관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

- 2구간 - [터널분야] 변경 1/3권

2021. 04

서울터널주식회사

목 차

1. 터널 안정성 검토보고서_#55 차량용피난연결통로 신설 ····· 3

2. 풍도슬래브 구조계산서_#62 풍도슬래브 변경 ····· 47

3. 풍도슬래브 브라켓 변경 #58 횡갱접속구간 풍도슬래브 브라켓변경 ····· 3681

4. 라이닝변경 구조계산서_#80 터널굴착패턴변경 ····· 3879

5. 환기소 세척수 집수정 구조계산서_#80 터널굴착패턴변경 ····· 3905

6. 램프CD PS-6-2, PS-6-2C 브라켓 _#80 터널굴착패턴변경 ····· 3919

7. 공기정화시설#2 수직구 슬립폼_#81 공기정화시설#2 수직구 Slip Form ····· 3929

8. 수직구 작업장 ····· 4229

9. 풍도슬래브 브라켓 변경 #58-10 램프구간 횡갱신설에 따른 풍도슬래브 브라켓 변경 ····· 4379

10. 3차로 확폭부 및 램프C,D 격벽_#94-4 3차로 확폭부 및 램프C,D 벽체 변경 ····· 4415

11. 수직구 집수정 바닥 슬래브 구조변경_#104-3 ····· 4607

12. 수직구 집수정 슬래브 변경 기술검토서 제출_#93-1 ····· 4619

13. #91-1 축류팬실 내부마감벽_설변6회 ····· 4635

1. 터널 안정성 검토보고서_#55
차량용피난연결통로 신설

관 리 번 호

사 본 번 호

서울 제물포터널 연결로 A, B, D 구간

터 널 안 정 성 검 토 보 고 서

(차량용 피난연결통로 연결 추가 설치)

2019. 07.

제1장 터널 안정성 검토

1.1 해석 개요

1.2 3차원 연속체 모델 해석

1.3 종합고찰

1.4 해석결과(Output)

제 1 장 터널 안정성 검토

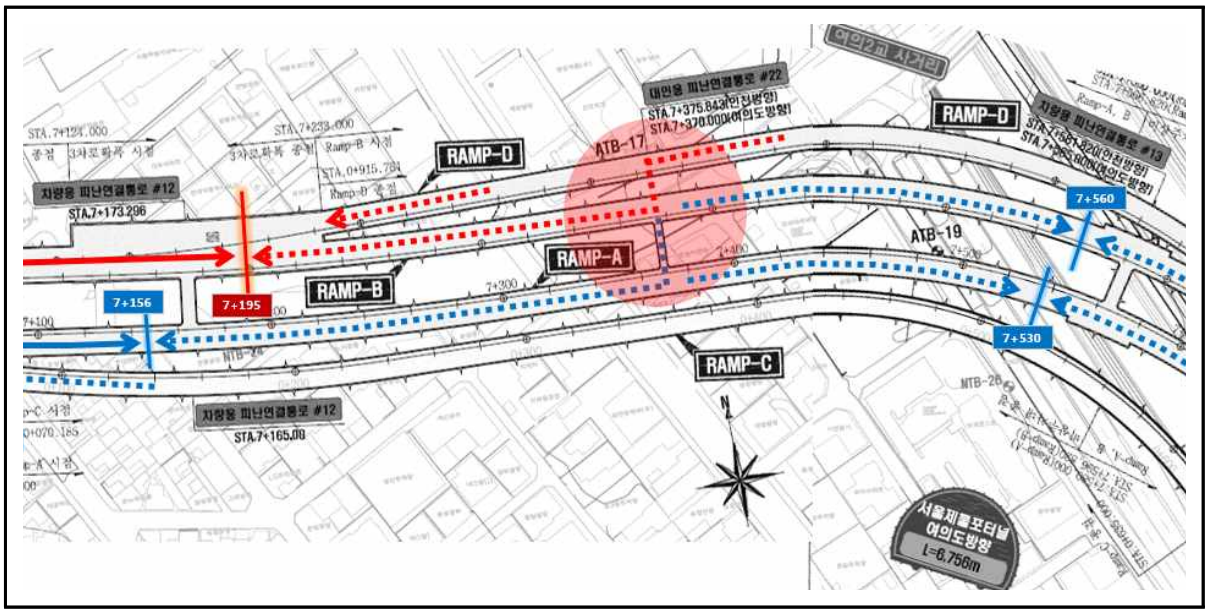
1.1 해석 개요

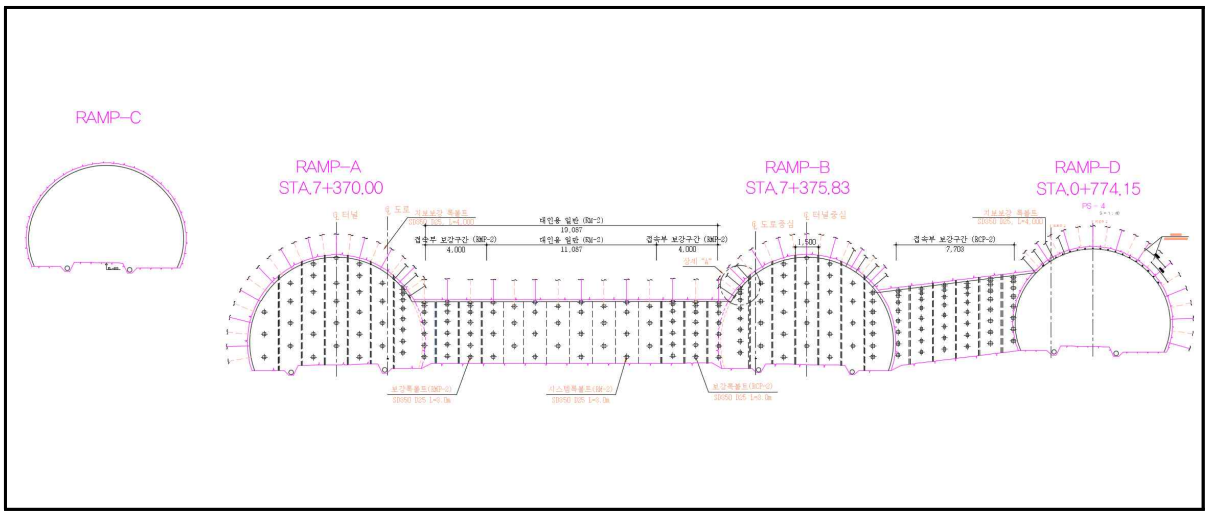
1.1.1 해석 목적

○ 서울제물포터널 연결로 D 굴착 중 연결로 B 방향으로 연결로 D - 연결로 B를 연결하는 차량용 피난연결통로 추가에 따른 터널 안정성 확보

○ 시공순서 변경에 따른 연결로 A - B 구간의 기존 대인용 피난연결통로에 대한 터널 지보패턴 적용의 적정성을 수치 해석적으로 검토함

○ 3차원 해석을 활용하여 연결로_D~연결로_B~연결로_A의 본선 및 피난연결통로의 접속부에 대한 3차원적 거동을 분석하여 시공 시 안정성 확보에 활용하고자 함





1.1.2 해석 위치 및 검토 내용

가. 해석 위치

1) 피난연결통로 접속부 STA. 7+370.00(연결로 A기준) 기준으로 좌우 50m씩 총 100m구간에 대하여 Ramp-A, B, C, D를 포함하여 해석 구간을 선정함.

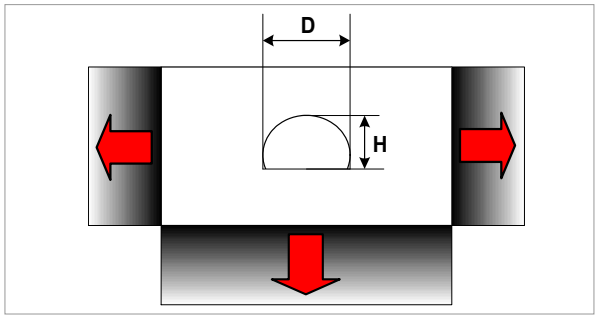
나. 해석위치 및 검토내용

1) 3차원 연속체 해석(MIDAS/GTS)

터널	해석위치	지반조건	지보패턴	선정사유 및 검토내용	Ko
서울제물포터널	STA.7+370.00(연결로 A) STA.7+375.83(연결로 B) STA.0+774.00(연결로 D)	4등급 3등급	본선 DRP - 3 차량용 RCP-2 대인용 RMP-2	• 피난연결통로 접속부 보강공법 및 적용 지보패턴의 적정성 검토 • 3차원 연속체 해석 (MIDAS GTS - 3D)	-

다. 해석조건

• 좌·우 측벽부 경계거리는 4D, 하부경계거리는 5H 이상으로 충분한 여유거리를 설정



1.1.3 안정해석 결과 요약

터널 접속부 구간에 대한 시공단계별 해석 후, 발생한 최대 변위 및 지보재 응력을 정리하면 다음과 같다.

가. 3차원 해석 결과

○ 서울제물포터널

해석 위치	구 분	최 대 변 위(mm)			숏크리트(MPa)	록볼트(kN)
		천단	좌측	우측	휨압축응력 (f_{ca}=8.4MPa)	축력 (P_a=86.0kN)
STA.7+370.00 (연결로 A) STA.7+375.83 (연결로 B) STA.0+774.00 (연결로 D)	연결로_A	9.322	3.656	2.314	7.29	69.05
	연결로_B	11.082	3.136	3.130	7.97	74.92
	신설 차량용 피난연결통로	10.387	3.333	2.646	7.88	46.25
	기존 대인용 피난연결통로	9.250	3.343	2.664	7.99	68.05
	연결로_C	9.102	3.461	2.126	5.12	63.58

○ 주요 지장물

구 분	최대 침하량 (mm)	허용 침하량 (mm)	각변위	허용 각변위	비 고
건물-67	4.207	25	1/29,871	1/500	
건물-68	4.519	25	1/12,417	1/500	
건물-69	3.816	25	1/15,831	1/500	
건물-92	5.684	25	1/11,106	1/500	
건물-93	5.164	25	1/52,990	1/500	
건물-94	5.025	25	1/39,461	1/500	
건물-95	4.394	25	1/26,817	1/500	
건물-96	5.016	25	1/49,635	1/500	
건물-97	3.834	25	1/9,284	1/500	
건물-98	2.278	25	1/271,624	1/500	
건물-99	4.592	25	1/15,952	1/500	
건물-100	3.693	25	1/18,785	1/500	
건물-101	2.506	25	1/34,318	1/500	
건물-102	3.191	25	1/23,682	1/500	
건물-103	2.019	25	1/89,160	1/500	
건물-104	1.866	25	1/82,039	1/500	
건물-105	1.471	25	1/329,864	1/500	

○ 주요 지장물(계속)

구 분	최대 침하량 (mm)	허용 침하량 (mm)	각변위	허용 각변위	비고
건물-A	0.870	25	1/76,799	1/500	
건물-B	1.597	25	1/46,634	1/500	
건물-C	0.622	25	1/188,856	1/500	
건물-D	0.414	25	1/758,042	1/500	
건물-E	0.408	25	1/331,007	1/500	
건물-F	2.499	25	1/43,300	1/500	
건물-G	1.091	25	1/77,226	1/500	
건물-H	0.500	25	1/193,227	1/500	
건물-I	1.597	25	1/46,634	1/500	
건물-J	0.332	25	1/246,946	1/500	
건물-K	2.736	25	1/32,601	1/500	
건물-L	0.793	25	1/66,568	1/500	
건물-M	0.468	25	1/214,768	1/500	
건물-N	1.284	25	1/34,068	1/500	

1.2 3차원 연속체 모델 해석 (MIDAS GTS-3D)

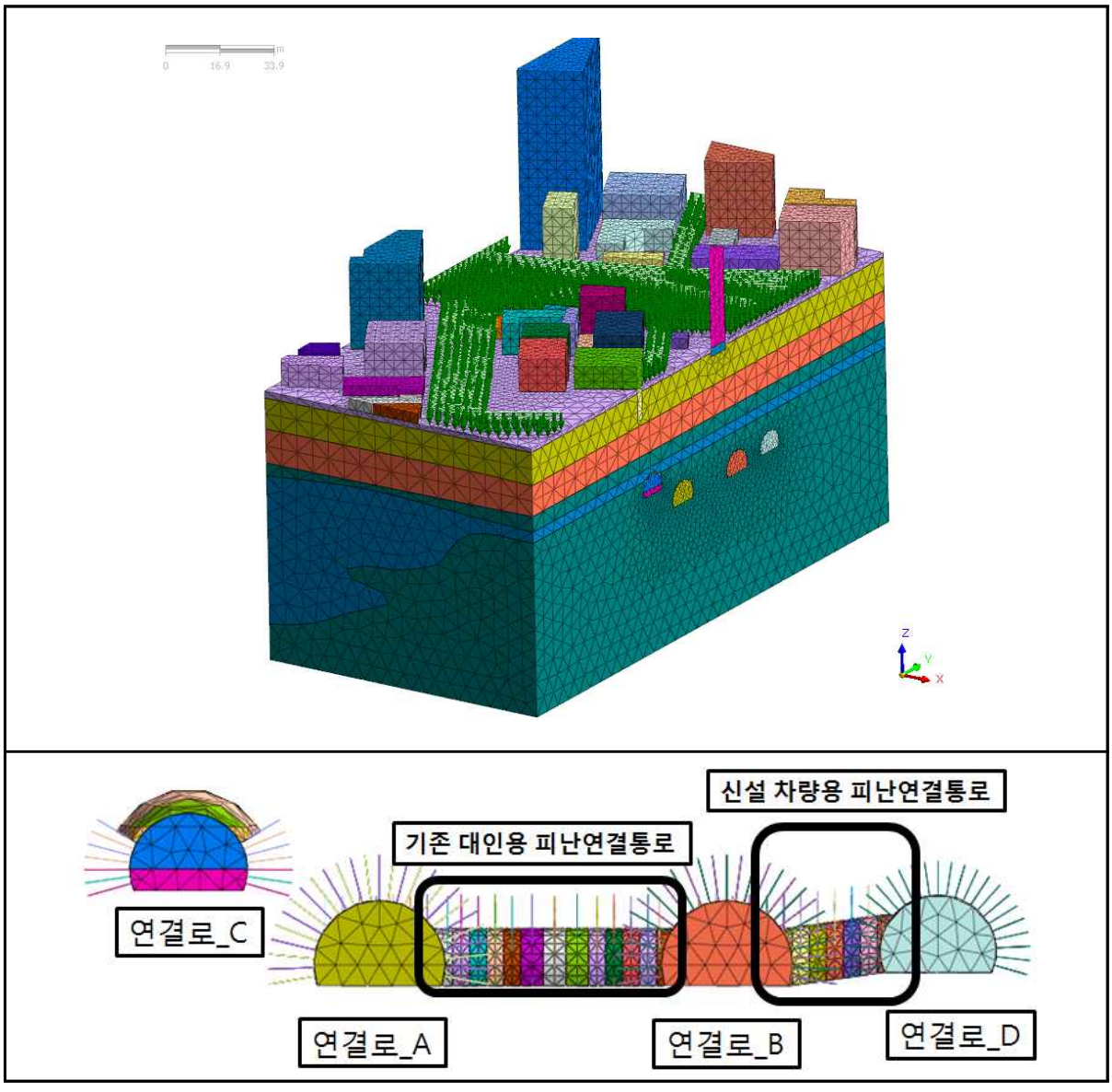
1.2.1 신설 차량용 피난연결통로 접속부(연결로_D ~ 연결로_B ~ 연결로_A)해석

가. 해석개요

○ 본 해석은 연결로 구간의 본선과 차량용 피난연결통로와 접속되는 부분으로 응력집중이 예상되므로 3차원 해석을 통해 터널부의 천단 및 내공변위 발생 양상과 적용된 지보재들의 단면력 검토를 통하여 굴착에 대한 터널의 안정성을 검토함.

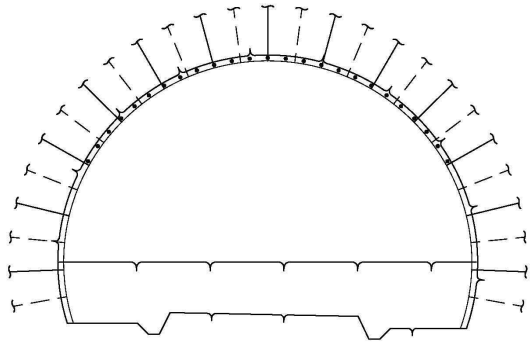
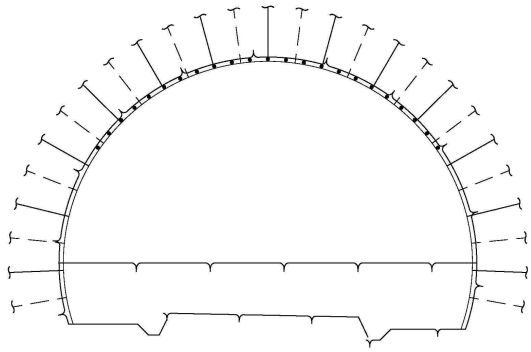
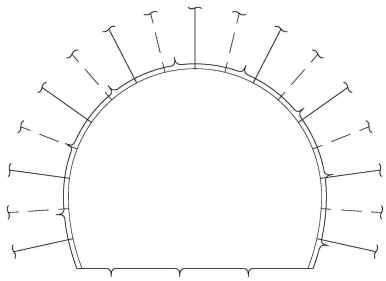
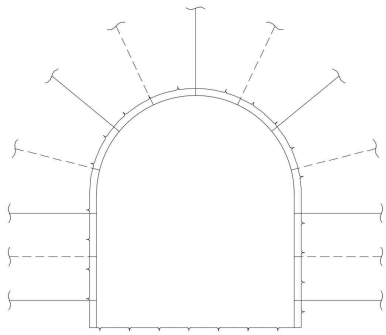
○ 해석위치는 피난연결통로 접속부 STA. 7+370.00(연결로 A기준) 기준으로 좌우 50m씩 총 100m구간을 선정함.

○ 지반은 탄소성 거동을 나타내는 Mohr-Coulomb Model을 적용하였으며, 숏크리트는 구조 요소중 Plate 요소로, 록볼트는 구조 요소중 Truss 요소로 묘사 하였다.



나. 표준단면 및 표준지보패턴

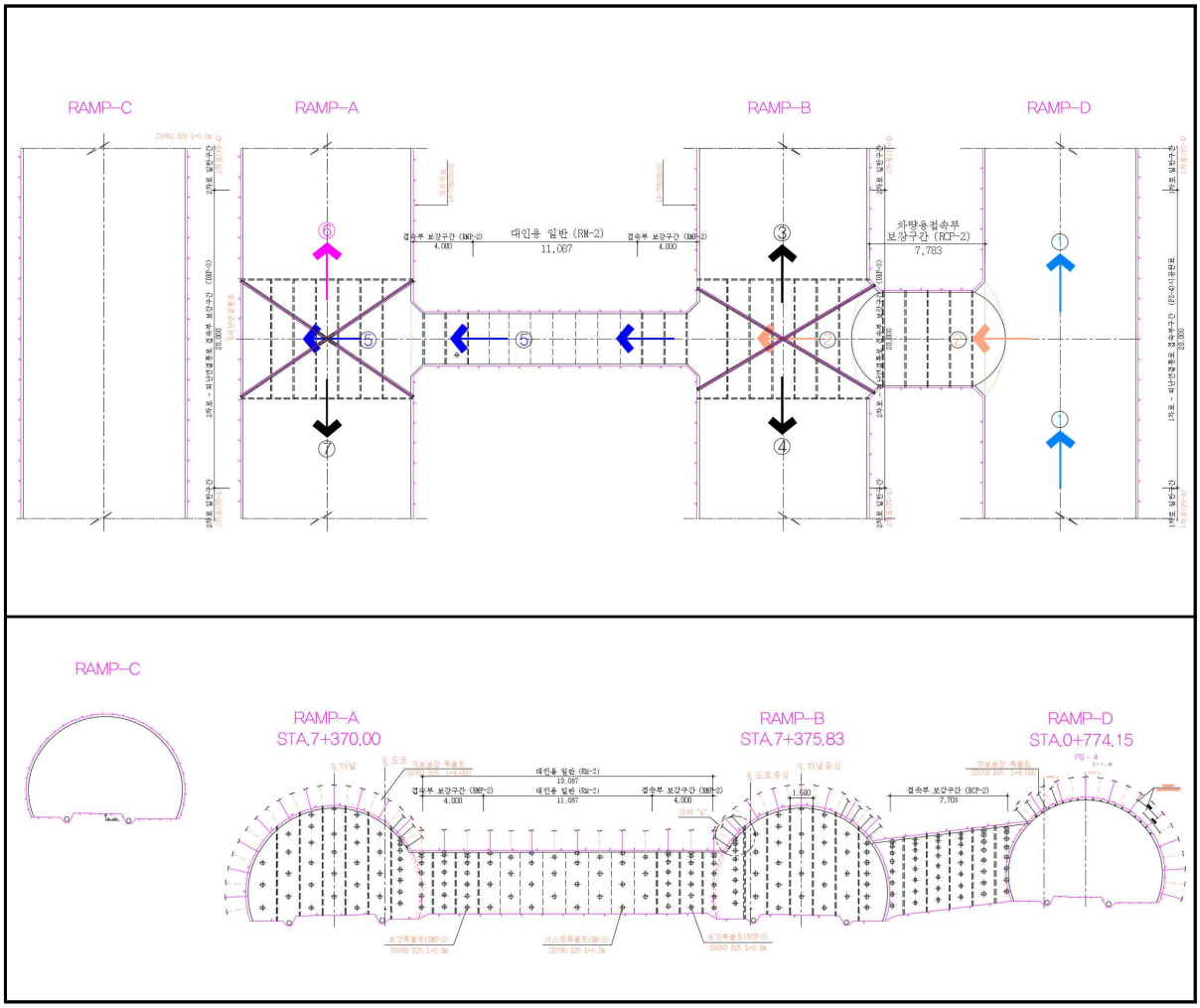
1) 피난연결통로 표준단면

2차로 연결로 지보패턴 DRP-3	2차로 연결로 지보패턴 PD-4
	
차량용 피난연결통로 지보패턴 RCP-2	**대인용 피난연결통로 지보패턴 RMP-2**
	

2) 지보패턴

구 분		2차로 연결로 DRP-3	2차로 연결로 PD-4
굴 착 방 법		상하반 분할 굴착	상하반 분할 굴착
굴 진 장(상반/하반, m)		1.5/3.0	1.5/3.0
숏크리트두께(mm)		160	120
록볼트	길 이(m)	4.0	4.0
	종/횡간격(m)	1.5/1.5	1.5/1.5
구 분		**차량용 피난연결통로 RCP-2**	**대인용 피난연결통로 RMP-2**
굴 착 방 법		전단면 굴착	전단면 굴착
굴 진 장(상반/하반, m)		1.5	1.5
숏크리트 두께(mm)		120	120
록볼트	길 이(m)	3.0	3.0
	종/횡간격(m)	1.5/1.5	1.5/1.5

다. 시공순서도



○ 굴착단계별 시공순서

시공단계		시 공 내 용
서울 제물포터널 STA.7+370.00 (연결로 A) STA.7+375.83 (연결로 B) STA.0+774.00 (연결로 D)	0 ~ 1단계	원지반 (초기응력 상태)
	2단계	연결로_D 굴착 및 지보재 설치
	3~16단계	신설 차량용 피난연결통로 구간 굴착 및 지보재 설치 (연결로_D → 연결로_B)
	17~25단계	연결로_B 구간 확폭 굴착 및 지보재 설치
	26~70단계	연결로_B 구간 굴착 및 지보재 설치
	71~90단계	기존 대인용 피난연결통로 구간 굴착 및 지보재 설치 (연결로_B → 연결로_A)
	91~99단계	연결로_A 구간 확폭 굴착 및 지보재 설치
	100~144단계	연결로_A 구간 굴착 및 지보재 설치
	145~240단계	연결로_C 구간 굴착 및 지보재 설치

라. 해석단면 및 지반 물성치

1) 해석단면

본 검토는 3차원으로 해석을 실시하기 때문에 2차원 Mesh(X-Z 평면)를 이용하여 Z방향으로 확대 연장하여 해석을 실시하였으며 해석영역은 X-Z 평면상에서 횡방향으로 4D(D:터널직경)이상, 하부로 5H(H:터널높이)이상 확보되도록 모델링하여 지반경계 범위를 터널굴착으로 인한 영향범위 이상까지 설정하였다. 본 검토에서 적용한 지반조건 및 해석조건은 다음 그림과 같다.

2) 해석지반 입력물성치

암반등급	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비
I	27	2,500	45	20,000	0.21
II	26	1,300	40	12,000	0.23
III	24	600	37	5,000	0.26
IV	22	400	34	1,000	0.28
V	21	100	33	400	0.30

3) 지보재 입력특성치

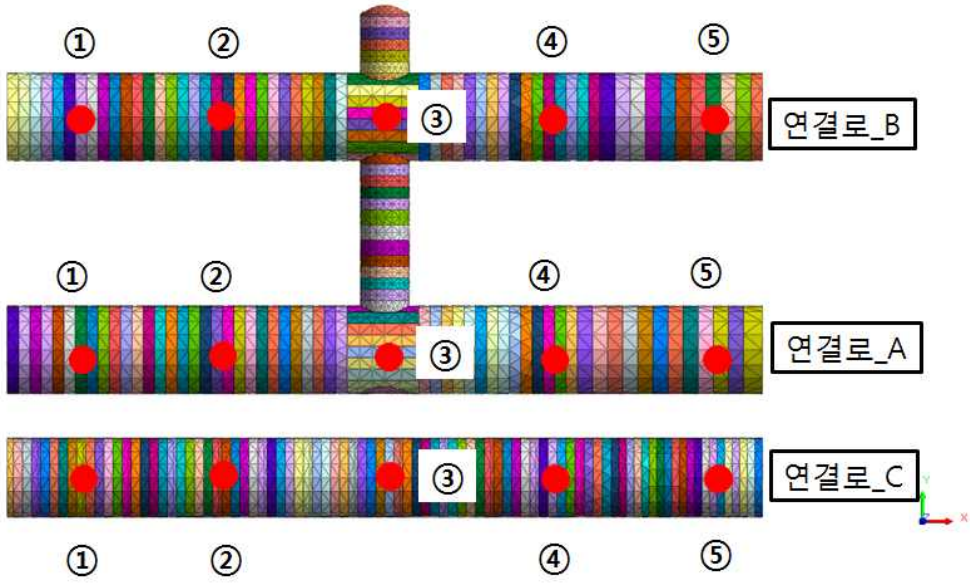
구 분	단위중량 (kN/m^3)	탄성계수 (MPa)	강도 (MPa)	포아송비
1일 강성 숏크리트	24	5,000	10(압축)	0.2
28일 강성 숏크리트	24	15,000	21(압축)	0.2
록 볼 트	78.5	210,000	350(인장)	0.3

4) 해석대상 영역 및 조건

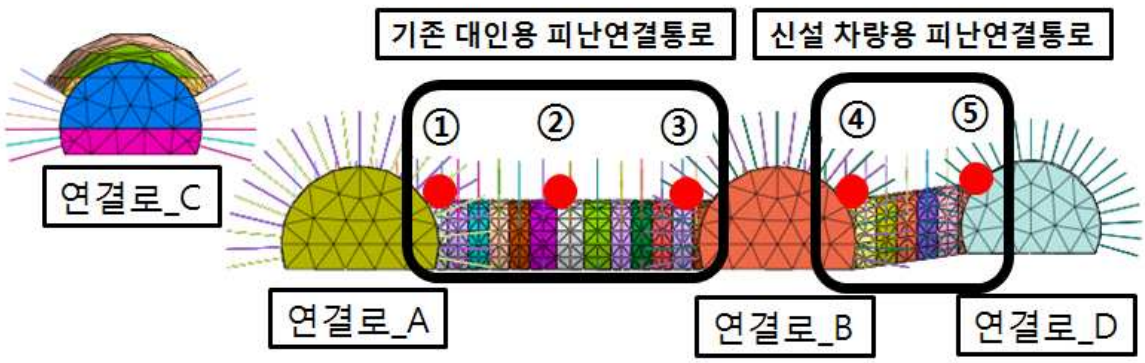
구 분	굴착방법			측압계수
	본선터널	신설 차량용 피난연결통로	기존 대인용 피난연결통로	
서울제물포터널 STA.7+370.00(연결로 A) STA.7+375.83(연결로 B) STA.0+774.00(연결로 D)	상하반 분할 굴착	전단면 굴착	전단면 굴착	-

5) 해석결과 측점 위치

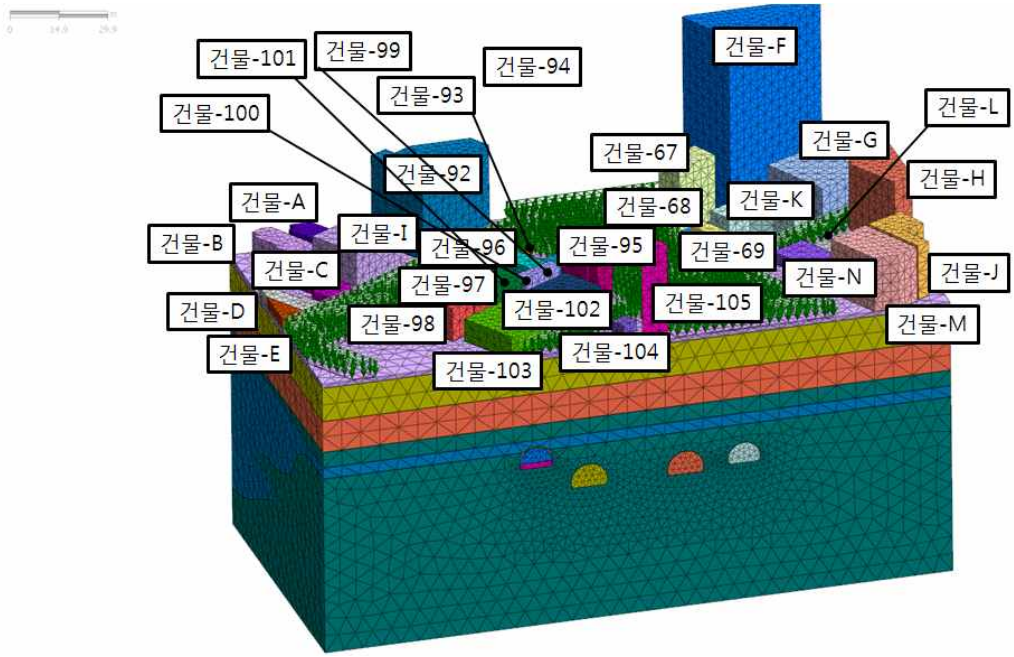
연결로 구간 변위 측점 위치



피난연결통로 구간 변위 측점 위치



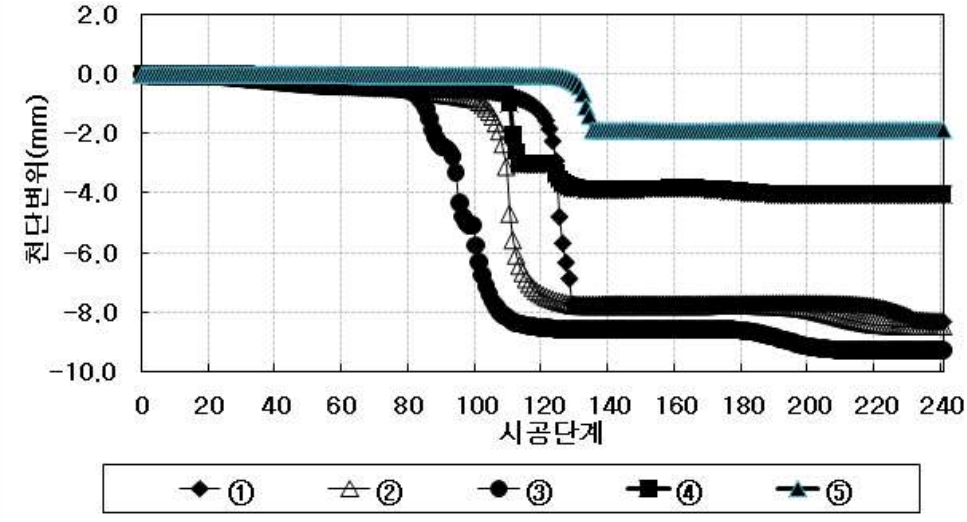
상부 지장물 현황



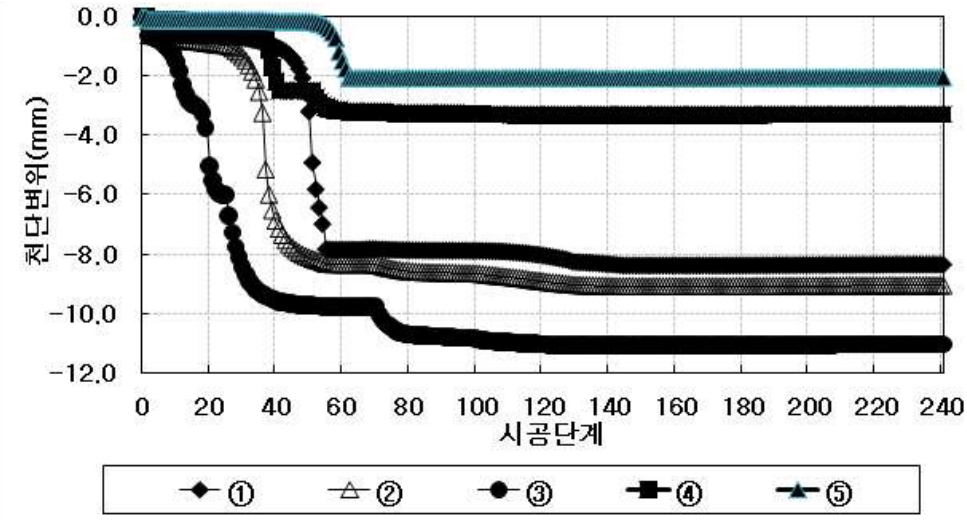
마. 해석 결과 및 분석

1) 천단변위 발생경향

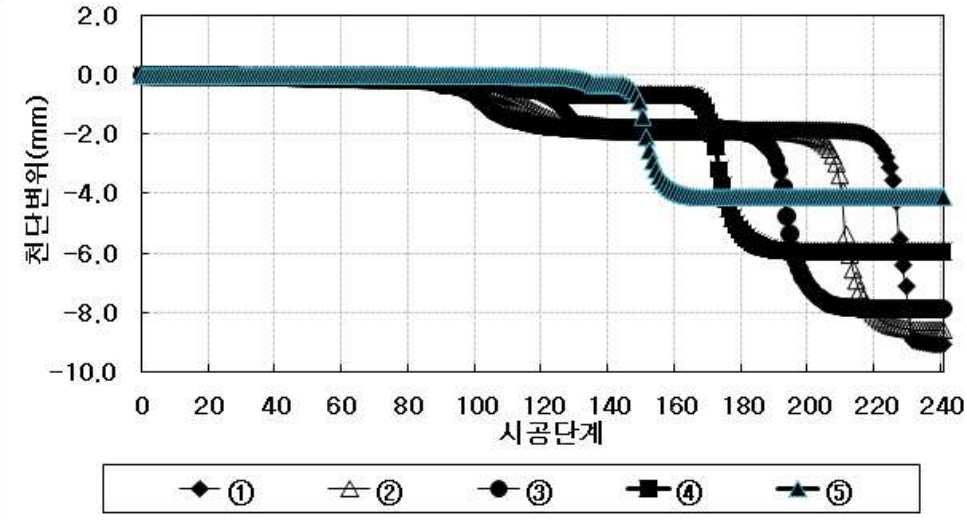
시공단계별 연결로_A 천단변위 발생경향



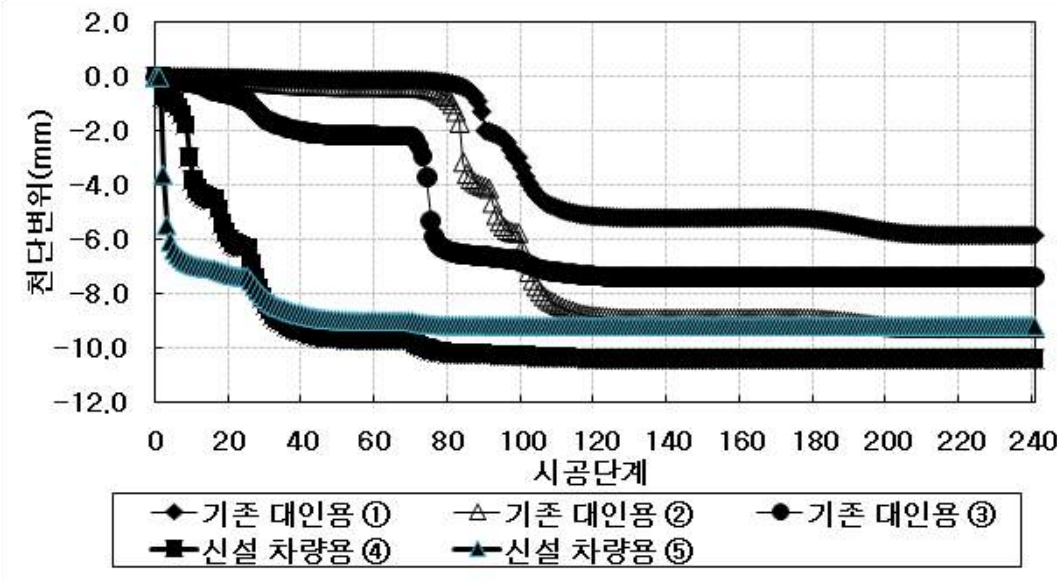
시공단계별 연결로_B 천단변위 발생경향



시공단계별 연결로_C 천단변위 발생경향



시공단계별 피난연결통로 천단변위 발생경향

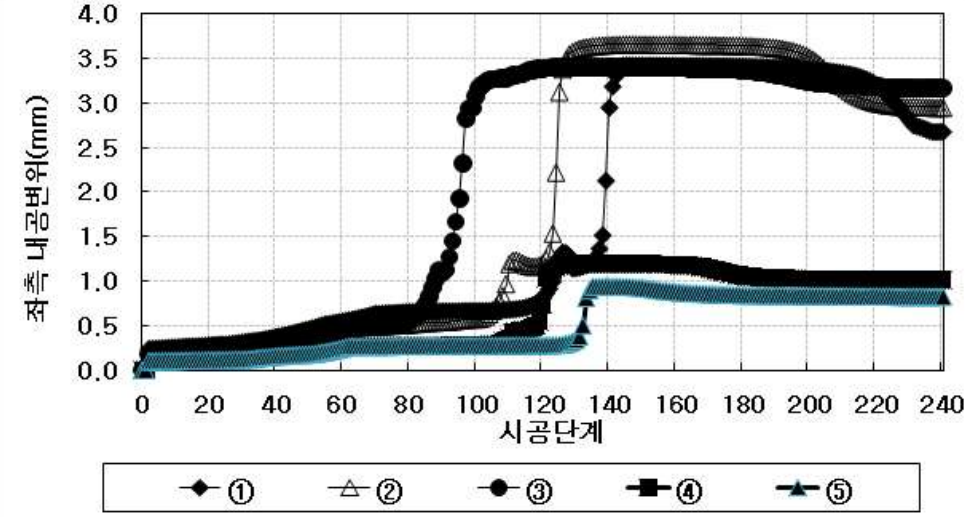


해 석 결 과

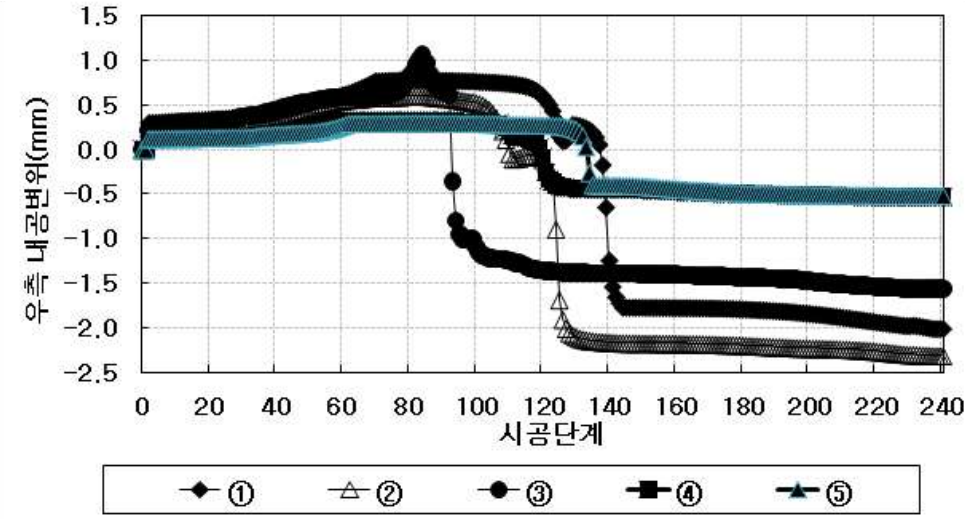
- 신설 차량용 피난연결통로 굴착시 최대 천단변위는 10.387mm 발생하며 연결로_B 구간 굴착시 최대 11.082mm, 연결로_A 구간 굴착시 최대 9.322mm, 연결로_D 구간 굴착시 최대 9.102mm 발생함.
- 신설 차량용 피난연결통로 선굴착 후 연결로 터널을 굴착하는 구간으로 피난연결통로 교차하는 지점에서 다소 불규칙적이며 변화가 큰 양상을 보임.

2) 내공변위 발생경향

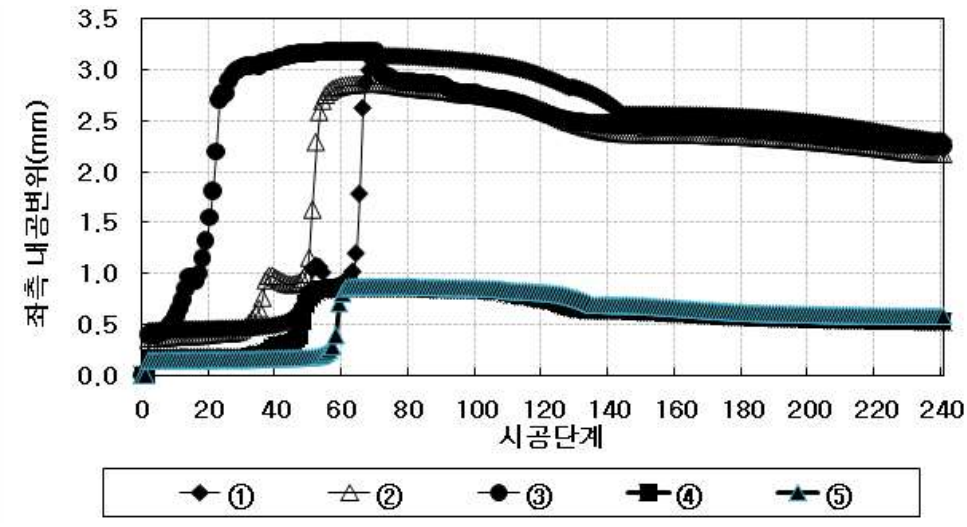
시공단계별 연결로_A 좌측 내공변위 발생경향



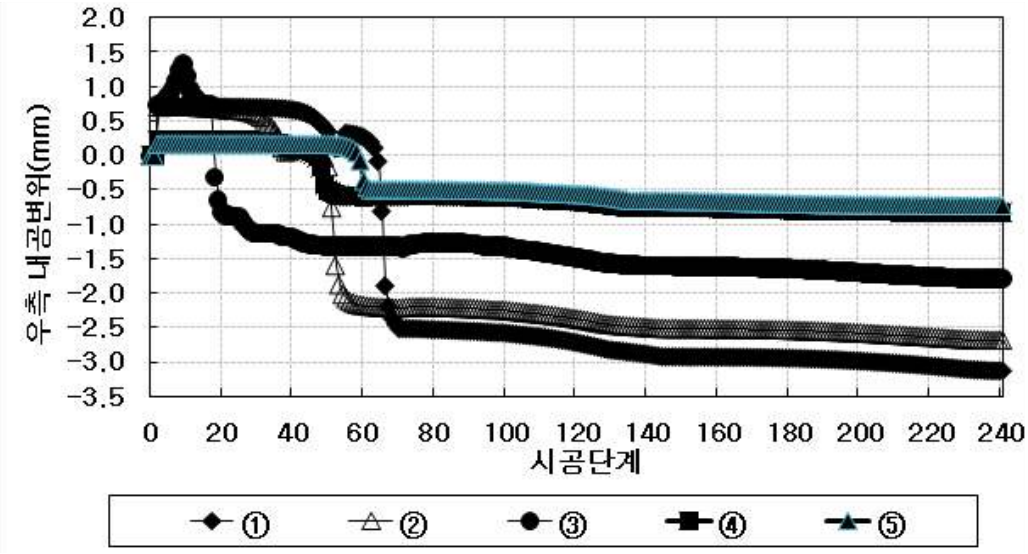
시공단계별 연결로_A 우측 내공변위 발생경향



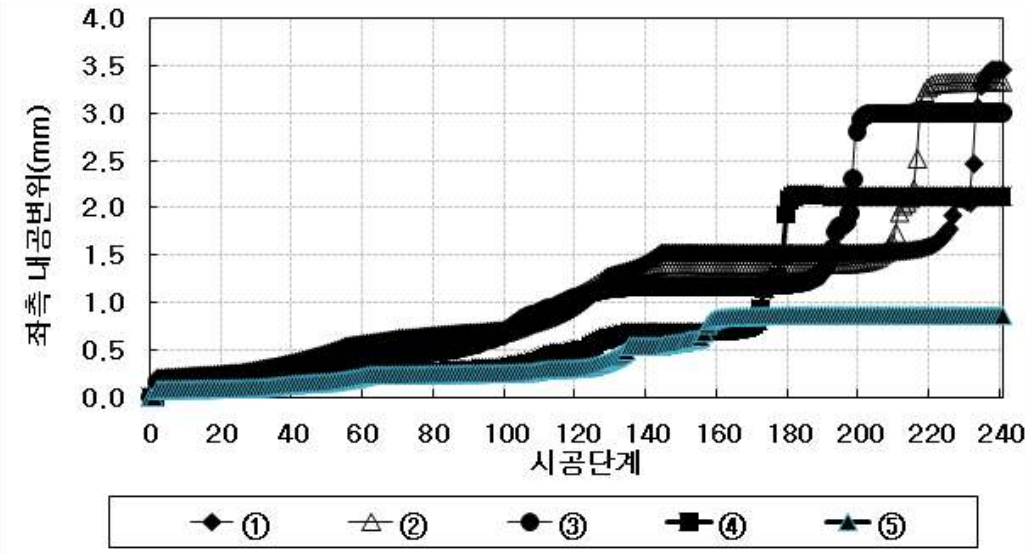
시공단계별 연결로_B 좌측 내공변위 발생경향



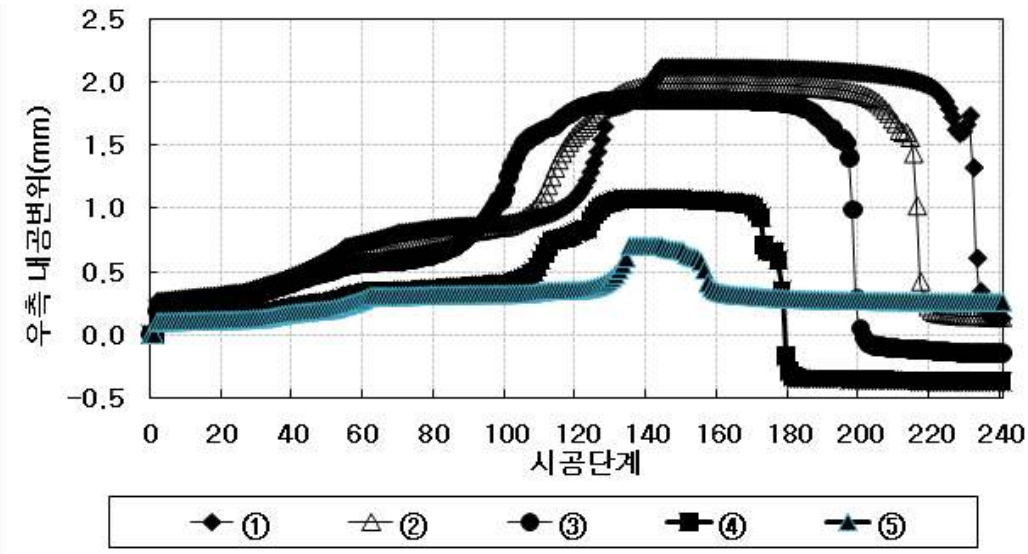
시공단계별 연결로_B 우측 내공변위 발생경향



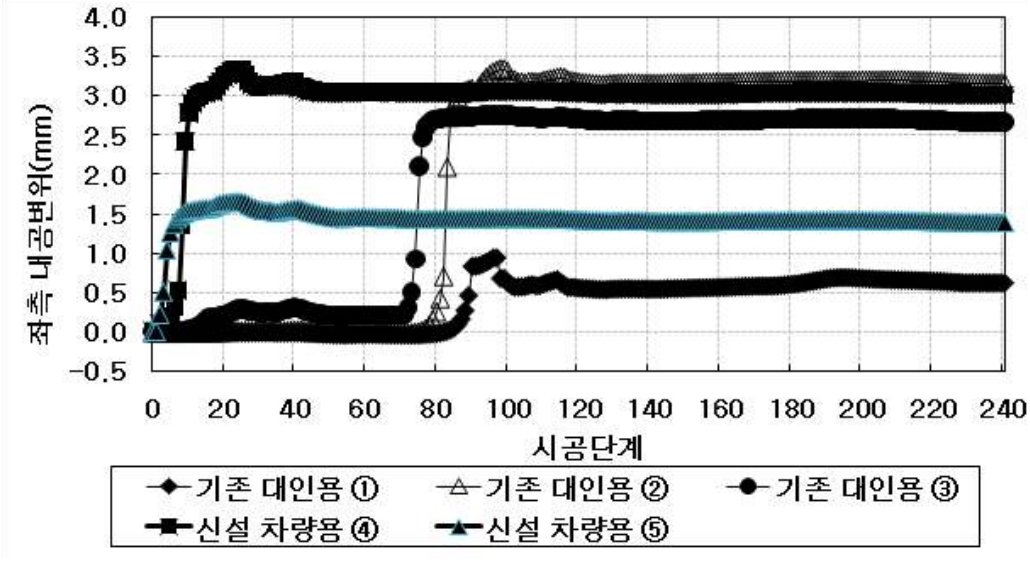
시공단계별 연결로_C 좌측 내공변위 발생경향



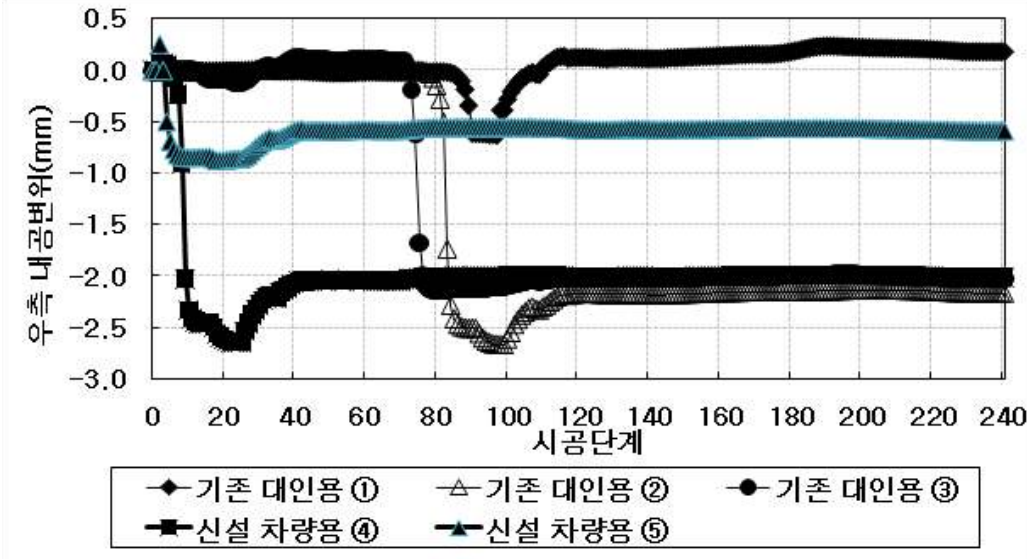
시공단계별 연결로_C 우측 내공변위 발생경향



시공단계별 피난연결통로 좌측 내공변위 발생경향



시공단계별 피난연결통로 우측 내공변위 발생경향

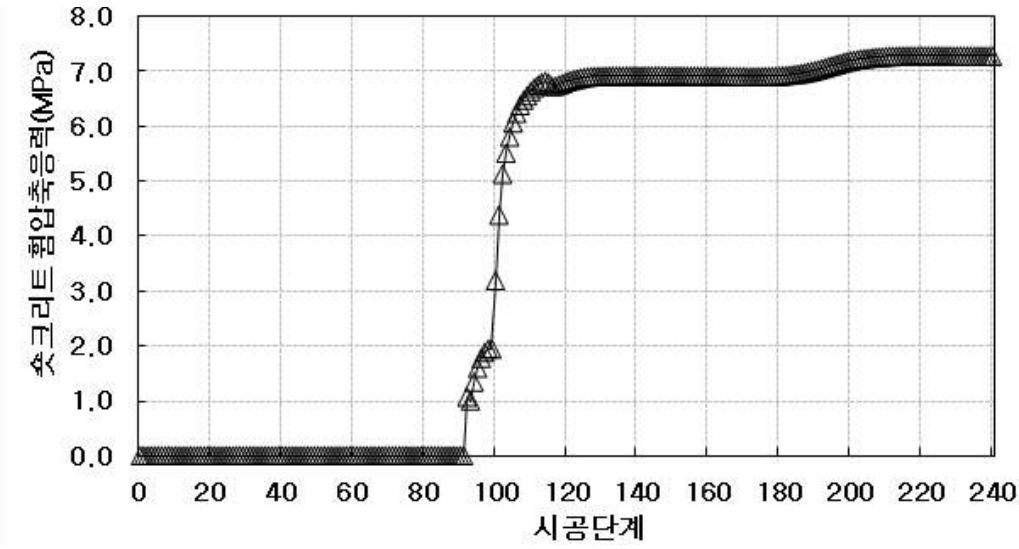


해 석 결 과

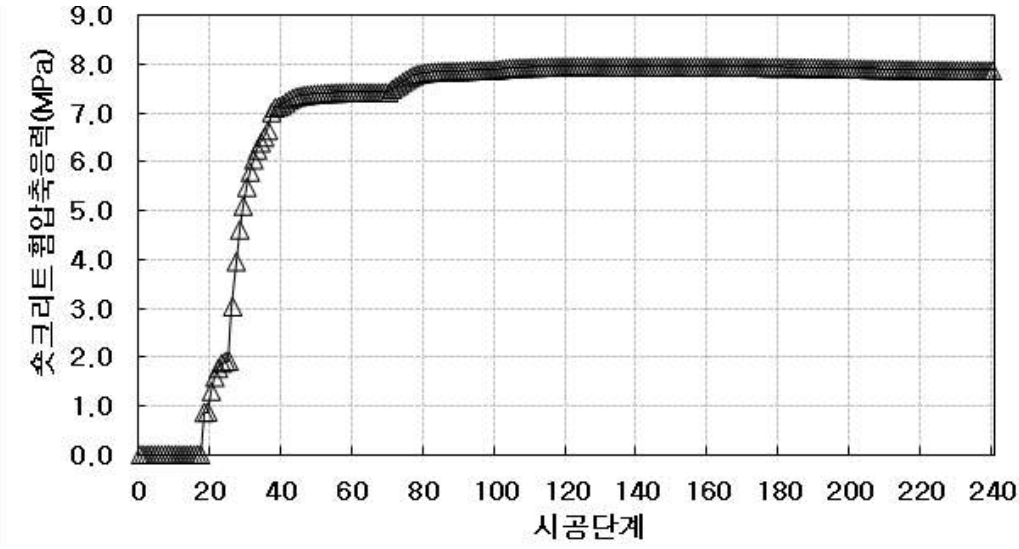
- 기존 대인용 피난연결통로 굴착후 최대 좌측 내공변위는 3.343mm, 우측 내공변위는 2.664mm로 나타났으며, 연결로_B 구간 굴착시 최대 좌측 내공변위는 3.136mm, 우측 내공변위는 3.130mm, 연결로_A 구간 굴착시 최대 좌측 내공변위는 3.656mm, 우측 내공변위는 2.314mm, 연결로_C 구간 굴착시 최대 좌측 내공변위는 3.461mm, 우측 내공변위는 2.126mm 발생함
- 피난연결통로 선굴착 후 연결로 터널을 굴착하는 구간으로 피난연결통로 교차하는 지점에서 다소 불규칙적이며 변화가 큰 양상을 보임.

3) 숏크리트 응력발생 경향

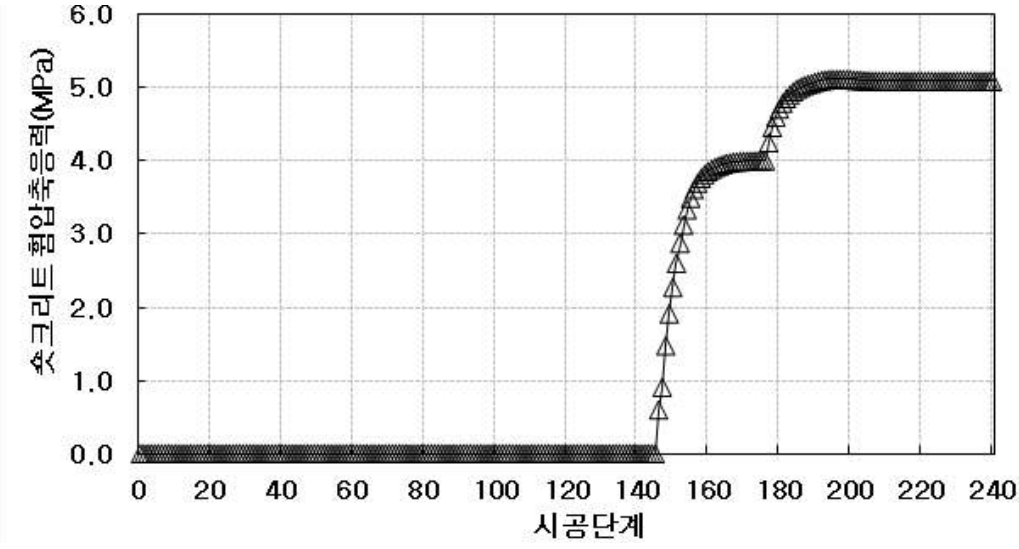
시공단계별 연결로_A 숏크리트 휨압축응력 발생경향



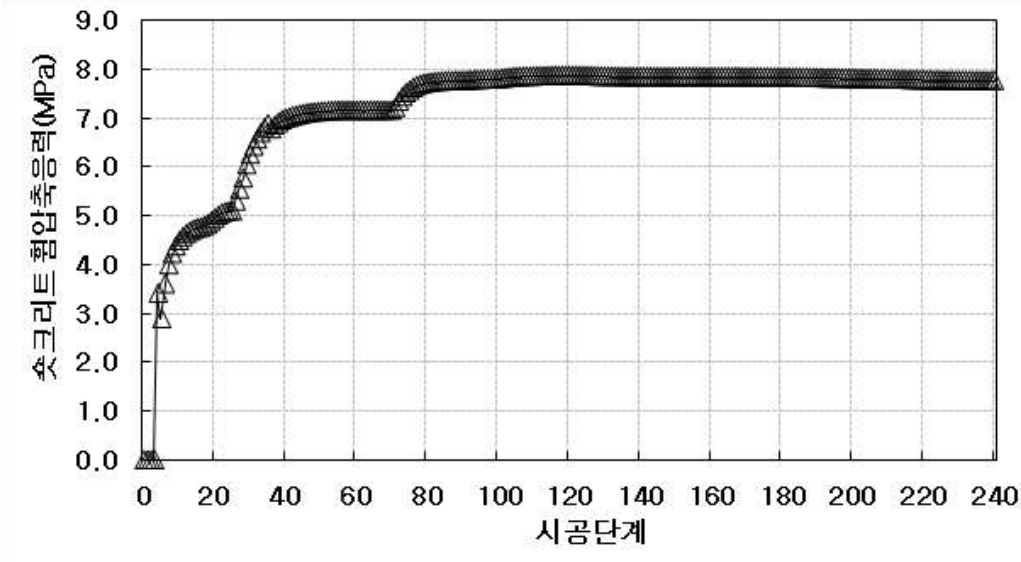
시공단계별 연결로_B 숏크리트 휨압축응력 발생경향



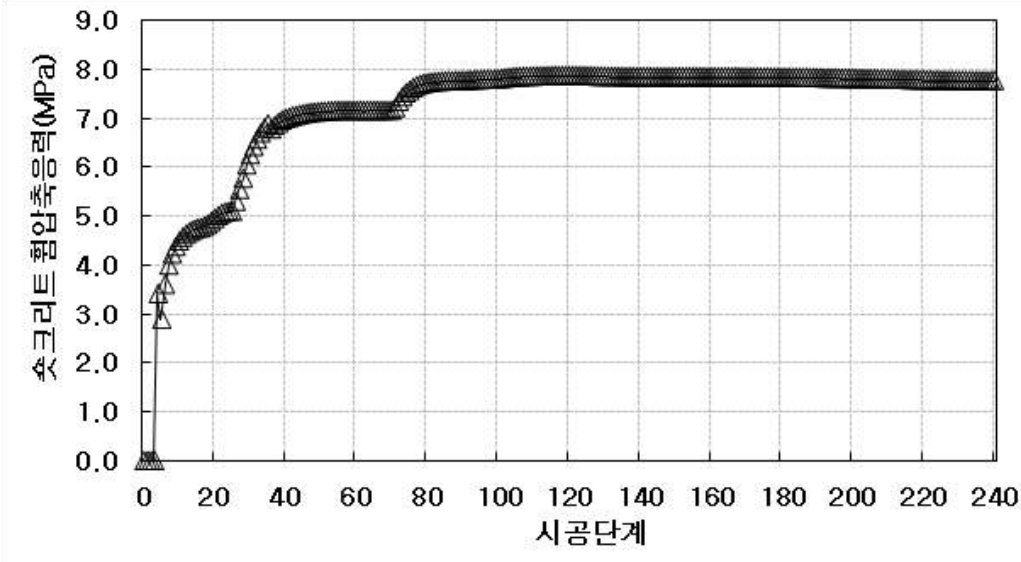
시공단계별 연결로_C 숏크리트 휨압축응력 발생경향



시공단계별 기존 차량용 피난연결통로 숏크리트 휨압축응력 발생경향



시공단계별 기존 대인용 피난연결통로 숏크리트 휨압축응력 발생경향

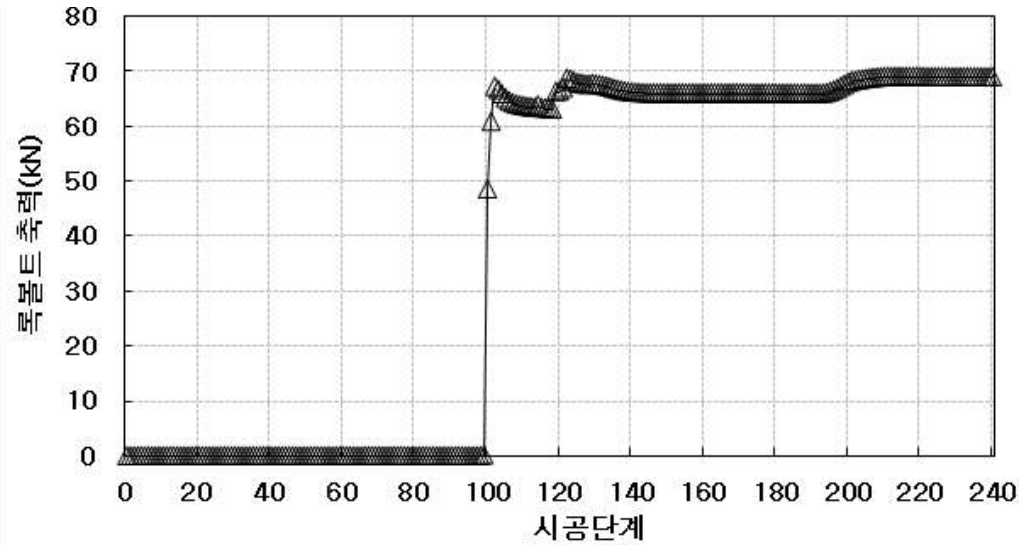


해 석 결 과

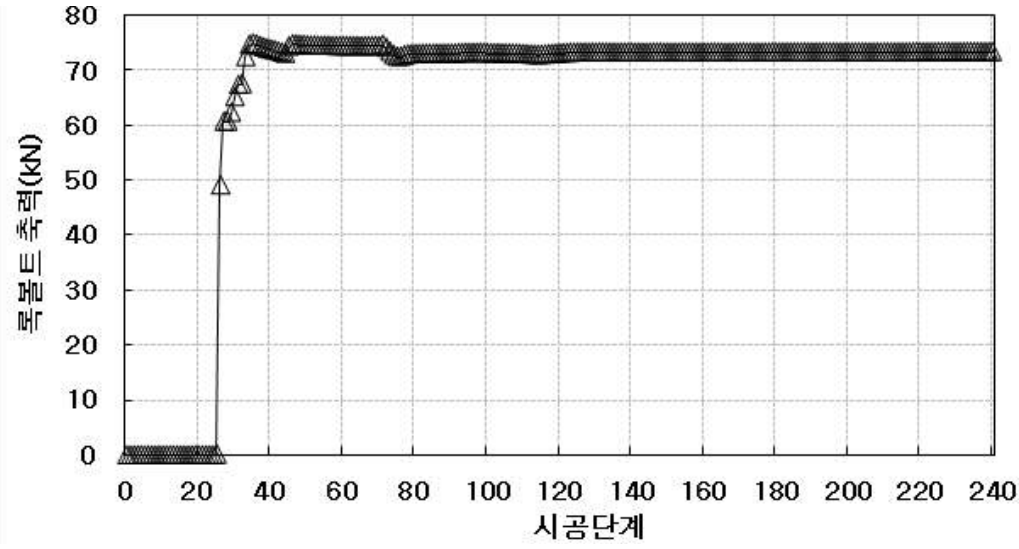
- 기존 대인용 피난연결통로 굴착시 최대 숏크리트 휨압축응력은 7.99MPa 발생하며, 연결로_B 굴착시 최대 숏크리트 휨압축응력 7.97MPa, 연결로_A 굴착시 최대 숏크리트 휨압축응력 7.29MPa, 연결로_C 굴착시 최대 숏크리트 휨압축응력 5.12MPa 발생하며 접속부 측벽부에서 최대를 나타내나, 허용치(f_{ck}=21.0MPa 숏크리트 28일 설계기준 강도)인 8.4MPa 보다 작아 안정한 결과를 나타남.
- 전체적으로 숏크리트 휨압축응력은 피난연결통로와 연결로 숏크리트 응력은 접속부에서의 응력집중으로 인하여 최대로 발생함.

