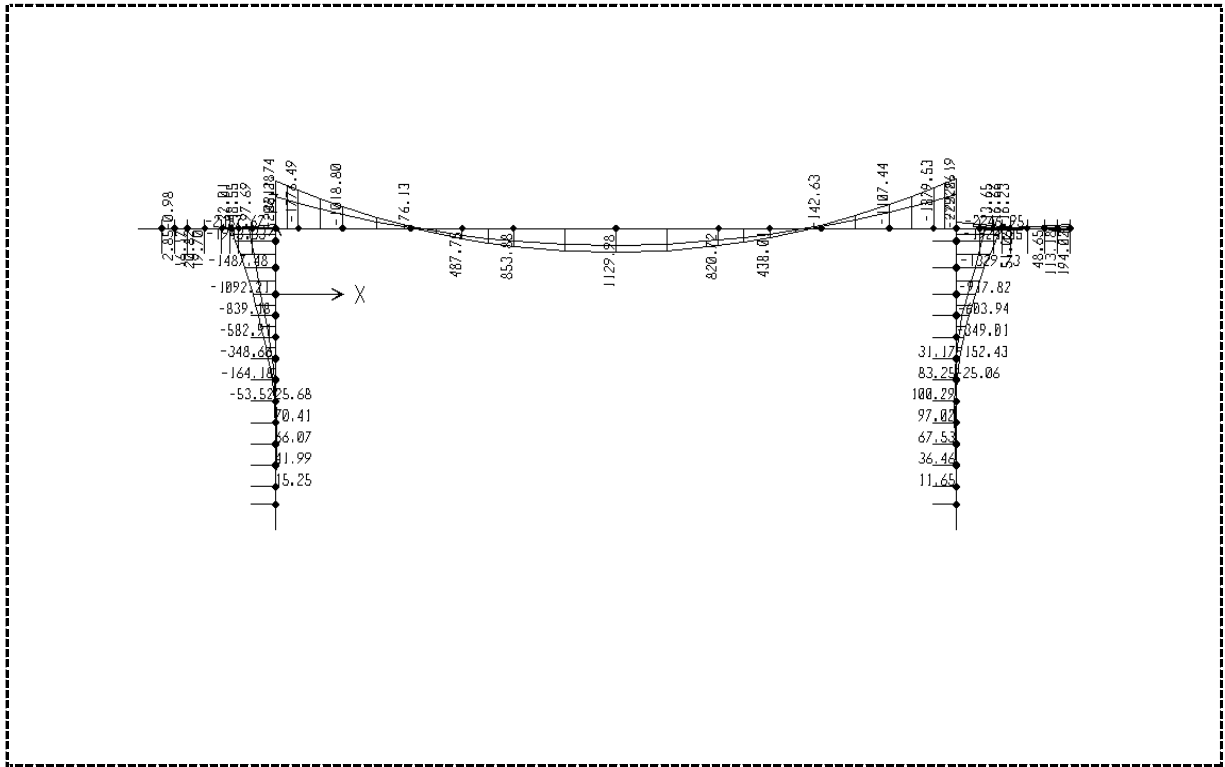


## 6. 2 지진시 단면력도

### 6 .2.1 합성후(교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시)

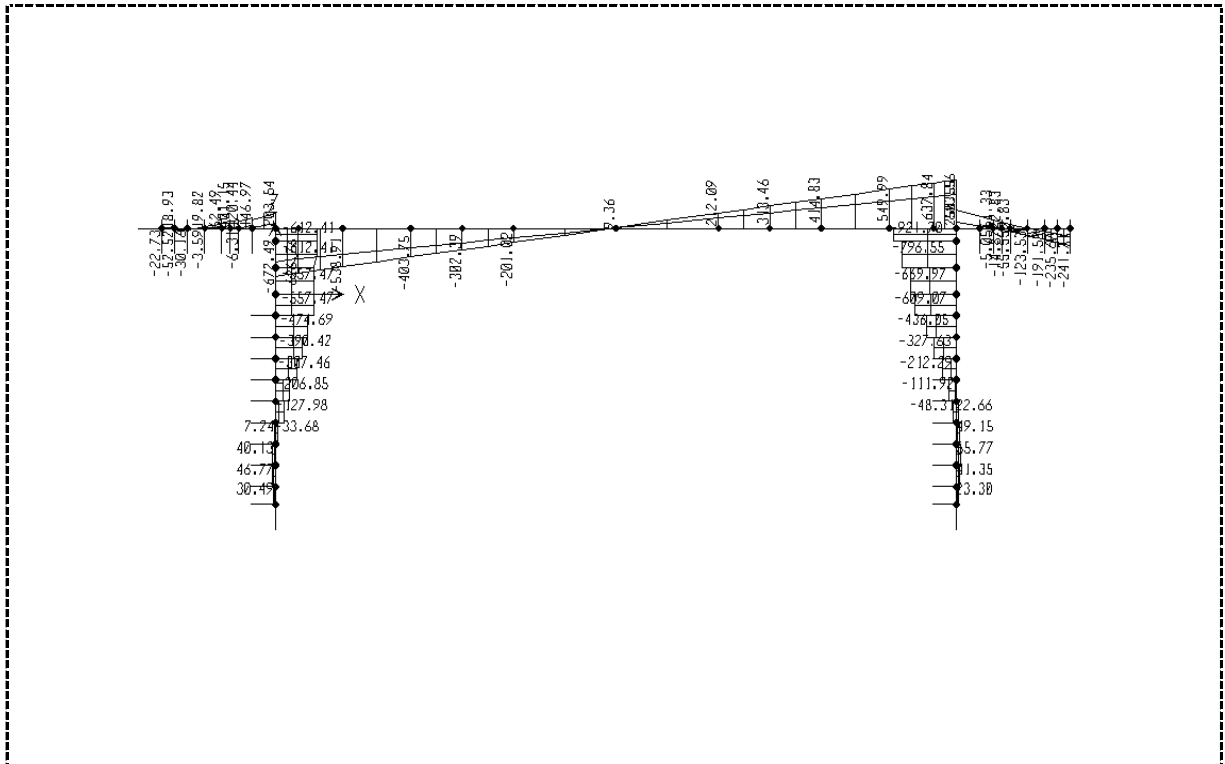
A. 모멘트도(kN·m)

[지진시;합성후(→)]



B. 전단력도(kN)

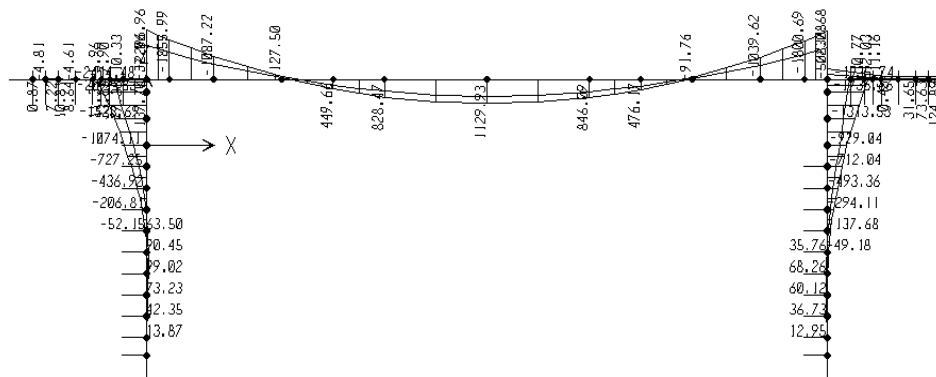
[지진시;합성후(→)]



### 6.2.2 합성후(교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시)

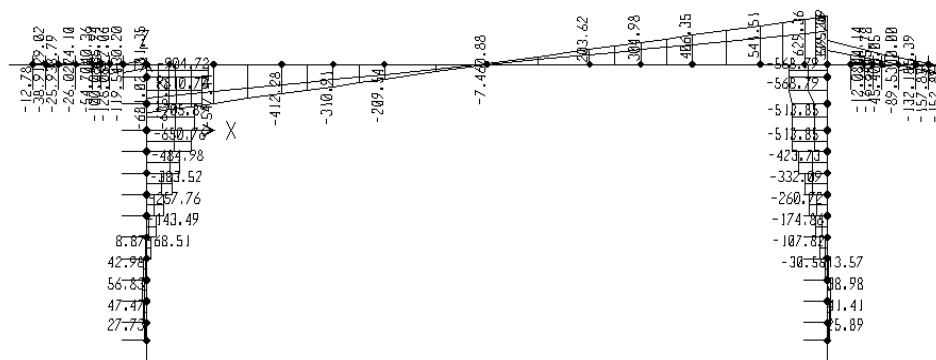
A. 모멘트도(kN·m)

[지진시;합성후(←)]



**B. 전단력도(kN)**

[지진시;합성후(←)]



## 6. 3 단면력 집계

### 6 .3.1 상시 단면력

#### A. 합성후

[단위: 톤]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한한계	사용한계	극한한계	사용한계	극한한계	사용한계
시점교대	상단	100	1	Max.	-557.55	-795.69	-141.75	-199.04	-238.55	-114.54
				Min.	-1160.99	-1054.21	-296.93	-272.32	-463.07	-345.27
	중간	101	101	Max.	-508.35	-724.16	-138.88	-196.92	-273.82	-153.73
				Min.	-1057.35	-959.21	-295.01	-270.19	-512.06	-384.46
	하단	102	102	Max.	-408.49	-575.00	-107.17	-187.63	-309.09	-192.92
				Min.	-643.52	-602.28	-286.65	-260.90	-561.04	-423.65
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-88.75	-98.60	-77.94	-109.12	-315.88	-200.46
				Min.	-236.90	-252.49	-169.20	-160.86	-570.46	-431.18
종점교대	상단	200	13	Max.	-491.92	-729.69	-134.99	-192.18	-267.07	-236.68
				Min.	-1079.08	-996.52	-288.53	-265.58	-508.40	-381.05
	중간	201	201	Max.	-445.09	-660.53	-132.12	-190.06	-302.34	-275.87
				Min.	-978.37	-903.88	-286.61	-263.46	-557.39	-420.24
	하단	202	202	Max.	-350.29	-516.45	-119.58	-180.77	-337.61	-315.06
				Min.	-563.04	-532.83	-278.25	-254.17	-606.38	-459.42
종점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	-64.05	-73.73	-66.82	-97.78	-344.39	-322.60
				Min.	-186.09	-209.72	-146.31	-141.20	-615.80	-466.96
거 더	중앙	6	7	Max.	635.41	464.60	1.57	5.46	-127.48	-185.43
				Min.	318.52	438.60	-110.04	-84.60	-294.22	-269.35

#### B. 단면력 조합

[단위: 톤]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한한계	사용한계	극한한계	사용한계	극한한계	사용한계
시점교대	상단	100	1	Max.	-557.55	-795.69	-141.75	-199.04	-238.55	-114.54
				Min.	-1160.99	-1054.21	-296.93	-272.32	-463.07	-345.27
	중간	101	101	Max.	-508.35	-724.16	-138.88	-196.92	-273.82	-153.73
				Min.	-1057.35	-959.21	-295.01	-270.19	-512.06	-384.46
	하단	102	102	Max.	-408.49	-575.00	-107.17	-187.63	-309.09	-192.92
				Min.	-643.52	-602.28	-286.65	-260.90	-561.04	-423.65
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-88.75	-98.60	-77.94	-109.12	-315.88	-200.46
				Min.	-236.90	-252.49	-169.20	-160.86	-570.46	-431.18
종점교대	상단	200	13	Max.	-491.92	-729.69	-134.99	-192.18	-267.07	-236.68
				Min.	-1079.08	-996.52	-288.53	-265.58	-508.40	-381.05
	중간	201	201	Max.	-445.09	-660.53	-132.12	-190.06	-302.34	-275.87
				Min.	-978.37	-903.88	-286.61	-263.46	-557.39	-420.24
	하단	202	202	Max.	-350.29	-516.45	-119.58	-180.77	-337.61	-315.06
				Min.	-563.04	-532.83	-278.25	-254.17	-606.38	-459.42
종점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	-64.05	-73.73	-66.82	-97.78	-344.39	-322.60
				Min.	-186.09	-209.72	-146.31	-141.20	-615.80	-466.96
거 더	중앙	6	7	Max.	635.41	464.60	1.57	5.46	-127.48	-185.43
				Min.	318.52	438.60	-110.04	-84.60	-294.22	-269.35

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한한계	사용한계	극한한계	사용한계	극한한계	사용한계
APP-SALB	시점	A3	A3	Max.	7.79	5.80	10.50	11.91	6.54	10.49
				Min.	2.71	-10.04	-12.02	-8.26	-0.18	-4.26
	시점	A7	A7	Max.	-5.18	106.88	58.43	44.85	15.26	24.47
				Min.	-35.38	-27.76	8.22	-160.32	-0.41	-9.95
	종점	B3	B3	Max.	0.15	0.06	4.97	6.24	2.40	6.19
				Min.	-1.45	-9.16	-6.31	-4.31	-2.82	-7.32
	종점	B7	B7	Max.	5.60	101.98	26.23	19.35	5.59	14.44
				Min.	-12.35	-8.69	-15.36	-111.46	-6.57	-17.07

### 6.3.2 지진시 단면력(교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시)

#### 1) 전폭에 대한 지진시 단면력(→)

##### A. 합성후(→)

[전폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
시점교대	상단	100	1	Max.	-1169.10	-325.63	-589.98
				Min.	-2157.67	-612.41	-930.54
	중간	101	101	Max.	-930.65	-234.06	-678.16
				Min.	-1943.33	-612.41	-1053.01
	하단	102	102	Max.	-732.27	-234.06	-766.33
				Min.	-1487.48	-557.47	-1175.47
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-161.24	-261.53	-780.92
				Min.	-582.91	-390.42	-1195.73
종점교대	상단	200	13	Max.	-1401.47	-427.96	-622.90
				Min.	-2246.95	-921.70	-988.63
	중간	201	201	Max.	-1251.69	-419.27	-711.08
				Min.	-1924.35	-796.55	-1111.10
	하단	202	202	Max.	-934.45	-393.81	-799.25
				Min.	-1329.73	-669.97	-1233.56
종점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	31.17	-195.42	-813.84
				Min.	-152.43	-327.63	-1253.82
거 더	중앙	6	7	Max.	1129.98	9.36	-428.40
				Min.	796.91	-201.02	-645.28

##### B. 단면력 조합(→)

[전폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
시점교대	상단	100	1	Max.	-1169.10	-325.63	-589.98
				Min.	-2157.67	-612.41	-930.54
	중간	101	101	Max.	-930.65	-234.06	-678.16
				Min.	-1943.33	-612.41	-1053.01
	하단	102	102	Max.	-732.27	-234.06	-766.33
				Min.	-1487.48	-557.47	-1175.47
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-161.24	-261.53	-780.92
				Min.	-582.91	-390.42	-1195.73
종점교대	상단	200	13	Max.	-1401.47	-427.96	-622.90
				Min.	-2246.95	-921.70	-988.63

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	힘모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
종점교대	중간	201	201	Max.	-1251.69	-419.27	-711.08
				Min.	-1924.35	-796.55	-1111.10
	하단	202	202	Max.	-934.45	-393.81	-799.25
				Min.	-1329.73	-669.97	-1233.56
종점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	31.17	-195.42	-813.84
				Min.	-152.43	-327.63	-1253.82
거 더	중앙	6	7	Max.	1129.98	9.36	-428.40
				Min.	796.91	-201.02	-645.28
APP-SALB	시점	A3	A3	Max.	20.82	-18.85	19.51
				Min.	8.75	-30.16	12.37
	시점	A7	A7	Max.	-16.83	146.97	51.75
				Min.	-97.69	34.22	28.86
	종점	B3	B3	Max.	-8.34	9.83	17.12
				Min.	-15.73	-14.87	-2.18
	종점	B7	B7	Max.	194.02	-89.42	22.99
				Min.	57.35	-235.67	-5.09

## 2) 단위폭에 대한 지진시 단면력(→)

### A. 합성후(→)

[단위폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	힘모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
시점교대 (벽체폭) 4.019m	상단	100	1	Max.	-290.87	-81.01	-146.78
				Min.	-536.81	-152.36	-231.51
	중간	101	101	Max.	-231.54	-58.23	-168.72
				Min.	-483.49	-152.36	-261.98
	하단	102	102	Max.	-182.18	-58.23	-190.66
				Min.	-370.08	-138.70	-292.45
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-40.12	-65.07	-194.29
				Min.	-145.02	-97.13	-297.49
종점교대 (벽체폭) 4.019m	상단	200	13	Max.	-348.68	-106.47	-154.97
				Min.	-559.03	-229.31	-245.96
	중간	201	201	Max.	-311.41	-104.31	-176.91
				Min.	-478.77	-198.18	-276.43
	하단	202	202	Max.	-232.49	-97.98	-198.85
				Min.	-330.83	-166.68	-306.90
종점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	7.75	-48.62	-202.48
				Min.	-37.92	-81.51	-311.94
거 더 2.500m	중앙	6	7	Max.	451.99	3.74	-171.36
				Min.	318.77	-80.41	-258.11

### C. 단면력 조합(합성전+합성후)(→)

[단위폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	힘모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
시점교대 (벽체폭) 4.019m	상단	100	1	Max.	-290.87	-81.01	-146.78
				Min.	-536.81	-152.36	-231.51
	중간	101	101	Max.	-231.54	-58.23	-168.72
				Min.	-483.49	-152.36	-261.98

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	힘모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
	하단	102	102	Max.	-182.18	-58.23	-190.66
				Min.	-370.08	-138.70	-292.45
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-40.12	-65.07	-194.29
				Min.	-145.02	-97.13	-297.49
중점교대 (벽체폭) 4.019m	상단	200	13	Max.	-348.68	-106.47	-154.97
				Min.	-559.03	-229.31	-245.96
	중간	201	201	Max.	-311.41	-104.31	-176.91
				Min.	-478.77	-198.18	-276.43
	하단	202	202	Max.	-232.49	-97.98	-198.85
				Min.	-330.83	-166.68	-306.90
중점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	7.75	-48.62	-202.48
				Min.	-37.92	-81.51	-311.94
거 더 2.500m	중앙	6	7	Max.	451.99	3.74	-171.36
				Min.	318.77	-80.41	-258.11
APP-SALB 2.500m	시점	A3	A3	Max.	8.33	-7.54	7.80
				Min.	3.50	-12.06	4.95
	시점	A7	A7	Max.	-6.73	58.79	20.70
				Min.	-39.07	13.69	11.54
	중점	B3	B3	Max.	-3.34	3.93	6.85
				Min.	-6.29	-5.95	-0.87
	중점	B7	B7	Max.	77.61	-35.77	9.20
				Min.	22.94	-94.27	-2.04

### 6 .3.3 지진시 단면력(교량 중점에서 시점방향(←)으로 작용시)

#### 1) 전폭에 대한 지진시 단면력(←)

##### A. 합성후(←)

[전폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	힘모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
시점교대	상단	100	1	Max.	-1403.38	-427.82	-467.27
				Min.	-2414.48	-904.72	-816.83
	중간	101	101	Max.	-1039.40	-440.12	-555.44
				Min.	-2097.83	-810.70	-939.29
	하단	102	102	Max.	-637.96	-428.81	-643.62
				Min.	-1523.69	-705.89	-1061.76
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-5.22	-227.41	-658.20
				Min.	-436.92	-383.52	-1082.02
중점교대	상단	200	13	Max.	-1070.84	-277.59	-708.30
				Min.	-1935.74	-568.80	-1068.76
	중간	201	201	Max.	-973.68	-277.59	-796.48
				Min.	-1736.66	-568.80	-1191.22
	하단	202	202	Max.	-771.26	-186.02	-884.66
				Min.	-1313.53	-513.85	-1313.69
중점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	-122.57	-225.25	-899.24
				Min.	-294.11	-332.09	-1333.94
거 더	중앙	6	7	Max.	1129.93	0.88	-413.19
				Min.	796.74	-209.54	-731.55

B. 단면력 조합(합성전+합성후)(←)

[전폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
시점교대	상단	100	1	Max.	-1403.38	-427.82	-467.27
				Min.	-2414.48	-904.72	-816.83
	중간	101	101	Max.	-1039.40	-440.12	-555.44
				Min.	-2097.83	-810.70	-939.29
	하단	102	102	Max.	-637.96	-428.81	-643.62
				Min.	-1523.69	-705.89	-1061.76
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-5.22	-227.41	-658.20
				Min.	-436.92	-383.52	-1082.02
중점교대	상단	200	13	Max.	-1070.84	-277.59	-708.30
				Min.	-1935.74	-568.80	-1068.76
	중간	201	201	Max.	-973.68	-277.59	-796.48
				Min.	-1736.66	-568.80	-1191.22
	하단	202	202	Max.	-771.26	-186.02	-884.66
				Min.	-1313.53	-513.85	-1313.69
중점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	-122.57	-225.25	-899.24
				Min.	-294.11	-332.09	-1333.94
거 더	중앙	6	7	Max.	1129.93	0.88	-413.19
				Min.	796.74	-209.54	-731.55
APP-SALB	시점	A3	A3	Max.	10.81	-14.30	10.18
				Min.	-2.04	-25.93	-8.63
	시점	A7	A7	Max.	33.83	30.20	23.76
				Min.	-10.33	-91.72	-9.32
	중점	B3	B3	Max.	-3.19	8.05	-5.54
				Min.	-10.87	-16.64	-25.98
	중점	B7	B7	Max.	124.89	-6.85	-12.93
				Min.	15.39	-157.83	-43.67

2) 단위폭에 대한 지진시 단면력(←)

A. 합성후(←)

[단위폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
시점교대 (벽체폭) 4.019m	상단	100	1	Max.	-349.15	-106.44	-116.25
				Min.	-600.71	-225.09	-203.22
	중간	101	101	Max.	-258.60	-109.50	-138.19
				Min.	-521.93	-201.70	-233.69
	하단	102	102	Max.	-158.72	-106.69	-160.13
				Min.	-379.09	-175.62	-264.16
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-1.30	-56.58	-163.76
				Min.	-108.70	-95.42	-269.20
중점교대 (벽체폭) 4.019m	상단	200	13	Max.	-266.42	-69.06	-176.22
				Min.	-481.60	-141.51	-265.90
	중간	201	201	Max.	-242.25	-69.06	-198.16
				Min.	-432.07	-141.51	-296.37
	하단	202	202	Max.	-191.88	-46.28	-220.10
				Min.	-326.80	-127.84	-326.84

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	힘모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
종점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	-30.50	-56.04	-223.73
				Min.	-73.17	-82.62	-331.88
거 더 2.500m	중앙	6	7	Max.	451.97	0.35	-165.27
				Min.	318.70	-83.82	-292.62

**B. 단면력 조합(←)**

[단위폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	힘모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
시점교대 (벽체폭) 4.019m	상단	100	1	Max.	-349.15	-106.44	-116.25
				Min.	-600.71	-225.09	-203.22
	중간	101	101	Max.	-258.60	-109.50	-138.19
				Min.	-521.93	-201.70	-233.69
	하단	102	102	Max.	-158.72	-106.69	-160.13
				Min.	-379.09	-175.62	-264.16
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-1.30	-56.58	-163.76
				Min.	-108.70	-95.42	-269.20
종점교대 (벽체폭) 4.019m	상단	200	13	Max.	-266.42	-69.06	-176.22
				Min.	-481.60	-141.51	-265.90
	중간	201	201	Max.	-242.25	-69.06	-198.16
				Min.	-432.07	-141.51	-296.37
	하단	202	202	Max.	-191.88	-46.28	-220.10
				Min.	-326.80	-127.84	-326.84
종점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	-30.50	-56.04	-223.73
				Min.	-73.17	-82.62	-331.88
거 더 2.500m	중앙	6	7	Max.	451.97	0.35	-165.27
				Min.	318.70	-83.82	-292.62
APP-SALB 2.500m	시점	A3	A3	Max.	4.32	-5.72	4.07
				Min.	-0.82	-10.37	-3.45
	시점	A7	A7	Max.	13.53	12.08	9.50
				Min.	-4.13	-36.69	-3.73
	종점	B3	B3	Max.	-1.27	3.22	-2.22
				Min.	-4.35	-6.66	-10.39
	종점	B7	B7	Max.	49.96	-2.74	-5.17
				Min.	6.16	-63.13	-17.47



### 6.3.4 적용단면력

: [Max(상시, 지진시(→), 지진시(←)), [Min(상시, 지진시(→), 지진시(←))]

#### A. 합성후

[단위폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한한계	사용한계	극한한계	사용한계	극한한계	사용한계
시점교대	상단	100	1	Max.	-290.87	-290.87	-81.01	-81.01	-116.25	-114.54
				Min.	-1160.99	-1054.21	-296.93	-272.32	-463.07	-345.27
	중간	101	101	Max.	-231.54	-231.54	-58.23	-58.23	-138.19	-138.19
				Min.	-1057.35	-959.21	-295.01	-270.19	-512.06	-384.46
	하단	102	102	Max.	-158.72	-158.72	-58.23	-58.23	-160.13	-160.13
				Min.	-643.52	-602.28	-286.65	-260.90	-561.04	-423.65
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-1.30	-1.30	-56.58	-56.58	-163.76	-163.76
				Min.	-236.90	-252.49	-169.20	-160.86	-570.46	-431.18
중점교대	상단	200	13	Max.	-266.42	-266.42	-69.06	-69.06	-154.97	-154.97
				Min.	-1079.08	-996.52	-288.53	-265.58	-508.40	-381.05
	중간	201	201	Max.	-242.25	-242.25	-69.06	-69.06	-176.91	-176.91
				Min.	-978.37	-903.88	-286.61	-263.46	-557.39	-420.24
	하단	202	202	Max.	-191.88	-191.88	-46.28	-46.28	-198.85	-198.85
				Min.	-563.04	-532.83	-278.25	-254.17	-606.38	-459.42
중점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	7.75	7.75	-48.62	-48.62	-202.48	-202.48
				Min.	-186.09	-209.72	-146.31	-141.20	-615.80	-466.96
거 더	중앙	6	7	Max.	635.41	464.60	3.74	5.46	-127.48	-165.27
				Min.	318.52	318.70	-110.04	-84.60	-294.22	-292.62

#### B. 단면력 조합

[단위폭]

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한한계	사용한계	극한한계	사용한계	극한한계	사용한계
시점교대	상단	100	1	Max.	-290.87	-290.87	-81.01	-81.01	-116.25	-114.54
				Min.	-1160.99	-1054.21	-296.93	-272.32	-463.07	-345.27
	중간	101	101	Max.	-231.54	-231.54	-58.23	-58.23	-138.19	-138.19
				Min.	-1057.35	-959.21	-295.01	-270.19	-512.06	-384.46
	하단	102	102	Max.	-158.72	-158.72	-58.23	-58.23	-160.13	-160.13
				Min.	-643.52	-602.28	-286.65	-260.90	-561.04	-423.65
시점말뚝	일반 상부	105	105	Max.	-1.30	-1.30	-56.58	-56.58	-163.76	-163.76
				Min.	-236.90	-252.49	-169.20	-160.86	-570.46	-431.18
중점교대	상단	200	13	Max.	-266.42	-266.42	-69.06	-69.06	-154.97	-154.97
				Min.	-1079.08	-996.52	-288.53	-265.58	-508.40	-381.05
	중간	201	201	Max.	-242.25	-242.25	-69.06	-69.06	-176.91	-176.91
				Min.	-978.37	-903.88	-286.61	-263.46	-557.39	-420.24
	하단	202	202	Max.	-191.88	-191.88	-46.28	-46.28	-198.85	-198.85
				Min.	-563.04	-532.83	-278.25	-254.17	-606.38	-459.42
중점말뚝	일반 상부	205	205	Max.	7.75	7.75	-48.62	-48.62	-202.48	-202.48
				Min.	-186.09	-209.72	-146.31	-141.20	-615.80	-466.96
거 더	중앙	6	7	Max.	635.41	464.60	3.74	5.46	-127.48	-165.27
				Min.	318.52	318.70	-110.04	-84.60	-294.22	-292.62

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	힘모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한한계	사용한계	극한한계	사용한계	극한한계	사용한계
APP-SALB	시점	A3	A3	Max.	8.33	5.80	10.50	11.91	7.80	10.49
				Min.	3.50	-10.04	-10.37	-8.26	4.95	-4.26
	시점	A7	A7	Max.	13.53	106.88	58.79	44.85	20.70	24.47
				Min.	-39.07	-27.76	13.69	-160.32	11.54	-9.95
	종점	B3	B3	Max.	0.15	0.06	4.97	6.24	6.85	6.19
				Min.	-1.45	-9.16	-5.95	-4.31	-0.87	-7.32
	종점	B7	B7	Max.	77.61	101.98	26.23	19.35	9.20	14.44
				Min.	-12.35	-8.69	-15.36	-111.46	-2.04	-17.07
지점부	상부	2	2	Max.	-486.34	-625.81	-176.80	-236.19	-127.48	-185.43
				Min.	-969.56	-742.98	-344.56	-255.53	-294.22	-269.35

## 7. 슬래브 단부 설계

### 7.1 슬래브 단부 단면검토

#### 7.1.1 극한한계상태 검토

■ TITLE : 슬래브 단부 상단

[인장단면-설계검토]

- 단면제원 및 설계가정

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)
1,000	700	562	80	969.56	294.22	344.56

- 재료계수 : 콘크리트  $\Phi_c = 0.65$ , 철근  $\Phi_s = 0.95$  [도.설.한. 5.4.2.3]

- 콘크리트 강도 변화에 따른 계수 산정

$$n = 2.000, \quad \epsilon_{co} = 0.002, \quad \epsilon_{cu} = 0.003, \quad \eta = 0.969, \quad \alpha = 0.798$$

$$\beta = 0.412, \quad \beta_1 (=2\beta) = 0.824$$

- 강재

$$\text{강재 상부 플랜지 단면적} : A_{sf} = 5,400 \text{ mm}^2$$

- 극한한계를 검토하기 위한 강형의 단면적

$$\begin{aligned} A_{sfr} &= \text{강재면적} \times (\text{강재의 항복강도} / \text{보강철근의 항복강도}) \\ &= 5,400 \times (315 / 400) = 4,253 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \cdot f_y \cdot (d - \beta c) \quad \dots\dots ①, \quad c = A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y / (\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) \quad \dots\dots ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다.

$$\frac{\Phi_s \cdot f_y^2 \cdot \beta}{\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - f_y \cdot d \cdot A_s + \frac{M_u}{\Phi_s} = 0, \quad A_{s,req} = 5,087 \text{ mm}^2$$

- 사용철근량 = 7,350 mm<sup>2</sup> ( 철근도심 = 138 mm ), [ 사용률 = 1.44 ] ..... O.K!

$$1\text{단} : H22 @ 125 = 3,097 \text{ mm}^2 ( d_{c1} = 80 \text{ mm} )$$

$$\text{강형 환산철근단면} : - @ 0 = 4,253 \text{ mm}^2 ( d_{c2} = 181 \text{ mm} )$$

- 철근비 검토

$$p_{min} = \text{Max} ( 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y, \text{수축온도철근비} )$$

$$= \text{Max} ( 0.00342, 0.00350, 0.00200 ) = 0.00350$$

$$p_{max} = 0.75 \cdot p_b = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot (f_{ck} / f_y) \cdot \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02363$$

$$p_{req} = A_{s,req} / (b \cdot d) = 0.00906, \quad p_{req}' = 4/3 \cdot p_{req} = 0.01208$$

$$p_{use} = A_{s,use} / (b \cdot d) = 0.01308$$

$$p_{max} \geq p_{use} \geq p_{min} \quad \therefore \text{철근비 만족} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 중립축 위치

$$C (\text{콘크리트 압축력}) = \alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot c$$

$$T (\text{철근 인장력}) = A_s \cdot f_s, \quad f_s = \Phi_s \cdot f_y$$

$$P_u = C - T = \alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot c - A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y$$

$$\therefore c = (P_u + A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y) / (\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$$

$$= (294216.7 + 7349.5 \times 1.0 \times 400) / (0.798 \times 0.65 \times 0.85 \times 30 \times 1,000)$$

$$= 233.40 \text{ mm}$$

$$C = 3087.03 \text{ kN}, \quad T = 2792.81 \text{ kN}$$

- 휨강도

$$M_r = C \times (h/2 - \beta c) + T \times (d - h/2)$$

$$= 1375.141 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 969.555 \text{ kN} \cdot \text{m} = M_u [\text{안전률} : 1.418] \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 전단에 대한 검토 [도.설.한 5.5.2.2]  

$$V_{cd} = \text{Max} \left( (0.85 \cdot \Phi_c \cdot \kappa (\rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot f_n) \cdot b \cdot d, (0.4 \cdot \Phi_c \cdot f_{ctk} + 0.15 \cdot f_n) \cdot b \cdot d \right)$$

$$= \text{Max} ( 398,217, 357,315 ) = 398,217 \text{ N} = 398.22 \text{ kN}$$

$$V_{cd} \geq 344.56 \text{ kN} = V_u \quad \therefore \text{전단보강 불필요}$$
여기서,  $\kappa = 1 + \sqrt{200/d} = 1.6$

## 7 .1.2 사용한계상태 검토

▣ TITLE : 슬래브 단부 상단

[인장단면-설계검토]

### A. 단면제원 및 중립축

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Ms(kN·m)	Ps(kN)	fy
1,000	700	620	80	742.98	269.35	400.00

- 적용 설계등급 : E , 한계 균열폭 : 0.3 mm
- 균열 발생시 콘크리트 인장영역 단면적 [도.설.한 5.6.3.4]  

$$A_{ct} = \text{Min} ( 2.5(h-d) \cdot B, (h-x)/3 \cdot B, Bh/2 )$$

$$= \text{Min} ( 200000.0, 159858.1, 350000.0 ) = 159858.1 \text{ mm}^2$$
- 콘크리트 단면 연단의 인장응력  

$$f_t = M_s/Z - P_s/A = 8.71 \text{ Mpa} > f_{ctk} = 2.20 \text{ Mpa} \quad \therefore \text{균열단면!}$$
- 중립축 깊이  

$$x = 220.43 \text{ mm}$$
- 철근 및 콘크리트 변형률  

$$\epsilon_s = 0.0008, \epsilon_c = 0.0005$$
- 중립축 및 변형률 확인  

$$C \text{ (콘크리트 압축력)} = 0.5 \cdot B \cdot x \cdot E_c \cdot \epsilon_c = 1492534 \text{ N} = 1,492.53 \text{ kN}$$

$$T \text{ (철근 인장력)} = A_s \cdot f_{so} = 1,223,187 \text{ N} = 1,223.19 \text{ kN}$$
여기서,  $f_{so} = E_s \cdot \epsilon_s = 166.43 \text{ Mpa}$   

$$P_{int} = C - T = 1492534 - 1223187 = 269348 \text{ N} = 269.35 \text{ kN} = P_s ( 269.35 \text{ kN} ) \quad \therefore \text{O.K!}$$

$$M_{int} = C \cdot (H/2 - x/3) + T \cdot (d - H/2)$$

$$= 742983200 \text{ N·mm} = 743.0 \text{ kN·m} = M_s ( 743.0 \text{ kN·m} ) \quad \therefore \text{O.K!}$$