4) 록볼트 축력 발생경향

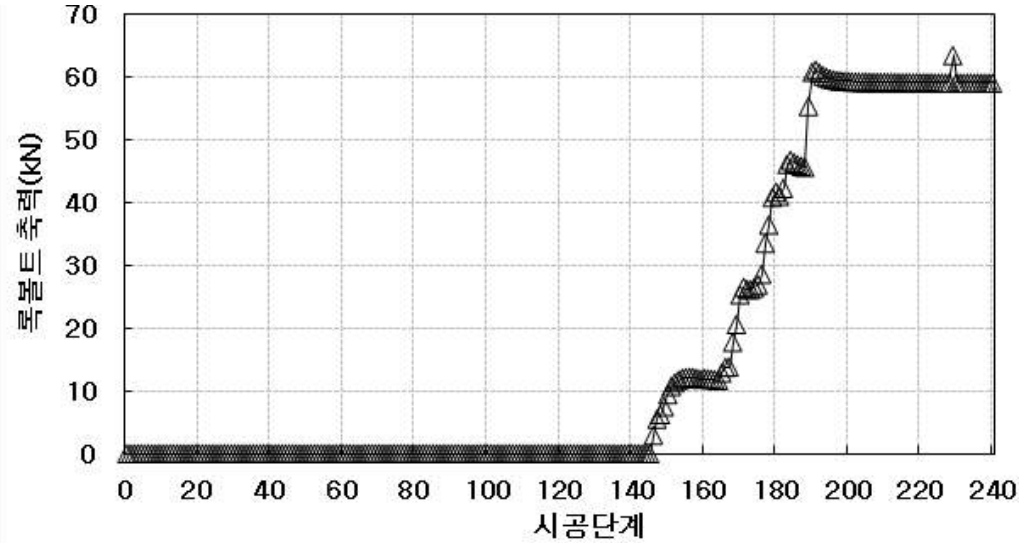
시공단계별 연결로_A 록볼트 축력 발생경향



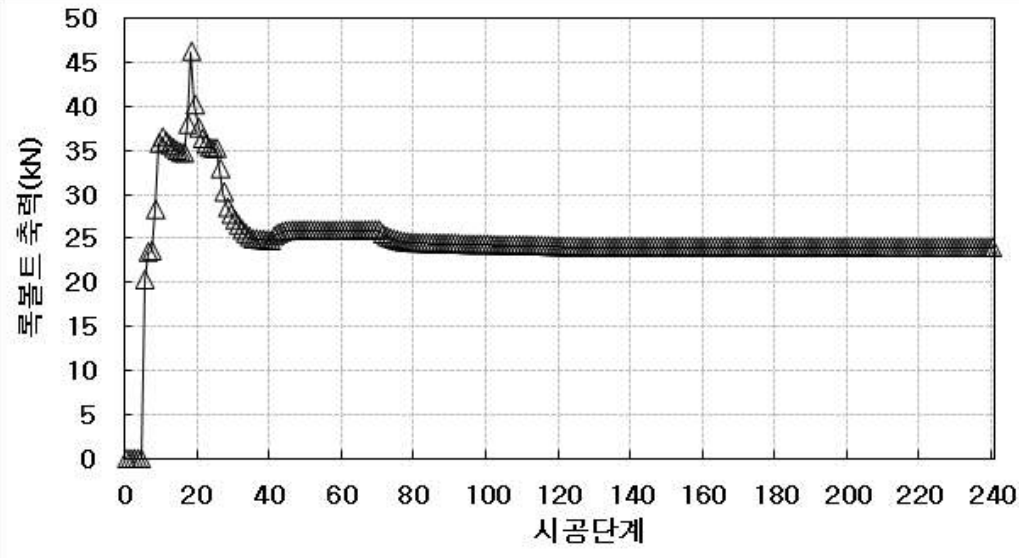
시공단계별 연결로_B 록볼트 축력 발생경향



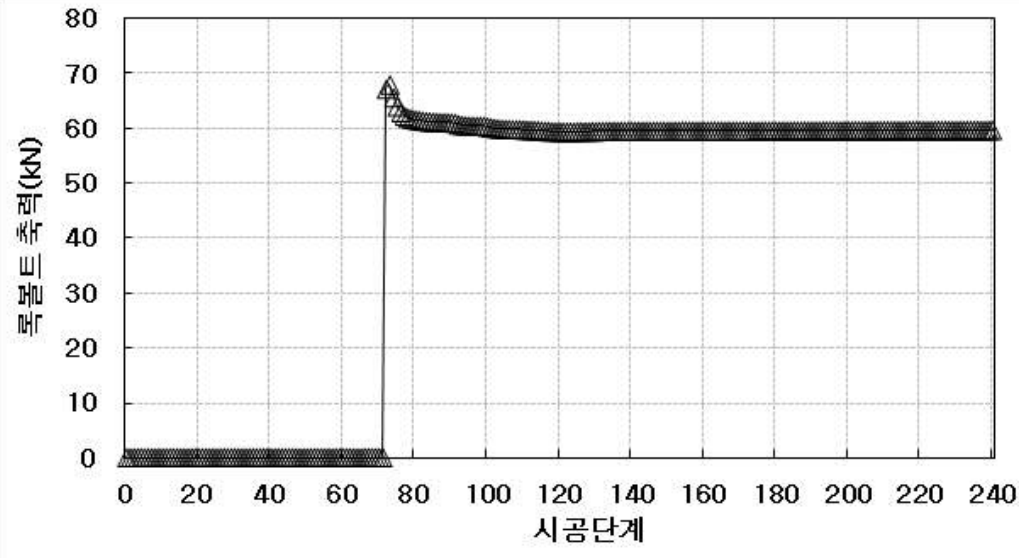
시공단계별 연결로_C 록볼트 축력 발생경향



시공단계별 신설 차량용 피난연결통로 록볼트 축력 발생경향



시공단계별 기존 대인용 피난연결통로 록볼트 축력 발생경향



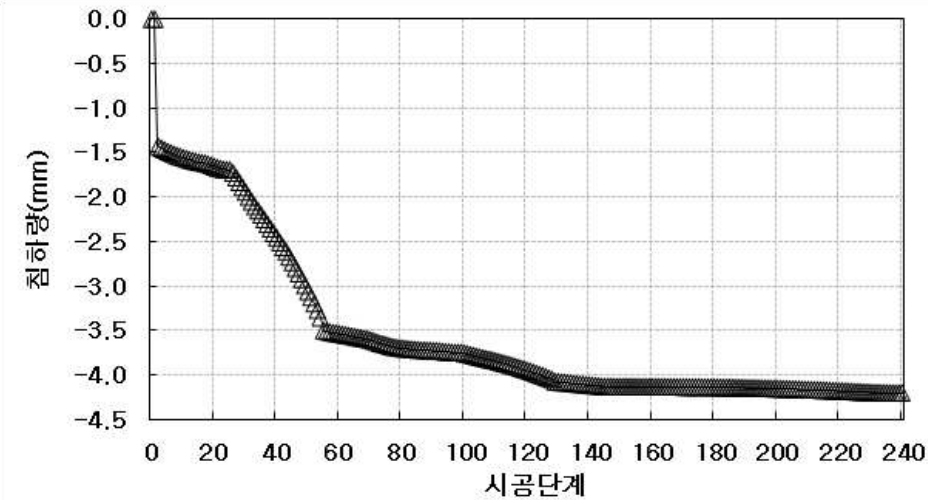
해 석 결 과

- 기존 대인용 피난연결통로 굴착시 최대 록볼트 축력은 68.05kN 발생하며, 연결로_B 굴착시 최대 록볼트 축력은 74.92kN, 연결로_A 굴착시 최대 록볼트 축력은 69.05kN, 연결로_C 굴착시 최대 록볼트 축력은 63.58kN 발생하여 허용 록볼트 축력인 86kN 보다 작아 안정한 결과를 나타남.

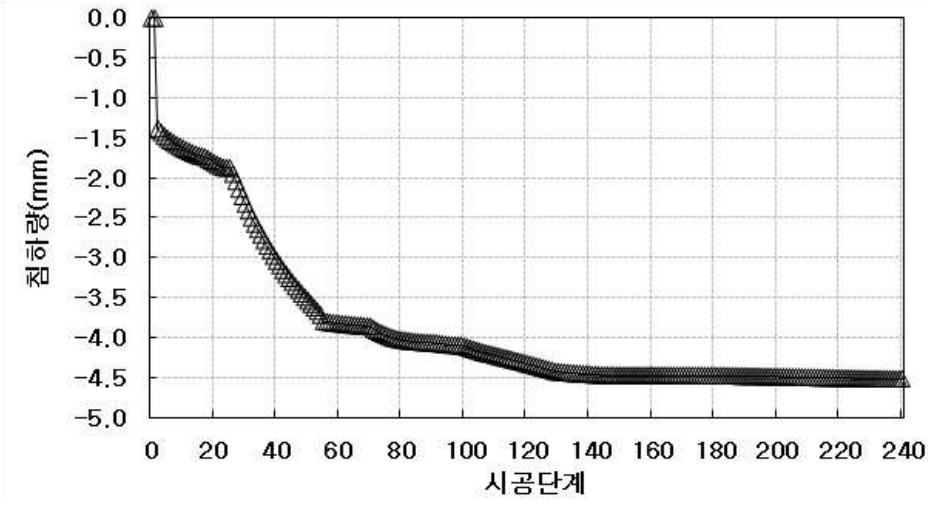
1.2.2 연결로 상부 주요 지장물 안정성 검토

○ 본 연결통로 상부에는 수 많은 지장물이 위치하므로 굴착중 영향여부를 판단하였으며, 조사건물은 실시설계시 조사된 내용을 참고하였음.

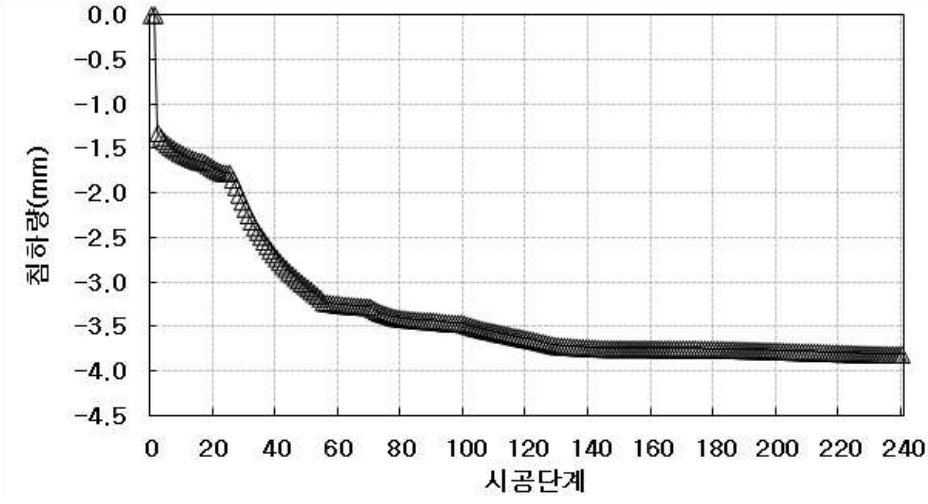
건물-67 침하량 발생경향



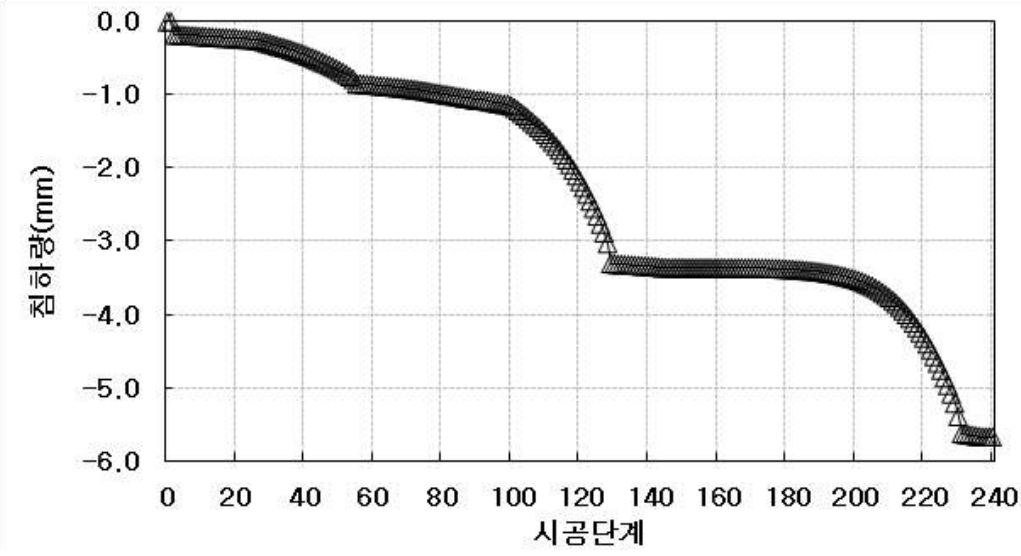
건물-68 침하량 발생경향



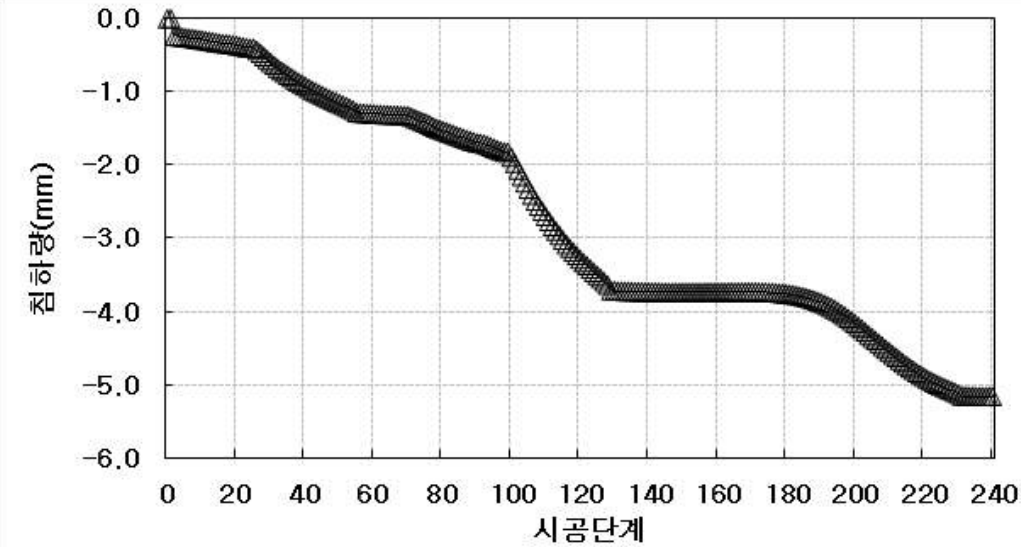
건물-69 침하량 발생경향



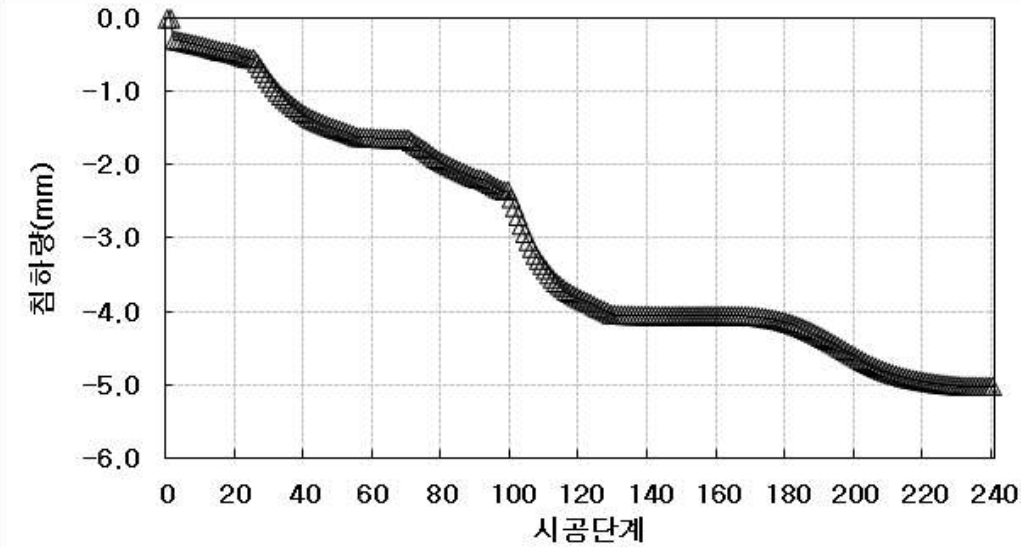
건물-92 침하량 발생경향



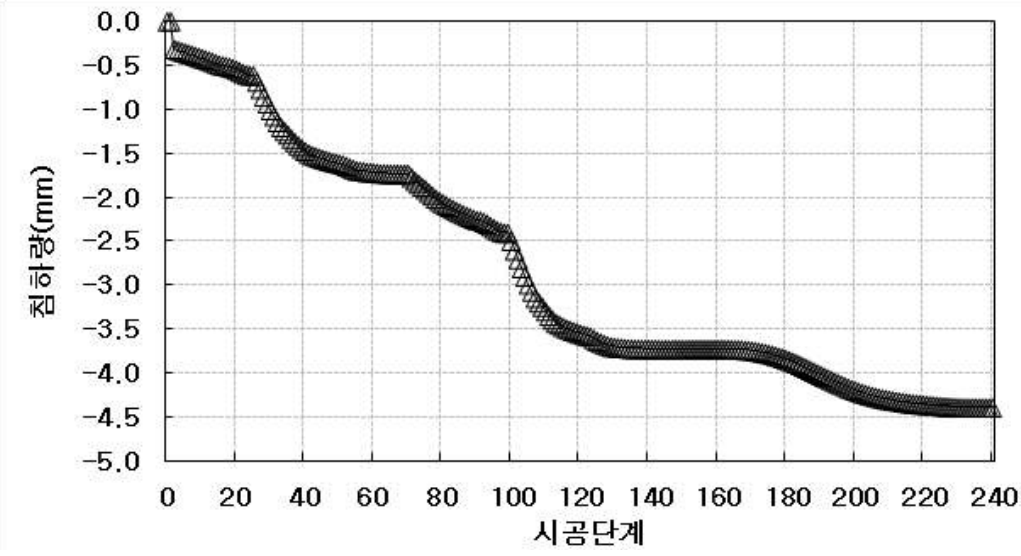
건물-93 침하량 발생경향



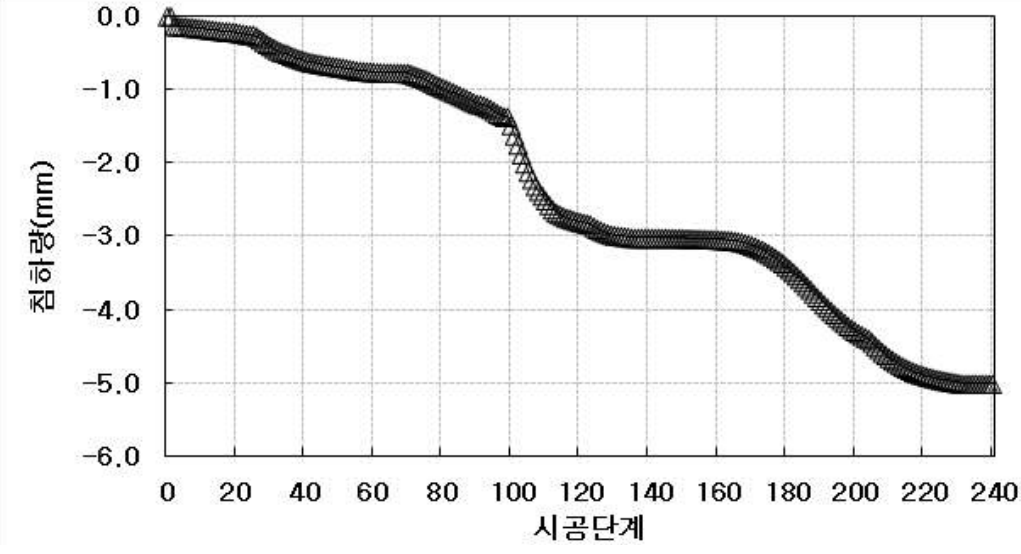
건물-94 침하량 발생경향



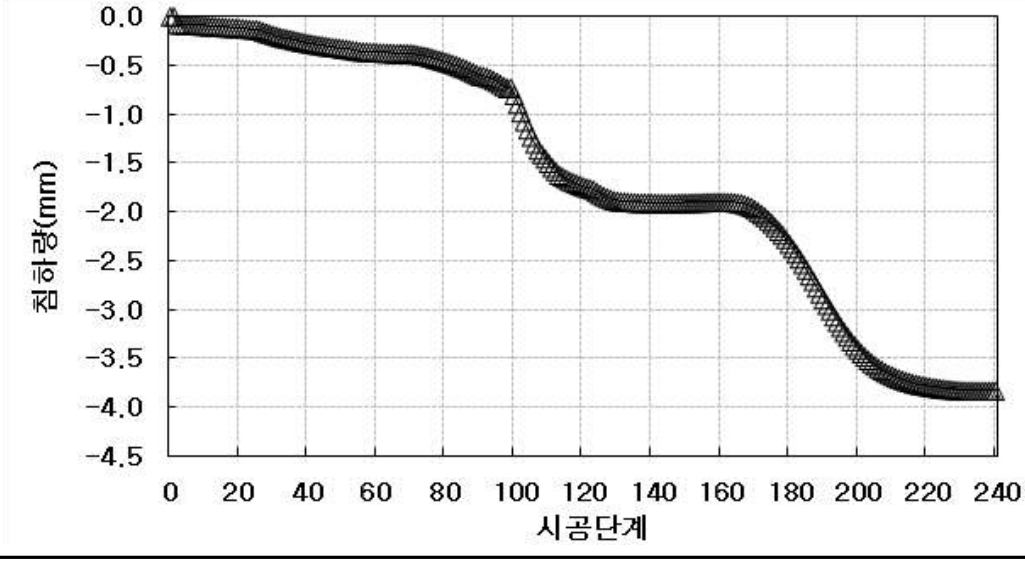
건물-95 침하량 발생경향



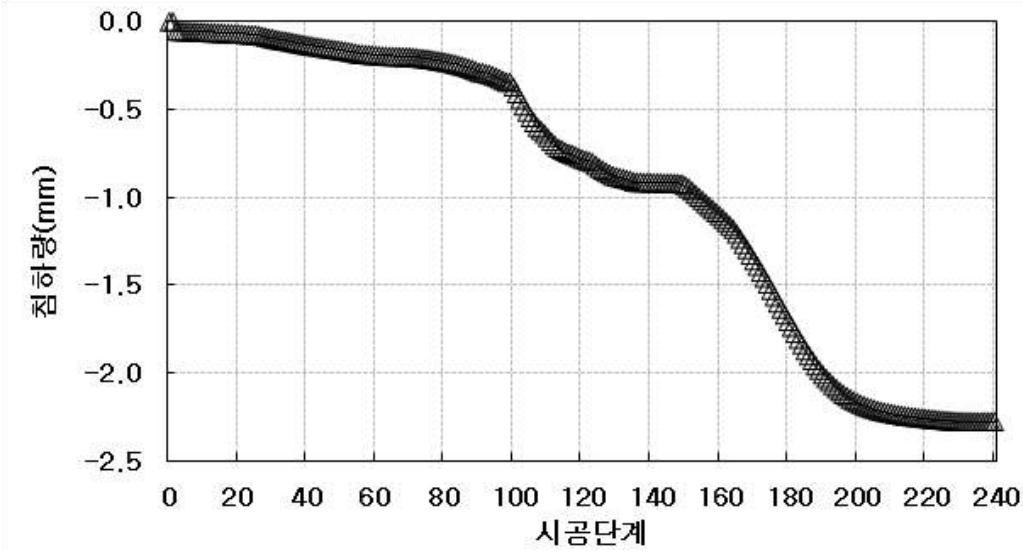
건물-96 침하량 발생경향



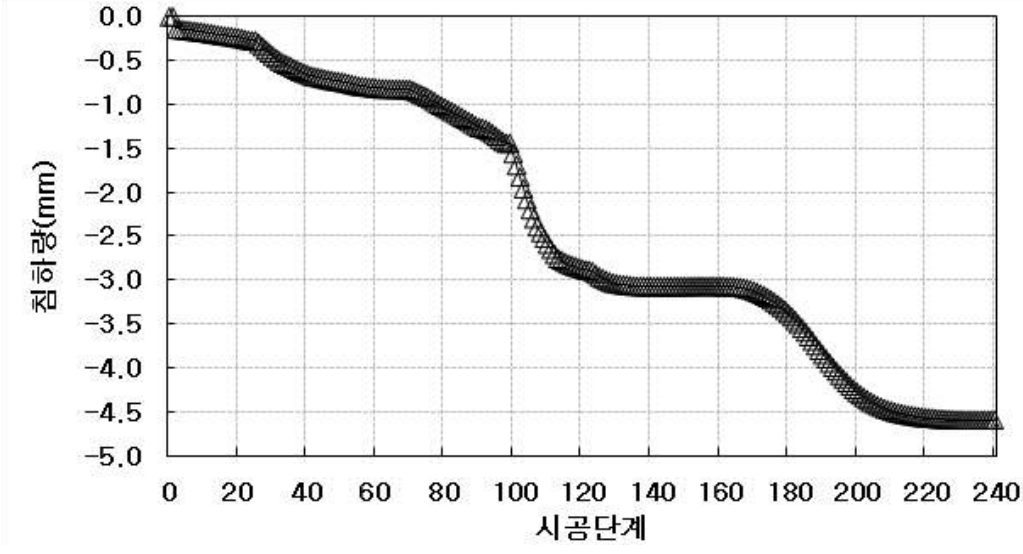
건물-97 침하량 발생경향



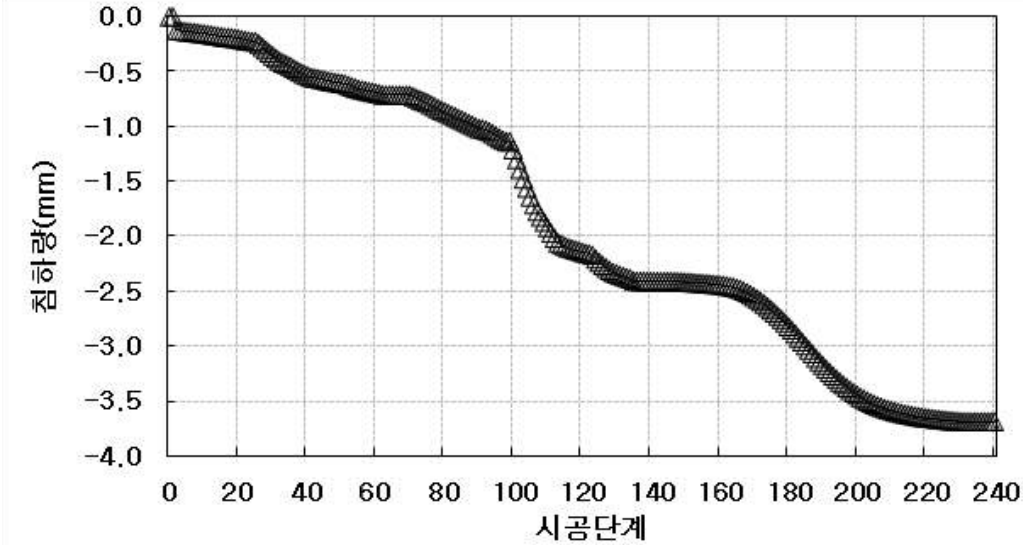
건물-98 침하량 발생경향



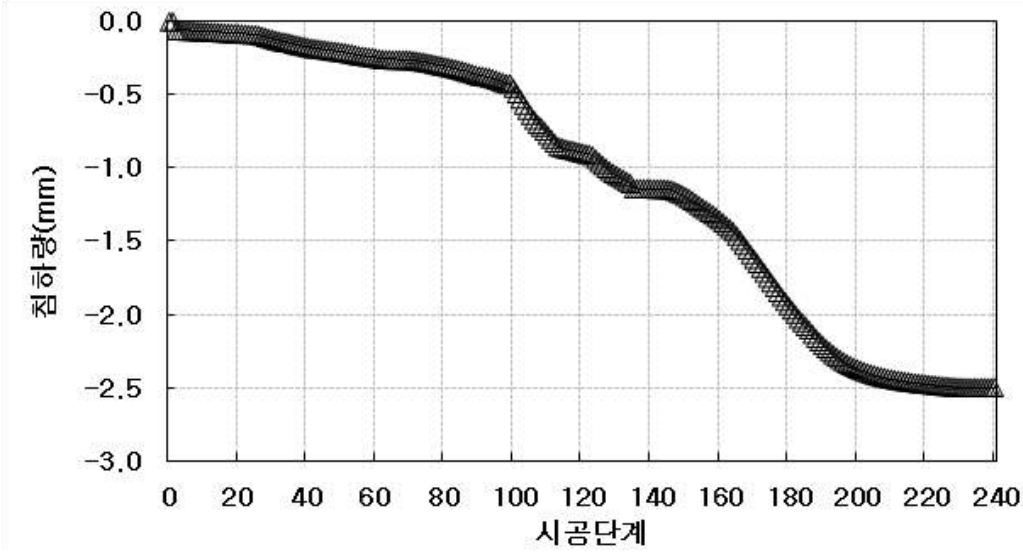
건물-99 침하량 발생경향



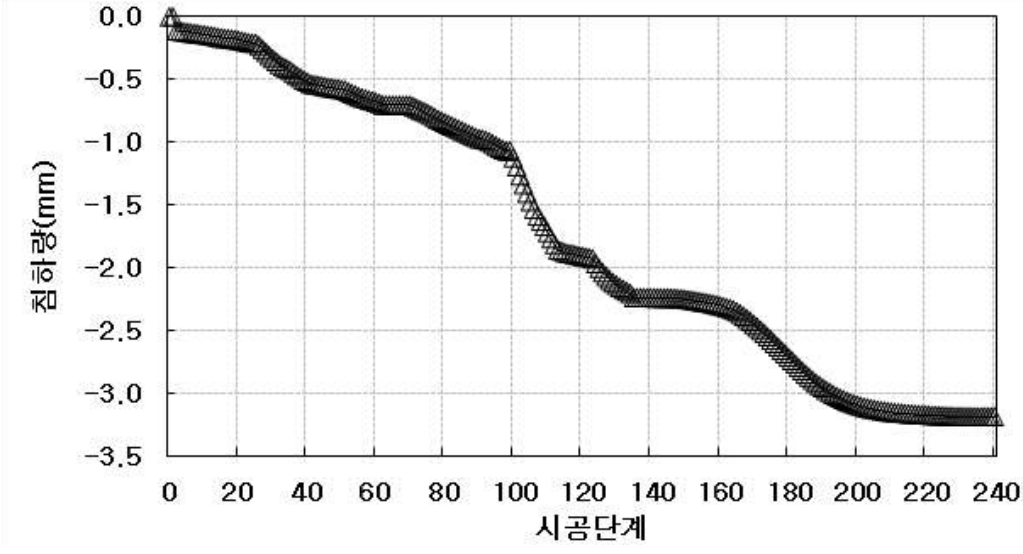
건물-100 침하량 발생경향



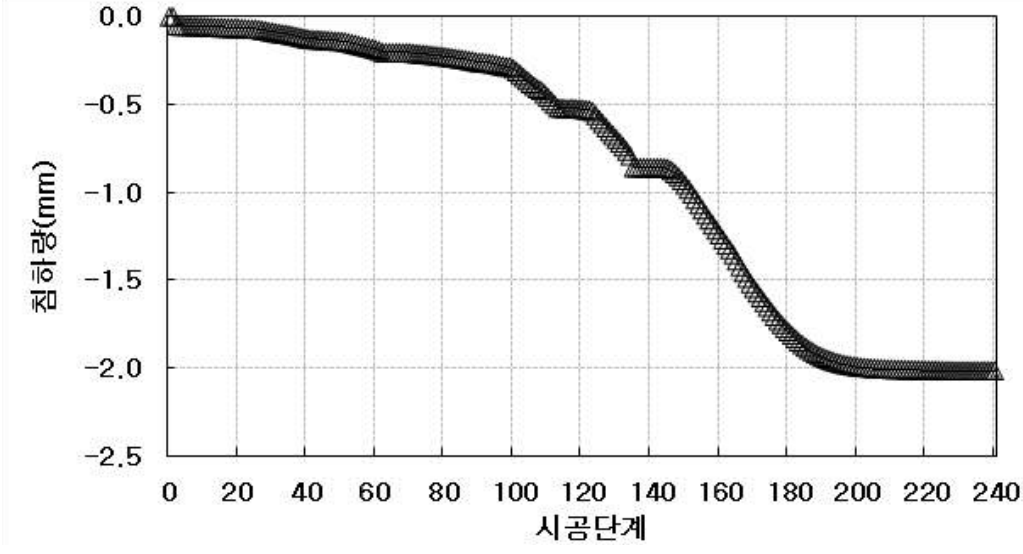
건물-101 침하량 발생경향



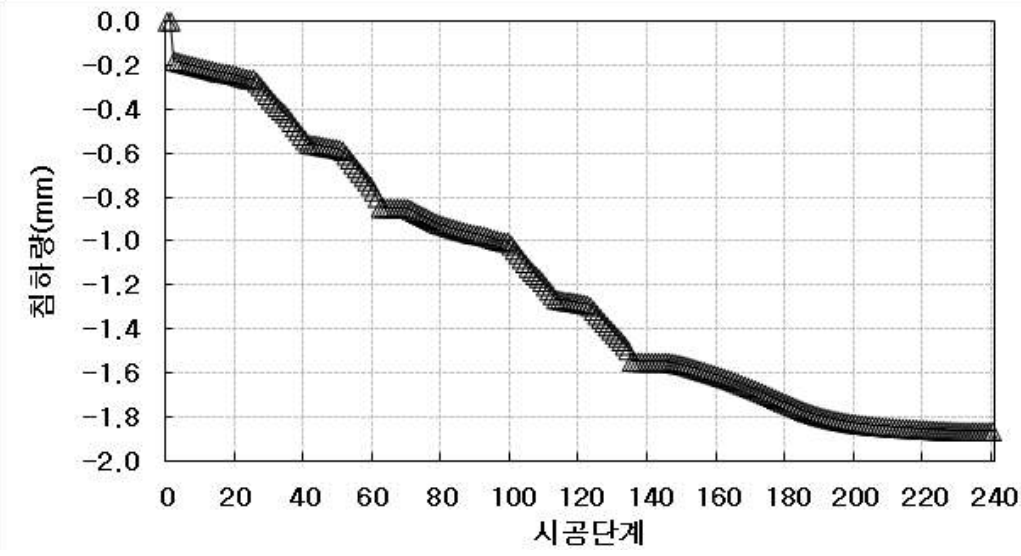
건물-102 침하량 발생경향



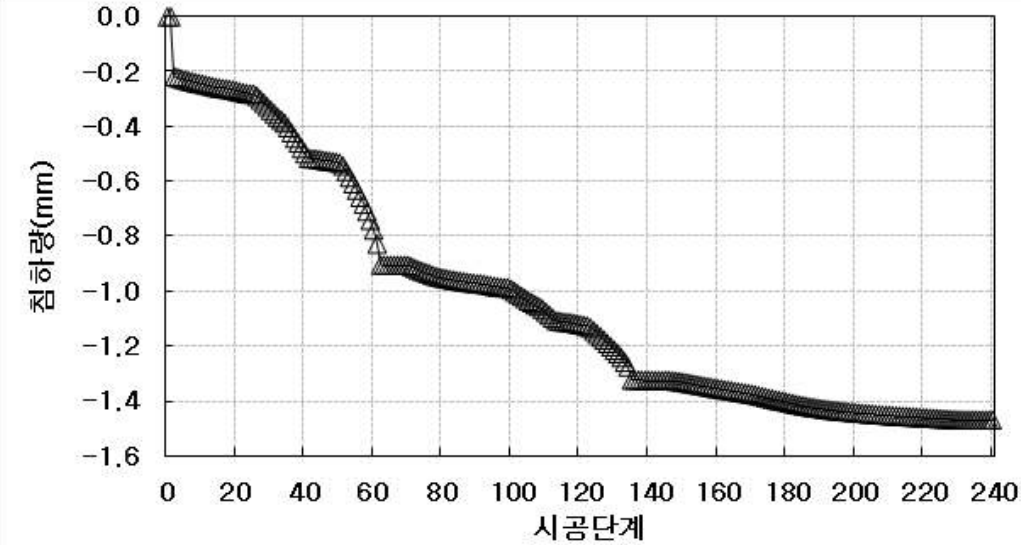
건물-103 침하량 발생경향



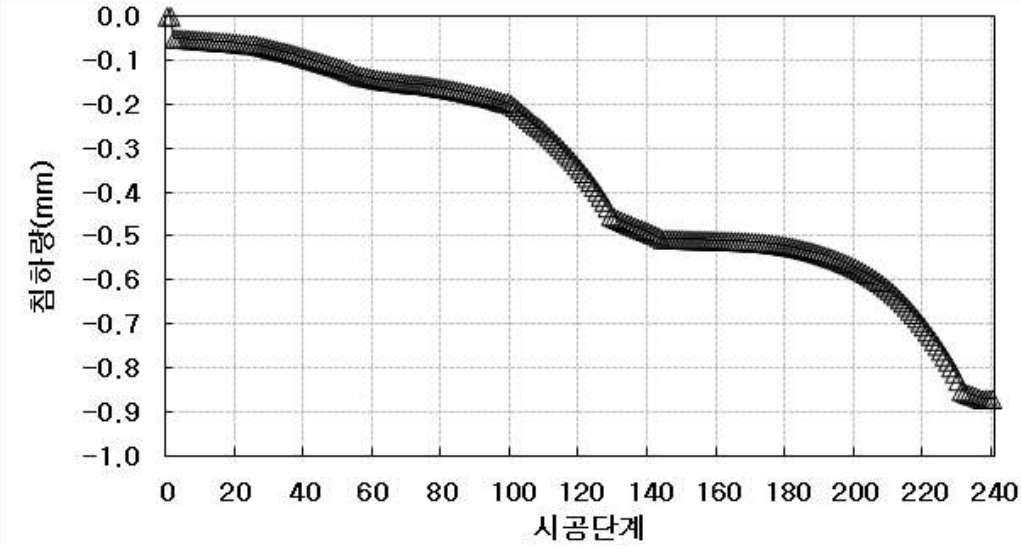
건물-104 침하량 발생경향



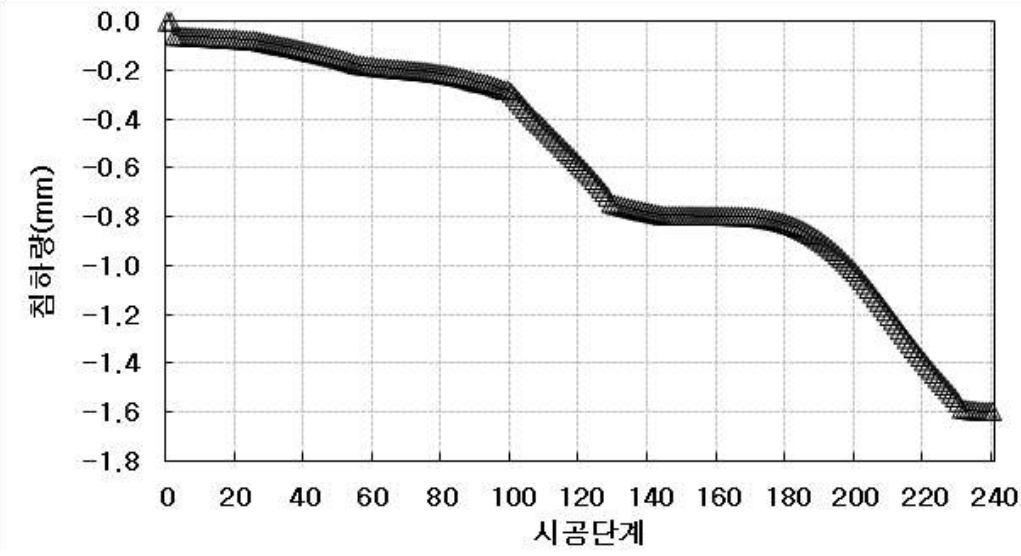
건물-105 침하량 발생경향



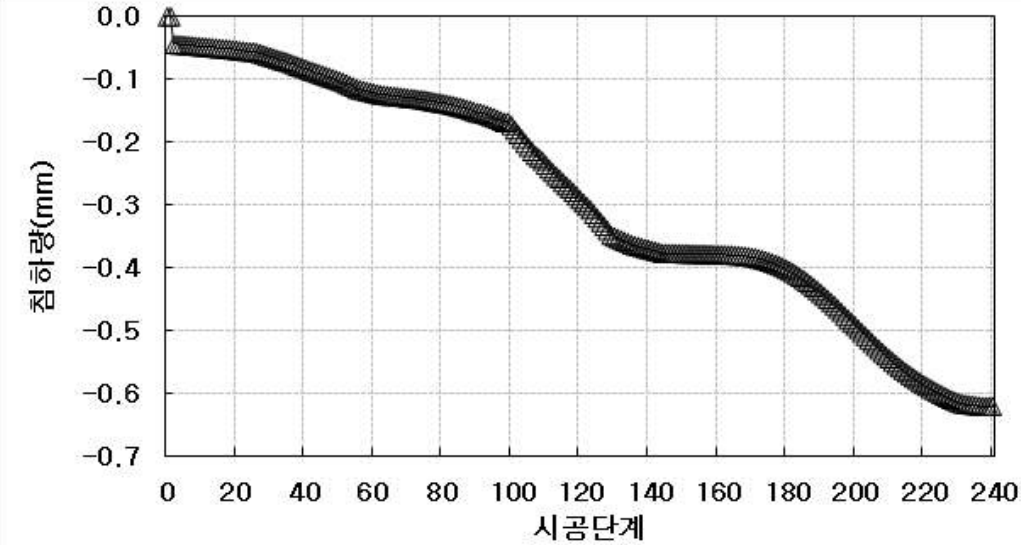
건물-A 침하량 발생경향



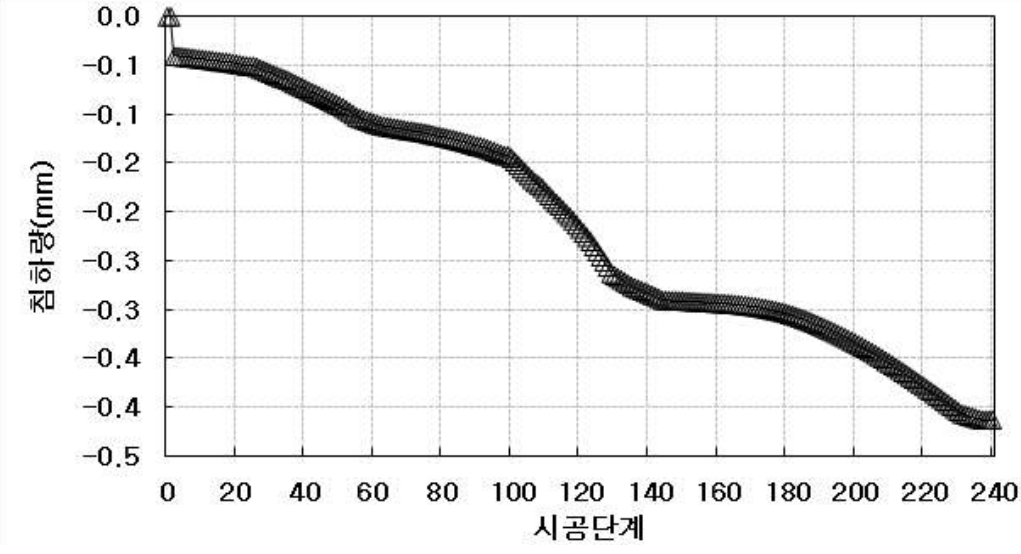
건물-B 침하량 발생경향



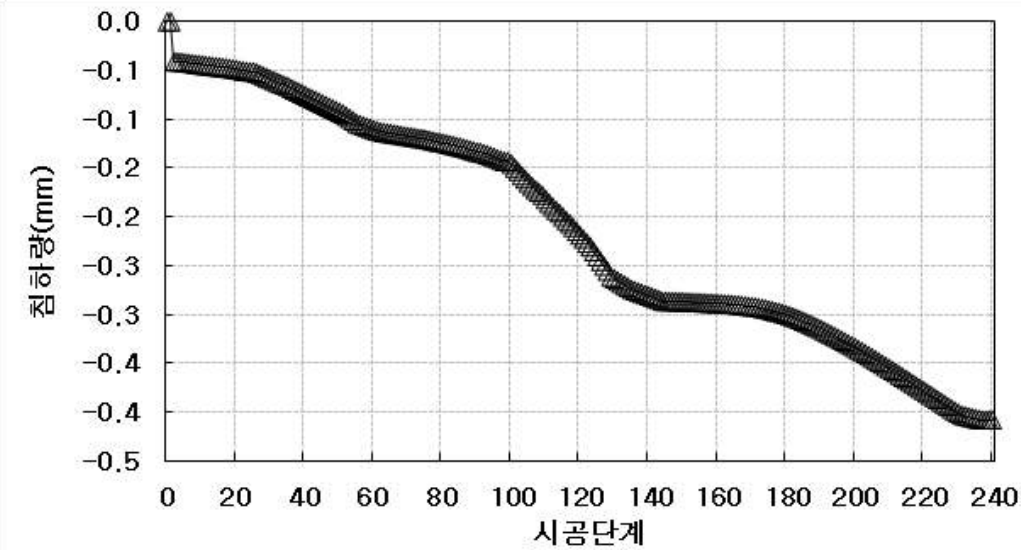
건물-C 침하량 발생경향



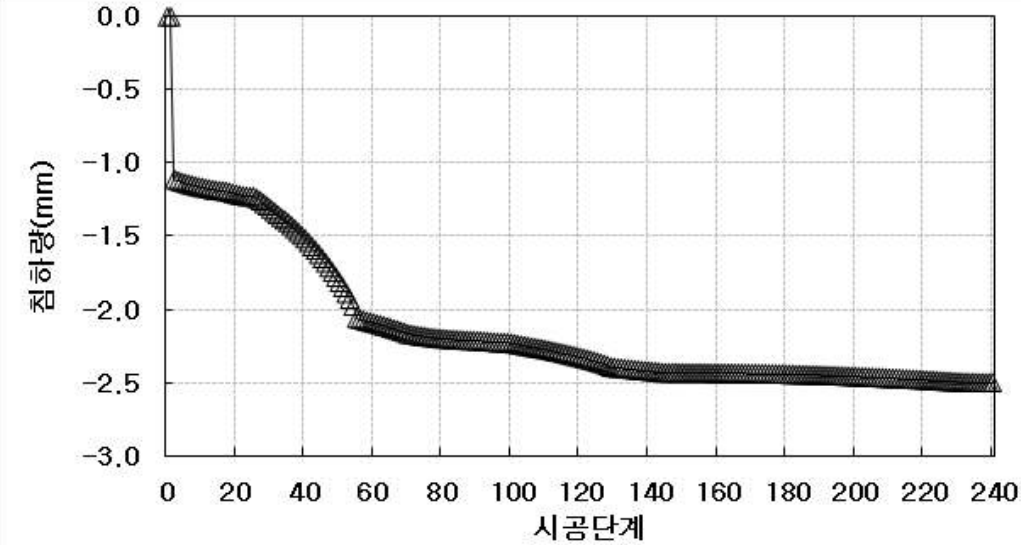
건물-D 침하량 발생경향



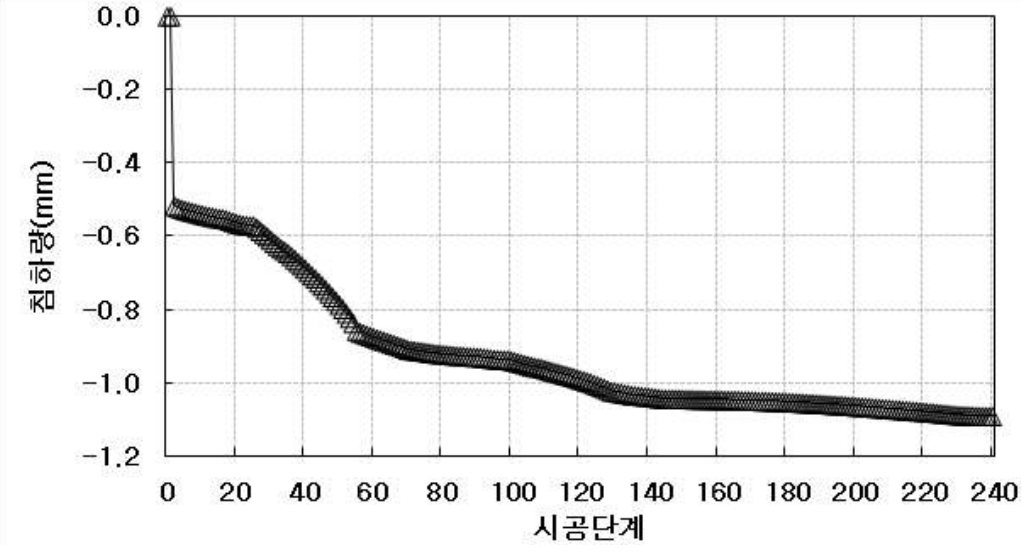
건물-E 침하량 발생경향



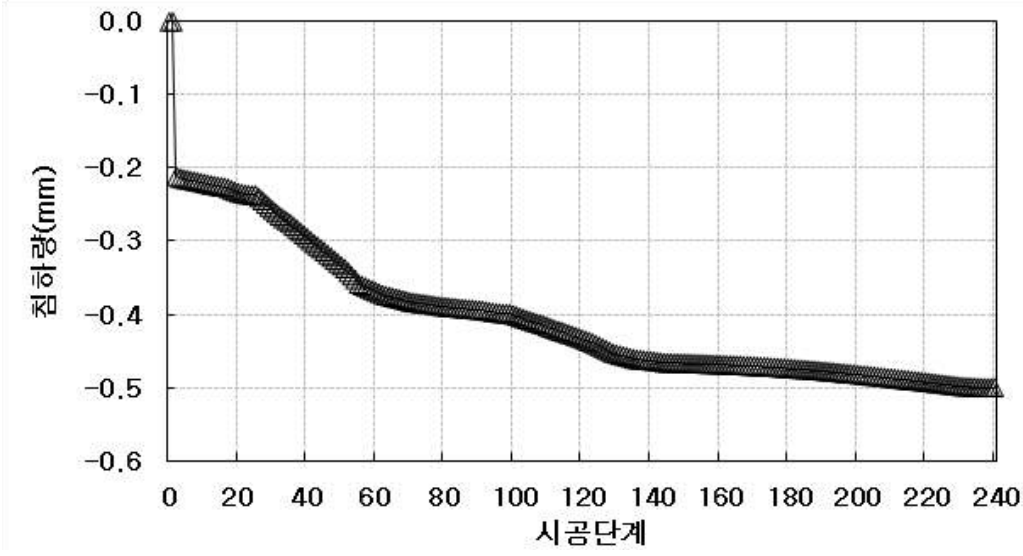
건물-F 침하량 발생경향



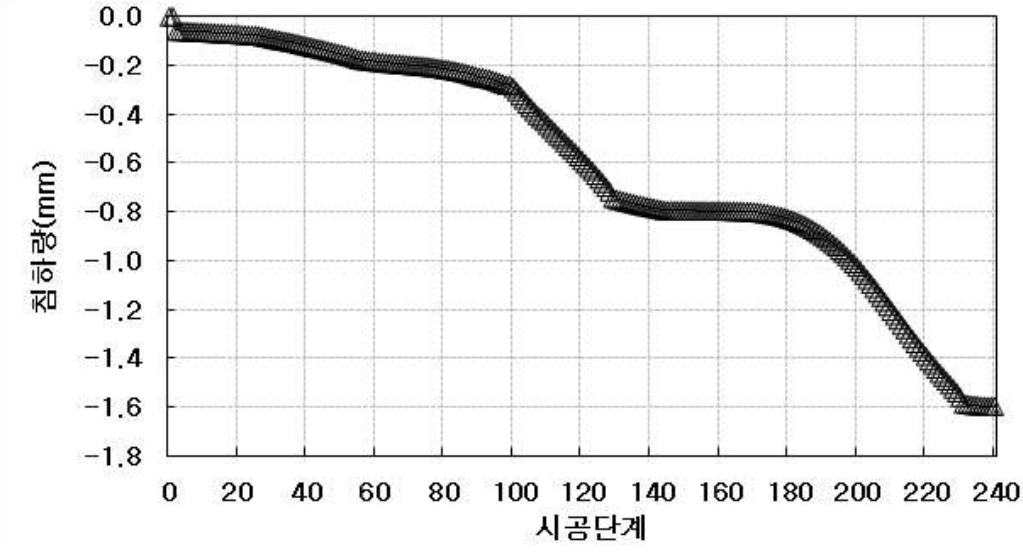
건물-G 침하량 발생경향



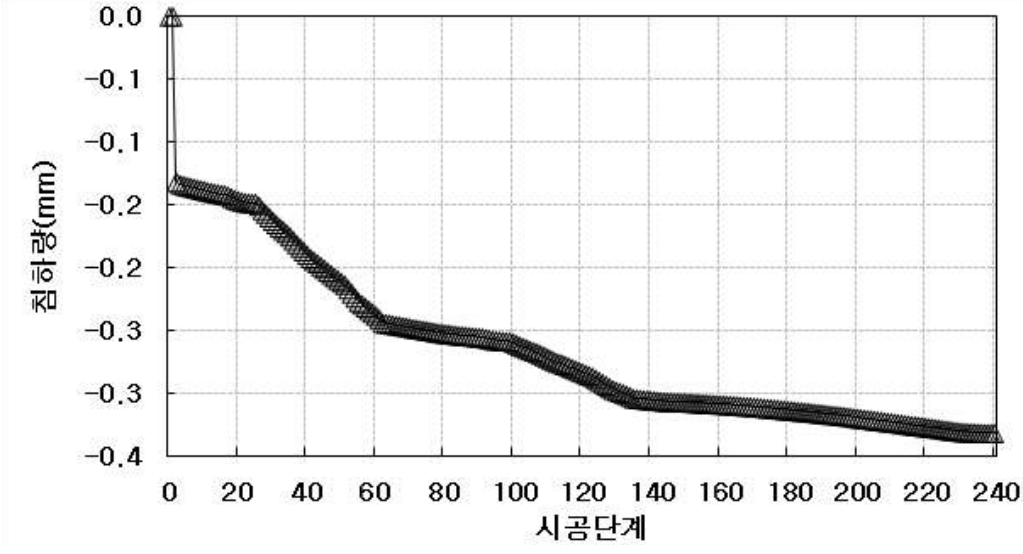
건물-H 침하량 발생경향



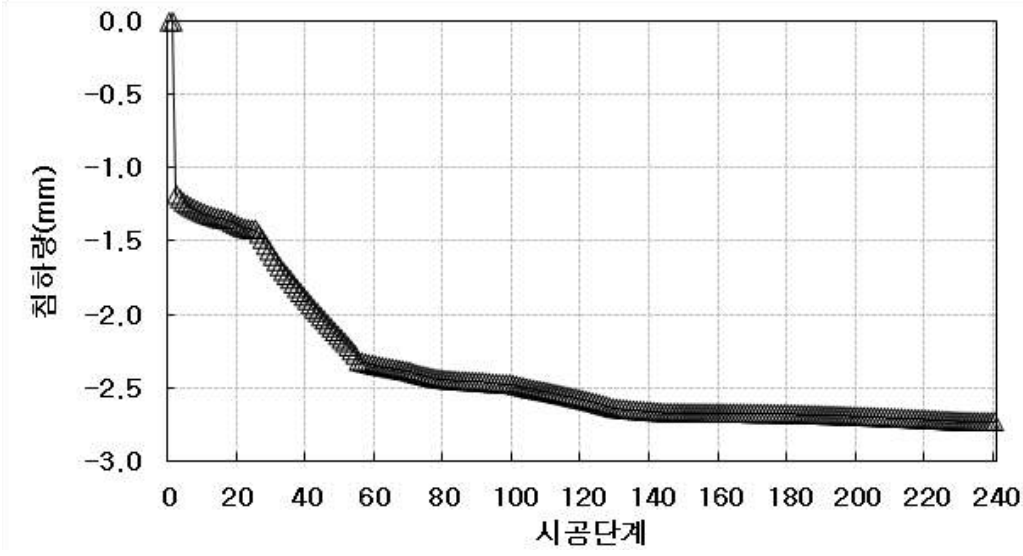
건물-I 침하량 발생경향



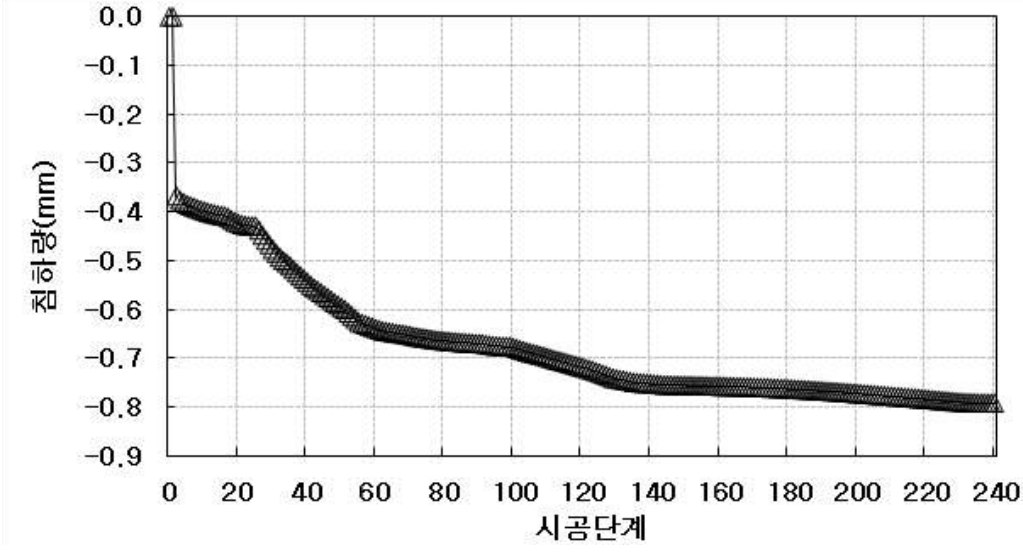
건물-J 침하량 발생경향



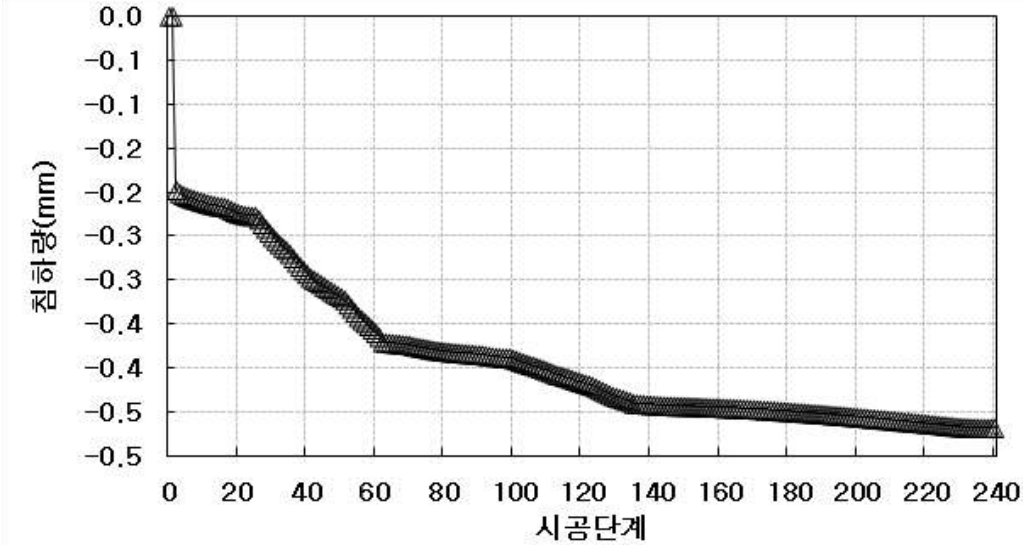
건물-K 침하량 발생경향

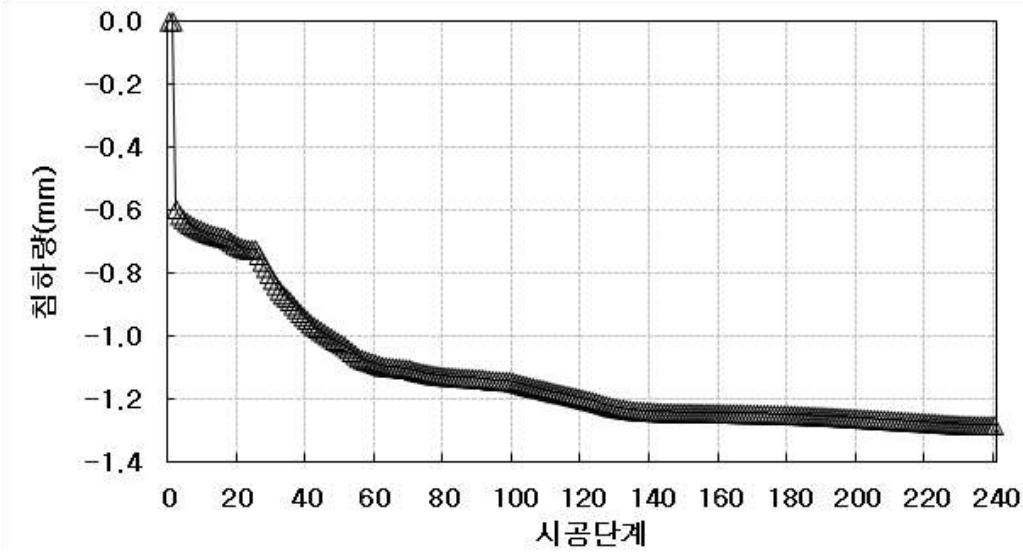


건물-L 침하량 발생경향



건물-M 침하량 발생경향



건물-N 침하량 발생경향

해 석 결 과
• 검토구간 상부 주요 지장물에 대한 안정성 검토 결과 침하량은 0.332 ~ 5.684mm 으로 허용치 25mm 이내로 안정한 결과를 나타남. • 상부 주요 지장물에 대한 각변위 검토 결과 각변위는 1/9,284 ~ 1/785,042 으로 허용각변위 1/500을 만족하는 것으로 나타남.

1.3 종합고찰

○ **결과분석 및 검토**

• 수치해석을 이용하여, 복잡한 시공단계와 다양한 지반상태를 간편하게 모델화하여 실제의 지반거동과 응력상태 및 지보재의 내력 등을 추정하여 터널의 안정성을 평가하였음.

• 본 구간의 해석결과 터널 천단변위는 9.102 ~ 11.082mm, 터널 내공변위는 2.126 ~ 3.656mm 발생하였으며, 숏크리트에 작용하는 응력과 록볼트에 작용하는 축력이 허용치 이내로 작용하므로 안정성에는 영향이 없을 것으로 판단되나 일반적인 발생 변위, 응력보다 큰 값으로 검토된 것을 고려하여 굴착중 터널거동을 주의 깊게 관찰하여야 함. 도심구간에 건설되는 Ramp 터널인 점, 지표에 가까울수록 지반이 불량하다는 점을 감안할 때 본 안정성 검토 결과가 절대적인 것은 아니므로 상시계측, 막장면 관찰, 계측결과 미수렴 등 이상 징후 발생 시 즉각적인 추가 보강 등의 안정 조치를 취하여야 함.

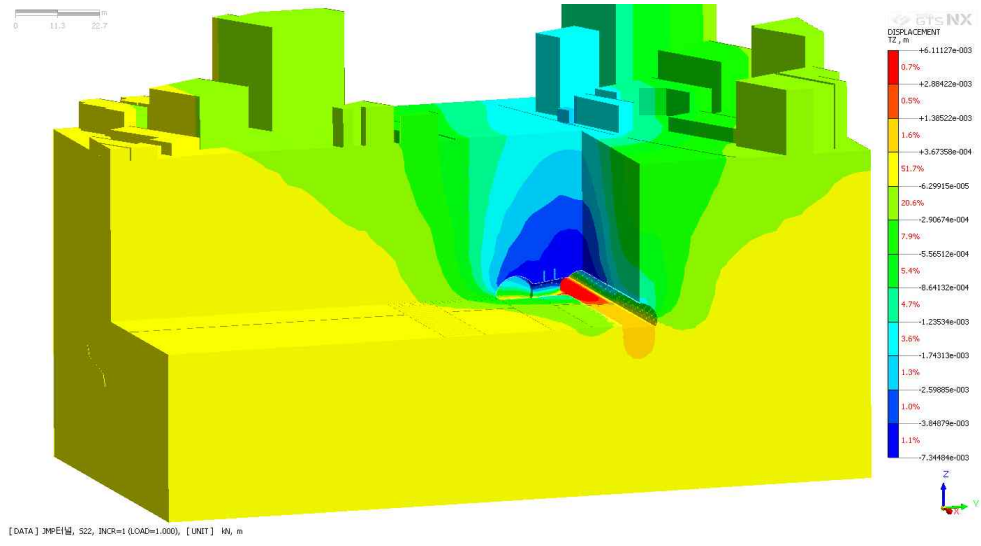
• 본 구간의 상부 주요 지장물에 대한 해석결과 침하량은 0.332 ~ 5.684mm, 각변위는 1/9,284 ~ 1/785,042 으로 허용침하 25mm 및 각변위 1/500을 만족하므로 주요지장물 안정성에는 영향이 없을 것으로 판단됨. 다만 노후화된 건물, 건물상태조사 결과에 따라 위험성을 가지고 있는 건물에 대하여는 계측기(지하수위계, 균열계 등)를 설치하여 터널 굴착에 대한 영향여부를 관찰하여야 함.

• 본 수치해석은 지반 모델시 원설계자료를 활용하였으므로 지반물성치의 산정, 초기지중응력의 추정, 암반의 불연속성의 영향과 불균질성 및 이방성특성 미고려 등의 가정사항과 단순화가 수반되었으므로 많은 오차를 피할 수 없는 것을 감안하여야 하므로 수치해석은 터널 안정을 평가하는 보조적인 수단으로 이용되어야 함.

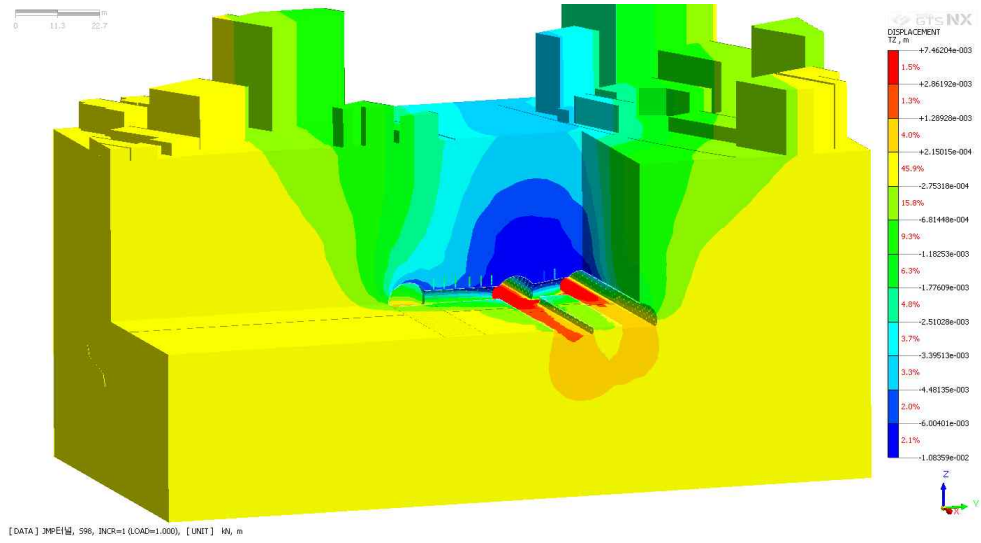
• 굴착중 1차지보재(록볼트, 숏크리트, 강지보재 등) 및 보강공법 시공시 철저한 품질관리가 필요하며, 수시로 막장면 관찰과 일상관리 계측 및 주요관리계측을 수행하여, 실제지반의 거동 및 현장상태를 고려한 종합적인 안정성 평가가 반드시 이루어져야 함. 안정성 평가 후 필요시 적절한 보강대책을 수립, 적용함과 현장분석에 따른 지보패턴 및 굴착공법을 수정 보완함으로써 안정성이 확보되는 시공계획을 수립하여야 함.

1.4 해석결과(output)

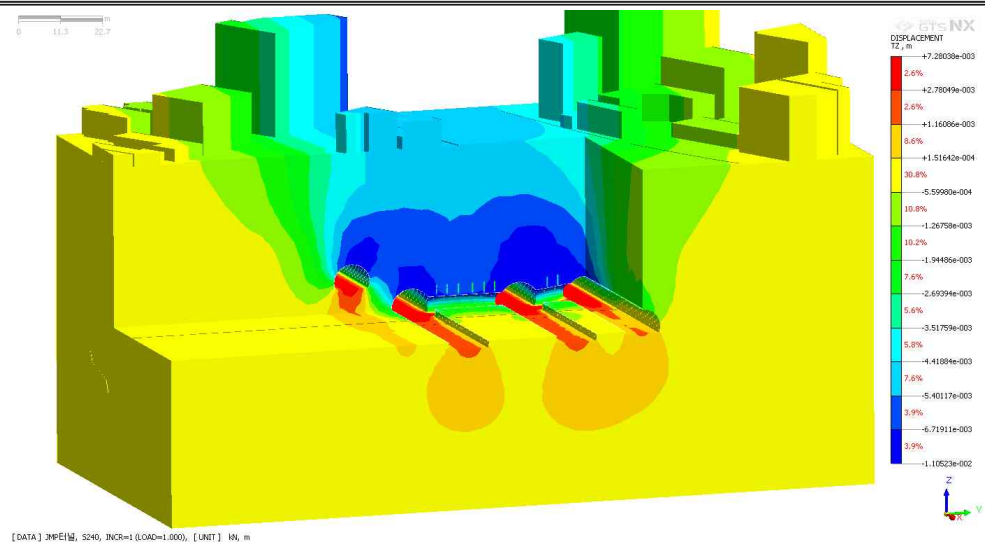
Z방향 변위도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



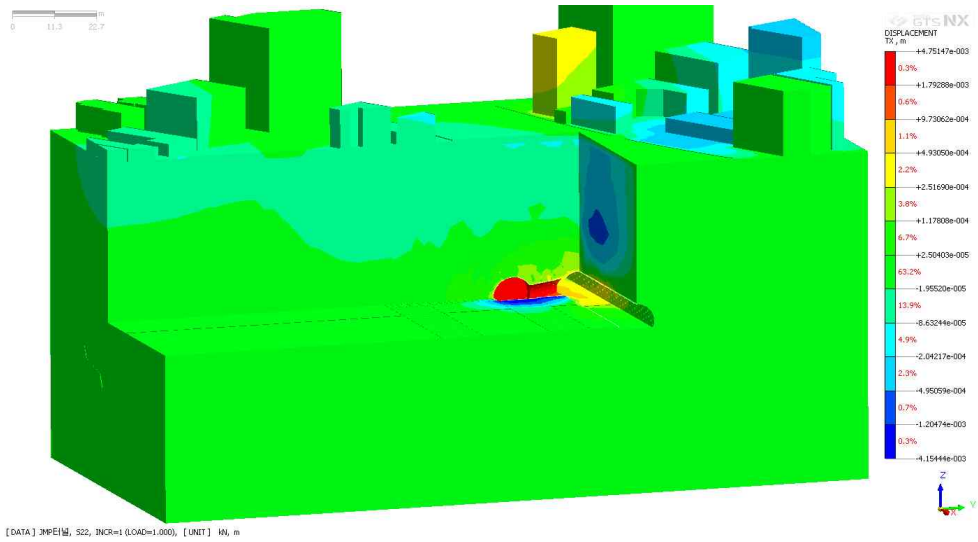
Z방향 변위도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



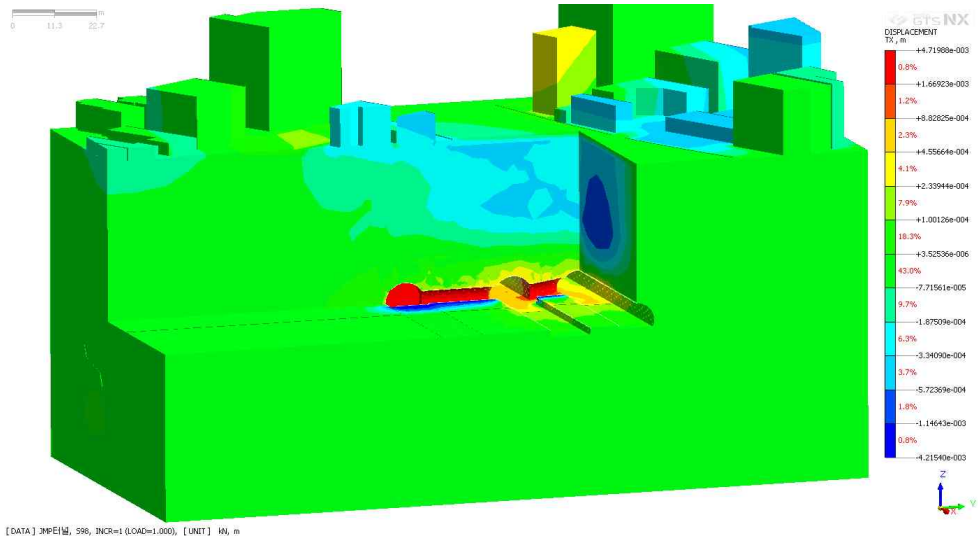
Z방향 변위도(터널 전구간 굴착완료)



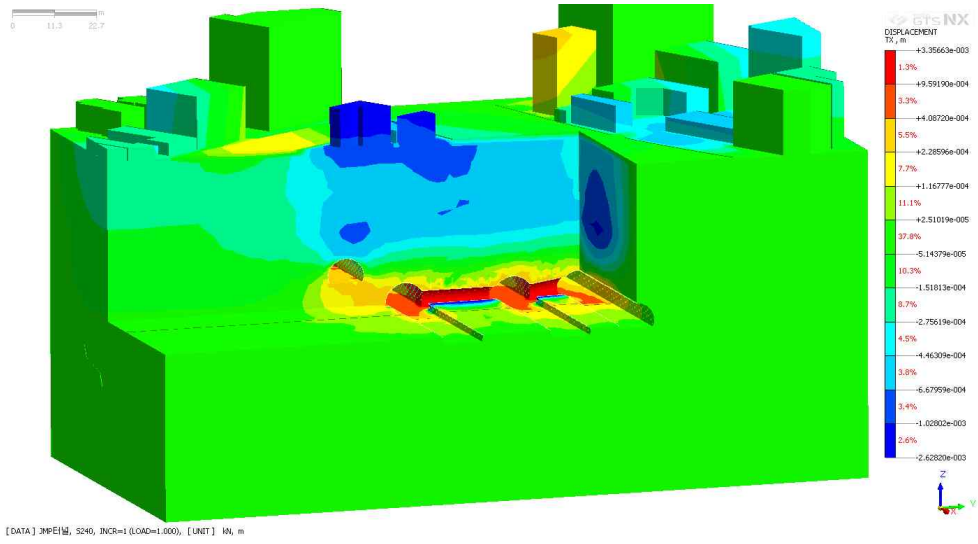
X방향 변위도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



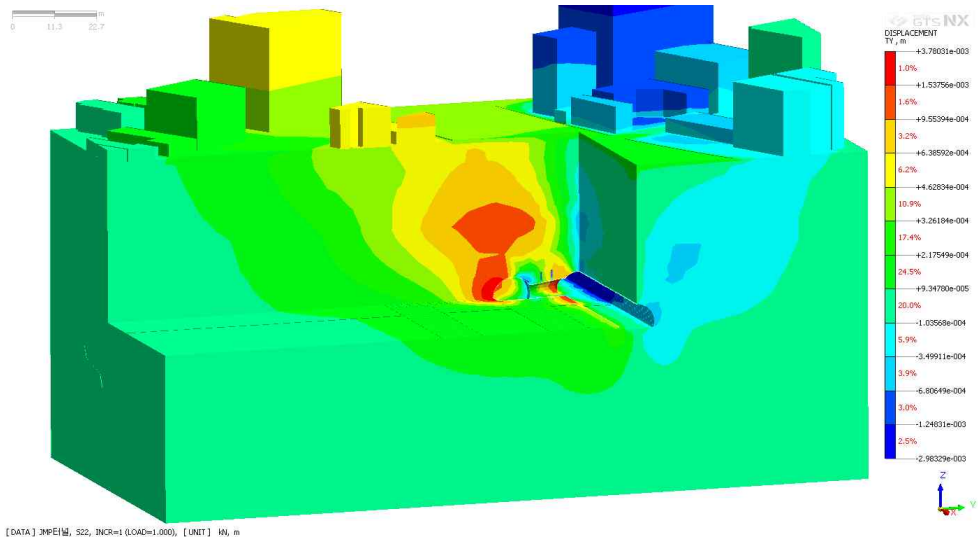
X방향 변위도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



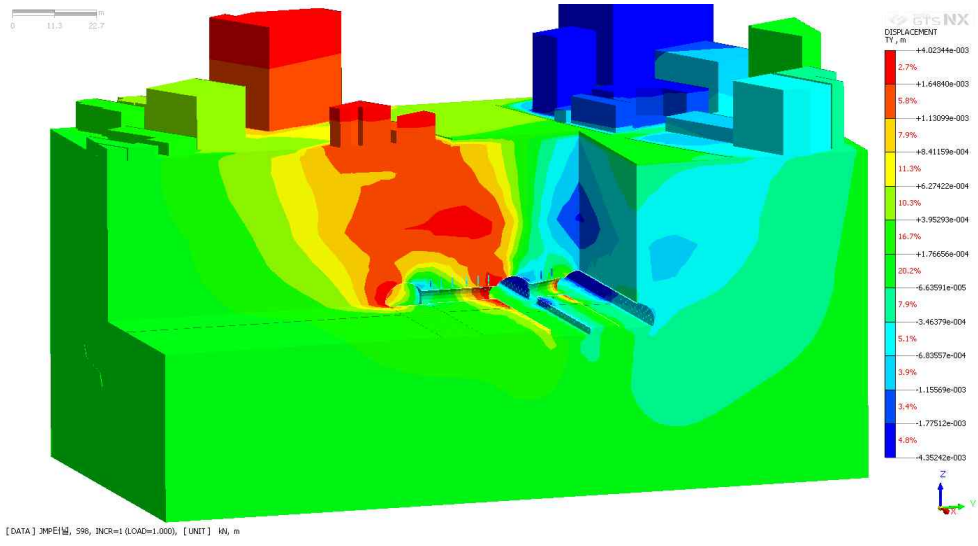
X방향 변위도(터널 전구간 굴착완료)



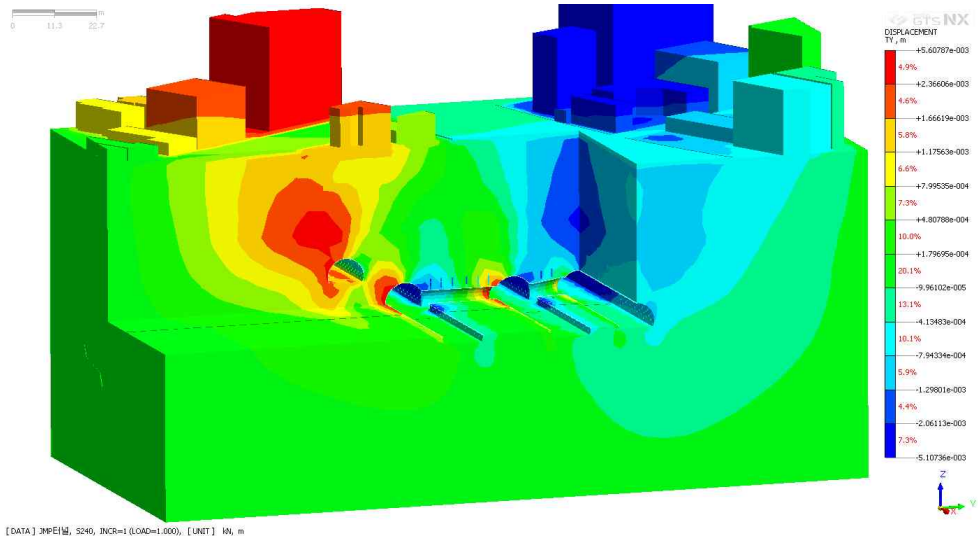
Y방향 변위도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



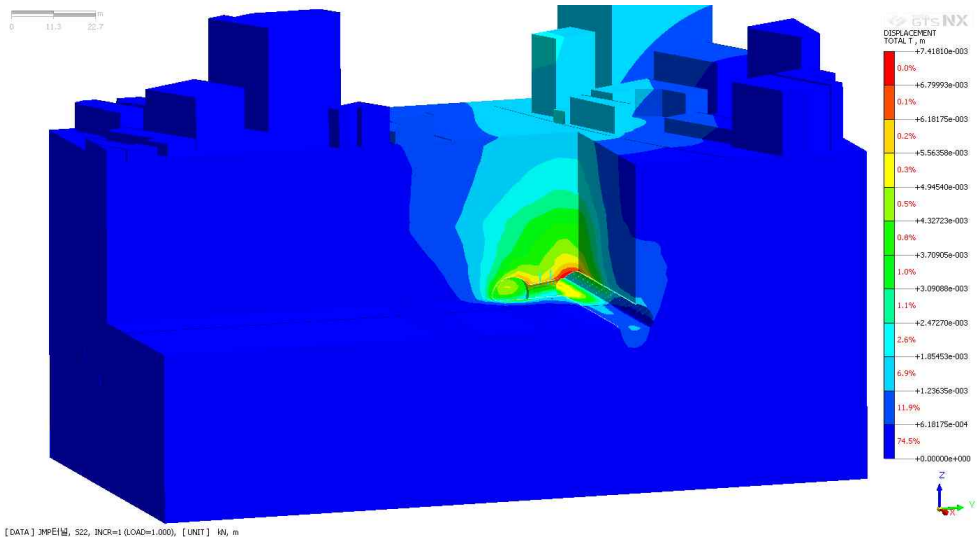
Y방향 변위도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



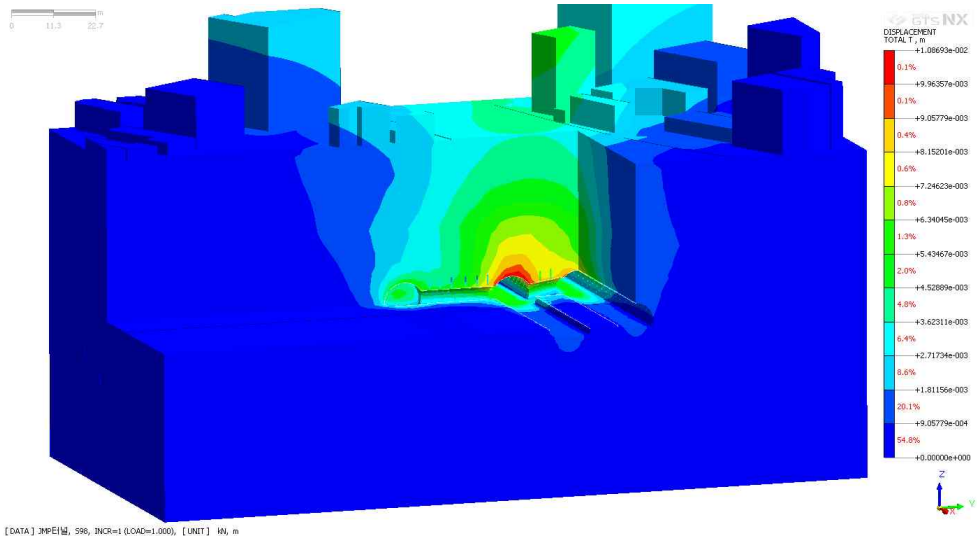
Y방향 변위도(터널 전구간 굴착완료)



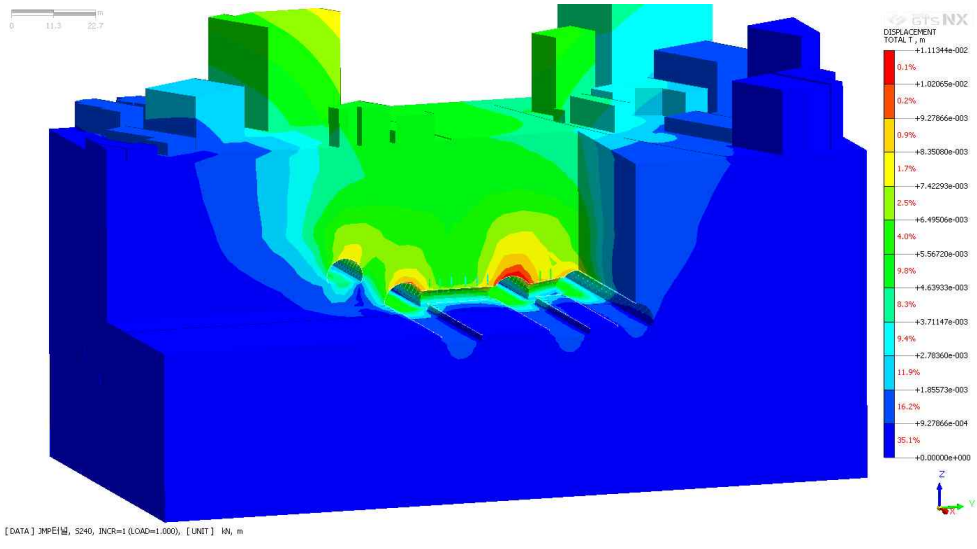
합방향 변위도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



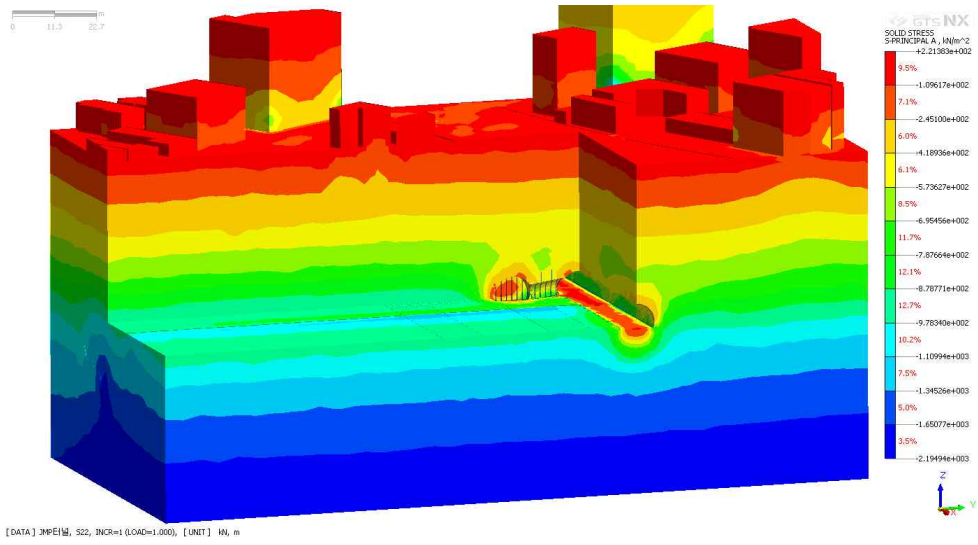
합 변위도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



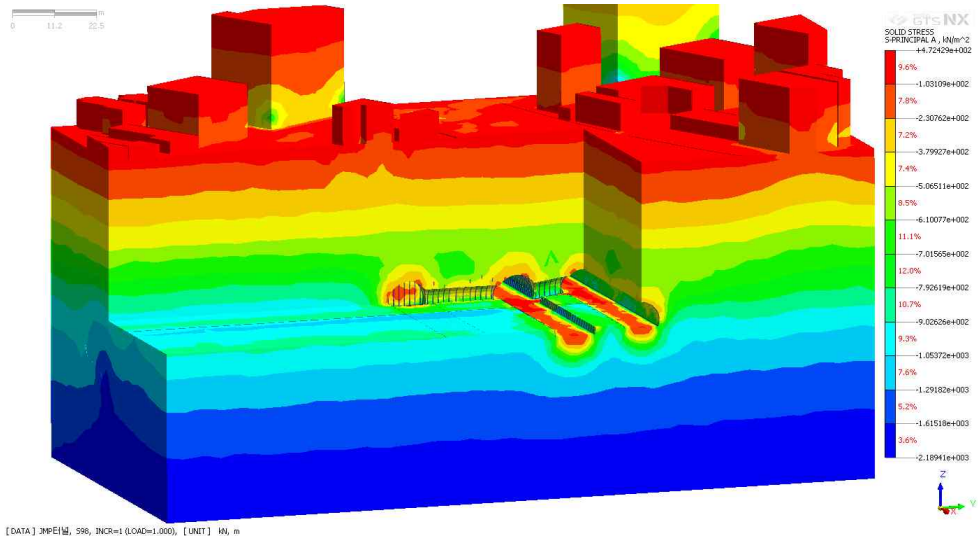
합 변위도(터널 전구간 굴착완료)



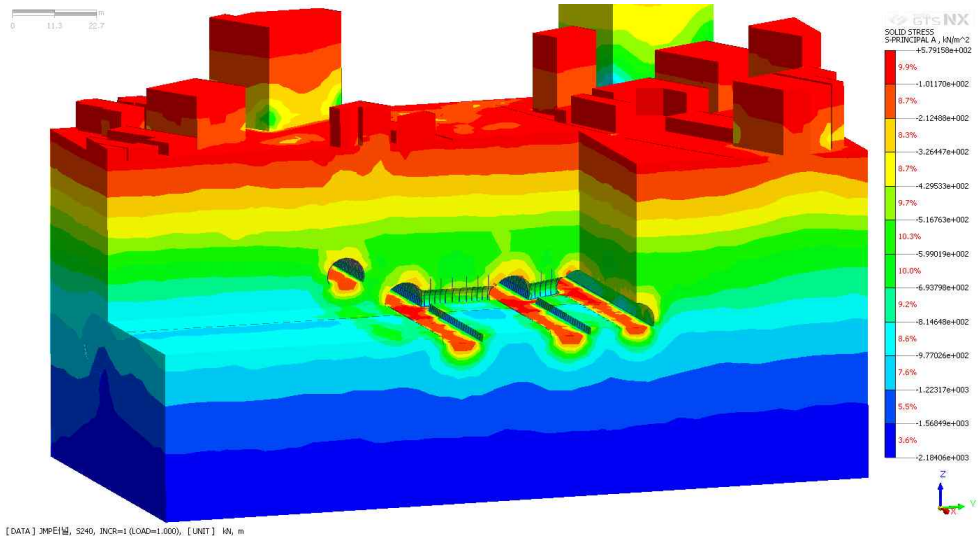
최대 주응력도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



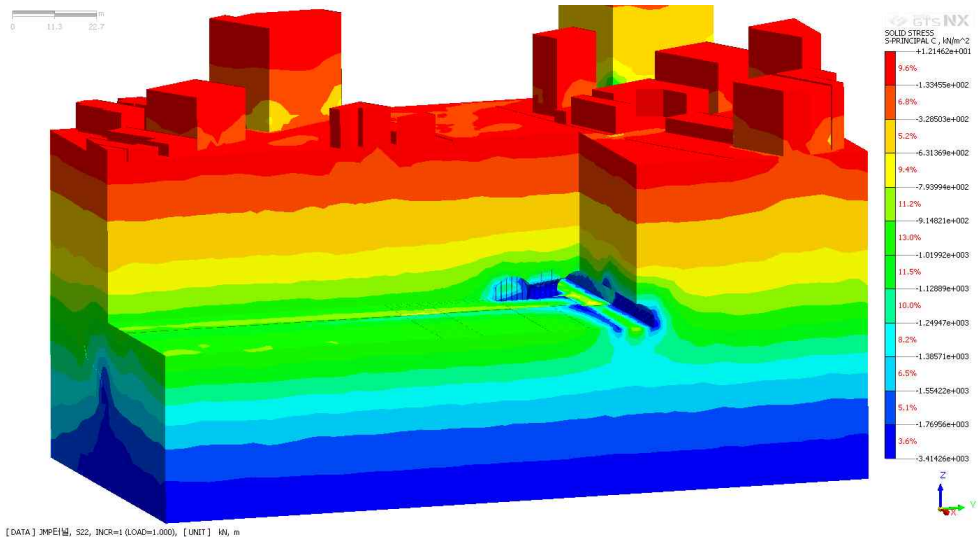
최대 주응력도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



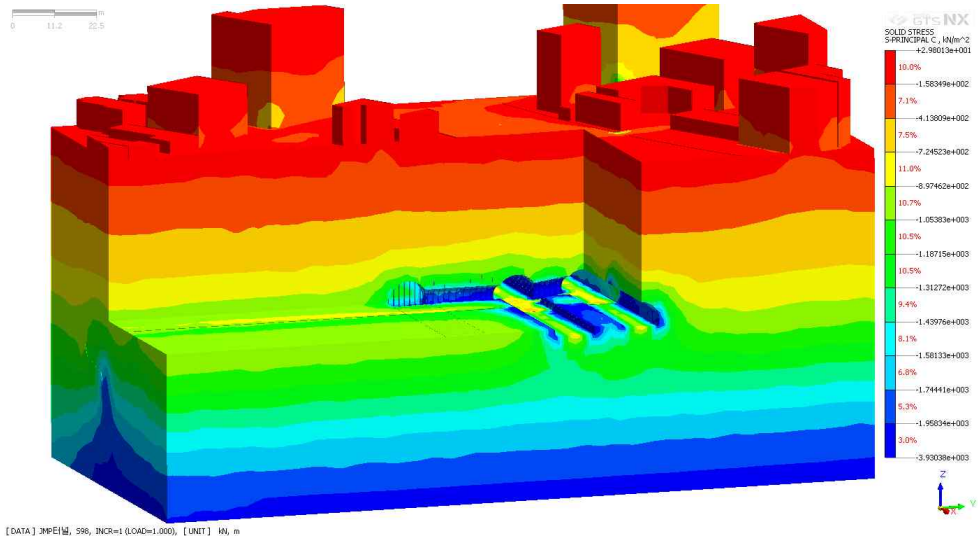
최대 주응력도(터널 전구간 굴착완료)



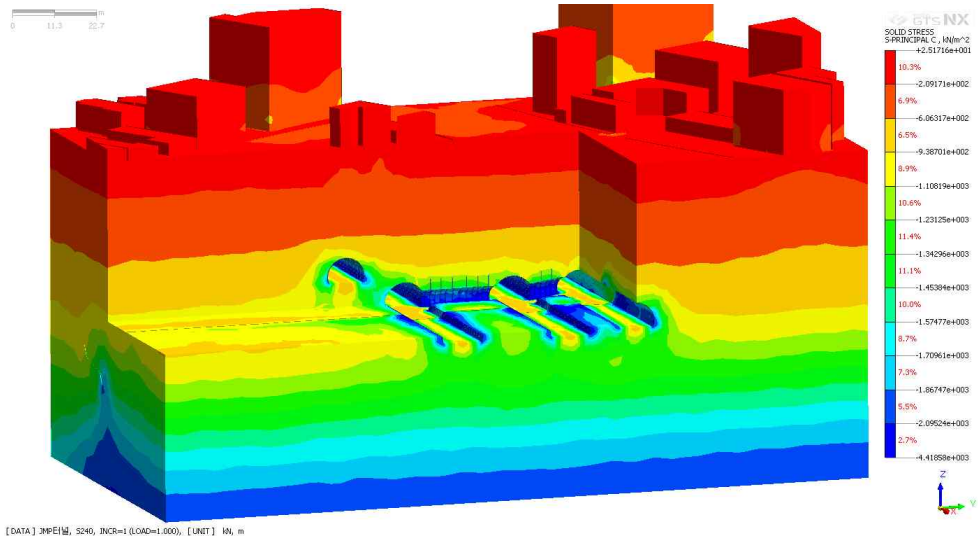
최소 주응력도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



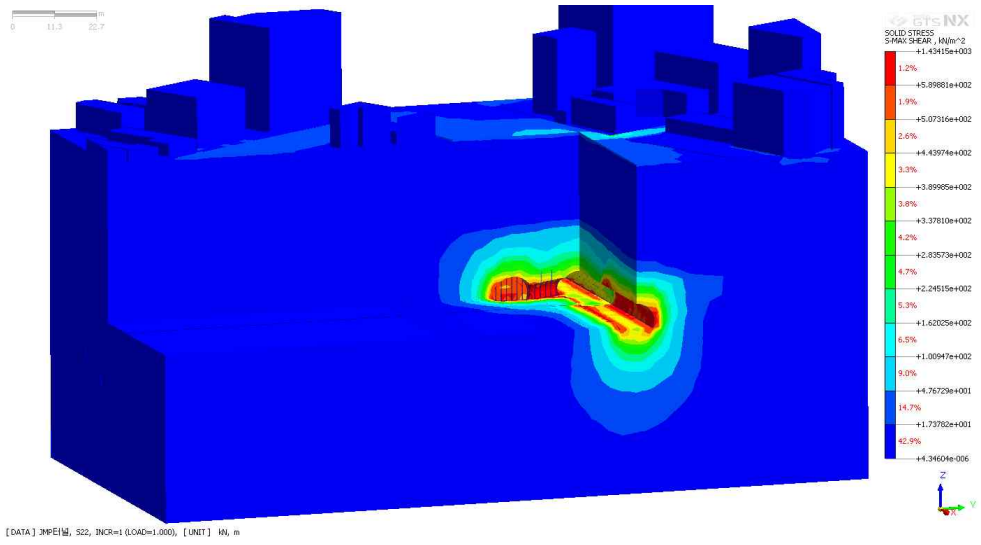
최소 주응력도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



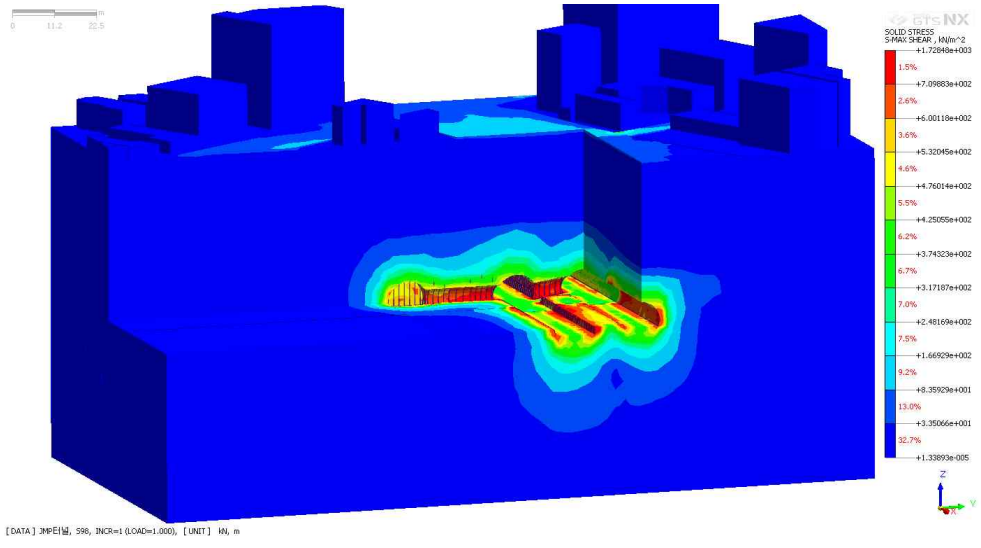
최소 주응력도(터널 전구간 굴착완료)



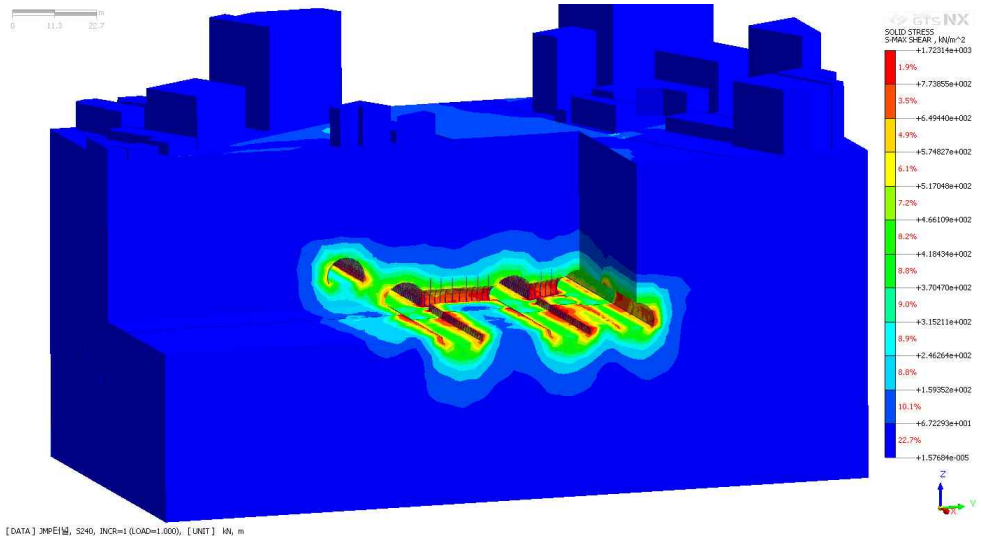
최대 전단응력도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



최대 전단응력도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



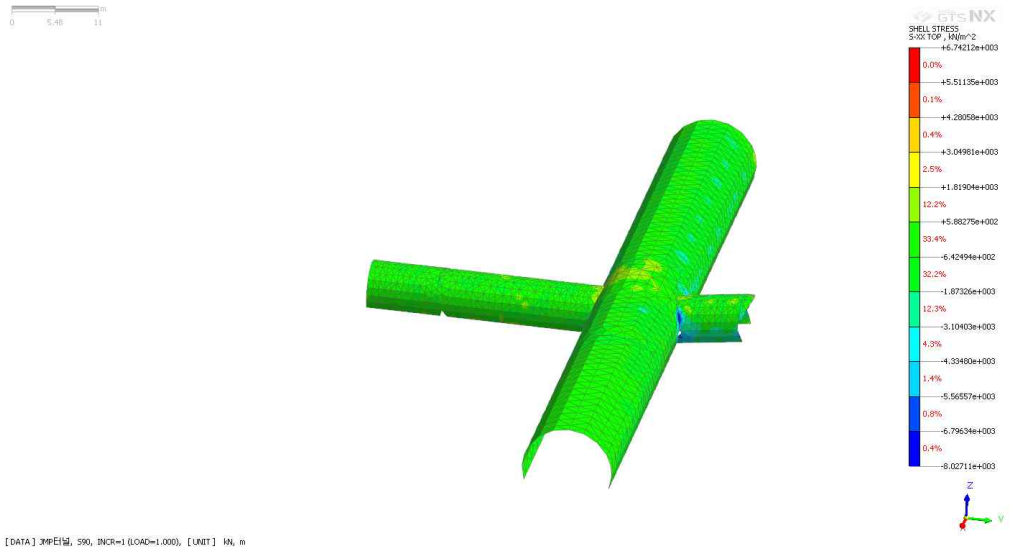
최대 전단응력도(터널 전구간 굴착완료)



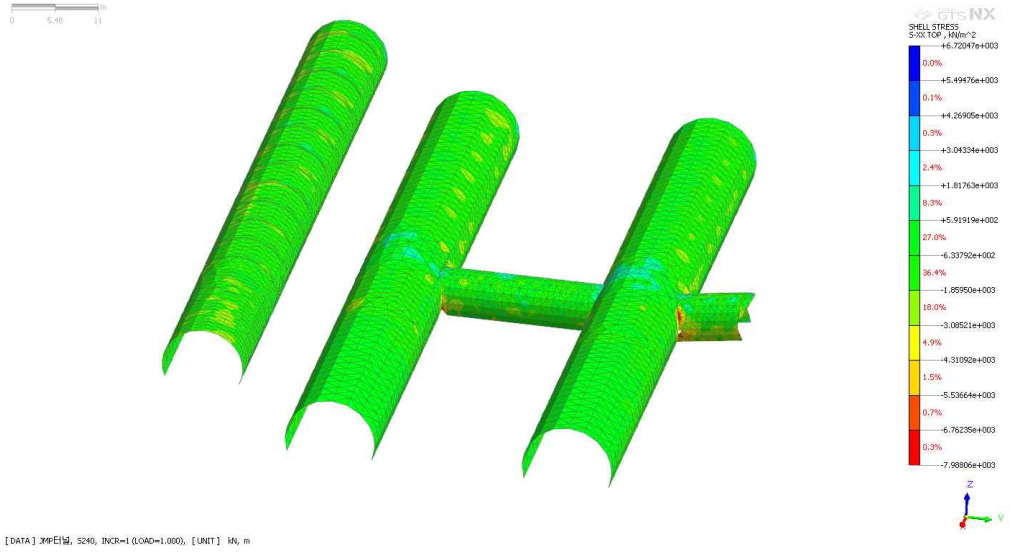
숏크리트 휨압축응력도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



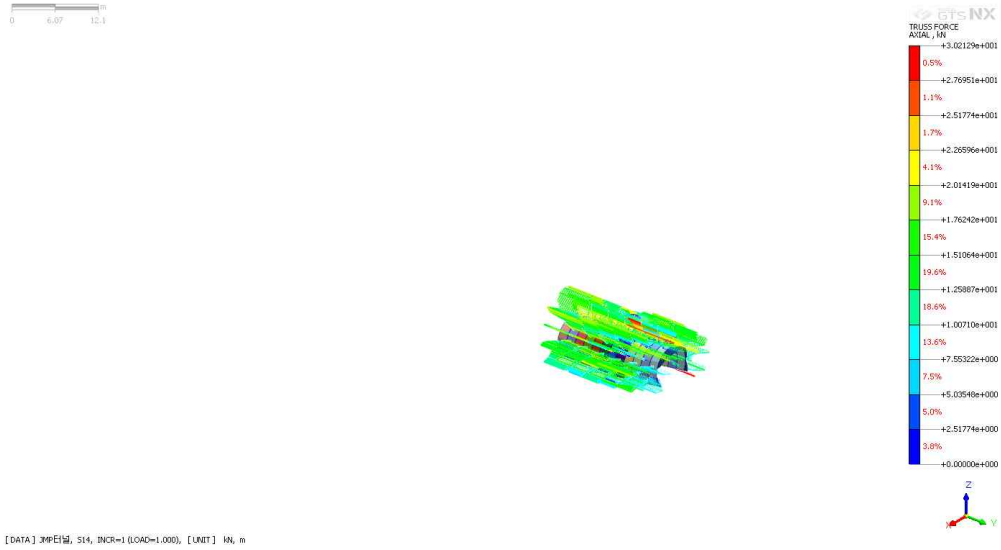
숏크리트 휨압축응력도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



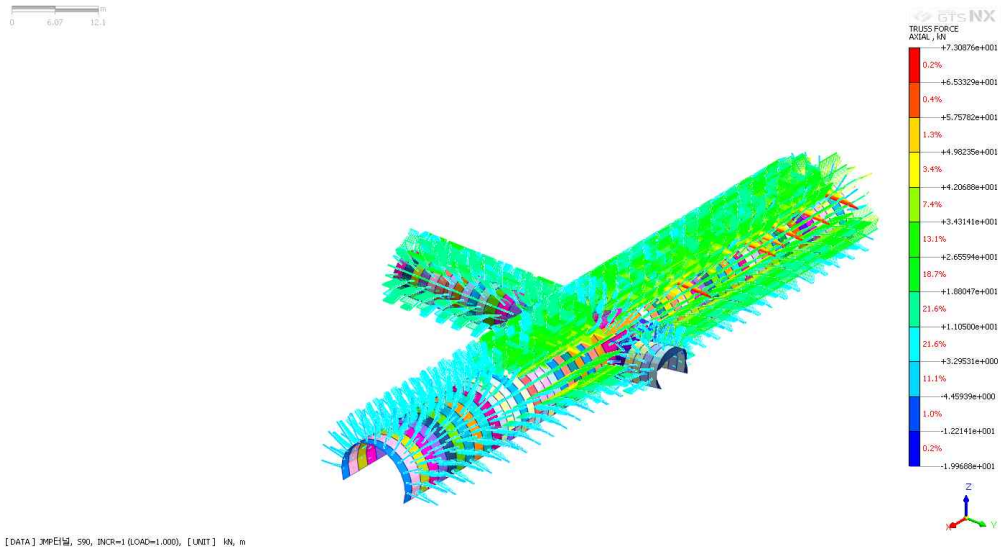
숏크리트 휨압축응력도(터널 전구간 굴착완료)



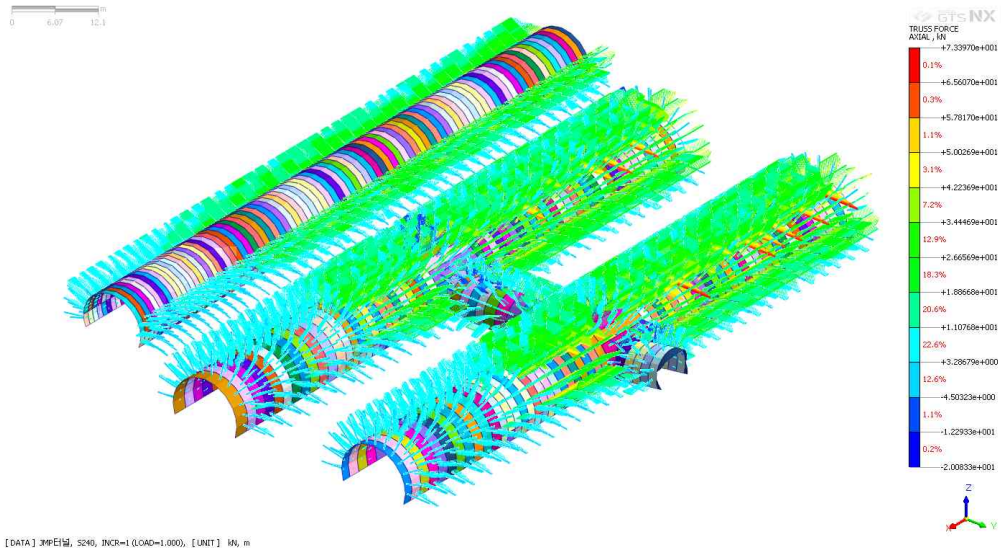
록볼트 축력도(신설 차량용 피난연결통로 연결로_B까지 굴착)



록볼트 축력도(기존 대인용 피난연결통로 연결로_A까지 굴착))



록볼트 축력도(터널 전구간 굴착완료)



2. 풍도슬래브 구조계산서_#62 풍도슬래브 변경

일 반 부

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1

(L= 8.730 m, B= 1.500 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

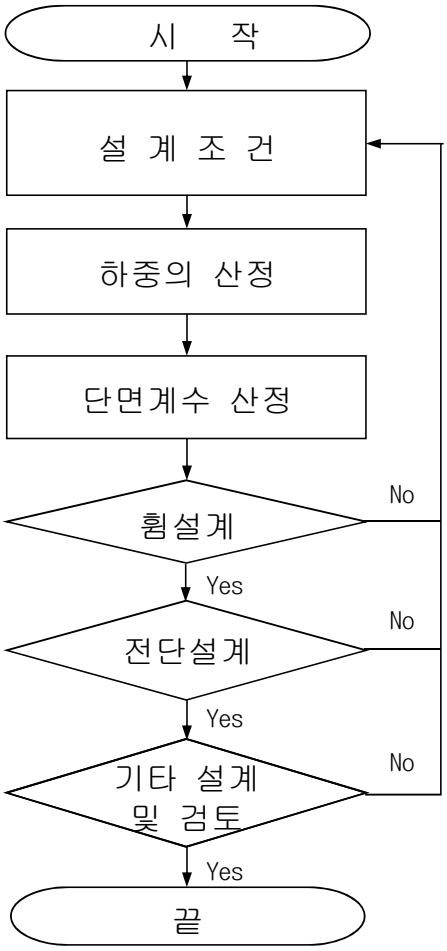
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

제8장 지점부 검토
8.1 프리스트레스의 손실량 산정
8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.500 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 3.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 11 = 1,525.7 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 11 = 1,525.7 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

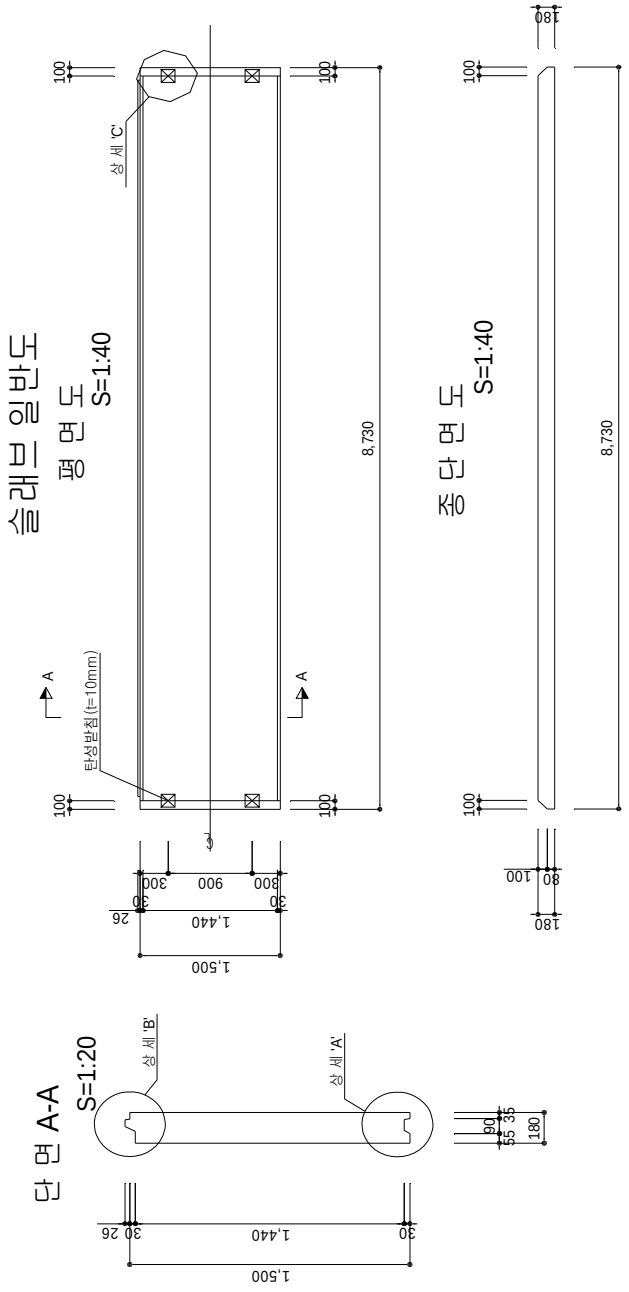
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

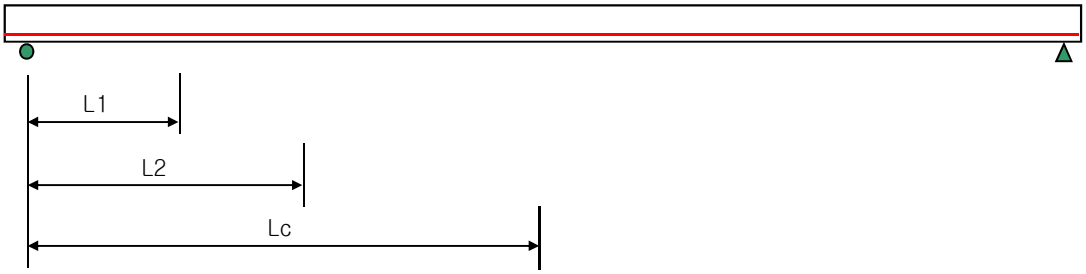
단 면 적 = 265,137 ㎟

하중계산 = 265,137 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.628 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,500.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.500 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.500 = 7.500 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.500 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

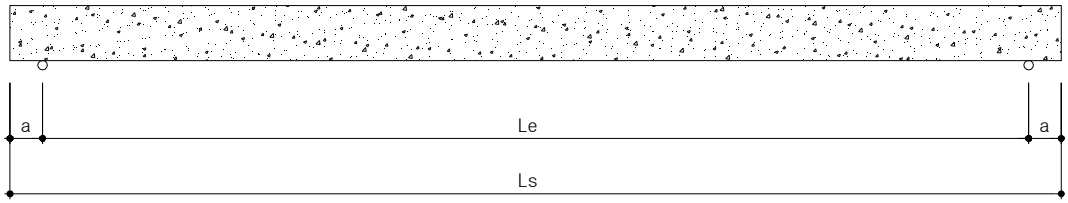
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.628	0.072	0.000	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.70
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.20
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.70
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.38
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.04
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.04
MAX						20.04

3.5 단면력 산정

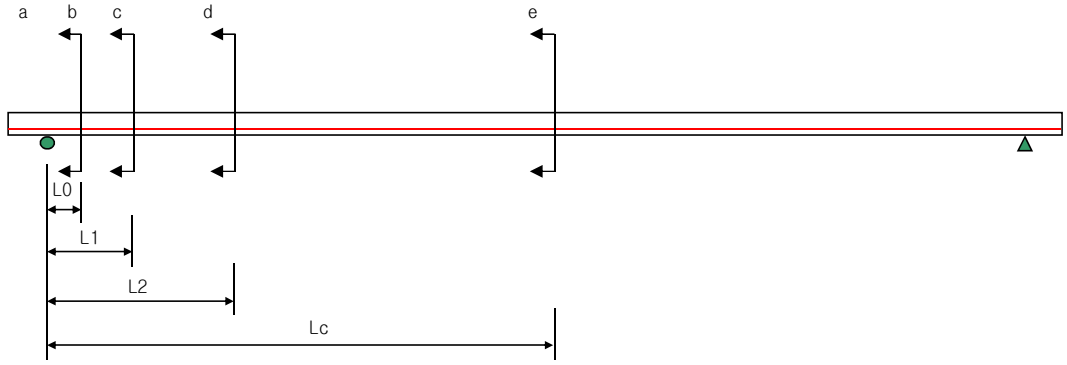
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.419 × 8.530)/ 2 = 18.847 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.419 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.265 kN-m

M_3 = 4.419 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.364 kN-m

M_4 = 4.419 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.298 kN-m

M_5 = 4.419 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 41.133 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.847 kN

S_2 = 18.847 - (4.419 × 0.700) = 15.754 kN

S_3 = 18.847 - (4.419 × 1.400) = 12.660 kN

S_4 = 18.847 - (4.419 × 2.000) = 10.009 kN

S_5 = 18.847 - (4.419 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.048 × 8.530)/ 2 = 0.204 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.048 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.133 kN-m

M_3 = 0.048 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.242 kN-m

M_4 = 0.048 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.318 kN-m

M_5 = 0.048 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.446 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.204 kN

S_2 = 0.204 - (0.048 × 0.700) = 0.171 kN

S_3 = 0.204 - (0.048 × 1.400) = 0.137 kN

S_4 = 0.204 - (0.048 × 2.000) = 0.108 kN

S_5 = 0.204 - (0.048 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.265	0.133	0.000	13.878	26.275	0차비부착부
	c	22.364	0.242	0.000	25.305	47.912	1차비부착부
	d	29.298	0.318	0.000	33.150	62.765	2차비부착부
	e	41.133	0.446	0.000	46.542	88.121	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.847	0.204	0.000	21.325	40.376	지점부(전단검토)
	b	15.754	0.171	0.000	17.825	33.749	0차비부착부
	c	12.660	0.137	0.000	14.325	27.123	1차비부착부
	d	10.009	0.108	0.000	11.325	21.442	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

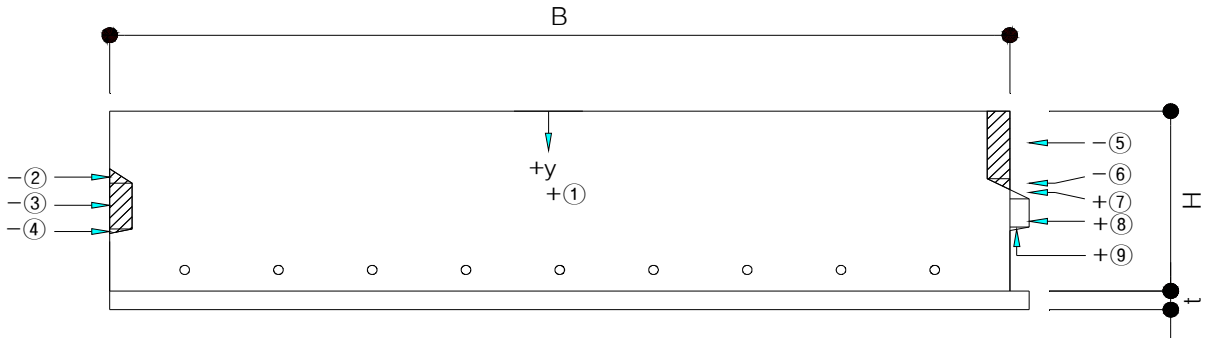
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.847	0.204	0.000		19.051	
LC-2	18.847	0.204	0.000	21.325	40.376	
MAX					40.376	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1500	180	270,000	90.0	24,300,000	8,100	2,700	10,800	2,916,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-11			-1,526	125.0	-190,713	15,625			-23,867,871
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				265,137		23,928,519				2,878,850,567

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 265,137.30 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 23,928,519 / 265,137 = 90.25 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.25 - 180.00 = -89.75 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

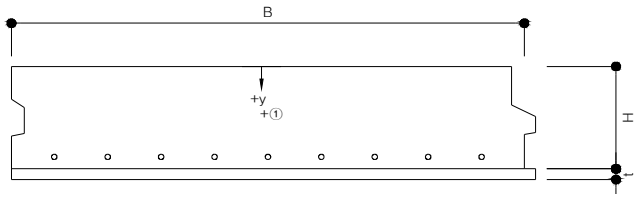
= 2,878,850,567 - 90.25 × 23,928,519 = 719,312,737 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{719,312,737}{90.25} = 7,970,264.9$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{719,312,737}{-89.75} = -8,014,585.5$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	11	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		11	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			265,137.30		23,928,519				2,878,850,567
Ap1	138.7	11	9,154.20	125.0	1,144,275	15,625	0	15,625	143,034,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		11	274,291.50		25,072,794				3,021,884,942

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 274,291.50 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 25,072,794 / 274,292 = 91.41 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.41 − 180.00 = −88.59 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (11 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/11$

= 91.41 − 125.00 = −33.59 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

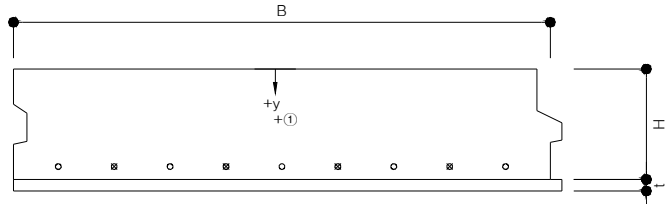
= 3,021,884,942 − 91.41 × 25,072,794 = 729,998,364 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{729,998,364}{91.41} = 7,986,040.4 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{729,998,364}{-33.59} = -21,732,157.3 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{729,998,364}{-88.59} = -8,240,124.2 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			265,137.30		23,928,519				2,878,850,567
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	273,459.30		24,968,769				3,008,881,817

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 273,459.30 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 24,968,769 / 273,459 = 91.31 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.31 − 180.00 = -88.69 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 ×125.0 + 0 ×75.0) / 10

= 91.31 − 125.00 = -33.69 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

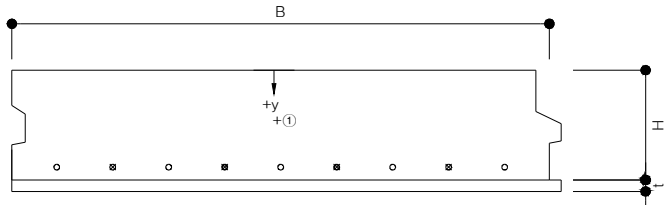
= 3,008,881,817 − 91.31 × 24,968,769 = 729,056,506 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{729,056,506}{91.31} = 7,984,666.0$ ㎟

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{729,056,506}{-33.69} = -21,638,267.8$ ㎟

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{729,056,506}{-88.69} = -8,220,007.6$ ㎟

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			265,137.30		23,928,519				2,878,850,567
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,794.90		24,760,719				2,982,875,567

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 271,794.90 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 24,760,719 / 271,795 = 91.10 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.10 − 180.00 = -88.90 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 ×125.0+ 0 ×75.0) / 8

= 91.10 − 125.00 = -33.90 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,982,875,567 − 91.10 × 24,760,719 = 727,155,487 ㎜^{4}

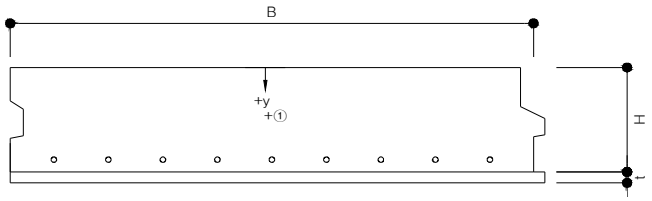
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{727,155,487}{91.10} = 7,981,882.6$ ㎟

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{727,155,487}{-33.90} = -21,450,488.8$ ㎟

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{727,155,487}{-88.90} = -8,179,545.8$ ㎟

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	11	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		11	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			265,137.30		23,928,519				2,878,850,567
Ap1	138.7	11	7,628.50	125.0	953,563	15,625	0	15,625	119,195,313
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		11	272,765.80		24,882,082				2,998,045,880

N_c = 6.00

A_{vc1} = 272,765.80 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,882,082 / 272,766 = 91.22 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.22 − 180.00 = -88.78 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (11 × 125.0+0 × 75.0) / 11

= 91.22 − 125.00 = -33.78 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

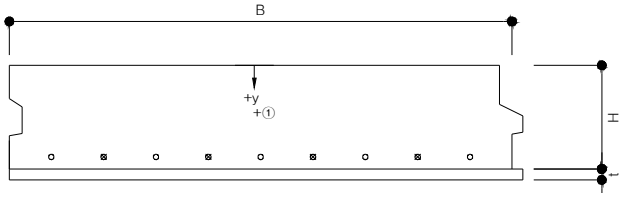
= 2,998,045,880 − 91.22 × 24,882,082 = 728,267,234 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{728,267,234}{91.22} = 7,983,511.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{728,267,234}{-33.78} = -21,560,026.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{728,267,234}{-88.78} = -8,203,185.7 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			265,137.30		23,928,519				2,878,850,567
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	272,072.30		24,795,394				2,987,209,942

N_c = 6.00

A_{vb1} = 272,072.30 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,795,394 / 272,072 = 91.14 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.14 − 180.00 = -88.86 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×125.0+0 ×75.0) / 10

= 91.14 − 125.00 = -33.86 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

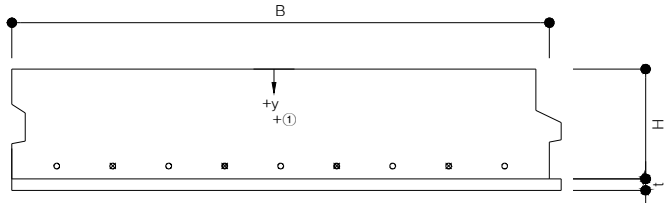
= 2,987,209,942 − 91.14 × 24,795,394 = 727,473,939 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{727,473,939}{91.14} = 7,982,349.7$ ㎜^{3}

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{727,473,939}{-33.86} = -21,481,785.3$ ㎜^{3}

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{727,473,939}{-88.86} = -8,186,310.7$ ㎜^{3}

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			265,137.30		23,928,519				2,878,850,567
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	270,685.30		24,622,019				2,965,538,067

N_c = 6.00

A_{va1} = 270,685.30 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,622,019 / 270,685 = 90.96 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 90.96 − 180.00 = -89.04 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 90.96 − 125.00 = -34.04 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,965,538,067 − 90.96 × 24,622,019 = 725,875,153 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{725,875,153}{90.96} = 7,980,000.8$ ㎜^{3}

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{725,875,153}{-34.04} = -21,325,302.7$ ㎜^{3}

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{725,875,153}{-89.04} = -8,152,400.5$ ㎜^{3}