### B. 최소철근량

- 응력제한  

$$f_{so} = 166.43 \text{ Mpa} \leq 320 \text{ Mpa} (=0.8 \cdot f_y) \quad \therefore \text{O.K!}$$
- 유효인장철근비  

$$\rho_e = A_s/A_{ct} = 0.05 \text{ mm}^2$$
- 최소철근량  

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct}/f_{sy} = 444 \text{ mm}^2 \leq A_s = 7,350 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!}$$
여기서,  $f_{ct} = 0.3(f_{cm})^{2/3} = 3.15 \text{ MPa}, k_c = 0.37, k = 0.72$

### C. 간접균열제어

[도.설.한 5.6.3.3]

- 허용인장응력 ( $=f_{sy}$ )  

$$= \text{Max} ( \text{철근직경 } 22 \text{ mm 에 따른 허용응력}, \text{ 철근간격 } 125 \text{ mm 에 따른 허용응력} )$$

$$= \text{Max} ( 200, 300 ) = 300 \geq f_{so} ( = 166.43 \text{ MPa} ) \quad \therefore \text{O.K!}$$

### D.균열폭 계산

[도.설.한 5.6.3.4]

- 최대 균열 간격  

$$l_{r,max} = \text{Min} ( d/(3.6 \cdot \rho_e), f_s \cdot d/(3.6 \cdot f_{ct}) )$$

$$= \text{Min} ( 132.9, 323.0 ) = 132.9 \text{ mm}$$

- 철근-콘크리트 변형률 차이

$$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm} = \text{Max} ( 0.00065143 , 0.00049929 ) = 0.0007$$

- 균열폭

$$w_k = l_{r,\max(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})} = 0.1 \text{ mm} \leq \text{한계균열폭} ( = 0.3 \text{ mm} ) \dots\dots\dots \text{OK!}$$

## 7. 2 접속슬래브 단면검토

### 7 .2.1 극한한계상태 검토

■ TITLE : 접속슬래브 전구간

[인장단면-설계검토]

- 단면제원 및 설계가정

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)
1,000	600	540	60	8.33	7.80	10.37

- 재료계수 : 콘크리트  $\Phi_c = 0.65$  , 철근  $\Phi_s = 0.95$  [도.설.한. 5.4.2.3]

- 콘크리트 강도 변화에 따른 계수 산정

$$n = 2.000 , \quad \epsilon_{co} = 0.002 , \quad \epsilon_{cu} = 0.003 , \quad \eta = 0.969 , \quad \alpha = 0.798$$

$$\beta = 0.412 , \quad \beta_1 (=2\beta) = 0.824$$

- 필요철근량 산정

$$Mu / \phi = A_s \cdot f_y \cdot (d - \beta \cdot c) \quad \dots\dots ① , \quad c = \frac{A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y}{(\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)} \quad \dots\dots ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다.

$$\frac{\Phi_s \cdot f_y^2 \cdot \beta}{\alpha \Phi_c \cdot 0.85 f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - f_y \cdot d \cdot A_s + \frac{Mu}{\Phi_s} = 0 , \quad A_{s,req} = 41 \quad \text{mm}^2$$

- 사용철근량 = 1,014 mm<sup>2</sup> ( 철근도심 = 60 mm ), [ 사용률 = 24.732 ] ..... O.K!

$$1\text{단} : H13 @ 125 = 1,014 \quad \text{mm}^2 \quad ( \quad dc_1 = 60 \quad \text{mm} \quad )$$

$$2\text{단} : - @ 0 = 0 \quad \text{mm}^2 \quad ( \quad dc_2 = 0 \quad \text{mm} \quad )$$

$$: - @ 0 = 0 \quad \text{mm}^2 \quad ( \quad dc_3 = 0 \quad \text{mm} \quad )$$

- 철근비 검토

$$p_{min} = \text{Max} ( \quad 0.25\sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y, \text{수축온도철근비} )$$

$$= \text{Max} ( \quad 0.00342 , \quad 0.00350 , \quad 0.00200 \quad ) = 0.00350$$

$$p_{max} = 0.75 \cdot p_b = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot (f_{ck} / f_y) \cdot \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02363$$

$$p_{req} = A_{s,req} / (b \cdot d) = 0.00008 , \quad p_{req}' = 4/3 \cdot p_{req} = 0.00011$$

$$p_{use} = A_{s,use} / (b \cdot d) = 0.00188$$

$$p_{max} \geq p_{use} \geq p_{req}' \quad \therefore \text{철근비 만족} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 중립축 위치

$$C \text{ (콘크리트 압축력)} = \alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot c$$

$$T \text{ (철근 인장력)} = A_s \cdot f_s , \quad f_s = \Phi_s \cdot f_y$$

$$Pu = C - T = \alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot c - A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y$$

$$\therefore c = (Pu + A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y) / (\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$$

$$= ( \quad 7800.0 + 1014.0 \times 1.0 \times 400 \quad ) / ( \quad 0.798 \times 0.7 \times 0.85 \times 30 \times 1,000 \quad )$$

$$= 29.72 \quad \text{mm}$$

$$C = 393.12 \quad \text{kN}, \quad T = 385.32 \quad \text{kN}$$

- 힘강도

$$Mr = C \times (h/2 - \beta c) + T \times (d - h/2)$$

$$= 205.601 \quad \text{kN} \cdot \text{m} \geq 8.330 \quad \text{kN} \cdot \text{m} = M_u \text{ [안전률 : 24.682 ] } \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 전단에 대한 검토

[도.설.한. 5.5.2.2]

$$V_{cd} = \text{Max}( \quad (0.85 \cdot \Phi_c \cdot \kappa \cdot (p \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot f_n) \cdot b \cdot d , \quad (0.4 \cdot \Phi_c \cdot f_{ctk} + 0.15 \cdot f_n) \cdot b \cdot d \quad )$$

$$= \text{Max}( \quad 185,100 , \quad 310,490 \quad ) = 310,490 \quad \text{N} = 310.49 \quad \text{kN}$$

$$V_{cd} \geq 10.37 \quad \text{kN} = V_u \quad \therefore \text{전단보강 불필요}$$

$$\text{여기서, } \kappa = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1.61$$

# ▣ TITLE : 접속슬래브 후구간

[인장단면-설계검토]

- 단면제원 및 설계가정

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)
1,000	900	820	80	39.07	20.70	58.79

- 재료계수 : 콘크리트  $\Phi_c = 0.65$  , 철근  $\Phi_s = 0.95$  [도.설.한. 5.2.3.2]

- 콘크리트 강도 변화에 따른 계수 산정

$$n = 2.000 , \quad \epsilon_{co} = 0.002 , \quad \epsilon_{cu} = 0.003 , \quad \eta = 0.969 , \quad \alpha = 0.798$$

$$\beta = 0.412 , \quad \beta_1 (=2\beta) = 0.824$$

- 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \cdot f_y \cdot (d - \beta \cdot c) \quad \dots\dots ① , \quad c = A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y / (\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) \quad \dots\dots ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다.

$$\frac{\Phi_s \cdot f_y^2 \cdot \beta}{\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - f_y \cdot d \cdot A_s + \frac{M_u}{\Phi_s} = 0 , \quad A_{s,req} = 126 \quad \text{mm}^2$$

- 사용철근량 = 1,014 mm<sup>2</sup> ( 철근도심 = 80 mm ), [ 사용률 = 8.0 ] ..... O.K!

$$1\text{단} : H13 @ 125 = 1,014 \quad \text{mm}^2 \quad (d_{c1} = 80 \quad \text{mm})$$

$$2\text{단} : - @ 0 = 0 \quad \text{mm}^2 \quad (d_{c2} = 0 \quad \text{mm})$$

- 철근비 검토

$$p_{min} = \text{Max} ( 0.25\sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y, \text{수축온도철근비} )$$

$$= \text{Max} ( 0.00342 , 0.00350 , 0.00200 ) = 0.00350$$

$$p_{max} = 0.75 \cdot p_b = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot (f_{ck} / f_y) \cdot \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02363$$

$$p_{req} = A_{s,req} / (b \cdot d) = 0.00015 , \quad p_{req}' = 4/3 \cdot p_{req} = 0.00020$$

$$p_{use} = A_{s,use} / (b \cdot d) = 0.00124$$

$$p_{max} \geq p_{use} \geq p_{req}' \quad \therefore \text{철근비 만족} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 중립축 위치

$$C \text{ (콘크리트 압축력)} = \alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot c$$

$$T \text{ (철근 인장력)} = A_s \cdot f_s , \quad f_s = \Phi_s \cdot f_y$$

$$P_u = C - T = \alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot c - A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y$$

$$\therefore c = (P_u + A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y) / (\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$$

$$= ( 20700.0 + 1014.0 \times 1.0 \times 400 ) / ( 0.798 \times 0.7 \times 0.85 \times 30 \times 1,000 )$$

$$= 30.70 \quad \text{mm}$$

$$C = 406.02 \quad \text{kN}, \quad T = 385.32 \quad \text{kN}$$

- 휨강도

$$M_r = C \times (h/2 - \beta c) + T \times (d - h/2)$$

$$= 320.145 \quad \text{kN} \cdot \text{m} \geq 39.070 \quad \text{kN} \cdot \text{m} = M_u \text{ [안전률 : 8.194 ] } \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 전단에 대한 검토

[도.설.한. 5.5.2.2]

$$V_{cd} = \text{Max}( (0.85 \cdot \Phi_c \cdot \kappa \cdot (p \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot f_n) \cdot b \cdot d , (0.4 \cdot \Phi_c \cdot f_{ctk} + 0.15 \cdot f_n) \cdot b \cdot d )$$

$$= \text{Max}( 228,758 , 472,715 ) = 472,715 \quad \text{N} = 472.71 \quad \text{kN}$$

$$V_{cd} \geq 58.79 \quad \text{kN} = V_u \quad \therefore \text{전단보강 불필요}$$

$$\text{여기서, } \kappa = 1 + \sqrt{200/d} = 1.49$$

## 7.2.2 사용한계상태 검토

■ TITLE : 접속슬래브 전구간

[인장단면-설계검토]

### A. 단면제원 및 중립축

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Ms(kN·m)	Ps(kN)	fy
1,000	600	540	60	5.80	10.49	400.00

- 적용 설계등급 : E , 한계 균열폭 : 0.3 mm
- 균열 발생시 콘크리트 인장영역 단면적 [도.설.한 5.6.3.4]
 
$$A_{ct} = \min ( 2.5(h-d) \cdot B , (h-x)/3 \cdot B , Bh/2 )$$

$$= \min ( 150000.0 , 158625.8 , 300000.0 ) = 150000.0 \text{ mm}^2$$
- 콘크리트 단면 연단의 인장응력
 
$$f_t = M_s/Z - P_s/A = 0.08 \text{ Mpa} \leq f_{ctk} = 2.20 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{비균열단면!}$$
- 중립축 깊이
 
$$x = 124.12 \text{ mm}$$
- 철근 및 콘크리트 변형률
 
$$\epsilon_s = 0.000031 , \epsilon_c = 0.000009$$
- 중립축 및 변형률 확인
 
$$C \text{ (콘크리트 압축력)} = 0.5 \cdot B \cdot x \cdot E_c \cdot \epsilon_c = 16,681 \text{ N} = 16.68 \text{ kN}$$

$$T \text{ (철근 인장력)} = A_s \cdot f_{so} = 6,191 \text{ N} = 6.19 \text{ kN}$$

여기서,  $f_{so} = E_s \cdot \epsilon_s = 6.11 \text{ Mpa}$

$$P_{int} = C - T = 16,681 - 6,191 = 10,490 \text{ N} = 10.49 \text{ kN} = P_s ( 10.49 \text{ kN} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$M_{int} = C \cdot (H/2 - x/3) + T \cdot (d - H/2)$$

$$= 5,800,000 \text{ N·mm} = 5.80 \text{ kN·m} = M_s ( 5.80 \text{ kN·m} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

### B. 최소철근량

- 응력제한
 
$$f_{so} = 6.11 \text{ Mpa} \leq 320 \text{ Mpa} (=0.8 \cdot f_y) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$
- 유효인장철근비
 
$$\rho_e = A_s/A_{ct} = 0.01 \text{ mm}^2$$
- 최소철근량
 
$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct}/f_{sy} = 496 \text{ mm}^2 \leq A_s = 1,014 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

여기서,  $f_{ct} = 0.3(f_{cm})^{2/3} = 3.15 \text{ MPa} , k_c = 0.40 , k = 0.79$

### C. 간접균열제어

[도.설.한 5.6.3.3]

- 허용인장응력 ( $=f_{sy}$ )
 
$$= \max ( \text{철근직경 } 13 \text{ mm 에 따른 허용응력} , \text{철근간격 } 125 \text{ mm 에 따른 허용응력} )$$

$$= \max ( 270 , 300 ) = 300 \geq f_{so} ( = 6.11 \text{ MPa} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

### D. 균열폭 계산

[도.설.한 5.6.3.4]

- 최대 균열 간격
 
$$l_{r,max} = \min ( d/(3.6 \cdot \rho_e) , f_s \cdot d/(3.6 \cdot f_{ct}) )$$

$$= \min ( 534.2 , 7.0 ) = 534.2 \text{ mm}$$
- 철근-콘크리트 변형률 차이
 
$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \max ( 0.00094475 , 0.00001832 ) = 2E-05$$
- 균열폭
 
$$w_k = l_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.01 \text{ mm} \leq \text{한계균열폭} ( = 0.3 \text{ mm} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$



A. 단면제원 및 중립축

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Ms(kN·m)	Ps(kN)	fy
1,000	900	820	80	27.76	24.47	400.00

- 적용 설계등급 : E , 한계 균열폭 : 0.3 mm
- 균열 발생시 콘크리트 인장영역 단면적 [도.설.한 5.6.3.4]
 
$$A_{ct} = \text{Min} ( 2.5(h-d) \cdot B , (h-c)/3 \cdot B , Bh/2 )$$

$$= \text{Min} ( 200000.0 , 253714.5 , 450000.0 ) = 200000.0 \text{ mm}^2$$
- 콘크리트 단면 연단의 인장응력
 
$$f_t = M_s/Z - P_s/A = 0.18 \text{ Mpa} \leq f_{ctk} = 2.20 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{비균열단면!}$$
- 중립축 깊이
 
$$x = 138.86 \text{ mm}$$
- 철근 및 콘크리트 변형률
 
$$\epsilon_s = 0.00011 , \epsilon_c = 0.00002$$
- 중립축 및 변형률 확인
 
$$C \text{ (콘크리트 압축력)} = 0.5 \cdot B \cdot x \cdot E_c \cdot \epsilon_c = 47,581 \text{ N} = 48 \text{ kN}$$

$$T \text{ (철근 인장력)} = A_s \cdot f_{so} = 23,111 \text{ N} = 23 \text{ kN}$$

여기서,  $f_{so} = E_s \cdot \epsilon_s = 22.79 \text{ Mpa}$

$$P_{int} = C - T = 47,581 - 23,111 = 24,470 \text{ N} = 24.47 \text{ kN} = P_s ( 24.47 \text{ kN} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$M_{int} = C \cdot (H/2 - x/3) + T \cdot (d - H/2)$$

$$= 27,760,000 \text{ N} \cdot \text{mm} = 28 \text{ kN} \cdot \text{m} = M_s ( 28 \text{ kN} \cdot \text{m} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

B. 최소철근량

- 응력제한
 
$$f_{so} = 22.79 \text{ Mpa} \leq 320 \text{ Mpa} (=0.8 \cdot f_y) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$
- 유효인장철근비
 
$$\rho_e = A_s/A_{ct} = 0.01 \text{ mm}^2$$
- 최소철근량
 
$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct}/f_{sy} = 543 \text{ mm}^2 \leq A_s = 1,014 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

여기서,  $f_{ct} = 0.3(f_{cm})^{2/3} = 3.15 \text{ MPa} , k_c = 0.40 , k = 0.65$

C. 간접균열제어

[도.설.한 5.6.3.3]

- 허용인장응력 ( =  $f_{sy}$  )
 
$$= \text{Max} ( \text{철근직경 } 13 \text{ mm 에 따른 허용응력} , \text{철근간격 } 125 \text{ mm 에 따른 허용응력} )$$

$$= \text{Max} ( 280 , 300 ) = 300 \geq f_{so} ( = 22.79 \text{ MPa} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

D. 균열폭 계산

[도.설.한 5.6.3.4]

- 최대 균열 간격
 
$$l_{r,max} = \text{Min} ( d/(3.6 \cdot \rho_e) , f_s \cdot d/(3.6 \cdot f_{ct}) )$$

$$= \text{Min} ( 712.3 , 26.1 ) = 26.1 \text{ mm}$$
- 철근-콘크리트 변형률 차이
 
$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \text{Max} ( -0.00117182 , 0.00006837 ) = 7E-05$$
- 균열폭
 
$$w_k = l_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.05 \text{ mm} \leq \text{한계균열폭} ( = 0.3 \text{ mm} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

## 7. 3 배력철근 검토

### 7 .3.1 시점부

- 사용철근량

$$\text{압축부} : H13 @ 250 + - @ 0 = 507 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장부} : H13 @ 125 + - @ 0 = 1,014 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 1,520 \text{ mm}^2$$

- $0.0015hb$  { h : 부재두께 (최대 800 mm) , b : 부재 폭 } [도.설 4.3.9]

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700 \times 1,000 = 1,050 \text{ mm}^2 \leq 1,520 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 노출면 300 mm<sup>2</sup>이상 [도.설 4.3.9]

$$\text{필요철근량} : 300 \text{ mm}^2 \leq 507 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

### 7 .3.2 종점부

- 사용철근량

$$\text{압축부} : H13 @ 250 + - @ 0 = 507 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장부} : H13 @ 125 + - @ 0 = 1,014 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 1,520 \text{ mm}^2$$

- $0.0015hb$  { h : 부재두께 (최대 800 mm) , b : 부재 폭 } [도.설 4.3.9]

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700 \times 1,000 = 1,050 \text{ mm}^2 \leq 1,520 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 노출면 300 mm<sup>2</sup>이상 [도.설 4.3.9]

$$\text{필요철근량} : 300 \text{ mm}^2 \leq 507 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

## 8. 교대거더부 설계

### 8. 1 교대거더부 설계를 위한 부재력

#### 1) 하중산정

##### 1.1 깊이방향 철근

- $W_u = 606.380 \times (1.300)^2 / 10 = 102.478 \text{ kN.m}$  (극한한계)
- $V_u = 606.380 \times (1.300) / 2 = 394.147 \text{ kN.m}$  (극한한계)
- $W_o = 459.420 \times (1.300)^2 / 10 = 77.642 \text{ kN.m}$  (사용한계)

##### 1.2 폭방향 철근

- $W_u = 1057.350 \text{ kN.m}$  (극한한계)
- $V_u = 295.010 \text{ kN.m}$  (극한한계)
- $W_o = 959.210 \text{ kN.m}$  (사용한계)

### 8. 2 폭방향 철근 검토

#### ▷ 검토 조건

재 료 강 도 :  $f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$        $f_y = 400.0 \text{ MPa}$   
재료저항계수 :  $\phi_c = 0.650$        $\phi_s = 0.90$   
f-ε곡선계수 :  $n_\epsilon = 2.000$        $\epsilon_{co} = 0.00200$        $\epsilon_{cu} = 0.00330$   
 $\alpha = 0.798$        $\beta = 0.412$   
최 소 철근비 :  $p_{min} = \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$

계수 모멘트  $M_u = 1057.350 \text{ KN}\cdot\text{m}$       계수 전단력  $V_u = 295.010 \text{ KN}$   
단면의 두께  $H = 1300.000 \text{ mm}$       단 면 폭  $B = 1500.000 \text{ mm}$   
유효 깊 이  $D = 1200.000 \text{ mm}$       피 복 두 께  $D_c = 100.000 \text{ mm}$

#### ▷ 휨모멘트 검토

인장측 철근  $A_{st} = 4053.600 \text{ mm}^2$  ( $P = A_s / (b \cdot d) = 0.00225$ )  
1단 ( $d_c = 100 \text{ mm}$ ) : H 25  $\times 8.00 \text{ EA}$   
압축측 철근  $A_{sc} = 4053.600 \text{ mm}^2$  ( $P' = A'_s / (b \cdot d) = 0.00225$ )  
1단 ( $d' = 100 \text{ mm}$ ) : H 25  $\times 8.00 \text{ EA}$

#### - 필요철근량 및 철근비 검토

압축철근 응력  $f_{sc} = -173.955 \text{ MPa}$ 로 가정 (인장응력 발생)  
소요중립축깊이  $c = 79.141 \text{ mm}$ 로 가정  
 $A_s = \{M_u - \phi_s f_{sc} A'_s (D - d') + \phi_s f_{sc} A'_s (d - \beta c)\} / \{\phi_s f_y (D - \beta c)\} = 2402.787 \text{ mm}^2$   
 $c = (A_s \phi_s f_y - A'_s \phi_s f_{sc}) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} B) = 79.141 \text{ mm}$  ∴ 가정과 비슷함 O.K  
 $f_{sc} = \epsilon_c \times (C - d') / C \times E_s = -173.955 \text{ MPa}$  ∴ 가정과 비슷함 O.K  
 $p_{req} = \{M_u - \phi_s f_{sc} A'_s (D - d') + \phi_s f_{sc} A'_s (D - \beta c)\} / \{\phi_s f_y (D - \beta c)\} / (B \cdot D)$   
 $= 0.00133 \Rightarrow 4/3 p_{req} = 0.00178$

$$\therefore \text{필요철근량 } A_{s.req} = p_{req} \times (B \cdot D) = 2402.787 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근비검토 : } p_{min} \leq p \quad \therefore \text{O.K}$$

- 허용최대중립축 및 인장철근 변형률 검토

$$c_{max} = (\delta \cdot \epsilon_{cu} / 0.0033 - 0.6) \times D = 480.000 \text{ mm}$$

$$\dots \text{여기서 } \delta (\text{재분배 후 모멘트율}) = 1.000$$

$$c = (A_s \cdot \sigma_s \cdot f_y - A_s' \cdot \sigma_s' \cdot f_s) / (\alpha \cdot \sigma_c \cdot 0.85 f_{ck} \cdot B) = 89.453 \text{ mm} \leq 480.000 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\epsilon_{yd} = \sigma_s \cdot f_y / E_s = 0.0018 \quad (\text{철근 설계항복변형률})$$

$$\epsilon_s = (d - c) / c \times \epsilon_{cu} = 0.0410 \geq \epsilon_{yd} = 0.0018 \dots \therefore \text{항복가정 } \bigcirc$$

- 휨강도 검토

$$\text{중립축 깊이 } c = 89.453 \text{ mm}$$

$$\text{압축철근응력 } f_s' = \epsilon_c \times (C - d') / C \times E_s = -77.814 \text{ MPa} \quad (\text{인장응력 발생})$$

$$M_{r1} = \alpha \cdot \sigma_c \cdot 0.85 f_{ck} \cdot c \cdot b \cdot (D - \beta c) = 2,064,311,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_{r2} = A_s' \times \sigma_s' \cdot f_s' \times (D - d') = -346,969,800 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_r = M_{r1} + M_{r2} = 1,717,341,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$= 1717.341 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1057.350 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \therefore \text{O.K} \quad (\text{S.F} = 1.624)$$

▷ 전단력 검토

- 전단강도 검토

$$\kappa = 1 + \sqrt{(200/D)} = 1.408 \leq 2.0$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 \times (f_{ck} + \Delta f)^{2/3} = 2.204 \text{ MPa}$$

$$V_c = [0.85 \cdot \sigma_c \cdot \kappa \cdot (p \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 f_n] \cdot B \cdot D / 1000 = 570.401 \text{ KN}$$

$$V_{cd.min} = (0.4 \cdot \sigma_c \cdot f_{ctk} + 0.15 f_n) \cdot B \cdot D / 1000 = 1031.457 \text{ KN}$$

$$\therefore V_{cd} = \text{Max}(V_c, V_{cd.min}) = 1031.457 \text{ KN} \geq V_u = 295.010 \text{ KN} \dots \therefore \text{전단철근 필요없음.}$$

- 최소 전단철근비 및 전단철근간격 검토

$$\text{사용 전단철근량 } A_{v.use} = H16 \times 4.00 \text{ ea} = 794.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm})$$

$$(\text{스트럿각도 : } \theta = 45.0^\circ, \text{ 전단철근각도 : } \alpha = 90.0^\circ \text{ 적용})$$

$$\text{사용 전단철근비 } p_{v.use} = A_v / (s \cdot B \cdot \sin \alpha) = 0.00212$$

$$\text{최소 전단철근비 } p_{v.min} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00110 \leq p_{v.use} \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\text{종방향 최대간격 } s_{1max} = 0.75D (1 + \cot \alpha) = 900.00 \text{ mm} \geq s_1 = 250.00 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\text{횡방향 최대간격 } s_{2max} = \text{Min}(0.75D, 600) = 600.00 \text{ mm} \geq s_2 = 433.33 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$$

- 추가 종방향 철근량 검토

$$\text{추가 종방향 철근량 } \Delta A_s = 0.5 V_u (\cot \theta - \cot \alpha) / (\sigma_s \cdot f_y) = 409.736 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 휨철근 여유량} = A_{s.use} - A_{s.req} = 1650.813 \text{ mm}^2 \geq \Delta A_s \dots \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$M_s = 959.210 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{사용하중조합-I})$$

- 균열발생 여부 검토 (비균열 단면으로 가정)

$$n = E_s / E_c = 200,000 / \{0.077 m c^{1.5} \cdot \sqrt[3]{(F_{ck} + \Delta f)}\} = 7$$

$$X_o = \{BH^2/2 + (n-1)A_s D + (2n-1)A_s' d'\} / \{BH + (n-1)A_s + (2n-1)A_s'\} = 642.301 \text{ mm}$$

$$I_o = BH^3/12 + BH(H/2-X_o)^2 + (n-1)As(D-X_o)^2 + (2n-1)As'(X_o-d')^2 = 282.334 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_{ct} = M_s / I_o \times (H-X_o) = 2.234 \text{ MPa} > f_{ctk} = 2.204 \text{ MPa} \quad \therefore \text{균열 단면 검토}$$

- 철근응력제한 검토 (균열 단면)

$$\rho = A_s / (B \cdot D) = 0.00225$$

$$\rho' = A_s' / (B \cdot D) = 0.00225$$

압축철근이 압축응력을 받는 것으로 가정하고 반탄성해석으로 계산

$$k = -n(\rho + 2np' - \rho'/n) \times \sqrt{(n^2(\rho + 2np' - \rho'/n)^2 + 2np + 2(2n-1)\rho'd'/D)} = 0.151$$

$$x = k \cdot D = 181.213 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = B \cdot x^3 / 3 + n A_s (D-x)^2 + (2n-1) A_s' (x-d')^2 = 32,774,299,295 \text{ mm}^4$$

$$f_c = M_s / I_{cr} \times x = 5.304 \text{ MPa}$$

$$f_s' = (2n-1) M_s / I_{cr} \times (x-d') = 30.899 \text{ MPa (압축응력)}$$

$$f_s = n \cdot M_s / I_{cr} \times (D-x) = 208.719 \text{ MPa} \leq 0.8f_y = 320.000 \text{ MPa} \dots \therefore \text{O.K}$$

- 간접균열제어 및 최소철근량

철근직경 : 25 mm, 철근간격 : 162.5 mm

$$\text{허용응력} : f_{sa} = \text{Max}(200, 270) = 270 \text{ MPa} \geq f_s = 208.719 \text{ MPa} \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\text{최소 철근량} : A_{s,\min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct} / f_s = 2991.1 \text{ mm}^2 \leq A_s = 4053.6 \text{ mm}^2 \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서... } A_{ct} = B \cdot (H-X_o) = 986,549 \text{ mm}^2$$

$$k_c = 0.4 \times [1 - f_n / \{k_1(h/h') \times f_{ct}\}] = 0.40$$

$$k = 0.65 \text{ (부등분포 응력 반영계수)}$$

$$f_{ct} = f_{ctm} = f_{ctk} / 0.7 = 3.149 \text{ MPa}$$

$$f_s = \text{Max}(200, 270) = 270 \text{ MPa}$$

### 8. 3 깊이방향 철근 검토

#### ▷ 검토 조건

재 료 강 도 :  $f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$        $f_y = 400.0 \text{ MPa}$

재료저항계수 :  $\phi_c = 0.650$        $\phi_s = 0.90$

f-ε곡선계수 :  $n_\epsilon = 2.000$        $\epsilon_{co} = 0.00200$        $\epsilon_{cu} = 0.00330$

$\alpha = 0.798$        $\beta = 0.412$

최 소 철근비 :  $\rho_{min} = \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$

계수 모멘트  $M_u = 102.478 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수 전단력  $V_u = 394.147 \text{ KN}$

단면의 두께  $H = 1500.000 \text{ mm}$

단 면 폭  $B = 1300.000 \text{ mm}$

유효 깊 이  $D = 1350.000 \text{ mm}$

피 복 두 께  $D_c = 150.000 \text{ mm}$

#### ▷ 휨모멘트 검토

사용철근량  $A_{s,use} = H13 \times 4.00 \text{ EA}$  ( $D_c = 150.00 \text{ mm}$ )

$= 506.800 \text{ mm}^2$        $\therefore \rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00029$

#### - 필요철근량 및 철근비 검토

소요중립축깊이  $c = 4.421 \text{ mm}$ 로 가정

$A_s = M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\} = 211.145 \text{ mm}^2$

$c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 4.421 \text{ mm}$        $\therefore$ 가정과 비슷함 O.K

$\rho_{req} = [M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\}] / (B \cdot D) = 0.00012 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00016$

$\therefore$  필요철근량  $A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 211.145 \text{ mm}^2 \leq$  사용철근량...O.K

철근비검토 :  $4/3 \rho_{req} \leq \rho \leq \rho_{min}$       .....       $\therefore$  O.K

#### - 허용최대중립축 및 인장철근 변형률 검토

$c_{max} = (\delta \cdot \epsilon_{cu} / 0.0033 - 0.6) \times D = 540.000 \text{ mm}$

...여기서  $\delta$ (재분배 후 모멘트율) = 1.000

$c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 10.611 \text{ mm} \leq 540.000 \text{ mm}$  ...  $\therefore$  O.K

$\epsilon_{yd} = \phi_s \cdot f_y / E_s = 0.0018$  (철근 설계항복변형률)

$\epsilon_s = (d - c) / c \times \epsilon_{cu} = 0.4166 \geq \epsilon_{yd} = 0.0018$  ...  $\therefore$  항복가정 ○

#### - 휨강도 검토

$M_r = A_s \cdot \phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c) = 245,507,600 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$= 245.508 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 102.478 \text{ KN}\cdot\text{m}$  ...  $\therefore$  O.K (S.F = 2.396)

#### ▷ 전단력 검토

#### - 전단강도 검토

$\kappa = 1 + \sqrt{(200/D)} = 1.385 \leq 2.0$

$\chi = 650.000 \text{ mm}$  (전단경간, 하중작용거리)

$v = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.528$

$V_c = [0.85 \phi_c \kappa (p f_{ck})^{1/3} (2D/\chi) + 0.15 f_n] B \cdot D / 1000 = 1145.615 \text{ KN}$

$$V_{cd,max} = (0.5 \phi_c \cdot v \cdot f_{ck}) B \cdot D / 1000 = 663.743 \text{ KN}$$

$\therefore V_{cd} = \text{Min}(V_c, V_{cd,max}) = 663.743 \text{ KN} \geq V_u = 394.147 \text{ KN} \dots \therefore \text{전단철근 필요없음.}$

- 최소 전단철근비 및 전단철근간격 검토

$$\text{사용 전단철근비 } \rho_{v,use} = A_v / (s \cdot B_w \cdot \sin \alpha) = 0.00122$$

$$\text{최소 전단철근비 } \rho_{v,min} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00110 \leq \rho_{v,use} \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\text{종방향 최대간격 } s_{1,max} = 0.75D (1 + \cot \alpha) = 1012.50 \text{ mm} \geq s_1 = 500.00 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\text{횡방향 최대간격 } s_{2,max} = \text{Min}(0.75D, 600) = 600.00 \text{ mm} \geq s_2 = 333.33 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$M_s = 77.642 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{사용하중조합-I})$$

- 균열발생 여부 검토 (비균열 단면으로 가정)

$$n = E_s / E_c = 200,000 / \{0.077 \text{ mc}^{1.5} \cdot \sqrt[3]{(F_{ck} + \Delta f)}\} = 7$$

$$X_o = \{B \cdot H^2 / 2 + (n-1) \cdot A_s \cdot D\} / \{B \cdot H + (n-1) \cdot A_s\} = 750.934 \text{ mm}$$

$$I_o = B \cdot H^3 / 12 + B \cdot H \cdot (H/2 - X_o)^2 + (n-1) \cdot A_s \cdot (D - X_o)^2 = 366,718,000,000 \text{ mm}^4$$

$$f_{ct} = M_s / I_o \times (H - X_o) = 0.159 \text{ MPa} \leq f_{ctk} = 2.204 \text{ MPa}$$

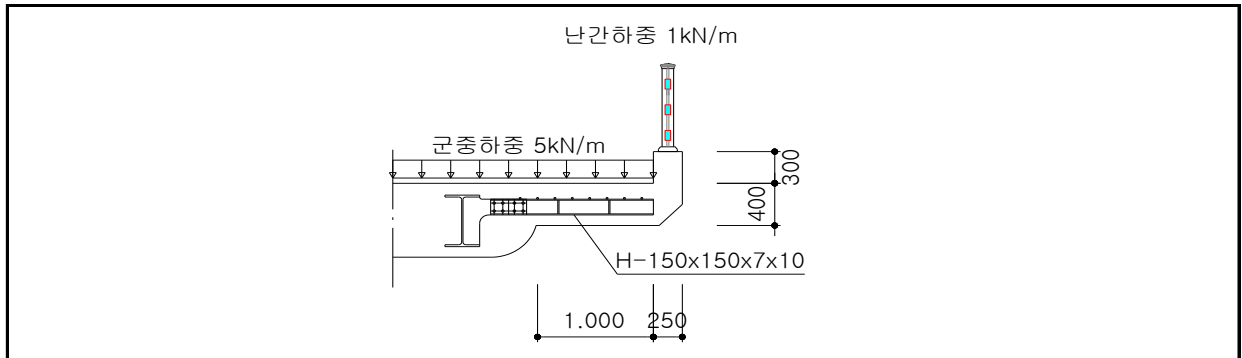
$\therefore$  비균열 단면  $\Rightarrow$  균열검토 생략

- 철근응력제한 검토

$$f_s = n \cdot M_s / I_o \times (D - X_o) = 0.888 \text{ MPa} \leq 0.8 f_y = 320.000 \text{ MPa} \dots \therefore \text{O.K}$$