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	265,137.3	A_{vc1}'	274,291.5	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.6	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.6	mm
I_{vc0}	719,312,737.0	I_{vc1}'	729,998,364.0	mm^4
Z_{tc0}	7,970,264.9	Z_{tc1}'	7,986,040.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,732,157.3	mm^3
Z_{bc0}	-8,014,585.5	Z_{bc1}'	-8,240,124.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	265,137.3	A_{vb1}'	273,459.3	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	719,312,737.0	I_{vb1}'	729,056,506.0	mm^4
Z_{tb0}	7,970,264.9	Z_{tb1}'	7,984,666.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,638,267.8	mm^3
Z_{bb0}	-8,014,585.5	Z_{bb1}'	-8,220,007.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	265,137.3	A_{va1}'	271,794.9	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	719,312,737.0	I_{va1}'	727,155,486.8	mm^4
Z_{ta0}	7,970,264.9	Z_{ta1}'	7,981,882.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,450,488.8	mm^3
Z_{ba0}	-8,014,585.5	Z_{ba1}'	-8,179,545.8	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	265,137.3	A_{vc1}	272,765.8	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.8	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.8	mm
I_{vc0}	719,312,737.0	I_{vc1}	728,267,234.1	mm^4
Z_{tc0}	7,970,264.9	Z_{tc1}	7,983,511.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,560,026.5	mm^3
Z_{bc0}	-8,014,585.5	Z_{bc1}	-8,203,185.7	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	265,137.3	A_{vb1}	272,072.3	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	719,312,737.0	I_{vb1}	727,473,938.5	mm^4
Z_{tb0}	7,970,264.9	Z_{tb1}	7,982,349.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,481,785.3	mm^3
Z_{bb0}	-8,014,585.5	Z_{bb1}	-8,186,310.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	265,137.3	A_{va1}	270,685.3	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	719,312,737.0	I_{va1}	725,875,152.8	mm^4
Z_{ta0}	7,970,264.9	Z_{ta1}	7,980,000.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,325,302.7	mm^3
Z_{ba0}	-8,014,585.5	Z_{ba1}	-8,152,400.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{41,133,235}{7,986,040} \times 1.500 = 7.726$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{41,133,235}{-21,732,157} \times 1.500 = -2.839$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{41,133,235}{-8,240,124} \times 1.500 = -7.488$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{41,133,235}{7,983,512} \times 1.500 = 7.728$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{41,133,235}{-21,560,027} \times 1.500 = -2.862$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{41,133,235}{-8,203,186} \times 1.500 = -7.521$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{445,805}{7,983,512} \times 1.500 = 0.084$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{445,805}{-21,560,027} \times 1.500 = -0.031$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{445,805}{-8,203,186} \times 1.500 = -0.082$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,983,512} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,560,027} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,203,186} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{7,983,512} \times 1.500 = 8.745$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-21,560,027} \times 1.500 = -3.238$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-8,203,186} \times 1.500 = -8.510$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,365 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,365.0 \times 138.7 \times 11 \times \left(\frac{1}{274,292} + \frac{-33.59}{-21,732,157}\right)$

$= 10.812$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.839$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.812 + -2.839)$

$= 7.972$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.972 = 57.356$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.031 + 0.000)
  = 0.031 MPa (압축)
- f_{cir} = 7.972 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 7.972 - 7 × 0.031
  = 95.452 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 57.356 - 0.05 × (45.500 + 95.452)
= 22.217 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,365.0 - 57.356 = 1,307.64 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 11 × 138.7 × 1,307.6
= 1,995.07 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,307.64 - 95.45 - 45.50 - 22.22
= 1,144.48 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,144.48}{1,307.64} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.875 × 1,995.07 = 1,746.13 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,995.07 × -33.59 / 1,000 = -67.016 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,746.13 × -33.78 / 1,000 = -58.982 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,995,073}{274,292} + \frac{-67,015,890}{7,986,040} =$ -1.118 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,995,073}{274,292} + \frac{-67,015,890}{-21,732,157} =$ 10.357 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,995,073}{274,292} + \frac{-67,015,890}{-8,240,124} =$ 15.406 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,746,126}{272,766} + \frac{-58,981,655}{7,983,512} =$ -0.986 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,746,126}{272,766} + \frac{-58,981,655}{-21,560,027} =$ 9.137 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,746,126}{272,766} + \frac{-58,981,655}{-8,203,186} =$ 13.592 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,297,672}{7,984,666} \times 1.500 =$ 5.504 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,297,672}{-21,638,268} \times 1.500 =$ -2.031 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,297,672}{-8,220,008} \times 1.500 =$ -5.346 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,297,672}{7,982,350} \times 1.500 =$ 5.505 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,297,672}{-21,481,785} \times 1.500 =$ -2.046 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,297,672}{-8,186,311} \times 1.500 =$ -5.368 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{317,531}{7,982,350} \times 1.500 = 0.060$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{317,531}{-21,481,785} \times 1.500 = -0.022$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{317,531}{-8,186,311} \times 1.500 = -0.058$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,982,350} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,481,785} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,186,311} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{7,982,350} \times 1.500 = 6.229$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-21,481,785} \times 1.500 = -2.315$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-8,186,311} \times 1.500 = -6.074$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,365	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,365.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{273,459} + \frac{-33.69}{-21,638,268} \right)$

$= 9.871$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.031 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.871 + -2.031)$
  $=$ 7.840 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.840 =$ 56.406 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.022 + 0.000)$
  $=$ 0.022 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.840 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 7.840 - 7 \times 0.022$
  $=$ 93.929 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 56.406 - 0.05 \times (45.500 + 93.929)$
$=$ 22.388 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,365.0 - 56.406 =$ 1,308.59 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,308.6$
$=$ 1,815.02 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,308.59 - 93.93 - 45.50 - 22.39$
$=$ 1,146.78 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,146.78}{1,308.59} =$ 0.876

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.876 $\times$ 1,815.02 = 1,590.58 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}815.02 \times -33.69 / 1{,}000 = -61.153$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}590.58 \times -33.86 / 1{,}000 = -53.864$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}815{,}020}{273{,}459} + \frac{-61{,}153{,}346}{7{,}984{,}666} = -1.022$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}815{,}020}{273{,}459} + \frac{-61{,}153{,}346}{-21{,}638{,}268} = 9.463$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}815{,}020}{273{,}459} + \frac{-61{,}153{,}346}{-8{,}220{,}008} = 14.077$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}590{,}580}{272{,}072} + \frac{-53{,}864{,}491}{7{,}982{,}350} = -0.902$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}590{,}580}{272{,}072} + \frac{-53{,}864{,}491}{-21{,}481{,}785} = 8.354$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}590{,}580}{272{,}072} + \frac{-53{,}864{,}491}{-8{,}186{,}311} = 12.426$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22{,}364{,}331}{7{,}981{,}883} \times 1.500 = 4.203$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22{,}364{,}331}{-21{,}450{,}489} \times 1.500 = -1.564$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22{,}364{,}331}{-8{,}179{,}546} \times 1.500 = -4.101$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22{,}364{,}331}{7{,}980{,}001} \times 1.500 = 4.204$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22{,}364{,}331}{-21{,}325{,}303} \times 1.500 = -1.573$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22{,}364{,}331}{-8{,}152{,}400} \times 1.500 = -4.115$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{242,386}{7,980,001} \times 1.500 = 0.046$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{242,386}{-21,325,303} \times 1.500 = -0.017$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{242,386}{-8,152,400} \times 1.500 = -0.045$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,980,001} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,325,303} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,152,400} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{7,980,001} \times 1.500 = 4.757$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-21,325,303} \times 1.500 = -1.780$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-8,152,400} \times 1.500 = -4.656$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,365	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,365.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{271,795} + \frac{-33.90}{-21,450,489})$

$= 7.966$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.564 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 7.966 + -1.564 $)$
  $=$ 6.402 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 6.402 $=$ 46.060 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.017 + 0.000 $)$
  $=$ 0.017 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.402 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 6.402 $- 7 \times$ 0.017
  $=$ 76.708 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 46.060 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 76.708 $)$
$=$ 24.284 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,365.0 $-$ 46.060 $=$ 1,318.94 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,318.9
$=$ 1,463.50 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,318.94 $-$ 76.71 $-$ 45.50 $-$ 24.28
$=$ 1,172.45 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,172.45}{1,318.94} =$ 0.889

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.889 $\times$ 1,463.50 $=$ 1,300.95 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,463.50 \times -33.90 / 1,000 = -49.611$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,300.95 \times -34.04 / 1,000 = -44.282$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,463,496}{271,795} + \frac{-49,611,423}{7,981,883} = -0.831$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,463,496}{271,795} + \frac{-49,611,423}{-21,450,489} = 7.697$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,463,496}{271,795} + \frac{-49,611,423}{-8,179,546} = 11.450$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,300,949}{270,685} + \frac{-44,281,970}{7,980,001} = -0.743$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,300,949}{270,685} + \frac{-44,281,970}{-21,325,303} = 6.883$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,300,949}{270,685} + \frac{-44,281,970}{-8,152,400} = 10.238$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,307.64	1,308.59	1,318.94
유효 긴장응력	1,144.48	1,146.78	1,172.45

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,144.5	1,146.8	1,172.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.118	15.406	-1.022	14.077	-0.831	11.450
풍도슬래브	7.726	-7.488	5.504	-5.346	4.203	-4.101

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-0.986	13.592	-0.902	12.426	-0.743	10.238
고정 하중	풍도슬래브	7.728	-7.521	5.505	-5.368	4.204	-4.115
	CIP 몰탈	0.084	-0.082	0.060	-0.058	0.046	-0.045
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.745	-8.510	6.229	-6.074	4.757	-4.656

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.608	7.919	4.482	8.731	3.372	7.349
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.742	6.070	4.604	7.058	3.461	6.123
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.826	5.989	4.663	7.000	3.506	6.078
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.826	5.989	4.663	7.000	3.506	6.078
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.570	-2.522	10.893	0.925	8.263	1.422
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,082,580.500 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1525.700 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.582 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	74.842	1.6 ×(Σ작업하중)	111.700	186.543

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 186.543 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1500 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

r_p = 0.400 (fpy/fpu= 0.851)

β_1 = 0.696

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1525.70}{1500.0 \times 125.0} = 0.0081$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.008 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

= 1,549 MPa

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1525.70 \times 1{,}549 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

= 37.1 mm

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1{,}525.70 \times 1{,}549 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{12.61}{50}\right)$$

= 214 kN·m

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 214 kN·m > 186.54 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 13.592)× 8,203,186 / 1.0E+06

= 148.04 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 213.80 kN·m

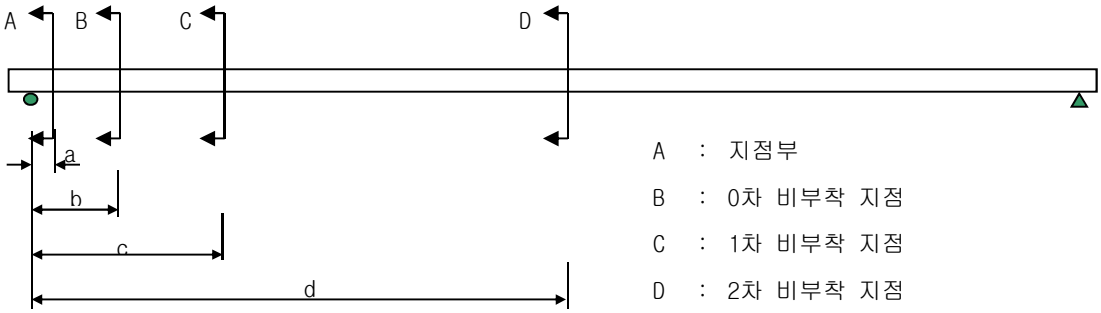
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 148.04 = 177.65 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	28.270	0.306	28.577	31.988	60.564
B	23.630	0.256	23.886	26.738	50.624
C	18.990	0.206	19.196	21.488	40.684
D	15.013	0.163	15.176	16.988	32.164
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.397	0.199	18.597	20.816	39.413
C	33.546	0.364	33.910	37.958	71.868
D	43.947	0.476	44.423	49.725	94.148
E	61.700	0.669	62.369	69.813	132.181

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	33.924	0.368	34.292	51.180	85.472
B	28.356	0.307	28.664	42.780	71.444
C	22.789	0.247	23.036	34.380	57.416
D	18.016	0.195	18.211	27.180	45.391
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.077	0.239	22.316	33.306	55.622
C	40.256	0.436	40.692	60.732	101.424
D	52.736	0.572	53.307	79.560	132.867
E	74.040	0.802	74.842	111.700	186.543

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.883	0.000	725,875,153	89.0	84.933
B	50.0	6.883	2.281	725,875,153	89.0	66.336
C	50.0	6.883	4.160	725,875,153	89.0	51.023
D	50.0	8.354	5.426	727,473,939	88.9	52.905
E	50.0	9.137	7.603	728,267,234	88.8	41.589

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,500	144.0	60.564	24.908	84.933	0.000	∞
B	50.0	1,500	144.0	50.624	20.820	66.336	16.209	212.198
C	50.0	1,500	144.0	40.684	16.732	51.023	29.557	145.935
D	50.0	1,500	144.0	32.164	13.228	52.905	38.720	126.605
E	50.0	1,500	144.0	0.000	0.000	41.589	54.361	76.368

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.806	1,500.0	144.0	0.00	754.369
B	50.0	4.806	1,500.0	144.0	0.00	754.369
C	50.0	4.806	1,500.0	144.0	0.00	754.369
D	50.0	5.846	1,500.0	144.0	0.00	821.763
E	50.0	6.402	1,500.0	144.0	0.00	857.753

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	754.369	754.369
B	212.198	754.369	212.198
C	145.935	754.369	145.935
D	126.605	821.763	126.605
E	76.368	857.753	76.368

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600mm보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

· 계수 전단력 V_u가 ΦVc의 1/2을 초과하는 경우에는 균열 발생을 억제하기 위해 다음과 같은 단면적을 갖는 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

$A_v = 0.35 \cdot b_w \cdot s / f_y$ ($f_y \leq 400MPa$)

1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	85.472	754.369	0.750	565.777	-480.30	0.151	전단보강 불필요
B	71.444	212.198	0.750	159.148	-87.70	0.449	전단보강 불필요
C	57.416	145.935	0.750	109.451	-52.04	0.525	최소철근 보강
D	45.391	126.605	0.750	94.954	-49.56	0.478	전단보강 불필요
E	0.000	76.368	0.750	57.276	-57.28	0.000	전단보강 불필요

2) 배근된 전단철근이 부담하는 전단력

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$ (①) $\leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ (②)

단면	배근간격 (s, mm)	A_{use} (㎟)	d (mm)	f_y (MPa)	V_{suse} (kN)			
					①	< OR >	②	∴ V_{suse}
C	150	253.40	144.00	400.00	97.31	<	1,018.23	97.31
D	150	253.40	144.00	400.00	97.31	<	1,018.23	97.31

3) 전단철근 배근간격 검토

$1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d \Rightarrow$ ③

단면	s_{max} (mm)				배근간격 (s, mm)	CHECK
	V_{suse}		③	∴ s_{max}		
C	97.31	<	509.12	600	150	O.K
D	97.31	<	509.12	600	150	O.K

4) 전단철근이 부담하는 전단력 및 최소 전단철근 검토

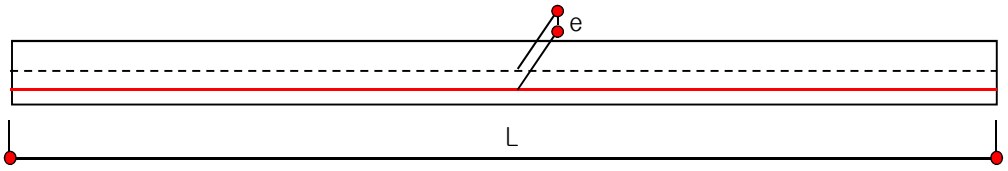
최소 전단철근 $A_v = 0.35 \cdot b_w \cdot s / f_y$

단면	전단력(KN) 검토				최소 전단철근(㎟) 검토			
	V_{suse}		V_s	CHECK	A_{suse}		A_v	CHECK
C	97.31	>	-66.08	O.K	253.40	>	196.88	O.K
D	97.31	>	-76.37	O.K	253.40	>	196.88	O.K

제7장 처짐검토

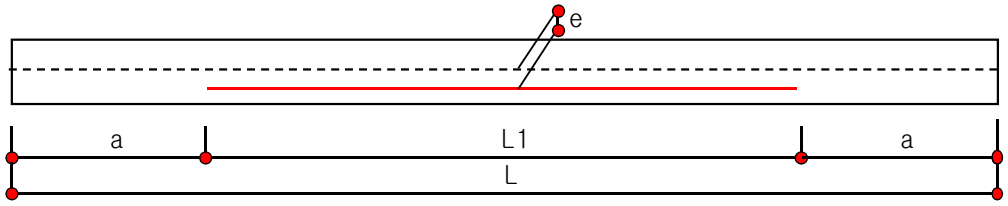
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}995 \times 33.8 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 728267234.1} - \frac{180 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 728267234.1}$$

$$- \frac{352 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 728267234.1}$$

$$= 26.06 - 0.518 - 0.498 = 25.0 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	67.391	729,998,364	-25.04	
풍도슬래브 자중	41.133	729,998,364	22.52	
접합 몰탈	0.446	729,998,364	0.23	
격벽 하중(집중하중)	0.000	729,998,364	0.00	
합 계(고정하중)			-2.29	
작업하중 및 풍하중	46.542	729,998,364	24.19	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-1

(L= 8.730 m, B= 1.000 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

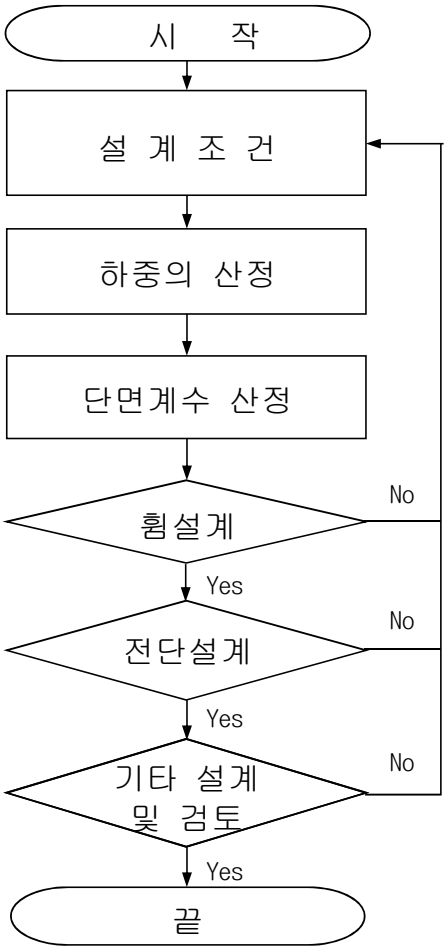
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

\# A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

1.1.4 참고문헌

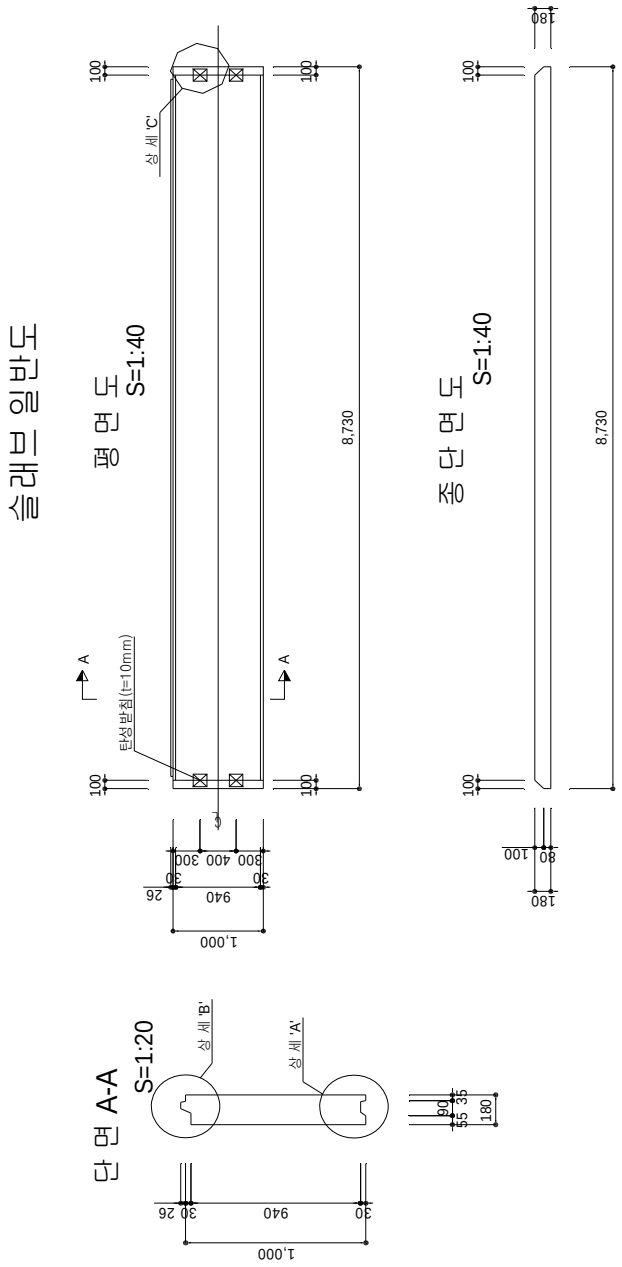
1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도

#



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

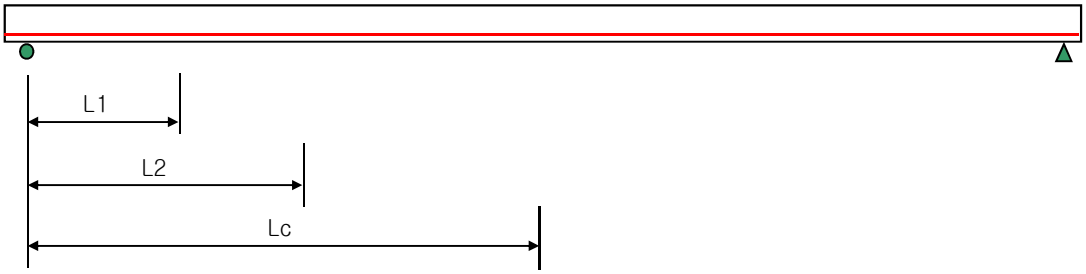
단 면 적 = 175,276 ㎟

하중계산 = 175,276 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.382 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

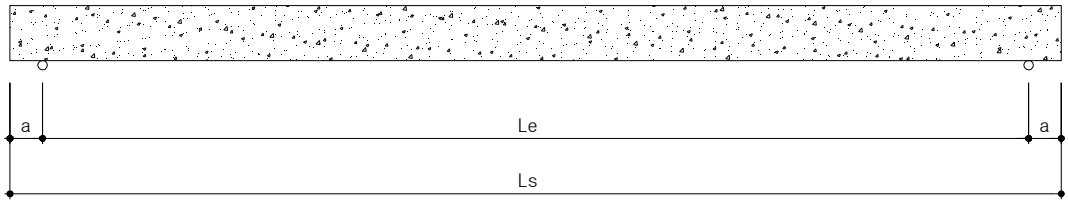
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.382	0.072	0.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.45
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	9.45
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.45
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	6.24
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	13.34
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	5.34
MAX						13.34

3.5 단면력 산정

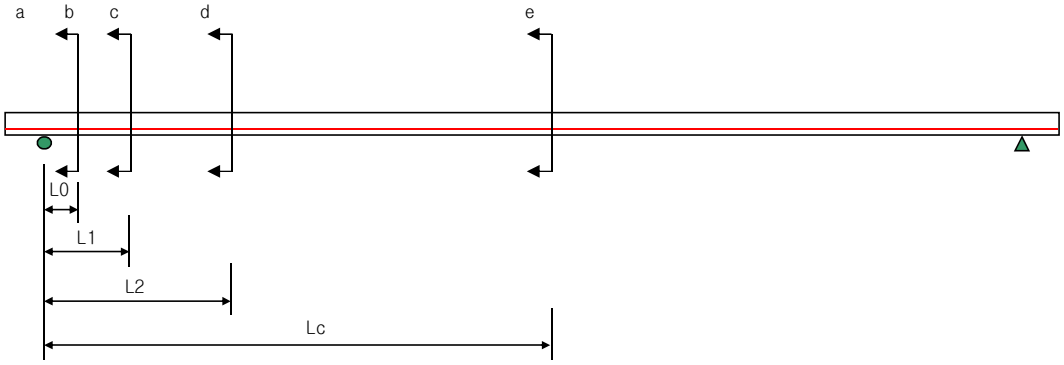
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

##

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.382 × 8.530)/ 2 = 18.689 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.382 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.162 kN-m

M_3 = 4.382 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.177 kN-m

M_4 = 4.382 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.052 kN-m

M_5 = 4.382 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.788 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.689 kN

S_2 = 18.689 - (4.382 × 0.700) = 15.621 kN

S_3 = 18.689 - (4.382 × 1.400) = 12.554 kN

S_4 = 18.689 - (4.382 × 2.000) = 9.925 kN

S_5 = 18.689 - (4.382 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.072 × 8.530)/ 2 = 0.306 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.072 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.199 kN-m

M_3 = 0.072 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.364 kN-m

M_4 = 0.072 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.476 kN-m

M_5 = 0.072 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.669 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.306 kN

S_2 = 0.306 - (0.072 × 0.700) = 0.256 kN

S_3 = 0.306 - (0.072 × 1.400) = 0.206 kN

S_4 = 0.306 - (0.072 × 2.000) = 0.163 kN

S_5 = 0.306 - (0.072 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.162	0.199	0.000	13.878	26.239	0차비부착부
	c	22.177	0.364	0.000	25.305	47.845	1차비부착부
	d	29.052	0.476	0.000	33.150	62.678	2차비부착부
	e	40.788	0.669	0.000	46.542	87.999	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.689	0.306	0.000	21.325	40.320	지점부(전단검토)
	b	15.621	0.256	0.000	17.825	33.703	0차비부착부
	c	12.554	0.206	0.000	14.325	27.085	1차비부착부
	d	9.925	0.163	0.000	11.325	21.413	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

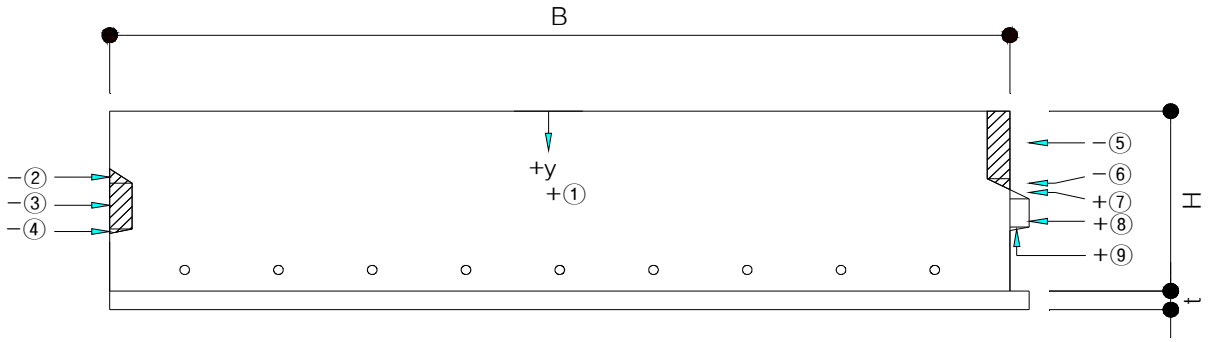
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.689	0.306	0.000		18.995	
LC-2	18.689	0.306	0.000	21.325	40.320	
MAX					40.320	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	180	180,000	90.0	16,200,000	8,100	2,700	10,800	1,944,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				175,276		15,845,857				1,909,020,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 175,276.00 ㎟

= ∑Q / ∑A = 15,845,857 / 175,276 = 90.41 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.41 - 180.00 = -89.59 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

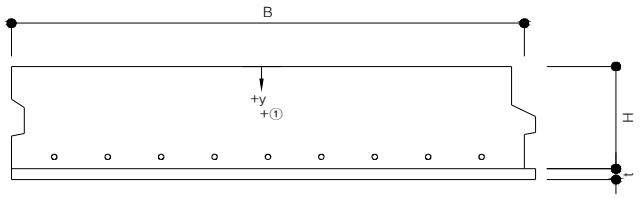
= 1,909,020,374 - 90.41 × 15,845,857 = 476,473,000 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{476,473,000}{90.41} = 5,270,417.6$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{476,473,000}{-89.59} = -5,318,085.9$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			175,276.00		15,845,857				1,909,020,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	183,598.00		16,886,107				2,039,051,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 183,598.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 16,886,107 / 183,598 = 91.97 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.97 − 180.00 = -88.03 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/10$

= 91.97 − 125.00 = -33.03 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

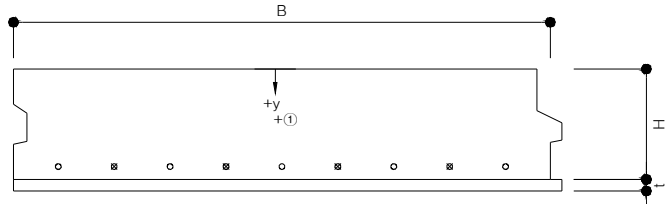
= 2,039,051,624 − 91.97 × 16,886,107 = 485,981,338 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{485,981,338}{91.97} = 5,283,941.6 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{485,981,338}{-33.03} = -14,714,784.0 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{485,981,338}{-88.03} = -5,520,837.6 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			175,276.00		15,845,857				1,909,020,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	181,933.60		16,678,057				2,013,045,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 181,933.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 16,678,057 / 181,934 = 91.67 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.67 − 180.00 = -88.33 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.67 − 125.00 = -33.33 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

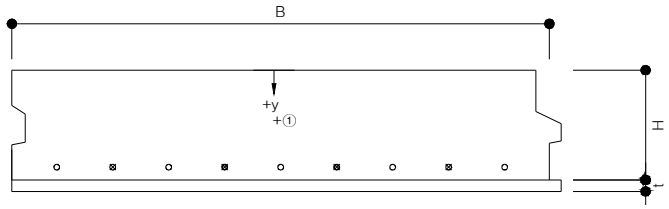
= 2,013,045,374 − 91.67 × 16,678,057 = 484,149,259 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{484,149,259}{91.67} = 5,281,371.8$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{484,149,259}{-33.33} = -14,526,418.0$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{484,149,259}{-88.33} = -5,481,211.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			175,276.00		15,845,857				1,909,020,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	180,269.20		16,470,007				1,987,039,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 180,269.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 16,470,007 / 180,269 = 91.36 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.36 − 180.00 = -88.64 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 91.36 − 125.00 = -33.64 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,987,039,124 − 91.36 × 16,470,007 = 482,283,349 ㎜^{4}

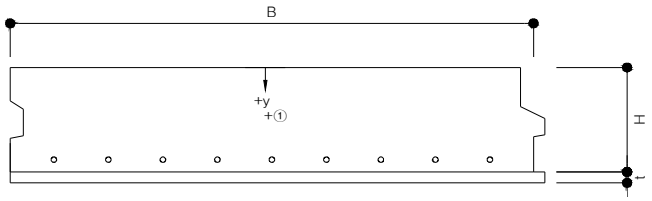
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{482,283,349}{91.36} = 5,278,737.0$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{482,283,349}{-33.64} = -14,338,052.0$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{482,283,349}{-88.64} = -5,441,130.8$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			175,276.00		15,845,857				1,909,020,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	182,211.00		16,712,732				2,017,379,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 182,211.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 16,712,732 / 182,211 = 91.72 ㎜

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.72 − 180.00 = -88.28 ㎜

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 × 125.0+0 × 75.0) / 10

= 91.72 − 125.00 = -33.28 ㎜

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

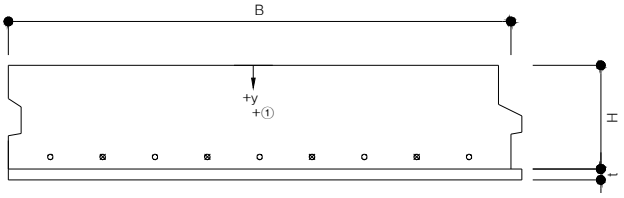
= 2,017,379,749 − 91.72 × 16,712,732 = 484,456,930 $㎜^4$

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{484,456,930}{91.72} = 5,281,804.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{484,456,930}{-33.28} = -14,557,812.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{484,456,930}{-88.28} = -5,487,847.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			175,276.00		15,845,857				1,909,020,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	180,824.00		16,539,357				1,995,707,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 180,824.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 16,539,357 / 180,824 = 91.47 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.47 − 180.00 = -88.53 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.47 − 125.00 = -33.53 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

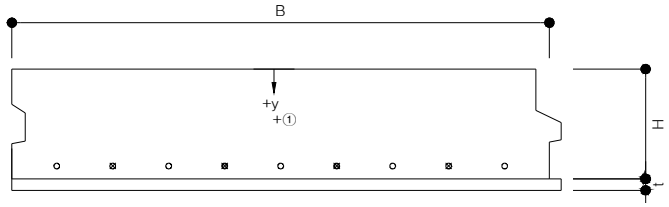
= 1,995,707,874 − 91.47 × 16,539,357 = 482,909,136 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{482,909,136}{91.47} = 5,279,622.6$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{482,909,136}{-33.53} = -14,400,840.7$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{482,909,136}{-88.53} = -5,454,541.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			175,276.00		15,845,857				1,909,020,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	179,437.00		16,365,982				1,974,035,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 179,437.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 16,365,982 / 179,437 = 91.21 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.21 − 180.00 = -88.79 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.21 − 125.00 = -33.79 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,974,035,999 − 91.21 × 16,365,982 = 481,337,414 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{481,337,414}{91.21} = 5,277,394.5$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{481,337,414}{-33.79} = -14,243,869.0$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{481,337,414}{-88.79} = -5,420,917.9$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	175,276.0	A_{vc1}'	183,598.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	92.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.0	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-88.0	mm
I_{vc0}	476,472,999.7	I_{vc1}'	485,981,337.6	mm^4
Z_{tc0}	5,270,417.6	Z_{tc1}'	5,283,941.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-14,714,784.0	mm^3
Z_{bc0}	-5,318,085.9	Z_{bc1}'	-5,520,837.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	175,276.0	A_{vb1}'	181,933.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.7	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.3	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.3	mm
I_{vb0}	476,472,999.7	I_{vb1}'	484,149,258.8	mm^4
Z_{tb0}	5,270,417.6	Z_{tb1}'	5,281,371.8	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-14,526,418.0	mm^3
Z_{bb0}	-5,318,085.9	Z_{bb1}'	-5,481,211.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	175,276.0	A_{va1}'	180,269.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.6	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.6	mm
I_{va0}	476,472,999.7	I_{va1}'	482,283,349.4	mm^4
Z_{ta0}	5,270,417.6	Z_{ta1}'	5,278,737.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,338,052.0	mm^3
Z_{ba0}	-5,318,085.9	Z_{ba1}'	-5,441,130.8	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	175,276.0	A_{vc1}	182,211.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.3	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.3	mm
I_{vc0}	476,472,999.7	I_{vc1}	484,456,929.6	mm^4
Z_{tc0}	5,270,417.6	Z_{tc1}	5,281,804.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-14,557,812.3	mm^3
Z_{bc0}	-5,318,085.9	Z_{bc1}	-5,487,847.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	175,276.0	A_{vb1}	180,824.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.5	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.5	mm
I_{vb0}	476,472,999.7	I_{vb1}	482,909,135.8	mm^4
Z_{tb0}	5,270,417.6	Z_{tb1}	5,279,622.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,400,840.7	mm^3
Z_{bb0}	-5,318,085.9	Z_{bb1}	-5,454,541.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	175,276.0	A_{va1}	179,437.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.8	mm
I_{va0}	476,472,999.7	I_{va1}	481,337,414.0	mm^4
Z_{ta0}	5,270,417.6	Z_{ta1}	5,277,394.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,243,869.0	mm^3
Z_{ba0}	-5,318,085.9	Z_{ba1}	-5,420,917.9	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,788,314}{5,283,942} \times 1.000 = 7.719$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,788,314}{-14,714,784} \times 1.000 = -2.772$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,788,314}{-5,520,838} \times 1.000 = -7.388$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,788,314}{5,281,805} \times 1.000 = 7.722$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,788,314}{-14,557,812} \times 1.000 = -2.802$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,788,314}{-5,487,847} \times 1.000 = -7.432$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{668,708}{5,281,805} \times 1.000 = 0.127$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{668,708}{-14,557,812} \times 1.000 = -0.046$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{668,708}{-5,487,847} \times 1.000 = -0.122$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,281,805} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-14,557,812} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,487,847} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{5,281,805} \times 1.000 = 8.812$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-14,557,812} \times 1.000 = -3.197$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-5,487,847} \times 1.000 = -8.481$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{183,598} + \frac{-33.03}{-14,714,784}\right)$

$= 14.615$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.772$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.615 + -2.772)$

$= 11.843$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.843 = 85.199$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.046 + 0.000)
  = 0.046 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.843 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.843 - 7 × 0.046
  = 141.791 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 85.199 - 0.05 × (45.500 + 141.791)
= 17.116 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 85.199 = 1,284.80 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 10 × 138.7 × 1,284.8
= 1,782.02 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,284.80 - 141.79 - 45.50 - 17.12
= 1,080.39 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,080.39}{1,284.80} = 0.841$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.841 × 1,782.02 = 1,498.51 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,782.02 × -33.03 / 1,000 = -58.854 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,498.51 × -33.28 / 1,000 = -49.868 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,782,019}{183,598} + \frac{-58,854,263}{5,283,942} =$ -1.432 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,782,019}{183,598} + \frac{-58,854,263}{-14,714,784} =$ 13.706 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,782,019}{183,598} + \frac{-58,854,263}{-5,520,838} =$ 20.366 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,498,507}{182,211} + \frac{-49,867,522}{5,281,805} =$ -1.217 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,498,507}{182,211} + \frac{-49,867,522}{-14,557,812} =$ 11.650 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,498,507}{182,211} + \frac{-49,867,522}{-5,487,847} =$ 17.311 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,051,997}{5,281,372} \times 1.000 =$ 5.501 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,051,997}{-14,526,418} \times 1.000 =$ -2.000 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,051,997}{-5,481,211} \times 1.000 =$ -5.300 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,051,997}{5,279,623} \times 1.000 =$ 5.503 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,051,997}{-14,400,841} \times 1.000 =$ -2.017 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,051,997}{-5,454,542} \times 1.000 =$ -5.326 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{476,296}{5,279,623} \times 1.000 = 0.090$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{476,296}{-14,400,841} \times 1.000 = -0.033$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{476,296}{-5,454,542} \times 1.000 = -0.087$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,279,623} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-14,400,841} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,454,542} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{5,279,623} \times 1.000 = 6.279$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-14,400,841} \times 1.000 = -2.302$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-5,454,542} \times 1.000 = -6.078$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{181,934} + \frac{-33.33}{-14,526,418} \right)$

$= 11.843$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.000 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.843 + -2.000)$
  $=$ 9.843 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.843 =$ 70.816 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.033 + 0.000)$
  $=$ 0.033 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.843 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.843 - 7 \times 0.033$
  $=$ 117.889 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 70.816 - 0.05 \times (45.500 + 117.889)$
$=$ 19.749 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 70.816 =$ 1,299.18 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,299.2$
$=$ 1,441.57 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,299.18 - 117.89 - 45.50 - 19.75$
$=$ 1,116.05 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,116.05}{1,299.18} =$ 0.859

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.859 $\times$ 1,441.57 = 1,238.37 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,441.57 \times -33.33 / 1,000 = -48.046$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,238.37 \times -33.53 / 1,000 = -41.527$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,441,575}{181,934} + \frac{-48,046,082}{5,281,372} = -1.174$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,441,575}{181,934} + \frac{-48,046,082}{-14,526,418} = 11.231$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,441,575}{181,934} + \frac{-48,046,082}{-5,481,211} = 16.689$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,238,365}{180,824} + \frac{-41,526,593}{5,279,623} = -1.017$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,238,365}{180,824} + \frac{-41,526,593}{-14,400,841} = 9.732$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,238,365}{180,824} + \frac{-41,526,593}{-5,454,542} = 14.462$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22,176,796}{5,278,737} \times 1.000 = 4.201$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22,176,796}{-14,338,052} \times 1.000 = -1.547$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22,176,796}{-5,441,131} \times 1.000 = -4.076$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22,176,796}{5,277,394} \times 1.000 = 4.202$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22,176,796}{-14,243,869} \times 1.000 = -1.557$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22,176,796}{-5,420,918} \times 1.000 = -4.091$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{363,580}{5,277,394} \times 1.000 = 0.069$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{363,580}{-14,243,869} \times 1.000 = -0.026$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{363,580}{-5,420,918} \times 1.000 = -0.067$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,277,394} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-14,243,869} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,420,918} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{5,277,394} \times 1.000 = 4.795$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-14,243,869} \times 1.000 = -1.777$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-5,420,918} \times 1.000 = -4.668$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{180,269} + \frac{-33.64}{-14,338,052})$

$= 8.999$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.547 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 8.999 + -1.547)
  = 7.452 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.452 = 53.615 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.026 + 0.000)
  = 0.026 MPa (압축)
- f_{cir} = 7.452 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.452 - 7 × 0.026
  = 89.251 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 ×H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 ×Δfpel - 0.05 ×(Δfpsh + Δfpcr)
= 35 - 0.1 × 53.615 - 0.05 ×(45.500 + 89.251)
= 22.901 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 - 53.615 = 1,316.39 MPa

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 6 × 138.7 × 1,316.4
= 1,095.50 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,316.39 - 89.25 - 45.50 - 22.90
= 1,158.73 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,158.73}{1,316.39} =$ 0.880

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.880 × 1,095.50 = 964.30 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}095.50 \times -33.64 / 1{,}000 = -36.849$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 964.30 \times -33.79 / 1{,}000 = -32.586$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}095{,}496}{180{,}269} + \frac{-36{,}848{,}753}{5{,}278{,}737} = -0.904$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}095{,}496}{180{,}269} + \frac{-36{,}848{,}753}{-14{,}338{,}052} = 8.647$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}095{,}496}{180{,}269} + \frac{-36{,}848{,}753}{-5{,}441{,}131} = 12.849$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{964{,}298}{179{,}437} + \frac{-32{,}586{,}132}{5{,}277{,}394} = -0.801$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{964{,}298}{179{,}437} + \frac{-32{,}586{,}132}{-14{,}243{,}869} = 7.662$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{964{,}298}{179{,}437} + \frac{-32{,}586{,}132}{-5{,}420{,}918} = 11.385$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,284.80	1,299.18	1,316.39
유효 긴장응력	1,080.39	1,116.05	1,158.73

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,080.4	1,116.0	1,158.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.432	20.366	-1.174	16.689	-0.904	12.849
풍도슬래브	7.719	-7.388	5.501	-5.300	4.201	-4.076

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.217	17.311	-1.017	14.462	-0.801	11.385
고정 하중	풍도슬래브	7.722	-7.432	5.503	-5.326	4.202	-4.091
	CIP 몰탈	0.127	-0.122	0.090	-0.087	0.069	-0.067
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.812	-8.481	6.279	-6.078	4.795	-4.668

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.287	12.978	4.327	11.389	3.298	8.773
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.505	9.878	4.486	9.135	3.402	7.294
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.632	9.757	4.576	9.048	3.470	7.227
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.632	9.757	4.576	9.048	3.470	7.227
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.443	1.276	10.855	2.971	8.265	2.559
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	49.748	1.6 ×(Σ작업하중)	74.467	124.215

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 124.215 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1000.0 \times 125.0} = 0.0111$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.011 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

$$= 1{,}429 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1{,}429 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 46.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi\left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)\right]$$

$$= 0.85 \times 1{,}387.00 \times 1{,}429 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{15.86}{50}\right)$$

$$= 171 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 171 kN·m > 124.22 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 17.311)× 5,487,847 / 1.0E+06

= 119.45 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 171.21 kN·m

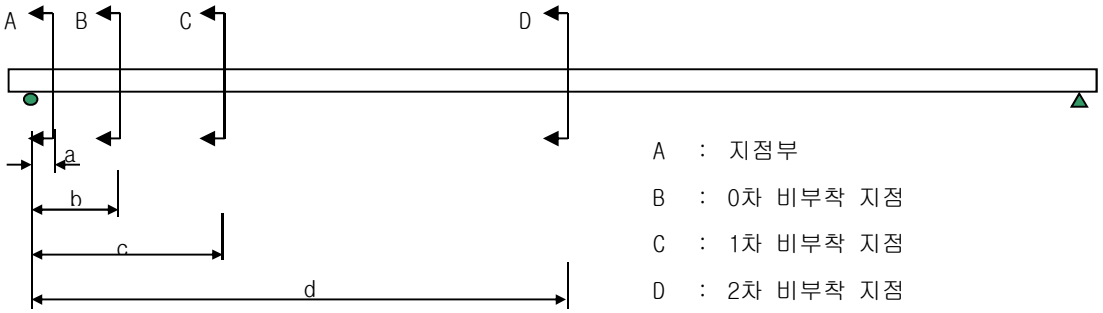
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 119.45 = 143.34 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.689	0.306	18.995	21.325	40.320
B	15.621	0.256	15.878	17.825	33.703
C	12.554	0.206	12.760	14.325	27.085
D	9.925	0.163	10.088	11.325	21.413
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.162	0.199	12.361	13.878	26.239
C	22.177	0.364	22.540	25.305	47.845
D	29.052	0.476	29.528	33.150	62.678
E	40.788	0.669	41.457	46.542	87.999

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	22.427	0.368	22.794	34.120	56.914
B	18.746	0.307	19.053	28.520	47.573
C	15.065	0.247	15.312	22.920	38.232
D	11.910	0.195	12.105	18.120	30.225
### E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.594	0.239	14.834	22.204	37.038
C	26.612	0.436	27.048	40.488	67.536
D	34.862	0.572	35.434	53.040	88.474
E	48.946	0.802	49.748	74.467	124.215

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.662	0.000	481,337,414	88.8	60.700
B	50.0	7.662	2.280	481,337,414	88.8	48.338
C	50.0	7.662	4.158	481,337,414	88.8	38.159
D	50.0	9.732	5.414	482,909,136	88.5	42.840
E	50.0	11.650	7.554	484,456,930	88.3	41.876

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	144.0	40.320	16.594	60.700	0.000	∞
B	50.0	1,000	144.0	33.703	13.871	48.338	10.799	146.702
C	50.0	1,000	144.0	27.085	11.147	38.159	19.691	99.598
D	50.0	1,000	144.0	21.413	8.813	42.840	25.796	86.960
E	50.0	1,000	144.0	0.000	0.000	41.876	36.216	50.912

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.374	1,000.0	144.0	0.00	527.445
B	50.0	5.374	1,000.0	144.0	0.00	527.445
C	50.0	5.374	1,000.0	144.0	0.00	527.445
D	50.0	6.848	1,000.0	144.0	0.00	591.141
E	50.0	8.224	1,000.0	144.0	0.00	650.565

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	527.445	527.445
B	146.702	527.445	146.702
C	99.598	527.445	99.598
D	86.960	591.141	86.960
E	50.912	650.565	50.912

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

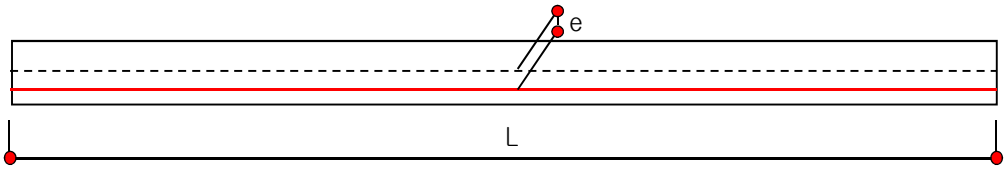
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	56.914	527.445	0.750	395.584	-338.67	0.144	전단보강 불필요
B	47.573	146.702	0.750	110.027	-62.45	0.432	전단보강 불필요
C	38.232	99.598	0.750	74.699	-36.47	0.512	전단보강 불필요
D	30.225	86.960	0.750	65.220	-34.99	0.463	전단보강 불필요
E	0.000	50.912	0.750	38.184	-38.18	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

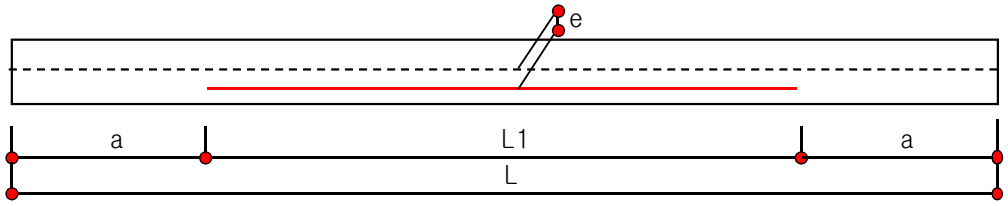
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}782 \times 33.3 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 484456929.6} - \frac{340 \times 33.5 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 484456929.6}$$

$$- \frac{346 \times 33.8 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 484456929.6}$$

$$= 34.47 - 1.459 - 0.732 = 32.3 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

##

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	59.302	485,981,338	-32.28	
풍도슬래브 자중	40.788	485,981,338	22.36	
접합 몰탈	0.669	485,981,338	0.35	
격벽 하중(집중하중)	0.000	485,981,338	0.00	
합 계(고정하중)			-9.57	
작업하중 및 풍하중	46.542	485,981,338	24.23	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-2

(L= 8.730 m, B= 0.980 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

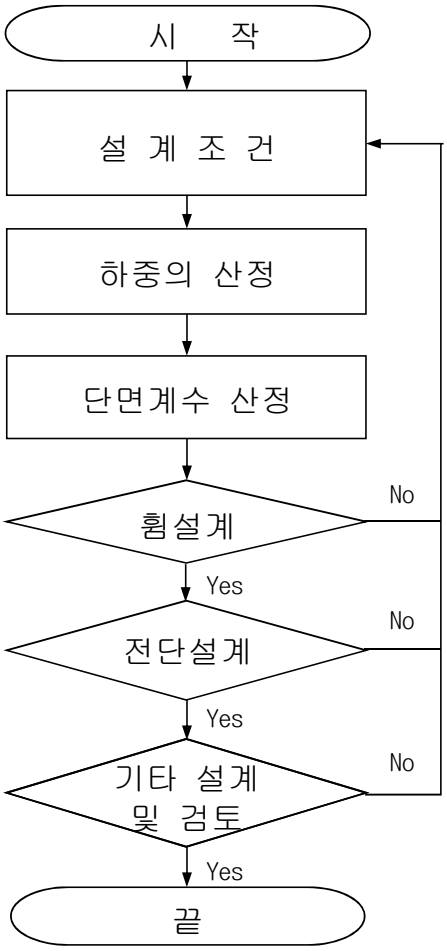
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 0.980 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

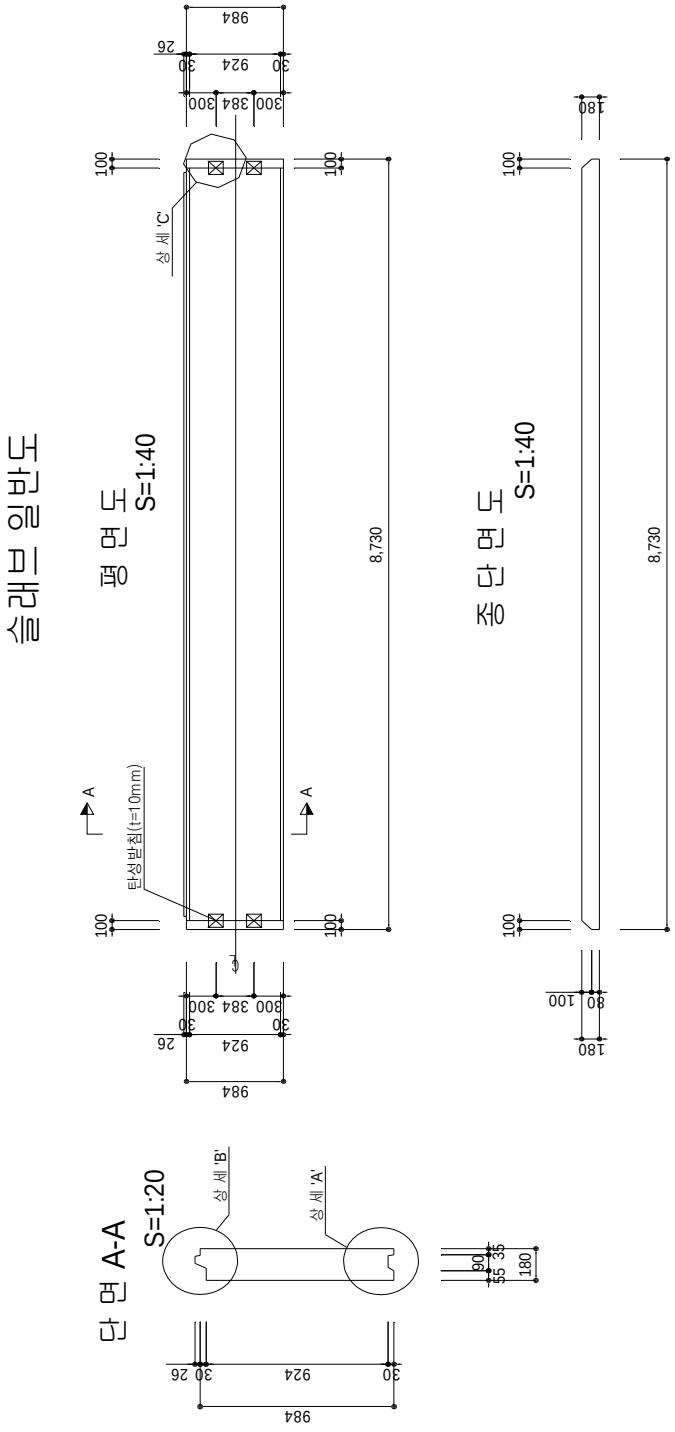
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.98m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

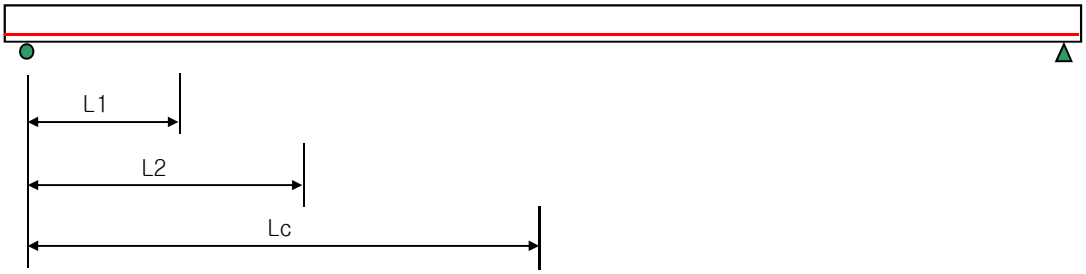
단 면 적 = 171,676 ㎟

하중계산 = 171,676 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.292 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 980.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.980 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.980 = 4.900 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.980 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

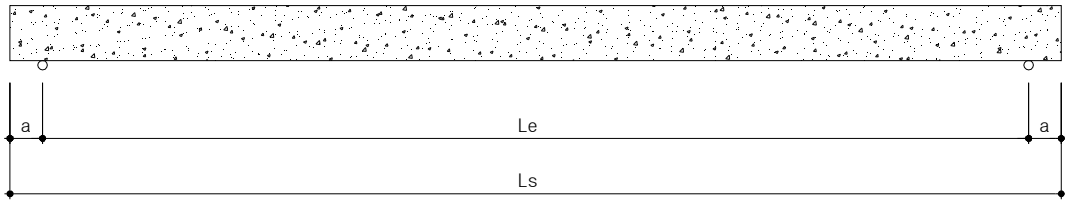
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.292	0.072	0.000	4.900	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.36
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	9.26
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.36
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	6.11
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	13.08
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	5.24
MAX						13.08

3.5 단면력 산정

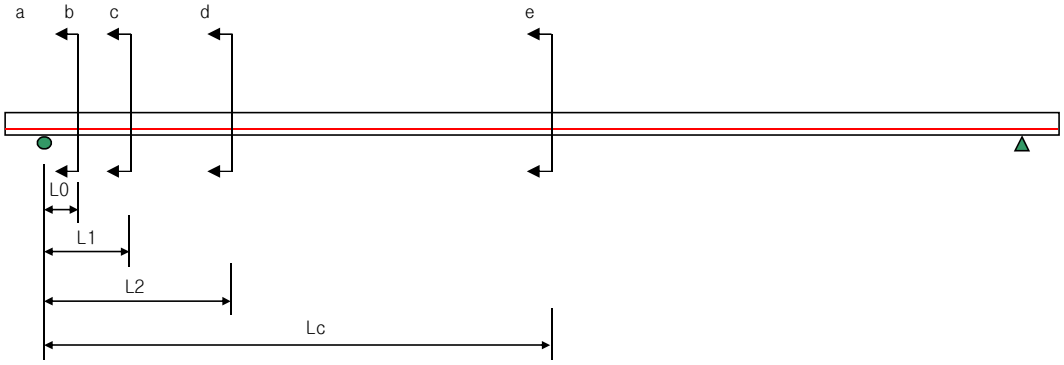
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.379 × 8.530)/ 2 = 18.679 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.379 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.155 kN-m

M_3 = 4.379 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.165 kN-m

M_4 = 4.379 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.036 kN-m

M_5 = 4.379 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.766 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.679 kN

S_2 = 18.679 - (4.379 × 0.700) = 15.613 kN

S_3 = 18.679 - (4.379 × 1.400) = 12.547 kN

S_4 = 18.679 - (4.379 × 2.000) = 9.920 kN

S_5 = 18.679 - (4.379 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.073 × 8.530)/ 2 = 0.313 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.073 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.203 kN-m

M_3 = 0.073 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.371 kN-m

M_4 = 0.073 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.486 kN-m

M_5 = 0.073 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.682 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.313 kN

S_2 = 0.313 - (0.073 × 0.700) = 0.261 kN

S_3 = 0.313 - (0.073 × 1.400) = 0.210 kN

S_4 = 0.313 - (0.073 × 2.000) = 0.166 kN

S_5 = 0.313 - (0.073 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.155	0.203	0.000	13.878	26.236	0차비부착부
	c	22.165	0.371	0.000	25.305	47.841	1차비부착부
	d	29.036	0.486	0.000	33.150	62.672	2차비부착부
	e	40.766	0.682	0.000	46.542	87.990	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.679	0.313	0.000	21.325	40.316	지점부(전단검토)
	b	15.613	0.261	0.000	17.825	33.699	0차비부착부
	c	12.547	0.210	0.000	14.325	27.082	1차비부착부
	d	9.920	0.166	0.000	11.325	21.411	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

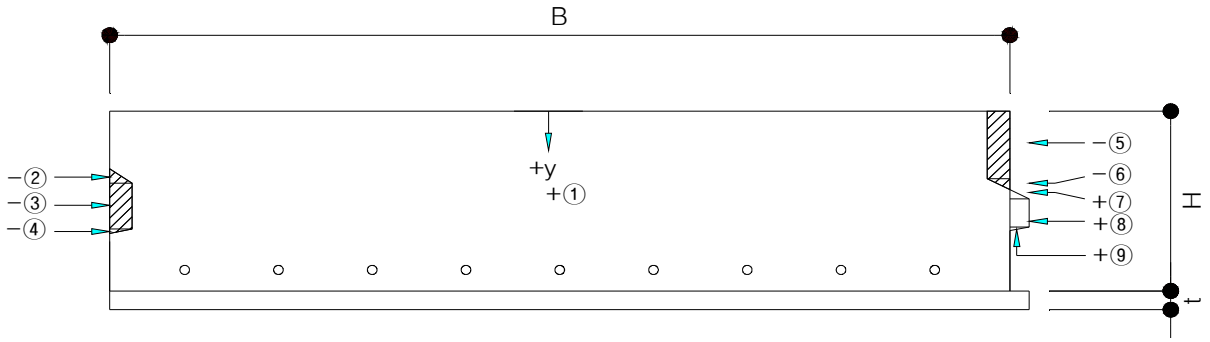
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.679	0.313	0.000		18.991	
LC-2	18.679	0.313	0.000	21.325	40.316	
MAX					40.316	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	980	180	176,400	90.0	15,876,000	8,100	2,700	10,800	1,905,120,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				171,676		15,521,857				1,870,140,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 171,676.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 15,521,857 / 171,676 = 90.41 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.41 - 180.00 = -89.59 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

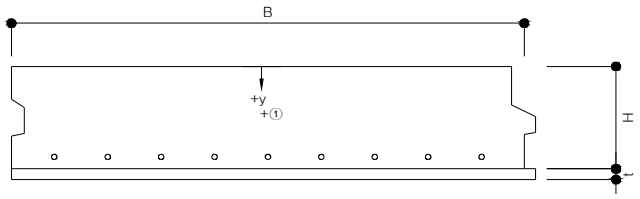
= 1,870,140,374 - 90.41 × 15,521,857 = 466,752,396 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{466,752,396}{90.41}$ = 5,162,409.8 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{466,752,396}{-89.59}$ = -5,210,084.8 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			171,676.00		15,521,857				1,870,140,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	179,998.00		16,562,107				2,000,171,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 179,998.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 16,562,107 / 179,998 = 92.01 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 92.01 − 180.00 = -87.99 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/10$

= 92.01 − 125.00 = -32.99 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

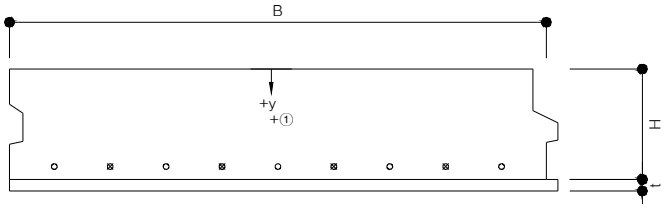
= 2,000,171,624 − 92.01 × 16,562,107 = 476,247,040 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{476,247,040}{92.01} = 5,175,882.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{476,247,040}{-32.99} = -14,437,296.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{476,247,040}{-87.99} = -5,412,680.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			171,676.00		15,521,857				1,870,140,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	178,333.60		16,354,057				1,974,165,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 178,333.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 16,354,057 / 178,334 = 91.70 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.70 − 180.00 = -88.30 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.70 − 125.00 = -33.30 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

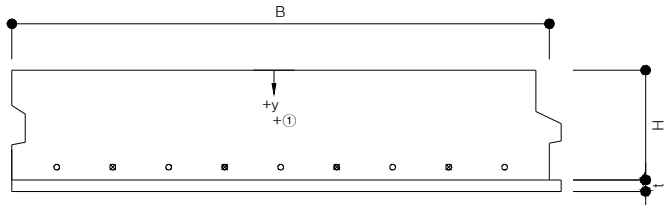
= 1,974,165,374 − 91.70 × 16,354,057 = 474,419,002 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{474,419,002}{91.70} = 5,173,324.9$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{474,419,002}{-33.30} = -14,248,893.7$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{474,419,002}{-88.30} = -5,373,104.0$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			171,676.00		15,521,857				1,870,140,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	176,669.20		16,146,007				1,948,159,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 176,669.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 16,146,007 / 176,669 = 91.39 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.39 − 180.00 = -88.61 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 91.39 − 125.00 = -33.61 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,948,159,124 − 91.39 × 16,146,007 = 472,556,521 ㎜⁴

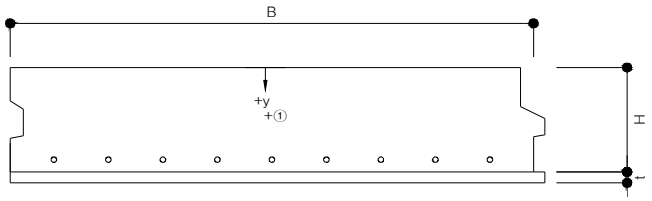
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{472,556,521}{91.39} = 5,170,701.6$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{472,556,521}{-33.61} = -14,060,491.3$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{472,556,521}{-88.61} = -5,333,064.2$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			171,676.00		15,521,857				1,870,140,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	178,611.00		16,388,732				1,978,499,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 178,611.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 16,388,732 / 178,611 = 91.76 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.76 − 180.00 = -88.24 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 × 125.0+0 × 75.0) / 10

= 91.76 − 125.00 = -33.24 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

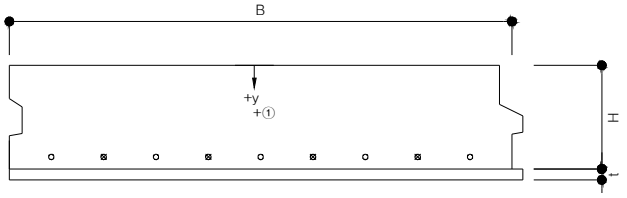
= 1,978,499,749 − 91.76 × 16,388,732 = 474,726,041 mm^4

$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{474,726,041}{91.76} = 5,173,755.6$ ㎣

$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{474,726,041}{-33.24} = -14,280,294.1$ ㎣

$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{474,726,041}{-88.24} = -5,379,732.1$ ㎣

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			171,676.00		15,521,857				1,870,140,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	177,224.00		16,215,357				1,956,827,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 177,224.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 16,215,357 / 177,224 = 91.50 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.50 - 180.00 = -88.50 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.50 - 125.00 = -33.50 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

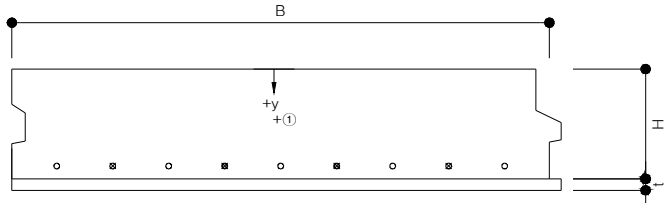
= 1,956,827,874 - 91.50 × 16,215,357 = 473,181,235 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{473,181,235}{91.50} = 5,171,583.5$ ㎜^{3}

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{473,181,235}{-33.50} = -14,123,292.1$ ㎜^{3}

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{473,181,235}{-88.50} = -5,346,462.7$ ㎜^{3}

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			171,676.00		15,521,857				1,870,140,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	175,837.00		16,041,982				1,935,155,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 175,837.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 16,041,982 / 175,837 = 91.23 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.23 - 180.00 = -88.77 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.23 - 125.00 = -33.77 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,935,155,999 - 91.23 × 16,041,982 = 471,612,058 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{471,612,058}{91.23} = 5,169,364.4$ ㎜^{3}

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{471,612,058}{-33.77} = -13,966,290.1$ ㎜^{3}

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{471,612,058}{-88.77} = -5,312,868.1$ ㎜^{3}

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	171,676.0	A_{vc1}'	179,998.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	92.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.0	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-88.0	mm
I_{vc0}	466,752,396.3	I_{vc1}'	476,247,039.7	mm^4
Z_{tc0}	5,162,409.8	Z_{tc1}'	5,175,882.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-14,437,296.1	mm^3
Z_{bc0}	-5,210,084.8	Z_{bc1}'	-5,412,680.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	171,676.0	A_{vb1}'	178,333.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.7	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.3	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.3	mm
I_{vb0}	466,752,396.3	I_{vb1}'	474,419,002.4	mm^4
Z_{tb0}	5,162,409.8	Z_{tb1}'	5,173,324.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-14,248,893.7	mm^3
Z_{bb0}	-5,210,084.8	Z_{bb1}'	-5,373,104.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	171,676.0	A_{va1}'	176,669.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.6	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.6	mm
I_{va0}	466,752,396.3	I_{va1}'	472,556,521.1	mm^4
Z_{ta0}	5,162,409.8	Z_{ta1}'	5,170,701.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,060,491.3	mm^3
Z_{ba0}	-5,210,084.8	Z_{ba1}'	-5,333,064.2	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	171,676.0	A_{vc1}	178,611.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.2	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.2	mm
I_{vc0}	466,752,396.3	I_{vc1}	474,726,041.2	mm^4
Z_{tc0}	5,162,409.8	Z_{tc1}	5,173,755.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-14,280,294.1	mm^3
Z_{bc0}	-5,210,084.8	Z_{bc1}	-5,379,732.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	171,676.0	A_{vb1}	177,224.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.5	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.5	mm
I_{vb0}	466,752,396.3	I_{vb1}	473,181,235.2	mm^4
Z_{tb0}	5,162,409.8	Z_{tb1}	5,171,583.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,123,292.1	mm^3
Z_{bb0}	-5,210,084.8	Z_{bb1}	-5,346,462.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	171,676.0	A_{va1}	175,837.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.8	mm
I_{va0}	466,752,396.3	I_{va1}	471,612,058.4	mm^4
Z_{ta0}	5,162,409.8	Z_{ta1}	5,169,364.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-13,966,290.1	mm^3
Z_{ba0}	-5,210,084.8	Z_{ba1}	-5,312,868.1	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.98m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,765,879}{5,175,882} \times 0.980 = 7.719$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,765,879}{-14,437,296} \times 0.980 = -2.767$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,765,879}{-5,412,681} \times 0.980 = -7.381$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,765,879}{5,173,756} \times 0.980 = 7.722$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,765,879}{-14,280,294} \times 0.980 = -2.798$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,765,879}{-5,379,732} \times 0.980 = -7.426$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{682,355}{5,173,756} \times 0.980 = 0.129$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{682,355}{-14,280,294} \times 0.980 = -0.047$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{682,355}{-5,379,732} \times 0.980 = -0.124$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,173,756} \times 0.980 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-14,280,294} \times 0.980 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,379,732} \times 0.980 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{5,173,756} \times 0.980 = 8.816$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-14,280,294} \times 0.980 = -3.194$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-5,379,732} \times 0.980 = -8.478$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{179,998} + \frac{-32.99}{-14,437,296}\right)$

$= 14.898$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.767$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.898 + -2.767)$

$= 12.131$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.131 = 87.275$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.047 + 0.000)
  = 0.047 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.131 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.131 - 7 × 0.047
  = 145.247 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 87.275 - 0.05 × (45.500 + 145.247)
= 16.735 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 87.275 = 1,282.72 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 10 × 138.7 × 1,282.7
= 1,779.14 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,282.72 - 145.25 - 45.50 - 16.74
= 1,075.24 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,075.24}{1,282.72} = 0.838$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.838 × 1,779.14 = 1,491.36 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,779.14 × -32.99 / 1,000 = -58.689 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,491.36 × -33.24 / 1,000 = -49.578 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,779,140}{179,998} + \frac{-58,688,963}{5,175,882} =$ -1.455 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,779,140}{179,998} + \frac{-58,688,963}{-14,437,296} =$ 13.949 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,779,140}{179,998} + \frac{-58,688,963}{-5,412,681} =$ 20.727 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,491,362}{178,611} + \frac{-49,577,992}{5,173,756} =$ -1.233 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,491,362}{178,611} + \frac{-49,577,992}{-14,280,294} =$ 11.822 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,491,362}{178,611} + \frac{-49,577,992}{-5,379,732} =$ 17.565 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,036,017}{5,173,325} \times 0.980 =$ 5.500 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,036,017}{-14,248,894} \times 0.980 =$ -1.997 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,036,017}{-5,373,104} \times 0.980 =$ -5.296 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,036,017}{5,171,584} \times 0.980 =$ 5.502 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,036,017}{-14,123,292} \times 0.980 =$ -2.015 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,036,017}{-5,346,463} \times 0.980 =$ -5.322 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{486,016}{5,171,584} \times 0.980 = 0.092$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{486,016}{-14,123,292} \times 0.980 = -0.034$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{486,016}{-5,346,463} \times 0.980 = -0.089$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,171,584} \times 0.980 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-14,123,292} \times 0.980 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,346,463} \times 0.980 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{5,171,584} \times 0.980 = 6.282$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-14,123,292} \times 0.980 = -2.300$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-5,346,463} \times 0.980 = -6.076$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{178,334} + \frac{-33.30}{-14,248,894} \right)$

$= 12.076$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -1.997 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 12.076 + -1.997 $)$
  $=$ 10.079 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 10.079 $=$ 72.513 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.034 + 0.000 $)$
  $=$ 0.034 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.079 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times$ 10.079 $- 7 \times$ 0.034
  $=$ 120.716 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 72.513 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 120.716 $)$
$=$ 19.438 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 72.513 $=$ 1,297.49 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,297.5
$=$ 1,439.69 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,297.49 $-$ 120.72 $-$ 45.50 $-$ 19.44
$=$ 1,111.83 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,111.83}{1,297.49} =$ 0.857

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.857 $\times$ 1,439.69 $=$ 1,233.69 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,439.69 \times -33.30 / 1,000 = -47.935$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,233.69 \times -33.50 / 1,000 = -41.333$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,439,692}{178,334} + \frac{-47,934,744}{5,173,325} = -1.193$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,439,692}{178,334} + \frac{-47,934,744}{-14,248,894} = 11.437$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,439,692}{178,334} + \frac{-47,934,744}{-5,373,104} = 16.994$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,233,691}{177,224} + \frac{-41,333,084}{5,171,584} = -1.031$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,233,691}{177,224} + \frac{-41,333,084}{-14,123,292} = 9.888$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,233,691}{177,224} + \frac{-41,333,084}{-5,346,463} = 14.692$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22,164,598}{5,170,702} \times 0.980 = 4.201$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22,164,598}{-14,060,491} \times 0.980 = -1.545$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22,164,598}{-5,333,064} \times 0.980 = -4.073$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22,164,598}{5,169,364} \times 0.980 = 4.202$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22,164,598}{-13,966,290} \times 0.980 = -1.555$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22,164,598}{-5,312,868} \times 0.980 = -4.088$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{371,000}{5,169,364} \times 0.980 = 0.070$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{371,000}{-13,966,290} \times 0.980 = -0.026$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{371,000}{-5,312,868} \times 0.980 = -0.068$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,169,364} \times 0.980 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-13,966,290} \times 0.980 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,312,868} \times 0.980 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{5,169,364} \times 0.980 = 4.797$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-13,966,290} \times 0.980 = -1.776$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-5,312,868} \times 0.980 = -4.668$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{176,669} + \frac{-33.61}{-14,060,491})$

$= 9.179$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.545 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 9.179 + -1.545 $)$
  $=$ 7.634 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.634 $=$ 54.919 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.026 + 0.000 $)$
  $=$ 0.026 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.634 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.634 $- 7 \times$ 0.026
  $=$ 91.423 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 54.919 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 91.423 $)$
$=$ 22.662 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 54.919 $=$ 1,315.08 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,315.1
$=$ 1,094.41 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,315.08 $-$ 91.42 $-$ 45.50 $-$ 22.66
$=$ 1,155.50 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,155.50}{1,315.08} =$ 0.879

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.879 $\times$ 1,094.41 $=$ 961.60 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}094.41 \times -33.61 / 1{,}000 = -36.782$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 961.60 \times -33.77 / 1{,}000 = -32.471$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}094{,}410}{176{,}669} + \frac{-36{,}781{,}840}{5{,}170{,}702} = -0.919$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}094{,}410}{176{,}669} + \frac{-36{,}781{,}840}{-14{,}060{,}491} = 8.811$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}094{,}410}{176{,}669} + \frac{-36{,}781{,}840}{-5{,}333{,}064} = 13.092$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{961{,}604}{175{,}837} + \frac{-32{,}471{,}329}{5{,}169{,}364} = -0.813$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{961{,}604}{175{,}837} + \frac{-32{,}471{,}329}{-13{,}966{,}290} = 7.794$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{961{,}604}{175{,}837} + \frac{-32{,}471{,}329}{-5{,}312{,}868} = 11.581$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,282.72	1,297.49	1,315.08
유효 긴장응력	1,075.24	1,111.83	1,155.50

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,075.2	1,111.8	1,155.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.455	20.727	-1.193	16.994	-0.919	13.092
풍도슬래브	7.719	-7.381	5.500	-5.296	4.201	-4.073

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.233	17.565	-1.031	14.692	-0.813	11.581
고정 하중	풍도슬래브	7.722	-7.426	5.502	-5.322	4.202	-4.088
	CIP 몰탈	0.129	-0.124	0.092	-0.089	0.070	-0.068
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.816	-8.478	6.282	-6.076	4.797	-4.668

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.264	13.346	4.308	11.698	3.282	9.019
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.489	10.139	4.471	9.370	3.389	7.492
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.618	10.015	4.563	9.281	3.459	7.424
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.618	10.015	4.563	9.281	3.459	7.424
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.434	1.537	10.845	3.204	8.257	2.756
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (1,900,190.000 × 8730) / (1387.000 × 200,000)

= 59.801 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	48.743	1.6 ×(Σ작업하중)	72.978	121.721

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u =	121.721 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} =	50 MPa
유 효 깊 이	d_P =	125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y =	400 MPa
인 장 피 복	d' =	55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ =	0.85
부 재 폭	b =	980 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 =	0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

r_p = 0.400 (fpy/fpu= 0.851)

β_1 = 0.696

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{980.0 \times 125.0} = 0.0113$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.011 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

= 1,420 MPa

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1{,}420 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 980}$$

= 47.3 mm

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1{,}387.00 \times 1{,}420 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.08}{50}\right)$$

= 170 kN·m

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 170 kN·m > 121.72 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 17.565)× 5,379,732 / 1.0E+06

= 118.46 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 169.56 kN·m

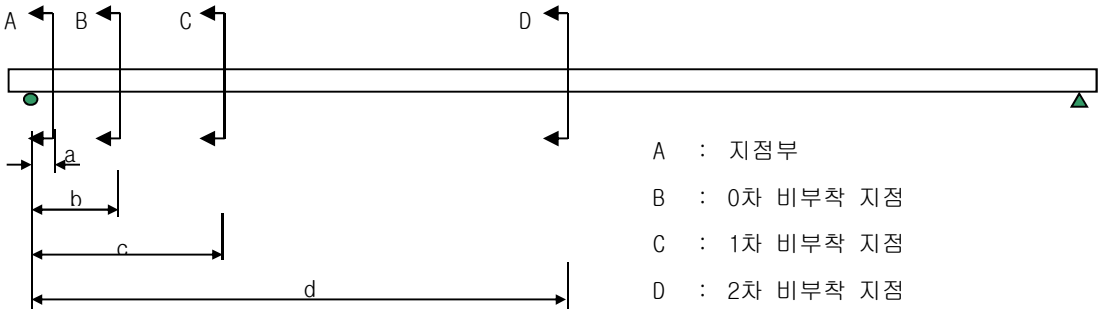
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 118.46 = 142.16 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.305	0.306	18.611	20.899	39.510
B	15.301	0.256	15.557	17.469	33.025
C	12.296	0.206	12.502	14.039	26.541
D	9.721	0.163	9.884	11.099	20.982
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	11.912	0.199	12.112	13.600	25.712
C	21.721	0.364	22.085	24.799	46.884
D	28.455	0.476	28.932	32.487	61.419
E	39.951	0.669	40.619	45.611	86.230

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	21.966	0.368	22.334	33.438	55.771
B	18.361	0.307	18.668	27.950	46.618
C	14.756	0.247	15.003	22.462	37.464
D	11.665	0.195	11.861	17.758	29.618
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.295	0.239	14.534	21.760	36.294
C	26.066	0.436	26.502	39.678	66.180
D	34.146	0.572	34.718	51.979	86.697
E	47.941	0.802	48.743	72.978	121.721

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.794	0.000	471,612,058	88.8	60.191
B	50.0	7.794	2.280	471,612,058	88.8	48.079
C	50.0	7.794	4.157	471,612,058	88.8	38.106
D	50.0	9.888	5.411	473,181,235	88.5	42.836
E	50.0	11.822	7.550	474,726,041	88.2	41.998

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	980	144.0	39.510	16.261	60.191	0.000	∞
B	50.0	980	144.0	33.025	13.592	48.079	10.582	144.674
C	50.0	980	144.0	26.541	10.924	38.106	19.296	98.006
D	50.0	980	144.0	20.982	8.636	42.836	25.279	85.510
E	50.0	980	144.0	0.000	0.000	41.998	35.490	49.893

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.469	980.0	144.0	0.00	520.906
B	50.0	5.469	980.0	144.0	0.00	520.906
C	50.0	5.469	980.0	144.0	0.00	520.906
D	50.0	6.961	980.0	144.0	0.00	584.091
E	50.0	8.350	980.0	144.0	0.00	642.878

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	520.906	520.906
B	144.674	520.906	144.674
C	98.006	520.906	98.006
D	85.510	584.091	85.510
E	49.893	642.878	49.893

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

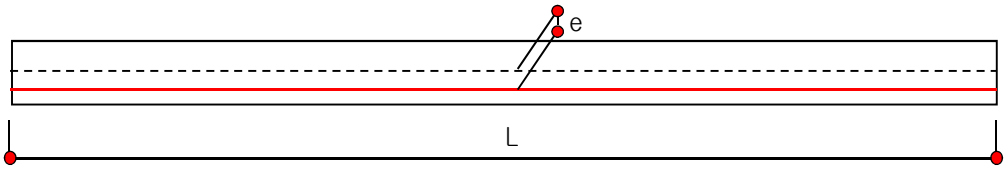
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	55.771	520.906	0.750	390.679	-334.91	0.143	전단보강 불필요
B	46.618	144.674	0.750	108.506	-61.89	0.430	전단보강 불필요
C	37.464	98.006	0.750	73.504	-36.04	0.510	전단보강 불필요
D	29.618	85.510	0.750	64.132	-34.51	0.462	전단보강 불필요
E	0.000	49.893	0.750	37.420	-37.42	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

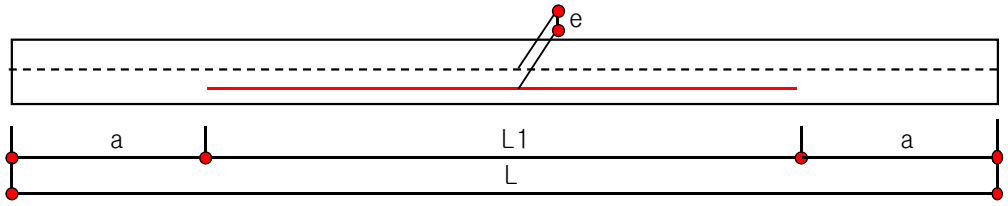
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}779 \times 33.2 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 474726041.2} - \frac{339 \times 33.5 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 474726041.2}$$

$$- \frac{345 \times 33.8 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 474726041.2}$$

$$= 35.08 - 1.483 - 0.745 = 32.9 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	59.145	476,247,040	-32.85	
풍도슬래브 자중	40.766	476,247,040	22.35	
접합 몰탈	0.682	476,247,040	0.36	
격벽 하중(집중하중)	0.000	476,247,040	0.00	
합 계(고정하중)			-10.14	
작업하중 및 풍하중	46.542	476,247,040	24.23	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-3

(L= 8.730 m, B= 1.141 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

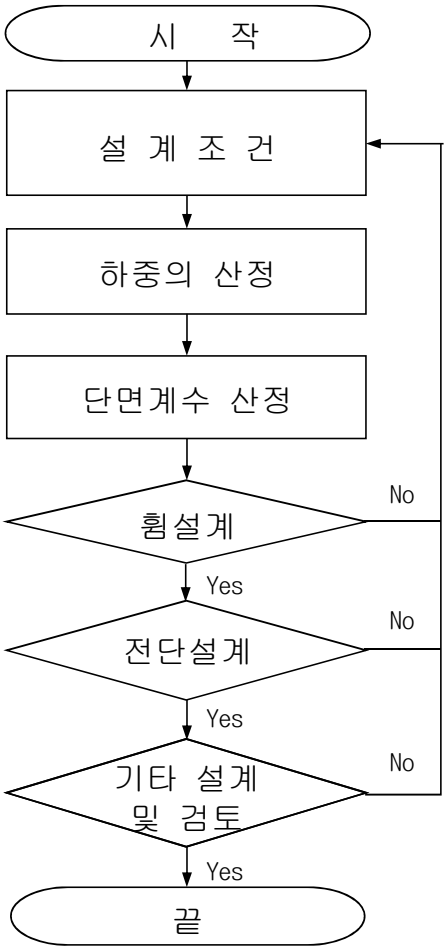
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.141 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

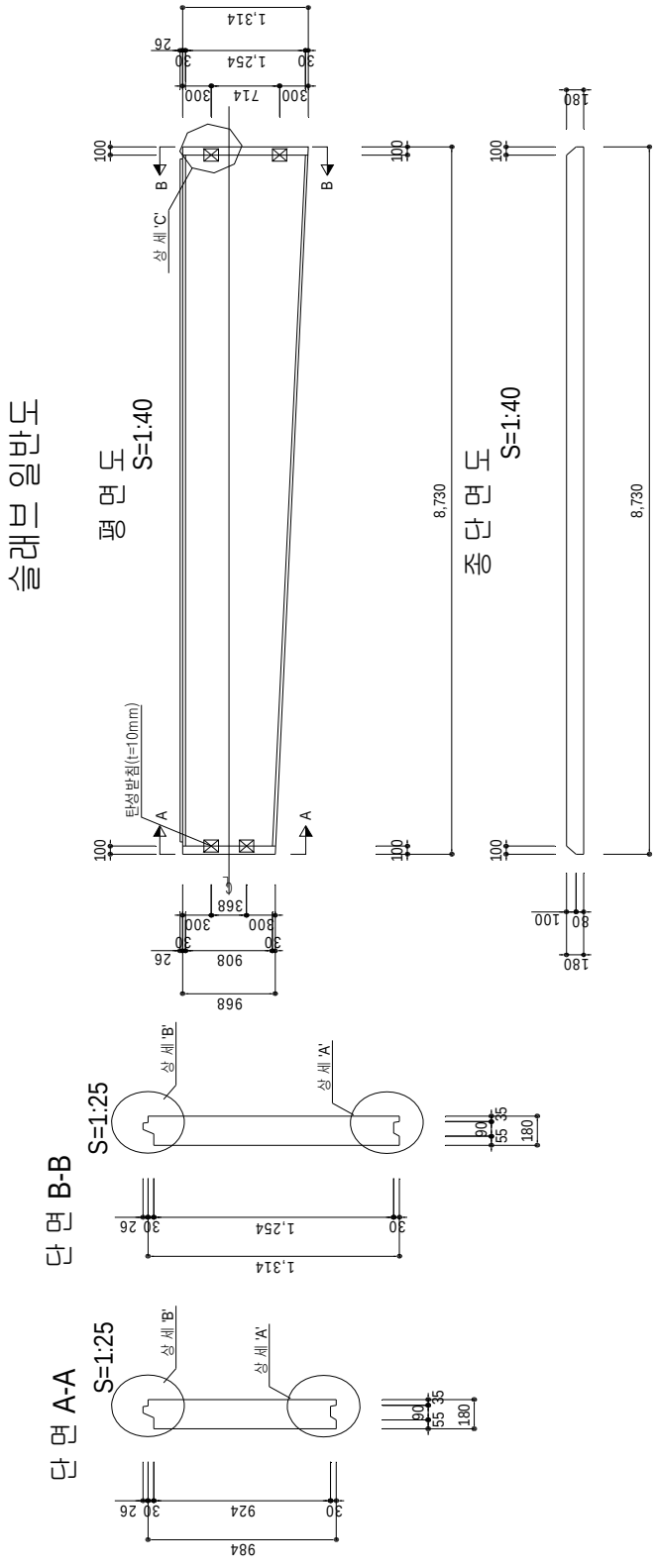
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.141m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

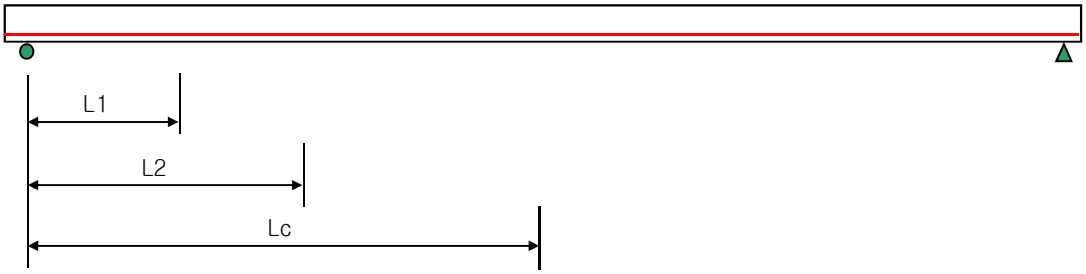
단 면 적 = 200,656 ㎟

하중계산 = 200,656 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.016 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,141.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.141 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.141 = 5.705 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.141 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

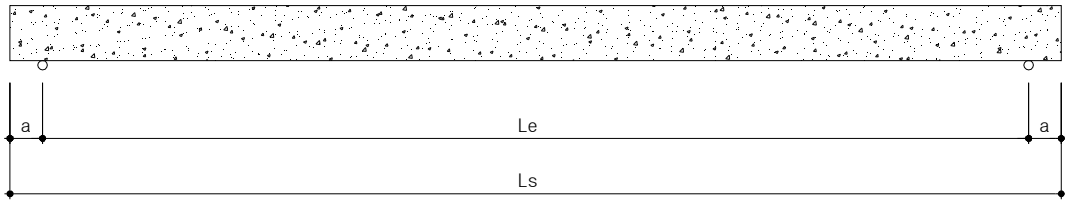
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.016	0.072	0.000	5.705	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.09
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	10.79
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.09
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.12
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	15.23
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.11
MAX						15.23

3.5 단면력 산정

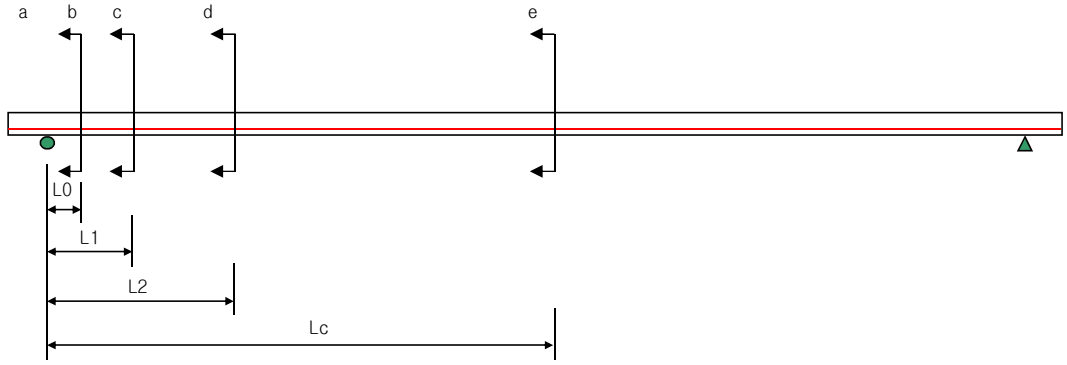
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.396 × 8.530)/ 2 = 18.751 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.396 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.202 kN-m

M_3 = 4.396 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.251 kN-m

M_4 = 4.396 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.149 kN-m

M_5 = 4.396 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.924 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.751 kN

S_2 = 18.751 - (4.396 × 0.700) = 15.674 kN

S_3 = 18.751 - (4.396 × 1.400) = 12.596 kN

S_4 = 18.751 - (4.396 × 2.000) = 9.958 kN

S_5 = 18.751 - (4.396 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.063 × 8.530)/ 2 = 0.269 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.063 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.175 kN-m

M_3 = 0.063 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.319 kN-m

M_4 = 0.063 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.417 kN-m

M_5 = 0.063 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.586 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.269 kN

S_2 = 0.269 - (0.063 × 0.700) = 0.224 kN

S_3 = 0.269 - (0.063 × 1.400) = 0.180 kN

S_4 = 0.269 - (0.063 × 2.000) = 0.143 kN

S_5 = 0.269 - (0.063 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.202	0.175	0.000	13.878	26.255	0차비부착부
	c	22.251	0.319	0.000	25.305	47.874	1차비부착부
	d	29.149	0.417	0.000	33.150	62.716	2차비부착부
	e	40.924	0.586	0.000	46.542	88.052	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.751	0.269	0.000	21.325	40.345	지점부(전단검토)
	b	15.674	0.224	0.000	17.825	33.723	0차비부착부
	c	12.596	0.180	0.000	14.325	27.101	1차비부착부
	d	9.958	0.143	0.000	11.325	21.426	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

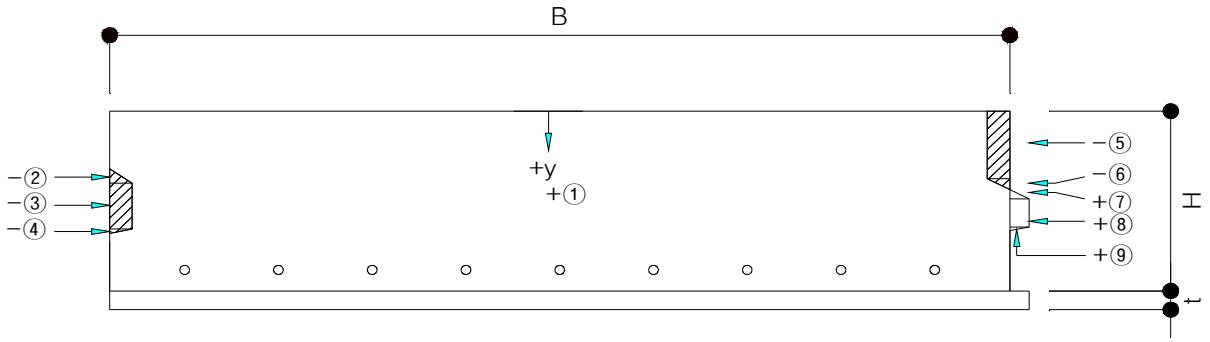
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.751	0.269	0.000		19.020	
LC-2	18.751	0.269	0.000	21.325	40.345	
MAX					40.345	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1141	180	205,380	90.0	18,484,200	8,100	2,700	10,800	2,218,104,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				200,656		18,130,057				2,183,124,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 200,656.00 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 18,130,057 / 200,656 = 90.35 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 90.35 - 180.00 = -89.65 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

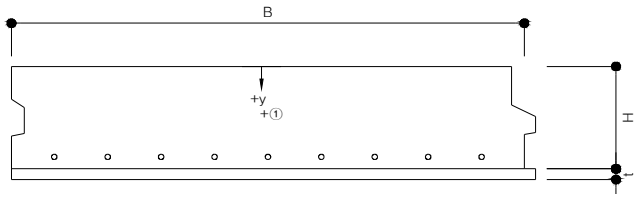
= 2,183,124,374 - 90.35 × 18,130,057 = 545,002,639 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{545,002,639}{90.35}$ = 6,031,864.7 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{545,002,639}{-89.65}$ = -6,079,492.3 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			200,656.00		18,130,057				2,183,124,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	208,978.00		19,170,307				2,313,155,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 208,978.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 19,170,307 / 208,978 = 91.73 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.73 − 180.00 = -88.27 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/10$

= 91.73 − 125.00 = -33.27 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

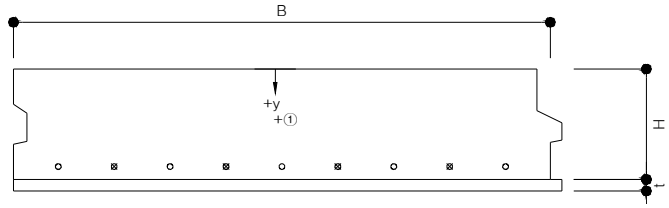
= 2,313,155,624 − 91.73 × 19,170,307 = 554,594,159 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{554,594,159}{91.73} = 6,045,702.9 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{554,594,159}{-33.27} = -16,671,306.5 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{554,594,159}{-88.27} = -6,283,186.3 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			200,656.00		18,130,057				2,183,124,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	207,313.60		18,962,257				2,287,149,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 207,313.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,962,257 / 207,314 = 91.47 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.47 − 180.00 = -88.53 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.47 − 125.00 = -33.53 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

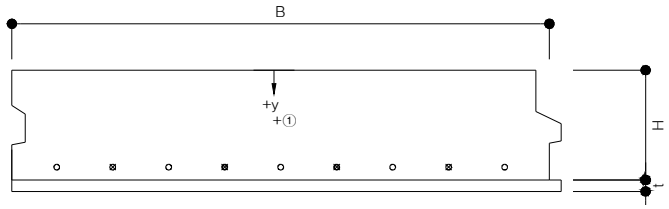
= 2,287,149,374 − 91.47 × 18,962,257 = 552,737,459 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{552,737,459}{91.47} = 6,043,056.7$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{552,737,459}{-33.53} = -16,483,159.7$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{552,737,459}{-88.53} = -6,243,260.2$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			200,656.00		18,130,057				2,183,124,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	205,649.20		18,754,207				2,261,143,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 205,649.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,754,207 / 205,649 = 91.20 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.20 − 180.00 = -88.80 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 91.20 − 125.00 = -33.80 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,261,143,124 − 91.20 × 18,754,207 = 550,850,705 ㎜^{4}

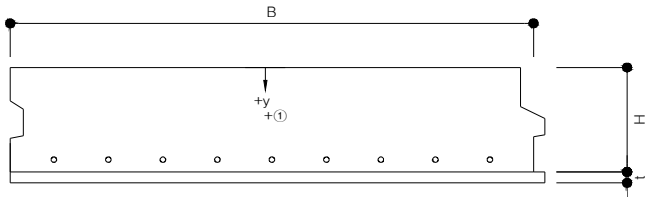
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{550,850,705}{91.20} = 6,040,351.8$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{550,850,705}{-33.80} = -16,295,013.0$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{550,850,705}{-88.80} = -6,202,933.9$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			200,656.00		18,130,057				2,183,124,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	207,591.00		18,996,932				2,291,483,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 207,591.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,996,932 / 207,591 = 91.51 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.51 − 180.00 = -88.49 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10$

= 91.51 − 125.00 = -33.49 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

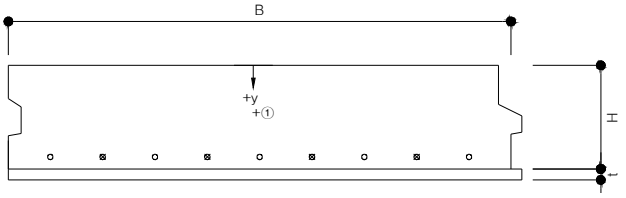
= 2,291,483,749 − 91.51 × 18,996,932 = 553,048,977 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{553,048,977}{91.51} = 6,043,501.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{553,048,977}{-33.49} = -16,514,517.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{553,048,977}{-88.49} = -6,249,942.2 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			200,656.00		18,130,057				2,183,124,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	206,204.00		18,823,557				2,269,811,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 206,204.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,823,557 / 206,204 = 91.29 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.29 − 180.00 = -88.71 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.29 − 125.00 = -33.71 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

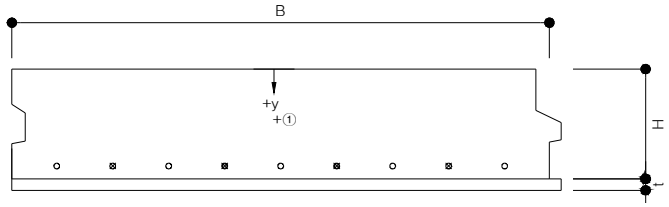
= 2,269,811,874 − 91.29 × 18,823,557 = 551,483,007 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{551,483,007}{91.29} = 6,041,260.1$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{551,483,007}{-33.71} = -16,357,728.6$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{551,483,007}{-88.71} = -6,216,420.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			200,656.00		18,130,057				2,183,124,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	204,817.00		18,650,182				2,248,139,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 204,817.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,650,182 / 204,817 = 91.06 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.06 − 180.00 = -88.94 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.06 − 125.00 = -33.94 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,248,139,999 − 91.06 × 18,650,182 = 549,895,828 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{549,895,828}{91.06} = 6,038,976.8$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{549,895,828}{-33.94} = -16,200,939.6$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{549,895,828}{-88.94} = -6,182,618.8$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	200,656.0	A_{vc1}'	208,978.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	91.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.3	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-88.3	mm
I_{vc0}	545,002,639.1	I_{vc1}'	554,594,159.2	mm^4
Z_{tc0}	6,031,864.7	Z_{tc1}'	6,045,702.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-16,671,306.5	mm^3
Z_{bc0}	-6,079,492.3	Z_{bc1}'	-6,283,186.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	200,656.0	A_{vb1}'	207,313.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.5	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.5	mm
I_{vb0}	545,002,639.1	I_{vb1}'	552,737,459.0	mm^4
Z_{tb0}	6,031,864.7	Z_{tb1}'	6,043,056.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-16,483,159.7	mm^3
Z_{bb0}	-6,079,492.3	Z_{bb1}'	-6,243,260.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	200,656.0	A_{va1}'	205,649.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.8	mm
I_{va0}	545,002,639.1	I_{va1}'	550,850,704.7	mm^4
Z_{ta0}	6,031,864.7	Z_{ta1}'	6,040,351.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-16,295,013.0	mm^3
Z_{ba0}	-6,079,492.3	Z_{ba1}'	-6,202,933.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	200,656.0	A_{vc1}	207,591.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.5	mm
I_{vc0}	545,002,639.1	I_{vc1}	553,048,976.6	mm^4
Z_{tc0}	6,031,864.7	Z_{tc1}	6,043,501.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-16,514,517.5	mm^3
Z_{bc0}	-6,079,492.3	Z_{bc1}	-6,249,942.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	200,656.0	A_{vb1}	206,204.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.7	mm
I_{vb0}	545,002,639.1	I_{vb1}	551,483,007.0	mm^4
Z_{tb0}	6,031,864.7	Z_{tb1}	6,041,260.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-16,357,728.6	mm^3
Z_{bb0}	-6,079,492.3	Z_{bb1}	-6,216,420.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	200,656.0	A_{va1}	204,817.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.9	mm
I_{va0}	545,002,639.1	I_{va1}	549,895,828.4	mm^4
Z_{ta0}	6,031,864.7	Z_{ta1}	6,038,976.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-16,200,939.6	mm^3
Z_{ba0}	-6,079,492.3	Z_{ba1}	-6,182,618.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.141m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,924,163}{6,045,703} \times 1.141 = 7.724$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,924,163}{-16,671,307} \times 1.141 = -2.801$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,924,163}{-6,283,186} \times 1.141 = -7.432$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,924,163}{6,043,502} \times 1.141 = 7.726$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,924,163}{-16,514,518} \times 1.141 = -2.827$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,924,163}{-6,249,942} \times 1.141 = -7.471$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{586,072}{6,043,502} \times 1.141 = 0.111$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{586,072}{-16,514,518} \times 1.141 = -0.040$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{586,072}{-6,249,942} \times 1.141 = -0.107$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{6,043,502} \times 1.141 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-16,514,518} \times 1.141 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-6,249,942} \times 1.141 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{6,043,502} \times 1.141 = 8.787$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-16,514,518} \times 1.141 = -3.216$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-6,249,942} \times 1.141 = -8.497$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{208,978} + \frac{-33.27}{-16,671,307}\right)$

$= 12.884$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.801$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.884 + -2.801)$

$= 10.084$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.084 = 72.544$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.040 + 0.000)
  = 0.040 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.084 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.084 - 7 × 0.040
  = 120.720 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 72.544 - 0.05 × (45.500 + 120.720)
= 19.435 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 72.544 = 1,297.46 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,297.5
= 1,799.57 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,297.46 - 120.72 - 45.50 - 19.43
= 1,111.80 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,111.80}{1,297.46} = 0.857$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.857 × 1,799.57 = 1,542.07 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,799.57 × -33.27 / 1,000 = -59.865 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,542.07 × -33.49 / 1,000 = -51.642 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,799,572}{208,978} + \frac{-59,865,256}{6,045,703} =$ -1.291 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,799,572}{208,978} + \frac{-59,865,256}{-16,671,307} =$ 12.202 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,799,572}{208,978} + \frac{-59,865,256}{-6,283,186} =$ 18.139 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,542,070}{207,591} + \frac{-51,641,834}{6,043,502} =$ -1.117 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,542,070}{207,591} + \frac{-51,641,834}{-16,514,518} =$ 10.555 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,542,070}{207,591} + \frac{-51,641,834}{-6,249,942} =$ 15.691 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,148,757}{6,043,057} \times 1.141 =$ 5.504 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,148,757}{-16,483,160} \times 1.141 =$ -2.018 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,148,757}{-6,243,260} \times 1.141 =$ -5.327 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,148,757}{6,041,260} \times 1.141 =$ 5.505 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,148,757}{-16,357,729} \times 1.141 =$ -2.033 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,148,757}{-6,216,421} \times 1.141 =$ -5.350 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{417,437}{6,041,260} \times 1.141 = 0.079$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{417,437}{-16,357,729} \times 1.141 = -0.029$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{417,437}{-6,216,421} \times 1.141 = -0.077$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{6,041,260} \times 1.141 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-16,357,729} \times 1.141 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-6,216,421} \times 1.141 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{6,041,260} \times 1.141 = 6.261$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-16,357,729} \times 1.141 = -2.312$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-6,216,421} \times 1.141 = -6.085$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{207,314} + \frac{-33.53}{-16,483,160} \right)$

$= 10.425$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.018 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.425 + -2.018)$
  $=$ 8.407 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.407 =$ 60.486 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.029 + 0.000)$
  $=$ 0.029 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.407 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 8.407 - 7 \times 0.029$
  $=$ 100.686 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 60.486 - 0.05 \times (45.500 + 100.686)$
$=$ 21.642 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 60.486 =$ 1,309.51 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,309.5$
$=$ 1,453.04 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,309.51 - 100.69 - 45.50 - 21.64$
$=$ 1,141.69 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,141.69}{1,309.51} =$ 0.872

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.872 $\times$ 1,453.04 = 1,266.82 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}453.04 \times -33.53 / 1{,}000 = -48.725$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}266.82 \times -33.71 / 1{,}000 = -42.709$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}453{,}037}{207{,}314} + \frac{-48{,}725{,}374}{6{,}043{,}057} = -1.054$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}453{,}037}{207{,}314} + \frac{-48{,}725{,}374}{-16{,}483{,}160} = 9.965$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}453{,}037}{207{,}314} + \frac{-48{,}725{,}374}{-6{,}243{,}260} = 14.813$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}266{,}815}{206{,}204} + \frac{-42{,}709{,}291}{6{,}041{,}260} = -0.926$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}266{,}815}{206{,}204} + \frac{-42{,}709{,}291}{-16{,}357{,}729} = 8.754$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}266{,}815}{206{,}204} + \frac{-42{,}709{,}291}{-6{,}216{,}421} = 13.014$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22{,}250{,}658}{6{,}040{,}352} \times 1.141 = 4.203$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22{,}250{,}658}{-16{,}295{,}013} \times 1.141 = -1.558$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22{,}250{,}658}{-6{,}202{,}934} \times 1.141 = -4.093$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22{,}250{,}658}{6{,}038{,}977} \times 1.141 = 4.204$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22{,}250{,}658}{-16{,}200{,}940} \times 1.141 = -1.567$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22{,}250{,}658}{-6{,}182{,}619} \times 1.141 = -4.106$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{318,650}{6,038,977} \times 1.141 = 0.060$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{318,650}{-16,200,940} \times 1.141 = -0.022$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{318,650}{-6,182,619} \times 1.141 = -0.059$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{6,038,977} \times 1.141 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-16,200,940} \times 1.141 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-6,182,619} \times 1.141 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{6,038,977} \times 1.141 = 4.781$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-16,200,940} \times 1.141 = -1.782$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-6,182,619} \times 1.141 = -4.670$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{205,649} + \frac{-33.80}{-16,295,013})$

$= 7.909$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.558 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 7.909 + -1.558 $)$
  $=$ 6.351 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 6.351 $=$ 45.692 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.022 + 0.000 $)$
  $=$ 0.022 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.351 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 6.351 $- 7 \times$ 0.022
  $=$ 76.057 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 45.692 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 76.057 $)$
$=$ 24.353 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 45.692 $=$ 1,324.31 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,324.3
$=$ 1,102.09 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,324.31 $-$ 76.06 $-$ 45.50 $-$ 24.35
$=$ 1,178.40 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,178.40}{1,324.31} =$ 0.890

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.890 $\times$ 1,102.09 $=$ 980.66 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,102.09 \times -33.80 / 1,000 = -37.256$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 980.66 \times -33.94 / 1,000 = -33.286$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,102,089}{205,649} + \frac{-37,255,975}{6,040,352} = -0.809$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,102,089}{205,649} + \frac{-37,255,975}{-16,295,013} = 7.645$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,102,089}{205,649} + \frac{-37,255,975}{-6,202,934} = 11.365$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{980,663}{204,817} + \frac{-33,285,873}{6,038,977} = -0.724$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{980,663}{204,817} + \frac{-33,285,873}{-16,200,940} = 6.843$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{980,663}{204,817} + \frac{-33,285,873}{-6,182,619} = 10.172$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,297.46	1,309.51	1,324.31
유효 긴장응력	1,111.80	1,141.69	1,178.40

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,111.8	1,141.7	1,178.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.291	18.139	-1.054	14.813	-0.809	11.365
풍도슬래브	7.724	-7.432	5.504	-5.327	4.203	-4.093

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.117	15.691	-0.926	13.014	-0.724	10.172
고정 하중	풍도슬래브	7.726	-7.471	5.505	-5.350	4.204	-4.106
	CIP 몰탈	0.111	-0.107	0.079	-0.077	0.060	-0.059
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.787	-8.497	6.261	-6.085	4.781	-4.670

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.433	10.707	4.449	9.486	3.394	7.272
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.610	8.220	4.579	7.664	3.480	6.065
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.720	8.113	4.658	7.587	3.540	6.007
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.720	8.113	4.658	7.587	3.540	6.007
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.507	-0.384	10.919	1.503	8.321	1.337
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	56.836	1.6 ×(Σ작업하중)	84.967	141.803

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 141.803 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1141 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1141.0 \times 125.0} = 0.0097$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,485 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,485 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1141}$$

$$= 42.5 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,485 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.44}{50}\right)$$

$$= 182 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 182 kN·m > 141.80 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 15.691)× 6,249,942 / 1.0E+06

= 125.91 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 181.54 kN·m

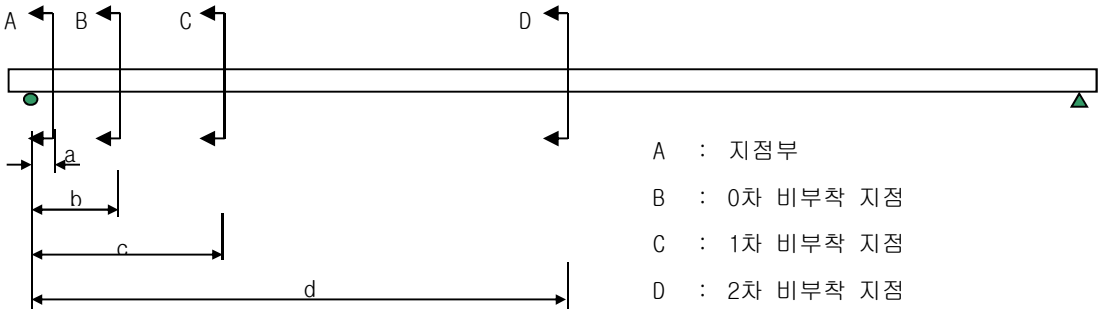
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 125.91 = 151.09 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	21.395	0.306	21.701	24.332	46.033
B	17.883	0.256	18.140	20.338	38.478
C	14.372	0.206	14.578	16.345	30.923
D	11.362	0.163	11.525	12.922	24.447
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	13.923	0.199	14.122	15.834	29.957
C	25.388	0.364	25.752	28.873	54.625
D	33.259	0.476	33.735	37.824	71.559
E	46.694	0.669	47.363	53.104	100.467

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	25.674	0.368	26.042	38.931	64.973
B	21.460	0.307	21.767	32.541	54.309
C	17.246	0.247	17.493	26.152	43.645
D	13.635	0.195	13.830	20.675	34.505
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	16.708	0.239	16.947	25.335	42.282
C	30.466	0.436	30.902	46.197	77.099
D	39.910	0.572	40.482	60.519	101.001
E	56.033	0.802	56.836	84.967	141.803

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.843	0.000	549,895,828	88.9	64.164
B	50.0	6.843	2.284	549,895,828	88.9	50.041
C	50.0	6.843	4.165	549,895,828	88.9	38.412
D	50.0	8.754	5.427	551,483,007	88.7	42.665
E	50.0	10.555	7.578	553,048,977	88.5	40.705

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,141	144.0	46.033	18.939	64.164	0.000	∞
B	50.0	1,141	144.0	38.478	15.831	50.041	12.325	160.844
C	50.0	1,141	144.0	30.923	12.722	38.412	22.474	110.758
D	50.0	1,141	144.0	24.447	10.058	42.665	29.441	97.112
E	50.0	1,141	144.0	0.000	0.000	40.705	41.335	58.090

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.788	1,141.0	144.0	0.00	572.929
B	50.0	4.788	1,141.0	144.0	0.00	572.929
C	50.0	4.788	1,141.0	144.0	0.00	572.929
D	50.0	6.144	1,141.0	144.0	0.00	639.744
E	50.0	7.428	1,141.0	144.0	0.00	703.078

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	572.929	572.929
B	160.844	572.929	160.844
C	110.758	572.929	110.758
D	97.112	639.744	97.112
E	58.090	703.078	58.090

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

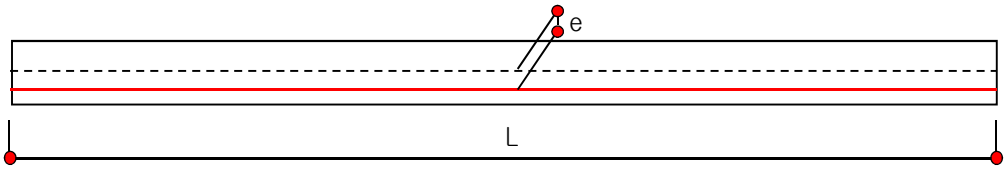
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	64.973	572.929	0.750	429.697	-364.72	0.151	전단보강 불필요
B	54.309	160.844	0.750	120.633	-66.32	0.450	전단보강 불필요
C	43.645	110.758	0.750	83.068	-39.42	0.525	전단보강 불필요
D	34.505	97.112	0.750	72.834	-38.33	0.474	전단보강 불필요
E	0.000	58.090	0.750	43.568	-43.57	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

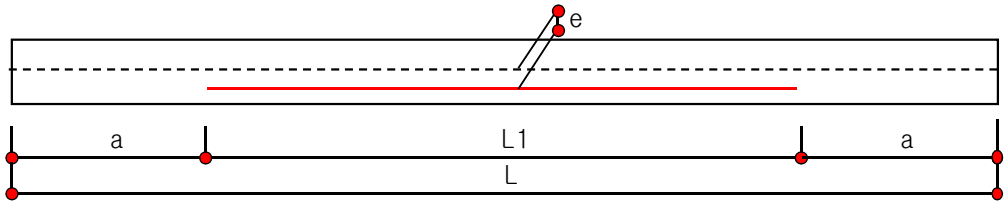
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}800 \times 33.5 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 553048976.6} - \frac{347 \times 33.7 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 553048976.6}$$

$$- \frac{351 \times 33.9 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 553048976.6}$$

$$= 30.68 - 1.308 - 0.653 = 28.7 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	60.265	554,594,159	-28.72	
풍도슬래브 자중	40.924	554,594,159	22.43	
접합 몰탈	0.586	554,594,159	0.31	
격벽 하중(집중하중)	0.000	554,594,159	0.00	
합 계(고정하중)			-5.98	
작업하중 및 풍하중	46.542	554,594,159	24.23	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-4

(L= 8.830 m, B= 0.914 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

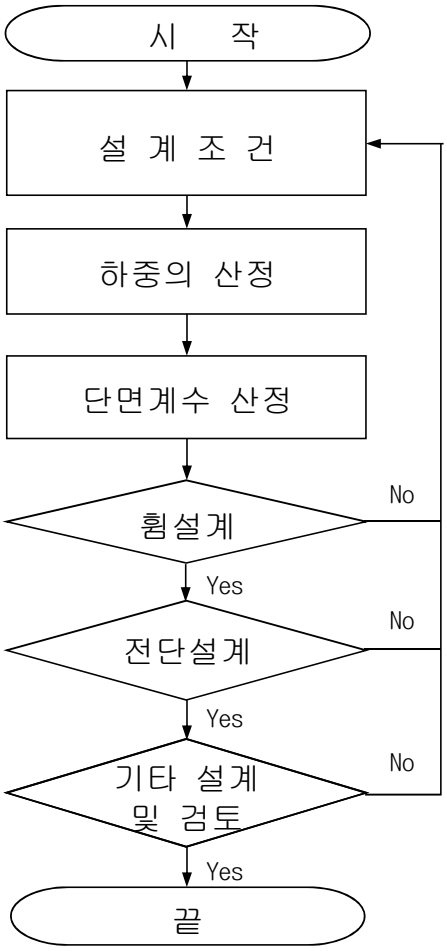
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.830 m

㉯ 계산지간 : 8.630 m

㉰ 폭 원 : 0.914 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

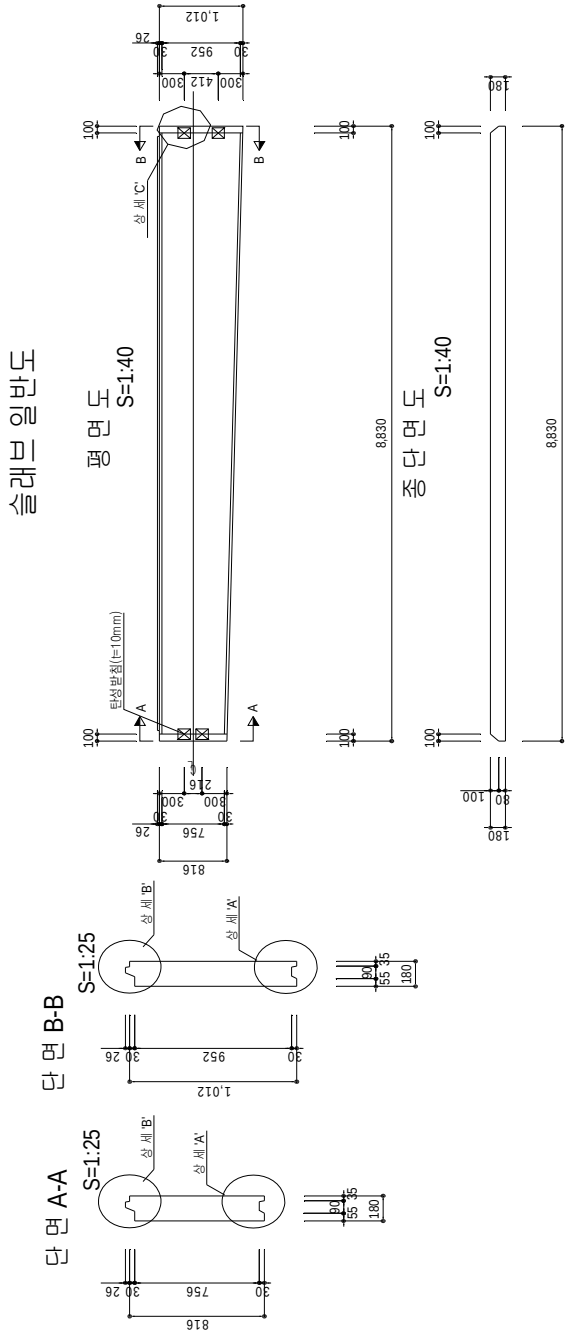
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.914m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

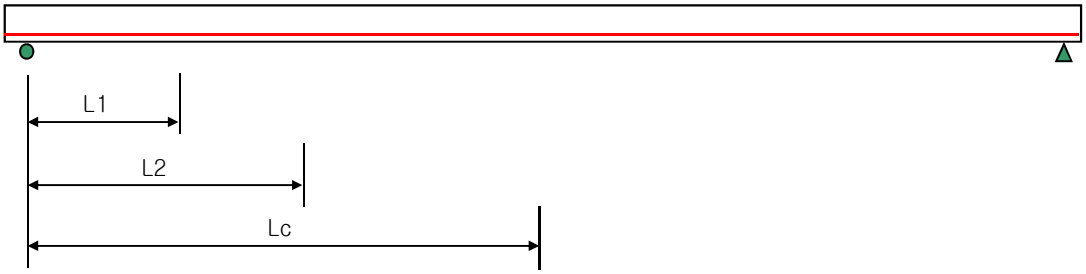
단 면 적 = 159,796 ㎟

하중계산 = 159,796 / 1.0E+06 × 25.00 = 3.995 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 914.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.914 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.914 = 4.570 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.914 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

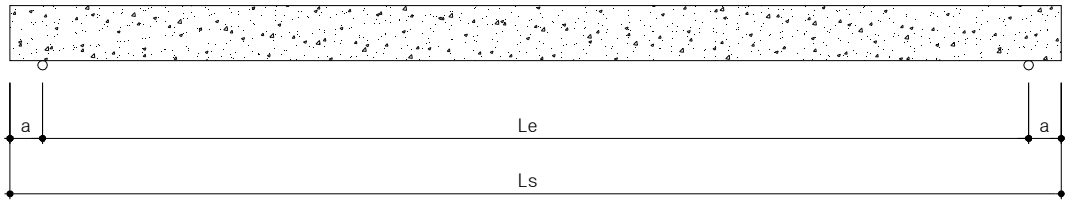
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	3.995	0.072	0.000	4.570	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.07
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	8.64
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.07
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	5.69
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	12.19
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	4.88
MAX						12.19

3.5 단면력 산정

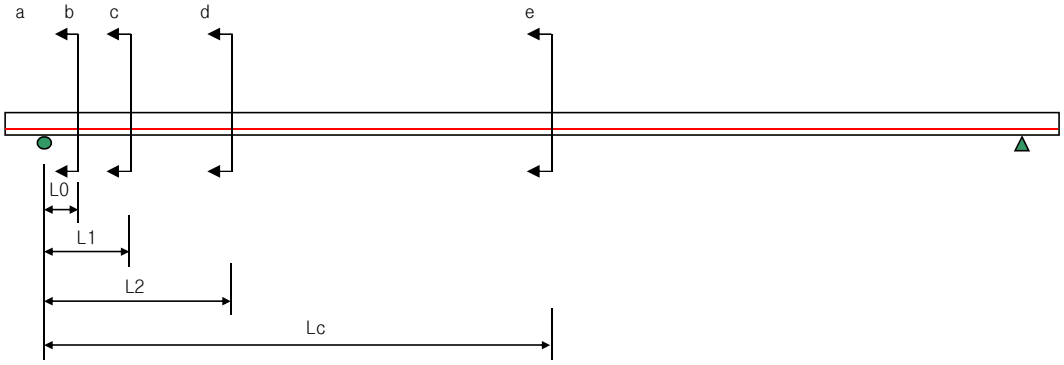
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.830 m
- 계산지간(Le) : 8.630 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.315 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.371 × 8.630)/ 2 = 18.860 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.371 × 0.700 / 2 × (8.730 - 0.700) = 12.284 kN-m

M_3 = 4.371 × 1.400 / 2 × (8.730 - 1.400) = 22.427 kN-m

M_4 = 4.371 × 2.000 / 2 × (8.730 - 2.000) = 29.415 kN-m

M_5 = 4.371 × 4.315 / 2 × (8.730 - 4.315) = 41.633 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.860 kN

S_2 = 18.860 - (4.371 × 0.700) = 15.800 kN

S_3 = 18.860 - (4.371 × 1.400) = 12.741 kN

S_4 = 18.860 - (4.371 × 2.000) = 10.118 kN

S_5 = 18.860 - (4.371 × 4.315) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.079 × 8.630)/ 2 = 0.339 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.079 × 0.700 / 2 × (8.730 - 0.700) = 0.221 kN-m

M_3 = 0.079 × 1.400 / 2 × (8.730 - 1.400) = 0.403 kN-m

M_4 = 0.079 × 2.000 / 2 × (8.730 - 2.000) = 0.529 kN-m

M_5 = 0.079 × 4.315 / 2 × (8.730 - 4.315) = 0.749 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.339 kN

S_2 = 0.339 - (0.079 × 0.700) = 0.284 kN

S_3 = 0.339 - (0.079 × 1.400) = 0.229 kN

S_4 = 0.339 - (0.079 × 2.000) = 0.182 kN

S_5 = 0.339 - (0.079 × 4.315) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.315 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.630)/ 2 = 21.575 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.730 - 0.700) = 14.053 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.730 - 1.400) = 25.655 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.730 - 2.000) = 33.650 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.315 / 2 × (8.730 - 4.315) = 47.627 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.575 kN

S_2 = 21.575 - (5.000 × 0.700) = 18.075 kN

S_3 = 21.575 - (5.000 × 1.400) = 14.575 kN

S_4 = 21.575 - (5.000 × 2.000) = 11.575 kN

S_5 = 21.575 - (5.000 × 4.315) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.284	0.221	0.000	14.053	26.558	0차비부착부
	c	22.427	0.403	0.000	25.655	48.485	1차비부착부
	d	29.415	0.529	0.000	33.650	63.594	2차비부착부
	e	41.633	0.749	0.000	47.627	90.009	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.860	0.339	0.000	21.575	40.774	지점부(전단검토)
	b	15.800	0.284	0.000	18.075	34.160	0차비부착부
	c	12.741	0.229	0.000	14.575	27.545	1차비부착부
	d	10.118	0.182	0.000	11.575	21.875	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

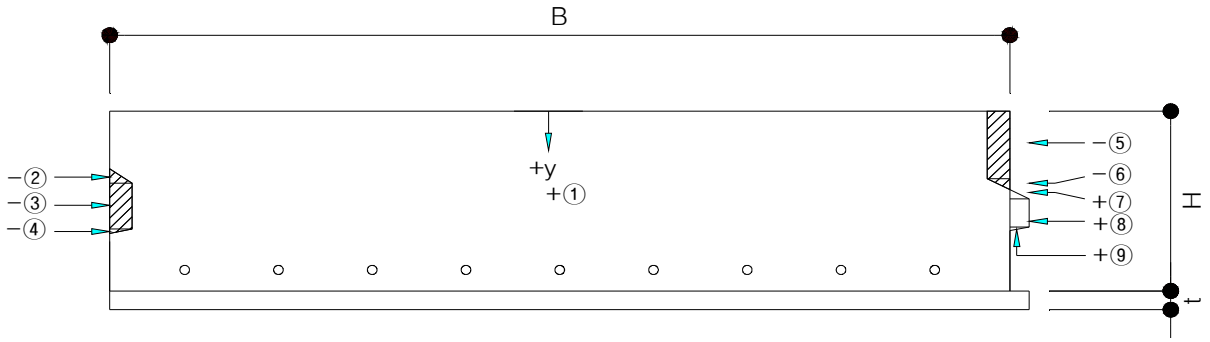
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.860	0.339	0.000		19.199	
LC-2	18.860	0.339	0.000	21.575	40.774	
MAX					40.774	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	914	180	164,520	90.0	14,806,800	8,100	2,700	10,800	1,776,816,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				159,796		14,452,657				1,741,836,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 159,796.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 14,452,657 / 159,796 = 90.44 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.44 - 180.00 = -89.56 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

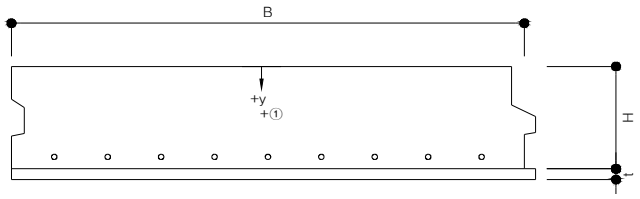
= 1,741,836,374 - 90.44 × 14,452,657 = 434,674,212 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{434,674,212}{90.44} =$ 4,805,981.5 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{434,674,212}{-89.56} =$ -4,853,681.0 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.315m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			159,796.00		14,452,657				1,741,836,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	168,118.00		15,492,907				1,871,867,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 168,118.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,492,907 / 168,118 = 92.15 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 92.15 − 180.00 = -87.85 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/10$

= 92.15 − 125.00 = -32.85 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

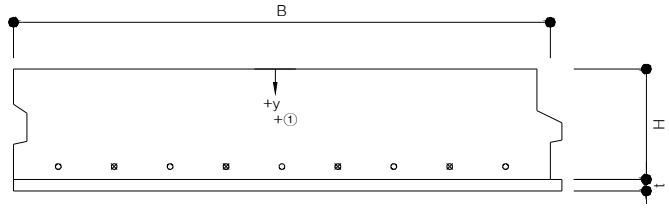
= 1,871,867,624 − 92.15 × 15,492,907 = 444,119,512 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{444,119,512}{92.15} = 4,819,269.0 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{444,119,512}{-32.85} = -13,521,659.3 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{444,119,512}{-87.85} = -5,055,715.0 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			159,796.00		14,452,657				1,741,836,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	166,453.60		15,284,857				1,845,861,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 166,453.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,284,857 / 166,454 = 91.83 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.83 − 180.00 = -88.17 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.83 − 125.00 = -33.17 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

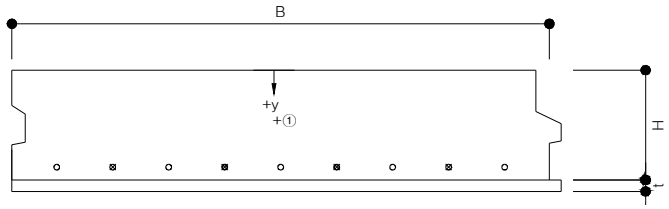
= 1,845,861,374 − 91.83 × 15,284,857 = 442,306,008 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{442,306,008}{91.83} = 4,816,756.2$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{442,306,008}{-33.17} = -13,333,125.0$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{442,306,008}{-88.17} = -5,016,316.3$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			159,796.00		14,452,657				1,741,836,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	164,789.20		15,076,807				1,819,855,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 164,789.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,076,807 / 164,789 = 91.49 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.49 − 180.00 = -88.51 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 91.49 − 125.00 = -33.51 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,819,855,124 − 91.49 × 15,076,807 = 440,455,871 $㎜^4$

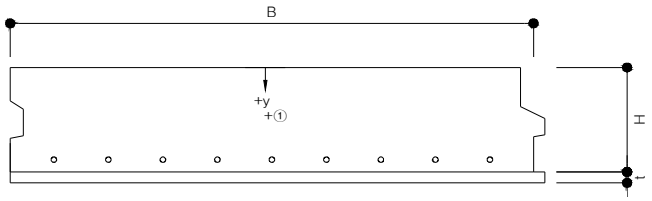
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{440,455,871}{91.49} = 4,814,174.0$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{440,455,871}{-33.51} = -13,144,590.7$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{440,455,871}{-88.51} = -4,976,423.0$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.315m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			159,796.00		14,452,657				1,741,836,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	166,731.00		15,319,532				1,850,195,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 166,731.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 15,319,532 / 166,731 = 91.88 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.88 − 180.00 = -88.12 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10$

= 91.88 − 125.00 = -33.12 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

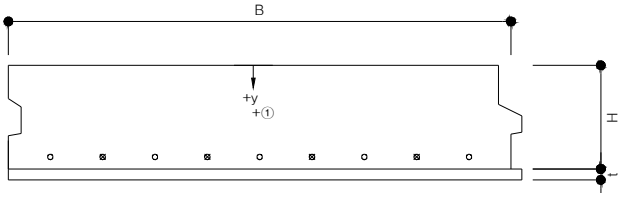
= 1,850,195,749 − 91.88 × 15,319,532 = 442,610,773 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{442,610,773}{91.88} = 4,817,179.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{442,610,773}{-33.12} = -13,364,547.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{442,610,773}{-88.12} = -5,022,916.8 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			159,796.00		14,452,657				1,741,836,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	165,344.00		15,146,157				1,828,523,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 165,344.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 15,146,157 / 165,344 = 91.60 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.60 - 180.00 = -88.40 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.60 - 125.00 = -33.40 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