## 8.4 캔틸레버부 검토

### 8.4.1 캔틸레버부에 작용하는 하중



#### 1) 고정하중

■ 자중	:	( 0.400 x 1.25 x 1.0 ) x 25	=	12.500 kN
■ 강재 자중	:	( 0.004 x 1.00 x 1.0 ) x 78.5	=	0.307 kN
■ 포장	:	( 0.080 x 1.00 x 1.0 ) x 23	=	1.840 kN
■ 모멘트 M1	:	14.647 x 1.5	=	21.971 kN
■ 전단력 V1	:		=	12.500 kN
■ 난 간 (기초 con'c 포함)	:	1.000 + ( 0.250 x 0.3 x 1.0 ) x 25	=	2.875 kN
■ 모멘트 M2	:	2.875 x 1.13 (난간부 중심선까지의 거리)	=	3.234 kN
■ 전단력 V2	:		=	2.875 kN

#### 2) 활하중

■ 균중하중 (보도부)	:	5.000 x 1.00 x 1.0 (단위길이)	=	5.000 kN
■ 모멘트 M3	:	5.000 x 0.50	=	2.500 kN
■ 전단력 V3	:		=	5.000 kN

#### 3) 계단부에 작용하는 단면력 (극한하중)

■ Mmax	:	( 21.971 + 3.234 ) x 1.25 + 5.000 x 1.8	=	40.506 kN
		(구조물 자중) (난간하중) (균중하중)		
■ Vmax	:	( 12.500 + 2.875 ) x 1.25 + 5.000 x 1.8	=	28.219 kN
		(구조물 자중) (난간하중) (균중하중)		

#### 4) 계단부에 작용하는 단면력 (사용하중)

■ Mmax	:	( 21.971 + 3.234 ) x 1.0 + 5.000 x 1.0	=	30.205 kN
		(구조물 자중) (난간하중) (균중하중)		
■ Vmax	:	( 12.500 + 2.875 ) x 1.0 + 5.000 x 1.0	=	20.375 kN
		(구조물 자중) (난간하중) (균중하중)		



## 8.4.2 극한한계상태 검토

### ■ TITLE : 캔틸레버

[인장단면-설계검토]

- 단면제원 및 설계가정

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)
1,000	400	320	80	40.51	4.69	28.22

- 재료계수 : 콘크리트  $\Phi_c = 0.65$  , 철근  $\Phi_s = 0.95$  [도.설.한. 5.4.2.3]

- 콘크리트 강도 변화에 따른 계수 산정

$$n = 2.000 , \quad \epsilon_{co} = 0.002 , \quad \epsilon_{cu} = 0.003 , \quad \eta = 0.969 , \quad \alpha = 0.798$$

$$\beta = 0.412 , \quad \beta_1 (=2\beta) = 0.824$$

- 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \cdot f_y \cdot (d - \beta \cdot c) \quad \dots\dots ① , \quad c = A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y / (\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) \quad \dots\dots ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로  $A_s$ 를 구한다.

$$\frac{\Phi_s \cdot f_y^2 \cdot \beta}{\alpha \Phi_c \cdot 0.85 f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - f_y \cdot d \cdot A_s + \frac{M_u}{\Phi_s} = 0 , \quad A_{s,req} = 337.0 \quad \text{mm}^2$$

- 사용철근량 = 2,292 mm<sup>2</sup> ( 철근도심 = 80 mm ), [ 사용률 = 6.80 ] ..... O.K!

$$① \text{ CYCLE : } H19 @ 125 = 2,292 \quad \text{mm}^2 \quad ( d_{cl} = 80 \quad \text{mm} )$$

- 철근비 검토

$$\rho_{min} = \text{Max} ( 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y , 1.4 / f_y , \text{수축온도철근비} )$$

$$= \text{Max} ( 0.00342 , 0.00350 , 0.00200 ) = 0.00350$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot (f_{ck} / f_y) \cdot \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02363$$

$$\rho_{req} = A_{s,req} / (b \cdot d) = 0.00105 , \quad \rho_{req}' = 4/3 \cdot \rho_{req} = 0.00140$$

$$\rho_{use} = A_{s,use} / (b \cdot d) = 0.00716$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{req}' \quad \therefore \text{철근비 만족} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 중립축 위치

$$C \text{ (콘크리트 압축력)} = \alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot c$$

$$T \text{ (철근 인장력)} = A_s \cdot f_s , \quad f_s = \Phi_s \cdot f_y$$

$$P_u = C - T = \alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot c - A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y$$

$$\therefore c = (P_u + A_s \cdot \Phi_s \cdot f_y) / (\alpha \cdot \Phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$$

$$= ( 4687.5 + 2292.0 \times 1.0 \times 400 ) / ( 0.798 \times 0.65 \times 0.85 \times 30 \times 1,000 )$$

$$= 66.20 \quad \text{mm}$$

$$C = 875.65 \quad \text{kN} , \quad T = 870.96 \quad \text{kN}$$

- 휨강도

$$M_r = C \times (h/2 - \beta c) + T \times (d - h/2)$$

$$= 255.774 \quad \text{kN} \cdot \text{m} \geq 40.506 \quad \text{kN} \cdot \text{m} = M_u \text{ [안전률 : 6.314 ] } \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

- 전단에 대한 검토

[도.설.한. 5.5.2.2]

$$V_{cd} = \text{Max} ( (0.85 \cdot \Phi_c \cdot \kappa \cdot (p \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot f_n) \cdot b \cdot d , (0.4 \cdot \Phi_c \cdot f_{ctk} + 0.15 \cdot f_n) \cdot b \cdot d )$$

$$= \text{Max} ( 190,154 , 183,933 ) = 190,154 \quad \text{N} = 190.15 \quad \text{kN}$$

$$V_{cd} \geq 28.22 \quad \text{kN} = V_u \quad \therefore \text{전단보강 불필요}$$

$$\text{여기서, } \kappa = 1 + \sqrt{200/d} = 1.79$$

### 8.4.3 사용한계상태 검토

■ TITLE : 캔틸레버

[인장단면-설계검토]

#### A. 단면제원 및 중립축

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Ms(kN·m)	Ps(kN)	fy
1,000	400	320	80	30.21	3.75	400.00

- 적용 설계등급 : E , 한계 균열폭 : 0.3 mm
- 균열 발생시 콘크리트 인장영역 단면적 [도.설.한 5.6.3.4]
 
$$A_{ct} = \text{Min} ( 2.5(h-d) \cdot B , (h-x)/3 \cdot B , Bh/2 )$$

$$= \text{Min} ( 200000.0 , 104431.2 , 200000.0 ) = 104431.2 \text{ mm}^2$$
- 콘크리트 단면 연단의 인장응력
 
$$f_t = M_s/Z - P_s/A = 1.12 \text{ Mpa} \leq f_{ctk} = 2.20 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{비균열단면!}$$
- 중립축 깊이
 
$$x = 86.71 \text{ mm}$$
- 철근 및 콘크리트 변형률
 
$$\epsilon_s = 0.0002 , \epsilon_c = 0.0001$$
- 중립축 및 변형률 확인
 
$$C \text{ (콘크리트 압축력)} = 0.5 \cdot B \cdot x \cdot E_c \cdot \epsilon_c = 105308 \text{ N} = 105.31 \text{ kN}$$

$$T \text{ (철근 인장력)} = A_s \cdot f_{so} = 101,558 \text{ N} = 101.56 \text{ kN}$$

여기서,  $f_{so} = E_s \cdot \epsilon_s = 44.31 \text{ Mpa}$

$$P_{int} = C - T = 105308 - 101558 = 3750 \text{ N} = 3.75 \text{ kN} = P_s ( 3.75 \text{ kN} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$M_{int} = C \cdot (H/2 - x/3) + T \cdot (d - H/2)$$

$$= 30205000 \text{ N·mm} = 30.2 \text{ kN·m} = M_s ( 30.2 \text{ kN·m} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

#### B. 최소철근량

- 응력제한
 
$$f_{so} = 44.31 \text{ Mpa} \leq 320 \text{ Mpa} (=0.8 \cdot f_y) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$
- 유효인장철근비
 
$$\rho_e = A_s/A_{ct} = 0.02 \text{ mm}^2$$
- 최소철근량
 
$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct}/f_{sy} = 407 \text{ mm}^2 \leq A_s = 2,292 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

여기서,  $f_{ct} = 0.3(f_{cm})^{2/3} = 3.15 \text{ MPa} , k_c = 0.40 , k = 0.93$

#### C. 간접균열제어

[도.설.한 5.6.3.3]

- 허용인장응력 ( $=f_{sy}$ )
 
$$= \text{Max} ( \text{철근직경 } 19 \text{ mm 에 따른 허용응력} , \text{철근간격 } 125 \text{ mm 에 따른 허용응력} )$$

$$= \text{Max} ( 220 , 300 ) = 300 \geq f_{so} ( = 44.31 \text{ MPa} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

#### D. 균열폭 계산

[도.설.한 5.6.3.4]

- 최대 균열 간격
 
$$l_{r,max} = \text{Min} ( d/(3.6 \cdot \rho_e) , f_s \cdot d/(3.6 \cdot f_{ct}) )$$

$$= \text{Min} ( 240.5 , 74.3 ) = 74.3 \text{ mm}$$
- 철근-콘크리트 변형률 차이
 
$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \text{Max} ( 0.00010912 , 0.00013293 ) = 0.0001$$
- 균열폭
 
$$w_k = l_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.0 \text{ mm} \leq \text{한계균열폭} ( = 0.3 \text{ mm} ) \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

# 9 . 교대부 말뚝설계

## 9. 1 설계조건

### 1) 말뚝제원

- 강 종 : STK400 (플랜지 최소 항복강도 : 235.0 MPa , 전단력 : 80.0 MPa )
- 규 격 : Φ508×12 ( 보강단면 : Φ484(철근콘크리트 충전) )

구 분	말뚝개수(EA)	말뚝길이(m)	매입길이(m)	말뚝거동길이(m)	비 고
시 점	3	6.000	0.100	5.900	
종 점	3	6.000	0.100	5.900	

- 단면성질 ( 약축, 부식 2 mm 고려 ) ["4.1.2 단면특성치" 참조]

구 분	규 격	Ap(mm²)	Ip(mm⁴)	Zp(mm⁴)	rp(mm)	둘레(mm)	App(mm²)
보강부	일반부 + Φ484	60,688	1,688,673,633	6,701,086	167	-	199,504
일반부	Φ504×10	15,519	473,607,596	1,879,395	175	1,583	199,504

\* App : 폐색단면적

### 2) 상태별 최대단면력 집계

구 분			극한한계상태			사용한계상태		
			M (kN·m)	V (kN·m)	P (kN)	M (kN·m)	V (kN·m)	P (kN)
시점 말뚝	보강부	해석치	643.515	286.652	561.041	602.283	260.898	423.646
		본 당	836.570	372.648	729.353	782.968	339.167	550.740
	일반부	해석치	236.899	169.195	570.464	252.491	160.856	431.184
		본 당	307.969	219.954	741.603	328.238	209.113	560.539
종점 말뚝	보강부	해석치	563.042	278.251	606.377	532.833	254.166	459.425
		본 당	731.955	361.726	788.290	692.683	330.416	597.253
	일반부	해석치	186.087	146.314	615.800	209.721	141.197	466.963
		본 당	241.913	190.208	800.540	272.637	183.556	607.052

구 분			지진시		
			M (kN·m)	V (kN·m)	P (kN)
시점 말뚝	보강부	해석치	379.085	175.620	292.451
		본 당	492.811	228.306	380.186
	일반부	해석치	145.024	97.134	297.490
		본 당	188.531	126.274	386.737
종점 말뚝	보강부	해석치	330.829	166.684	326.837
		본 당	430.078	216.689	424.888
	일반부	해석치	73.173	82.621	331.877
		본 당	95.125	107.407	431.440

\* 본당 단면력 = 단위m당 단면력(해석치) × 교폭 / 말뚝개수.

여기서, 교폭 = 3.900 m (시점)

3.900 m (종점)

## 9. 2 안전성 검토

### 9 .2.1 시점 말뚝

#### 1) 수평변위 검토

[도.설.한 7.7.2.2]

- 평상시 교축방향 최대 수평변위 :  $\delta_x = 3.78 \text{ mm} \leq 38 \text{ mm}$  ..... O.K!
  - 지진시 교축방향 최대 수평변위 :  $\delta_x = 1.97 \text{ mm} \leq 38 \text{ mm}$  ..... O.K!
- ※ 변위량은 전산해석 참조

#### 2) 지지력 검토

##### A. 말뚝의 허용지지력

- 선단지지력

$$Q_b = q_b \cdot A_{pp} = 1995.037 \text{ kN}$$

여기서,  $q_b$  : 말뚝 선단에서 지지하는 단위면적당 극한지지력 (= 250 · N )

N : 선단에서의 N치 (= 40 )

$A_{pp}$ : 부식두께가 고려된 말뚝 선단의 폐색면적 (= 0.19950  $\text{m}^2$  )

- 주면마찰력

$$Q_f = U \cdot \sum (l_i \cdot f_i) = 485.459 \text{ kN}$$

토질분류	시공법	두께( $l_i$ , m)	N치	U(m)	$f_i$ 계산식	$f_i(\text{kN/m}^2)$	$U \cdot l_i \cdot f_i(\text{kN})$
사질토	내부굴착	3.100	13	1.583	$2N(\leq 100)$	26	127.619
사질토	내부굴착	1.500	32	1.583	$2N(\leq 100)$	64	152.003
사질토	타입	1.300	50	1.583	$2N(\leq 100)$	100	205.837
-	-						
-	-						
지층별 주면마찰력의 합 $\sum U \cdot l_i \cdot f_i$							485.459

주)  $N \leq 2$ 의 연약층에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주면마찰저항을 고려할 수 없다.

- 도로교설계기준에 의한 허용연직압축지지력

$$Q_r = \Phi_{\text{stat}} \cdot (Q_b + Q_f)$$

여기서,  $\Phi_{\text{stat}}$  : 0.45

$$\therefore Q_r = 0.45 \times (1995.037 + 485.459) = 1116.223 \text{ kN}$$

##### B. 지지력 검토

- 허용지지력

구 분	도로교설계기준 산식	『지반조사보고서』참조	적 용(kN)	비 고
Ra	1116.223	0.000	1116.223	평상시
Rae	1674.335	0.000	1674.3345	지진시

- 지지력 검토

$$\text{평상시 말뚝머리 최대축력} = 729.353 \text{ kN} \leq Q_r (= 1116.223 \text{ kN}) \text{ ..... O.K!}$$

$$\text{지진시 말뚝머리 최대축력} = 380.186 \text{ kN} \leq Q_{re} (= 1674.335 \text{ kN}) \text{ ..... O.K!}$$

## 9.2.2 종점 말뚝

### 1) 수평변위 검토

- 평상시 교축방향 최대 수평변위 :  $\delta_x = 4.18 \text{ mm} \leq 38 \text{ mm}$  ..... O.K!
  - 지진시 교축방향 최대 수평변위 :  $\delta_x = 2.06 \text{ mm} \leq 38 \text{ mm}$  ..... O.K!
- ※ 변위량은 전산해석 참조

### 2) 지지력 검토

#### A. 말뚝의 허용지지력

- 선단지지력  
 $Q_b = q_b \cdot A_{pp} = 1995.037 \text{ kN}$   
 여기서,  $q_b$  : 말뚝 선단에서 지지하는 단위면적당 극한지지력 (=  $250 \cdot N$ )  
 $N$  : 선단에서의 N치 (= 40)  
 $A_{pp}$  : 부식두께가 고려된 말뚝 선단의 폐색면적 (=  $0.19950 \text{ m}^2$ )
- 주변마찰력  
 $Q_f = U \cdot \sum (l_i \cdot f_i) = 485.459 \text{ kN}$

토질분류	시공법	두께( $l_i$ , m)	N치	U(m)	$f_i$ 계산식	$f_i(\text{kN/m}^2)$	$U \cdot l_i \cdot f_i(\text{kN})$
사질토	내부굴착	3.100	13	1.583	$2N(\leq 100)$	26	127.619
사질토	내부굴착	1.500	32	1.583	$2N(\leq 100)$	64	152.003
사질토	타입	1.300	50	1.583	$2N(\leq 100)$	100	205.837
-	-						
-	-						
지층별 주변마찰력의 합 $\sum U \cdot l_i \cdot f_i$							485.459

주)  $N \leq 2$ 의 연약층에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주변마찰저항을 고려할 수 없다.

- 도로교설계기준에 의한 허용연직압축지지력

$$R_a = \Phi_{\text{stat}} \cdot (Q_b + Q_f)$$

여기서,  $\Phi_{\text{stat}}$  : 0.45

$$\therefore R_a = 0.45 \times (1995.037 + 485.459) = 1116.223 \text{ kN}$$

#### B. 지지력 검토

- 허용지지력

구 분	도로교설계기준 산식	『지반조사보고서』참조	적 용(kN)	비 고
$R_a$	1116.223	0.000	1116.223	평상시
$R_{ae}$	1674.335	0.000	1674.3345	지진시

- 지지력 검토

$$\text{평상시 말뚝머리 최대축력} = 788.290 \text{ kN} \leq R_a (= 1116.223 \text{ kN}) \text{ ..... O.K!}$$

$$\text{지진시 말뚝머리 최대축력} = 424.888 \text{ kN} \leq R_{ae} (= 1674.335 \text{ kN}) \text{ ..... O.K!}$$

## 9. 3 말뚝 본체 검토

### 9.3.1 시점 말뚝

#### 1) 허용응력 감소율 검토

- 이음에 따른 허용응력 감소 : 이음부 개수 = 0 EA 이므로 0 고려 ( 운반길이= 15.000 m)
- 장경비에 따른 허용응력 감소 : 장경비(L/D) = 19.799 ≤ 100 이므로 감소 없음.
- 좌굴에 대한 허용응력 감소 : 말뚝 전체길이가 지반에 근입되어 있어 감소 없음 [도.설 5.8.11.1(3)]

#### 2) 말뚝 보강부의 응력검토

##### A. 사용한계상태 응력검토

- 플랜지 응력제한 :  $0.95 \cdot f_{yc} = 223.25$  MPa [도.설.한 6.10.5.2]

- 힘압축응력

$$f_c = \frac{P}{A_p} + \frac{M}{Z_p} = \frac{550,740}{60,688} + \frac{782,968,000}{6,701,086} = 125.92 \text{ MPa} \leq 223.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$v = \frac{V}{A_p} = \frac{339,167}{60,688} = 5.59 \text{ MPa} \leq 80.0 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$\left[ \frac{f_c}{f_a} \right]^2 + \left[ \frac{V_c}{V_a} \right]^2 = 0.32 \leq 1.2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

##### B. 지진시 응력검토

$$f_c = \frac{P}{A_p} + \frac{M}{Z_p} = \frac{380,186}{60,688} + \frac{492,811,000}{6,701,086} = 79.81 \text{ MPa} \leq 334.88 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$v = \frac{V}{A_p} = \frac{228,306}{60,688} = 3.76 \text{ MPa} \leq 120.0 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$\left[ \frac{f_c}{f_a} \right]^2 + \left[ \frac{V_c}{V_a} \right]^2 = 0.06 \leq 1.2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

#### 3) 말뚝 일반부의 응력검토

##### A. 상시 응력검토

- 힘압축응력

$$f_c = \frac{P}{A_p} + \frac{M}{Z_p} = \frac{560,539}{15,519} + \frac{328,238,000}{1,879,395} = 145.28 \text{ MPa} \leq 223.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$v = \frac{V}{A_p} = \frac{209,113}{15,519} = 13.47 \text{ MPa} \leq 80.0 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$\left[ \frac{f_c}{f_a} \right]^2 + \left[ \frac{V_c}{V_a} \right]^2 = 0.45 \leq 1.2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

##### B. 지진시 응력검토

$$f_c = \frac{P}{A_p} + \frac{M}{Z_p} = \frac{386,737}{15,519} + \frac{188,531,000}{1,879,395} = 125.23 \text{ MPa} \leq 334.88 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$v = \frac{V}{A_p} = \frac{126,274}{15,519} = 8.14 \text{ MPa} \leq 120.0 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

$$\left[ \frac{f_c}{f_a} \right]^2 + \left[ \frac{V_c}{V_a} \right]^2 = 0.14 \leq 1.2 \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

## 9.3.2 종점 말뚝

### 1) 허용응력 감소율 검토

- 이음에 따른 허용응력 감소 : 이음부 개수 = 0 EA 이므로 0 고려 (운반길이 = 15.000 m)
- 장경비에 따른 허용응력 감소 : 장경비(L/D) = 19.799 ≤ 100 이므로 감소 없음.
- 좌굴에 대한 허용응력 감소 : 말뚝 전체길이가 지반에 근입되어 있어 감소 없음 [도.설 5.8.11.1(3)]

### 2) 말뚝 보강부의 응력검토

#### A. 상시 응력검토

- 플랜지 응력제한 :  $0.95 \cdot F_{yc} = 223.25$  MPa [도.설.한 6.10.5.2]

- 힘압축응력

$$f_c = \frac{P}{A_p} + \frac{M}{Z_p} = \frac{597,253}{60,688} + \frac{692,683,000}{6,701,086} = 113.21 \text{ MPa} \leq 223.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{ O.K!}$$

$$v = \frac{V}{A_p} = \frac{330,416}{60,688} = 5.44 \text{ MPa} \leq 80.0 \text{ MPa} \dots\dots \text{ O.K!}$$

$$\left[ \frac{f_c}{f_a} \right]^2 + \left[ \frac{v_c}{v_a} \right]^2 = 0.26 \leq 1.2 \dots\dots \text{ O.K!}$$

#### B. 지진시 응력검토

$$f_c = \frac{P}{A_p} + \frac{M}{Z_p} = \frac{424,888}{60,688} + \frac{430,078,000}{6,701,086} = 71.18 \text{ MPa} \leq 334.88 \text{ MPa} \dots\dots \text{ O.K!}$$

$$v = \frac{V}{A_p} = \frac{216,689}{60,688} = 3.57 \text{ MPa} \leq 120.0 \text{ MPa} \dots\dots \text{ O.K!}$$

$$\left[ \frac{f_c}{f_a} \right]^2 + \left[ \frac{v_c}{v_a} \right]^2 = 0.05 \leq 1.2 \dots\dots \text{ O.K!}$$

### 3) 말뚝 일반부의 응력검토

#### A. 상시 응력검토

- 힘압축응력

$$f_c = \frac{P}{A_p} + \frac{M}{Z_p} = \frac{607,052}{15,519} + \frac{272,637,000}{1,879,395} = 184.18 \text{ MPa} \leq 223.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{ O.K!}$$

$$v = \frac{V}{A_p} = \frac{183,556}{15,519} = 11.83 \text{ MPa} \leq 80.0 \text{ MPa} \dots\dots \text{ O.K!}$$

$$\left[ \frac{f_c}{f_a} \right]^2 + \left[ \frac{v_c}{v_a} \right]^2 = 0.70 \leq 1.2 \dots\dots \text{ O.K!}$$

#### B. 지진시 응력검토

$$f_c = \frac{P}{A_p} + \frac{M}{Z_p} = \frac{431,440}{15,519} + \frac{95,125,000}{1,879,395} = 78.41 \text{ MPa} \leq 334.88 \text{ MPa} \dots\dots \text{ O.K!}$$

$$v = \frac{V}{A_p} = \frac{107,407}{15,519} = 6.92 \text{ MPa} \leq 120.0 \text{ MPa} \dots\dots \text{ O.K!}$$

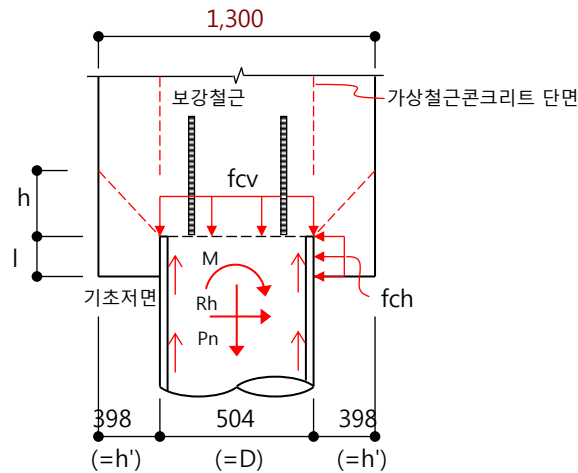
$$\left[ \frac{f_c}{f_a} \right]^2 + \left[ \frac{v_c}{v_a} \right]^2 = 0.06 \leq 1.2 \dots\dots \text{ O.K!}$$

### 9.3.3 말뚝과 벽체의 결합부 설계

[도.설.해 5.8.11.3]

※ 강결합 방법으로 방법"B" 적용

- 확대기초 속으로 매입되는 말뚝의 길이를 최소화하고, 철근을 말뚝머리에 보강하여 휨모멘트를 철근이 저항.
- 말뚝머리 근입길이는 100mm로 한다.



#### 1) 압입력에 대한 검토

##### A. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} \cdot D^2} \leq f_{ca}$$

여기서,  $P_{Nmax}$ : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)

$f_{ca}$ : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 ( $=0.25 \cdot f_{ck}$ ), 여기서,  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$f_{ca'}$ : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 ( $=1.33 \cdot (0.25 \cdot f_{ck})$ )

- 상 시 :  $f_{cv} = 788,290 / 199,504 = 3.95 \text{ MPa} \leq 8.75 \text{ MPa}$  ..... O.K!
- 지진시 :  $f_{cv} = 424,888 / 199,504 = 2.13 \text{ MPa} \leq 11.64 \text{ MPa}$  ..... O.K!

##### B. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{Nmax}}{\pi(D + h)h} \leq \tau_{a3}$$

여기서,  $h$ : 확대기초의 유효두께. 벽체에 매입된 경우 벽체두께 고려 (= 398 mm)

$\tau_{a3}$ : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력

$\tau_{a3'}$ : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력

- 상 시 :  $\tau_v = 788,290 / 1,127,819 = 0.70 \text{ MPa} \leq 1.000 \text{ MPa}$  ..... O.K!
- 지진시 :  $\tau_v = 424,888 / 1,127,819 = 0.38 \text{ MPa} \leq 1.330 \text{ MPa}$  ..... O.K!

#### 2) 인발력에 대한 검토

- 원칙적으로 인발에 대한 검토는 하지 않아도 된다.

#### 3) 수평력에 대한 검토

##### A. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{Hmax}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

여기서,  $P_{Hmax}$ : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 가장 큰 수평력(N)

$l$ : 말뚝의 매입길이 (= 100 mm)

- 상 시 :  $f_{ch} = 372,648 / 50,400 = 6.39 \text{ MPa} \leq 8.75 \text{ MPa}$  ..... O.K!
- 지진시 :  $f_{ch} = 228,306 / 50,400 = 4.53 \text{ MPa} \leq 11.64 \text{ MPa}$  ..... O.K!



## B. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

여기서,  $h'$  : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (= 398 mm)

- 상 시 :  $\tau_h = 372,648 / 597,000 = 0.62 \text{ MPa} \leq 1.000 \text{ MPa}$  ..... O.K!
- 지진시 :  $\tau_h = 228,306 / 597,000 = 0.38 \text{ MPa} \leq 1.330 \text{ MPa}$  ..... O.K!

## 4) 철근정착

$$L_o = \text{Max}\left(\frac{f_{sa1} \cdot A_{st}}{\tau_{oa} \cdot U}, 35 \cdot d_1\right) = \text{Max}(461, 777) = 777 \text{ mm 이상을 적용한다.}$$

여기서,  $f_{sa1}$  : 이형철근의 허용인장응력 (SD 30 :  $f_{sa1} = 150 \text{ MPa}$ )

$A_{st}$  : 이형철근의 공칭단면적 (D 22 :  $A_{st} = 387.1 \text{ mm}^2$ )

$U$  : 이형철근의 공칭둘레길이 (D 22 :  $U = 70 \text{ mm}$ )

$d_1$  : 이형철근의 공칭지름 (D 22 :  $d_1 = 22.2 \text{ mm}$ )

$\tau_{oa}$  : 콘크리트의 허용부착응력 ( $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$  :  $\tau_{oa} = 1.8 \text{ MPa}$ )

[이형철근의 허용응력]

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

[이형철근의 표준치수]

이형철근의 종류, $D_B(\text{mm})$	D19	D22	D25	D29	D32
이형철근의 공칭지름, $d_1(\text{mm})$	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
이형철근의 공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
이형철근의 공칭둘레, $U(\text{mm})$	60	70	80	90	100

[콘크리트의 허용부착응력]

콘크리트의 설계기준강도( $f_{ck}$ )	21.0	24.0	27.0	35.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력( $\tau_{oa}$ )	1.4	1.6	1.7	1.8

## 5) 매입길이

- 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100mm로 한다.

## 6) 연직 지압강도에 대한 검토

[콘.설 p125]

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi(0.85 \cdot f_{ck} \cdot A_1) \\ &= 0.65 \times (0.85 \times 35 \times 199,504) \\ &= 3,857,903 \text{ N} \geq 788,290 \text{ N} \end{aligned}$$

O.K!

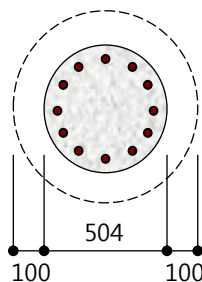
여기서,  $A_1$  : 재하면적 (= 199,504 mm<sup>2</sup>)

## 7) PUNCHING 전단강도에 대한 검토

[콘.설 p154]

- 단일말뚝으로 높은 벽체에 매입되어 있어 PUNCHING 전단검토 불필요.

## 8) 가상철근콘크리트 단면의 응력



· 가상 철근콘크리트 단면의 반경 :  $r = D/2 + 100 = 352 \text{ mm}$

· 도심에서 철근중심까지 거리 :  $r_s = D/2 - 40 = 212 \text{ mm}$

· 사용철근량 :  $A_s = D 22 @ 8 EA = 3,097 \text{ mm}^2$

· 사용철근비 :  $\rho = A_s / \pi r^2 = 3,097 / 389,256 = 0.007956$

· 탄성계수비 :  $n = 200,000 / 29,500 = 7$

·  $np = 7 \times 0.007956 = 0.055690$

·  $r_s/r = 212 / 352 = 0.60$

### A. 상시

- 콘크리트의 휨압축응력계수(C)와 보강철근의 휨인장응력계수(S) 결정

$$e = M_{\max} / P_{\max} = 836.570 / 788.290 = 1.061 \text{ m}$$

$$e/r = 1.061 / 0.352 = 3.015$$

BG표에서  $e/r=3.015$ ,  $n_p=0.05569$  일 때 C와 S는

$$\therefore C = 0.50, S = 0.20$$

- 콘크리트의 휨압축응력

$$f_c = M / r^3 \cdot C$$

$$= 836.570 \times 10^6 / 352^3 \times 0.50$$

$$= 9.59 \text{ MPa} \leq f_{ca} (= 0.40 \times f_{ck} = 14.0 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$$

☞ O.K!

- 철근의 휨인장응력 0.000 MPa

$$f_s = M / r^3 \cdot S \cdot n$$

$$= 836.570 \times 10^6 / 352^3 \times 0.20 \times 7$$

$$= 26.85 \text{ MPa} \leq f_{sa} (= 150.0 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$$

☞ O.K!

### B. 지진시

- 콘크리트의 휨압축응력계수(C)와 보강철근의 휨인장응력계수(S) 결정

$$e = M_{\max} / P_{\max} = 492.811 / 424.888 = 1.160 \text{ m}$$

$$e/r = 1.160 / 0.352 = 3.295$$

BG표에서  $e/r=3.295$ ,  $n_p=0.05569$  일 때 C와 S는

$$\therefore C = 0.50, S = 0.20$$

- 콘크리트의 휨압축응력

$$f_c = M / r^3 \cdot C$$

$$= 492.811 \times 10^6 / 352^3 \times 0.50$$

$$= 5.65 \text{ MPa} \leq f_{ca} (= 1.33 \times f_{ca} = 18.6 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$$

☞ O.K!

- 철근의 휨인장응력 0.000 MPa

$$f_s = M / r^3 \cdot S \cdot n$$

$$= 492.811 \times 10^6 / 352^3 \times 0.20 \times 7$$

$$= 15.82 \text{ MPa} \leq f_{sa} (= 1.33 \times f_{sa} = 199.5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$$

☞ O.K!

## 10 . 거더설계

### 10. 1 설계제원

#### 1) 사용재료 및 성질

##### A. 강재

☞ 종류 : SM490

- 강재의 항복강도 :  $F_y = 315$  MPa
- 강재의 인장강도 :  $F_u = 490$  MPa
- 강재의 탄성계수 :  $E_s = 205,000$  MPa

##### B. 바닥판 콘크리트

☞ 설계기준강도 :  $f_{ck} = 30$  MPa

- 콘크리트의 최종허용휨인장응력 :  $f_{ct} = 0.07 \times f_{ck} = 2.10$  MPa ( 2.5MPa 이하 )
- 콘크리트의 최종허용휨압축응력 :  $f_{cc} = 0.4 \times f_{ck} = 12.00$  MPa
- 콘크리트의 탄성계수 :  $E_c = 29,500$  MPa ☞  $0.077 \times mc^{1.5} \times (f_{cu})^{(1/3)}$ ,  $mc=2350\text{kg/m}^3$

##### C. 보강철근

☞ 종류 : SD 400

- 보강철근의 항복응력 :  $f_{ry} = 400$  MPa
- 보강철근의 허용인장응력 :  $f_{ra} = 160$  MPa
- 보강철근의 탄성계수 :  $E_r = 200,000$  MPa

##### D. 탄성계수비

- 강재와 바닥판 콘크리트의 탄성계수비 :  $n_{sc} = E_s / E_c = 6.9$
- 강재와 보강철근의 탄성계수비 :  $n_{sr} = E_s / E_r = 1.0$
- 보강철근과 바닥판 콘크리트의 탄성계수비 :  $n_{rc} = E_r / E_c = 6.8$
- PC강연선과 바닥판 콘크리트의 탄성계수비 :  $n_{pc} = E_p / E_c = 6.8$

#### 2) 허용응력

[도로교설계기준 3.9.3.1]

하중 조합	바닥판(MPa)		비고
	인장	압축	
①주하중(크리프, 건조수축 제외)	2.10 (1.0)	12.00 (1.0)	
②주하중(크리프, 건조수축 포함)	2.10 (1.0)	12.00 (1.0)	
②+바닥판과 주거더와의 온도차	2.42 (1.2)	13.80 (1.2)	

※ 주하중은 가설시 및 합성전 고정하중, 합성후 고정하중, 비고정하중이며, 비고정하중은 토압, 활하중, 온도하중(±), 건조수축, 지점침하의 조합이다. ()은 허용응력 증가계수이다.