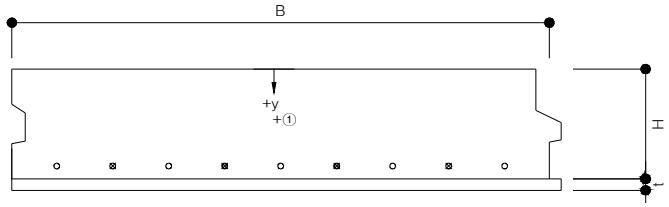
= 1,828,523,874 - 91.60 × 15,146,157 = 441,076,722 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{441,076,722}{91.60} = 4,815,042.6$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{441,076,722}{-33.40} = -13,207,435.5$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{441,076,722}{-88.40} = -4,989,776.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			159,796.00		14,452,657				1,741,836,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	163,957.00		14,972,782				1,806,851,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 163,957.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 14,972,782 / 163,957 = 91.32 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.32 - 180.00 = -88.68 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.32 - 125.00 = -33.68 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,806,851,999 - 91.32 × 14,972,782 = 439,516,716 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{439,516,716}{91.32} = 4,812,856.0$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{439,516,716}{-33.68} = -13,050,323.6$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{439,516,716}{-88.68} = -4,956,288.0$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.315m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	159,796.0	A_{vc1}'	168,118.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	92.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-32.8	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-87.8	mm
I_{vc0}	434,674,212.2	I_{vc1}'	444,119,512.2	mm^4
Z_{tc0}	4,805,981.5	Z_{tc1}'	4,819,269.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-13,521,659.3	mm^3
Z_{bc0}	-4,853,681.0	Z_{bc1}'	-5,055,715.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	159,796.0	A_{vb1}'	166,453.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.2	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.2	mm
I_{vb0}	434,674,212.2	I_{vb1}'	442,306,008.4	mm^4
Z_{tb0}	4,805,981.5	Z_{tb1}'	4,816,756.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-13,333,125.0	mm^3
Z_{bb0}	-4,853,681.0	Z_{bb1}'	-5,016,316.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	159,796.0	A_{va1}'	164,789.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.5	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.5	mm
I_{va0}	434,674,212.2	I_{va1}'	440,455,871.2	mm^4
Z_{ta0}	4,805,981.5	Z_{ta1}'	4,814,174.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-13,144,590.7	mm^3
Z_{ba0}	-4,853,681.0	Z_{ba1}'	-4,976,423.0	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.315m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	159,796.0	A_{vc1}	166,731.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.1	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.1	mm
I_{vc0}	434,674,212.2	I_{vc1}	442,610,773.4	mm^4
Z_{tc0}	4,805,981.5	Z_{tc1}	4,817,179.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-13,364,547.4	mm^3
Z_{bc0}	-4,853,681.0	Z_{bc1}	-5,022,916.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	159,796.0	A_{vb1}	165,344.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.4	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.4	mm
I_{vb0}	434,674,212.2	I_{vb1}	441,076,722.3	mm^4
Z_{tb0}	4,805,981.5	Z_{tb1}	4,815,042.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-13,207,435.5	mm^3
Z_{bb0}	-4,853,681.0	Z_{bb1}	-4,989,776.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	159,796.0	A_{va1}	163,957.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.7	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.7	mm
I_{va0}	434,674,212.2	I_{va1}	439,516,716.5	mm^4
Z_{ta0}	4,805,981.5	Z_{ta1}	4,812,856.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-13,050,323.6	mm^3
Z_{ba0}	-4,853,681.0	Z_{ba1}	-4,956,288.0	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.914m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{41,633,338}{4,819,269} \times 0.914 = 7.896$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{41,633,338}{-13,521,659} \times 0.914 = -2.814$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{41,633,338}{-5,055,715} \times 0.914 = -7.527$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{41,633,338}{4,817,180} \times 0.914 = 7.899$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{41,633,338}{-13,364,547} \times 0.914 = -2.847$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{41,633,338}{-5,022,917} \times 0.914 = -7.576$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{748,684}{4,817,180} \times 0.914 = 0.142$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{748,684}{-13,364,547} \times 0.914 = -0.051$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{748,684}{-5,022,917} \times 0.914 = -0.136$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{4,817,180} \times 0.914 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-13,364,547} \times 0.914 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,022,917} \times 0.914 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{47,626,813}{4,817,180} \times 0.914 = 9.037$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{47,626,813}{-13,364,547} \times 0.914 = -3.257$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{47,626,813}{-5,022,917} \times 0.914 = -8.666$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{168,118} + \frac{-32.85}{-13,521,659}\right)$

$= 15.918$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.814$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (15.918 + -2.814)$

$= 13.104$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.104 = 94.275$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.051 + 0.000)
  = 0.051 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.104 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.104 - 7 × 0.051
  = 156.892 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 94.275 - 0.05 × (45.500 + 156.892)
= 15.453 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 94.275 = 1,275.73 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,275.7
= 1,769.43 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,275.73 - 156.89 - 45.50 - 15.45
= 1,057.88 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,057.88}{1,275.73} = 0.829$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.829 × 1,769.43 = 1,467.28 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,769.43 × -32.85 / 1,000 = -58.117 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,467.28 × -33.12 / 1,000 = -48.594 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,769,431}{168,118} + \frac{-58,117,038}{4,819,269} =$ -1.534 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,769,431}{168,118} + \frac{-58,117,038}{-13,521,659} =$ 14.823 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,769,431}{168,118} + \frac{-58,117,038}{-5,055,715} =$ 22.020 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,467,280}{166,731} + \frac{-48,593,789}{4,817,180} =$ -1.287 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,467,280}{166,731} + \frac{-48,593,789}{-13,364,547} =$ 12.436 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,467,280}{166,731} + \frac{-48,593,789}{-5,022,917} =$ 18.475 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,415,402}{4,816,756} \times 0.914 =$ 5.582 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,415,402}{-13,333,125} \times 0.914 =$ -2.016 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,415,402}{-5,016,316} \times 0.914 =$ -5.360 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,415,402}{4,815,043} \times 0.914 =$ 5.584 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,415,402}{-13,207,435} \times 0.914 =$ -2.036 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,415,402}{-4,989,776} \times 0.914 =$ -5.388 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{528,971}{4,815,043} \times 0.914 = 0.100$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{528,971}{-13,207,435} \times 0.914 = -0.037$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{528,971}{-4,989,776} \times 0.914 = -0.097$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{4,815,043} \times 0.914 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-13,207,435} \times 0.914 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-4,989,776} \times 0.914 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,650,000}{4,815,043} \times 0.914 = 6.388$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,650,000}{-13,207,435} \times 0.914 = -2.329$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,650,000}{-4,989,776} \times 0.914 = -6.164$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{166,454} + \frac{-33.17}{-13,333,125} \right)$

$= 12.915$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.016 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.915 + -2.016)$
  $=$ 10.898 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.898 =$ 78.405 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.037 + 0.000)$
  $=$ 0.037 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.898 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 10.898 - 7 \times 0.037$
  $=$ 130.524 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 78.405 - 0.05 \times (45.500 + 130.524)$
$=$ 18.358 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 78.405 =$ 1,291.59 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,291.6$
$=$ 1,433.15 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,291.59 - 130.52 - 45.50 - 18.36$
$=$ 1,097.21 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,097.21}{1,291.59} =$ 0.850

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.850 $\times$ 1,433.15 = 1,217.47 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,433.15 \times -33.17 / 1,000 = -47.543$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,217.47 \times -33.40 / 1,000 = -40.659$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,433,153}{166,454} + \frac{-47,542,671}{4,816,756} = -1.260$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,433,153}{166,454} + \frac{-47,542,671}{-13,333,125} = 12.176$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,433,153}{166,454} + \frac{-47,542,671}{-5,016,316} = 18.088$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,217,467}{165,344} + \frac{-40,658,640}{4,815,043} = -1.081$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,217,467}{165,344} + \frac{-40,658,640}{-13,207,435} = 10.442$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,217,467}{165,344} + \frac{-40,658,640}{-4,989,776} = 15.512$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22,426,512}{4,814,174} \times 0.914 = 4.258$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22,426,512}{-13,144,591} \times 0.914 = -1.559$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22,426,512}{-4,976,423} \times 0.914 = -4.119$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22,426,512}{4,812,856} \times 0.914 = 4.259$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22,426,512}{-13,050,324} \times 0.914 = -1.571$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22,426,512}{-4,956,288} \times 0.914 = -4.136$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{403,292}{4,812,856} \times 0.914 = 0.077$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{403,292}{-13,050,324} \times 0.914 = -0.028$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{403,292}{-4,956,288} \times 0.914 = -0.074$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{4,812,856} \times 0.914 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-13,050,324} \times 0.914 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-4,956,288} \times 0.914 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,655,000}{4,812,856} \times 0.914 = 4.872$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,655,000}{-13,050,324} \times 0.914 = -1.797$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,655,000}{-4,956,288} \times 0.914 = -4.731$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{164,789} + \frac{-33.51}{-13,144,591})$

$= 9.825$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.559 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 9.825 + -1.559 $)$
  $=$ 8.266 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 8.266 $=$ 59.465 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.028 + 0.000 $)$
  $=$ 0.028 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.266 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 8.266 $- 7 \times$ 0.028
  $=$ 98.990 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 59.465 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 98.990 $)$
$=$ 21.829 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 59.465 $=$ 1,310.54 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,310.5
$=$ 1,090.63 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,310.54 $-$ 98.99 $-$ 45.50 $-$ 21.83
$=$ 1,144.22 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,144.22}{1,310.54} =$ 0.873

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.873 $\times$ 1,090.63 $=$ 952.22 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}090.63 \times -33.51 / 1{,}000 = -36.545$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 952.22 \times -33.68 / 1{,}000 = -32.069$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}090{,}627}{164{,}789} + \frac{-36{,}545{,}315}{4{,}814{,}174} = -0.973$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}090{,}627}{164{,}789} + \frac{-36{,}545{,}315}{-13{,}144{,}591} = 9.399$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}090{,}627}{164{,}789} + \frac{-36{,}545{,}315}{-4{,}976{,}423} = 13.962$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{952{,}217}{163{,}957} + \frac{-32{,}069{,}339}{4{,}812{,}856} = -0.856$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{952{,}217}{163{,}957} + \frac{-32{,}069{,}339}{-13{,}050{,}324} = 8.265$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{952{,}217}{163{,}957} + \frac{-32{,}069{,}339}{-4{,}956{,}288} = 12.278$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,275.73	1,291.59	1,310.54
유효 긴장응력	1,057.88	1,097.21	1,144.22

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,057.9	1,097.2	1,144.2	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.534	22.020	-1.260	18.088	-0.973	13.962
풍도슬래브	7.896	-7.527	5.582	-5.360	4.258	-4.119

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.287	18.475	-1.081	15.512	-0.856	12.278
고정 하중	풍도슬래브	7.899	-7.576	5.584	-5.388	4.259	-4.136
	CIP 몰탈	0.142	-0.136	0.100	-0.097	0.077	-0.074
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.037	-8.666	6.388	-6.164	4.872	-4.731

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.362	14.494	4.321	12.728	3.285	9.843
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.612	10.899	4.503	10.123	3.403	8.142
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.754	10.763	4.603	10.027	3.480	8.068
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.754	10.763	4.603	10.027	3.480	8.068
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.791	2.096	10.991	3.863	8.352	3.337
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8830 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 60.486 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	46.485	1.6 ×(Σ작업하중)	69.649	116.134

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u =	116.134 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} =	50 MPa
유 효 깊 이	d_P =	125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y =	400 MPa
인 장 피 복	d' =	55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ =	0.85
부 재 폭	b =	914 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 =	0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{914.0 \times 125.0} = 0.0121$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,387 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,387 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 914}$$

$$= 49.5 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,387 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.84}{50}\right)$$

$$= 164 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 164 kN·m > 116.13 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 18.475)× 5,022,917 / 1.0E+06

= 115.17 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 163.77 kN·m

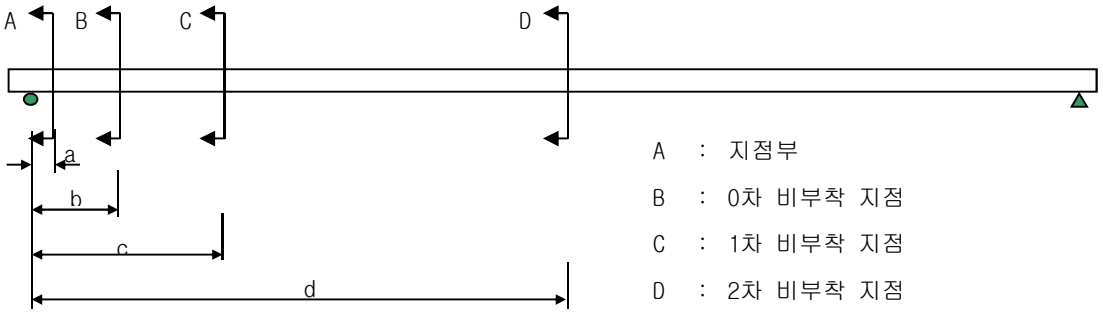
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 115.17 = 138.21 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	17.238	0.310	17.548	19.720	37.268
B	14.442	0.260	14.701	16.521	31.222
C	11.645	0.209	11.855	13.322	25.176
D	9.248	0.166	9.415	10.580	19.994
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	11.228	0.202	11.430	12.844	24.274
C	20.498	0.369	20.866	23.449	44.315
D	26.886	0.483	27.369	30.756	58.125
E	38.053	0.684	38.737	43.531	82.268

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	20.686	0.372	21.058	31.551	52.609
B	17.330	0.312	17.642	26.433	44.074
C	13.974	0.251	14.225	21.314	35.540
D	11.098	0.200	11.297	16.927	28.225
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	13.473	0.242	13.715	20.550	34.266
C	24.597	0.442	25.040	37.518	62.558
D	32.263	0.580	32.843	49.210	82.053
E	45.663	0.821	46.485	69.649	116.134

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	8.265	0.000	439,516,716	88.7	58.487
B	50.0	8.265	2.306	439,516,716	88.7	47.058
C	50.0	8.265	4.210	439,516,716	88.7	37.621
D	50.0	10.442	5.485	441,076,722	88.4	42.374
E	50.0	12.436	7.712	442,610,773	88.1	41.488

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	914	144.0	37.268	15.341	58.487	0.000	∞
B	50.0	914	144.0	31.222	12.853	47.058	9.992	138.283
C	50.0	914	144.0	25.176	10.364	37.621	18.242	93.082
D	50.0	914	144.0	19.994	8.231	42.374	23.927	81.103
E	50.0	914	144.0	0.000	0.000	41.488	33.866	46.533

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.808	914.0	144.0	0.00	499.210
B	50.0	5.808	914.0	144.0	0.00	499.210
C	50.0	5.808	914.0	144.0	0.00	499.210
D	50.0	7.363	914.0	144.0	0.00	560.629
E	50.0	8.800	914.0	144.0	0.00	617.370

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	499.210	499.210
B	138.283	499.210	138.283
C	93.082	499.210	93.082
D	81.103	560.629	81.103
E	46.533	617.370	46.533

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

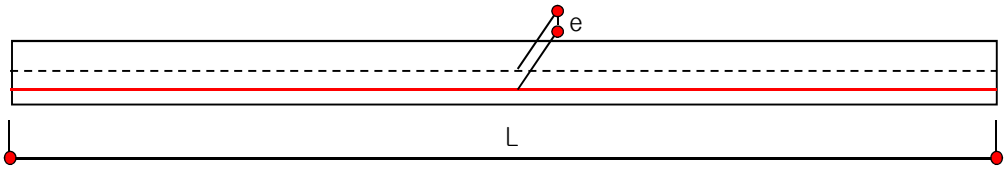
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	52.609	499.210	0.750	374.407	-321.80	0.141	전단보강 불필요
B	44.074	138.283	0.750	103.712	-59.64	0.425	전단보강 불필요
C	35.540	93.082	0.750	69.812	-34.27	0.509	전단보강 불필요
D	28.225	81.103	0.750	60.827	-32.60	0.464	전단보강 불필요
E	0.000	46.533	0.750	34.900	-34.90	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

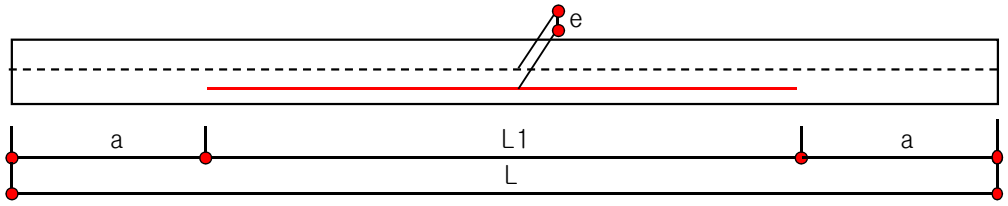
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}769 \times 33.1 \times 8.63^2}{8 \times 32{,}300 \times 442610773.4} - \frac{336 \times 33.4 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 442610773.4}$$

$$- \frac{343 \times 33.7 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 442610773.4}$$

$$= 38.16 - 1.571 - 0.791 = 35.8 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,630 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	58.601	444,119,512	-35.80	
풍도슬래브 자중	41.633	444,119,512	23.37	
접합 몰탈	0.749	444,119,512	0.40	
격벽 하중(집중하중)	0.000	444,119,512	0.00	
합 계(고정하중)			-12.03	
작업하중 및 풍하중	47.627	444,119,512	25.39	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-5

(L= 8.730 m, B= 0.926 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

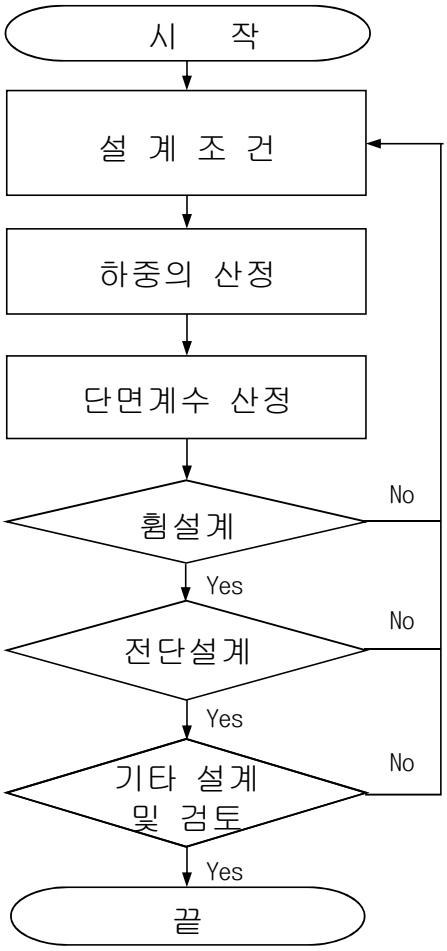
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 0.926 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

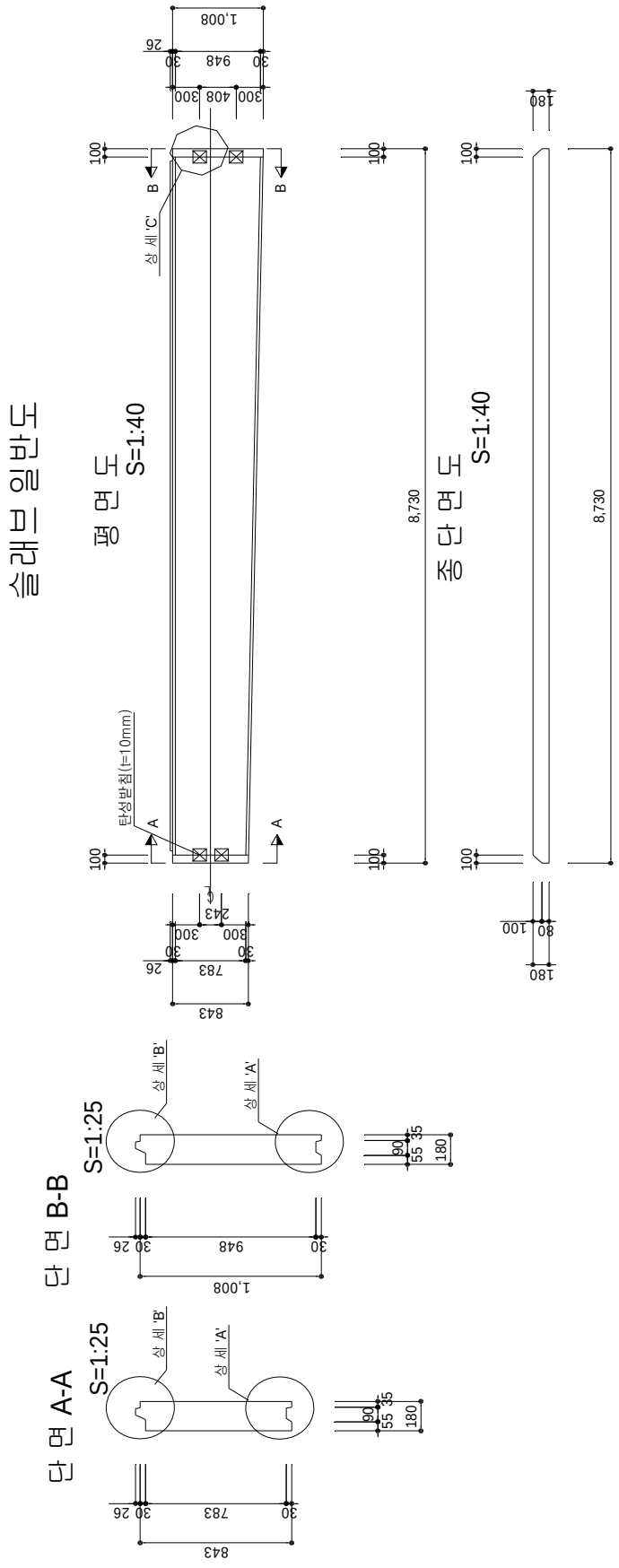
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.9255m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

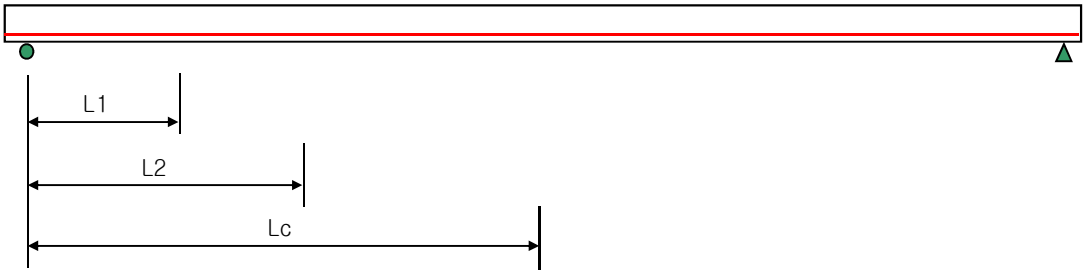
단 면 적 = 161,866 ㎟

하중계산 = 161,866 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.047 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 925.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.926 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.926 = 4.628 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.926 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

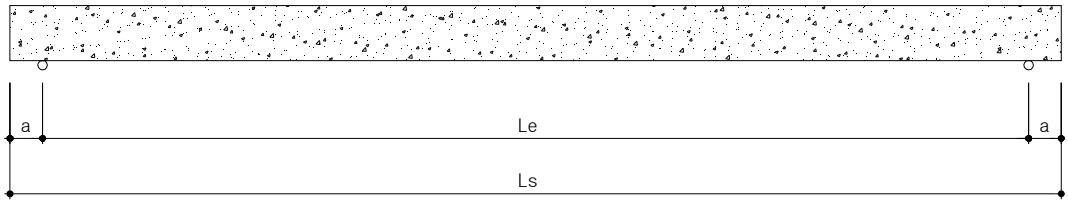
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.047	0.072	0.000	4.628	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.12
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	8.75
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.12
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	5.77
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	12.35
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	4.94
MAX						12.35

3.5 단면력 산정

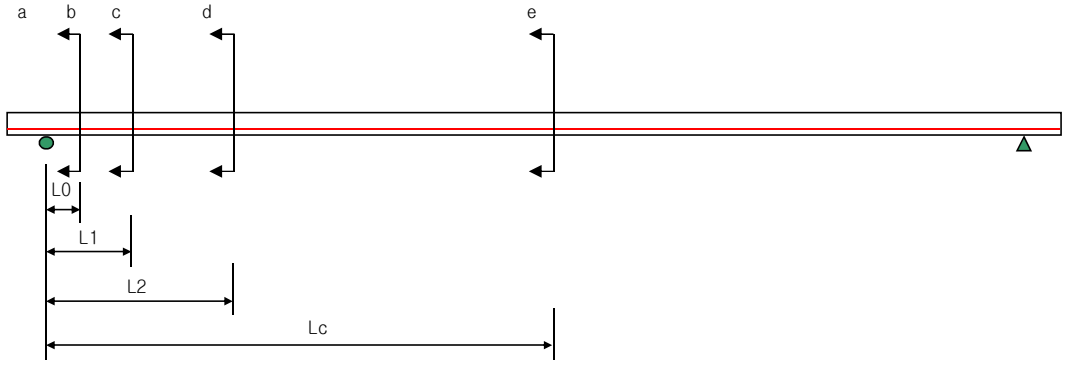
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.372 × 8.530)/ 2 = 18.648 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.372 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.136 kN-m

M_3 = 4.372 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.129 kN-m

M_4 = 4.372 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 28.989 kN-m

M_5 = 4.372 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.700 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.648 kN

S_2 = 18.648 - (4.372 × 0.700) = 15.588 kN

S_3 = 18.648 - (4.372 × 1.400) = 12.527 kN

S_4 = 18.648 - (4.372 × 2.000) = 9.903 kN

S_5 = 18.648 - (4.372 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.078 × 8.530)/ 2 = 0.331 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.078 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.215 kN-m

M_3 = 0.078 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.393 kN-m

M_4 = 0.078 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.515 kN-m

M_5 = 0.078 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.723 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.331 kN

S_2 = 0.331 - (0.078 × 0.700) = 0.277 kN

S_3 = 0.331 - (0.078 × 1.400) = 0.222 kN

S_4 = 0.331 - (0.078 × 2.000) = 0.176 kN

S_5 = 0.331 - (0.078 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.136	0.215	0.000	13.878	26.229	0차비부착부
	c	22.129	0.393	0.000	25.305	47.827	1차비부착부
	d	28.989	0.515	0.000	33.150	62.654	2차비부착부
	e	40.700	0.723	0.000	46.542	87.964	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.648	0.331	0.000	21.325	40.304	지점부(전단검토)
	b	15.588	0.277	0.000	17.825	33.689	0차비부착부
	c	12.527	0.222	0.000	14.325	27.074	1차비부착부
	d	9.903	0.176	0.000	11.325	21.404	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

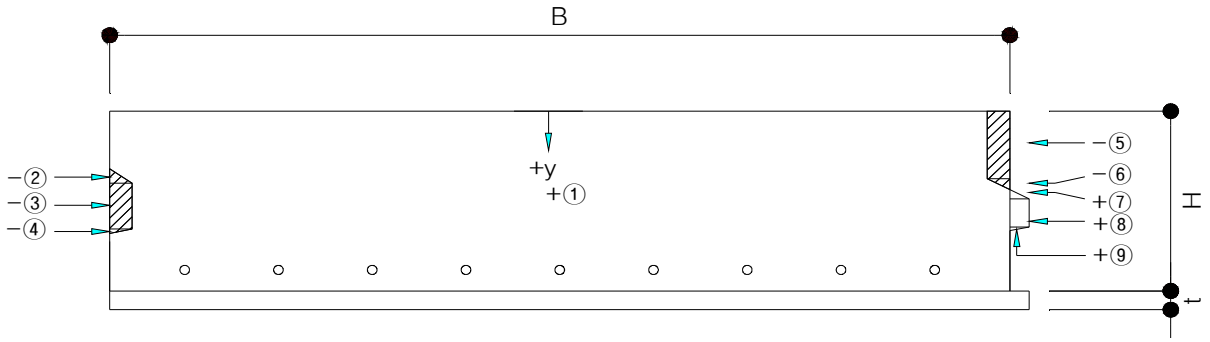
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.648	0.331	0.000		18.979	
LC-2	18.648	0.331	0.000	21.325	40.304	
MAX					40.304	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	926	180	166,590	90.0	14,993,100	8,100	2,700	10,800	1,799,172,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				161,866		14,638,957				1,764,192,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 161,866.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 14,638,957 / 161,866 = 90.44 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.44 - 180.00 = -89.56 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

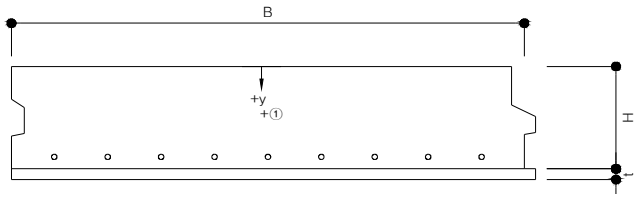
= 1,764,192,374 - 90.44 × 14,638,957 = 440,263,616 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{440,263,616}{90.44} = 4,868,086.7$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{440,263,616}{-89.56} = -4,915,781.7$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			161,866.00		14,638,957				1,764,192,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	170,188.00		15,679,207				1,894,223,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 170,188.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,679,207 / 170,188 = 92.13 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 92.13 − 180.00 = -87.87 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/10$

= 92.13 − 125.00 = -32.87 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

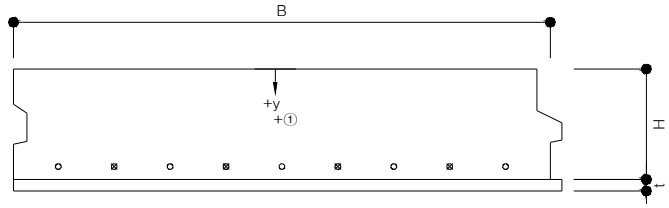
= 1,894,223,624 − 92.13 × 15,679,207 = 449,718,008 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{449,718,008}{92.13} = 4,881,408.2 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{449,718,008}{-32.87} = -13,681,193.3 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{449,718,008}{-87.87} = -5,117,919.4 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			161,866.00		14,638,957				1,764,192,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	168,523.60		15,471,157				1,868,217,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 168,523.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,471,157 / 168,524 = 91.80 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.80 − 180.00 = -88.20 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.80 − 125.00 = -33.20 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

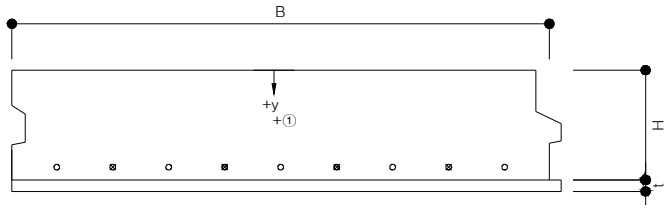
= 1,868,217,374 − 91.80 × 15,471,157 = 447,901,830 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{447,901,830}{91.80} = 4,878,887.2$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{447,901,830}{-33.20} = -13,492,683.4$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{447,901,830}{-88.20} = -5,078,487.9$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			161,866.00		14,638,957				1,764,192,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	166,859.20		15,263,107				1,842,211,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 166,859.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,263,107 / 166,859 = 91.47 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.47 − 180.00 = -88.53 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 91.47 − 125.00 = -33.53 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,842,211,124 − 91.47 × 15,263,107 = 446,049,419 $㎜^4$

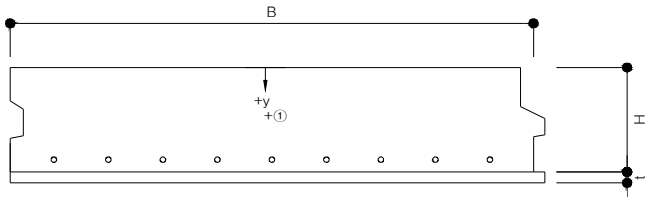
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{446,049,419}{91.47} = 4,876,297.5$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{446,049,419}{-33.53} = -13,304,173.5$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{446,049,419}{-88.53} = -5,038,567.6$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			161,866.00		14,638,957				1,764,192,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	168,801.00		15,505,832				1,872,551,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 168,801.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 15,505,832 / 168,801 = 91.86 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.86 − 180.00 = -88.14 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 × 125.0+0 × 75.0) / 10

= 91.86 − 125.00 = -33.14 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

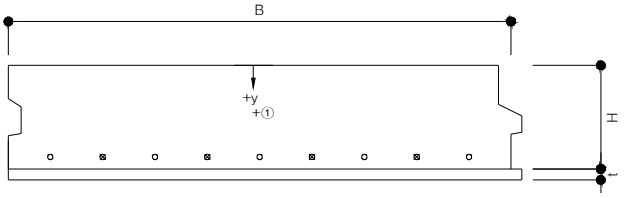
= 1,872,551,749 − 91.86 × 15,505,832 = 448,207,013 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{448,207,013}{91.86} = 4,879,312.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{448,207,013}{-33.14} = -13,524,101.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{448,207,013}{-88.14} = -5,085,093.5 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			161,866.00		14,638,957				1,764,192,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	167,414.00		15,332,457				1,850,879,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 167,414.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 15,332,457 / 167,414 = 91.58 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.58 − 180.00 = -88.42 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.58 − 125.00 = -33.42 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

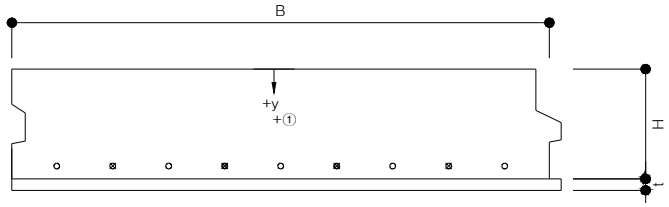
= 1,850,879,874 − 91.58 × 15,332,457 = 446,670,982 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{446,670,982}{91.58}$ = 4,877,168.6 ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{446,670,982}{-33.42}$ = -13,367,010.1 ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{446,670,982}{-88.42}$ = -5,051,929.2 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			161,866.00		14,638,957				1,764,192,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	166,027.00		15,159,082				1,829,207,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 166,027.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 15,159,082 / 166,027 = 91.30 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.30 − 180.00 = -88.70 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.30 − 125.00 = -33.70 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,829,207,999 − 91.30 × 15,159,082 = 445,109,286 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{445,109,286}{91.30}$ = 4,874,976.0 ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{445,109,286}{-33.70}$ = -13,209,918.6 ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{445,109,286}{-88.70}$ = -5,018,421.3 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	161,866.0	A_{vc1}'	170,188.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	92.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-32.9	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-87.9	mm
I_{vc0}	440,263,615.9	I_{vc1}'	449,718,008.0	mm^4
Z_{tc0}	4,868,086.7	Z_{tc1}'	4,881,408.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-13,681,193.3	mm^3
Z_{bc0}	-4,915,781.7	Z_{bc1}'	-5,117,919.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	161,866.0	A_{vb1}'	168,523.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.2	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.2	mm
I_{vb0}	440,263,615.9	I_{vb1}'	447,901,829.6	mm^4
Z_{tb0}	4,868,086.7	Z_{tb1}'	4,878,887.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-13,492,683.4	mm^3
Z_{bb0}	-4,915,781.7	Z_{bb1}'	-5,078,487.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	161,866.0	A_{va1}'	166,859.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.5	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.5	mm
I_{va0}	440,263,615.9	I_{va1}'	446,049,418.8	mm^4
Z_{ta0}	4,868,086.7	Z_{ta1}'	4,876,297.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-13,304,173.5	mm^3
Z_{ba0}	-4,915,781.7	Z_{ba1}'	-5,038,567.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	161,866.0	A_{vc1}	168,801.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.1	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.1	mm
I_{vc0}	440,263,615.9	I_{vc1}	448,207,013.2	mm^4
Z_{tc0}	4,868,086.7	Z_{tc1}	4,879,312.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-13,524,101.7	mm^3
Z_{bc0}	-4,915,781.7	Z_{bc1}	-5,085,093.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	161,866.0	A_{vb1}	167,414.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.4	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.4	mm
I_{vb0}	440,263,615.9	I_{vb1}	446,670,981.6	mm^4
Z_{tb0}	4,868,086.7	Z_{tb1}	4,877,168.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-13,367,010.1	mm^3
Z_{bb0}	-4,915,781.7	Z_{bb1}	-5,051,929.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	161,866.0	A_{va1}	166,027.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.7	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.7	mm
I_{va0}	440,263,615.9	I_{va1}	445,109,285.8	mm^4
Z_{ta0}	4,868,086.7	Z_{ta1}	4,874,976.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-13,209,918.6	mm^3
Z_{ba0}	-4,915,781.7	Z_{ba1}	-5,018,421.3	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.9255m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,699,822}{4,881,408} \times 0.926 = 7.717$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,699,822}{-13,681,193} \times 0.926 = -2.753$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,699,822}{-5,117,919} \times 0.926 = -7.360$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,699,822}{4,879,312} \times 0.926 = 7.720$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,699,822}{-13,524,102} \times 0.926 = -2.785$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,699,822}{-5,085,093} \times 0.926 = -7.407$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{722,537}{4,879,312} \times 0.926 = 0.137$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{722,537}{-13,524,102} \times 0.926 = -0.049$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{722,537}{-5,085,093} \times 0.926 = -0.132$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{4,879,312} \times 0.926 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-13,524,102} \times 0.926 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,085,093} \times 0.926 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{4,879,312} \times 0.926 = 8.828$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-13,524,102} \times 0.926 = -3.185$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-5,085,093} \times 0.926 = -8.471$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{170,188} + \frac{-32.87}{-13,681,193}\right)$

$= 15.731$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.753$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (15.731 + -2.753)$

$= 12.978$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.978 = 93.363$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.049 + 0.000)
  = 0.049 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.978 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.978 - 7 × 0.049
  = 155.384 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 93.363 - 0.05 × (45.500 + 155.384)
= 15.619 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 93.363 = 1,276.64 MPa
P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,276.6
= 1,770.70 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,276.64 - 155.38 - 45.50 - 15.62
= 1,060.13 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,060.13}{1,276.64} = 0.830$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.830 × 1,770.70 = 1,470.40 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,770.70 × -32.87 / 1,000 = -58.205 kN·m
M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,470.40 × -33.14 / 1,000 = -48.731 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,770,695}{170,188} + \frac{-58,204,970}{4,881,408} =$ -1.519 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,770,695}{170,188} + \frac{-58,204,970}{-13,681,193} =$ 14.659 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,770,695}{170,188} + \frac{-58,204,970}{-5,117,919} =$ 21.777 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,470,405}{168,801} + \frac{-48,731,203}{4,879,312} =$ -1.276 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,470,405}{168,801} + \frac{-48,731,203}{-13,524,102} =$ 12.314 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,470,405}{168,801} + \frac{-48,731,203}{-5,085,093} =$ 18.294 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{28,988,968}{4,878,887} \times 0.926 =$ 5.499 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{28,988,968}{-13,492,683} \times 0.926 =$ -1.988 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{28,988,968}{-5,078,488} \times 0.926 =$ -5.283 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{28,988,968}{4,877,169} \times 0.926 =$ 5.501 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{28,988,968}{-13,367,010} \times 0.926 =$ -2.007 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{28,988,968}{-5,051,929} \times 0.926 =$ -5.311 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{514,636}{4,877,169} \times 0.926 = 0.098$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{514,636}{-13,367,010} \times 0.926 = -0.036$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{514,636}{-5,051,929} \times 0.926 = -0.094$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{4,877,169} \times 0.926 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-13,367,010} \times 0.926 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,051,929} \times 0.926 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{4,877,169} \times 0.926 = 6.291$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-13,367,010} \times 0.926 = -2.295$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-5,051,929} \times 0.926 = -6.073$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{168,524} + \frac{-33.20}{-13,492,683} \right)$

$= 12.760$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -1.988 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.760 + -1.988)$
  $= 10.772$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.772 = 77.496$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.036 + 0.000)$
  $= 0.036$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 10.772$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 10.772 - 7 \times 0.036$
  $= 129.014$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 77.496 - 0.05 \times (45.500 + 129.014)$
$= 18.525$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 77.496 = 1,292.50$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,292.5$
$= 1,434.16$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,292.50 - 129.01 - 45.50 - 18.52$
$= 1,099.46$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,099.46}{1,292.50} = 0.851$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.851 \times 1,434.16 = 1,219.97$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}434.16 \times -33.20 / 1{,}000 = -47.608$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}219.97 \times -33.42 / 1{,}000 = -40.766$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}434{,}162}{168{,}524} + \frac{-47{,}608{,}307}{4{,}878{,}887} = -1.248$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}434{,}162}{168{,}524} + \frac{-47{,}608{,}307}{-13{,}492{,}683} = 12.039$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}434{,}162}{168{,}524} + \frac{-47{,}608{,}307}{-5{,}078{,}488} = 17.885$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}219{,}966}{167{,}414} + \frac{-40{,}766{,}285}{4{,}877{,}169} = -1.071$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}219{,}966}{167{,}414} + \frac{-40{,}766{,}285}{-13{,}367{,}010} = 10.337$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}219{,}966}{167{,}414} + \frac{-40{,}766{,}285}{-5{,}051{,}929} = 15.357$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22{,}128{,}682}{4{,}876{,}298} \times 0.926 = 4.200$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22{,}128{,}682}{-13{,}304{,}174} \times 0.926 = -1.539$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22{,}128{,}682}{-5{,}038{,}568} \times 0.926 = -4.065$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22{,}128{,}682}{4{,}874{,}976} \times 0.926 = 4.201$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22{,}128{,}682}{-13{,}209{,}919} \times 0.926 = -1.550$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22{,}128{,}682}{-5{,}018{,}421} \times 0.926 = -4.081$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{392,847}{4,874,976} \times 0.926 = 0.075$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{392,847}{-13,209,919} \times 0.926 = -0.028$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{392,847}{-5,018,421} \times 0.926 = -0.072$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{4,874,976} \times 0.926 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-13,209,919} \times 0.926 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,018,421} \times 0.926 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{4,874,976} \times 0.926 = 4.804$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-13,209,919} \times 0.926 = -1.773$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-5,018,421} \times 0.926 = -4.667$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{166,859} + \frac{-33.53}{-13,304,174})$

$= 9.706$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.539 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 9.706 + -1.539 $)$
  $=$ 8.167 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 8.167 $=$ 58.752 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.028 + 0.000 $)$
  $=$ 0.028 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.167 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 8.167 $- 7 \times$ 0.028
  $=$ 97.806 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 58.752 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 97.806 $)$
$=$ 21.959 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 58.752 $=$ 1,311.25 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,311.2
$=$ 1,091.22 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,311.25 $-$ 97.81 $-$ 45.50 $-$ 21.96
$=$ 1,145.98 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,145.98}{1,311.25} =$ 0.874

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.874 $\times$ 1,091.22 $=$ 953.69 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}091.22 \times -33.53 / 1{,}000 = -36.585$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 953.69 \times -33.70 / 1{,}000 = -32.135$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}091{,}220}{166{,}859} + \frac{-36{,}585{,}381}{4{,}876{,}298} = -0.963$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}091{,}220}{166{,}859} + \frac{-36{,}585{,}381}{-13{,}304{,}174} = 9.290$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}091{,}220}{166{,}859} + \frac{-36{,}585{,}381}{-5{,}038{,}568} = 13.801$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{953{,}687}{166{,}027} + \frac{-32{,}134{,}548}{4{,}874{,}976} = -0.848$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{953{,}687}{166{,}027} + \frac{-32{,}134{,}548}{-13{,}209{,}919} = 8.177$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{953{,}687}{166{,}027} + \frac{-32{,}134{,}548}{-5{,}018{,}421} = 12.147$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,276.64	1,292.50	1,311.25
유효 긴장응력	1,060.13	1,099.46	1,145.98

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,060.1	1,099.5	1,146.0	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.519	21.777	-1.248	17.885	-0.963	13.801
풍도슬래브	7.717	-7.360	5.499	-5.283	4.200	-4.065

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.276	18.294	-1.071	15.357	-0.848	12.147
고정 하중	풍도슬래브	7.720	-7.407	5.501	-5.311	4.201	-4.081
	CIP 몰탈	0.137	-0.132	0.098	-0.094	0.075	-0.072
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.828	-8.471	6.291	-6.073	4.804	-4.667

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.197	14.417	4.251	12.602	3.237	9.736
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.443	10.887	4.430	10.046	3.353	8.067
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.580	10.755	4.527	9.952	3.428	7.994
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.580	10.755	4.527	9.952	3.428	7.994
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.408	2.284	10.818	3.879	8.232	3.327
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	46.004	1.6 ×(Σ작업하중)	68.919	114.923

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 114.923 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 926 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{925.5 \times 125.0} = 0.0120$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,393 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,393 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 926}$$

$$= 49.1 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,393 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.70}{50}\right)$$

$$= 165 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 165 kN·m > 114.92 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 18.294)× 5,085,093 / 1.0E+06

= 115.68 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 164.82 kN·m

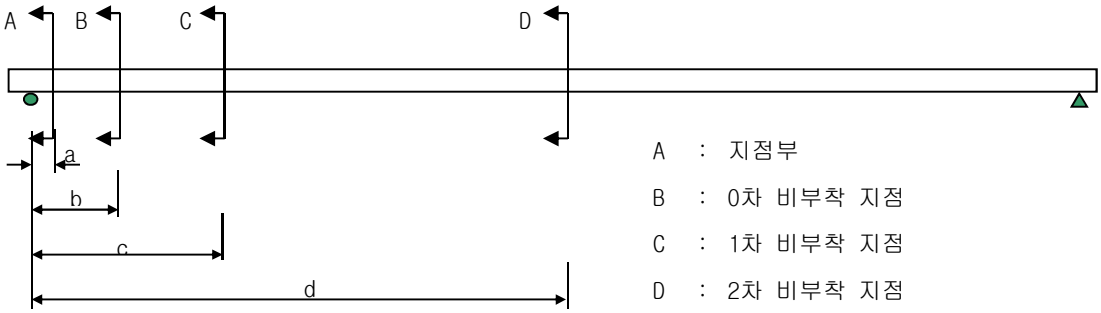
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 115.68 = 138.82 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	17.259	0.306	17.565	19.736	37.302
B	14.426	0.256	14.682	16.497	31.179
C	11.594	0.206	11.799	13.258	25.057
D	9.166	0.163	9.328	10.481	19.810
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	11.231	0.199	11.431	12.844	24.274
C	20.480	0.364	20.844	23.420	44.263
D	26.829	0.476	27.306	30.680	57.986
E	37.668	0.669	38.336	43.074	81.411

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	20.711	0.368	21.078	31.578	52.656
B	17.312	0.307	17.619	26.395	44.014
C	13.912	0.247	14.159	21.212	35.372
D	10.999	0.195	11.194	16.770	27.964
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	13.478	0.239	13.717	20.550	34.267
C	24.576	0.436	25.012	37.472	62.484
D	32.195	0.572	32.767	49.089	81.855
E	45.201	0.802	46.004	68.919	114.923

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	8.177	0.000	445,109,286	88.7	58.777
B	50.0	8.177	2.278	445,109,286	88.7	47.346
C	50.0	8.177	4.153	445,109,286	88.7	37.934
D	50.0	10.337	5.405	446,670,982	88.4	42.777
E	50.0	12.314	7.539	448,207,013	88.1	42.261

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	926	144.0	37.302	15.355	58.777	0.000	∞
B	50.0	926	144.0	31.179	12.835	47.346	9.992	139.112
C	50.0	926	144.0	25.057	10.315	37.934	18.221	93.650
D	50.0	926	144.0	19.810	8.154	42.777	23.869	81.542
E	50.0	926	144.0	0.000	0.000	42.261	33.512	47.119

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.744	925.5	144.0	0.00	502.950
B	50.0	5.744	925.5	144.0	0.00	502.950
C	50.0	5.744	925.5	144.0	0.00	502.950
D	50.0	7.287	925.5	144.0	0.00	564.640
E	50.0	8.711	925.5	144.0	0.00	621.564

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	502.950	502.950
B	139.112	502.950	139.112
C	93.650	502.950	93.650
D	81.542	564.640	81.542
E	47.119	621.564	47.119

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

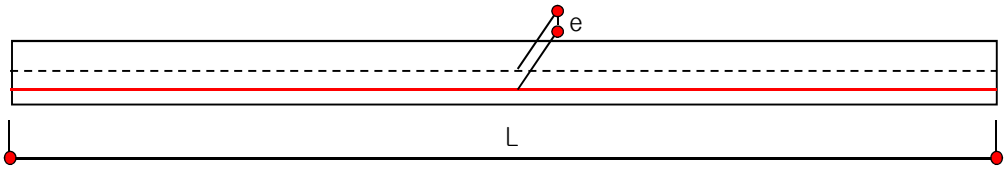
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	52.656	502.950	0.750	377.212	-324.56	0.140	전단보강 불필요
B	44.014	139.112	0.750	104.334	-60.32	0.422	전단보강 불필요
C	35.372	93.650	0.750	70.238	-34.87	0.504	전단보강 불필요
D	27.964	81.542	0.750	61.157	-33.19	0.457	전단보강 불필요
E	0.000	47.119	0.750	35.339	-35.34	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

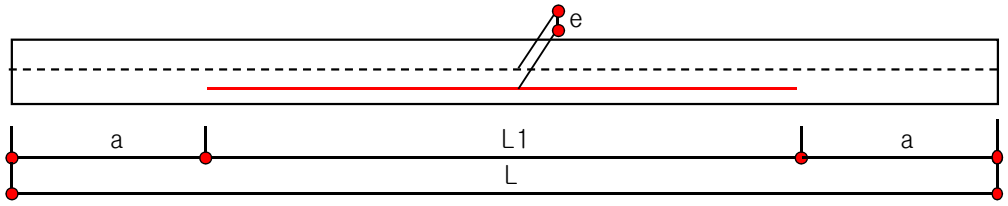
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}771 \times 33.1 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 448207013.2} - \frac{337 \times 33.4 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 448207013.2}$$

$$- \frac{343 \times 33.7 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 448207013.2}$$

$$= 36.87 - 1.554 - 0.782 = 34.5 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	58.683	449,718,008	-34.53	
풍도슬래브 자중	40.700	449,718,008	22.31	
접합 몰탈	0.723	449,718,008	0.38	
격벽 하중(집중하중)	0.000	449,718,008	0.00	
합 계(고정하중)			-11.84	
작업하중 및 풍하중	46.542	449,718,008	24.23	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-6

(L= 8.730 m, B= 0.945 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

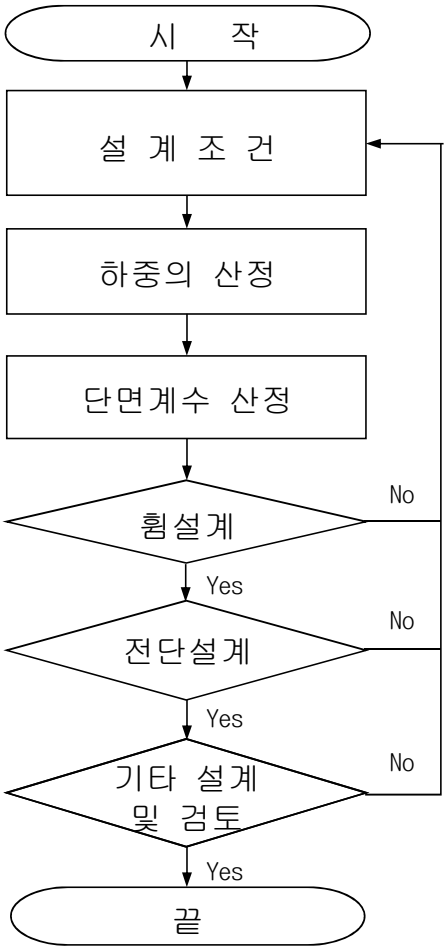
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 0.945 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

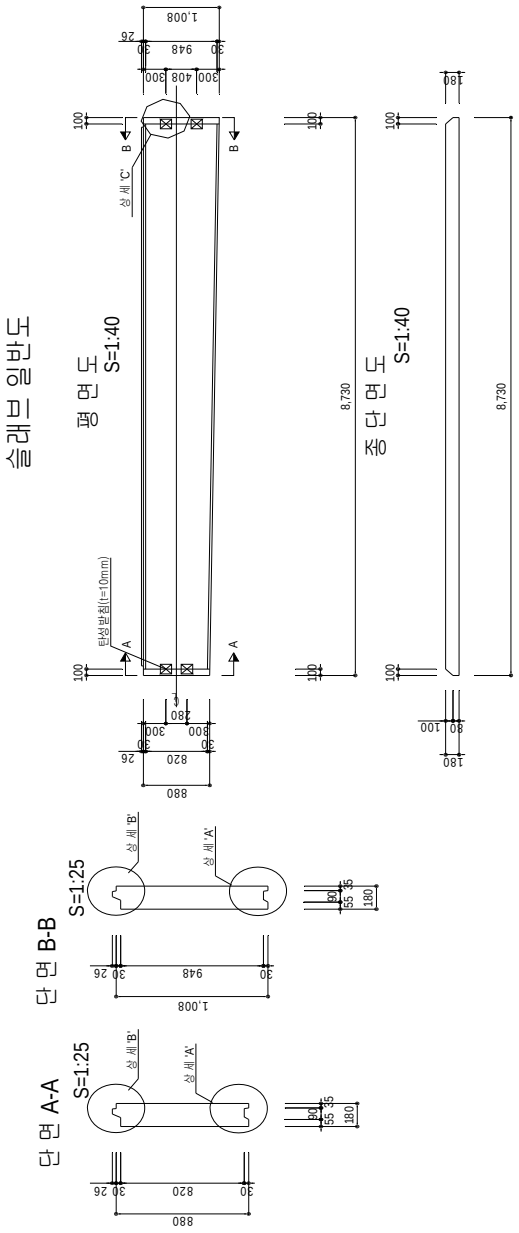
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.9445m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

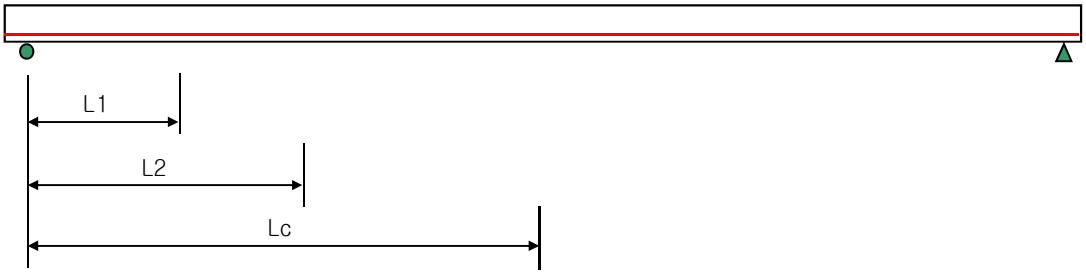
단 면 적 = 165,286 ㎟

하중계산 = 165,286 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.132 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 944.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.945 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.945 = 4.723 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.945 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

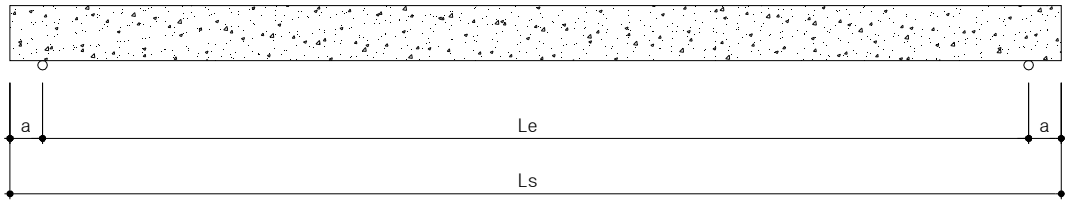
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.132	0.072	0.000	4.723	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.20
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	8.93
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.20
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	5.89
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	12.60
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	5.04
MAX						12.60

3.5 단면력 산정

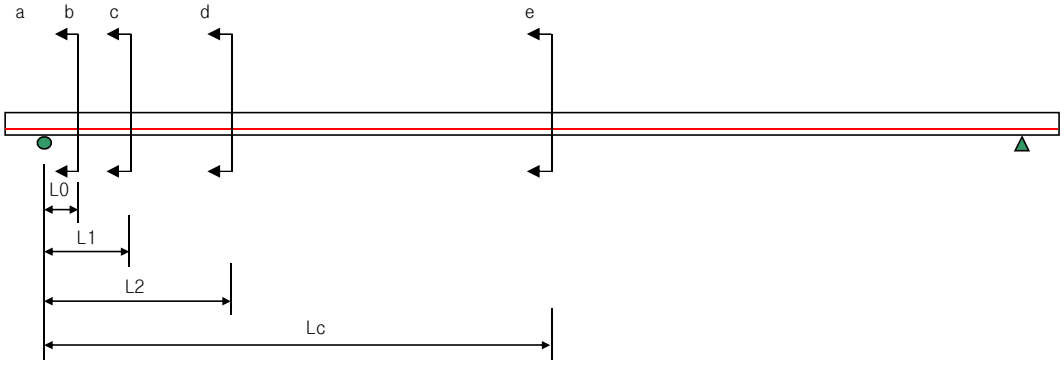
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.375 × 8.530)/ 2 = 18.659 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.375 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.143 kN-m

M_3 = 4.375 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.142 kN-m

M_4 = 4.375 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.006 kN-m

M_5 = 4.375 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.724 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.659 kN

S_2 = 18.659 - (4.375 × 0.700) = 15.597 kN

S_3 = 18.659 - (4.375 × 1.400) = 12.534 kN

S_4 = 18.659 - (4.375 × 2.000) = 9.909 kN

S_5 = 18.659 - (4.375 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.076 × 8.530)/ 2 = 0.324 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.076 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.211 kN-m

M_3 = 0.076 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.385 kN-m

M_4 = 0.076 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.504 kN-m

M_5 = 0.076 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.708 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.324 kN

S_2 = 0.324 - (0.076 × 0.700) = 0.271 kN

S_3 = 0.324 - (0.076 × 1.400) = 0.218 kN

S_4 = 0.324 - (0.076 × 2.000) = 0.172 kN

S_5 = 0.324 - (0.076 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.143	0.211	0.000	13.878	26.231	0차비부착부
	c	22.142	0.385	0.000	25.305	47.832	1차비부착부
	d	29.006	0.504	0.000	33.150	62.660	2차비부착부
	e	40.724	0.708	0.000	46.542	87.974	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.659	0.324	0.000	21.325	40.309	지점부(전단검토)
	b	15.597	0.271	0.000	17.825	33.693	0차비부착부
	c	12.534	0.218	0.000	14.325	27.077	1차비부착부
	d	9.909	0.172	0.000	11.325	21.407	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

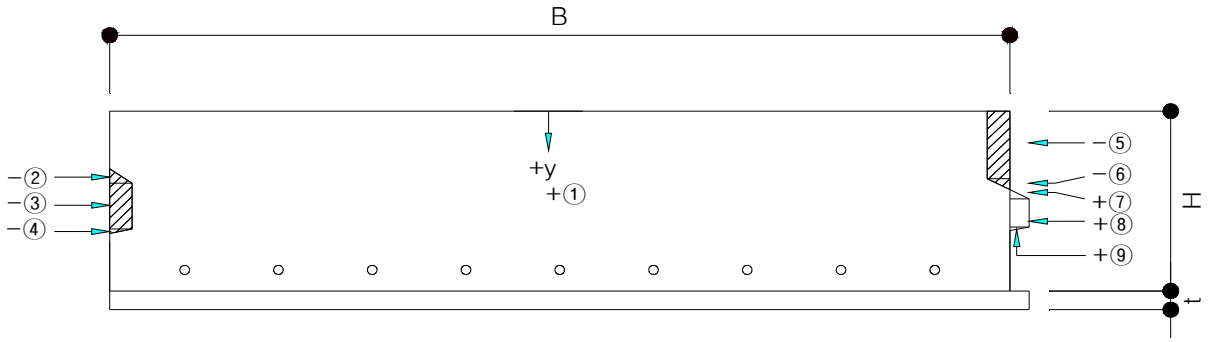
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.659	0.324	0.000		18.984	
LC-2	18.659	0.324	0.000	21.325	40.309	
MAX					40.309	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	945	180	170,010	90.0	15,300,900	8,100	2,700	10,800	1,836,108,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				165,286		14,946,757				1,801,128,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 165,286.00 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 14,946,757 / 165,286 = 90.43 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 90.43 - 180.00 = -89.57 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

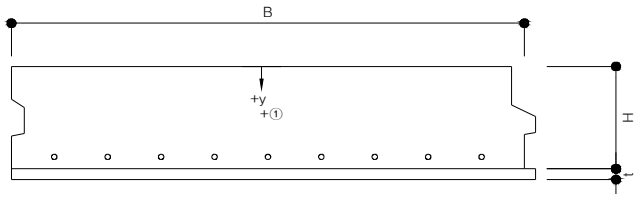
= 1,801,128,374 - 90.43 × 14,946,757 = 449,498,261 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{449,498,261}{90.43}$ = 4,970,695.1 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{449,498,261}{-89.57}$ = -5,018,382.8 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			165,286.00		14,946,757				1,801,128,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	173,608.00		15,987,007				1,931,159,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 173,608.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,987,007 / 173,608 = 92.09 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 92.09 − 180.00 = -87.91 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (10 × 125.0 + 0 × 75.0)/10

= 92.09 − 125.00 = -32.91 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

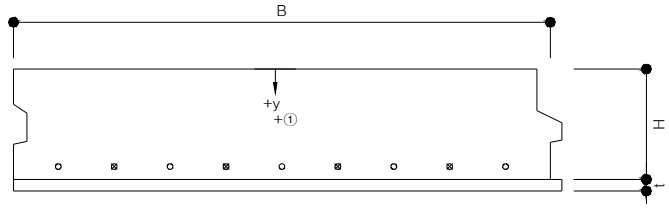
= 1,931,159,624 − 92.09 × 15,987,007 = 458,967,201 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{458,967,201}{92.09} = 4,984,071.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{458,967,201}{-32.91} = -13,944,779.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{458,967,201}{-87.91} = -5,220,686.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			165,286.00		14,946,757				1,801,128,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	171,943.60		15,778,957				1,905,153,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 171,943.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,778,957 / 171,944 = 91.77 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.77 − 180.00 = -88.23 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.77 − 125.00 = -33.23 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

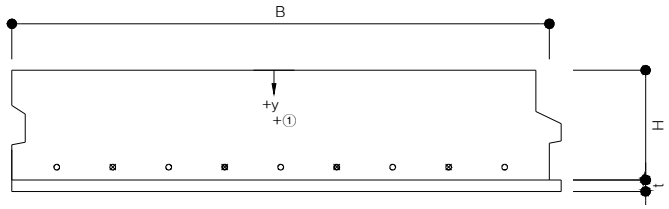
= 1,905,153,374 − 91.77 × 15,778,957 = 457,146,739 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{457,146,739}{91.77} = 4,981,537.0$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{457,146,739}{-33.23} = -13,756,308.7$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{457,146,739}{-88.23} = -5,181,202.2$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			165,286.00		14,946,757				1,801,128,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	170,279.20		15,570,907				1,879,147,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 170,279.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 15,570,907 / 170,279 = 91.44 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.44 − 180.00 = -88.56 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 91.44 − 125.00 = -33.56 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,879,147,124 − 91.44 × 15,570,907 = 455,290,690 ㎜^{4}

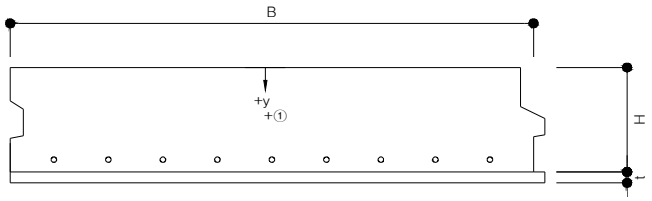
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{455,290,690}{91.44} = 4,978,935.1$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{455,290,690}{-33.56} = -13,567,837.8$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{455,290,690}{-88.56} = -5,141,238.7$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			165,286.00		14,946,757				1,801,128,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	172,221.00		15,813,632				1,909,487,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 172,221.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 15,813,632 / 172,221 = 91.82 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.82 − 180.00 = -88.18 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 × 125.0+0 × 75.0) / 10

= 91.82 − 125.00 = -33.18 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

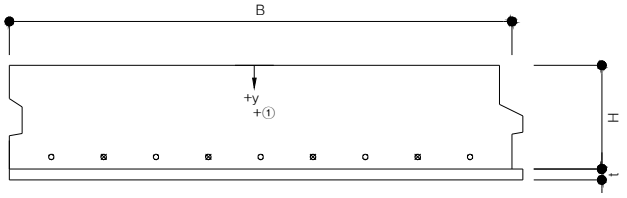
= 1,909,487,749 − 91.82 × 15,813,632 = 457,452,593 mm^4

$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{457,452,593}{91.82} = 4,981,964.0$ ㎣

$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{457,452,593}{-33.18} = -13,787,720.5$ ㎣

$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{457,452,593}{-88.18} = -5,187,816.0$ ㎣

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			165,286.00		14,946,757				1,801,128,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	170,834.00		15,640,257				1,887,815,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 170,834.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 15,640,257 / 170,834 = 91.55 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.55 - 180.00 = -88.45 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.55 - 125.00 = -33.45 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

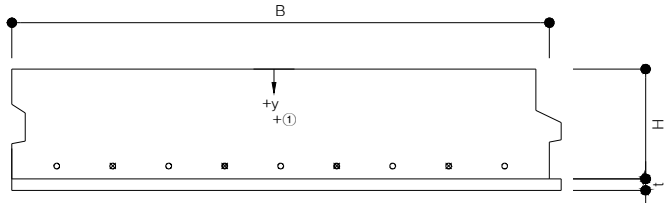
= 1,887,815,874 - 91.55 × 15,640,257 = 455,913,392 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{455,913,392}{91.55}$ = 4,979,810.1 ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{455,913,392}{-33.45}$ = -13,630,661.4 ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{455,913,392}{-88.45}$ = -5,154,613.7 ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			165,286.00		14,946,757				1,801,128,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	169,447.00		15,466,882				1,866,143,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 169,447.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 15,466,882 / 169,447 = 91.28 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.28 - 180.00 = -88.72 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.28 - 125.00 = -33.72 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,866,143,999 - 91.28 × 15,466,882 = 454,348,992 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{454,348,992}{91.28}$ = 4,977,608.0 ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{454,348,992}{-33.72}$ = -13,473,602.3 ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{454,348,992}{-88.72}$ = -5,121,074.4 ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	165,286.0	A_{vc1}'	173,608.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	92.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-32.9	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-87.9	mm
I_{vc0}	449,498,260.6	I_{vc1}'	458,967,200.6	mm^4
Z_{tc0}	4,970,695.1	Z_{tc1}'	4,984,071.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-13,944,779.6	mm^3
Z_{bc0}	-5,018,382.8	Z_{bc1}'	-5,220,686.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	165,286.0	A_{vb1}'	171,943.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.2	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.2	mm
I_{vb0}	449,498,260.6	I_{vb1}'	457,146,739.4	mm^4
Z_{tb0}	4,970,695.1	Z_{tb1}'	4,981,537.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-13,756,308.7	mm^3
Z_{bb0}	-5,018,382.8	Z_{bb1}'	-5,181,202.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	165,286.0	A_{va1}'	170,279.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.6	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.6	mm
I_{va0}	449,498,260.6	I_{va1}'	455,290,690.0	mm^4
Z_{ta0}	4,970,695.1	Z_{ta1}'	4,978,935.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-13,567,837.8	mm^3
Z_{ba0}	-5,018,382.8	Z_{ba1}'	-5,141,238.7	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	165,286.0	A_{vc1}	172,221.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.2	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.2	mm
I_{vc0}	449,498,260.6	I_{vc1}	457,452,593.2	mm^4
Z_{tc0}	4,970,695.1	Z_{tc1}	4,981,964.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-13,787,720.5	mm^3
Z_{bc0}	-5,018,382.8	Z_{bc1}	-5,187,816.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	165,286.0	A_{vb1}	170,834.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.4	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.4	mm
I_{vb0}	449,498,260.6	I_{vb1}	455,913,391.6	mm^4
Z_{tb0}	4,970,695.1	Z_{tb1}	4,979,810.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-13,630,661.4	mm^3
Z_{bb0}	-5,018,382.8	Z_{bb1}	-5,154,613.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	165,286.0	A_{va1}	169,447.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.7	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.7	mm
I_{va0}	449,498,260.6	I_{va1}	454,348,991.9	mm^4
Z_{ta0}	4,970,695.1	Z_{ta1}	4,977,608.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-13,473,602.3	mm^3
Z_{ba0}	-5,018,382.8	Z_{ba1}	-5,121,074.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.9445m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,723,716}{4,984,071} \times 0.945 = 7.717$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,723,716}{-13,944,780} \times 0.945 = -2.758$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,723,716}{-5,220,686} \times 0.945 = -7.368$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,723,716}{4,981,964} \times 0.945 = 7.721$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,723,716}{-13,787,721} \times 0.945 = -2.790$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,723,716}{-5,187,816} \times 0.945 = -7.414$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{708,002}{4,981,964} \times 0.945 = 0.134$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{708,002}{-13,787,721} \times 0.945 = -0.049$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{708,002}{-5,187,816} \times 0.945 = -0.129$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{4,981,964} \times 0.945 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-13,787,721} \times 0.945 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,187,816} \times 0.945 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{4,981,964} \times 0.945 = 8.824$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-13,787,721} \times 0.945 = -3.188$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-5,187,816} \times 0.945 = -8.473$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{173,608} + \frac{-32.91}{-13,944,780}\right)$

$= 15.430$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.758$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (15.430 + -2.758)$

$= 12.672$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.672 = 91.165$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.049 + 0.000)
  = 0.049 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.672 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.672 - 7 × 0.049
  = 151.724 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 91.165 - 0.05 × (45.500 + 151.724)
= 16.022 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 91.165 = 1,278.83 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 10 × 138.7 × 1,278.8
= 1,773.74 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,278.83 - 151.72 - 45.50 - 16.02
= 1,065.59 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,065.59}{1,278.83} = 0.833$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.833 × 1,773.74 = 1,477.97 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,773.74 × -32.91 / 1,000 = -58.380 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,477.97 × -33.18 / 1,000 = -49.037 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,773,744}{173,608} + \frac{-58,379,578}{4,984,071} =$ -1.496 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,773,744}{173,608} + \frac{-58,379,578}{-13,944,780} =$ 14.403 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,773,744}{173,608} + \frac{-58,379,578}{-5,220,686} =$ 21.399 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,477,972}{172,221} + \frac{-49,036,532}{4,981,964} =$ -1.261 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,477,972}{172,221} + \frac{-49,036,532}{-13,787,721} =$ 12.138 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,477,972}{172,221} + \frac{-49,036,532}{-5,187,816} =$ 18.034 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,005,987}{4,981,537} \times 0.945 =$ 5.500 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,005,987}{-13,756,309} \times 0.945 =$ -1.992 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,005,987}{-5,181,202} \times 0.945 =$ -5.288 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,005,987}{4,979,810} \times 0.945 =$ 5.501 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,005,987}{-13,630,661} \times 0.945 =$ -2.010 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,005,987}{-5,154,614} \times 0.945 =$ -5.315 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{504,284}{4,979,810} \times 0.945 = 0.096$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{504,284}{-13,630,661} \times 0.945 = -0.035$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{504,284}{-5,154,614} \times 0.945 = -0.092$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{4,979,810} \times 0.945 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-13,630,661} \times 0.945 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,154,614} \times 0.945 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{4,979,810} \times 0.945 = 6.287$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-13,630,661} \times 0.945 = -2.297$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-5,154,614} \times 0.945 = -6.074$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{171,944} + \frac{-33.23}{-13,756,309} \right)$

$= 12.513$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -1.992 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 12.513 + -1.992 $)$
  $=$ 10.522 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 10.522 $=$ 75.696 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.035 + 0.000 $)$
  $=$ 0.035 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.522 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} =$ 12 × 10.522 − 7 × 0.035
  $=$ 126.017 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} =$ 119 − 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$=$ 119 − 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} =$ 35 − 0.1 × Δfpel − 0.05 × (Δfpsh + Δfpcr)
$=$ 35 − 0.1 × 75.696 − 0.05 × (45.500 + 126.017)
$=$ 18.855 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 − 75.696 $=$ 1,294.30 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 8 × 138.7 × 1,294.3
$=$ 1,436.16 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,294.30 − 126.02 − 45.50 − 18.85
$=$ 1,103.93 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,103.93}{1,294.30} =$ 0.853

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.853 × 1,436.16 $=$ 1,224.92 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,436.16 \times -33.23 / 1,000 = -47.726$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,224.92 \times -33.45 / 1,000 = -40.971$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,436,160}{171,944} + \frac{-47,726,151}{4,981,537} = -1.228$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,436,160}{171,944} + \frac{-47,726,151}{-13,756,309} = 11.822$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,436,160}{171,944} + \frac{-47,726,151}{-5,181,202} = 17.564$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,224,924}{170,834} + \frac{-40,970,803}{4,979,810} = -1.057$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,224,924}{170,834} + \frac{-40,970,803}{-13,630,661} = 10.176$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,224,924}{170,834} + \frac{-40,970,803}{-5,154,614} = 15.119$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22,141,674}{4,978,935} \times 0.945 = 4.200$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22,141,674}{-13,567,838} \times 0.945 = -1.541$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22,141,674}{-5,141,239} \times 0.945 = -4.068$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22,141,674}{4,977,608} \times 0.945 = 4.201$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22,141,674}{-13,473,602} \times 0.945 = -1.552$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22,141,674}{-5,121,074} \times 0.945 = -4.084$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{384,944}{4,977,608} \times 0.945 = 0.073$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{384,944}{-13,473,602} \times 0.945 = -0.027$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{384,944}{-5,121,074} \times 0.945 = -0.071$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{4,977,608} \times 0.945 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-13,473,602} \times 0.945 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,121,074} \times 0.945 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{4,977,608} \times 0.945 = 4.802$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-13,473,602} \times 0.945 = -1.774$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-5,121,074} \times 0.945 = -4.667$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{170,279} + \frac{-33.56}{-13,567,838})$

$= 9.515$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.541 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.515 + -1.541)$
  $= 7.974$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.974 = 57.367$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.027 + 0.000)$
  $= 0.027$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 7.974$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.974 - 7 \times 0.027$
  $= 95.499$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 57.367 - 0.05 \times (45.500 + 95.499)$
$= 22.213$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.367 = 1,312.63$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,312.6$
$= 1,092.37$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,312.63 - 95.50 - 45.50 - 22.21$
$= 1,149.42$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,149.42}{1,312.63} = 0.876$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.876 \times 1,092.37 = 956.55$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}092.37 \times -33.56 / 1{,}000 = -36.656$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 956.55 \times -33.72 / 1{,}000 = -32.256$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}092{,}373}{170{,}279} + \frac{-36{,}656{,}350}{4{,}978{,}935} = -0.947$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}092{,}373}{170{,}279} + \frac{-36{,}656{,}350}{-13{,}567{,}838} = 9.117$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}092{,}373}{170{,}279} + \frac{-36{,}656{,}350}{-5{,}141{,}239} = 13.545$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{956{,}548}{169{,}447} + \frac{-32{,}256{,}157}{4{,}977{,}608} = -0.835$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{956{,}548}{169{,}447} + \frac{-32{,}256{,}157}{-13{,}473{,}602} = 8.039$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{956{,}548}{169{,}447} + \frac{-32{,}256{,}157}{-5{,}121{,}074} = 11.944$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,278.83	1,294.30	1,312.63
유효 긴장응력	1,065.59	1,103.93	1,149.42

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,065.6	1,103.9	1,149.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.496	21.399	-1.228	17.564	-0.947	13.545
풍도슬래브	7.717	-7.368	5.500	-5.288	4.200	-4.068

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) / 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.261	18.034	-1.057	15.119	-0.835	11.944
고정 하중	풍도슬래브	7.721	-7.414	5.501	-5.315	4.201	-4.084
	CIP 몰탈	0.134	-0.129	0.096	-0.092	0.073	-0.071
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.824	-8.473	6.287	-6.074	4.802	-4.667

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.221	14.032	4.271	12.276	3.253	9.477
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.460	10.620	4.444	9.804	3.366	7.860
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.594	10.491	4.540	9.711	3.439	7.789
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.594	10.491	4.540	9.711	3.439	7.789
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.417	2.018	10.827	3.637	8.241	3.122
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	46.959	1.6 ×(Σ작업하중)	70.334	117.293

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 117.293 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 945 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{944.5 \times 125.0} = 0.0117$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,403 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,403 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 945}$$

$$= 48.5 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,403 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.48}{50}\right)$$

$$= 167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 167 kN·m > 117.29 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 18.034)× 5,187,816 / 1.0E+06

= 116.67 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 166.52 kN·m

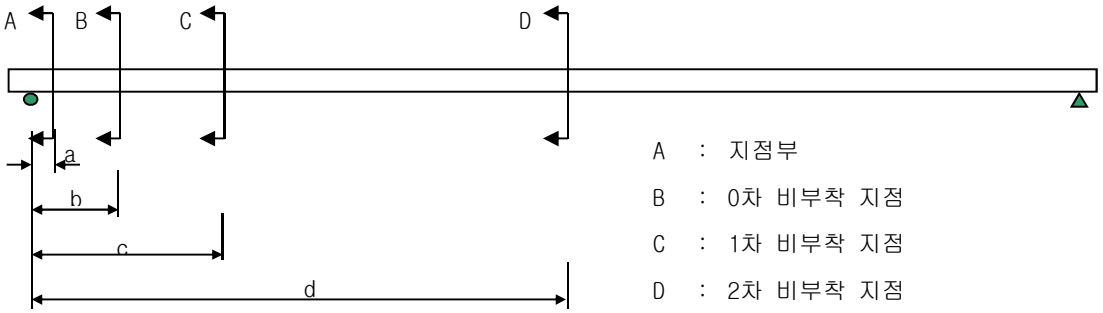
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 116.67 = 140.00 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	17.624	0.306	17.930	20.141	38.071
B	14.731	0.256	14.987	16.836	31.823
C	11.839	0.206	12.044	13.530	25.574
D	9.359	0.163	9.522	10.696	20.218
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	11.469	0.199	11.668	13.107	24.775
C	20.913	0.364	21.276	23.901	45.177
D	27.396	0.476	27.872	31.310	59.183
E	38.464	0.669	39.132	43.959	83.091

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	21.148	0.368	21.516	32.226	53.742
B	17.677	0.307	17.985	26.937	44.922
C	14.206	0.247	14.453	21.648	36.101
D	11.231	0.195	11.426	17.114	28.541
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	13.763	0.239	14.002	20.972	34.973
C	25.095	0.436	25.532	38.241	63.773
D	32.875	0.572	33.447	50.096	83.543
E	46.156	0.802	46.959	70.334	117.293

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	8.039	0.000	454,348,992	88.7	59.275
B	50.0	8.039	2.278	454,348,992	88.7	47.607
C	50.0	8.039	4.155	454,348,992	88.7	37.998
D	50.0	10.176	5.407	455,913,392	88.4	42.805
E	50.0	12.138	7.543	457,452,593	88.2	42.181

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	945	144.0	38.071	15.671	59.275	0.000	∞
B	50.0	945	144.0	31.823	13.099	47.607	10.198	141.057
C	50.0	945	144.0	25.574	10.527	37.998	18.596	95.171
D	50.0	945	144.0	20.218	8.322	42.805	24.361	82.928
E	50.0	945	144.0	0.000	0.000	42.181	34.202	48.086

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.645	944.5	144.0	0.00	509.234
B	50.0	5.645	944.5	144.0	0.00	509.234
C	50.0	5.645	944.5	144.0	0.00	509.234
D	50.0	7.170	944.5	144.0	0.00	571.463
E	50.0	8.582	944.5	144.0	0.00	629.059

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	509.234	509.234
B	141.057	509.234	141.057
C	95.171	509.234	95.171
D	82.928	571.463	82.928
E	48.086	629.059	48.086

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

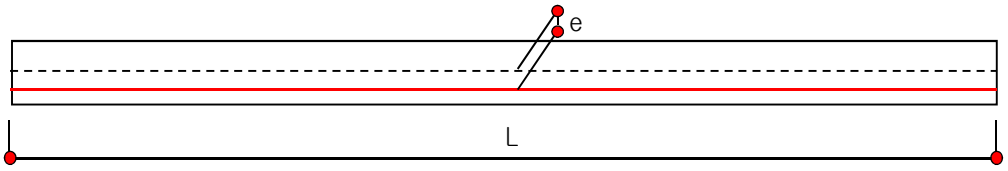
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	53.742	509.234	0.750	381.925	-328.18	0.141	전단보강 불필요
B	44.922	141.057	0.750	105.793	-60.87	0.425	전단보강 불필요
C	36.101	95.171	0.750	71.378	-35.28	0.506	전단보강 불필요
D	28.541	82.928	0.750	62.196	-33.66	0.459	전단보강 불필요
E	0.000	48.086	0.750	36.065	-36.06	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

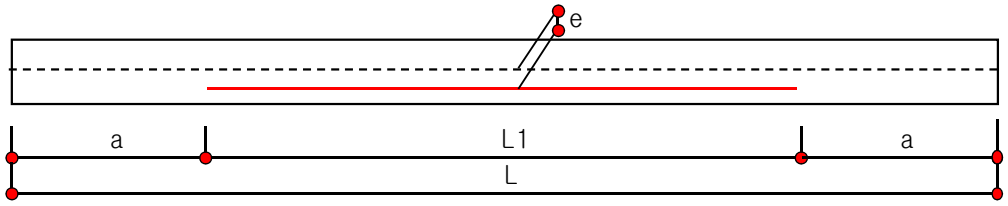
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}774 \times 33.2 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 457452593.2} - \frac{338 \times 33.4 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 457452593.2}$$

$$- \frac{344 \times 33.7 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 457452593.2}$$

$$= 36.22 - 1.528 - 0.769 = 33.9 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	58.850	458,967,201	-33.93	
풍도슬래브 자중	40.724	458,967,201	22.32	
접합 몰탈	0.708	458,967,201	0.37	
격벽 하중(집중하중)	0.000	458,967,201	0.00	
합 계(고정하중)			-11.24	
작업하중 및 풍하중	46.542	458,967,201	24.23	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-7

(L= 8.730 m, B= 0.872 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

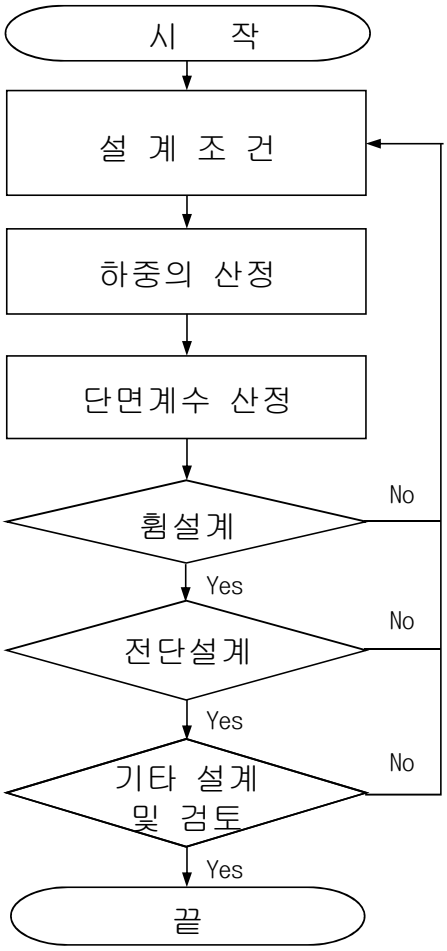
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 0.872 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

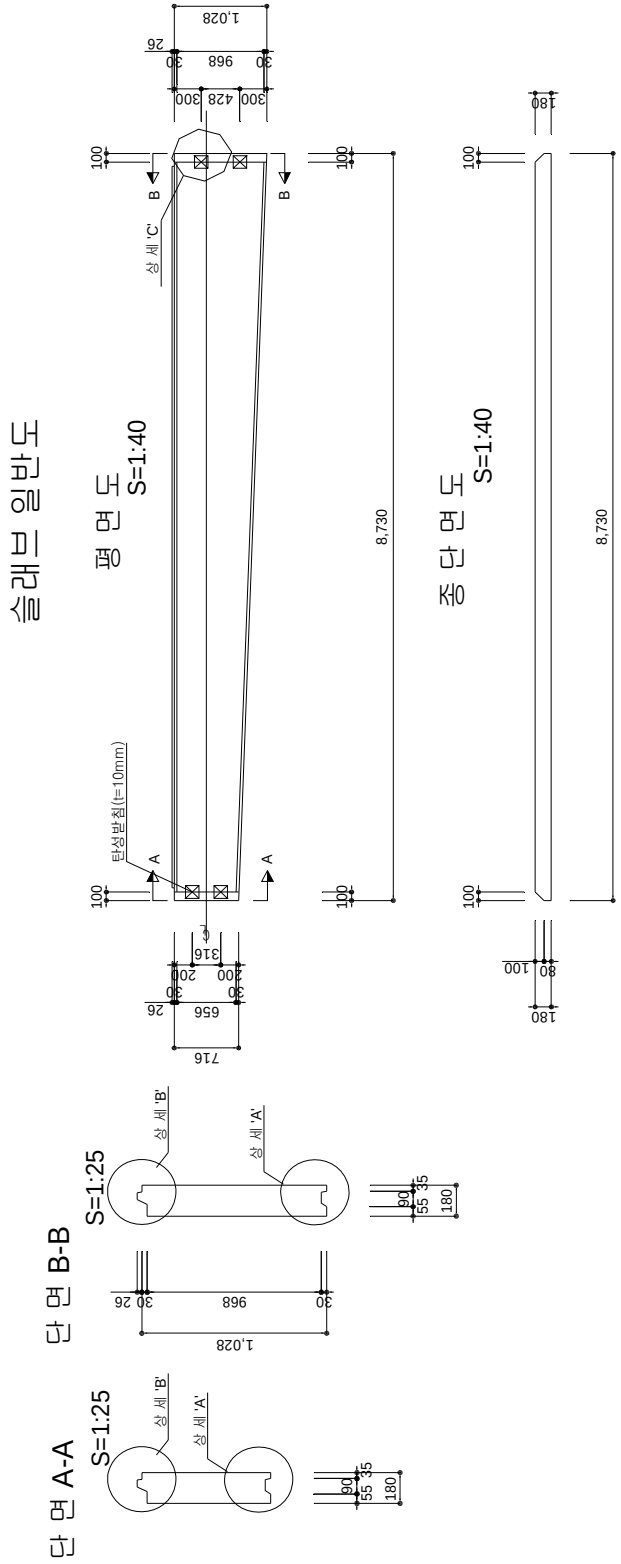
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.872m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

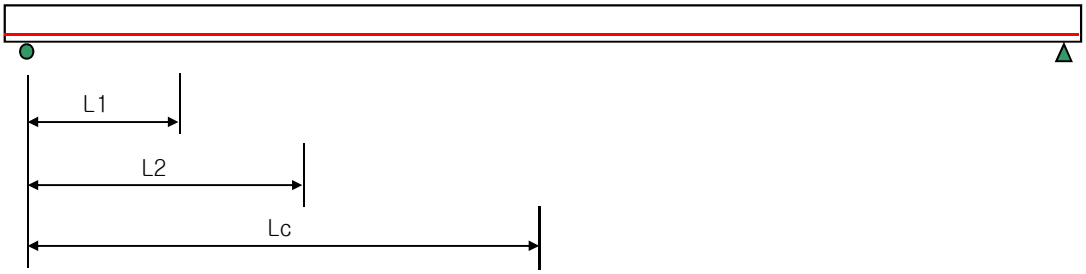
단 면 적 = 152,513 ㎟

하중계산 = 152,513 / 1.0E+06 × 25.00 = 3.813 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 872.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.872 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.872 = 4.360 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.872 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

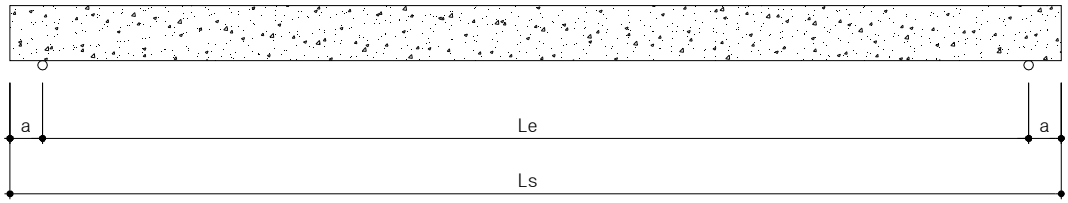
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	3.813	0.072	0.000	4.360	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	3.88
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	8.24
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	3.88
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	5.44
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	11.64
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	4.66
MAX						11.64

3.5 단면력 산정

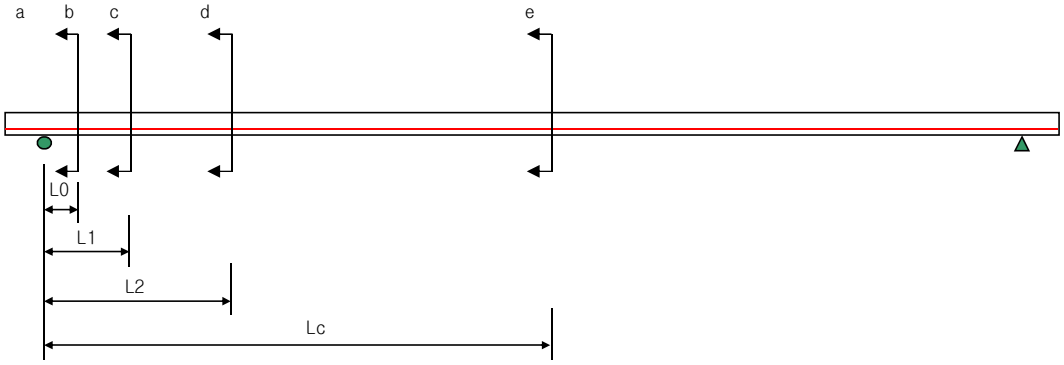
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.373 × 8.530)/ 2 = 18.649 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.373 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.136 kN-m

M_3 = 4.373 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.129 kN-m

M_4 = 4.373 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 28.990 kN-m

M_5 = 4.373 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.701 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.649 kN

S_2 = 18.649 - (4.373 × 0.700) = 15.588 kN

S_3 = 18.649 - (4.373 × 1.400) = 12.527 kN

S_4 = 18.649 - (4.373 × 2.000) = 9.904 kN

S_5 = 18.649 - (4.373 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.082 × 8.530)/ 2 = 0.351 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.082 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.229 kN-m

M_3 = 0.082 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.417 kN-m

M_4 = 0.082 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.546 kN-m

M_5 = 0.082 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.767 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.351 kN

S_2 = 0.351 - (0.082 × 0.700) = 0.294 kN

S_3 = 0.351 - (0.082 × 1.400) = 0.236 kN

S_4 = 0.351 - (0.082 × 2.000) = 0.187 kN

S_5 = 0.351 - (0.082 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.136	0.229	0.000	13.878	26.242	0차비부착부
	c	22.129	0.417	0.000	25.305	47.851	1차비부착부
	d	28.990	0.546	0.000	33.150	62.686	2차비부착부
	e	40.701	0.767	0.000	46.542	88.010	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.649	0.351	0.000	21.325	40.325	지점부(전단검토)
	b	15.588	0.294	0.000	17.825	33.707	0차비부착부
	c	12.527	0.236	0.000	14.325	27.088	1차비부착부
	d	9.904	0.187	0.000	11.325	21.415	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

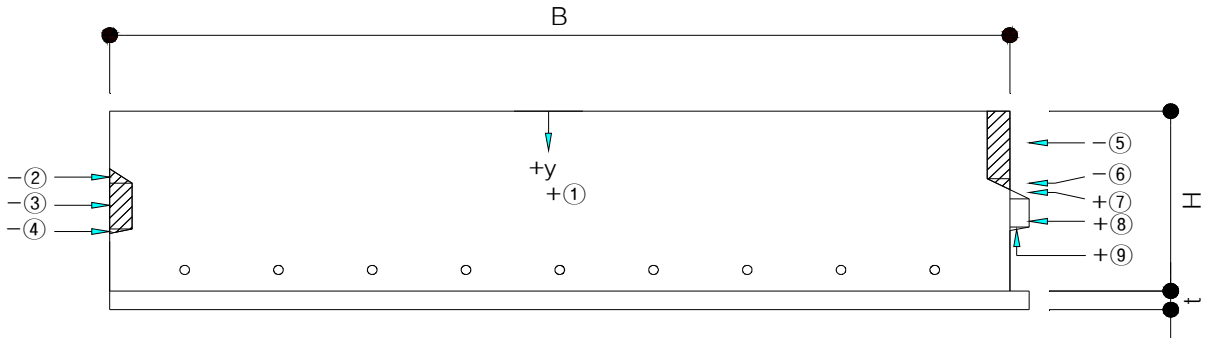
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.649	0.351	0.000		19.000	
LC-2	18.649	0.351	0.000	21.325	40.325	
MAX					40.325	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	872	180	156,960	90.0	14,126,400	8,100	2,700	10,800	1,695,168,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-8			-1,110	125.0	-138,700	15,625			-17,358,451
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				152,513		13,806,932				1,664,527,986

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 152,513.40 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 13,806,932 / 152,513 = 90.53 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.53 - 180.00 = -89.47 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

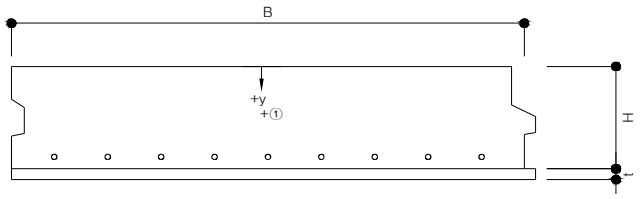
= 1,664,527,986 - 90.53 × 13,806,932 = 414,596,098 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{414,596,098}{90.53} =$ 4,579,689.5 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{414,596,098}{-89.47} =$ -4,633,875.8 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			152,513.40		13,806,932				1,664,527,986
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	159,171.00		14,639,132				1,768,552,986

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 159,171.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 14,639,132 / 159,171 = 91.97 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.97 − 180.00 = -88.03 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/8$

= 91.97 − 125.00 = -33.03 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

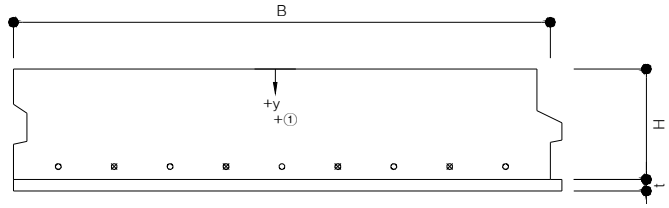
= 1,768,552,986 − 91.97 × 14,639,132 = 422,175,971 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{422,175,971}{91.97} = 4,590,311.3 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{422,175,971}{-33.03} = -12,782,016.6 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{422,175,971}{-88.03} = -4,795,879.1 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			152,513.40		13,806,932				1,664,527,986
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	157,506.60		14,431,082				1,742,546,736

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 157,506.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 14,431,082 / 157,507 = 91.62 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.62 − 180.00 = -88.38 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (6 ×125.0 + 0 ×75.0) / 6

= 91.62 − 125.00 = -33.38 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

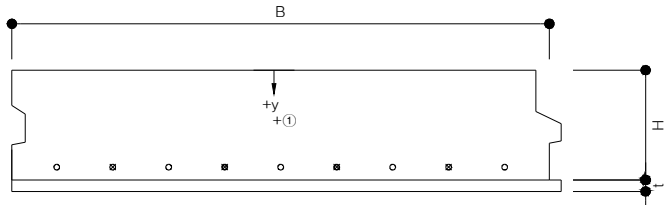
= 1,742,546,736 − 91.62 × 14,431,082 = 420,341,076 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{420,341,076}{91.62} = 4,587,770.7$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{420,341,076}{-33.38} = -12,593,385.8$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{420,341,076}{-88.38} = -4,756,177.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			152,513.40		13,806,932				1,664,527,986
Ap1	138.7	4	3,328.80	125.0	416,100	15,625	0	15,625	52,012,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		4	155,842.20		14,223,032				1,716,540,486

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 155,842.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 14,223,032 / 155,842 = 91.27 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.27 − 180.00 = -88.73 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (4 ×125.0+ 0 ×75.0) / 4

= 91.27 − 125.00 = -33.73 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,716,540,486 − 91.27 × 14,223,032 = 418,466,988 ㎜⁴

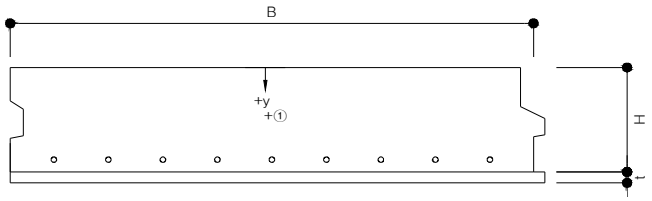
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{418,466,988}{91.27} = 4,585,155.8$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{418,466,988}{-33.73} = -12,404,755.1$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{418,466,988}{-88.73} = -4,715,949.9$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			152,513.40		13,806,932				1,664,527,986
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	158,061.40		14,500,432				1,751,215,486

N_c = 6.00

A_{vc1} = 158,061.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 14,500,432 / 158,061 = 91.74 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.74 − 180.00 = -88.26 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8$

= 91.74 − 125.00 = -33.26 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

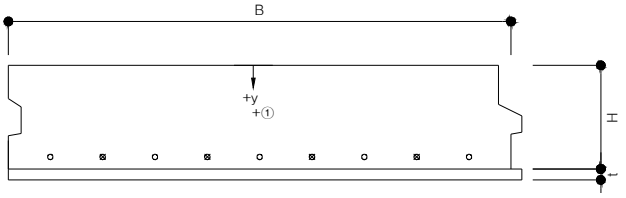
= 1,751,215,486 − 91.74 × 14,500,432 = 420,957,001 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{420,957,001}{91.74} = 4,588,625.7 \ mm^3$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{420,957,001}{-33.26} = -12,656,262.7 \ mm^3$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{420,957,001}{-88.26} = -4,769,469.1 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			152,513.40		13,806,932				1,664,527,986
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	156,674.40		14,327,057				1,729,543,611

N_c = 6.00

A_{vb1} = 156,674.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 14,327,057 / 156,674 = 91.44 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.44 - 180.00 = -88.56 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.44 - 125.00 = -33.56 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

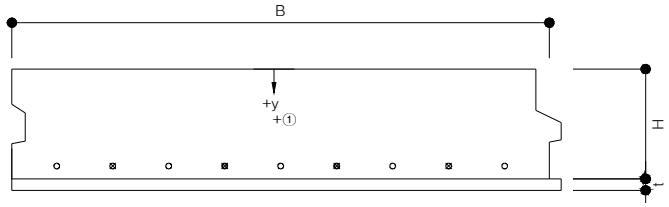
= 1,729,543,611 - 91.44 × 14,327,057 = 419,409,009 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{419,409,009}{91.44} = 4,586,472.7$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{419,409,009}{-33.56} = -12,499,070.5$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{419,409,009}{-88.56} = -4,736,129.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			152,513.40		13,806,932				1,664,527,986
Ap1	138.7	4	2,774.00	125.0	346,750	15,625	0	15,625	43,343,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		4	155,287.40		14,153,682				1,707,871,736

N_c = 6.00

A_{va1} = 155,287.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 14,153,682 / 155,287 = 91.15 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.15 - 180.00 = -88.85 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (4 ×125.0+0 ×75.0) / 4

= 91.15 - 125.00 = -33.85 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,707,871,736 - 91.15 × 14,153,682 = 417,833,364 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{417,833,364}{91.15} = 4,584,267.1$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{417,833,364}{-33.85} = -12,341,878.2$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{417,833,364}{-88.85} = -4,702,422.1$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	152,513.4	A_{vc1}'	159,171.0	mm^2
Y_{tc0}	90.5	Y_{tc1}'	92.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.0	mm
Y_{bc0}	-89.5	Y_{bc1}'	-88.0	mm
I_{vc0}	414,596,098.1	I_{vc1}'	422,175,970.8	mm^4
Z_{tc0}	4,579,689.5	Z_{tc1}'	4,590,311.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-12,782,016.6	mm^3
Z_{bc0}	-4,633,875.8	Z_{bc1}'	-4,795,879.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	152,513.4	A_{vb1}'	157,506.6	mm^2
Y_{tb0}	90.5	Y_{tb1}'	91.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.4	mm
Y_{bb0}	-89.5	Y_{bb1}'	-88.4	mm
I_{vb0}	414,596,098.1	I_{vb1}'	420,341,076.0	mm^4
Z_{tb0}	4,579,689.5	Z_{tb1}'	4,587,770.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-12,593,385.8	mm^3
Z_{bb0}	-4,633,875.8	Z_{bb1}'	-4,756,177.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	152,513.4	A_{va1}'	155,842.2	mm^2
Y_{ta0}	90.5	Y_{ta1}'	91.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.7	mm
Y_{ba0}	-89.5	Y_{ba1}'	-88.7	mm
I_{va0}	414,596,098.1	I_{va1}'	418,466,987.7	mm^4
Z_{ta0}	4,579,689.5	Z_{ta1}'	4,585,155.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-12,404,755.1	mm^3
Z_{ba0}	-4,633,875.8	Z_{ba1}'	-4,715,949.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	152,513.4	A_{vc1}	158,061.4	mm^2
Y_{tc0}	90.5	Y_{tc1}	91.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.3	mm
Y_{bc0}	-89.5	Y_{bc1}	-88.3	mm
I_{vc0}	414,596,098.1	I_{vc1}	420,957,001.3	mm^4
Z_{tc0}	4,579,689.5	Z_{tc1}	4,588,625.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-12,656,262.7	mm^3
Z_{bc0}	-4,633,875.8	Z_{bc1}	-4,769,469.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	152,513.4	A_{vb1}	156,674.4	mm^2
Y_{tb0}	90.5	Y_{tb1}	91.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.6	mm
Y_{bb0}	-89.5	Y_{bb1}	-88.6	mm
I_{vb0}	414,596,098.1	I_{vb1}	419,409,009.1	mm^4
Z_{tb0}	4,579,689.5	Z_{tb1}	4,586,472.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-12,499,070.5	mm^3
Z_{bb0}	-4,633,875.8	Z_{bb1}	-4,736,129.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	152,513.4	A_{va1}	155,287.4	mm^2
Y_{ta0}	90.5	Y_{ta1}	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.5	Y_{ba1}	-88.9	mm
I_{va0}	414,596,098.1	I_{va1}	417,833,364.2	mm^4
Z_{ta0}	4,579,689.5	Z_{ta1}	4,584,267.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-12,341,878.2	mm^3
Z_{ba0}	-4,633,875.8	Z_{ba1}	-4,702,422.1	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.872m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,700,975}{4,590,311} \times 0.872 = 7.732$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,700,975}{-12,782,017} \times 0.872 = -2.777$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,700,975}{-4,795,879} \times 0.872 = -7.400$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,700,975}{4,588,626} \times 0.872 = 7.735$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,700,975}{-12,656,263} \times 0.872 = -2.804$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,700,975}{-4,769,469} \times 0.872 = -7.441$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{766,867}{4,588,626} \times 0.872 = 0.146$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{766,867}{-12,656,263} \times 0.872 = -0.053$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{766,867}{-4,769,469} \times 0.872 = -0.140$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{4,588,626} \times 0.872 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-12,656,263} \times 0.872 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-4,769,469} \times 0.872 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{4,588,626} \times 0.872 = 8.845$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-12,656,263} \times 0.872 = -3.207$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-4,769,469} \times 0.872 = -8.509$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{159,171} + \frac{-33.03}{-12,782,017}\right)$

$= 13.479$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.777$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.479 + -2.777)$

$= 10.702$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.702 = 76.992$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.053 + 0.000)
  = 0.053 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.702 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.702 - 7 × 0.053
  = 128.053 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 76.992 - 0.05 × (45.500 + 128.053)
= 18.623 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 76.992 = 1,293.01 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 8 × 138.7 × 1,293.0
= 1,434.72 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,293.01 - 128.05 - 45.50 - 18.62
= 1,100.83 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,100.83}{1,293.01} = 0.851$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.851 × 1,434.72 = 1,221.48 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,434.72 × -33.03 / 1,000 = -47.387 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,221.48 × -33.26 / 1,000 = -40.627 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,434,722}{159,171} + \frac{-47,387,286}{4,590,311} = -1.310$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,434,722}{159,171} + \frac{-47,387,286}{-12,782,017} = 12.721$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,434,722}{159,171} + \frac{-47,387,286}{-4,795,879} = 18.895$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,221,484}{158,061} + \frac{-40,627,480}{4,588,626} = -1.126$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,221,484}{158,061} + \frac{-40,627,480}{-12,656,263} = 10.938$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,221,484}{158,061} + \frac{-40,627,480}{-4,769,469} = 16.246$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{28,989,789}{4,587,771} \times 0.872 = 5.510$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{28,989,789}{-12,593,386} \times 0.872 = -2.007$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{28,989,789}{-4,756,177} \times 0.872 = -5.315$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{28,989,789}{4,586,473} \times 0.872 = 5.512$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{28,989,789}{-12,499,070} \times 0.872 = -2.022$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{28,989,789}{-4,736,130} \times 0.872 = -5.338$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{546,211}{4,586,473} \times 0.872 = 0.104$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{546,211}{-12,499,070} \times 0.872 = -0.038$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{546,211}{-4,736,130} \times 0.872 = -0.101$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{4,586,473} \times 0.872 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-12,499,070} \times 0.872 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-4,736,130} \times 0.872 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{4,586,473} \times 0.872 = 6.303$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-12,499,070} \times 0.872 = -2.313$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-4,736,130} \times 0.872 = -6.103$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times \left(\frac{1}{157,507} + \frac{-33.38}{-12,593,386} \right)$

$= 10.260$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.007 MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 10.260 + -2.007 $)$

  = 8.253 MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 8.253 = 59.374 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.038 + 0.000 $)$

  = 0.038 MPa (압축)

- f_{cir} = 8.253 MPa (압축)

- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 8.253 - 7 × 0.038

  = 98.769 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 ×H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 ×Δfpel - 0.05 ×(Δfpsh + Δfpcr)

= 35 - 0.1 × 59.374 - 0.05 ×(45.500 + 98.769)

= 21.849 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 - 59.374 = 1,310.63 MPa

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 6 × 138.7 × 1,310.6

= 1,090.70 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

= 1,310.63 - 98.77 - 45.50 - 21.85

= 1,144.51 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,144.51}{1,310.63} =$ 0.873

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.873 × 1,090.70 = 952.46 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,090.70 \times -33.38 / 1,000 = -36.405$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 952.46 \times -33.56 / 1,000 = -31.960$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,090,703}{157,507} + \frac{-36,405,402}{4,587,771} = -1.011$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,090,703}{157,507} + \frac{-36,405,402}{-12,593,386} = 9.816$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,090,703}{157,507} + \frac{-36,405,402}{-4,756,177} = 14.579$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{952,459}{156,674} + \frac{-31,959,983}{4,586,473} = -0.889$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{952,459}{156,674} + \frac{-31,959,983}{-12,499,070} = 8.636$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{952,459}{156,674} + \frac{-31,959,983}{-4,736,130} = 12.827$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22,129,310}{4,585,156} \times 0.872 = 4.209$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22,129,310}{-12,404,755} \times 0.872 = -1.556$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22,129,310}{-4,715,950} \times 0.872 = -4.092$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22,129,310}{4,584,267} \times 0.872 = 4.209$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22,129,310}{-12,341,878} \times 0.872 = -1.564$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22,129,310}{-4,702,422} \times 0.872 = -4.104$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{416,949}{4,584,267} \times 0.872 = 0.079$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{416,949}{-12,341,878} \times 0.872 = -0.029$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{416,949}{-4,702,422} \times 0.872 = -0.077$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{4,584,267} \times 0.872 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-12,341,878} \times 0.872 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-4,702,422} \times 0.872 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{4,584,267} \times 0.872 = 4.813$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-12,341,878} \times 0.872 = -1.788$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-4,702,422} \times 0.872 = -4.692$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 4 \times (\frac{1}{155,842} + \frac{-33.73}{-12,404,755})$

$= 6.944$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.556 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 6.944 + -1.556 $)$
  $=$ 5.389 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 5.389 $=$ 38.767 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.029 + 0.000 $)$
  $=$ 0.029 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 5.389 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 5.389 $- 7 \times$ 0.029
  $=$ 64.457 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 38.767 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 64.457 $)$
$=$ 25.625 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 38.767 $=$ 1,331.23 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 4 \times$ 138.7 $\times$ 1,331.2
$=$ 738.57 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,331.23 $-$ 64.46 $-$ 45.50 $-$ 25.63
$=$ 1,195.65 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,195.65}{1,331.23} =$ 0.898

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.898 $\times$ 738.57 $=$ 663.35 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 738.57 \times -33.73 / 1,000 = -24.915$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 663.35 \times -33.85 / 1,000 = -22.458$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{738,568}{155,842} + \frac{-24,915,150}{4,585,156} = -0.695$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{738,568}{155,842} + \frac{-24,915,150}{-12,404,755} = 6.748$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{738,568}{155,842} + \frac{-24,915,150}{-4,715,950} = 10.022$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{663,347}{155,287} + \frac{-22,457,553}{4,584,267} = -0.627$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{663,347}{155,287} + \frac{-22,457,553}{-12,341,878} = 6.091$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{663,347}{155,287} + \frac{-22,457,553}{-4,702,422} = 9.047$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,293.01	1,310.63	1,331.23
유효 긴장응력	1,100.83	1,144.51	1,195.65

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,100.8	1,144.5	1,195.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.310	18.895	-1.011	14.579	-0.695	10.022
풍도슬래브	7.732	-7.400	5.510	-5.315	4.209	-4.092

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.126	16.246	-0.889	12.827	-0.627	9.047
고정 하중	풍도슬래브	7.735	-7.441	5.512	-5.338	4.209	-4.104
	CIP 몰탈	0.146	-0.140	0.104	-0.101	0.079	-0.077
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.845	-8.509	6.303	-6.103	4.813	-4.692

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.422	11.494	4.500	9.264	3.514	5.931
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.609	8.805	4.623	7.490	3.582	4.944
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.754	8.665	4.726	7.389	3.662	4.867
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.754	8.665	4.726	7.389	3.662	4.867
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.599	0.155	11.029	1.286	8.475	0.174
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,520,152.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1109.600 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	43.392	1.6 ×(Σ작업하중)	64.935	108.327

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 108.327 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 872 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1109.60}{872.0 \times 125.0} = 0.0102$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,466 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1109.60 \times 1,466 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 872}$$

$$= 43.9 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,109.60 \times 1,466 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.93}{50}\right)$$

$$= 142 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 142 kN·m > 108.33 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 16.246)× 4,769,469 / 1.0E+06

= 98.73 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 142.43 kN·m

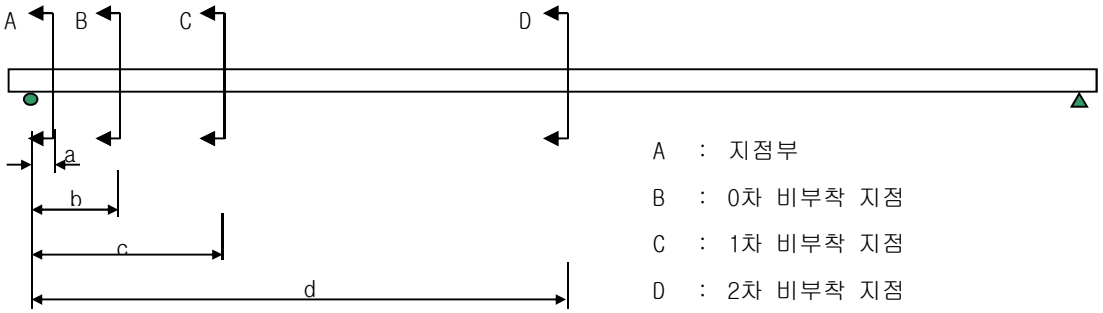
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 98.73 = 118.48 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	16.262	0.306	16.568	18.595	35.164
B	13.593	0.256	13.849	15.543	29.392
C	10.924	0.206	11.130	12.491	23.621
D	8.636	0.163	8.799	9.875	18.674
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	10.583	0.199	10.782	12.101	22.883
C	19.297	0.364	19.660	22.066	41.726
D	25.279	0.476	25.755	28.907	54.662
E	35.491	0.669	36.160	40.584	76.744

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	19.514	0.368	19.882	29.753	49.634
B	16.311	0.307	16.619	24.869	41.488
C	13.109	0.247	13.356	19.986	33.342
D	10.363	0.195	10.559	15.801	26.359
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.699	0.239	12.938	19.362	32.300
C	23.156	0.436	23.592	35.306	58.898
D	30.335	0.572	30.906	46.251	77.157
E	42.590	0.802	43.392	64.935	108.327

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.091	0.000	417,833,364	88.9	45.270
B	50.0	6.091	2.293	417,833,364	88.9	34.488
C	50.0	6.091	4.181	417,833,364	88.9	25.609
D	50.0	8.636	5.438	419,409,009	88.6	31.892
E	50.0	10.938	7.582	420,957,001	88.3	32.871

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	872	144.0	35.164	14.471	45.270	0.000	∞
B	50.0	872	144.0	29.392	12.096	34.488	9.417	118.085
C	50.0	872	144.0	23.621	9.721	25.609	17.172	82.513
D	50.0	872	144.0	18.674	7.685	31.892	22.495	73.964
E	50.0	872	144.0	0.000	0.000	32.871	31.583	44.395

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.272	872.0	144.0	0.00	418.409
B	50.0	4.272	872.0	144.0	0.00	418.409
C	50.0	4.272	872.0	144.0	0.00	418.409
D	50.0	6.079	872.0	144.0	0.00	486.498
E	50.0	7.728	872.0	144.0	0.00	548.604

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	418.409	418.409
B	118.085	418.409	118.085
C	82.513	418.409	82.513
D	73.964	486.498	73.964
E	44.395	548.604	44.395

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

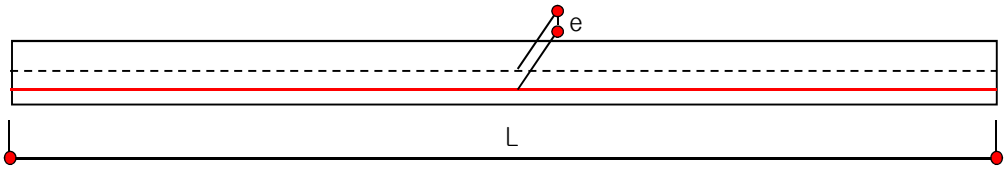
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	49.634	418.409	0.750	313.807	-264.17	0.158	전단보강 불필요
B	41.488	118.085	0.750	88.564	-47.08	0.468	전단보강 불필요
C	33.342	82.513	0.750	61.885	-28.54	0.539	전단보강 불필요
D	26.359	73.964	0.750	55.473	-29.11	0.475	전단보강 불필요
E	0.000	44.395	0.750	33.296	-33.30	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

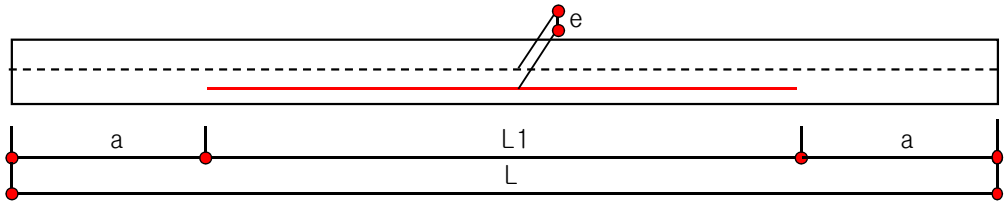
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}435 \times 33.3 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 420957001.3} - \frac{344 \times 33.6 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 420957001.3}$$

$$- \frac{352 \times 33.9 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 420957001.3}$$

$$= 31.92 - 1.698 - 0.859 = 29.4 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	47.720	422,175,971	-29.36	
풍도슬래브 자중	40.701	422,175,971	22.39	
접합 몰탈	0.767	422,175,971	0.40	
격벽 하중(집중하중)	0.000	422,175,971	0.00	
합 계(고정하중)			-6.57	
작업하중 및 풍하중	46.542	422,175,971	24.32	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-8

(L= 8.730 m, B= 0.890 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

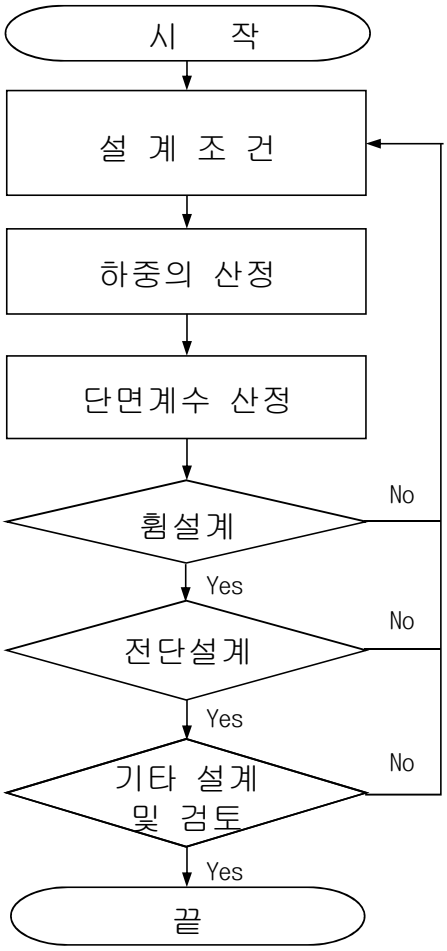
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 0.890 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

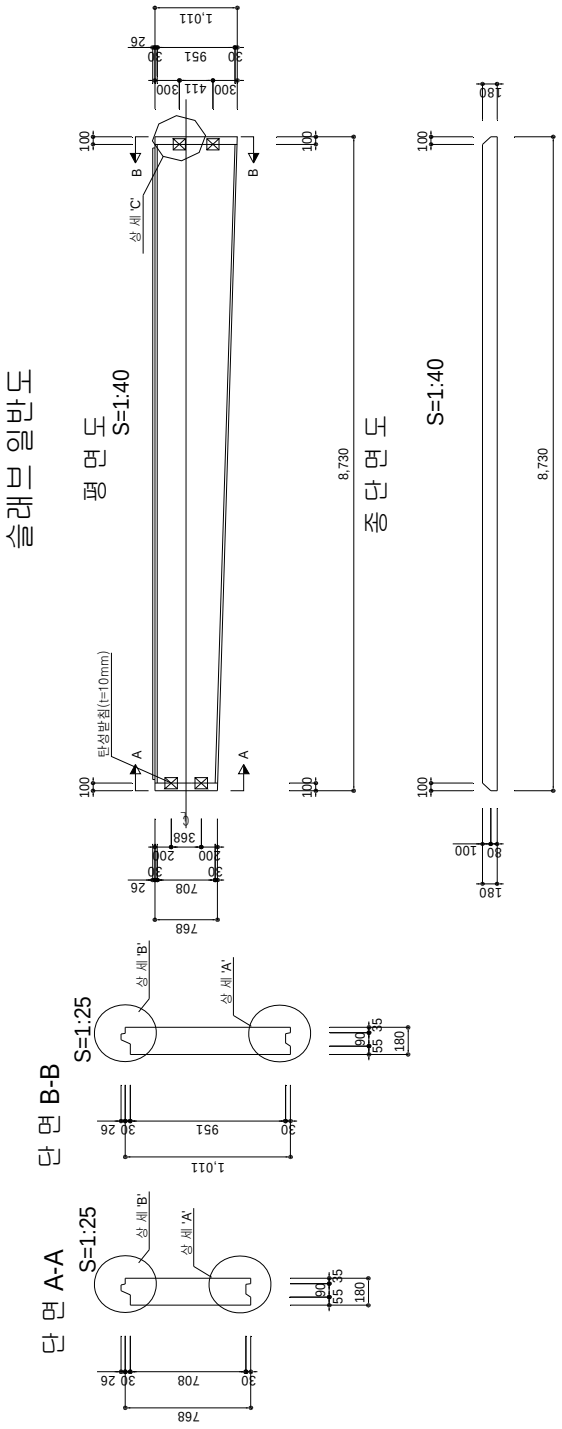
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.8895m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 155,663 ㎟

하중계산 = 155,663 / 1.0E+06 × 25.00 = 3.892 kN/m

② 풍도슬래브의 고정하중(변단면 고려추가하중)

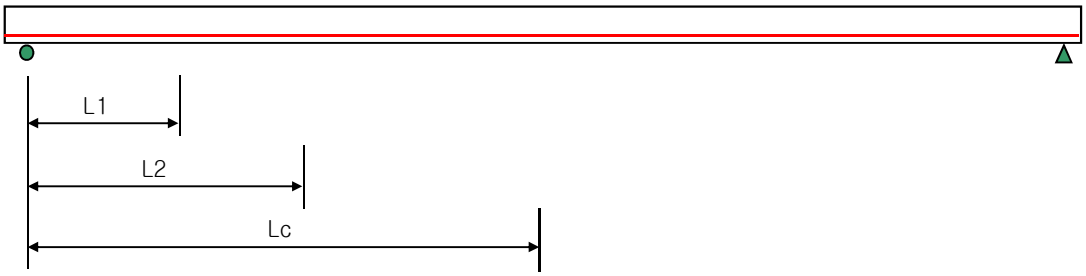
단 면 적 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 25.00 = 0.000 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 889.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.890 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.890 = 4.448 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.890 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

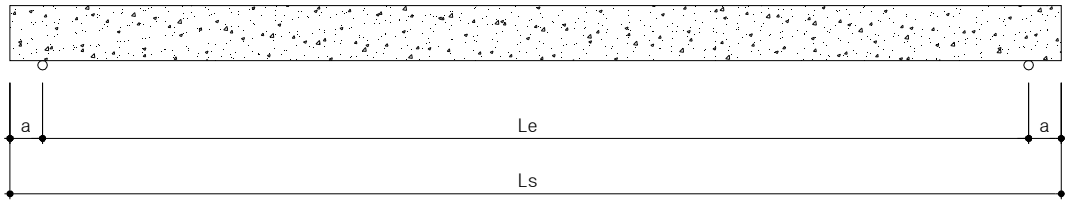
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	3.892	0.072	0.000	4.448	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	3.96
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	8.41
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	3.96
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	5.55
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	11.87
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	4.76
MAX						11.87

3.5 단면력 산정

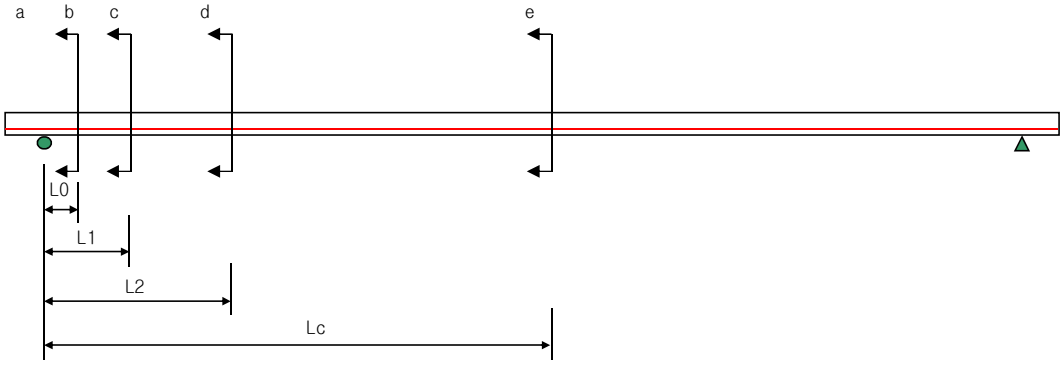
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2) : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.375 × 8.530)/ 2 = 18.659 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.375 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.143 kN-m

M_3 = 4.375 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.142 kN-m

M_4 = 4.375 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.006 kN-m

M_5 = 4.375 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.724 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.659 kN

S_2 = 18.659 - (4.375 × 0.700) = 15.597 kN

S_3 = 18.659 - (4.375 × 1.400) = 12.534 kN

S_4 = 18.659 - (4.375 × 2.000) = 9.909 kN

S_5 = 18.659 - (4.375 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.081 × 8.530)/ 2 = 0.344 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.081 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.224 kN-m

M_3 = 0.081 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.409 kN-m

M_4 = 0.081 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.535 kN-m

M_5 = 0.081 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.752 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.344 kN

S_2 = 0.344 - (0.081 × 0.700) = 0.288 kN

S_3 = 0.344 - (0.081 × 1.400) = 0.231 kN

S_4 = 0.344 - (0.081 × 2.000) = 0.183 kN

S_5 = 0.344 - (0.081 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.143	0.224	0.000	13.878	26.245	0차비부착부
	c	22.142	0.409	0.000	25.305	47.856	1차비부착부
	d	29.006	0.535	0.000	33.150	62.692	2차비부착부
	e	40.724	0.752	0.000	46.542	88.018	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.659	0.344	0.000	21.325	40.329	지점부(전단검토)
	b	15.597	0.288	0.000	17.825	33.710	0차비부착부
	c	12.534	0.231	0.000	14.325	27.091	1차비부착부
	d	9.909	0.183	0.000	11.325	21.417	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

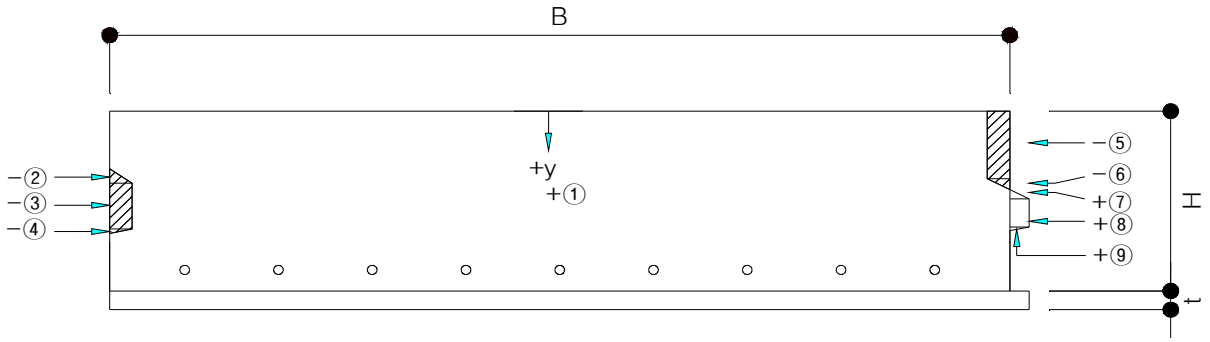
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.659	0.344	0.000		19.004	
LC-2	18.659	0.344	0.000	21.325	40.329	
MAX					40.329	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	890	180	160,110	90.0	14,409,900	8,100	2,700	10,800	1,729,188,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-8			-1,110	125.0	-138,700	15,625			-17,358,451
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				155,663		14,090,432				1,698,547,986

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 155,663.40 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 14,090,432 / 155,663 = 90.52 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.52 - 180.00 = -89.48 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

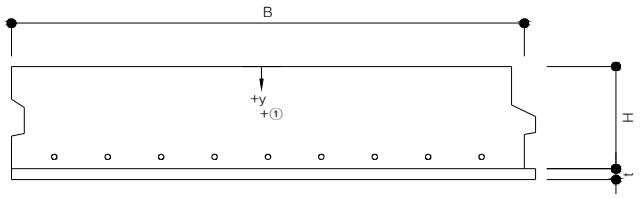
= 1,698,547,986 - 90.52 × 14,090,432 = 423,101,963 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{423,101,963}{90.52}$ = 4,674,199.6 ㎥

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{423,101,963}{-89.48}$ = -4,728,378.4 ㎥

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			155,663.40		14,090,432				1,698,547,986
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	162,321.00		14,922,632				1,802,572,986

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 162,321.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 14,922,632 / 162,321 = 91.93 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.93 − 180.00 = -88.07 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/8$

= 91.93 − 125.00 = -33.07 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

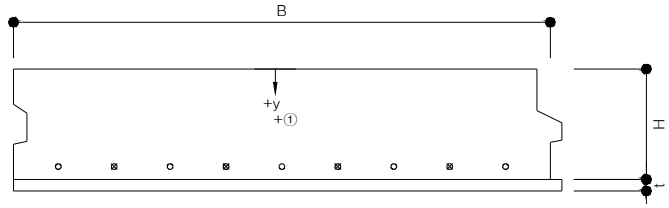
= 1,802,572,986 − 91.93 × 14,922,632 = 430,692,972 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{430,692,972}{91.93} = 4,684,864.9 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{430,692,972}{-33.07} = -13,024,797.5 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{430,692,972}{-88.07} = -4,890,506.4 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			155,663.40		14,090,432				1,698,547,986
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	160,656.60		14,714,582				1,776,566,736

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 160,656.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 14,714,582 / 160,657 = 91.59 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.59 − 180.00 = -88.41 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (6 ×125.0 + 0 ×75.0) / 6

= 91.59 − 125.00 = -33.41 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

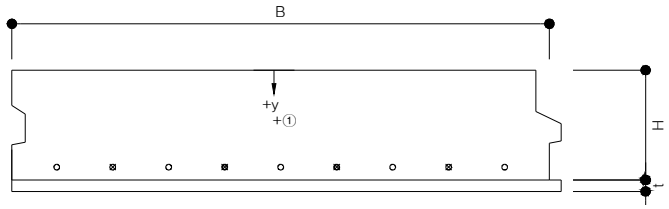
= 1,776,566,736 − 91.59 × 14,714,582 = 428,854,202 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{428,854,202}{91.59} = 4,682,311.7$ ㎟

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{428,854,202}{-33.41} = -12,836,207.5$ ㎟

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{428,854,202}{-88.41} = -4,850,758.1$ ㎟

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			155,663.40		14,090,432				1,698,547,986
Ap1	138.7	4	3,328.80	125.0	416,100	15,625	0	15,625	52,012,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		4	158,992.20		14,506,532				1,750,560,486

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 158,992.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 14,506,532 / 158,992 = 91.24 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.24 − 180.00 = -88.76 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (4 ×125.0+ 0 ×75.0) / 4

= 91.24 − 125.00 = -33.76 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,750,560,486 − 91.24 × 14,506,532 = 426,976,933 ㎜⁴

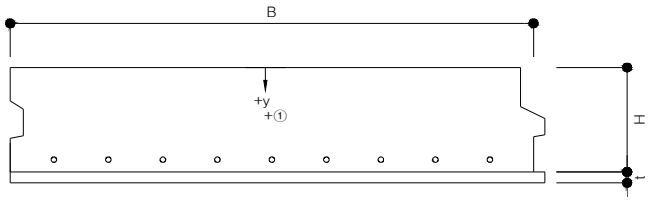
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{426,976,933}{91.24} = 4,679,685.2$ ㎟

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{426,976,933}{-33.76} = -12,647,617.4$ ㎟

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{426,976,933}{-88.76} = -4,810,494.1$ ㎟

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			155,663.40		14,090,432				1,698,547,986
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	161,211.40		14,783,932				1,785,235,486

N_c = 6.00

A_{vc1} = 161,211.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 14,783,932 / 161,211 = 91.71 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.71 − 180.00 = -88.29 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (8 × 125.0+0 × 75.0) / 8

= 91.71 − 125.00 = -33.29 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

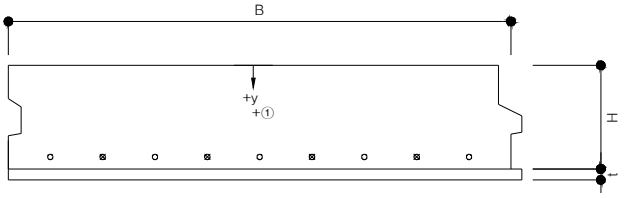
= 1,785,235,486 − 91.71 × 14,783,932 = 429,471,344 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{429,471,344}{91.71} = 4,683,170.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{429,471,344}{-33.29} = -12,899,070.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{429,471,344}{-88.29} = -4,864,064.3 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			155,663.40		14,090,432				1,698,547,986
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	159,824.40		14,610,557				1,763,563,611