#### 3) 휨응력의 부호규약

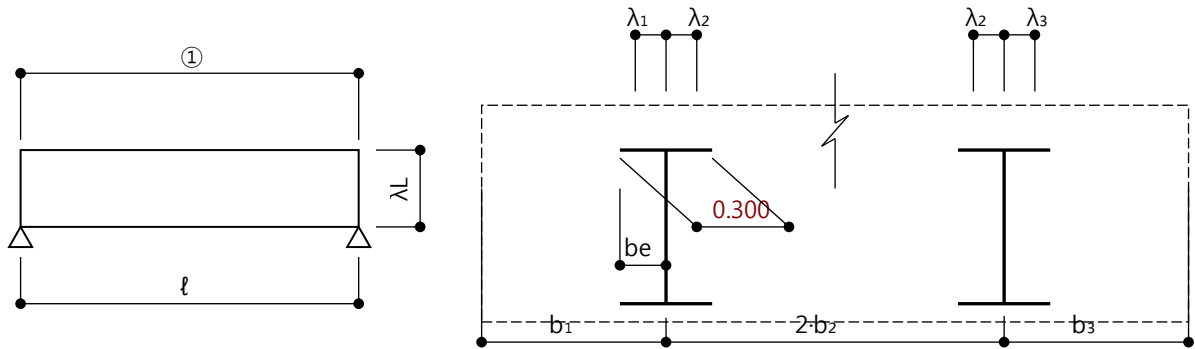
- 압축 : (-) , 인장 : (+)

## 10. 2 유효폭 산정

### 1) 플랜지 유효폭

[도로교설계기준 3.8.3.4]

- 교폭구성 = 0.650 + 1 @ 1.200 + 0.650 = 2.500 m
- 유효지간 = 19.940 m (=ℓ)



$$be = 0.300 / 2 = 0.150 \text{ m} : \text{플랜지 돌출폭}$$

$$b_1 = 0.150 \text{ m}, b_2 = 0.150 \text{ m}$$

$b_1/\ell = 0.150 / 19.940 = 0.008$ 여기서, $b_1/\ell \leq 0.05$ 이므로 $\lambda_{L1} = b_1$ $= 0.150$	$b_2/\ell = 0.150 / 19.940 = 0.008$ 여기서, $b_2/\ell \leq 0.05$ 이므로 $\lambda_{L2} = b_2$ $= 0.150$
---	---

- 플랜지 유효폭 :  $B_f = \lambda_{L1} + \lambda_{L2} = \underline{0.300} \text{ m}$

$$be = 0.450 / 2 = 0.225 \text{ m} : \text{플랜지 돌출폭}$$

$$b_1 = X_1 - be = 0.650 - 0.225 = 0.425 \text{ m}$$

$$2 \cdot b_2 = X_2 - 2 \cdot (be + h) = 1.200 - 2 \times (0.225 + 0.150) = 0.450 \text{ m}$$

$b_1/\ell = 0.425 / 19.940 = 0.021$ 여기서, $b_1/\ell \leq 0.05$ 이므로 $\lambda_{L1} = b_1$ $= 0.425$	$b_2/\ell = 0.225 / 19.940 = 0.011$ 여기서, $b_2/\ell \leq 0.05$ 이므로 $\lambda_{L2} = b_2$ $= 0.225$
---	---

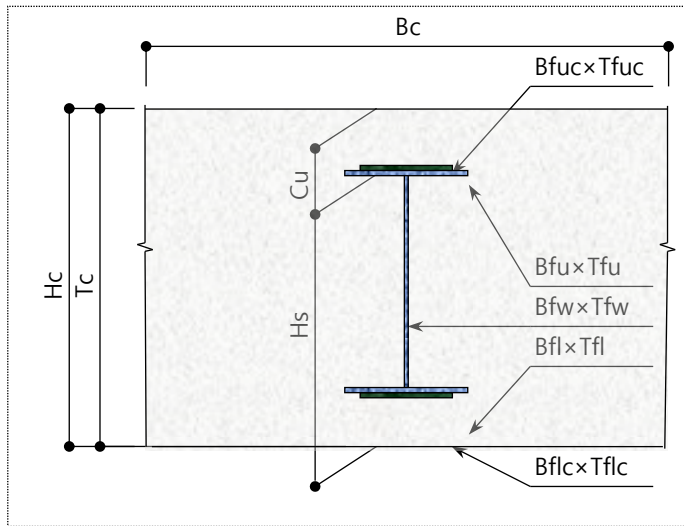
- 외측빔의 바닥판 유효폭 :  $B_{se} = \lambda_{L1} + \lambda_{L2} + 2 \cdot be + h = \underline{1.250} \text{ m} ( \underline{1.250} \text{ m} )$
- 내측빔의 바닥판 유효폭 :  $B_{si} = 2 \cdot (\lambda_{L2} + be + h) = \underline{1.200} \text{ m}$

$$\therefore \text{평균 유효폭} = ( 1.250 + 0 @ 1.200 + 1.250 ) / 2 = 1.250 \text{ m}$$

## 10. 3 합성거더 응력검토

### 10.3.1 중앙부

( JOINT 7 , x = 9.970 m )



콘크리트 단면

Hc	600	mm			
Bc	1,250	mm	Tc	800	mm

강형 단면

Hs	488	mm	Cu	112	mm
Bfuc	0	mm	Tfuc	0	mm
Bfu	300	mm	Tfu	18	mm
Bfw	452	mm	Tfw	11	mm
Bfl	300	mm	Tfl	18	mm
Bflc	0	mm	Tflc	0	mm

보강철근

1단	1단	H22	2단	2단	H22
	배치	250mm		배치	250mm
	피복	70mm		피복	750mm

설계상수 및 부재력(거더당)

구 분		단 위	입력값
설 계 상 수	Fyt : 인장플렌지 최소항복강도	MPa	315
	Fyc : 압축플렌지 최소항복강도	MPa	315
	Fyw : 복부판 최소항복강도	MPa	315
	Fyr : 철근 최소항복강도	MPa	400
	Fys : 보강재 최소항복강도	MPa	315
	nsc : 강과 콘크리트의 탄성계수비(단기합성단면)		6.9
	3nsc : 강과 콘크리트의 탄성계수비(장기합성단면)		20.8
	nsr : 강과 보강철근의 탄성계수비		1.0
휨모멘트	Mu : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	577.584
	Muc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	73.603
	Mua : 합성후 추가고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	29.183
	Mup : +비고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	222.429
	Mun : -비고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	-5.204
	Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	385.056
	Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	49.069
	Msa : 합성후 추가고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	19.455
	Msp : +비고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	127.167
	Msn : -비고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	94.666
전단력	Vu : 합성전 고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	1.575
	Vuc : 합성후 고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	0.183
	Vua : 합성후 추가고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	0.073
	Vup : +비고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	0.431
	Vun : -비고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-0.140
	Vs : 합성전 고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	1.050
	Vsc : 합성후 고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	0.122
	Vsa : 합성후 추가고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	0.048
	Vsp : +비고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	5.605
	Vsn : -비고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-5.589

## 1) 단면특성치 산정

### 가. 단면계수

#### A. 강재단면

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
상부 덧판	0	0	0	112	0	0	0
상부플랜지	300	18	5,400	121	653,400	79,061,400	145,800
복 부 판	11	452	4,972	356	1,770,032	630,131,392	84,649,957
하부플랜지	300	18	5,400	591	3,191,400	1,886,117,400	145,800
하부 덧판	0	0	0	600	0	0	0
합 계	-	-	15,772	-	5,614,832	2,595,310,192	84,941,557

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 356 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_s^2 = 681,371,557 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_{st} = \sum b \cdot h^3 / 3, (b > h) = 1,366,937 \text{ mm}^4$

#### B. 바닥판 콘크리트 단면

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
바닥판콘크리트	1,250	800	1,000,000	400	400,000,000	160,000,000,000	53,333,333,333
합 계	-	-	1,000,000	-	400,000,000	160,000,000,000	53,333,333,333

- 단면중립축 거리 :  $e_c = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 400 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_c = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_c^2 = 53,333,333,333 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_c = \sum b \cdot h^3 / 3, (b > h) = 213,333,333,333 \text{ mm}^4$

#### C. 상부 보강철근

※바닥판 콘크리트의 허용인장응력 초과시 적용

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
1단보강철근	-	-	1,936	70	135,485	9,483,950	-
2단보강철근	-	-	1,936	750	1,451,625	1,088,718,750	-
합 계	-	-	3,871	-	1,587,110	1,098,202,700	0

- 단면중립축 거리 :  $e_r = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 410 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_r = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_r^2 = 447,487,600 \text{ mm}^4$
- 온도 철근비 :  $0.002B.H : 0.002 \times 1.000 \times 800 = 1600 \text{ mm}^2 < 2,323 \text{ O.K}$

## 나. 하중단계별 합성단면

### A. Section Properties for Steel Girder

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	15,772	356	5,614,832	1,998,880,192	681,371,557	
합 계	-	15,772	-	5,614,832	1,998,880,192	681,371,557	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 356 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_s = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 681,371,557 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_s = J_{st} = 1,366,937 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{su} = -244 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{sl} = 244 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{ts} = -2,792,506 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{bs} = 2,792,506 \text{ mm}^3$

### B. Section Properties for Long-Term Composite Section

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	15,772	356	5,614,832	1,998,880,192	681,371,557	
바닥판콘크리트	20.8	47,967	400	19,186,992	7,674,796,748	2,558,265,583	
합 계	-	63,739	-	24,801,824	9,673,676,940	3,239,637,140	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 389 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_v = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 3,262,616,107 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_v = J_{st} + J_c/n = 10,234,429,268 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{vsu} = -277 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{vsl} = 211 \text{ mm}$
- 강 재 도심 :  $d_{vs} = -33 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 상연 :  $Y_{vcu} = -389 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 하연 :  $Y_{vcl} = 411 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 도심 :  $d_{vc} = 11 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{lts} = -11,773,619 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{lbs} = 15,470,879 \text{ mm}^3$

### C. Section Properties for Short-Term Composite Section

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	15,772	356	5,614,832	1,998,880,192	681,371,557	
바닥판콘크리트	6.9	143,902	400	57,560,976	23,024,390,244	7,674,796,748	
합 계	-	159,674	-	63,175,808	25,023,270,436	8,356,168,305	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 396 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_v = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 8,383,686,813 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_v = J_{st} + J_c/n = 30,700,553,929 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{vssu} = -284 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{vssl} = 204 \text{ mm}$
- 강 재 도심 :  $d_{vss} = -40 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 상연 :  $Y_{vcsu} = -396 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 하연 :  $Y_{vcsl} = 404 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 도심 :  $d_{vcs} = 4 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{sts} = -29,556,047 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{sbs} = 41,026,890 \text{ mm}^3$

#### D. Section Properties for Steel Girder+Reinforcement

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	15,772	356	5,614,832	1,998,880,192	681,371,557	
보강철근	1.0	3,777	410	1,548,400	634,844,000	436,573,268	
합 계	-	19,549	-	7,163,232	2,633,724,192	1,117,944,826	

$$\cdot \text{ 단면중립축 거리} : e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 366 \text{ mm}$$

· 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{vr} = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 1,126,829,843 \text{ mm}^4$

◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

· 강재상연 :  $Y_{vrsu} = -254 \text{ mm}$  · 상부보강철근(1단) :  $Y_{vrru} = -296 \text{ mm}$

· 강재 하연 : Yvrsl = 234 mm · 상부보강철근(2단) : Yvrri = 384 mm

· 강재도심 :  $d_{vrs} = -10 \text{ mm}$     · 상부보강철근도심 :  $d_{vrr} = 44 \text{ mm}$

◆ 단면계수

· 강재상연 : Str = -4,428,801 mm<sup>3</sup>

강재하연 : Sbr = 4,824,424 mm<sup>3</sup>

#### 다. 단면특성치 집계

[단위:mm]

구분	Ix(mm <sup>4</sup> )	Ycu	Ycl	Ysu	Ysl	Yru	Yrl	St	Sb	A(mm <sup>2</sup> )	ds	n
1	681,371,557	-	-	-244	244	-	-	-3E+06	2.8E+06	15,772	-	-
2	3,262,616,107	-389	411	-277	211	-	-	-1E+07	1.5E+07	63,739	-33	20.8
3	8,383,686,813	-396	404	-284	204	-	-	-3E+07	4.1E+07	159,674	-40	6.9
4	1,126,829,843	-	-	-254	234	-296	384	-4E+06	4.8E+06	19,549	-10	1.0

\* As = 15,772 mm<sup>2</sup>

2 : 장기합성단면(강형 + 바닥판 콘크리트)  $A_c = 1,000,000 \text{ mm}^2$

3 : 단기합성단면(강형 + 바닥판 콘크리트)  $A_r = 3,871 \text{ mm}^2$

4 : 합성형 단면특성(강형 + 바닥판 보강철근)

## 2) 응력 산정

## 가. 힘응력

### A. 극한한계상태

### ① 정모멘트 발생시

※ 상부플렌지 힘응력

$$f_{tu} = M_u / S_t = -49.06 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{tuc} = M_{uc} / St = -6.25 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{tua} = M_{ua} / S_t = -2.48 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{tup} = M_{up} / St = -7.53 \text{ MPa (압축)}$$

ftct = PC강연선 = 0.00 MPa (인장)

$$f_{ut} = -49.06 + -6.25 + -2.48 + -7.53 + 0.00 = -65.32 \text{ MPa (압축)}$$

※ 하부플렌지 힘응력

$$f_{bu} = M_u / S_b = 37.33 \text{ MPa (인장)}$$

$$f_{buc} = M_{uc} / S_b = 4.76 \text{ MPa (인장)}$$

$$f_{bua} = M_{ua} / S_b = 1.89 \text{ MPa (인장)}$$

$$f_{bup} = M_{up} / S_b = 5.42 \text{ MPa (인장)}$$

ftcb = PC강연선 = 0.00 MPa (인장)

$$f_{ub} = 37.33 + 4.76 + 1.89 + 5.42 + 0.00 = 49.40 \text{ MPa (인장)}$$



※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{up}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = -2.21 \text{ MPa (압축)} \\ f_{vcl} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{up}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = 2.26 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

② 부모멘트 발생시

※ 상부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{tu'} &= M_u / S_t = -49.06 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tuc'} &= M_{uc} / S_t = -16.62 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tua'} &= M_{ua} / S_t = -6.59 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tun'} &= M_{un} / S_t = 1.17 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tct} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{ut'} = -49.06 + -16.62 + -6.59 + 1.17 + 0.00 = -71.10 \text{ MPa (압축)}$$

※ 하부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{bu'} &= M_u / S_b = 37.33 \text{ MPa (인장)} \\ f_{buc'} &= M_{uc} / S_b = 15.26 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bua'} &= M_{ua} / S_b = 6.05 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bun'} &= M_{un} / S_b = -1.08 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tcb} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{ub'} = 37.33 + 15.26 + 6.05 + -1.1 + 0.00 = 57.56 \text{ MPa (인장)}$$

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{un}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = -0.66 \text{ MPa (압축)} \\ f_{vcl} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{un}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = 0.68 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

**B. 사용한계상태**

① 정모멘트 발생시

※ 상부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{ts} &= M_s / S_t = -32.70 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tsc} &= M_{sc} / S_t = -17.57 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tsa} &= M_{sa} / S_t = -1.65 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tsp} &= M_{sp} / S_t = -10.80 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tct} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{st} = -32.70 + -17.57 + -1.65 + -10.80 + 0.00 = -62.72 \text{ MPa (압축)}$$

※ 하부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{bs} &= M_s / S_b = 24.89 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bsc} &= M_{sc} / S_b = 3.17 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bsa} &= M_{sa} / S_b = 1.26 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bsp} &= M_{sp} / S_b = 3.10 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tcb} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{sb} = 24.89 + 3.17 + 1.26 + 3.10 + 0.00 = 32.42 \text{ MPa (인장)}$$

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{sc} + M_{sa} + M_{sp}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = -2.21 \text{ MPa (압축)} \\ f_{vcl} &= (M_{sc} + M_{sa} + M_{sp}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = 2.26 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

## ② 부모멘트 발생시

### ※ 상부플렌지 휨응력

$f_{ts}'$	=	$M_u / S_t$	=	-32.70	MPa (압축)
$f_{tsc}'$	=	$M_{uc} / S_t$	=	-11.08	MPa (압축)
$f_{tsa}'$	=	$M_{ua} / S_t$	=	-4.39	MPa (압축)
$f_{tsn}'$	=	$M_{un} / S_t$	=	-21.38	MPa (압축)
$f_{tct}$	=	PC강연선	=	0.00	MPa (인장)

$$f_{st}' = -32.70 + -11.08 + -4.39 + -21.38 + 0.00 = -69.55 \text{ MPa (압축)}$$

### ※ 하부플렌지 휨응력

$f_{bs}'$	=	$M_u / S_b$	=	24.89	MPa (인장)
$f_{bsc}'$	=	$M_{uc} / S_b$	=	10.17	MPa (인장)
$f_{bsa}'$	=	$M_{ua} / S_b$	=	4.03	MPa (인장)
$f_{bsn}'$	=	$M_{un} / S_b$	=	19.62	MPa (인장)
$f_{tcb}$	=	PC강연선	=	0.00	MPa (인장)

$$f_{sb}' = 24.89 + 10.17 + 4.03 + 19.6 + 0.00 = 58.71 \text{ MPa (인장)}$$

### ※ 콘크리트 휨응력

$$f_{vcu} = (M_{sc} + M_{sa} + M_{sn}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = -1.11 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{vcl} = (M_{sc} + M_{sa} + M_{sn}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = 1.13 \text{ MPa (인장)}$$

## C. 응력집계

[단위:MPa, 부호:-압축, +인장]

LOAD CASE	Steel		Slab Concrete		비 고
	상연	하연	상연	하연	
① 극한한계(정)	-65.32	49.40	-2.21	2.26	
② 사용한계(정)	-62.72	32.42	-2.21	2.26	
① 극한한계(부)	-71.10	57.56	-0.66	0.68	
② 사용한계(부)	-69.55	58.71	-1.11	1.13	

## 3) 단면비 제한

[도.설.한 6.10.2.1]

### 가. 단면비

- $I_{yc}$  (복부판 중심선의 수직축에 관한 단면2차모멘트) = 40500000 mm<sup>4</sup>
- $I_y$  (복부판 중심선의 수직축에 관한 압축플렌지의 단면2차모멘트) = 81050134 mm<sup>4</sup>

#### ◆ 휨부재를 구성하는 요소들의 단면비 제한

$$0.1 \leq I_{yc}/I_y \leq 0.9 \quad \Rightarrow \quad 0.1 \leq 0.5 \leq 0.9 \quad \dots \dots \dots \quad \text{O.K!}$$

### 나. 복부판 세장비

[도.설.한 6.10.2.2]

- $D_c$  (탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이) = 259.86 mm<sup>4</sup> (정)
- $f_c$  (압축플렌지 응력) = 65.32 MPa (정)

#### ◆ 세장비 조건

$$2 \cdot D_c/t_w \leq \text{Min} (6.77\sqrt{E \cdot f_c}, 200) \quad \Rightarrow \quad 47.25 \leq 200.00 \text{ (정)} \quad \dots \dots \dots \quad \text{O.K!}$$

- $D_c$  (탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이) = 233.57 mm<sup>4</sup> (부)
- $f_c$  (압축플렌지 응력) = 71.10 MPa (부)

$$2 \cdot D_c/t_w \leq \text{Min} (6.77\sqrt{E \cdot f_c}, 200) \quad \Rightarrow \quad 47.25 \leq 200.00 \text{ (부)} \quad \dots \dots \dots \quad \text{O.K!}$$

### 다. 플렌지 단면비

[도.설.한 6.10.2.3]

#### A. 상부플렌지 검토

##### ◆ 정모멘트 발생시 ( 압축플렌지 )

$$b_f \geq 0.3 \cdot D_c \quad \Rightarrow \quad 300.00 \geq 77.96 \quad \dots \dots \dots \quad \text{O.K!}$$

## B. 하부플렌지 검토

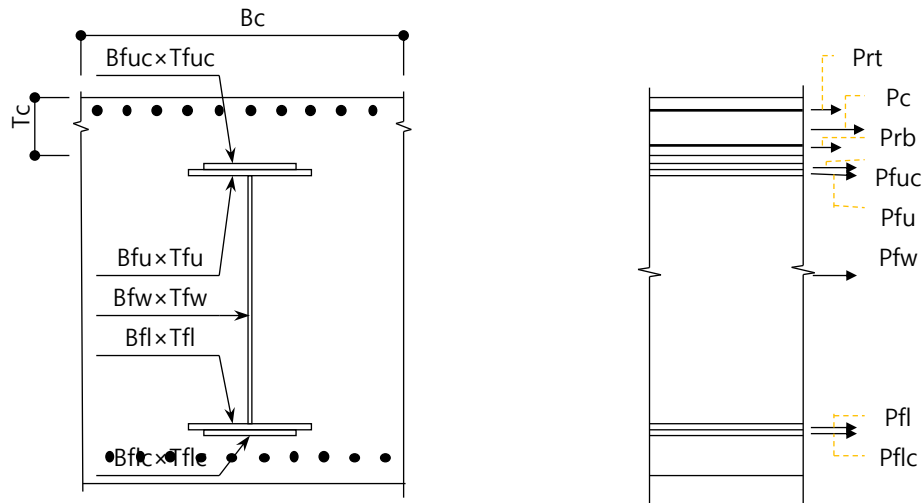
◆ 정모멘트 발생시 ( 인장플렌지 )

$$bt / (2 \cdot tt) \leq 12.0 \quad \Rightarrow \quad 8.33 \leq 12.00 \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

## 4) 소성모멘트

[도.설.한 부록A6.1]

### 가. 소성 중립축 위치



### A. 단면력산정

Prt (N)	Pc (N)	Prb (N)	Pfuc (N)	Pfu (N)	Pfw (N)	Pfl (N)	Pflc (N)
774,200	25,500,000	774,200	0	1,701,000	1,566,180	1,701,000	0

- 소성중립축 위치 : 슬래브(Prb위) (정모멘트)

- 소성중립축 위치 : 복부판 (부모멘트)

## B. 소성모멘트

◆ 정모멘트 발생시

$$Y = Tc \cdot ((Prb + Pfuc + Pfu + Pfw + Pflc + Pfl - Prt) / Pc) = 155.86 \text{ mm}$$

$$Mp = Y^2 \cdot Pc / (2 \cdot Tc) + (Pfu \cdot dfu + Pfw \cdot dfw + Pfl \cdot dfl + Prt \cdot drt + Prb \cdot drb)$$

$$= 1,757,961,761 \text{ N}\cdot\text{mm} = 1757.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

## 5) 단면 조밀성

[도.설.한 6.10.4.1]

### 가. 강재 조건

단면적	Ac	Au	Ab	Aw	Ar
mm <sup>2</sup>	1,000,000	5,400	5,400	4,972	3,871
항복강도	Fyc	Fyr	Fyt	Fyw	fck
MPa	315	400	315	315	30

$$Dcp = 0.00 \text{ (정모멘트)}$$

$$fy = 315 \text{ Mpa} < 460 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

### 나. 조밀성 판별

$$2 \cdot Dcp / Tfw \leq 3.76 \cdot \sqrt{(Es / Fyc)} \quad \Rightarrow \quad 0.0 \leq 95.9 \text{ (정모멘트)}$$

∴ 조밀단면! (정모멘트)

## 6) 극한한계상태 검토

### 가. 정모멘트

※ 조밀단면

#### A. 항복모멘트 검토

· 상부플렌지

$$F_y = \nu t_u / S_{ts} + M_{tuc} / S_{lts} + M_{tua} / S_{lts} + M_{ad} / S_{sts}$$

$$\text{여기서, } M_{tu} = 73.6 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_{tuc} = 73.6 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_{tua} = 29.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_{ad1} = S_{sts} \times \left[ \frac{F_y}{1} - \frac{M_{tu}}{S_{ts}} - \frac{M_{tuc}}{S_{lts}} - \frac{M_{tua}}{S_{lts}} \right] = 8273 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

· 하부플렌지

$$F_y = \nu u / S_{bs} + M_{buc} / S_{lbs} + M_{bua} / S_{lbs} + M_{ad} / S_{sbs}$$

$$\text{여기서, } M_{bu} = 577.6 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_{buc} = 73.6 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_{bua} = 29.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_{ad2} = S_{sbs} \times \left[ \frac{F_y}{1} - \frac{M_{bu}}{S_{bs}} - \frac{M_{buc}}{S_{lbs}} - \frac{M_{bua}}{S_{lbs}} \right] = 11119 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot M_{ad} = \min(M_{ad1}, M_{ad2}) = 8273 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot M_y = M_{tu} + M_{tuc} + M_{tua} + M_{ad} = 8450 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### B. 연성요구조건

[도.설.한 6.10.4.2.(2)]

$$\cdot D_p / D' = 2.78 < 5 \quad \text{..... O.K!}$$

$$\text{여기서, } D_p = 155.86 \text{ mm}, D' = 56.00 \text{ mm}$$

$$\cdot M_{n1} = 1.3 \cdot R_h \cdot M_y = 10984 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n2} = (5 \cdot M_p - 0.85 \cdot M_y) / 4 + (0.85 \cdot M_y - M_p) \cdot (D_p / D') / 4 = 4176.16 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (D' < D_p \leq 5D')$$

$$\therefore M_n = \min(M_{n1}, M_{n2}) = 4176.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### C. 휨강도 검토

$$\cdot M_r = \phi_f \cdot M_n = 4176.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot M_i = 902.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot M_u = \sum \eta_i \cdot v_i \cdot M_i = 902.80 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_r (= 4176.2 \text{ kN}\cdot\text{m}) \quad \text{..... O.K!}$$

### 나. 전단 검토

#### A. 수직보강재 설치 여부

[도.설.한 6.10.7.3]

$$\cdot B_{fw} / T_{fw} = 41.09 \leq 150.0 \quad \text{☞ 수직보강재 미설치}$$

#### B. 전단강도 검토

$$\cdot V_p = 0.58 \cdot F_{yw} \cdot B_{fw} \cdot T_{fw} = 908384 \text{ N} = 908.38 \text{ kN}$$

$$\cdot V_n = C \cdot V_p = 908384 \text{ N} = 908.38 \text{ kN}$$

$$\cdot V_r = \phi_v \cdot V_n = 908384 \text{ N} = 908.38 \text{ kN}$$

$$\cdot V_i = 2.26 \text{ kN} \quad (\text{정})$$

$$\cdot V_i = 1.69 \text{ kN} \quad (\text{부})$$

$$\cdot V_u = \sum \eta_i \cdot v_i \cdot V_i = 2.26 \text{ kN} < V_r (= 908.38 \text{ kN}) \quad (\text{정}) \quad \text{..... O.K!}$$

## 7) 사용한계상태 검토

### 가. 복부판 검토

[도.설.한 6.10.3.2]

- $D_c$  (탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이) = 213.40 mm<sup>4</sup> (정)
- $f_c$  (압축플렌지 응력) = 62.72 MPa (정)
- $f_{cw} \leq \text{Min}(0.9 \cdot E_s \cdot \alpha \cdot k / (B_{fw} / T_{fw})^2, F_{yw})$  138.49 ≤ 315.00 (정) ..... O.K!

### 나. 플렌지 검토

[도.설.한 6.10.5.2]

#### A. 상부플렌지 검토

- $0.95 \cdot F_{yc} = 299.25 \text{ Mpa} \geq 62.7 \text{ Mpa} (= f_c)$  (정) ..... O.K!
- $0.95 \cdot F_{yc} = 299.25 \text{ Mpa} \geq 69.6 \text{ Mpa} (= f_c)$  (부) ..... O.K!

#### B. 하부플렌지 검토

- $0.95 \cdot F_{yc} = 299.25 \text{ Mpa} \geq 32.4 \text{ Mpa} (= f_c)$  (정) ..... O.K!

#### C. 처짐 검토

- $0.08 \text{ mm} \leq 24.925 \text{ mm} (= \text{시간} / 800)$  ..... O.K!

## 8) 시공성 검토

### 가. 휨응력 산정

- $M_{\text{const}}$ , 시공중 최대 모멘트 = 651.19 kN·m
- $f_{u\text{const}}$ , 시공중 상부플렌지 휨응력 = -233.19 Mpa (압축)
- $f_{l\text{const}}$ , 시공중 하부플렌지 휨응력 = 233.19 Mpa (인장)
- $f_{w\text{const}}$ , 시공중 하부플렌지 휨응력 = -215.99 Mpa (압축) (정)

### 나. 합성단면 시공성 검토

[도.설.한 6.10.3.2]

#### A. 비조밀단면 압축플렌지 세장비

- $B_{fu} / (2 \cdot T_{fu}) < 12.0$  8.33 ≤ 12.0 ..... O.K!

#### B. 비조밀단면 압축플렌지 비지지길이 검토

- $I_t = T_{fu} \cdot B_{fu}^3 / 12 + (D_c / 3) \cdot T_{fw}^3 / 12 = 40507889.9 \text{ mm}^4$
- $A_t = T_{fu} \cdot B_{fu} + (D_c / 3) \cdot T_{fw} = 6182.47 \text{ mm}^2$
- $r_t = \sqrt{I_t / A_t} = 80.94 \text{ mm}$
- $L_p = 1.76 \cdot r_t \sqrt{E_s / F_{yc}} = 3634.32 \text{ mm}$
- $L_b = 9000 \text{ mm} > 3634 \text{ mm} (= L_p)$  ..... **횡비틀림좌굴 고려**

#### C. 상부플렌지 휨검토

- $F_{cr} = \text{Min}(1.904 \cdot E_s / ((B_{fu} / (2 \cdot T_{fu}))^2 \cdot \sqrt{(2 \cdot D_c / T_{fw})}), F_{yc}) = 315.00 \text{ Mpa}$  (수평보강재 미사용)
- $F_n = R_b \cdot R_h \cdot F_{cr} = 315 \text{ Mpa}$
- $F_r = \phi_f \cdot F_n = 315 \text{ Mpa} \geq 138.49 \text{ Mpa} (= f_c)$  ..... O.K!

#### C-1. 횡비틀림좌굴 고려

- $M_n = \text{Min}(3.14 \cdot E_s \cdot C_b \cdot R_h (I_{yc} / L_b) \cdot \sqrt{(0.772 \cdot (J / I_{yc}) + 9.87 \cdot (d / L_b)^2}), R_h \cdot M_y) = 6.8E+08 \text{ kN·m}$
- $F_n = 243.43 \text{ Mpa}$
- $F_r = \phi_f \cdot F_n = 243 \text{ Mpa} \geq 138.49 \text{ Mpa} (= f_c)$  ..... O.K!


#### D. 하부플렌지 휨검토

- $F_n = R_b \cdot R_h \cdot F_{yt} = 315 \text{ Mpa}$
- $F_r = \phi_f \cdot F_n = 315 \text{ Mpa} \geq 138.49 \text{ Mpa} (= f_c)$  ..... O.K!

#### E. 복부판 휨검토

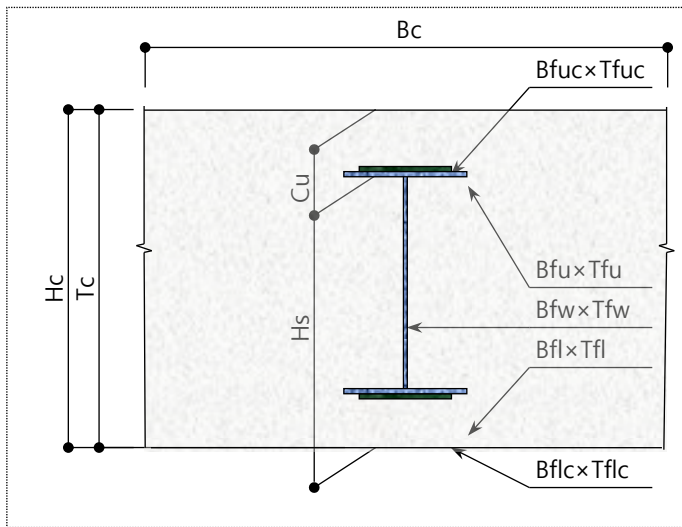
·  $f_{cw} \leq \text{Min}(0.9 \cdot E_s \cdot \alpha \cdot k / (B_{fw} / T_{fw})^2, F_{yw})$    $215.99 \leq 315.00 \text{ Mpa}$  .....  O.K!

#### F. 전단 검토

·  $V_{const} = 5.61 \text{ kN}$   
·  $V_n = C \cdot V_p = 908.4 \text{ kN}$   
·  $V_r = \phi_v \cdot V_n = 908.4 \text{ kN}$   
·  $V_u = 5.61 \text{ kN} < V_r (= 908.4 \text{ kN})$  .....  O.K!

### 10.3.2 이음부

( JOINT 5 , x = 5.470 m )



콘크리트 단면

Hc	600	mm			
Bc	1,250	mm	Tc	800	mm

강형 단면

Hs	508	mm	Cu	92	mm
Bfuc	250	mm	Tfuc	20	mm
Bfu	300	mm	Tfu	18	mm
Bfw	452	mm	Tfw	11	mm
Bfl	300	mm	Tfl	18	mm
Bflc	0	mm	Tflc	0	mm

보강철근

1단	1단	H29	2단	2단	H29
	배치	125mm		배치	125mm
	피복	70mm		피복	750mm

설계상수 및 부재력(거더당)

구 분		단 위	입력값
설 계 상 수	Fyt : 인장플렌지 최소항복강도	MPa	315
	Fyc : 압축플렌지 최소항복강도	MPa	315
	Fyw : 복부판 최소항복강도	MPa	315
	Fyr : 철근 최소항복강도	MPa	400
	Fys : 보강재 최소항복강도	MPa	315
	nsc : 강과 콘크리트의 탄성계수비(단기합성단면)		6.9
	3nsc : 강과 콘크리트의 탄성계수비(장기합성단면)		20.8
	nsr : 강과 보강철근의 탄성계수비		1.0
휨모멘트	Mu : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	239.136
	Muc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	30.381
	Mua : 합성후 추가고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	12.044
	Mup : +비고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	96.793
	Mun : -비고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	-5.832
	Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	159.424
	Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	20.254
	Msa : 합성후 추가고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	8.029
	Msp : +비고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	81.515
	Msn : -비고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	15.474
전단력	Vu : 합성전 고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-151.996
	Vuc : 합성후 고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-19.392
	Vua : 합성후 추가고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-7.690
	Vup : +비고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	0.213
	Vun : -비고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-56.630
	Vs : 합성전 고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-101.331
	Vsc : 합성후 고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-12.928
	Vsa : 합성후 추가고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-5.127
	Vsp : +비고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-19.614
	Vsn : -비고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-37.066

1) 단면특성치 산정

가. 단면계수

A. 강재단면

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
상부 덧판	250	20	5,000	102	510,000	52,020,000	166,667
상부플랜지	300	18	5,400	121	653,400	79,061,400	145,800
복 부 판	11	452	4,972	356	1,770,032	630,131,392	84,649,957
하부플랜지	300	18	5,400	591	3,191,400	1,886,117,400	145,800
하부 덧판	0	0	0	600	0	0	0
합 계	-	-	20,772	-	6,124,832	2,647,330,192	85,108,224

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A)$  = 295 mm
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_s^2$  = 926,470,429 mm<sup>4</sup>
- Torsional constant :  $J_{st} = \sum b \cdot h^3 / 3, (b > h)$  = 2,033,604 mm<sup>4</sup>

B. 바닥판 콘크리트 단면

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
바닥판콘크리트	1,250	800	1,000,000	400	400,000,000	160,000,000,000	53,333,333,333
합 계	-	-	1,000,000	-	400,000,000	160,000,000,000	53,333,333,333

- 단면중립축 거리 :  $e_c = \sum(A \cdot z) / \sum(A)$  = 400 mm
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_c = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_c^2$  = 53,333,333,333 mm<sup>4</sup>
- Torsional constant :  $J_c = \sum b \cdot h^3 / 3, (b > h)$  = 213,333,333,333 mm<sup>4</sup>

C. 상부 보강철근

※바닥판 콘크리트의 허용인장응력 초과시 적용

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
1단보강철근	-	-	6,424	70	449,680	31,477,600	-
2단보강철근	-	-	6,424	750	4,818,000	3,613,500,000	-
합 계	-	-	12,848	-	5,267,680	3,644,977,600	0

- 단면중립축 거리 :  $e_r = \sum(A \cdot z) / \sum(A)$  = 410 mm
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_r = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_r^2$  = 1,485,228,800 mm<sup>4</sup>



## 나. 하중단계별 합성단면

### A. Section Properties for Steel Girder

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	20,772	295	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	
합 계	-	20,772	-	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 295 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_s = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 926,470,429 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_s = J_{st} = 2,033,604 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{su} = -203 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{sl} = 305 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{ts} = -4,567,043 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{bs} = 3,036,214 \text{ mm}^3$

### B. Section Properties for Long-Term Composite Section

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	20,772	295	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	
바닥판콘크리트	20.8	47,967	400	19,186,992	7,674,796,748	2,558,265,583	
합 계	-	68,739	-	25,311,824	9,480,764,735	3,484,736,012	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 368 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_v = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 3,644,970,090 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_v = J_{st} + J_c/n = 10,235,095,935 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{vsu} = -276 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{vsl} = 232 \text{ mm}$
- 강 재 도심 :  $d_{vs} = -73 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 상연 :  $Y_{vcu} = -368 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 하연 :  $Y_{vcl} = 432 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 도심 :  $d_{vc} = 32 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{lts} = -13,195,497 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{lbs} = 15,726,556 \text{ mm}^3$

### C. Section Properties for Short-Term Composite Section

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	20,772	295	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	
바닥판콘크리트	6.9	143,902	400	57,560,976	23,024,390,244	7,674,796,748	
합 계	-	164,674	-	63,685,808	24,830,358,231	8,601,267,177	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 387 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_v = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 8,801,925,043 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_v = J_{st} + J_c/n = 30,701,220,596 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{vssu} = -295 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{vssl} = 213 \text{ mm}$
- 강 재 도심 :  $d_{vss} = -92 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 상연 :  $Y_{vcsu} = -387 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 하연 :  $Y_{vcsl} = 413 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 도심 :  $d_{vcs} = 13 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{sts} = -29,863,591 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{sbs} = 41,272,759 \text{ mm}^3$

#### D. Section Properties for Steel Girder+Reinforcement

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	20,772	295	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	
보강철근	1.0	12,535	410	5,139,200	2,107,072,000	1,449,003,707	
합 계	-	33,307	-	11,264,032	3,913,039,987	2,375,474,136	

$$\cdot \text{ 단면중립축 거리} : e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 338 \text{ mm}$$

· 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{vr} = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 2,479,110,377 \text{ mm}^4$

◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

· 강재상연 :  $Y_{vrsu} = -246 \text{ mm}$  · 상부보강철근(1단) :  $Y_{vrru} = -268 \text{ mm}$

· 강재 하연 : Yvrsl = 262 mm · 상부보강철근(2단) : Yvrri = 412 mm

· 강재도심 :  $d_{vrs} = -43 \text{ mm}$  · 상부보강철근도심 :  $d_{vrr} = 72 \text{ mm}$

◆ 단면계수

· 강재상연 : Str = -10,069,831 mm<sup>3</sup>

· 강 재 하연 : Sbr = 9,469,187 mm<sup>3</sup>

### 다. 단면특성치 집계

[단위:mm]

구분	Ix(mm <sup>4</sup> )	Ycu	Ycl	Ysu	Ysl	Yru	Yrl	St	Sb	A(mm <sup>2</sup> )	ds	n
1	926,470,429	-	-	-203	305	-	-	-5E+06	3E+06	20,772	-	-
2	3,644,970,090	-368	432	-276	232	-	-	-1E+07	2E+07	68,739	-73	20.8
3	8,801,925,043	-387	413	-295	213	-	-	-3E+07	4E+07	164,674	-92	6.9
4	2,479,110,377	-	-	-246	262	-268	412	-1E+07	9E+06	33,307	-43	1.0

※ 1 : 강형의 단면특성 \*  $A_s = 20,772 \text{ mm}^2$

2 : 장기합성단면(강형 + 바닥판 콘크리트)  $A_c = 1,000,000 \text{ mm}^2$

3 : 단기합성단면(강형 + 바닥판 콘크리트)  $A_r = 12,848 \text{ mm}^2$

4 : 합성형 단면특성(강형 + 바닥판 보강철근)

## 2) 응력 산정

## 가. 힘응력

### A. 극한한계상태

### ① 정모멘트 발생시

※ 상부플렌지 힘응력

$$f_{tu} = M_u / S_t = -18.12 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{tuc} = M_{uc} / St = -2.30 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{tua} = M_{ua} / S_t = -0.91 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{tup} = M_{up} / St = -3.24 \text{ MPa (압축)}$$

ftct = PC강연선 = 0.00 MPa (인장)

$$f_{ut} = -18.12 + -2.30 + -0.91 + -3.24 + 0.00 = -24.57 \text{ MPa (압축)}$$

※ 하부플렌지 힘응력

$$f_{bu} = M_u / S_b = 15.21 \text{ MPa (인장)}$$

$$f_{buc} = M_{uc} / S_b = 1.93 \text{ MPa (인장)}$$

$$f_{bua} = M_{ua} / S_b = 0.77 \text{ MPa (인장)}$$

$$f_{bup} = M_{up} / S_b = 2.35 \text{ MPa (인장)}$$

ftcb = PC강연선 = 0.00 MPa (인장)

$$\text{fub} = 15.21 + 1.93 + 0.77 + 2.35 + 0.00 = 20.26 \text{ MPa (인장)}$$

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{up}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = -0.88 \text{ MPa (압축)} \\ f_{vcl} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{up}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = 0.94 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

② 부모멘트 발생시

※ 상부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{tu'} &= M_u / S_t = -18.12 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tuc'} &= M_{uc} / S_t = -3.02 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tua'} &= M_{ua} / S_t = -1.20 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tun'} &= M_{un} / S_t = 0.58 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tct} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{ut'} = -18.12 + -3.02 + -1.20 + 0.58 + 0.00 = -21.76 \text{ MPa (압축)}$$

※ 하부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{bu'} &= M_u / S_b = 15.21 \text{ MPa (인장)} \\ f_{buc'} &= M_{uc} / S_b = 3.21 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bua'} &= M_{ua} / S_b = 1.27 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bun'} &= M_{un} / S_b = -0.62 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tcb} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{ub'} = 15.21 + 3.21 + 1.27 + -0.6 + 0.00 = 19.07 \text{ MPa (인장)}$$

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{un}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = -0.23 \text{ MPa (압축)} \\ f_{vcl} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{un}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = 0.25 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

**B. 사용한계상태**

① 정모멘트 발생시

※ 상부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{ts} &= M_s / S_t = -12.08 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tsc} &= M_{sc} / S_t = -1.53 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tsa} &= M_{sa} / S_t = -0.61 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tsp} &= M_{sp} / S_t = -2.73 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tct} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{st} = -12.08 + -1.53 + -0.61 + -2.73 + 0.00 = -16.95 \text{ MPa (압축)}$$

※ 하부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{bs} &= M_s / S_b = 10.14 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bsc} &= M_{sc} / S_b = 1.29 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bsa} &= M_{sa} / S_b = 0.51 \text{ MPa (인장)} \\ f_{bsp} &= M_{sp} / S_b = 1.98 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tcb} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{sb} = 10.14 + 1.29 + 0.51 + 1.98 + 0.00 = 13.92 \text{ MPa (인장)}$$

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{sc} + M_{sa} + M_{sp}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = -0.88 \text{ MPa (압축)} \\ f_{vcl} &= (M_{sc} + M_{sa} + M_{sp}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = 0.94 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

## ② 부모멘트 발생시

### ※ 상부플렌지 휨응력

$f_{ts}'$	=	$M_u / S_t$	=	-12.08	MPa (압축)
$f_{tsc}'$	=	$M_{uc} / S_t$	=	-2.01	MPa (압축)
$f_{tsa}'$	=	$M_{ua} / S_t$	=	-0.80	MPa (압축)
$f_{tsn}'$	=	$M_{un} / S_t$	=	-1.54	MPa (압축)
$f_{tct}$	=	PC강연선	=	0.00	MPa (인장)

$$f_{st}' = -12.08 + -2.01 + -0.80 + -1.54 + 0.00 = -16.43 \text{ MPa (압축)}$$

### ※ 하부플렌지 휨응력

$f_{bs}'$	=	$M_u / S_b$	=	10.14	MPa (인장)
$f_{bsc}'$	=	$M_{uc} / S_b$	=	2.14	MPa (인장)
$f_{bsa}'$	=	$M_{ua} / S_b$	=	0.85	MPa (인장)
$f_{bsn}'$	=	$M_{un} / S_b$	=	1.63	MPa (인장)
$f_{tcb}$	=	PC강연선	=	0.00	MPa (인장)

$$f_{sb}' = 10.14 + 2.14 + 0.85 + 1.63 + 0.00 = 14.76 \text{ MPa (인장)}$$

### ※ 콘크리트 휨응력

$$f_{vcu} = (M_{sc} + M_{sa} + M_{sn}) \cdot Y_{vcu} / (n_{sc} \cdot I_v) = -0.28 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{vcl} = (M_{sc} + M_{sa} + M_{sn}) \cdot Y_{vcl} / (n_{sc} \cdot I_v) = 0.30 \text{ MPa (인장)}$$

## C. 응력집계

[단위:MPa, 부호:-압축, +인장]

LOAD CASE	Steel		Slab Concrete		비 고
	상연	하연	상연	하연	
① 극한한계(정)	-24.57	20.26	-0.88	0.94	
② 사용한계(정)	-16.95	13.92	-0.88	0.94	
① 극한한계(부)	-21.76	19.07	-0.23	0.25	
② 사용한계(부)	-16.43	14.76	-0.28	0.30	



## 3) 단면비 제한

[도.설.한 6.10.2.1]

### 가. 단면비

- $I_{yc}$  (복부판 중심선의 수직축에 관한 단면2차모멘트) = 40500000 mm<sup>4</sup>
- $I_y$  (복부판 중심선의 수직축에 관한 압축플렌지의 단면2차모멘트) = 81050134 mm<sup>4</sup>

#### ◆ 휨부재를 구성하는 요소들의 단면비 제한



- $0.1 \leq I_{yc}/I_y \leq 0.9$    $0.1 \leq 0.5 \leq 0.9$  .....  O.K!

### 나. 복부판 세장비

[도.설.한 6.10.2.2]

- $D_c$  (탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이) = 249.46 mm<sup>4</sup> (정)
- $f_c$  (압축플렌지 응력) = 24.57 MPa (정)

#### ◆ 세장비 조건

- $2 \cdot D_c/t_w \leq \text{Min} (6.77\sqrt{E \cdot f_c}, 200)$    $45.36 \leq 200.00$  (정) .....  O.K!

### 다. 플렌지 단면비

[도.설.한 6.10.2.3]

#### A. 상부플렌지 검토

##### ◆ 정모멘트 발생시 ( 압축플렌지 )

- $b_f \geq 0.3 \cdot D_c$    $300.00 \geq 74.84$  .....  O.K!

## B. 하부플렌지 검토

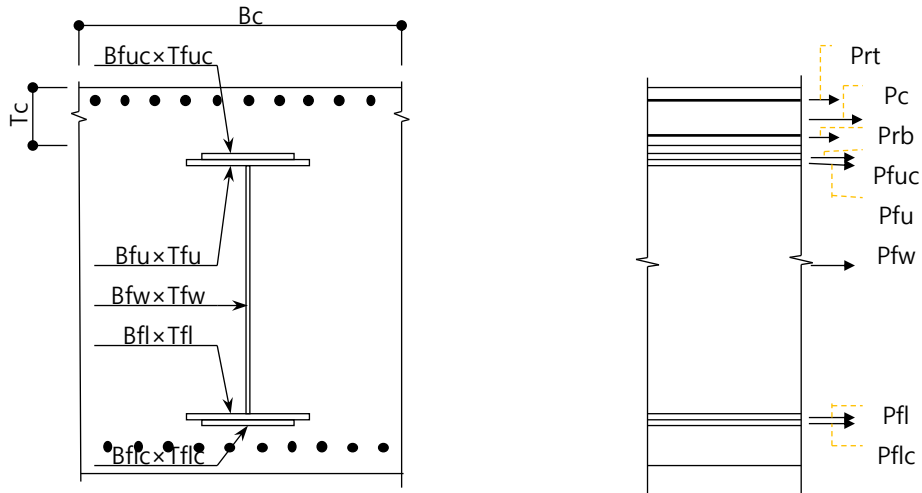
◆ 정모멘트 발생시 ( 인장플렌지 )

$$bt / (2 \cdot tt) \leq 12.0 \quad \Rightarrow \quad 8.33 \leq 12.00 \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

## 4) 소성모멘트

[도.설.한 부록A6.1]

### 가. 소성 중립축 위치



### A. 단면력산정

Prt (N)	Pc (N)	Prb (N)	Pfuc (N)	Pfu (N)	Pfw (N)	Pfl (N)	Pflc (N)
2,569,600	25,500,000	2,569,600	1,575,000	1,701,000	1,566,180	1,701,000	0

- 소성중립축 위치 : 슬래브(Prb위) (정모멘트)

- 소성중립축 위치 : 상부플렌지 (부모멘트)

## B. 소성모멘트

◆ 정모멘트 발생시

$$Y = Tc((Prb + Pfuc + Pfu + Pfw + Pflc + Pfl - Prt)/Pc) = 205.28 \text{ mm}$$

$$Mp = Y \cdot Pc / (2 \cdot Tc) + (Pfu \cdot dfu + Pfw \cdot dfw + Pfl \cdot dfl + Prt \cdot drt + Prb \cdot drb) \\ = 2,298,636,844 \text{ N-mm} = 2298.64 \text{ kN-m}$$

## 5) 단면 조밀성

[도.설.한 6.10.4.1]

### 가. 강재 조건

단면적	Ac	Au	Ab	Aw	Ar
mm <sup>2</sup>	1,000,000	5,400	5,400	4,972	12,848
항복강도	Fyc	Fyr	Fyt	Fyw	fck
MPa	315	400	315	315	30

$$Dcp = 0.00 \text{ (정모멘트)}$$

$$fy = 315 \text{ Mpa} < 460 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

### 나. 조밀성 판별

$$2 \cdot Dcp / Tfw \leq 3.76 \cdot \sqrt{(Es / Fyc)} \quad \Rightarrow \quad 0.0 \leq 95.9 \text{ (정모멘트)}$$

∴ 조밀단면! (정모멘트)

## 6) 극한한계상태 검토

### 가. 정모멘트

※ 조밀단면

#### A. 항복모멘트 검토

· 상부플렌지

$$F_y = \sqrt{M_{tu}/S_{ts} + M_{tuc}/S_{ts} + M_{tua}/S_{ts} + M_{ad}/S_{ts}}$$

$$\text{여기서, } M_{tu} = 239.14 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_{tuc} = 30.4 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_{tua} = 12.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_{ad1} = S_{ts} \times \left[ \frac{F_y}{1} - \frac{M_{tu}}{S_{ts}} - \frac{M_{tuc}}{S_{ts}} - \frac{M_{tua}}{S_{ts}} \right] = 7747 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

· 하부플렌지

$$F_y = \sqrt{M_{bu}/S_{bs} + M_{buc}/S_{bs} + M_{bua}/S_{bs} + M_{ad}/S_{bs}}$$

$$\text{여기서, } M_{bu} = 239.14 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_{buc} = 30.4 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_{bua} = 12.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_{ad2} = S_{bs} \times \left[ \frac{F_y}{1} - \frac{M_{bu}}{S_{bs}} - \frac{M_{buc}}{S_{bs}} - \frac{M_{bua}}{S_{bs}} \right] = 12262 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_{ad} = \min(M_{ad1}, M_{ad2}) = 7747 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_y = M_{tu} + M_{tuc} + M_{tua} + M_{ad} = 8029 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### B. 연성요구조건

[도.설.한 6.10.4.2.(2)]

$$\therefore D_p/D' = 3.67 < 5 \quad \text{O.K!}$$

$$\text{여기서, } D_p = 205.28 \text{ mm}, D' = 56.00 \text{ mm}$$

$$\therefore M_{n1} = 1.3 \cdot R_h \cdot M_y = 10438 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n2} = (5 \cdot M_p - 0.85 \cdot M_y)/4 + (0.85 \cdot M_y - M_p) \cdot (D_p/D')/4 = 5314.76 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (D' < D_p \leq 5D')$$

$$\therefore M_n = \min(M_{n1}, M_{n2}) = 5315 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### C. 휨강도 검토

$$\therefore M_r = \phi_f \cdot M_n = 5315 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_i = 378.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_u = \sum \eta_i \cdot v_i \cdot M_i = -378.35 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_r (= 5315 \text{ kN}\cdot\text{m}) \quad \text{O.K!}$$

### 나. 전단 검토

#### A. 수직보강재 설치 여부

[도.설.한 6.10.7.3]

$$\therefore B_{fw}/T_{fw} = 41.09 \leq 150.0 \quad \text{수직보강재 미설치}$$

#### B. 전단강도 검토

$$\therefore V_p = 0.58 \cdot F_{yw} \cdot B_{fw} \cdot T_{fw} = 908384 \text{ N} = 908.4 \text{ kN}$$

$$\therefore V_n = C \cdot V_p = 908384 \text{ N} = 908.4 \text{ kN}$$

$$\therefore V_r = \phi_v \cdot V_n = 908384 \text{ N} = 908.4 \text{ kN}$$

$$\therefore V_i = 178.87 \text{ kN} \quad (\text{정})$$

$$\therefore V_i = 235.71 \text{ kN} \quad (\text{부})$$

$$\therefore V_u = \sum \eta_i \cdot v_i \cdot V_i = 178.87 \text{ kN} < V_r (= 908.4 \text{ kN}) \quad (\text{정}) \quad \text{O.K!}$$

$$\therefore V_u = \sum \eta_i \cdot v_i \cdot V_i = 235.71 \text{ kN} < V_r (= 908.4 \text{ kN}) \quad (\text{부}) \quad \text{O.K!}$$

## 7) 사용한계상태 검토

### 가. 복부판 검토

[도.설.한 6.10.3.2]

- $D_c$  (탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이) = 229.80 mm<sup>4</sup> (정)
- $f_c$  (압축플렌지 응력) = 16.95 MPa (정)
- $f_{cw} \leq \text{Min}(0.9 \cdot E_s \cdot \alpha \cdot k / (B_{fw} / T_{fw})^2, F_{yw})$  36.99 ≤ 315.00 (정) ..... O.K!

### 나. 플렌지 검토

[도.설.한 6.10.5.2]

#### A. 상부플렌지 검토

- $0.95 \cdot F_{yc} = 299.25 \text{ Mpa} \geq 17.0 \text{ Mpa} (= f_c)$  (정) ..... O.K!

#### B. 하부플렌지 검토

- $0.95 \cdot F_{yc} = 299.25 \text{ Mpa} \geq 13.9 \text{ Mpa} (= f_c)$  (정) ..... O.K!

#### C. 처짐 검토

- $0.08 \text{ mm} \leq 24.925 \text{ mm} (= \text{지간} / 800)$  ..... O.K!

## 8) 시공성 검토

### 가. 휨응력 산정

- $M_{\text{const}}$ , 시공중 최대 모멘트 = 269.5 kN·m
- $f_{u\text{const}}$ , 시공중 상부플렌지 휨응력 = -59.0 Mpa (압축)
- $f_{l\text{const}}$ , 시공중 하부플렌지 휨응력 = 88.77 Mpa (인장)
- $f_{w\text{const}}$ , 시공중 하부플렌지 휨응력 = -53.78 Mpa (압축) (정)

### 나. 합성단면 시공성 검토

[도.설.한 6.10.3.2]

#### A. 비조밀단면 압축플렌지 세장비

- $B_{fu} / (2 \cdot T_{fu}) < 12.0$  8.33 ≤ 12.0 ..... O.K!

#### B. 비조밀단면 압축플렌지 비지지길이 검토

- $I_t = T_{fu} \cdot B_{fu}^3 / 12 + (D_c / 3) \cdot T_{fw}^3 / 12 = 40508496.3 \text{ mm}^4$
- $A_t = T_{fu} \cdot B_{fu} + (D_c / 3) \cdot T_{fw} = 6242.60 \text{ mm}^2$
- $r_t = \sqrt{I_t / A_t} = 80.55 \text{ mm}$
- $L_p = 1.76 \cdot r_t \sqrt{E_s / F_{yc}} = 3616.80 \text{ mm}$
- $L_b = 9000.0 \text{ mm} > 3616.8 \text{ mm} (= L_p)$  ..... **횡비틀림좌굴 고려**


#### C. 상부플렌지 휨검토

- $F_{cr} = \text{Min}(1.904 \cdot E_s / ((B_{fu} / (2 \cdot T_{fu}))^2 \cdot \sqrt{2 \cdot D_c / T_{fw}}), F_{yc}) = 315.00 \text{ Mpa}$  (수평보강재 미사용)
- $F_n = R_b \cdot R_h \cdot F_{cr} = 315 \text{ Mpa}$
- $F_r = \phi_f \cdot F_n = 315 \text{ Mpa} \geq 36.99 \text{ Mpa} (= f_c)$  ..... O.K!

#### C-1. 횡비틀림좌굴 고려

- $M_n = \text{Min}(3.14 \cdot E_s \cdot C_b \cdot R_h (I_{yc} / L_b) \cdot \sqrt{(0.772 \cdot (J / I_{yc}) + 9.87 \cdot (d / L_b)^2}), R_h \cdot M_y) = 7.54E+08 \text{ kN·m}$
- $F_n = 165.13 \text{ Mpa}$
- $F_r = \phi_f \cdot F_n = 165 \text{ Mpa} \geq 36.99 \text{ Mpa} (= f_c)$  ..... O.K!


#### D. 하부플렌지 휨검토

- $F_n = R_b \cdot R_b \cdot F_{yt} = 315 \text{ Mpa}$
- $F_r = \phi_f \cdot F_n = 315 \text{ Mpa} \geq 36.99 \text{ Mpa (} = f_c \text{ )}$  .....  O.K!

#### E. 복부판 휨검토

- $f_{cw} \leq \text{Min}(0.9 \cdot E_s \cdot \alpha \cdot k / (B_{fw} / T_{fw})^2, F_{yw})$    $53.78 \leq 315.00 \text{ Mpa}$  .....  O.K!

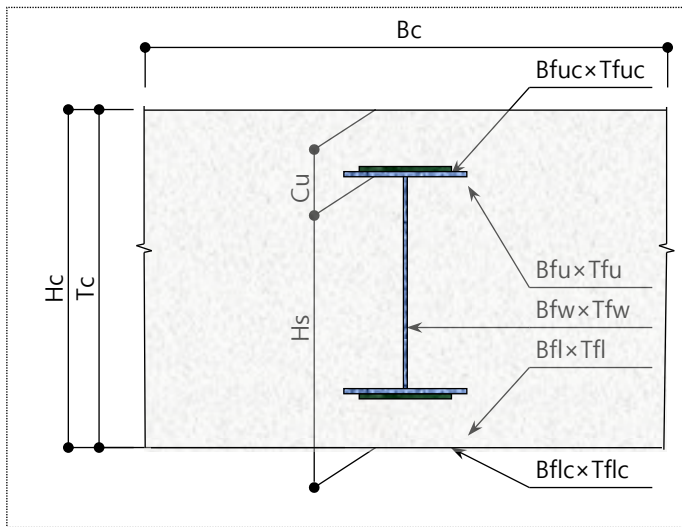
#### F. 전단 검토

- $V_{const} = -19.61 \text{ kN}$
- $V_n = C \cdot V_p = 908.4 \text{ kN}$
- $V_r = \phi_v \cdot V_n = 908.4 \text{ kN}$
- $V_u = -19.61 \text{ kN} < V_r (= 908.4 \text{ kN})$  .....  O.K!



### 10 .3.3 단부

( JOINT 2 , x = 0.670 m )



콘크리트 단면

Hc	600	mm			
Bc	1,250	mm	Tc	800	mm

강형 단면

Hs	508	mm	Cu	92	mm
Bfuc	250	mm	Tfuc	20	mm
Bfu	300	mm	Tfu	18	mm
Bfw	452	mm	Tfw	11	mm
Bfl	300	mm	Tfl	18	mm
Bflc	0	mm	Tflc	0	mm

보강철근

1단	1단	H29	2단	2단	H29
	배치	125mm		배치	125mm
	피복	70mm		피복	750mm

설계상수 및 부재력(거더당)

구 분		단 위	입력값
설 계 상 수	Fyt : 인장플렌지 최소항복강도	MPa	315
	Fyc : 압축플렌지 최소항복강도	MPa	315
	Fyw : 복부판 최소항복강도	MPa	315
	Fyr : 철근 최소항복강도	MPa	400
	Fys : 보강재 최소항복강도	MPa	315
	nsc : 강과 콘크리트의 탄성계수비(단기합성단면)		6.9
	3nsc : 강과 콘크리트의 탄성계수비(장기합성단면)		20.8
	nsr : 강과 보강철근의 탄성계수비		1.0
휨모멘트	Mu : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	-885.458
	Muc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	-112.815
	Mua : 합성후 추가고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	-44.740
	Mup : +비고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	10.421
	Mun : -비고정하중에 의한 모멘트 (극한한계상태)	kN·m	-335.537
	Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	-590.306
	Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	-75.210
	Msa : 합성후 추가고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	-29.826
	Msp : +비고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	-86.924
	Msn : -비고정하중에 의한 모멘트 (사용한계상태)	kN·m	-233.387
전단력	Vu : 합성전 고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-316.879
	Vuc : 합성후 고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-40.272
	Vua : 합성후 추가고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-15.970
	Vup : +비고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	0.213
	Vun : -비고정하중에 의한 전단력 (극한한계상태)	kN	-117.110
	Vs : 합성전 고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-211.252
	Vsc : 합성후 고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-26.848
	Vsa : 합성후 추가고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-10.647
	Vsp : +비고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-46.494
	Vsn : -비고정하중에 의한 전단력 (사용한계상태)	kN	-70.666

## 1) 단면특성치 산정

### 가. 단면계수

#### A. 강재단면

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
상부 덧판	250	20	5,000	102	510,000	52,020,000	166,667
상부플랜지	300	18	5,400	121	653,400	79,061,400	145,800
복 부 판	11	452	4,972	356	1,770,032	630,131,392	84,649,957
하부플랜지	300	18	5,400	591	3,191,400	1,886,117,400	145,800
하부 덧판	0	0	0	600	0	0	0
합 계	-	-	20,772	-	6,124,832	2,647,330,192	85,108,224

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 295 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_s^2 = 926,470,429 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_{st} = \sum b \cdot h^3 / 3, (b > h) = 2,033,604 \text{ mm}^4$

#### B. 바닥판 콘크리트 단면

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
바닥판콘크리트	1,250	800	1,000,000	400	400,000,000	160,000,000,000	53,333,333,333
합 계	-	-	1,000,000	-	400,000,000	160,000,000,000	53,333,333,333

- 단면중립축 거리 :  $e_c = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 400 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_c = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_c^2 = 53,333,333,333 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_c = \sum b \cdot h^3 / 3, (b > h) = 213,333,333,333 \text{ mm}^4$

#### C. 상부 보강철근

※바닥판 콘크리트의 허용인장응력 초과시 적용

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
1단보강철근	-	-	6,424	70	449,680	31,477,600	-
2단보강철근	-	-	6,424	750	4,818,000	3,613,500,000	-
합 계	-	-	12,848	-	5,267,680	3,644,977,600	0

- 단면중립축 거리 :  $e_r = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 410 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_r = \sum I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e_r^2 = 1,485,228,800 \text{ mm}^4$

#### D. PC강연선

- 강연선  $\varphi 12.7 \times 0 = 98.71 \times 0 = 0 \text{ mm}^2$

구 분	b(mm)	h(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
강연선	-	-	0	175	0	0	-
합 계	-	-	0	-	0	0	-

## 나. 하중단계별 합성단면

### A. Section Properties for Steel Girder

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	20,772	295	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	
합 계	-	20,772	-	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 295 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_s = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 926,470,429 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_s = J_{st} = 2,033,604 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{su} = -203 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{sl} = 305 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{ts} = -4,567,043 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{bs} = 3,036,214 \text{ mm}^3$

### B. Section Properties for Long-Term Composite Section

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	20,772	295	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	
바닥판콘크리트	20.8	47,967	400	19,186,992	7,674,796,748	2,558,265,583	
강연선	1.0	0	175	0	0	0	
합 계	-	68,739	-	25,311,824	9,480,764,735	3,484,736,012	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 368 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_v = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 3,644,970,090 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_v = J_{st} + J_c/n = 10,235,095,935 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{vsu} = -276 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{vsl} = 232 \text{ mm}$
- 강 재 도심 :  $d_{vs} = -73 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 상연 :  $Y_{vcu} = -368 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 하연 :  $Y_{vcl} = 432 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 도심 :  $d_{vc} = 32 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{lts} = -13,195,497 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{lbs} = 15,726,556 \text{ mm}^3$

### C. Section Properties for Short-Term Composite Section

구 분	n	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	비 고
강 재	1.0	20,772	295	6,124,832	1,805,967,987	926,470,429	
바닥판콘크리트	6.9	143,902	400	57,560,976	23,024,390,244	7,674,796,748	
강연선	1.0	0	175	0	0	0	
합 계	-	164,674	-	63,685,808	24,830,358,231	8,601,267,177	

- 단면중립축 거리 :  $e = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 387 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_v = I_o + \sum(A \cdot z^2) - \sum(A) \cdot e^2 = 8,801,925,043 \text{ mm}^4$
- Torsional constant :  $J_v = J_{st} + J_c/n = 30,701,220,596 \text{ mm}^4$

#### ◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리

- 강 재 상연 :  $Y_{vssu} = -295 \text{ mm}$
- 강 재 하연 :  $Y_{vssl} = 213 \text{ mm}$
- 강 재 도심 :  $d_{vss} = -92 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 상연 :  $Y_{vcsu} = -387 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 하연 :  $Y_{vcsl} = 413 \text{ mm}$
- 바닥콘크리트 도심 :  $d_{vcs} = 13 \text{ mm}$

#### ◆ 단면계수

- 강 재 상연 :  $S_{sts} = -29,863,591 \text{ mm}^3$
- 강 재 하연 :  $S_{sbs} = 41,272,759 \text{ mm}^3$

$$f_{ub} = -56.3 + -7.17 + -2.84 + 0.25 + 0.00 = -66.06 \text{ MPa (압축)}$$

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{up}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = 0.93 \text{ MPa (인장)} \\ f_{vcl} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{up}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = -0.99 \text{ MPa (압축)} \end{aligned}$$

② 부모멘트 발생시

※ 상부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{tu}' &= M_u / S_t = 67.10 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tuc}' &= M_{uc} / S_t = 11.20 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tua}' &= M_{ua} / S_t = 4.44 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tun}' &= M_{un} / S_t = 33.32 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tct} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{ut}' = 67.10 + 11.20 + 4.44 + 33.32 + 0.00 = 116.06 \text{ MPa (인장)}$$

※ 하부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{bu}' &= M_u / S_b = -21.45 \text{ MPa (압축)} \\ f_{buc}' &= M_{uc} / S_b = -11.91 \text{ MPa (압축)} \\ f_{bua}' &= M_{ua} / S_b = -4.72 \text{ MPa (압축)} \\ f_{bun}' &= M_{un} / S_b = -8.13 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tcb} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{ub}' = -21.5 + -11.91 + -4.72 + -8.13 + 0.00 = -46.21 \text{ MPa (압축)}$$

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{un}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = 3.12 \text{ MPa (인장)} \\ f_{vcl} &= (M_{uc} + M_{ua} + M_{un}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = -3.33 \text{ MPa (압축)} \end{aligned}$$

**B. 사용한계상태**

① 정모멘트 발생시

※ 상부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{ts} &= M_s / S_t = 44.74 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tsc} &= M_{sc} / S_t = 5.70 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tsa} &= M_{sa} / S_t = 2.26 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tsp} &= M_{sp} / S_t = 2.91 \text{ MPa (인장)} \\ f_{tct} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{st} = 44.74 + 5.70 + 2.26 + 2.91 + 0.00 = 55.61 \text{ MPa (인장)}$$

※ 하부플렌지 휨응력

$$\begin{aligned} f_{bs} &= M_s / S_b = -37.54 \text{ MPa (압축)} \\ f_{bsc} &= M_{sc} / S_b = -4.78 \text{ MPa (압축)} \\ f_{bsa} &= M_{sa} / S_b = -1.90 \text{ MPa (압축)} \\ f_{bsp} &= M_{sp} / S_b = -2.11 \text{ MPa (압축)} \\ f_{tcb} &= \text{PC강연선} = 0.00 \text{ MPa (인장)} \end{aligned}$$

$$f_{sb} = -37.54 + -4.78 + -1.90 + -2.11 + 0.00 = -46.33 \text{ MPa (압축)}$$

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} f_{vcu} &= (M_{sc} + M_{sa} + M_{sp}) \cdot Y_{vcu} / (nsc \cdot I_v) = 0.93 \text{ MPa (인장)} \\ f_{vcl} &= (M_{sc} + M_{sa} + M_{sp}) \cdot Y_{vcl} / (nsc \cdot I_v) = -0.99 \text{ MPa (압축)} \end{aligned}$$

② 부모멘트 발생시

※ 상부플렌지 휨응력

fts'	=	Mu / St	=	44.74	MPa (인장)
ftsc'	=	Muc / St	=	2.52	MPa (인장)
ftsa'	=	Mua / St	=	1.00	MPa (인장)
ftsn'	=	Mun / St	=	7.82	MPa (인장)
ftct	=	PC강연선	=	0.00	MPa (인장)
<hr/>					
fst'	=	44.74 + 2.52 + 1.00 + 7.82 + 0.00	=	56.08	MPa (인장)

※ 하부플렌지 휨응력

fbs'	=	Mu / Sb	=	-37.54	MPa (압축)
fbsc'	=	Muc / Sb	=	-4.78	MPa (압축)
fbsa'	=	Mua / Sb	=	-3.15	MPa (압축)
fbsn'	=	Mun / Sb	=	-5.65	MPa (압축)
ftcb	=	PC강연선	=	0.00	MPa (인장)
<hr/>					
fsb'	=	-37.54 + -4.78 + -3.15 + -5.7 + 0.00	=	-51.12	MPa (압축)

※ 콘크리트 휨응력

$$\begin{aligned} fvcu &= (Msc + Msa + Msn) \cdot Yvcu / (nsc \cdot Iv) = 2.14 \text{ MPa (인장)} \\ fvcl &= (Msc + Msa + Msn) \cdot Yvcl / (nsc \cdot Iv) = -2.29 \text{ MPa (압축)} \end{aligned}$$

C. 응력집계

[단위:MPa, 부호:-압축, +인장]

LOAD CASE	Steel		Slab Concrete		비 고
	상연	하연	상연	하연	
① 극한한계(정)	78.69	-66.06	0.93	-0.99	
② 사용한계(정)	55.61	-46.33	0.93	-0.99	
① 극한한계(부)	116.06	-46.21	3.12	-3.33	
② 사용한계(부)	56.08	-51.12	2.14	-2.29	

3) 단면비 제한

[도.설.한 6.10.2.1]

가. 단면비

- $I_{yc}$  (복부판 중심선의 수직축에 관한 단면2차모멘트) = 40500000 mm<sup>4</sup>
- $I_y$  (복부판 중심선의 수직축에 관한 압축플렌지의 단면2차모멘트) = 81050134 mm<sup>4</sup>

◆ 휨부재를 구성하는 요소들의 단면비 제한

$$0.1 \leq I_{yc}/I_y \leq 0.9 \quad \Rightarrow \quad 0.1 \leq 0.5 \leq 0.9 \quad \dots \dots \dots \text{O.K!}$$

나. 복부판 세장비

[도.설.한 6.10.2.2]

- $D_c$  (탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이) = 261.81 mm<sup>4</sup> (부)
- $f_c$  (압축플렌지 응력) = 116.06 MPa (부)

$$2 \cdot D_c/t_w \leq \text{Min} (6.77\sqrt{E \cdot f_c}, 200) \quad \Rightarrow \quad 44.96 \leq 200.00 \text{ (부)} \quad \dots \dots \dots \text{O.K!}$$

다. 플렌지 단면비

[도.설.한 6.10.2.3]

A. 상부플렌지 검토

◆ 부모멘트 발생시 ( 인장플렌지 )

$$bt / (2 \cdot t_t) \leq 12.0 \quad \Rightarrow \quad 8.33 \leq 12.00 \quad \dots \dots \dots \text{O.K!}$$

B. 하부플렌지 검토

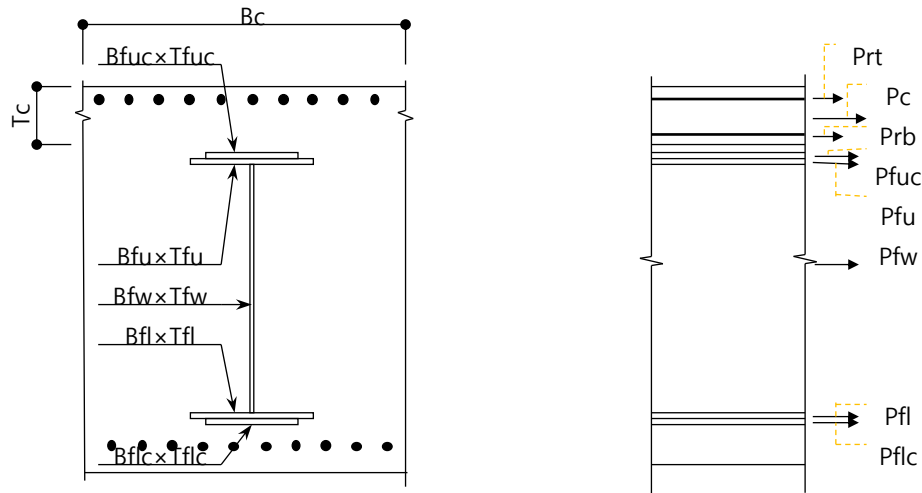
◆ 부모멘트 발생시 ( 압축플렌지 )

$$bf \geq 0.3 \cdot D_c \quad \Rightarrow \quad 300.00 \geq 78.54 \quad \dots \dots \dots \text{O.K!}$$

#### 4) 소성모멘트

[도.설.한 부록A6.1]

##### 가. 소성 중립축 위치



##### A. 단면력산정

Prt (N)	Pc (N)	Prb (N)	Pfuc (N)	Pfu (N)	Pfw (N)	Pfl (N)	Pflc (N)
5,139,200	25,500,000	5,139,200	1,575,000	1,701,000	1,566,180	1,701,000	0

- 소성중립축 위치 : 상부플렌지 (부모멘트)

##### B. 소성모멘트

###### ◆ 부모멘트 발생시

$$\begin{aligned}
 Y &= ((Tfu+Tfuc)/2) \cdot ((Pfw+Pflc+Pfl-Prt-Prb)/(Pfuc+Pfu)+1) \\
 &= -21.66 \text{ mm} \\
 M_p &= Pfu \cdot (Y2 + (Tfu-Y)2)/(2 \cdot Tfu) + (Pfw \cdot dfw + Pfl \cdot dfl + Pc \cdot dc + Prt \cdot drt + Prb \cdot drb) \\
 &= -1,464,026,732 \text{ N}\cdot\text{mm} = -1464.03 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

#### 5) 단면 조밀성

[도.설.한 6.10.4.1]

##### 가. 강재 조건

단면적	Ac	Au	Ab	Aw	Ar
mm <sup>2</sup>	1,000,000	5,400	5,400	4,972	12,848
항복강도	Fyc	Fyr	Fyt	Fyw	fck
MPa	315	400	315	315	30

$$D_{cp} = 452.00 \text{ (부모멘트)}$$

$$f_y = 315 \text{ Mpa} < 460 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$$

☞ O.K!

##### 나. 조밀성 판별

$$2 \cdot D_{cp} / T_{fw} \leq 3.76 \cdot \sqrt{(E_s / F_{yc})} \quad 82.2 \leq 95.9 \text{ (부모멘트)}$$

∴ 조밀단면! (부모멘트)

## 6) 극한한계상태 검토

### 가. 부모멘트

※ 조밀단면

#### A. 압축플렌지 세장비

[도.설.한 6.10.4.1.(3)]

$$\cdot \quad b_f / (2 \cdot T_f) \leq 0.382 \sqrt{E_s \cdot F_y c} \quad \Rightarrow \quad 8.33 \leq 3069.70 \quad \dots \quad \Rightarrow \quad \text{O.K!}$$

#### B. 세장비 상관관계

[도.설.한 6.10.4.1.(6)]

$$\cdot \quad 2 \cdot D_{cp} / T_{fw} \leq 0.75 (3.76) \sqrt{E_s \cdot F_y c} \quad \Rightarrow \quad 82.18 \leq 22661.12 \quad \dots \quad \Rightarrow \quad \text{O.K!}$$

$$\cdot \quad b_f / (2 \cdot T_f) \leq 0.75 (0.382) \sqrt{E_s \cdot F_y c} \quad \Rightarrow \quad 8.33 \leq 2302.27 \quad \dots \quad \Rightarrow \quad \text{O.K!}$$

$$\cdot \quad 2 \cdot D_{cp} / T_{fw} + 9.35 \cdot b_f / (2 \cdot T_f) \leq 6.25 \sqrt{E_s \cdot F_y c} \quad \Rightarrow \quad 160.10 \leq 50224.11 \quad \dots \quad \Rightarrow \quad \text{O.K!}$$

#### C. 비지지길이 검토

[도.설.한 6.10.4.1.(7)]

$$\cdot \quad L_b = 4500.0 \text{ m} \leq (0.124 - 0.0759 \cdot (M_l / M_p)) (r_y \cdot E_s / F_y c) = 7338.0 \text{ m} \quad \dots \quad \Rightarrow \quad \text{O.K!}$$

여기서,  $r_y = 71.8 \text{ mm}$ ,  $M_l = 637.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_p = -1464.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

#### D. 항복모멘트 검토

· 상부플렌지

$$F_y = V_{tu} / S_{ts} + M_{tuc} / S_{ts} + M_{tua} / S_{ts} + M_{ad} / S_{ts}$$

여기서,  $M_{tu} = -885 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_{tuc} = -112.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_{tua} = -44.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\therefore M_{ad1} = S_{tr} \times \left[ \frac{F_y}{1} - \frac{M_{tu}}{S_{ts}} - \frac{M_{tuc}}{S_{tr}} - \frac{M_{tua}}{S_{tr}} \right] = 1062 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

· 하부플렌지

$$F_y = V_{bu} / S_{bs} + M_{buc} / S_{bs} + M_{bua} / S_{bs} + M_{ad} / S_{bs}$$

여기서,  $M_{bu} = -885 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_{buc} = -112.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_{bua} = -44.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\therefore M_{ad2} = S_{bs} \times \left[ \frac{F_y}{1} - \frac{M_{bu}}{S_{bs}} - \frac{M_{buc}}{S_{bs}} - \frac{M_{bua}}{S_{bs}} \right] = 210 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot \quad M_{ad} = \min(M_{ad1}, M_{ad2}) = 210 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot \quad M_y = M_{tu} + M_{tuc} + M_{tua} + M_{ad} = -1253 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### E. 연성요구조건

$$\cdot \quad D_p / D' = -1.38 < 5 \quad \dots \quad \Rightarrow \quad \text{O.K!}$$

여기서,  $D_p = -77.56 \text{ mm}$ ,  $D' = 56.00 \text{ mm}$

$$\cdot \quad M_{n1} = 1.3 \cdot R_h \cdot M_y = 1629 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n2} = M_p$$

$$= -1464.03 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (D_p \leq D')$$

$$\therefore M_n = \min(M_{n1}, M_{n2}) = -1464.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### F. 휨강도 검토

$$\cdot \quad M_r = \phi_f \cdot M_n = -1464.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot \quad M_i = -885.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot \quad M_u = \sum \eta_i \cdot v_i \cdot M_i = 885.46 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_r (= 1464.0 \text{ kN}\cdot\text{m}) \quad \dots \quad \Rightarrow \quad \text{O.K!}$$

#### D. 하부플렌지 휨검토

[도.설.한 6.10.4.2.(6)]

$$\cdot \quad L_r = 4.44 \cdot r_t \sqrt{E_s \cdot F_y c} = 9039.8 \text{ mm} \geq 9000.0 \text{ mm} (= L_b)$$

$$\cdot \quad F_n = \min(C_b \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_y c \cdot (1.33 - 0.187 \cdot (L_b / r_t) \sqrt{F_y c / E_s}), R_b \cdot R_h \cdot F_y c) \\ = 158.56 \text{ Mpa}$$

$$\cdot \quad F_r = \phi_f \cdot F_n = 158.56 \text{ Mpa}$$

$$\cdot \quad F_i = 46.21 \text{ Mpa}$$



$$\cdot F_u = \sum \eta_i \cdot v_i \cdot F_i = 46.21 \text{ Mpa} < F_r (= 158.56 \text{ Mpa}) \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

#### 나. 전단 검토

##### A. 수직보강재 설치 여부

[도.설.한 6.10.7.3]

$$\cdot B_{fw}/T_{fw} = 41.09 \leq 150.0 \quad \text{수직보강재 미설치}$$

##### B. 전단강도 검토

$$\begin{aligned} \cdot V_p &= 0.58 \cdot F_{yw} \cdot B_{fw} \cdot T_{fw} = 908384 \text{ N} = 908.4 \text{ kN} \\ \cdot V_n &= C \cdot V_p = 908384 \text{ N} = 908.4 \text{ kN} \\ \cdot V_r &= \phi_v \cdot V_n = 908384 \text{ N} = 908.4 \text{ kN} \\ \cdot V_i &= 372.91 \text{ kN (정)} \\ \cdot V_i &= 490.23 \text{ kN (부)} \\ \cdot V_u &= \sum \eta_i \cdot v_i \cdot V_i = 372.9 \text{ kN} < V_r (= 908.4 \text{ kN}) \text{ (정)} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \\ \cdot V_u &= \sum \eta_i \cdot v_i \cdot V_i = 490.2 \text{ kN} < V_r (= 908.4 \text{ kN}) \text{ (부)} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \end{aligned}$$

##### B. 전단강도 검토 (단부)

$$\begin{aligned} \cdot \text{수직보강재 최소간격, } d_0 &\leq 1.5 \cdot B_{fw} = 678.0 \text{ mm} \\ \cdot \text{수직보강재 사용간격, } d &= 500.0 \text{ mm} < 678.0 \text{ mm} (=d_0) \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \\ \cdot V_p &= 0.58 \cdot F_{yw} \cdot B_{fw} \cdot T_{fw} = 908.38 \text{ kN} \\ \cdot V_n &= C \cdot V_p = 908.4 \text{ kN} \\ \cdot V_r &= \phi_v \cdot V_n = 908.4 \text{ kN} \\ \cdot V_u &= \sum \eta_i \cdot v_i \cdot V_i = 490.2 \text{ kN} < V_r (= 908.4 \text{ kN}) \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \end{aligned}$$

### 7) 사용한계상태 검토

#### 가. 복부판 검토

[도.설.한 6.10.3.2]

$$\begin{aligned} \cdot D_c \text{ (탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이)} &= 224.97 \text{ mm}^4 \text{ (정)} \\ \cdot f_c \text{ (압축플렌지 응력)} &= 46.33 \text{ MPa (정)} \\ \cdot f_{cw} &\leq \text{Min}(0.9 \cdot E_s \cdot \alpha \cdot k / (B_{fw}/T_{fw})^2, F_{yw}) = 59.22 \leq 315.00 \text{ (정)} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \\ \cdot D_c \text{ (탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이)} &= 564.19 \text{ mm}^4 \text{ (부)} \\ \cdot f_c \text{ (압축플렌지 응력)} &= 51.12 \text{ MPa (부)} \\ \cdot f_{cw} &\leq \text{Min}(0.9 \cdot E_s \cdot \alpha \cdot k / (B_{fw}/T_{fw})^2, F_{yw}) = 85.08 \leq 315.00 \text{ (부)} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \end{aligned}$$

#### 나. 플렌지 검토

[도.설.한 6.10.5.2]

##### A. 상부플렌지 검토

$$\begin{aligned} \cdot 0.95 \cdot F_{yc} &= 299.25 \text{ Mpa} \geq 55.6 \text{ Mpa} (=f_c) \text{ (정)} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \\ \cdot 0.95 \cdot F_{yc} &= 299.25 \text{ Mpa} \geq 56.1 \text{ Mpa} (=f_c) \text{ (부)} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \end{aligned}$$

##### B. 하부플렌지 검토

$$\begin{aligned} \cdot 0.95 \cdot F_{yc} &= 299.25 \text{ Mpa} \geq -46.3 \text{ Mpa} (=f_c) \text{ (정)} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \\ \cdot 0.95 \cdot F_{yc} &= 299.25 \text{ Mpa} \geq 51.1 \text{ Mpa} (=f_c) \text{ (부)} \quad \dots\dots\dots \text{O.K!} \end{aligned}$$

##### C. 처짐 검토

$$\cdot 0.08 \text{ mm} \leq 24.925 \text{ mm} (= \text{지간} / 800) \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

### 8) 시공성 검토

#### 가. 휨응력 산정

$$\begin{aligned} \cdot M_{\text{const}}, \text{ 시공중 최대 모멘트} &= -998.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \cdot f_{u\text{const}}, \text{ 시공중 상부플렌지 휨응력} &= 218.6 \text{ Mpa (인장)} \end{aligned}$$

- flconst , 시공중 하부플렌지 휨응력 = -328.8 Mpa (압축)
- fwconst , 시공중 하부플렌지 휨응력 = -93.3 Mpa (압축) (부)

## 나. 합성단면 시공성 검토

[도.설.한 6.10.3.2]

### A. 비조밀단면 압축플렌지 세장비

$$\cdot Bfu/(2 \cdot Tfu) < 12.0 \quad \Rightarrow \quad 8.33 \leq 12.0 \quad \dots\dots\dots \Rightarrow \text{O.K!}$$

### B. 비조밀단면 압축플렌지 비지지길이 검토

$$\begin{aligned} \cdot It &= Tfu \cdot Bfu^3/12 + (Dc/3) \cdot Tfw^3/12 = 40508317.8 \text{ mm}^4 \\ \cdot At &= Tfu \cdot Bfu + (Dc/3) \cdot Tfw = 6224.90 \text{ mm}^2 \\ \cdot rt &= \sqrt{(It/At)} = 80.67 \text{ mm} \\ \cdot Lp &= 1.76 \cdot rt \sqrt{(Es/Fyc)} = 3621.93 \text{ mm} \\ \cdot Lb &= 9000.0 \text{ mm} > 3621.9 \text{ mm} (=Lp) \quad \Rightarrow \quad \text{횡비틀림좌굴 고려} \end{aligned}$$

### C. 상부플렌지 휨검토

$$\begin{aligned} \cdot Fcr &= \text{Min}(1.904 \cdot Es / ((Bfu/(2 \cdot Tfu))^2 \cdot \sqrt{(2 \cdot Dc/Tfw)}), Fyc) = 315.00 \text{ Mpa (수평보강재 미사용)} \\ \cdot Fn &= Rb \cdot Rh \cdot Fcr = 315 \text{ Mpa} \\ \cdot Fr &= \phi_f \cdot Fn = 315 \text{ Mpa} \geq 59.22 \text{ Mpa} (=fc) \quad \dots\dots\dots \Rightarrow \text{O.K!} \end{aligned}$$

### C-1. 횡비틀림좌굴 고려

$$\begin{aligned} \cdot Mn &= \text{Min}(3.14 \cdot Es \cdot Cb \cdot Rh (Iyc/Lb) \cdot \sqrt{(0.772 \cdot (J/Iyc) + 9.87 \cdot (d/Lb)^2)}, Rh \cdot My) = 7.54E+08 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \cdot Fn &= 165.13 \text{ Mpa} \\ \cdot Fr &= \phi_f \cdot Fn = 165 \text{ Mpa} \geq 59.22 \text{ Mpa} (=fc) \quad \dots\dots\dots \Rightarrow \text{O.K!} \end{aligned}$$

### D. 하부플렌지 휨검토

$$\begin{aligned} \cdot Fn &= Rb \cdot Rh \cdot Fyt = 315 \text{ Mpa} \\ \cdot Fr &= \phi_f \cdot Fn = 315 \text{ Mpa} \geq 59.22 \text{ Mpa} (=fc) \quad \dots\dots\dots \Rightarrow \text{O.K!} \end{aligned}$$

### E. 복부판 휨검토

$$\cdot fcw \leq \text{Min}(0.9 \cdot Es \cdot \alpha \cdot k / (Bfw/Tfw)^2, Fyw) \quad \Rightarrow \quad 93.33 \leq 315.00 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \Rightarrow \text{O.K!}$$

### F. 전단 검토

$$\begin{aligned} \cdot Vconst &= -46.49 \text{ kN} \\ \cdot Vn &= C \cdot Vp = 908.4 \text{ kN} \\ \cdot Vr &= \phi_v \cdot Vn = 908.4 \text{ kN} \\ \cdot Vu &= -46.49 \text{ kN} < Vr (= 908.4 \text{ kN}) \quad \dots\dots\dots \Rightarrow \text{O.K!} \end{aligned}$$

## 10. 4 전단연결재 설계

### 10 .4.1 설계 특성치

- 단면특성치

절 점	강재 단면		콘크리트 단면		보강철근	단기합성 단면 ( n= 7 )	
	Is(mm <sup>4</sup> )	As(mm <sup>2</sup> )	Ic(mm <sup>4</sup> )	Ac(mm <sup>2</sup> )	Ar(mm <sup>2</sup> )	Iv(mm <sup>4</sup> )	dvc(mm)
2	926,470,429	20,772	146,346,667	140,000	3,871	1,531,033,419	118
3	926,470,429	20,772	146,346,667	140,000	3,871	1,531,033,419	118
4	880,278,757	19,372	146,346,667	140,000	3,871	1,790,159,694	153
6	681,371,557	15,772	146,346,667	140,000	3,871	1,498,607,404	168
7	681,371,557	15,772	53,333,333,333	1,000,000	3,871	8,383,686,813	- 40
8	681,371,557	15,772	146,346,667	140,000	3,871	1,498,607,404	168
10	880,278,757	19,372	146,346,667	140,000	3,871	1,790,159,694	153
11	926,470,429	20,772	146,346,667	140,000	3,871	1,531,033,419	118
12	926,470,429	20,772	146,346,667	140,000	3,871	1,531,033,419	118

- ※ nsc : 강과 콘크리트의 탄성계수비 (= 6.9 )
- n<sub>sr</sub> : 강과 보강철근의 탄성계수비 (= 1.0 )
- T<sub>c</sub> : 바닥판 두께 (= 112 mm)
- B<sub>c</sub> : 바닥판 폭(유효폭) (= 1,250 mm)

### 10 .4.2 전단연결재 설계

#### A. 전단연결재 피로 저항강도

[도.설.한 6.10.7.4]

- 반복하중 횟수, N = 155,125,000 cycles
- 피로 저항강도, Z<sub>r</sub> = Max((238-29.5·logN)·d<sup>2</sup>, 38·d<sup>2</sup>/2) = 9196.00 N

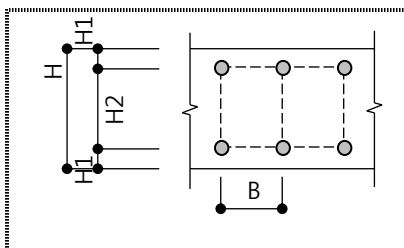
#### D. 전단연결재 설계

##### ① 전단연결재의 제원 및 배치

- 전단연결재 종류(d×H) : Stud - Φ22×200

- 소요개수 및 배치간격

$$\text{Req}'N = V_h / Q_n$$



여기서, V<sub>h</sub> : 공칭 수평전단력

Q<sub>a</sub> : 전단연결재 1개의 내력

$$Q_a = \text{Min}(0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}, A_{sc} \cdot F_u)$$

$$Q_a = 152053.08 \text{ N/EA} \quad (f_u = 400 \text{ MPa})$$

$$Q_n = 129245.12 \text{ N/EA} \quad (\text{전단연결재 공칭강도})$$

$$H / d = 9.09 \geq 4.0 \quad \dots\dots\dots \text{O.K!}$$

B : 교축방향 배치간격 (mm)

절 점	Vh (kN)	Req'N (EA/m)	교축직각방향 배치간격 (mm)							교축방향 배치간격(mm)	배치개수/m (EA/m)	비 고
			H	H1	H2							
2	250.7	1.9	250	80	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!
3	232.7	1.8	250	80	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!
4	358.1	2.8	400	155	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!
6	537.1	4.2	300	105	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!
7	537.1	4.2	300	105	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!
8	537.1	4.2	300	105	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!
10	358.1	2.8	400	155	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!
11	232.7	1.8	250	80	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!
12	250.7	1.9	250	80	1	@	90	=	90	125	16.0	O.K!

② 전단연결재 배치 및 간격 검토

- 교축방향 최대간격 : 전단연결재 직경의 6배 이상으로 하며, 600mm를 넘지 않도록 한다.
- 교직방향 최소간격 : 전단연결재 직경의 4배 이상으로 한다.

절 점	교축방향 최대 간격(mm)	교축방향 배치간격(mm)	검 토	교직방향 최소 간격(mm)	교직방향 배치 간격(mm)	검 토
2	132.00	125	O.K!	88	90	O.K!
3	132.00	125	O.K!	88	90	O.K!
4	132.00	125	O.K!	88	90	O.K!
6	132.00	125	O.K!	88	90	O.K!
7	600.00	125	O.K!	88	90	O.K!
8	132.00	125	O.K!	88	90	O.K!
10	132.00	125	O.K!	88	90	O.K!
11	132.00	125	O.K!	88	90	O.K!
12	132.00	125	O.K!	88	90	O.K!

③ 전단연결재 콘크리트 피복 및 연단길이 검토

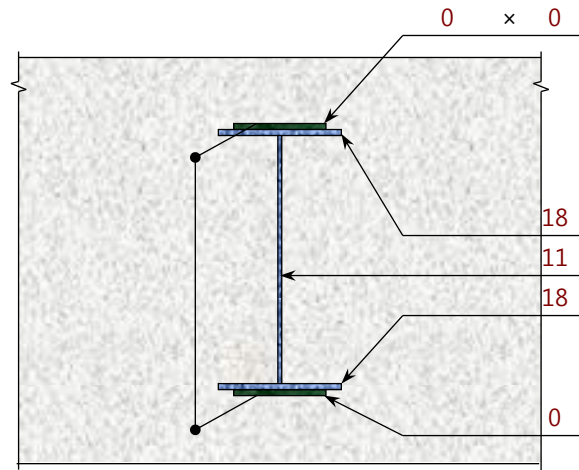
- 콘크리트 피복 두께 :  $88 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm}$  ..... O.K!
- 최소연단순간격 :  $s_{\min} = 25 \text{ mm} \leq 69 \text{ mm}(= 80 - 22 / 2)$  ..... O.K!

## 10.5 현장 이음부 설계

### 1) 단면제원 및 연결판 설계하중 산정

가. 단면제원 ( JOINT 5 , x = 5.470 m )

- 이음방식 : 마찰이음
- 사용볼트 : F10T , M22
- 허용력 :  $\rho_a = 96,000$  N/EA ( 2 면 마찰 )



Hc	600	mm
Bc	1,250	mm
Tc	800	mm
nsc	7	
3nsc	21	
nsr	1	

· 재료강도

Fyt	315	Mpa	Fyc	315	Mpa	Fyw	315	Mpa	Fyr	400	Mpa	Fyf	315	Mpa
Fu	490	Mpa	Fyc	315	Mpa	Es	205,000	Mpa	Es	29,500	Mpa			

· 보강철근

위치	규격	배치	피복	배치 개수	철근량
1단	H22	250mm	70mm	5 EA	1,935.5 mm <sup>2</sup>
2단	H22	250mm	750mm	5 EA	1,935.5 mm <sup>2</sup>

### 나. 유효단면

[도.설.한 6.10.3.6]

· 상부플랜지 유효단면적 (압축단면)

$$A_{eu} = \min(A_n + \beta \cdot A_g, A_g) = 5,400 \text{ mm}^2$$

$$\text{여기서, } A_g = B_{fu} \cdot T_{fu} = 5,400 \text{ mm}^2$$

$$A_n = (B_{fu} - d_h \cdot N) \cdot T_{fu} = 4,536 \text{ mm}^2$$

· 하부플랜지 유효단면적 (인장단면)

$$A_{eu} = \min(A_n + \beta \cdot A_g, A_g) = 4,536 \text{ mm}^2$$

$$\text{여기서, } A_g = B_{fu} \cdot T_{fu} = 5,400 \text{ mm}^2$$

$$A_n = (B_{fu} - d_h \cdot N) \cdot T_{fu} = 4,536 \text{ mm}^2$$

## 다. 단면계수

### A. Section Properties for Gross Steel Section

#### Steel

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
상부 덧판	0	92	0	0	0	0
상부플랜지	5,400	101	545,400	55,085,400	145,800	55,231,200
복 부 판	4,972	336	1,670,592	561,318,912	84,649,957	645,968,869
하부플랜지	5,400	571	3,083,400	1,760,621,400	145,800	1,760,767,200
하부 덧판	0	580	0	0	0	0
Total	15,772	-	5,299,392	2,377,025,712	84,941,557	2,461,967,269

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 336$  mm
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 681,371,557$  mm<sup>4</sup>

#### Composite (3nsc)

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
Steel	15,772	-	5,299,392	-	-	2,461,967,269
Concrete	47,967	400	19,186,992	7,674,796,748	2,558,265,583	10,233,062,331
Total	63,739	-	24,486,384	7,674,796,748	2,558,265,583	12,695,029,600

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 384$  mm
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 3,288,253,798$  mm<sup>4</sup>

#### Composite (nsc)

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
Steel	15,772	-	5,299,392	-	-	2,461,967,269
Concrete	143,902	400	57,560,976	23,024,390,244	7,674,796,748	30,699,186,992
Total	159,674	-	62,860,368	23,024,390,244	7,674,796,748	33,161,154,261

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 394$  mm
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 8,414,389,280$  mm<sup>4</sup>

#### 단면계수

구분	Yus	Ybs	Sts	Sbs
Steel	-244	264	-2,792,506	2,580,953
Composite(3nsc)	-292	216	-11,254,840	15,234,932
Composite(nsc)	-302	206	-27,891,924	40,782,869

## B. Section Properties for Using Effective Top Flange Area of Steel Girder

### Steel

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
상부 덧판	0	92	0	0	0	0
상부플랜지	5,400	101	545,400	55,085,400	145,800	55,231,200
복 부 판	4,972	336	1,670,592	561,318,912	84,649,957	645,968,869
하부플랜지	5,400	571	3,083,400	1,760,621,400	145,800	1,760,767,200
하부 덧판	0	580	0	0	0	0
Total	15,772	-	5,299,392	2,377,025,712	84,941,557	2,461,967,269

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 336 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 681,371,557 \text{ mm}^4$

### Deck Steel

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
Steel	15,772	-	5,299,392	-	-	2,461,967,269
Top Rein.	1,936	59	114,195	6,737,476	0	6,737,476
Bottom Rein.	1,936	739	1,430,335	1,057,017,196	0	1,057,017,196
Total	19,643	-	6,843,921	1,063,754,671	0	3,525,721,940

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 348 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 1,141,195,409 \text{ mm}^4$

### Composite (3nsc)

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
Steel	19,643	-	6,843,921	-	-	3,525,721,940
Concrete	47,967	400	19,186,992	7,674,796,748	2,558,265,583	10,233,062,331
Total	67,610	-	26,030,913	7,674,796,748	2,558,265,583	13,758,784,271

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 385 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 3,736,544,700 \text{ mm}^4$

### Composite (nsc)

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
Steel	15,772	-	5,299,392	-	-	2,461,967,269
Concrete	143,902	400	57,560,976	23,024,390,244	7,674,796,748	30,699,186,992
Total	159,674	-	62,860,368	23,024,390,244	7,674,796,748	33,161,154,261

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 394 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 8,414,389,280 \text{ mm}^4$

### 단면계수

구분	Yus	Ybs	Sts	Sbs
Steel	-244	264	-2,792,506	2,580,953
Deck Steel	-256	252	-4,450,575	4,536,028
Composite(3nsc)	-256	252	-4,450,575	4,536,028
Composite(nsc)	-302	206	-27,891,924	40,782,869

### C. Section Preoperties for Using Effective Bottom Flange Area of Steel Girder

#### Steel

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
상부 덧판	0	92	0	0	0	0
상부플랜지	5,400	101	545,400	55,085,400	145,800	55,231,200
복 부 판	4,972	336	1,670,592	561,318,912	84,649,957	645,968,869
하부플랜지	4,536	571	2,590,056	1,478,921,976	145,800	1,479,067,776
하부 덧판	0	580	0	0	0	0
Total	14,908	-	4,806,048	2,095,326,288	84,941,557	2,180,267,845

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 322 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 630,891,847 \text{ mm}^4$

#### Deck Steel

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
Steel	14,908	-	4,806,048	-	-	2,180,267,845
Top Rein.	1,936	59	114,195	6,737,476	0	6,737,476
Bottom Rein.	1,936	739	1,430,335	1,057,017,196	0	1,057,017,196
Total	18,779	-	6,350,577	1,063,754,671	0	3,244,022,516

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 338 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 1,096,419,969 \text{ mm}^4$

#### Composite (3nsc)

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
Steel	18,779	-	6,350,577	-	-	3,244,022,516
Concrete	47,967	400	19,186,992	7,674,796,748	2,558,265,583	10,233,062,331
Total	66,746	-	25,537,569	7,674,796,748	2,558,265,583	13,477,084,847

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 383 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 3,706,271,061 \text{ mm}^4$

#### Composite (nsc)

Section	A(mm <sup>2</sup> )	z(mm)	A·z(mm <sup>3</sup> )	A·z <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )
Steel	14,908	-	4,806,048	-	-	2,180,267,845
Concrete	143,902	400	57,560,976	23,024,390,244	7,674,796,748	30,699,186,992
Total	158,810	-	62,367,024	23,024,390,244	7,674,796,748	32,879,454,837

- 단면중립축 거리 :  $e_s = \sum(A \cdot z) / \sum(A) = 393 \text{ mm}$
- 중립축에 대한 단면2차모멘트 :  $I_{st} = \sum I - \sum(A) \cdot e_s^2 = 8,387,074,753 \text{ mm}^4$

#### 단면계수

구분	Yus	Ybs	Sts	Sbs
Steel	-230	278	-2,738,478	2,272,505
Deck Steel	-338	170	-3,242,173	6,456,152
Composite(3nsc)	-246	262	-4,453,834	4,187,596
Composite(nsc)	-301	207	-27,890,571	40,461,294



라. 플랜지 응력 산정

A. 부재력

구 분	합성전 고정하중 (kN·m)	합성후 고정하중 (kN·m)	합성후 추가하중 (kN·m)	비고정 활하중(+) (kN·m)	비고정 활하중(-) (kN·m)
	Mdc1	Mdc2	Mdw	Mllp	Mlln
극한한계상태	239.14	30.38	12.04	60.50	-3.64
사용한계상태	159.42	20.25	8.03	50.95	9.67
피로한계상태	-	-	-	30.30	30.30

B. 극한한계상태 응력

☐ 상부플랜지

① 비고정 활하중(+) (합성후 추가하중 고려)

ftdc1,nc	=	Mdc1 / Sts	=	-87.32	MPa (압축)
ftdc2,3n	=	Mdc2 / Sts	=	-6.82	MPa (압축)
ftdw,3n	=	Mdw / Sts	=	-2.70	MPa (압축)
ftlp,n	=	Mllp / Sts	=	-2.17	MPa (압축)
fut	=	$\eta(-87.32 + -6.82 + -2.70 + -2.17) = -94.07$ MPa (압축)			

② 비고정 활하중(+) (합성후 추가하중 미고려)

ftdc1,nc	=	Mdc1 / Sts	=	-87.32	MPa (압축)
ftdc2,3n	=	Mdc2 / Sts	=	-6.82	MPa (압축)
ftlp,n	=	Mllp / Sts	=	-2.17	MPa (압축)
fut	=	$\eta(-87.32 + -6.82 + -2.17)$			= -91.50 MPa (압축)

③ 비고정 활하중(-) (합성후 추가하중 고려)

ftdc1,nc	=	Mdc1 / Sts	=	-87.32	MPa (압축)	
ftdc2,rein	=	Mdc2 / Sts	=	-9.37	MPa (압축)	
ftdw,rein	=	Mdw / Sts	=	-3.71	MPa (압축)	
ftln,rein	=	Mllp / Sts	=	1.12	MPa (인장)	
fut	=	$\eta(-87.32 + -9.37 + -3.71 + 1.12) = -94.32$				MPa (압축)

④ 비고정 활하중(-) (합성후 추가하중 미고려)

ftdc1,nc	=	Mdc1 / Sts	=	-87.32	MPa (압축)
ftdc2,rein	=	Mdc2 / Sts	=	-9.37	MPa (압축)
ftln,rein	=	Mllp / Sts	=	1.12	MPa (인장)
fut	=	$\eta(-87.32 + -9.37 + 1.12)$			= -90.79 MPa (압축)

☐ 하부플랜지

① 비고정 활하중(+) (합성후 추가하중 고려)

fbdc1,nc	=	Mdc1 / Sbs	=	105.23	MPa (인장)
fbdc2,3n	=	Mdc2 / Sbs	=	7.25	MPa (인장)
fbdw,3n	=	Mdw / Sbs	=	2.88	MPa (인장)
fbllp,n	=	Mllp / Sbs	=	1.50	MPa (인장)
fub	=	$\eta(105.23 + 7.25 + 2.88 + 1.50) = 111.01$ MPa (인장)			

② 비고정 활하중(+) (합성후 추가하중 미고려)

fbdc1,nc	=	Mdc1 / Sbs	=	105.23	MPa (인장)
fbdc2,3n	=	Mdc2 / Sbs	=	7.25	MPa (인장)
fbllp,n	=	Mllp / Sbs	=	1.50	MPa (인장)
fub	=	$\eta(105.23 + 7.25 + 1.50)$			= 108.28 MPa (인장)

③ 비고정 활하중(-) (합성후 추가하중 고려)

fbdc1,nc	=	Mdc1 / Sbs	=	105.23	MPa (인장)
fbdc2,rein	=	Mdc2 / Sbs	=	4.71	MPa (인장)
fbdw,rein	=	Mdw / Sbs	=	1.87	MPa (인장)
fbln,rein	=	Mlln / Sbs	=	-0.56	MPa (압축)
fub	=	$\eta(-105.23 + 4.71 + 1.87 + -0.56)$	=	105.67	MPa (인장)

④ 비고정 활하중(-) (합성후 추가하중 미고려)

fbdc1,nc	=	Mdc1 / Sbs	=	105.23	MPa (인장)
fbdc2,rein	=	Mdc2 / Sbs	=	4.71	MPa (인장)
fbln,rein	=	Mlln / Sbs	=	-0.56	MPa (압축)
fub	=	$\eta( 105.23 + 4.71 + -0.56 )$			= 103.90 MPa (인장)

C. 사용한계상태 응력

☐ 상부플랜지

① 비고정 활하중(+) (합성후 추가하중 고려)

ftdc1,nc	=	Mdc1 / Sts	=	-58.22	MPa (압축)
ftdc2,3n	=	Mdc2 / Sts	=	-4.55	MPa (압축)
ftdw,3n	=	Mdw / Sts	=	-1.80	MPa (압축)
ftlp,n	=	Mllp / Sts	=	-1.83	MPa (압축)
fut	=	-58.22 + -4.55 + -1.80 + -1.83	=	-66.39	MPa (압축)

② 비고정 활하중(+) (합성후 추가하중 미고려)

ftdc1,nc	=	Mdc1 / Sts	=	-58.22	MPa (압축)
ftdc2,3n	=	Mdc2 / Sts	=	-4.55	MPa (압축)
ftlp,n	=	Mllp / Sts	=	-1.83	MPa (압축)
fut	=	-58.22 + -4.55 + -1.83		= -64.59	MPa (압축)

③ 비고정 활하중(-) (합성후 추가하중 고려)

ftdc1,nc	=	Mdc1 / Sts	=	-58.22	MPa (압축)
ftdc2,3n	=	Mdc2 / Sts	=	-4.55	MPa (압축)
ftdw,n	=	Mdw / Sts	=	-0.29	MPa (압축)
ftln,n	=	Mlln / Sts	=	-0.35	MPa (압축)
fut	=	-58.22 + -4.55 + -0.29 + -0.35	=	-63.40	MPa (압축)

④ 비고정 활하중(-) (합성후 추가하중 미고려)

ftdc1,nc	=	Mdc1 / Sts	=	-58.22	MPa (압축)
ftdc2,3n	=	Mdc2 / Sts	=	-4.55	MPa (압축)
ftln,n	=	Mlln / Sts	=	-0.35	MPa (압축)
fut	=	-58.22 + -4.55 + -0.35	=	-63.11	MPa (압축)

☐ 하부플랜지

① 비고정 활하중(+) (합성후 추가하중 고려)

fbdc1,nc	=	Mdc1 / Sbs	=	70.15	MPa (인장)
fbdc2,3n	=	Mdc2 / Sbs	=	4.84	MPa (인장)
fbdw,3n	=	Mdw / Sbs	=	1.92	MPa (인장)
fblp,n	=	Mllp / Sbs	=	1.26	MPa (인장)
fub	=	70.15 + 4.84 + 1.92 + 1.26	=	78.17	MPa (인장)

② 비고정 활하중(+) (합성후 추가하중 미고려)

fbdc1,nc	=	Mdc1 / Sbs	=	70.15	MPa (인장)
fbdc2,3n	=	Mdc2 / Sbs	=	4.84	MPa (인장)
fblp,n	=	Mllp / Sbs	=	1.26	MPa (인장)
fub	=	70.15 + 4.84 + 1.26	=	76.25	MPa (인장)

③ 비고정 활하중(-) (합성후 추가하중 고려)

fbdc1,nc	=	Mdc1 / Sbs	=	70.15	MPa (인장)
fbdc2,3n	=	Mdc2 / Sbs	=	4.84	MPa (인장)
fbdw,3n	=	Mdw / Sbs	=	1.92	MPa (인장)
fbln,n	=	Mlln / Sbs	=	0.24	MPa (인장)
fub	=	70.15 + 4.84 + 1.92 + 0.24	=	77.15	MPa (인장)

④ 비고정 활하중(-) (합성후 추가하중 미고려)

fbdc1,nc	=	Mdc1 / Sbs	=	70.15	MPa (인장)
fbdc2,3n	=	Mdc2 / Sbs	=	4.84	MPa (인장)
fbln,n	=	Mlln / Sbs	=	0.24	MPa (인장)
fub	=	70.15 + 4.84 + 0.24	=	75.23	MPa (인장)

D. 피로한계상태 응력

☐ 상부플랜지

① 비고정 활하중(+)

fut	=	Mllp / Sts	=	-1.09	MPa (압축)
-----	---	------------	---	-------	----------

② 비고정 활하중(-)

fut	=	Mlln / Sts	=	-1.09	MPa (압축)
-----	---	------------	---	-------	----------

☐ 하부플랜지

① 비고정 활하중(+)

fut	=	Mllp / Sts	=	0.75	MPa (인장)
-----	---	------------	---	------	----------

② 비고정 활하중(-)

fut	=	Mlln / Sts	=	0.75	MPa (인장)
-----	---	------------	---	------	----------

E. 응력상태 요약

하중조합	위치	Dc+Dw+LL(+) (Mpa)	Dc+LL(+) (Mpa)	Dc+Dw+LL(-) (Mpa)	Dc+LL(-) (Mpa)	LL(+) (Mpa)	LL(-) (Mpa)
극한한계상태	상부 플랜지	-94.07 (압축)	-91.50 (압축)	-94.32 (압축)	-90.79 (압축)	- -	- -
	하부 플랜지	111.01 (인장)	108.28 (인장)	105.67 (인장)	103.90 (인장)	- -	- -
사용한계상태	상부 플랜지	-66.39 (압축)	-64.59 (압축)	-63.40 (압축)	-63.11 (압축)	- -	- -
	하부 플랜지	78.17 (인장)	76.25 (인장)	77.15 (인장)	75.23 (인장)	- -	- -
피로한계상태	상부 플랜지	- -	- -	- -	- -	-1.09 (압축)	-1.09 (압축)
	하부 플랜지	- -	- -	- -	- -	0.75 (인장)	0.75 (인장)

## 2) 최소 설계하중

### 가. 극한한계상태

#### A. 제어플랜지

[도.설.한 6.13.6.1.(4)]

##### ☐ 비고정 활하중(최대)

- $F_{cfp} = \text{Max}(F_{cfp1}, F_{cfp2}) = 236.25 \text{ Mpa}$   
 여기서,  $f_{cf} = 111.01 \text{ Mpa}$   
 $F_{cfp1} = [(f_{cf}/R_h) + \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf}] / 2 = 213.01 \text{ Mpa}$   
 $F_{cfp2} = 0.75 \cdot \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf} = 236.25 \text{ Mpa}$
- $P_{cup} = F_{cfp} \cdot A_{eb} = 1071630.0 \text{ N} = 1071.63 \text{ kN}$

##### ☐ 비고정 활하중(최소)

- $F_{cfn} = \text{Max}(F_{cfn1}, F_{cfn2}) = 236.25 \text{ Mpa}$   
 여기서,  $f_{cf} = 105.67 \text{ Mpa}$   
 $F_{cfn1} = [(f_{cf}/R_h) + \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf}] / 2 = 210.34 \text{ Mpa}$   
 $F_{cfn2} = 0.75 \cdot \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf} = 236.25 \text{ Mpa}$
- $P_{cun} = F_{cfn} \cdot A_{eb} = 1071630.0 \text{ N} = 1071.6 \text{ kN}$

Load Case	Location	f <sub>cf</sub> (Mpa)	F <sub>cf</sub> (Mpa)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	P <sub>cu</sub> (kN)
Dc+Dw+LL(+)	하부플랜지	111.01	236.25	4,536	1071.63
Dc+Dw+LL(-)	하부플랜지	105.67	236.25	4,536	1071.63

#### B. 비제어플랜지

##### ☐ 비고정 활하중(최대)

- $F_{ncfp} = \text{Max}(F_{ncfp1}, F_{ncfp2}) = 236.25 \text{ Mpa}$   
 여기서,  $f_{ncf} = 94.07 \text{ Mpa}$   
 $F_{ncfp1} = R_{cf} \cdot (f_{ncf}/R_h) = 200.19 \text{ Mpa}$   
 $F_{ncfp2} = 0.75 \cdot \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf} = 236.25 \text{ Mpa}$
- $P_{ncup} = F_{ncfp} \cdot A_{eb} = 1275750.0 \text{ N} = 1275.8 \text{ kN}$

##### ☐ 비고정 활하중(최소)

- $F_{ncfn} = \text{Max}(F_{ncfn1}, F_{ncfn2}) = 236.3 \text{ Mpa}$   
 여기서,  $f_{ncf} = 94.32 \text{ Mpa}$   
 $F_{ncfn1} = R_{cf} \cdot (f_{ncf}/R_h) = 200.73 \text{ Mpa}$   
 $F_{ncfn2} = 0.75 \cdot \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf} = 236.25 \text{ Mpa}$
- $P_{ncun} = F_{ncfn} \cdot A_{eb} = 1275750 \text{ N} = 1275.8 \text{ kN}$

Load Case	Location	f <sub>ncf</sub> (Mpa)	F <sub>ncf</sub> (Mpa)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	P <sub>ncu</sub> (kN)
Dc+Dw+LL(+)	상부플랜지	94.07	236.25	5,400	1275.75
Dc+Dw+LL(-)	상부플랜지	94.32	236.25	5,400	1275.75

## 나. 사용한계상태

### A. 상부플랜지

#### ☐ 비고정 활하중(최대)

- $F_{ps} = f_s/R_h = 66.39 \text{ Mpa}$   
여기서,  $f_s = 66.39 \text{ Mpa}$
- $P_{ps} = F_{ps} \cdot A_{eb} = 358523.6 \text{ N} = 358.52 \text{ kN}$

#### ☐ 비고정 활하중(최소)

- $F_{ns} = f_s/R_h = 63.40 \text{ Mpa}$   
여기서,  $f_s = 63.40 \text{ Mpa}$
- $P_{ns} = F_{ns} \cdot A_{eb} = 342351.5 \text{ N} = 342.35 \text{ kN}$

### B. 하부플랜지

#### ☐ 비고정 활하중(최대)

- $F_{ps} = f_s/R_h = 78.17 \text{ Mpa}$   
여기서,  $f_s = 78.17 \text{ Mpa}$
- $P_{ps} = F_{ps} \cdot A_{eb} = 422100 \text{ N} = 422.1 \text{ kN}$

#### ☐ 비고정 활하중(최소)

- $F_{ns} = f_s/R_h = 77.15 \text{ Mpa}$   
여기서,  $f_s = 77.15 \text{ Mpa}$
- $P_{ns} = F_{ns} \cdot A_{eb} = 416591.0 \text{ N} = 416.59 \text{ kN}$

Load Case	Location	$f_s$ (Mpa)	$F_s$ (Mpa)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$P_s$ (kN)
Dc+Dw+LL(+)	상부플랜지	66.39	66.39	5,400	358.52
Dc+Dw+LL(-)	상부플랜지	63.40	63.40	5,400	342.35
Dc+Dw+LL(+)	하부플랜지	78.17	78.17	5,400	422.10
Dc+Dw+LL(-)	하부플랜지	77.15	77.15	5,400	416.59

## 다. 피로한계상태

Location	$\Delta f$ (Mpa)
상부플랜지	2.17
하부플랜지	1.50

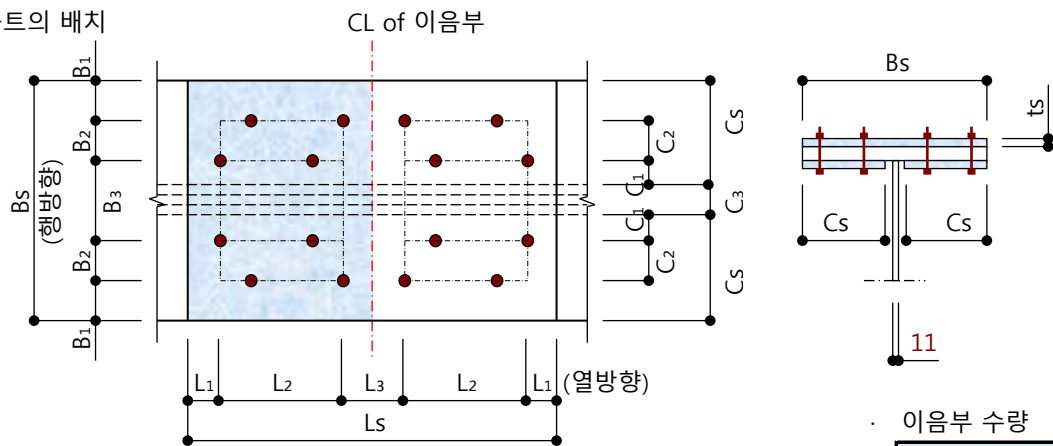
### 3) 상부플랜지 이음

#### 가. 단면적 및 소요 볼트 수

- 이음판 총단면적
  - $A_{go} = 300 \times 14 \times 1 = 4,200 \text{ mm}^2$  (외측)
  - $A_{gi} = 115 \times 14 \times 2 = 3,220 \text{ mm}^2$  (내측)
- 이음판 순단면적
  - $A_{no} = (B_s - d_h \cdot N_t) \cdot t_s = 3,528 \text{ mm}^2$  (외측)
  - $A_{gi} = 2 \cdot (C_s - d_h \cdot N_t) \cdot t_s = 1,876 \text{ mm}^2$  (내측)
- 플랜지 단면적 :  $A_{fu} = 0 \times 0 + 300 \times 18 = 5,400 \text{ mm}^2$
- 플랜지 작용력 :  $P_{cu} = 358.52 \text{ kN}$
- 소요 볼트 수 :  $N = P / \rho_a = 358,524 / 96,000 = 4 \text{ EA} \Rightarrow 10 \text{ EA 사용}$  ( 2 행, 5 열) O.K!

#### 나. 볼트의 배치 및 볼트 간격 검토

##### ① 볼트의 배치



Ls	780mm	L1	45mm	L2	4@ 75 = 300mm	L3	90mm
Bs	300mm	B1	37mm	B2	1@ 40 = 40mm	B3	146mm
Cs	115mm	C1	38mm	C2	1@ 40 = 40mm	C3	30mm

##### 이음부 수량

규격	수량
PL-300×14×780	1
PL-115×14×780	2
F10T, M22×90	20

##### ② 볼트 간격 검토

- 볼트의 중심간격 검토 [도.설.한 6.13.2.6]
  - 최소중심간격 :  $s_{\min} = 66 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} (= \sqrt{75^2 + 40^2})$  O.K!
  - 최대중심간격 :  $p_{\max} = 156 \text{ mm} \{= \text{Min}(156, 175)\} \geq 75 \text{ mm}$  O.K!
- 연단거리 검토
  - 최소연단거리 :  $e_{\min} = 28 \text{ mm} \leq 37 \text{ mm}$  (압연연, 다듬질연, 자동가스절단연) O.K!
  - 최대연단거리 :  $e_{\max} = 112 \text{ mm} \{= \text{Min}(125, 8t)\} \geq 45 \text{ mm}$  O.K!

#### 다. 이음판 두께 결정

- 모재의 단면적 :  $A_{fu} = 5,400 \text{ mm}^2$
- 이음판의 단면적 :  $A_{fs} = B_s \cdot t_s + C_s \cdot t_s \cdot 2 = 530 \times t_s \geq A_{fu}$
- 이음판의 두께 :  $t_s \geq 5,400 / 530 = 10.2 \text{ mm} \Rightarrow 14 \text{ mm 사용}$

라. 이음판 검토

[도.설.한 6.13.5.2]

A. 인장검토

- $A_g = (1 - A_{gi}/A_{go}) \times 100 = 11.7 \% \leq 15 \%$  ( 2면 전단연결로 설계 )
- $P_{cu} = 398.67 \text{ kN}$
- $Pro1 = \phi_y \cdot f_y \cdot A_{go} = 1,256,850 \text{ N} = 1,257 \text{ kN}$
- $Pro2 = \phi_u \cdot f_u \cdot A_{go} = 1,646,400 \text{ N} = 1,646 \text{ kN}$
- $Pri1 = \phi_y \cdot f_y \cdot A_{gi} = 963,585 \text{ N} = 964 \text{ kN}$
- $Pri2 = \phi_u \cdot f_u \cdot A_{gi} = 1,262,240 \text{ N} = 1,262 \text{ kN}$
- $Pr = \text{Min}(Pro1, Pro2, Pri1, Pri2) = 964 \text{ kN} \geq 399 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots\dots\dots \text{O.K!}$

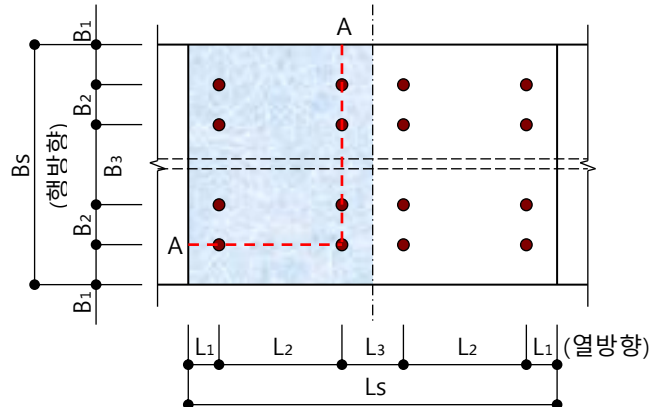
B. 압축검토

- $A_g = (1 - A_{gi}/A_{go}) \times 100 = 11.7 \% \leq 15 \%$  ( 2면 전단연결로 설계 )
- $P_{cu} = 398.67 \text{ kN}$
- $R_{ri} = \phi_c \cdot f_y \cdot A_{gi} = 912,870 \text{ N} = 913 \text{ kN}$
- $R_{ro} = \phi_c \cdot f_y \cdot A_{go} = 1,190,700 \text{ N} = 1,191 \text{ kN}$
- $R_r = \text{Min}(R_{ri}, R_{ro}) = 913 \text{ kN} \geq 399 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots\dots\dots \text{O.K!}$

C. 블록전단파괴

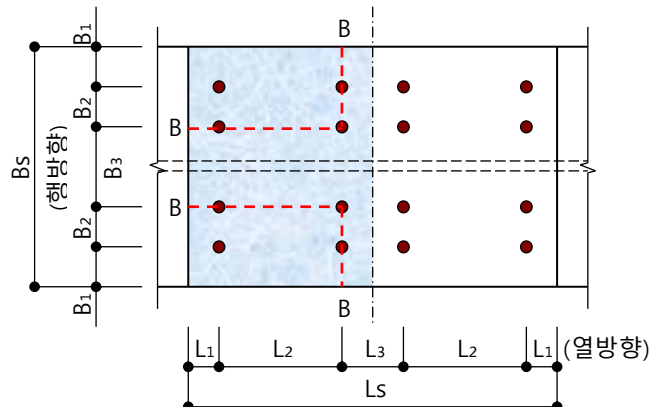
① 외측 이음판

※ Failure Mode A-A



- $A_{vg} = (L1 + L2) \cdot t_s = 4,830 \text{ mm}^2$
- $A_{vn} = (L1 + L2 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 3,318 \text{ mm}^2$
- $A_{tg} = (B1 + B2 + B3) \cdot t_s = 3,682 \text{ mm}^2$
- $A_{tn} = (B1 + B2 + B3 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 3,178 \text{ mm}^2$
- $R_r = \phi_{bs} \cdot (0.58 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{tn})$   
 $= 1,952 \text{ kN} \geq 399 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots\dots\dots \text{O.K!}$

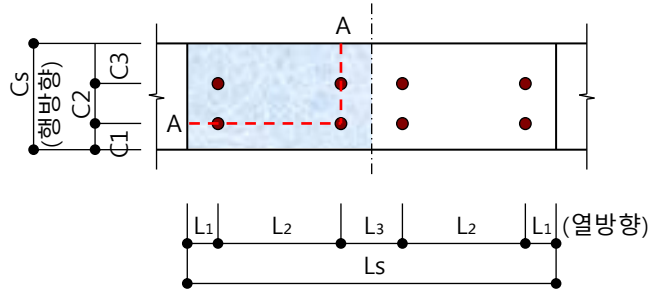
※ Failure Mode B-B



- $A_{vg} = 2 \times (L1 + L2) \cdot t_s = 9,660 \text{ mm}^2$
- $A_{vn} = 2 \times (L1 + L2 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 6,636 \text{ mm}^2$
- $A_{tg} = 2 \times (B1 + B2) \cdot t_s = 2,156 \text{ mm}^2$
- $A_{tn} = 2 \times (B1 + B2 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 1,820 \text{ mm}^2$
- $R_r = \phi_{bs} \cdot (0.58 \cdot F_u \cdot A_{vn} + F_y \cdot A_{tg})$   
 $= 1,682 \text{ kN} \geq 399 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots\dots\dots \text{O.K!}$

## ② 내측 이음판

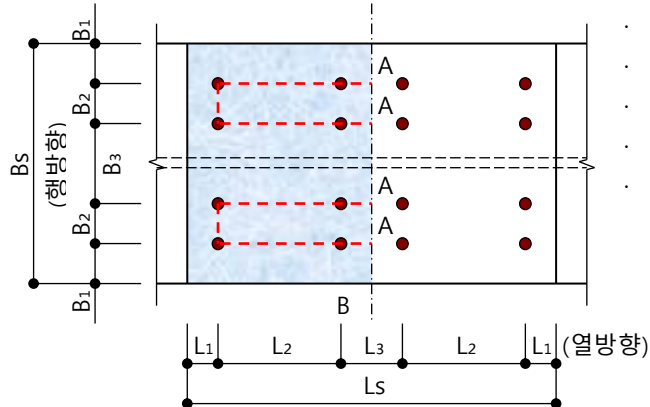
※ Failure Mode A-A



$$\begin{aligned}
 \cdot \text{Avg} &= 2 \times (L1 + L2) \cdot t_s &= 9,660 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Avn} &= 2 \times (L1 + L2 - d_h \cdot N) \cdot t_s &= 6,636 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Atg} &= 2 \times (C2 + C3) \cdot t_s &= 2,156 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Atn} &= 2 \times (C2 + C3 - d_h \cdot N) \cdot t_s &= 1,820 \text{ mm}^2 \\
 \cdot R_r &= \phi_b s \cdot (0.58 \cdot F_u \cdot \text{Avn} + F_y \cdot \text{Atg}) &= 1,682 \text{ kN} \geq 399 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots \text{O.K!}
 \end{aligned}$$

## ③ 거더 상부플랜지

※ Failure Mode A-A



$$\begin{aligned}
 \cdot \text{Avg} &= 2 \times 2 \times (L2 + L3/2) \cdot T_{fu} &= 24,840 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Avn} &= 2 \times 2 \times (L2 + L3/2 - d_h \cdot N) \cdot T_{fu} &= 17,064 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Atg} &= 2 \times B2 \cdot T_{fu} &= 1,440 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Atn} &= 2 \times (B2 - d_h \cdot N) \cdot T_{fu} &= 1,008 \text{ mm}^2 \\
 \cdot R_r &= \phi_b s \cdot (0.58 \cdot F_u \cdot \text{Avn} + F_y \cdot \text{Atg}) &= 1,682 \text{ kN} \geq 399 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots \text{O.K!}
 \end{aligned}$$

## 마. 볼트 강도 검토

### A. 볼트 전단 검토

[도.설.한 6.13.2.7]

$$\begin{aligned}
 \cdot P_{cu} &= 1,276 \text{ kN} \\
 \cdot F_{ub} &= 1000 \text{ Mpa} \\
 \cdot A_b &= \pi \cdot d^2 / 4 &= 380 \text{ mm}^2 \\
 \cdot R_n &= 0.48 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s &= 364,927 \text{ N} = 364.93 \text{ kN} \\
 \cdot R_u &= \phi_s \cdot R_n &= 291,942 \text{ N} = 291.94 \text{ kN} \\
 \cdot N_b &= P_{cu} / R_u &= 5 \text{ EA}
 \end{aligned}$$

### B. 볼트 마찰 검토

[도.설.한 6.13.2.8]

$$\begin{aligned}
 \cdot P_s &= 359 \text{ kN} \\
 \cdot P_t &= 200 \text{ kN} \\
 \cdot R_r &= K_n \cdot K_s \cdot N_s \cdot P_t &= 160 \text{ kN} (=R_u) \\
 \cdot N_b &= P_s / R_r &= 3 \text{ EA}
 \end{aligned}$$

### C. 볼트 개수 검토

$$\begin{aligned}
 \cdot N_{req} &= 5 \text{ EA} \\
 \cdot N_{use} &= 10 \text{ EA}
 \end{aligned}$$

..... O.K!



#### D. 볼트구멍 지압파괴

[도.설.한 6.13.2.9]

- $P_{cu} = 399 \text{ kN}$
- 외측열 공칭강도
$$R_{n1} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_s \cdot F_u = 1E+06 \text{ N} = 1029 \text{ kN}$$
- 내측열 공칭강도
$$R_{n2} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_s \cdot F_u = 1E+06 \text{ N} = 1317.1 \text{ kN}$$
- 볼트구멍 전체의 공칭강도
$$R_n = R_{n1} + R_{n2} = 2346 \text{ kN}$$
- $R_r = \phi_{bb} \cdot R_n = 1877 \text{ kN} \geq 399 \text{ kN} (=P_{cu})$  ..... O.K!

#### 바. 연결판 피로 검토

[도.설.한 6.5.4.2]

- $\Delta F_n = \text{Max}( (A/N)^{1/3}, 0.5 \times (\Delta F)_{th} ) = 55.00 \text{ Mpa}$
- $\Delta F = 1.09 \text{ Mpa} < 55.00 \text{ Mpa} (= \Delta F_n)$  ..... O.K!

#### 사. 연결판 영구처짐 검토

[도.설.한 6.10.5.2]

- $P_s = 179 \text{ kN}$
- $f_{tin} = P_s / A_{gi} = 55.67 \text{ Mpa}$
- $f_{tou} = P_s / A_{go} = 42.68 \text{ Mpa}$
- $f_t = \max(f_{tin}, f_{tou}) = 55.67 \text{ Mpa} \leq 299.25 \text{ Mpa} (=0.95 \times F_yf)$  ..... O.K!

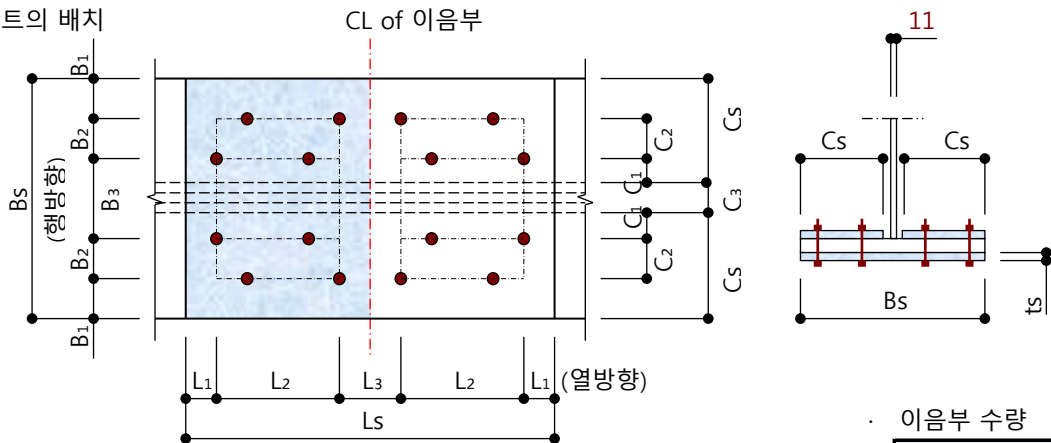
### 3) 하부플랜지 이음

#### 가. 단면적 및 소요 볼트 수

- 이음판 총단면적
  - $A_{go} = 300 \times 16 \times 1 = 4,800 \text{ mm}^2$  (외측)
  - $A_{gi} = 115 \times 16 \times 2 = 3,680 \text{ mm}^2$  (내측)
- 이음판 순단면적
  - $A_{no} = (B_s - d_h \cdot N_t) \cdot t_s = 4,032 \text{ mm}^2$  (외측)
  - $A_{gi} = 2 \cdot (C_s - d_h \cdot N_t) \cdot t_s = 2,144 \text{ mm}^2$  (내측)
- 플랜지 단면적 :  $A_{fl} = 0 \times 0 + 300 \times 18 = 5,400 \text{ mm}^2$
- 플랜지 작용력 :  $P_{cu} = 422.10 \text{ kN}$
- 소요 볼트 수 :  $N = P / p_a = 422,100 / 96,000 = 5 \text{ EA} \Rightarrow 10 \text{ EA 사용}$  ( 2 행, 5 열) O.K!

#### 나. 볼트의 배치 및 볼트 간격 검토

##### ① 볼트의 배치



이음부 수량

Ls	780mm	L1	45mm	L2	4@ 75 = 300mm	L3	90mm
Bs	300mm	B1	37mm	B2	1@ 40 = 40mm	B3	146mm
Cs	115mm	C1	38mm	C2	1@ 40 = 40mm	C3	30mm

규격	수량
PL-300×16×780	1
PL-115×16×780	2
F10T, M22×100	20

##### ② 볼트 간격 검토

- 볼트의 중심간격 검토 [도.설.한 6.13.2.6]
  - 최소중심간격 :  $s_{min} = 66 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} (= \sqrt{75^2 + 40^2})$  O.K!
  - 최대중심간격 :  $p_{max} = 164 \text{ mm} \{= \text{Min}(164, 175)\} \geq 75 \text{ mm}$  O.K!
- 연단거리 검토 [도.설 3.5.3.10]
  - 최소연단거리 :  $e_{min} = 28 \text{ mm} \leq 37 \text{ mm}$  (압연연, 다듬질연, 자동가스절단연) O.K!
  - 최대연단거리 :  $e_{max} = 125 \text{ mm} \{= \text{Min}(125, 8t)\} \geq 45 \text{ mm}$  O.K!

#### 다. 이음판 두께 결정

- 모재의 단면적 :  $A_{fl} = 5,400 \text{ mm}^2$
- 이음판의 단면적 :  $A_{fs} = B_s \cdot t_s + C_s \cdot t_s \cdot 2 = 530 \times t_s \geq A_{fl}$
- 이음판의 두께 :  $t_s \geq 5,400 / 530 = 10.2 \text{ mm} \Rightarrow 16 \text{ mm 사용}$

## 라. 이음판 검토

[도.설.한 6.13.5.2]

### A. 인장검토

- $A_g = (1 - A_{gi}/A_{go}) \times 100 = 11.7 \% \leq 15 \%$  ( 2면 전단연결로 설계 )
- $P_{cu} = 535.82 \text{ kN}$
- $Pro1 = \phi_y \cdot f_y \cdot A_{go} = 1,436,400 \text{ N} = 1,436 \text{ kN}$
- $Pro2 = \phi_u \cdot f_u \cdot A_{go} = 1,881,600 \text{ N} = 1,882 \text{ kN}$
- $Pri1 = \phi_y \cdot f_y \cdot A_{gi} = 1,101,240 \text{ N} = 1,101 \text{ kN}$
- $Pri2 = \phi_u \cdot f_u \cdot A_{gi} = 1,442,560 \text{ N} = 1,443 \text{ kN}$
- $Pr = \text{Min}(Pro1, Pro2, Pri1, Pri2) = 1,101 \text{ kN} \geq 536 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots\dots\dots \text{O.K!}$

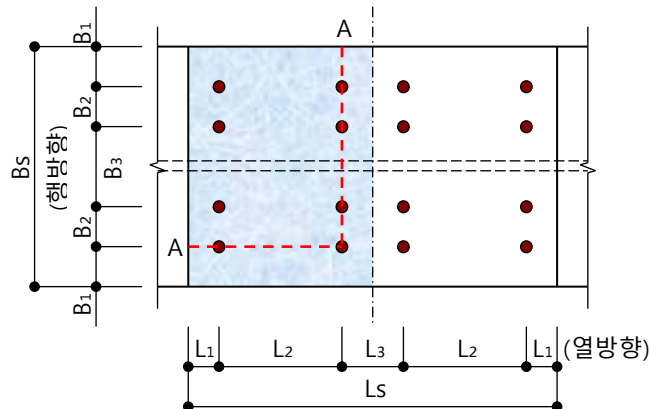
### B. 압축검토

- $A_g = (1 - A_{gi}/A_{go}) \times 100 = 11.7 \% \leq 15 \%$  ( 2면 전단연결로 설계 )
- $P_{cu} = 637.88 \text{ kN}$
- $R_{ri} = \phi_c \cdot f_y \cdot A_{gi} = 1,043,280 \text{ N} = 1,043 \text{ kN}$
- $R_{ro} = \phi_c \cdot f_y \cdot A_{go} = 1,360,800 \text{ N} = 1,361 \text{ kN}$
- $R_r = \text{Min}(R_{ri}, R_{ro}) = 1,043 \text{ kN} \geq 638 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots\dots\dots \text{O.K!}$

### C. 블록전단파괴

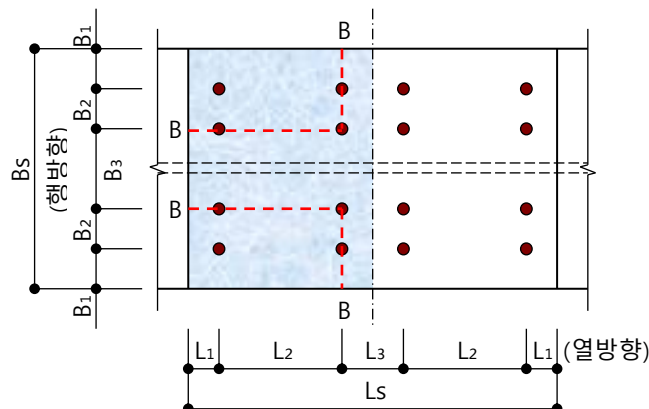
#### ① 외측 이음판

※ Failure Mode A-A



- $A_{vg} = (L1 + L2) \cdot t_s = 5,520 \text{ mm}^2$
- $A_{vn} = (L1 + L2 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 3,792 \text{ mm}^2$
- $A_{tg} = (B1 + B2 + B3) \cdot t_s = 4,208 \text{ mm}^2$
- $A_{tn} = (B1 + B2 + B3 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 3,632 \text{ mm}^2$
- $R_r = \phi_{bs} \cdot (0.58 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{tn})$   
 $= 2,231 \text{ kN} \geq 536 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots\dots\dots \text{O.K!}$

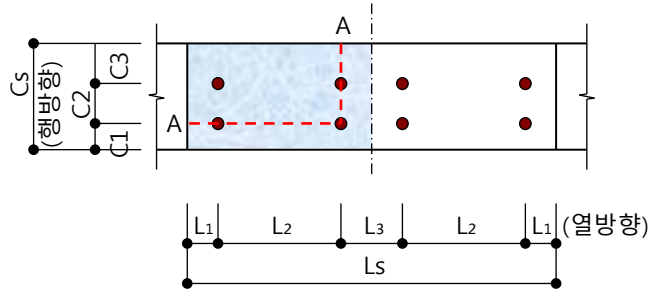
※ Failure Mode B-B



- $A_{vg} = 2 \times (L1 + L2) \cdot t_s = 11,040 \text{ mm}^2$
- $A_{vn} = 2 \times (L1 + L2 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 7,584 \text{ mm}^2$
- $A_{tg} = 2 \times (B1 + B2) \cdot t_s = 2,464 \text{ mm}^2$
- $A_{tn} = 2 \times (B1 + B2 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 2,080 \text{ mm}^2$
- $R_r = \phi_{bs} \cdot (0.58 \cdot F_u \cdot A_{vn} + F_y \cdot A_{tg})$   
 $= 2,345 \text{ kN} \geq 536 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots\dots\dots \text{O.K!}$

## ② 내측 이음판

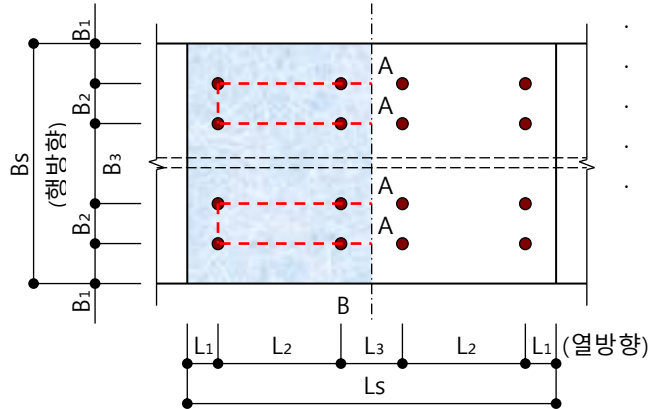
※ Failure Mode A-A



$$\begin{aligned}
 \cdot \text{Avg} &= 2 \times (L1 + L2) \cdot ts &= 11,040 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Avn} &= 2 \times (L1 + L2 - dh \cdot N) \cdot ts &= 7,584 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Atg} &= 2 \times (C2 + C3) \cdot ts &= 2,464 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Atn} &= 2 \times (C2 + C3 - dh \cdot N) \cdot ts &= 2,080 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Rr} &= \phi bs \cdot (0.58 \cdot F_u \cdot \text{Avn} + F_y \cdot \text{Atg}) &= 2,345 \text{ kN} \geq 536 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots \text{O.K!}
 \end{aligned}$$

## ③ 거더 하부플랜지

※ Failure Mode A-A



$$\begin{aligned}
 \cdot \text{Avg} &= 2 \times 2 \times (L2 + L3/2) \cdot Tfl &= 24,840 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Avn} &= 2 \times 2 \times (L2 + L3/2 - dh \cdot N) \cdot Tfl &= 17,064 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Atg} &= 2 \times B2 \cdot Tfl &= 1,440 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Atn} &= 2 \times (B2 - dh \cdot N) \cdot Tfl &= -288 \text{ mm}^2 \\
 \cdot \text{Rr} &= \phi bs \cdot (0.58 \cdot F_u \cdot \text{Avn} + F_y \cdot \text{Atg}) &= 4,243 \text{ kN} \geq 536 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots \text{O.K!}
 \end{aligned}$$

## 마. 볼트 강도 검토

[도.설.한 6.13.2.7]

### A. 볼트 전단 검토

$$\begin{aligned}
 \cdot P_{cu} &= 1,072 \text{ kN} \\
 \cdot F_{ub} &= 1000 \text{ Mpa} \\
 \cdot A_b &= \pi \cdot d^2 / 4 &= 380 \text{ mm}^2 \\
 \cdot R_n &= 0.48 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s &= 364,927 \text{ N} = 364.93 \text{ kN} \\
 \cdot R_u &= \phi_s \cdot R_n &= 291,942 \text{ N} = 291.94 \text{ kN} \\
 \cdot N_b &= P_{cu} / R_u &= 4 \text{ EA}
 \end{aligned}$$

### B. 볼트 마찰 검토

[도.설.한 6.13.2.8]

$$\begin{aligned}
 \cdot P_s &= 422 \text{ kN} \\
 \cdot P_t &= 200 \text{ kN} \\
 \cdot R_r &= K_n \cdot K_s \cdot N_s \cdot P_t &= 160 \text{ kN} (=R_u) \\
 \cdot N_b &= P_s / R_r &= 3 \text{ EA}
 \end{aligned}$$

### C. 볼트 개수 검토

$$\begin{aligned}
 \cdot N_{req} &= 4 \text{ EA} \\
 \cdot N_{use} &= 10 \text{ EA} \dots \dots \dots \text{O.K!}
 \end{aligned}$$

#### D. 볼트구멍 지압파괴

[도.설.한 6.13.2.9]

- $P_{cu} = 536 \text{ kN}$
- 외측열 공칭강도  
 $R_{n1} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_s \cdot F_u = 1176000 \text{ N} = 1176 \text{ kN}$
- 내측열 공칭강도  
 $R_{n2} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_s \cdot F_u = 2352000 \text{ N} = 2352 \text{ kN}$
- 볼트구멍 전체의 공칭강도  
 $R_n = R_{n1} + R_{n2} = 3528.00 \text{ kN}$
- $R_r = \phi_{bb} \cdot R_n = 2822.40 \text{ kN} \geq 536 \text{ kN} (=P_{cu})$  ..... O.K!

#### 바. 연결판 피로 검토

[도.설.한 6.5.4.2]

- $\Delta F_n = \text{Max}( (A/N)^{1/3}, 0.5 \times (\Delta F)_{th} ) = 55.00 \text{ Mpa}$
- $\Delta F = 0.75 \text{ Mpa} < 55.00 \text{ Mpa} (= \Delta F_n)$  ..... O.K!

#### 사. 연결판 영구처짐 검토

[도.설.한 6.10.5.2]

- $P_s = 211 \text{ kN}$
- $f_{tin} = P_s / A_{gi} = 57.35 \text{ Mpa}$
- $f_{tou} = P_s / A_{go} = 43.97 \text{ Mpa}$
- $f_t = \text{max}(f_{tin}, f_{tou}) = 57.35 \text{ Mpa} \leq 299.25 \text{ Mpa} (=0.95 \times F_yf)$  ..... O.K!

### 4) 복부판 이음

#### 가. 극한한계상태

##### A. 설계전단력

$V_p$ (kN)	C	$V_n$ (kN)	$V_r$ (kN)	$V_u$ (kN)	$V_{uw}$ (kN)
908.38	1.00	908.38	908.38	169.92	254.88

##### B. 작용모멘트 및 수평력

- Case 1 : Positive LL

$F_{cf}$ (Mpa)	$f_{cf}$ (Mpa)	$f_{ncf}$ (Mpa)	$M_{uw}$ (kN·m)	$M_{uv}$ (kN·m)	$M_{tt}$ (kN·m)	$H_{uw}$ (kN)
236.25	111.01	94.07	81.74	22.94	104.67	1084.98

- Case 2 : Negative LL

$F_{cf}$ (Mpa)	$f_{cf}$ (Mpa)	$f_{ncf}$ (Mpa)	$M_{uw}$ (kN·m)	$M_{uv}$ (kN·m)	$M_{tt}$ (kN·m)	$H_{uw}$ (kN)
236.25	105.67	94.32	81.84	22.94	104.78	1086.32

#### 나. 사용한계상태

##### A. 설계전단력

$V_{sp}$ (kN)	$V_{sn}$ (kN)	$V_w$ (kN)	-	-	-
139.00	156.45	156.45	-	-	-

##### B. 작용모멘트 및 수평력

- Case 1 : Positive LL

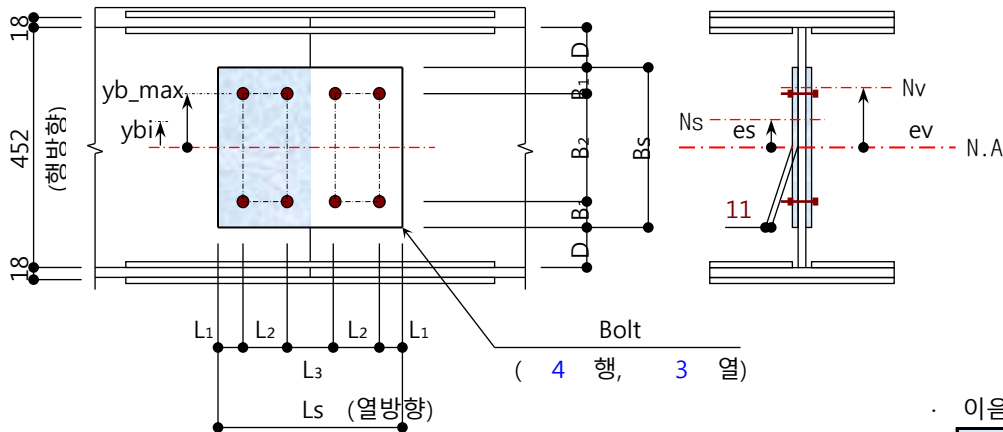
$f_s$ (Mpa)	$f_{os}$ (Mpa)	$M_{uw}$ (kN·m)	$M_{uv}$ (kN·m)	$M_{tt}$ (kN·m)	$H_{uw}$ (kN)
78.17	66.39	27.07	14.08	41.15	359.38

- Case 2 : Negative LL

$f_s$ (Mpa)	$f_{os}$ (Mpa)	$M_{uw}$ (kN·m)	$M_{uv}$ (kN·m)	$M_{tt}$ (kN·m)	$H_{uw}$ (kN)
77.15	63.40	26.32	14.08	40.40	349.39

## 다. 단면제원

### ① 볼트의 배치



Bs	330mm	B1	53mm	B2	3@ 75 = 225mm	D	61mm
Ls	500mm	L1	50mm	L2	2@ 75 = 150mm	L3	100mm

· 이음부 수량

규격	수량
PL-500×11×330	2
F10T, M22×80	24

· 복부판 중심에서 각 BOLT 중심까지의 거리(ybi)

No.	중심거리(mm)	No.	중심거리(mm)	No.	중심거리(mm)	No.	중심거리(mm)
yb 1	38	yb 4	0	yb 7	0	yb 10	0
yb 2	113	yb 5	0	yb 8	0	yb 11	0
yb 3	0	yb 6	0	yb 9	0	yb_max	113

### ② 볼트 간격 검토

· 볼트의 중심간격 검토

[도.설.한 6.13.2.6]

최소중심간격 :  $s_{min} = 66 \text{ mm}$

$\leq 75 \text{ mm Min}(75, 75)$

..... O.K!

최대중심간격 :  $p_{max} = 144 \text{ mm} \{= \text{Min}(144, 175)\}$

$\geq 75 \text{ mm}$

..... O.K!

· 연단거리 검토

최소연단거리 :  $e_{min} = 28 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm}$  (압연연, 다듬질연, 자동가스절단연)

..... O.K!

최대연단거리 :  $e_{max} = 88 \text{ mm} \{= \text{Min}(125, 8t)\}$

$\geq 53 \text{ mm}$

..... O.K!

· 볼트군 극관성모멘트

$$I_p = n \cdot m \cdot [s^2 \cdot (n^2 - 1) + g^2 \cdot (m^2 - 1)] / 12 = 129,375 \text{ mm}^2$$

여기서, n=행방향 볼트 수, m=열방향 볼트 수, s=행방향 볼트 간격, g=열방향 볼트 간격

## 라. 복부판 볼트 전단검토

[도.설.한 6.13.6.1.(4)]

### A. 극한한계상태

· 볼트 전단강도,  $R_u = 291.94 \text{ kN}$

#### ① Case 1 : Positive LL

·  $V_{uw}$ 에 의한 수직방향 전단력

$$N_b = n \cdot m = 12 \text{ EA}$$

$$P_v = V_{uw} / N_b = 21.24 \text{ kN/EA}$$

·  $H_{uw}$ 에 의한 수평방향 전단력

$$P_h = H_{uw} / N_b = 90.42 \text{ kN/EA}$$

·  $M_{tt}$ 에 의한 최외측 볼트의 수평 및 수직방향 전단력

$$x = (m-1) \times g / 2 = 75 \text{ mm}$$

$$y = (n-1) \times s / 2 = 113 \text{ mm}$$

$$P_{mv} = M_{tt} \times x / I_p = 61 \text{ kN}$$

$$P_{hv} = M_{tt} \times y / I_p = 91 \text{ kN}$$

$$Pr1 = \sqrt{(P_v + P_{mv})^2 + (P_h + P_{hv})^2} = 199.07 \text{ kN}$$

② Case 2 : Negative LL

- Vuw에 의한 수직방향 전단력

$$N_b = n \cdot m = 12 \text{ EA}$$

$$P_v = V_{uw}/N_b = 21.24 \text{ kN/EA}$$

- Huw에 의한 수평방향 전단력

$$P_h = H_{uw}/N_b = 90.53 \text{ kN/EA}$$

- Mtt에 의한 최외측 볼트의 수평 및 수직방향 전단력

$$x = (m-1) \times g/2 = 75 \text{ mm}$$

$$y = (n-1) \times s/2 = 113 \text{ mm}$$

$$P_{mv} = M_{tt} \times x/I_p = 61 \text{ kN}$$

$$P_{hv} = M_{tt} \times y/I_p = 91 \text{ kN}$$

- $Pr_2 = \sqrt{[(P_v + P_{mv})^2 + (P_h + P_{hv})^2]} = 199.28 \text{ kN}$

$$\therefore Pr_{\max} = \max(Pr_1, Pr_2) = 199.28 \text{ kN} \leq 291.94 \text{ kN} (=R_u) \dots\dots\dots$$

☞ O.K!

**B. 사용한계상태**

- 볼트 전단강도,  $R_u = 160.00 \text{ kN}$

① Case 1 : Positive LL

- Vuw에 의한 수직방향 전단력

$$N_b = n \cdot m = 12 \text{ EA}$$

$$P_v = V_w/N_b = 13.04 \text{ kN/EA}$$

- Huw에 의한 수평방향 전단력

$$P_h = H_{uw}/N_b = 29.95 \text{ kN/EA}$$

- Mtt에 의한 최외측 볼트의 수평 및 수직방향 전단력

$$x = (m-1) \times g/2 = 75 \text{ mm}$$

$$y = (n-1) \times s/2 = 113 \text{ mm}$$

$$P_{mv} = M_{tt} \times x/I_p = 24 \text{ kN}$$

$$P_{hv} = M_{tt} \times y/I_p = 36 \text{ kN}$$

- $Pr_2 = \sqrt{[(P_v + P_{mv})^2 + (P_h + P_{hv})^2]} = 75.38 \text{ kN}$

② Case 2 : Negative LL

- Vuw에 의한 수직방향 전단력

$$N_b = n \cdot m = 12 \text{ EA}$$

$$P_v = V_w/N_b = 13.04 \text{ kN/EA}$$

- Huw에 의한 수평방향 전단력

$$P_h = H_{uw}/N_b = 29.12 \text{ kN/EA}$$

- Mtt에 의한 최외측 볼트의 수평 및 수직방향 전단력

$$x = (m-1) \times g/2 = 75 \text{ mm}$$

$$y = (n-1) \times s/2 = 113 \text{ mm}$$

$$P_{mv} = M_{tt} \times x/I_p = 23 \text{ kN}$$

$$P_{hv} = M_{tt} \times y/I_p = 35 \text{ kN}$$

- $Pr_2 = \sqrt{[(P_v + P_{mv})^2 + (P_h + P_{hv})^2]} = 73.87 \text{ kN}$

$$\therefore Pr_{\max} = \max(Pr_1, Pr_2) = 75.38 \text{ kN} \leq 160.00 \text{ kN} (=R_u) \dots\dots\dots$$

☞ O.K!

**마. 연결판 전단항복 검토**

[도.설.한 6.13.6.1]

- 작용하중,  $V_{uw} = 254.88 \text{ kN}$

- $A_g = N_s \cdot t_s \cdot B_s = 7,260 \text{ mm}^2$

- $R_r = \phi_v \cdot R_n = \phi_v \cdot 0.58 \cdot A_g \cdot F_y = 2286.9 \text{ kN} \geq 254.88 \text{ kN} (=V_{uw}) \dots\dots\dots$

☞ O.K!

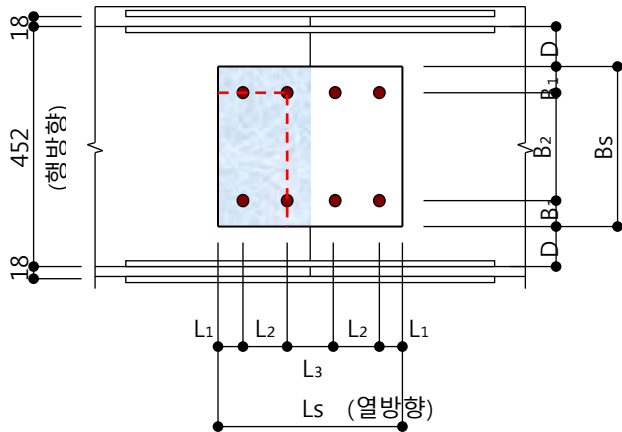
## 바. 연결판 전단파괴 검토

- 설계전단력,  $V_{uw} = 254.88 \text{ kN}$

### A. 단면파괴 검토

- $A_{vn1} = N_s \cdot (B_s - n \cdot d_h) \cdot t_s = 5,148 \text{ mm}^2$
  - $A_{vn2} = 0.85 \times N_s \cdot A_g = 6,171 \text{ mm}^2$
  - $A_{vn} = \min(A_{vn1}, A_{vn2}) = 5,148 \text{ mm}^2$
  - $R_r = \phi_{bs} \cdot (0.58 \cdot F_u \cdot A_{vn} + F_y \cdot A_{tg}) = 1,170 \text{ kN} \geq 254.88 \text{ kN} (=V_{uw}) \dots \dots \dots \text{O.K!}$
- 여기서,  $A_{tg}=0$  : 인장에 저항하는 이음판 단면적은 0으로 가정

### B. 블록 전단 파괴 검토



- $A_{vg} = (B_1 + B_2) \cdot t_s = 3,053 \text{ mm}^2$
- $A_{vn} = (B_1 + B_2 - d_h \cdot N) \cdot t_s = 2,129 \text{ mm}^2$
- $A_{tg} = (L_1 + L_2) \cdot t_s = 2,200 \text{ mm}^2$
- $A_{tn} = (L_1 + L_2 \cdot d_h \cdot N) \cdot t_s = 1,540 \text{ mm}^2$
- $R_r = \phi_{bs} \cdot (0.58 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{tn}) = 1,050 \text{ kN} \geq 255 \text{ kN} (=V_{uw}) \dots \dots \dots \text{O.K!}$

## 사. 휨항복 검토

- Case 1 : Positive LL
  - $f = M_{tt}/S_{pl} + H_{uw}/A_g = 411.59 \text{ Mpa} \leq 315.00 \text{ Mpa} (= \phi_f \cdot f_{yw}) \dots \dots \dots \text{O.K!}$
  - 여기서,  $S_{pl} = 1/6 \times A_g \cdot B_s = 399,300 \text{ mm}^3$
- Case 2 : Negative LL
  - $f = M_{tt}/S_{pl} + H_{uw}/A_g = 412.03 \text{ Mpa} \leq 315.00 \text{ Mpa} (= \phi_f \cdot f_{yw}) \dots \dots \dots \text{O.K!}$
  - 여기서,  $S_{pl} = 1/6 \times A_g \cdot B_s = 399,300 \text{ mm}^3$

## 아. 영구처짐 검토

- Case 1 : Positive LL
  - $f = M_{tt}/S_{pl} + H_{uw}/A_g = 152.57 \text{ Mpa} \leq 315.00 \text{ Mpa} (= 0.95 \times f_{yw}) \dots \dots \dots \text{O.K!}$
  - 여기서,  $S_{pl} = 1/6 \times A_g \cdot B_s = 399,300 \text{ mm}^3$
- Case 2 : Negative LL
  - $f = M_{tt}/S_{pl} + H_{uw}/A_g = 149.31 \text{ Mpa} \leq 315.00 \text{ Mpa} (= \phi_f \cdot f_{yw}) \dots \dots \dots \text{O.K!}$
  - 여기서,  $S_{pl} = 1/6 \times A_g \cdot B_s = 399,300 \text{ mm}^3$

## 자. 영구처짐 검토

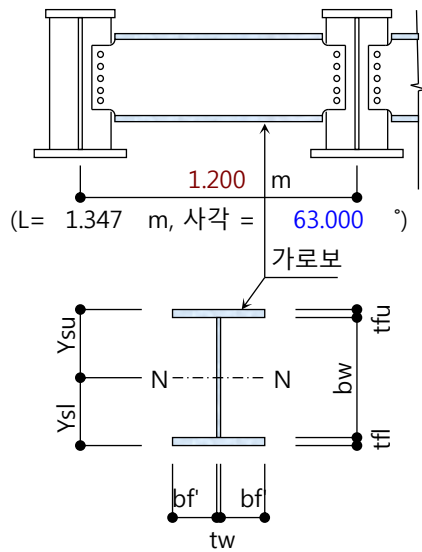
- $P_{cu} = 199.28 \text{ kN}$
- 볼트구멍 전체의 공칭강도
  - $R_n = 1.2 \cdot L_c \cdot t_s \cdot F_u = 252,252 \text{ N} = 252.25 \text{ kN}$
  - $R_r = \phi_{bb} \cdot R_n = 201.80 \text{ kN} \geq 199 \text{ kN} (=P_{cu}) \dots \dots \dots \text{O.K!}$



## 10. 6 가로보 설계

### 10 .6.1 중간가로보 설계

#### 1) 설계조건



#### · 사용강재

강종 : SM400

종류 : H-294×200×8×12

#### · 복부판 최소두께 검토

[도.설 3.8.4.1]

수평보강재 사용단수 : 1 단

$$tw(\min) = bw / 256 = 270 / (256 \times 1.2) = 0.88 \text{ mm}$$

$$\text{여기서, } \sqrt{fca/fc} = \sqrt{140/17.6} = 2.8 > 1.2 \Rightarrow 1.2$$

복부판 사용두께 :  $tw = 8 \text{ mm} \geq tw(\min)$  ..... O.K!

#### · 플랜지 최소두께 검토

[도.설 3.8.3.1]

$$tfu(\min) = bfu' / 16 = 96 / 16 = 6 \text{ mm}$$

$$tfl(\min) = bfl' / 16 = 96 / 16 = 6 \text{ mm}$$

상부플랜지 사용두께 :  $tfu = 12 \text{ mm} \geq tf(\min)$  ..... O.K!

하부플랜지 사용두께 :  $tfl = 12 \text{ mm} \geq tf(\min)$  ..... O.K!

#### 2) 하중 산정

##### · 고정하중

$$W_1 = (0.200 \times 0.294 - 0.192 \times 0.270) \times 78.50 = 0.546 \text{ kN/m}$$

##### · 활하중 (KL- 510 )

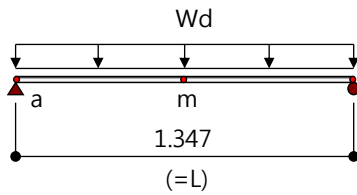
$$\text{활하중 : } Pr = 48 \text{ kN, } Pm = 135 \text{ kN, } Pl = 192 \text{ kN}$$

$$\text{충격계수 : } i = 15 / (40 + 1.347) = 0.363 > 0.300 \rightarrow \therefore i = 0.300$$

$$P = 135 \times (1 + 0.300) = 175.500 \text{ kN}$$

### 3) 부재력 산정

#### ① 고정하중에 의한 부재력



· 모멘트

$$M_{da} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{dm} = 0.546 \times 1.347^2 / 8 = 0.124 \text{ kN}\cdot\text{m} [=W_d \cdot L^2 / 8]$$

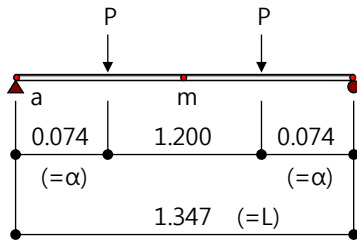
· 전단력

$$V_{da} = 0.546 \times 1.347 / 2 = 0.368 \text{ kN} [=W_d \cdot L / 2]$$

$$V_{dm} = 0.000 \text{ kN}$$

#### ② 활하중에 의한 부재력

[LOAD CASE 1]



· 모멘트

$$M_{la1} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

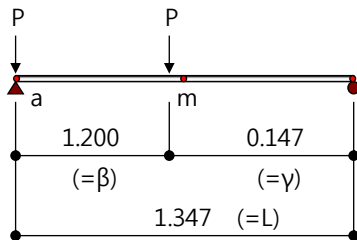
$$M_{lm1} = 175.500 \times 0.074 = 12.899 \text{ kN}\cdot\text{m} [=P \cdot \alpha]$$

· 전단력

$$V_{la1} = 175.500 \text{ kN}$$

$$V_{lm1} = 0.000 \text{ kN}$$

[LOAD CASE 2]



· 반력

$$R_a = 175.500 \times 1.109 = 194.653 \text{ kN} [=P \cdot (1 + \gamma/L)]$$

· 모멘트

$$M_{la2} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{lm2} = 12.899 \text{ kN}\cdot\text{m} [= (R_{la} - P) \cdot (L/2)]$$

· 전단력

$$V_{la2} = 194.653 \text{ kN} [=R_a]$$

$$V_{lm2} = 194.653 - 1 \times 175.500 = 19.153 \text{ kN} [=R_a - P]$$

#### ③ 부재력 조합(양단 단순지지)

· 단부

$$M_a = M_{da} + \text{Max}(M_{la1}, M_{la2}) = 0.000 + \text{Max}(0.000, 0.000) = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_a = V_{da} + \text{Max}(V_{la1}, V_{la2}) = 0.368 + \text{Max}(175.500, 194.653) = 195.021 \text{ kN}$$

· 중앙부

$$M_m = M_{dm} + \text{Max}(M_{lm1}, M_{lm2}) = 0.124 + \text{Max}(12.899, 12.899) = 13.023 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_m = V_{dm} + \text{Max}(V_{lm1}, V_{lm2}) = 0.000 + \text{Max}(0.000, 19.153) = 19.153 \text{ kN}$$

#### 4) 응력검토

##### A. 단면특성치

단면	b×h	A(mm <sup>2</sup> )	η(mm)	A·η(mm <sup>3</sup> )	A·η <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Io(mm <sup>4</sup> )
위 플랜지	200×12	2,400	6.0	14,400	86,400	28,800
복부 플랜지	8×270	2,160	147.0	317,520	46,675,440	13,122,000
아래 플랜지	200×12	2,400	288.0	691,200	199,065,600	28,800
합 계	-	6,960	-	1,023,120	245,827,440	13,179,600

$$e_s = \sum A \cdot \eta / \sum A = 1,023,120 / 6,960 = 147 \text{ mm}$$

$$I_s = \sum (A \cdot \eta^2) + \sum I_o - (\sum A) \cdot e_s^2 \\ = 245,827,440 + 13,179,600 - 6,960 \times 147^2 = 108,608,400 \text{ mm}^4$$

$$Y_{su} = e_s = 147 \text{ mm}$$

$$Y_{sl} = H_s - e_s = 147 \text{ mm}$$

##### B. 허용응력 결정

· 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 [도.설 표3.3.4(b), 표3.4.4]

$$b_{fu}' / 12.9 = 7.44 \text{ mm} \leq t_{fu} = 12 \text{ mm} \rightarrow f_{ca} = 140.00 \text{ MPa}$$

$$A_w / A_c = 2,160 / 2,400 = 0.90 \leq 2$$

$$K = \sqrt{\{ 3 + 2,160 / (2 \times 2,400) \}} = 1.86$$

$$l/b = 1,347 / 200 = 6.74 > 4.60 (= 4.6 / K = 4.6 / 1.00)$$

$$f_{ca} = 140 - 2.49 (K \cdot l/b - 4.6) = 134.68 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{ca} = 134.68 \text{ MPa}, f_{ta} = 140.00 \text{ MPa}, v_a = 80.00 \text{ MPa}$$

##### C. 응력검토

###### ① 단부 응력검토

$$f_u = M_a \cdot Y_{su} / I_s = 0.000 \times E06 \times 147 / 108,608,400 = 0.00 \text{ MPa} \leq f_{ta} \quad \text{O.K!}$$

$$f_l = M_a \cdot Y_{sl} / I_s = 0.000 \times E06 \times 147 / 108,608,400 = 0.00 \text{ MPa} \leq f_{ca} \quad \text{O.K!}$$

$$v = V_a / A_s = 195.021 \times E03 / 6,960 = 28.02 \text{ MPa} \leq v_a \quad \text{O.K!}$$

$$\left( \frac{0.00}{134.68} \right)^2 + \left( \frac{28.02}{80.00} \right)^2 = 0.123 \leq 1.2 \quad \text{O.K!}$$

###### ② 중앙부 응력검토

$$f_u = M_m \cdot Y_{su} / I_s = 13.023 \times E06 \times 147 / 108,608,400 = 17.63 \text{ MPa} \leq f_{ca} \quad \text{O.K!}$$

$$f_l = M_m \cdot Y_{sl} / I_s = 13.023 \times E06 \times 147 / 108,608,400 = 17.63 \text{ MPa} \leq f_{ta} \quad \text{O.K!}$$

$$v = V_m / A_s = 19.153 \times E03 / 6,960 = 2.75 \text{ MPa} \leq v_a \quad \text{O.K!}$$

$$\left( \frac{17.63}{134.68} \right)^2 + \left( \frac{2.75}{80.00} \right)^2 = 0.018 \leq 1.2 \quad \text{O.K!}$$

#### 5) 보강재 검토

· 수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치 [도.설 표3.8.5]

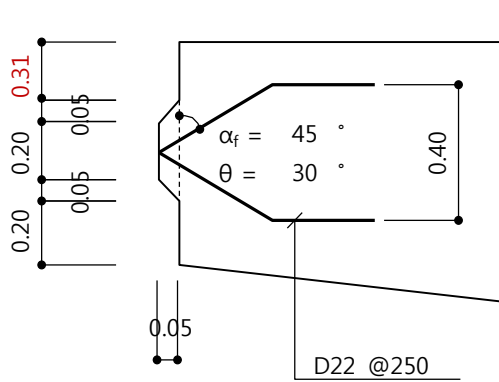
$$71 \times \alpha \times t_w = 682 \text{ mm} \geq b_w (= 270 \text{ mm}) \quad \text{수직보강재 필요 없음!}$$

$$\text{여기서, } \alpha = \sqrt{(\text{허용전단응력} / \text{계산전단응력})} = \sqrt{\{ (F_y / 2.9) / v \}}$$

$$= \sqrt{\{ (235 / 2.9) / 28.02 \}} = 1.70 > 1.2 \Rightarrow 1.20$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

## 11. 1 SHEAR KEY 설계



### 1) 작용 전단력(극한한계상태)

$$V_u = 32.31 \text{ kN}$$

### 2) 설계전단강도 $V_{sd}$ 산정

[도.설.한 5.7.2.3]

$$V_{sd} = \frac{\Phi_s f_{vy} A_v z}{s} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

$$V_{sd} = \frac{0.95 \times 300.0 \times 3096.8 \times 360.0}{250.0} \times (1.732 + 1.000) \times 0.707 = 2455.24 \text{ kN}$$

$$\Phi_s = 0.95$$

$$f_{vy} = 300.0 \text{ MPa}$$

$$A_v = D 22 @ 250 - 2 EA = 3096.80 \text{ mm}^2$$

$$z = 0.9 d = 360.0 \text{ mm}$$

$$s = 250.0 \text{ mm}$$

$$V_u = 32.31 \text{ kN} < V_{sd} = 2455.24 \text{ kN} \quad \dots \mathbf{O.K}$$

### 3) 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 산정

[도.설.한 5.7.2.3]

$$V_{d,max} = v \Phi_c f_{ck} b_w z \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta}$$

$$V_{d,max} = 0.52 \times 0.65 \times 35.0 \times 1000 \times 360.0 \times \frac{1.732 + 1.000}{4.00} = 2886.44 \text{ kN}$$

$$v = 0.6 \times (1 - f_{ck}/250) = 0.52$$

$$\Phi_c = 0.65$$

$$b_w = 1000$$

$$V_{sd} = 2455.24 \text{ kN} < V_{d,max} = 2886.44 \text{ kN} \quad \dots \mathbf{O.K}$$

### 4) Shear Key의 전단검토

$$V_u = 32.31 \text{ kN} < V_{sd} = 2455.24 \text{ kN} < V_{d,max} = 2886.44 \text{ kN} \quad \dots \mathbf{O.K}$$