N_c = 6.00

A_{vb1} = 159,824.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 14,610,557 / 159,824 = 91.42 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.42 - 180.00 = -88.58 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.42 - 125.00 = -33.58 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

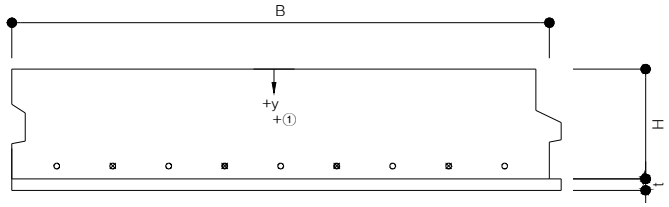
= 1,763,563,611 - 91.42 × 14,610,557 = 427,920,455 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{427,920,455}{91.42}$ = 4,681,007.8 ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{427,920,455}{-33.58}$ = -12,741,912.4 ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{427,920,455}{-88.58}$ = -4,830,691.2 ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			155,663.40		14,090,432				1,698,547,986
Ap1	138.7	4	2,774.00	125.0	346,750	15,625	0	15,625	43,343,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		4	158,437.40		14,437,182				1,741,891,736

N_c = 6.00

A_{va1} = 158,437.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 14,437,182 / 158,437 = 91.12 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.12 - 180.00 = -88.88 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (4 ×125.0+0 ×75.0) / 4

= 91.12 - 125.00 = -33.88 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,741,891,736 - 91.12 × 14,437,182 = 426,342,412 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{426,342,412}{91.12}$ = 4,678,792.9 ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{426,342,412}{-33.88}$ = -12,584,754.0 ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{426,342,412}{-88.88}$ = -4,796,956.4 ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	155,663.4	A_{vc1}'	162,321.0	mm^2
Y_{tc0}	90.5	Y_{tc1}'	91.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.1	mm
Y_{bc0}	-89.5	Y_{bc1}'	-88.1	mm
I_{vc0}	423,101,962.8	I_{vc1}'	430,692,971.7	mm^4
Z_{tc0}	4,674,199.6	Z_{tc1}'	4,684,864.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-13,024,797.5	mm^3
Z_{bc0}	-4,728,378.4	Z_{bc1}'	-4,890,506.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	155,663.4	A_{vb1}'	160,656.6	mm^2
Y_{tb0}	90.5	Y_{tb1}'	91.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.4	mm
Y_{bb0}	-89.5	Y_{bb1}'	-88.4	mm
I_{vb0}	423,101,962.8	I_{vb1}'	428,854,201.5	mm^4
Z_{tb0}	4,674,199.6	Z_{tb1}'	4,682,311.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-12,836,207.5	mm^3
Z_{bb0}	-4,728,378.4	Z_{bb1}'	-4,850,758.1	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	155,663.4	A_{va1}'	158,992.2	mm^2
Y_{ta0}	90.5	Y_{ta1}'	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.5	Y_{ba1}'	-88.8	mm
I_{va0}	423,101,962.8	I_{va1}'	426,976,933.3	mm^4
Z_{ta0}	4,674,199.6	Z_{ta1}'	4,679,685.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-12,647,617.4	mm^3
Z_{ba0}	-4,728,378.4	Z_{ba1}'	-4,810,494.1	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	155,663.4	A_{vc1}	161,211.4	mm^2
Y_{tc0}	90.5	Y_{tc1}	91.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.3	mm
Y_{bc0}	-89.5	Y_{bc1}	-88.3	mm
I_{vc0}	423,101,962.8	I_{vc1}	429,471,343.6	mm^4
Z_{tc0}	4,674,199.6	Z_{tc1}	4,683,170.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-12,899,070.8	mm^3
Z_{bc0}	-4,728,378.4	Z_{bc1}	-4,864,064.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	155,663.4	A_{vb1}	159,824.4	mm^2
Y_{tb0}	90.5	Y_{tb1}	91.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.6	mm
Y_{bb0}	-89.5	Y_{bb1}	-88.6	mm
I_{vb0}	423,101,962.8	I_{vb1}	427,920,454.8	mm^4
Z_{tb0}	4,674,199.6	Z_{tb1}	4,681,007.8	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-12,741,912.4	mm^3
Z_{bb0}	-4,728,378.4	Z_{bb1}	-4,830,691.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	155,663.4	A_{va1}	158,437.4	mm^2
Y_{ta0}	90.5	Y_{ta1}	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.5	Y_{ba1}	-88.9	mm
I_{va0}	423,101,962.8	I_{va1}	426,342,412.3	mm^4
Z_{ta0}	4,674,199.6	Z_{ta1}	4,678,792.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-12,584,754.0	mm^3
Z_{ba0}	-4,728,378.4	Z_{ba1}	-4,796,956.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.8895m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,724,321}{4,684,865} \times 0.890 = 7.732$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,724,321}{-13,024,798} \times 0.890 = -2.781$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,724,321}{-4,890,506} \times 0.890 = -7.407$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,724,321}{4,683,171} \times 0.890 = 7.735$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,724,321}{-12,899,071} \times 0.890 = -2.808$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,724,321}{-4,864,064} \times 0.890 = -7.447$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{751,780}{4,683,171} \times 0.890 = 0.143$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{751,780}{-12,899,071} \times 0.890 = -0.052$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{751,780}{-4,864,064} \times 0.890 = -0.137$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{4,683,171} \times 0.890 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-12,899,071} \times 0.890 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-4,864,064} \times 0.890 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{4,683,171} \times 0.890 = 8.840$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-12,899,071} \times 0.890 = -3.209$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-4,864,064} \times 0.890 = -8.511$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{162,321} + \frac{-33.07}{-13,024,798}\right)$

$= 13.224$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.781$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.224 + -2.781)$

$= 10.443$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.443 = 75.131$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.052 + 0.000)
  = 0.052 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.443 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.443 - 7 × 0.052
  = 124.956 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 75.131 - 0.05 × (45.500 + 124.956)
= 18.964 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 75.131 = 1,294.87 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 8 × 138.7 × 1,294.9
= 1,436.79 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,294.87 - 124.96 - 45.50 - 18.96
= 1,105.45 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,105.45}{1,294.87} = 0.854$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.854 × 1,436.79 = 1,226.61 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,436.79 × -33.07 / 1,000 = -47.510 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,226.61 × -33.29 / 1,000 = -40.840 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,436,786}{162,321} + \frac{-47,510,431}{4,684,865} = -1.290$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,436,786}{162,321} + \frac{-47,510,431}{-13,024,798} = 12.499$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,436,786}{162,321} + \frac{-47,510,431}{-4,890,506} = 18.566$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,226,606}{161,211} + \frac{-40,839,525}{4,683,171} = -1.112$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,226,606}{161,211} + \frac{-40,839,525}{-12,899,071} = 10.775$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,226,606}{161,211} + \frac{-40,839,525}{-4,864,064} = 16.005$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,006,418}{4,682,312} \times 0.890 = 5.510$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,006,418}{-12,836,207} \times 0.890 = -2.010$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,006,418}{-4,850,758} \times 0.890 = -5.319$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,006,418}{4,681,008} \times 0.890 = 5.512$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,006,418}{-12,741,912} \times 0.890 = -2.025$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,006,418}{-4,830,691} \times 0.890 = -5.341$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{535,465}{4,681,008} \times 0.890 = 0.102$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{535,465}{-12,741,912} \times 0.890 = -0.037$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{535,465}{-4,830,691} \times 0.890 = -0.099$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{4,681,008} \times 0.890 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-12,741,912} \times 0.890 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-4,830,691} \times 0.890 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{4,681,008} \times 0.890 = 6.299$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-12,741,912} \times 0.890 = -2.314$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-4,830,691} \times 0.890 = -6.104$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times \left(\frac{1}{160,657} + \frac{-33.41}{-12,836,207} \right)$

$= 10.064$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.010 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.064 + -2.010)$
  $=$ 8.054 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.054 =$ 57.943 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.037 + 0.000)$
  $=$ 0.037 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.054 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.054 - 7 \times 0.037$
  $=$ 96.387 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 57.943 - 0.05 \times (45.500 + 96.387)$
$=$ 22.111 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.943 =$ 1,312.06 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,312.1$
$=$ 1,091.89 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,312.06 - 96.39 - 45.50 - 22.11$
$=$ 1,148.06 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.06}{1,312.06} =$ 0.875

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.875 $\times$ 1,091.89 $=$ 955.42 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,091.89 \times -33.41 / 1,000 = -36.480$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 955.42 \times -33.58 / 1,000 = -32.086$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,091,894}{160,657} + \frac{-36,479,889}{4,682,312} = -0.995$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,091,894}{160,657} + \frac{-36,479,889}{-12,836,207} = 9.638$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,091,894}{160,657} + \frac{-36,479,889}{-4,850,758} = 14.317$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{955,415}{159,824} + \frac{-32,086,367}{4,681,008} = -0.877$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{955,415}{159,824} + \frac{-32,086,367}{-12,741,912} = 8.496$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{955,415}{159,824} + \frac{-32,086,367}{-4,830,691} = 12.620$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22,142,003}{4,679,685} \times 0.890 = 4.209$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22,142,003}{-12,647,617} \times 0.890 = -1.557$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22,142,003}{-4,810,494} \times 0.890 = -4.094$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22,142,003}{4,678,793} \times 0.890 = 4.209$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22,142,003}{-12,584,754} \times 0.890 = -1.565$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22,142,003}{-4,796,956} \times 0.890 = -4.106$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{408,746}{4,678,793} \times 0.890 = 0.078$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{408,746}{-12,584,754} \times 0.890 = -0.029$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{408,746}{-4,796,956} \times 0.890 = -0.076$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{4,678,793} \times 0.890 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-12,584,754} \times 0.890 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-4,796,956} \times 0.890 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{4,678,793} \times 0.890 = 4.811$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-12,584,754} \times 0.890 = -1.789$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-4,796,956} \times 0.890 = -4.692$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 4 \times (\frac{1}{158,992} + \frac{-33.76}{-12,647,617})$

$= 6.809$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.557 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 6.809 + -1.557 $)$
  $=$ 5.252 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 5.252 $=$ 37.785 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.029 + 0.000 $)$
  $=$ 0.029 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 5.252 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 5.252 $- 7 \times$ 0.029
  $=$ 62.824 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 37.785 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 62.824 $)$
$=$ 25.805 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 37.785 $=$ 1,332.21 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 4 \times$ 138.7 $\times$ 1,332.2
$=$ 739.11 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,332.21 $-$ 62.82 $-$ 45.50 $-$ 25.81
$=$ 1,198.09 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,198.09}{1,332.21} =$ 0.899

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.899 $\times$ 739.11 $=$ 664.70 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 739.11 \times -33.76 / 1,000 = -24.952$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 664.70 \times -33.88 / 1,000 = -22.518$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{739,113}{158,992} + \frac{-24,952,056}{4,679,685} = -0.683$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{739,113}{158,992} + \frac{-24,952,056}{-12,647,617} = 6.622$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{739,113}{158,992} + \frac{-24,952,056}{-4,810,494} = 9.836$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{664,698}{158,437} + \frac{-22,518,427}{4,678,793} = -0.618$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{664,698}{158,437} + \frac{-22,518,427}{-12,584,754} = 5.985$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{664,698}{158,437} + \frac{-22,518,427}{-4,796,956} = 8.890$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,294.87	1,312.06	1,332.21
유효 긴장응력	1,105.45	1,148.06	1,198.09

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,105.4	1,148.1	1,198.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.290	18.566	-0.995	14.317	-0.683	9.836
풍도슬래브	7.732	-7.407	5.510	-5.319	4.209	-4.094

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.112	16.005	-0.877	12.620	-0.618	8.890
고정 하중	풍도슬래브	7.735	-7.447	5.512	-5.341	4.209	-4.106
	CIP 몰탈	0.143	-0.137	0.102	-0.099	0.078	-0.076
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.840	-8.511	6.299	-6.104	4.811	-4.692

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.442	11.159	4.516	8.998	3.525	5.742
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.623	8.558	4.635	7.279	3.592	4.784
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.766	8.420	4.737	7.180	3.670	4.708
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.766	8.420	4.737	7.180	3.670	4.708
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.606	-0.091	11.036	1.076	8.480	0.016
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,520,152.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1109.600 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	44.272	1.6 ×(Σ작업하중)	66.238	110.510

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 110.510 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 890 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1109.60}{889.5 \times 125.0} = 0.0100$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,475 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1109.60 \times 1,475 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 890}$$

$$= 43.3 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,109.60 \times 1,475 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.72}{50}\right)$$

$$= 144 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 144 kN·m > 110.51 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 16.005)× 4,864,064 / 1.0E+06

= 99.52 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 143.66 kN·m

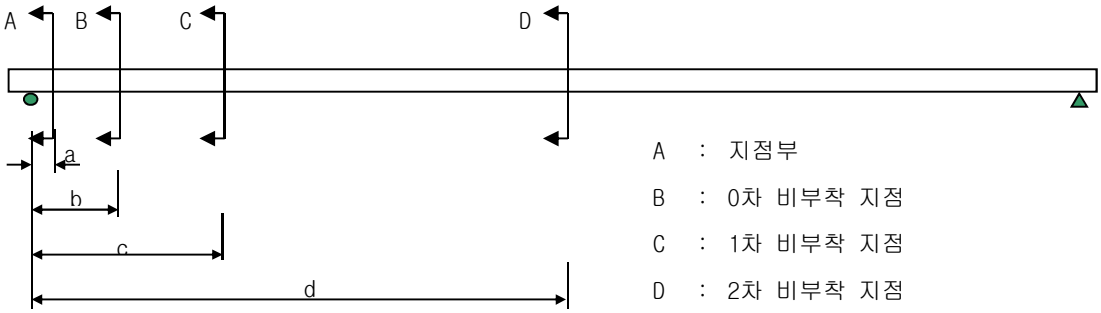
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 99.52 = 119.42 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	16.598	0.306	16.904	18.969	35.873
B	13.874	0.256	14.130	15.855	29.985
C	11.149	0.206	11.355	12.742	24.097
D	8.814	0.163	8.977	10.074	19.051
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	10.801	0.199	11.000	12.344	23.345
C	19.695	0.364	20.059	22.509	42.568
D	25.801	0.476	26.278	29.487	55.764
E	36.224	0.669	36.893	41.399	78.292

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	19.917	0.368	20.285	30.350	50.635
B	16.648	0.307	16.956	25.369	42.324
C	13.379	0.247	13.626	20.387	34.014
D	10.577	0.195	10.773	16.118	26.890
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.961	0.239	13.201	19.750	32.951
C	23.634	0.436	24.071	36.014	60.085
D	30.961	0.572	31.533	47.179	78.712
E	43.469	0.802	44.272	66.238	110.510

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	5.985	0.000	426,342,412	88.9	45.668
B	50.0	5.985	2.293	426,342,412	88.9	34.668
C	50.0	5.985	4.182	426,342,412	88.9	25.609
D	50.0	8.496	5.440	427,920,455	88.6	31.844
E	50.0	10.775	7.585	429,471,344	88.3	32.713

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	890	144.0	35.873	14.762	45.668	0.000	∞
B	50.0	890	144.0	29.985	12.339	34.668	9.607	119.800
C	50.0	890	144.0	24.097	9.916	25.609	17.517	83.880
D	50.0	890	144.0	19.051	7.840	31.844	22.948	75.215
E	50.0	890	144.0	0.000	0.000	32.713	32.218	45.286

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.195	889.5	144.0	0.00	423.870
B	50.0	4.195	889.5	144.0	0.00	423.870
C	50.0	4.195	889.5	144.0	0.00	423.870
D	50.0	5.978	889.5	144.0	0.00	492.368
E	50.0	7.609	889.5	144.0	0.00	555.033

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	423.870	423.870
B	119.800	423.870	119.800
C	83.880	423.870	83.880
D	75.215	492.368	75.215
E	45.286	555.033	45.286

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

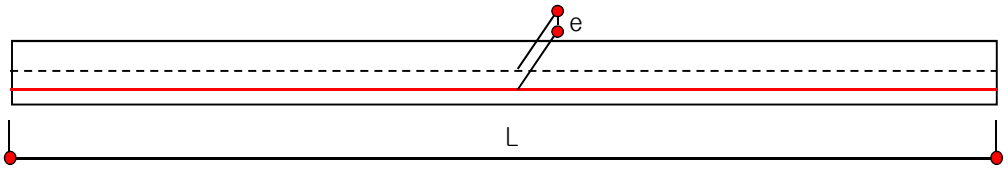
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	50.635	423.870	0.750	317.903	-267.27	0.159	전단보강 불필요
B	42.324	119.800	0.750	89.850	-47.53	0.471	전단보강 불필요
C	34.014	83.880	0.750	62.910	-28.90	0.541	전단보강 불필요
D	26.890	75.215	0.750	56.412	-29.52	0.477	전단보강 불필요
E	0.000	45.286	0.750	33.964	-33.96	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

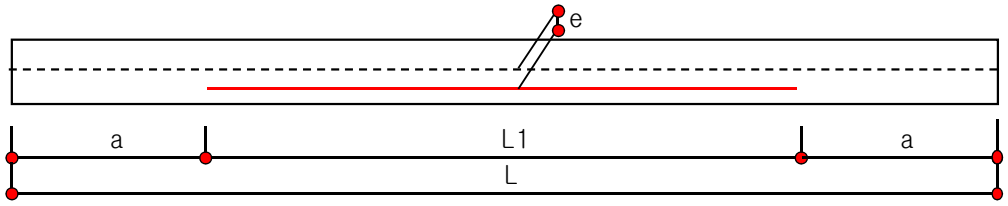
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}437 \times 33.3 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 429471343.6} - \frac{345 \times 33.6 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 429471343.6}$$

$$- \frac{353 \times 33.9 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 429471343.6}$$

$$= 31.36 - 1.670 - 0.844 = 28.9 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	47.837	430,692,972	-28.85	
풍도슬래브 자중	40.724	430,692,972	22.41	
접합 몰탈	0.752	430,692,972	0.39	
격벽 하중(집중하중)	0.000	430,692,972	0.00	
합 계(고정하중)			-6.05	
작업하중 및 풍하중	46.542	430,692,972	24.32	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-9

(L= 8.730 m, B= 1.031 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

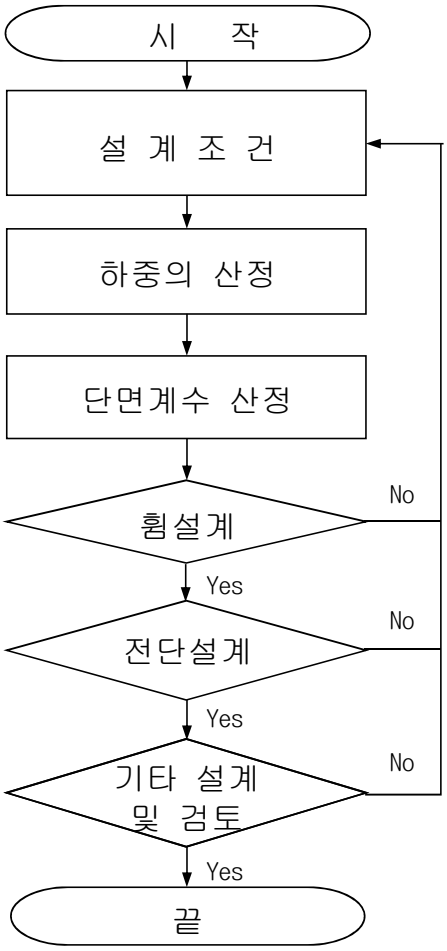
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.031 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = #### x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

f_{cu} = f_{ck} + 5

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'}$ = E_p / E_{ci} = 7.0

사용하중 도입시 : n_p = E_p / E_{pc} = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

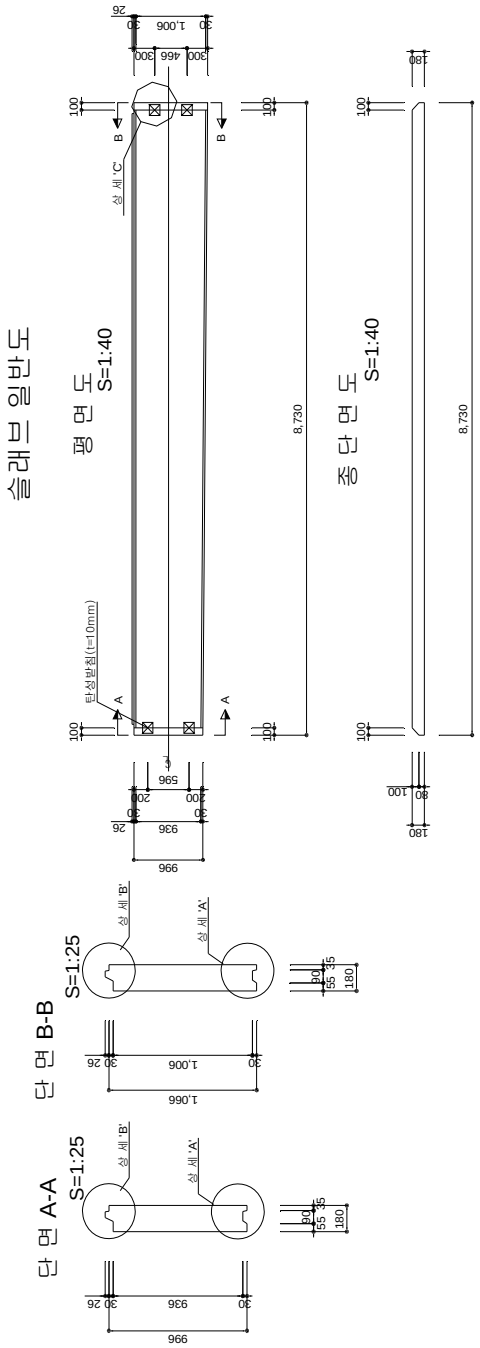
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.031m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

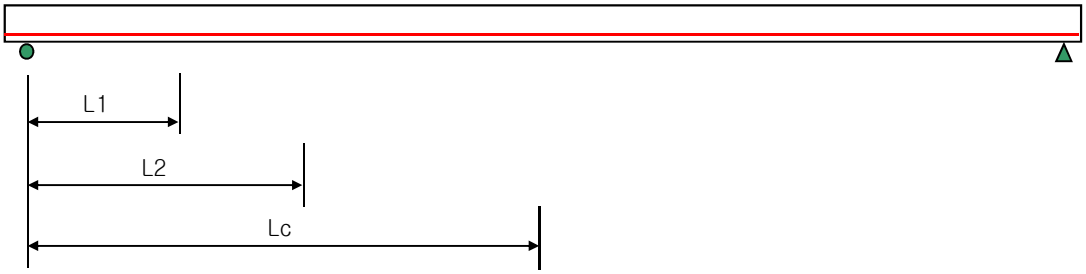
단 면 적 = 180,856 ㎟

하중계산 = 180,856 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.521 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,031.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.031 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.031 = 5.155 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.031 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

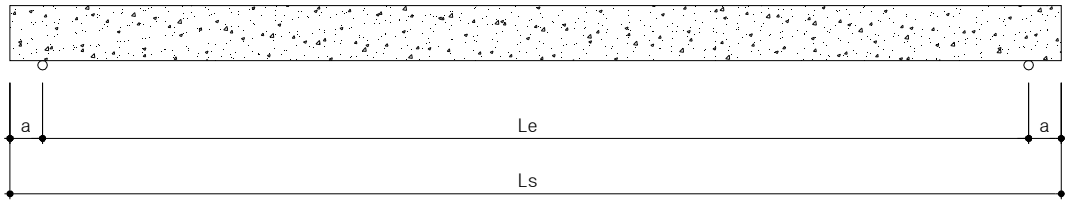
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.521	0.072	0.000	5.155	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.59
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	9.75
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.59
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	6.43
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	13.76
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	5.51
MAX						13.76

3.5 단면력 산정

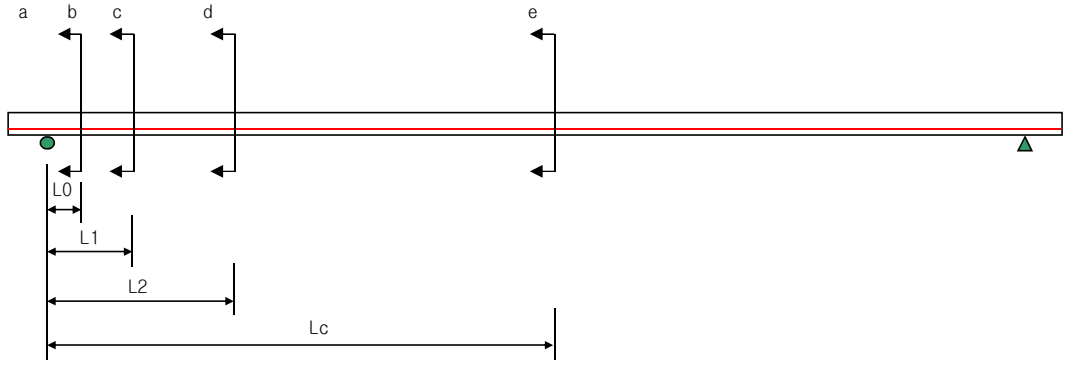
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.385 × 8.530)/ 2 = 18.704 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.385 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.172 kN-m

M_3 = 4.385 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.195 kN-m

M_4 = 4.385 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.076 kN-m

M_5 = 4.385 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.821 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.704 kN

S_2 = 18.704 - (4.385 × 0.700) = 15.634 kN

S_3 = 18.704 - (4.385 × 1.400) = 12.564 kN

S_4 = 18.704 - (4.385 × 2.000) = 9.933 kN

S_5 = 18.704 - (4.385 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.070 × 8.530)/ 2 = 0.297 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.070 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.193 kN-m

M_3 = 0.070 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.353 kN-m

M_4 = 0.070 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.462 kN-m

M_5 = 0.070 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.649 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.297 kN

S_2 = 0.297 - (0.070 × 0.700) = 0.248 kN

S_3 = 0.297 - (0.070 × 1.400) = 0.200 kN

S_4 = 0.297 - (0.070 × 2.000) = 0.158 kN

S_5 = 0.297 - (0.070 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.172	0.193	0.000	13.878	26.243	0차비부착부
	c	22.195	0.353	0.000	25.305	47.852	1차비부착부
	d	29.076	0.462	0.000	33.150	62.688	2차비부착부
	e	40.821	0.649	0.000	46.542	88.012	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.704	0.297	0.000	21.325	40.326	지점부(전단검토)
	b	15.634	0.248	0.000	17.825	33.708	0차비부착부
	c	12.564	0.200	0.000	14.325	27.089	1차비부착부
	d	9.933	0.158	0.000	11.325	21.416	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

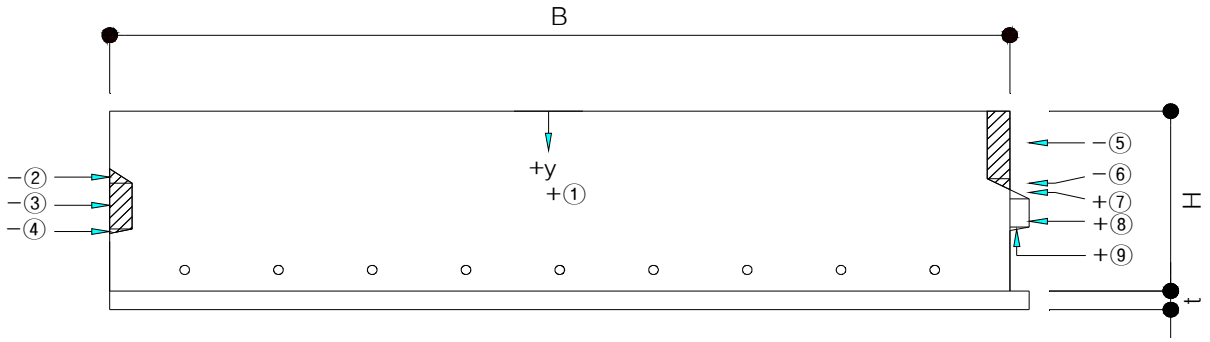
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.704	0.297	0.000		19.001	
LC-2	18.704	0.297	0.000	21.325	40.326	
MAX					40.326	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1031	180	185,580	90.0	16,702,200	8,100	2,700	10,800	2,004,264,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				180,856		16,348,057				1,969,284,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 180,856.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 16,348,057 / 180,856 = 90.39 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.39 - 180.00 = -89.61 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

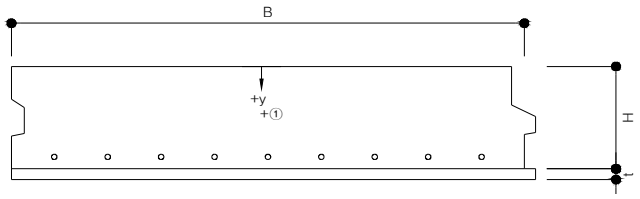
= 1,969,284,374 - 90.39 × 16,348,057 = 491,539,887 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{491,539,887}{90.39} = 5,437,829.1$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{491,539,887}{-89.61} = -5,485,487.5$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			180,856.00		16,348,057				1,969,284,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	189,178.00		17,388,307				2,099,315,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 189,178.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 17,388,307 / 189,178 = 91.92 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.92 − 180.00 = -88.08 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/10$

= 91.92 − 125.00 = -33.08 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

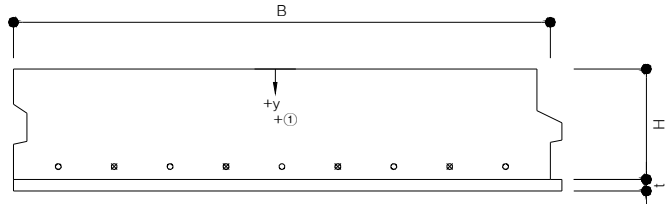
= 2,099,315,624 − 91.92 × 17,388,307 = 501,068,424 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{501,068,424}{91.92} = 5,451,429.2 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{501,068,424}{-33.08} = -15,144,908.2 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{501,068,424}{-88.08} = -5,688,468.5 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			180,856.00		16,348,057				1,969,284,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	187,513.60		17,180,257				2,073,309,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 187,513.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 17,180,257 / 187,514 = 91.62 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.62 − 180.00 = -88.38 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8$

= 91.62 − 125.00 = -33.38 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

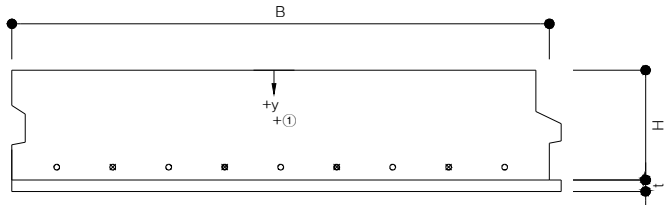
= 2,073,309,374 − 91.62 × 17,180,257 = 499,230,378 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{499,230,378}{91.62} = 5,448,840.9$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{499,230,378}{-33.38} = -14,956,595.8$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{499,230,378}{-88.38} = -5,648,769.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			180,856.00		16,348,057				1,969,284,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	185,849.20		16,972,207				2,047,303,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 185,849.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 16,972,207 / 185,849 = 91.32 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.32 − 180.00 = -88.68 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (6 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 6$

= 91.32 − 125.00 = -33.68 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,047,303,124 − 91.32 × 16,972,207 = 497,359,410 $㎜^4$

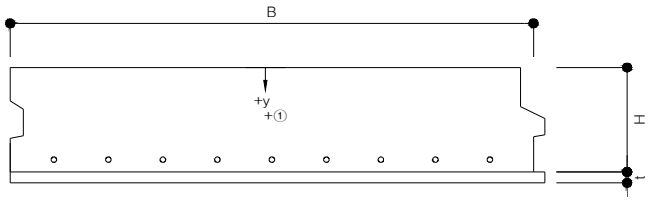
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{497,359,410}{91.32} = 5,446,189.2$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{497,359,410}{-33.68} = -14,768,283.3$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{497,359,410}{-88.68} = -5,608,629.0$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			180,856.00		16,348,057				1,969,284,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	187,791.00		17,214,932				2,077,643,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 187,791.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 17,214,932 / 187,791 = 91.67 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.67 − 180.00 = -88.33 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 × 125.0+0 × 75.0) / 10

= 91.67 − 125.00 = -33.33 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

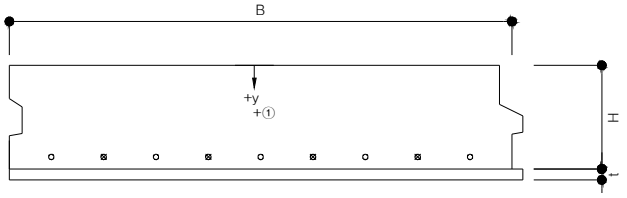
= 2,077,643,749 − 91.67 × 17,214,932 = 499,538,982 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{499,538,982}{91.67} = 5,449,276.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{499,538,982}{-33.33} = -14,987,981.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{499,538,982}{-88.33} = -5,655,416.3 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			180,856.00		16,348,057				1,969,284,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	186,404.00		17,041,557				2,055,971,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 186,404.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 17,041,557 / 186,404 = 91.42 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.42 − 180.00 = -88.58 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.42 − 125.00 = -33.58 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

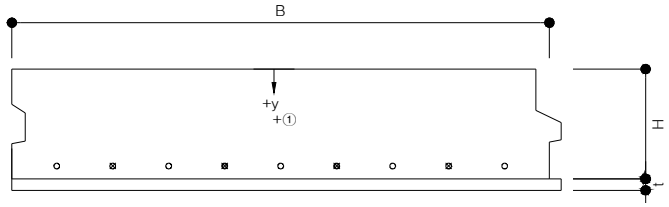
= 2,055,971,874 − 91.42 × 17,041,557 = 497,986,779 ㎜^{4}

Z_{tb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{497,986,779}{91.42}$ = 5,447,080.3 ㎣

Z_{eb1} = $\frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{497,986,779}{-33.58}$ = -14,831,054.1 ㎣

Z_{bb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{497,986,779}{-88.58}$ = -5,622,058.6 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			180,856.00		16,348,057				1,969,284,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	185,017.00		16,868,182				2,034,299,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 185,017.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 16,868,182 / 185,017 = 91.17 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.17 − 180.00 = -88.83 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.17 − 125.00 = -33.83 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,034,299,999 − 91.17 × 16,868,182 = 496,411,303 ㎜^{4}

Z_{ta1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{496,411,303}{91.17}$ = 5,444,838.8 ㎣

Z_{ea1} = $\frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{496,411,303}{-33.83}$ = -14,674,127.1 ㎣

Z_{ba1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{496,411,303}{-88.83}$ = -5,588,391.2 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	180,856.0	A_{vc1}'	189,178.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	91.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.1	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-88.1	mm
I_{vc0}	491,539,887.4	I_{vc1}'	501,068,423.9	mm^4
Z_{tc0}	5,437,829.1	Z_{tc1}'	5,451,429.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,144,908.2	mm^3
Z_{bc0}	-5,485,487.5	Z_{bc1}'	-5,688,468.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	180,856.0	A_{vb1}'	187,513.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.4	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.4	mm
I_{vb0}	491,539,887.4	I_{vb1}'	499,230,378.0	mm^4
Z_{tb0}	5,437,829.1	Z_{tb1}'	5,448,840.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-14,956,595.8	mm^3
Z_{bb0}	-5,485,487.5	Z_{bb1}'	-5,648,769.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	180,856.0	A_{va1}'	185,849.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.7	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.7	mm
I_{va0}	491,539,887.4	I_{va1}'	497,359,410.4	mm^4
Z_{ta0}	5,437,829.1	Z_{ta1}'	5,446,189.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,768,283.3	mm^3
Z_{ba0}	-5,485,487.5	Z_{ba1}'	-5,608,629.0	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	180,856.0	A_{vc1}	187,791.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.3	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.3	mm
I_{vc0}	491,539,887.4	I_{vc1}	499,538,981.6	mm^4
Z_{tc0}	5,437,829.1	Z_{tc1}	5,449,276.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-14,987,981.2	mm^3
Z_{bc0}	-5,485,487.5	Z_{bc1}	-5,655,416.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	180,856.0	A_{vb1}	186,404.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.6	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.6	mm
I_{vb0}	491,539,887.4	I_{vb1}	497,986,778.7	mm^4
Z_{tb0}	5,437,829.1	Z_{tb1}	5,447,080.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,831,054.1	mm^3
Z_{bb0}	-5,485,487.5	Z_{bb1}	-5,622,058.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	180,856.0	A_{va1}	185,017.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.8	mm
I_{va0}	491,539,887.4	I_{va1}	496,411,303.2	mm^4
Z_{ta0}	5,437,829.1	Z_{ta1}	5,444,838.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,674,127.1	mm^3
Z_{ba0}	-5,485,487.5	Z_{ba1}	-5,588,391.2	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.031m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,821,368}{5,451,429} \times 1.031 = 7.720$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,821,368}{-15,144,908} \times 1.031 = -2.779$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,821,368}{-5,688,469} \times 1.031 = -7.399$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,821,368}{5,449,277} \times 1.031 = 7.723$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,821,368}{-14,987,981} \times 1.031 = -2.808$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,821,368}{-5,655,416} \times 1.031 = -7.442$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{648,601}{5,449,277} \times 1.031 = 0.123$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{648,601}{-14,987,981} \times 1.031 = -0.045$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{648,601}{-5,655,416} \times 1.031 = -0.118$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,449,277} \times 1.031 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-14,987,981} \times 1.031 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,655,416} \times 1.031 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{5,449,277} \times 1.031 = 8.806$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-14,987,981} \times 1.031 = -3.202$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-5,655,416} \times 1.031 = -8.485$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{189,178} + \frac{-33.08}{-15,144,908}\right)$

$= 14.196$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.779$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.196 + -2.779)$

$= 11.417$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.417 = 82.134$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.045 + 0.000)
  = 0.045 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.417 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.417 - 7 × 0.045
  = 136.687 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 82.134 - 0.05 × (45.500 + 136.687)
= 17.677 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 82.134 = 1,287.87 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,287.9
= 1,786.27 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,287.87 - 136.69 - 45.50 - 17.68
= 1,088.00 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,088.00}{1,287.87} = 0.845$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.845 × 1,786.27 = 1,509.06 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,786.27 × -33.08 / 1,000 = -59.099 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,509.06 × -33.33 / 1,000 = -50.296 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,786,271}{189,178} + \frac{-59,098,658}{5,451,429} =$ -1.399 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,786,271}{189,178} + \frac{-59,098,658}{-15,144,908} =$ 13.344 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,786,271}{189,178} + \frac{-59,098,658}{-5,688,469} =$ 19.831 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,509,059}{187,791} + \frac{-50,295,888}{5,449,277} =$ -1.194 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,509,059}{187,791} + \frac{-50,295,888}{-14,987,981} =$ 11.392 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,509,059}{187,791} + \frac{-50,295,888}{-5,655,416} =$ 16.929 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,075,540}{5,448,841} \times 1.031 =$ 5.502 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,075,540}{-14,956,596} \times 1.031 =$ -2.004 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,075,540}{-5,648,769} \times 1.031 =$ -5.307 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,075,540}{5,447,080} \times 1.031 =$ 5.503 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,075,540}{-14,831,054} \times 1.031 =$ -2.021 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,075,540}{-5,622,059} \times 1.031 =$ -5.332 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{461,975}{5,447,080} \times 1.031 = 0.087$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{461,975}{-14,831,054} \times 1.031 = -0.032$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{461,975}{-5,622,059} \times 1.031 = -0.085$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,447,080} \times 1.031 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-14,831,054} \times 1.031 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,622,059} \times 1.031 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{5,447,080} \times 1.031 = 6.274$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-14,831,054} \times 1.031 = -2.304$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-5,622,059} \times 1.031 = -6.079$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{187,514} + \frac{-33.38}{-14,956,596} \right)$

$= 11.499$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.004 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.499 + -2.004)$
  $=$ 9.495 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.495 =$ 68.310 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.032 + 0.000)$
  $=$ 0.032 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.495 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.495 - 7 \times 0.032$
  $=$ 113.717 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 68.310 - 0.05 \times (45.500 + 113.717)$
$=$ 20.208 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 68.310 =$ 1,301.69 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,301.7$
$=$ 1,444.35 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,301.69 - 113.72 - 45.50 - 20.21$
$=$ 1,122.26 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,122.26}{1,301.69} =$ 0.862

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.862 $\times$ 1,444.35 = 1,245.26 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,444.35 \times -33.38 / 1,000 = -48.211$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,245.26 \times -33.58 / 1,000 = -41.813$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,444,355}{187,514} + \frac{-48,210,553}{5,448,841} = -1.145$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,444,355}{187,514} + \frac{-48,210,553}{-14,956,596} = 10.926$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,444,355}{187,514} + \frac{-48,210,553}{-5,648,769} = 16.237$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,245,265}{186,404} + \frac{-41,812,626}{5,447,080} = -0.996$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,245,265}{186,404} + \frac{-41,812,626}{-14,831,054} = 9.500$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,245,265}{186,404} + \frac{-41,812,626}{-5,622,059} = 14.118$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22,194,768}{5,446,189} \times 1.031 = 4.202$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22,194,768}{-14,768,283} \times 1.031 = -1.549$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22,194,768}{-5,608,629} \times 1.031 = -4.080$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22,194,768}{5,444,839} \times 1.031 = 4.203$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22,194,768}{-14,674,127} \times 1.031 = -1.559$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22,194,768}{-5,588,391} \times 1.031 = -4.095$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{352,648}{5,444,839} \times 1.031 = 0.067$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{352,648}{-14,674,127} \times 1.031 = -0.025$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{352,648}{-5,588,391} \times 1.031 = -0.065$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,444,839} \times 1.031 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-14,674,127} \times 1.031 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,588,391} \times 1.031 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{5,444,839} \times 1.031 = 4.792$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-14,674,127} \times 1.031 = -1.778$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-5,588,391} \times 1.031 = -4.669$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{185,849} + \frac{-33.68}{-14,768,283})$

$= 8.735$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.549 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.735 + -1.549)$
  $=$ 7.185 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.185 =$ 51.691 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.025 + 0.000)$
  $=$ 0.025 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.185 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.185 - 7 \times 0.025$
  $=$ 86.047 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 51.691 - 0.05 \times (45.500 + 86.047)$
$=$ 23.254 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 51.691 =$ 1,318.31 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,318.3$
$=$ 1,097.10 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,318.31 - 86.05 - 45.50 - 23.25$
$=$ 1,163.51 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,163.51}{1,318.31} =$ 0.883

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.883 $\times$ 1,097.10 = 968.27 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}097.10 \times -33.68 / 1{,}000 = -36.948$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 968.27 \times -33.83 / 1{,}000 = -32.756$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}097{,}097}{185{,}849} + \frac{-36{,}947{,}511}{5{,}446{,}189} = -0.881$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}097{,}097}{185{,}849} + \frac{-36{,}947{,}511}{-14{,}768{,}283} = 8.405$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}097{,}097}{185{,}849} + \frac{-36{,}947{,}511}{-5{,}608{,}629} = 12.491$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{968{,}271}{185{,}017} + \frac{-32{,}755{,}665}{5{,}444{,}839} = -0.782$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{968{,}271}{185{,}017} + \frac{-32{,}755{,}665}{-14{,}674{,}127} = 7.466$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{968{,}271}{185{,}017} + \frac{-32{,}755{,}665}{-5{,}588{,}391} = 11.095$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,287.87	1,301.69	1,318.31
유효 긴장응력	1,088.00	1,122.26	1,163.51

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,088.0	1,122.3	1,163.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.399	19.831	-1.145	16.237	-0.881	12.491
풍도슬래브	7.720	-7.399	5.502	-5.307	4.202	-4.080

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.194	16.929	-0.996	14.118	-0.782	11.095
고정 하중	풍도슬래브	7.723	-7.442	5.503	-5.332	4.203	-4.095
	CIP 몰탈	0.123	-0.118	0.087	-0.085	0.067	-0.065
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.806	-8.485	6.274	-6.079	4.792	-4.669

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.322	12.433	4.356	10.931	3.321	8.411
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.529	9.487	4.508	8.786	3.420	7.000
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.652	9.369	4.595	8.701	3.487	6.935
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.652	9.369	4.595	8.701	3.487	6.935
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.458	0.884	10.870	2.622	8.279	2.267
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	51.307	1.6 ×(Σ작업하중)	76.775	128.082

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 128.082 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1031 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1031.0 \times 125.0} = 0.0108$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.011 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,443 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,443 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1031}$$

$$= 45.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,443 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{15.53}{50}\right)$$

$$= 174 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 174 kN·m > 128.08 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 16.929)× 5,655,416 / 1.0E+06

= 120.94 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 173.66 kN·m

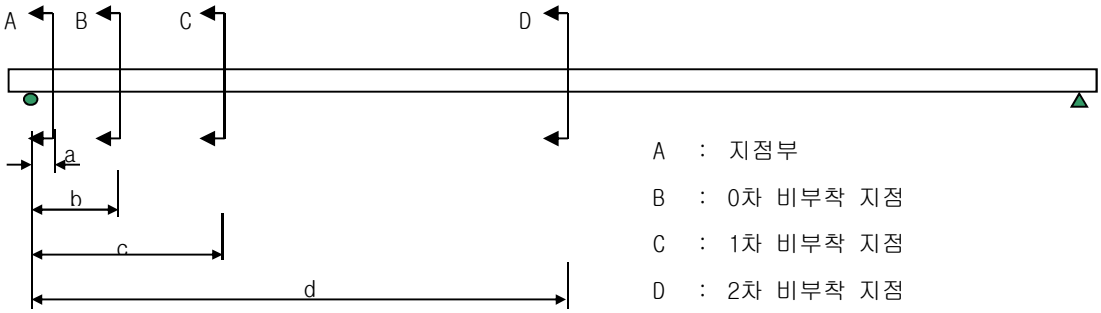
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 120.94 = 145.12 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	19.284	0.306	19.590	21.986	41.576
B	16.119	0.256	16.375	18.378	34.752
C	12.954	0.206	13.160	14.769	27.929
D	10.241	0.163	10.404	11.676	22.080
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.549	0.199	12.749	14.308	27.056
C	22.883	0.364	23.246	26.089	49.336
D	29.977	0.476	30.453	34.178	64.631
E	42.087	0.669	42.756	47.985	90.740

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	23.141	0.368	23.508	35.178	58.686
B	19.343	0.307	19.650	29.404	49.054
C	15.545	0.247	15.792	23.631	39.422
D	12.289	0.195	12.484	18.682	31.166
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	15.059	0.239	15.298	22.892	38.191
C	27.459	0.436	27.896	41.743	69.639
D	35.972	0.572	36.544	54.684	91.228
E	50.504	0.802	51.307	76.775	128.082

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.466	0.000	496,411,303	88.8	61.479
B	50.0	7.466	2.281	496,411,303	88.8	48.730
C	50.0	7.466	4.160	496,411,303	88.8	38.232
D	50.0	9.500	5.417	497,986,779	88.6	42.832
E	50.0	11.392	7.560	499,538,982	88.3	41.664

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,031	144.0	41.576	17.110	61.479	0.000	∞
B	50.0	1,031	144.0	34.752	14.302	48.730	11.134	149.834
C	50.0	1,031	144.0	27.929	11.493	38.232	20.303	102.062
D	50.0	1,031	144.0	22.080	9.086	42.832	26.597	89.202
E	50.0	1,031	144.0	0.000	0.000	41.664	37.342	52.490

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.233	1,031.0	144.0	0.00	537.534
B	50.0	5.233	1,031.0	144.0	0.00	537.534
C	50.0	5.233	1,031.0	144.0	0.00	537.534
D	50.0	6.680	1,031.0	144.0	0.00	601.984
E	50.0	8.036	1,031.0	144.0	0.00	662.352

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	537.534	537.534
B	149.834	537.534	149.834
C	102.062	537.534	102.062
D	89.202	601.984	89.202
E	52.490	662.352	52.490

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

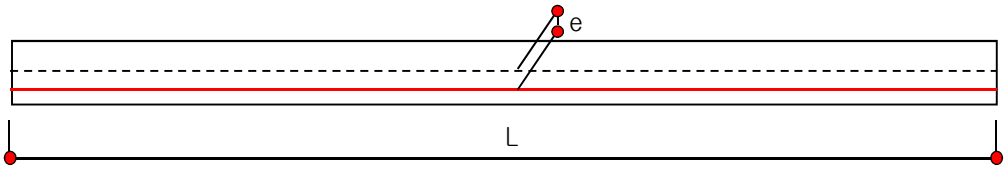
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	58.686	537.534	0.750	403.150	-344.46	0.146	전단보강 불필요
B	49.054	149.834	0.750	112.376	-63.32	0.437	전단보강 불필요
C	39.422	102.062	0.750	76.546	-37.12	0.515	전단보강 불필요
D	31.166	89.202	0.750	66.902	-35.74	0.466	전단보강 불필요
E	0.000	52.490	0.750	39.367	-39.37	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

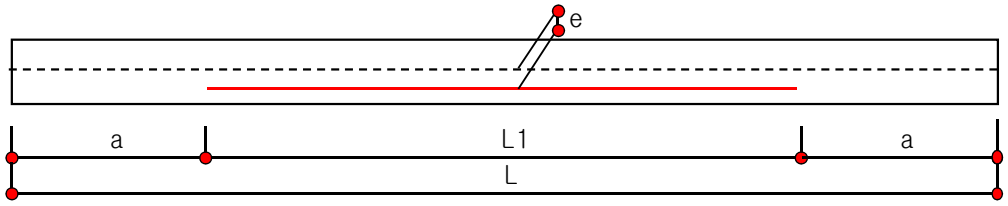
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}786 \times 33.3 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 499538981.6} - \frac{342 \times 33.6 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 499538981.6}$$

$$- \frac{347 \times 33.8 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 499538981.6}$$

$$= 33.56 - 1.423 - 0.714 = 31.4 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	59.535	501,068,424	-31.42	
풍도슬래브 자중	40.821	501,068,424	22.38	
접합 몰탈	0.649	501,068,424	0.34	
격벽 하중(집중하중)	0.000	501,068,424	0.00	
합 계(고정하중)			-8.70	
작업하중 및 풍하중	46.542	501,068,424	24.23	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-10

(L= 8.730 m, B= 1.087 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

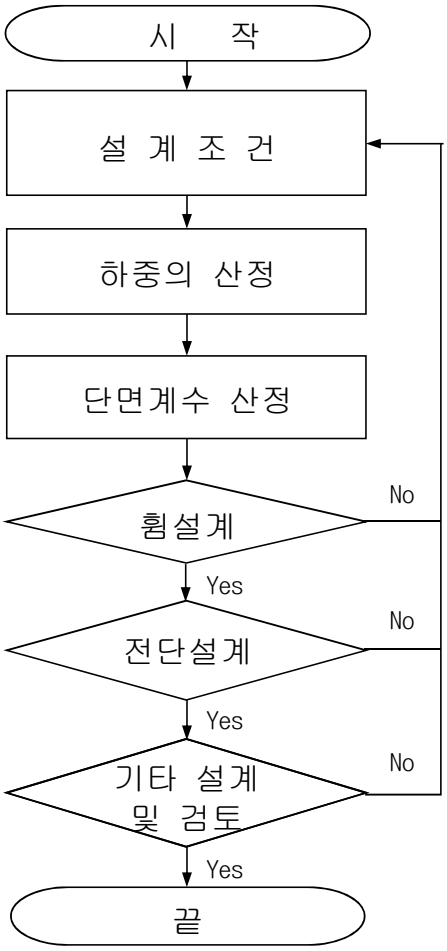
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.087 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 보는 프리스트레스 손실이 일어난

후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

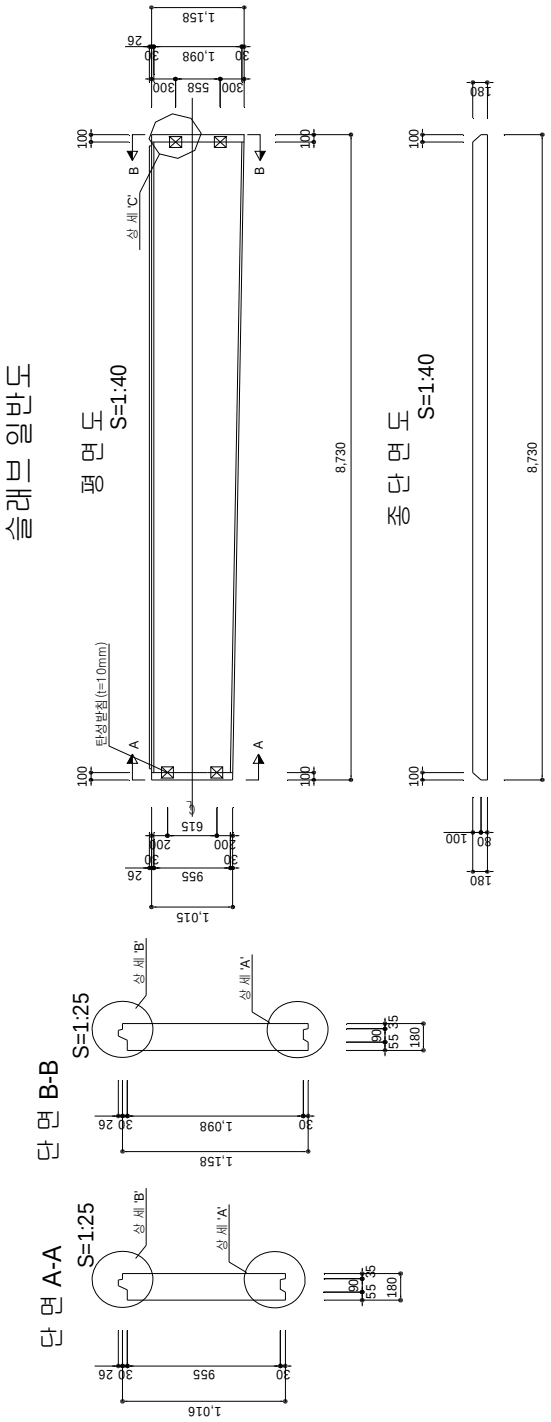
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.0865m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

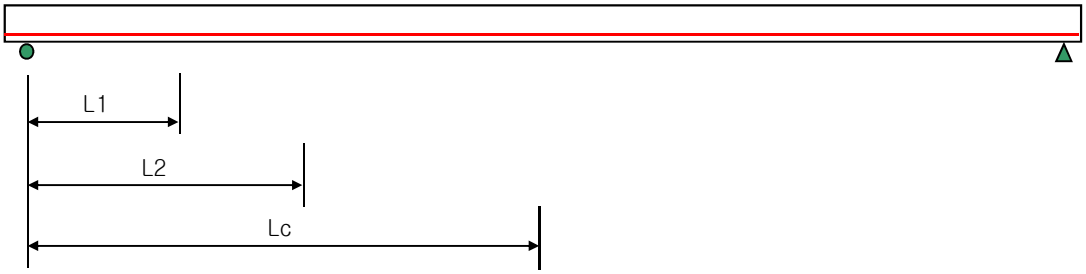
단 면 적 = 190,826 ㎟

하중계산 = 190,826 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.771 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,086.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,357 ㎟

하중계산 = 3,357 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.079 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.087 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.087 = 5.433 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.087 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

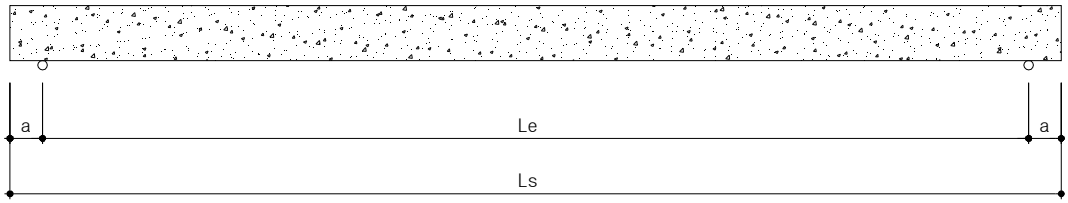
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.771	0.079	0.000	5.433	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.85
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	10.28
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.85
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	6.79
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	14.51
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	5.82
MAX						14.51

3.5 단면력 산정

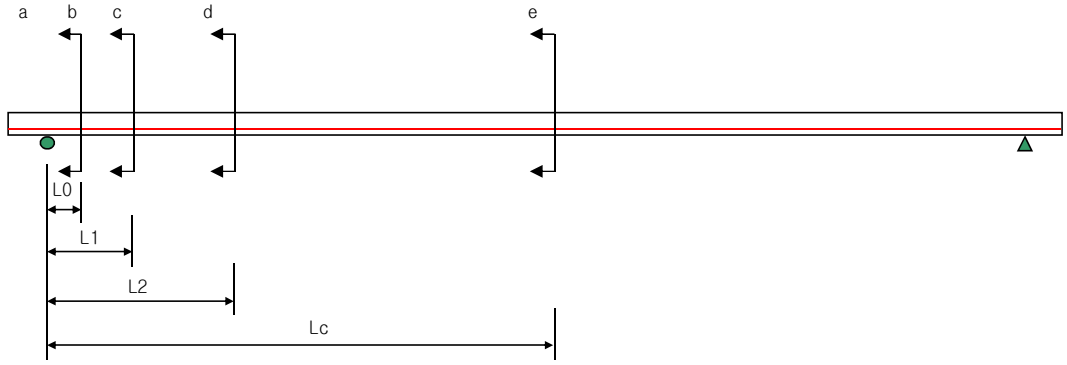
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.391 × 8.530)/ 2 = 18.727 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.391 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 13.752 kN-m

M_3 = 4.391 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 24.694 kN-m

M_4 = 4.391 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 33.645 kN-m

M_5 = 4.391 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.872 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.727 kN

S_2 = 18.727 - (4.391 × 0.800) = 15.214 kN

S_3 = 18.727 - (4.391 × 1.600) = 11.702 kN

S_4 = 18.727 - (4.391 × 2.500) = 7.750 kN

S_5 = 18.727 - (4.391 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.073 × 8.530)/ 2 = 0.310 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.073 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 0.227 kN-m

M_3 = 0.073 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 0.408 kN-m

M_4 = 0.073 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 0.556 kN-m

M_5 = 0.073 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.676 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.310 kN

S_2 = 0.310 - (0.073 × 0.800) = 0.252 kN

S_3 = 0.310 - (0.073 × 1.600) = 0.194 kN

S_4 = 0.310 - (0.073 × 2.500) = 0.128 kN

S_5 = 0.310 - (0.073 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 15.660 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 28.120 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 38.313 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.800) = 17.325 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.600) = 13.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.500) = 8.825 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	13.752	0.227	0.000	15.660	29.640	0차비부착부
	c	24.694	0.408	0.000	28.120	53.222	1차비부착부
	d	33.645	0.556	0.000	38.313	72.514	2차비부착부
	e	40.872	0.676	0.000	46.542	88.089	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.727	0.310	0.000	21.325	40.362	지점부(전단검토)
	b	15.214	0.252	0.000	17.325	32.791	0차비부착부
	c	11.702	0.194	0.000	13.325	25.220	1차비부착부
	d	7.750	0.128	0.000	8.825	16.703	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

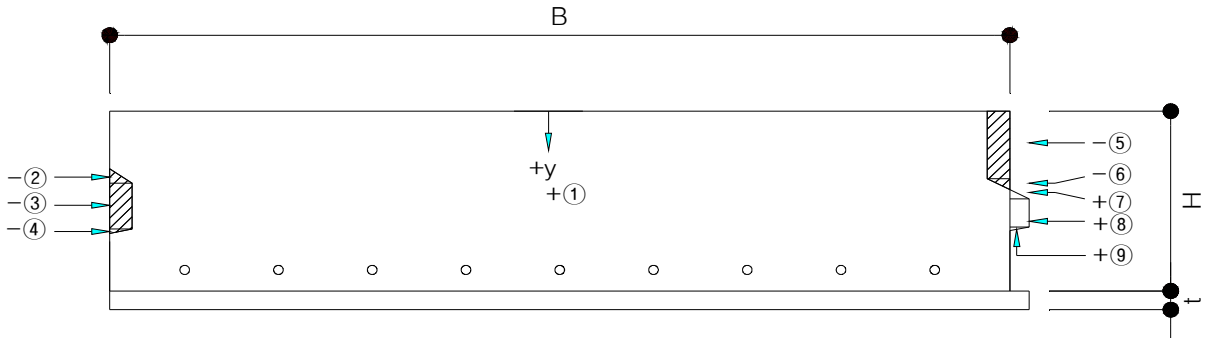
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.727	0.310	0.000		19.037	
LC-2	18.727	0.310	0.000	21.325	40.362	
MAX					40.362	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1087	180	195,570	90.0	17,601,300	8,100	2,700	10,800	2,112,156,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				190,826		17,243,970				2,076,679,095

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 190,826.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 17,243,970 / 190,826 = 90.36 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.36 - 180.00 = -89.64 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

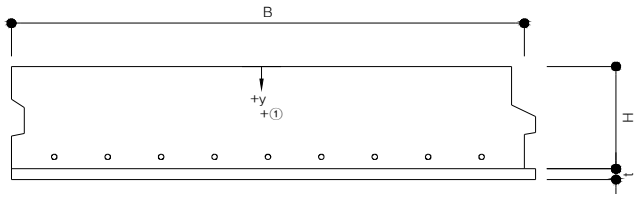
= 2,076,679,095 - 90.36 × 17,243,970 = 518,429,688 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{518,429,688}{90.36}$ = 5,737,070.0 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{518,429,688}{-89.64}$ = -5,783,779.1 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			190,826.00		17,243,970				2,076,679,095
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	199,148.00		18,284,220				2,206,710,345

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 199,148.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,284,220 / 199,148 = 91.81 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.81 − 180.00 = -88.19 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/10$

= 91.81 − 125.00 = -33.19 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

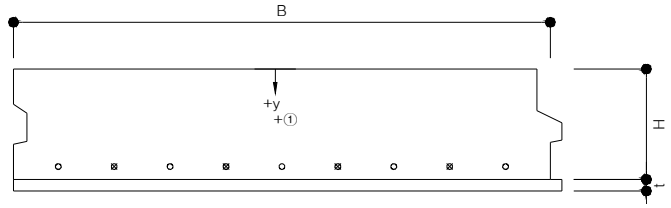
= 2,206,710,345 − 91.81 × 18,284,220 = 527,995,515 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{527,995,515}{91.81} = 5,750,819.6 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{527,995,515}{-33.19} = -15,909,335.2 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{527,995,515}{-88.19} = -5,987,173.2 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			190,826.00		17,243,970				2,076,679,095
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	197,483.60		18,076,170				2,180,704,095

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 197,483.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,076,170 / 197,484 = 91.53 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.53 − 180.00 = -88.47 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8$

= 91.53 − 125.00 = -33.47 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

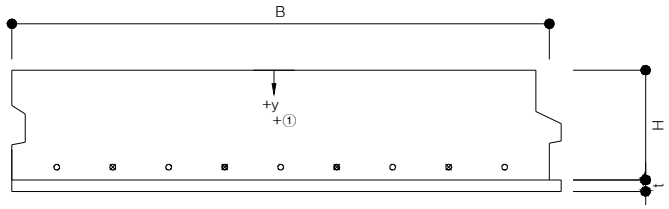
= 2,180,704,095 − 91.53 × 18,076,170 = 526,146,847 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{526,146,847}{91.53} = 5,748,196.3$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{526,146,847}{-33.47} = -15,721,133.5$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{526,146,847}{-88.47} = -5,947,347.0$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			190,826.00		17,243,970				2,076,679,095
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	195,819.20		17,868,120				2,154,697,845

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 195,819.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 17,868,120 / 195,819 = 91.25 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.25 − 180.00 = -88.75 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (6 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 6$

= 91.25 − 125.00 = -33.75 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,154,697,845 − 91.25 × 17,868,120 = 524,266,752 ㎜⁴

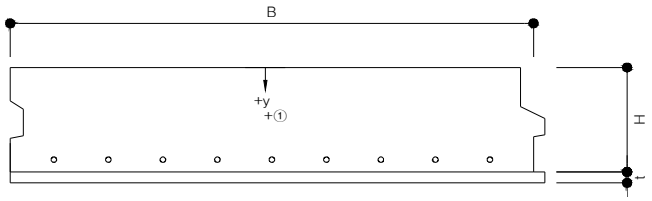
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{524,266,752}{91.25} = 5,745,511.9$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{524,266,752}{-33.75} = -15,532,931.9$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{524,266,752}{-88.75} = -5,907,101.2$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			190,826.00		17,243,970				2,076,679,095
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	197,761.00		18,110,845				2,185,038,470

N_c = 6.00

A_{vc1} = 197,761.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,110,845 / 197,761 = 91.58 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.58 − 180.00 = -88.42 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 × 125.0+0 × 75.0) / 10

= 91.58 − 125.00 = -33.42 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

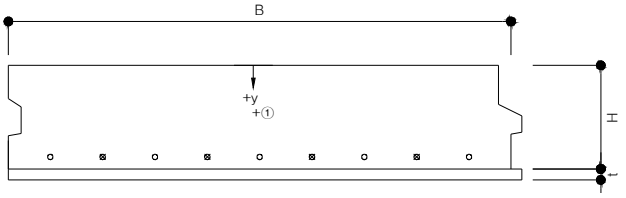
= 2,185,038,470 − 91.58 × 18,110,845 = 526,457,119 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{526,457,119}{91.58} = 5,748,637.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{526,457,119}{-33.42} = -15,752,500.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{526,457,119}{-88.42} = -5,954,013.6 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			190,826.00		17,243,970				2,076,679,095
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	196,374.00		17,937,470				2,163,366,595

N_c = 6.00

A_{vb1} = 196,374.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 17,937,470 / 196,374 = 91.34 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.34 - 180.00 = -88.66 ㎜

e_{pb1} = $Y_{tb1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8$

= 91.34 - 125.00 = -33.66 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

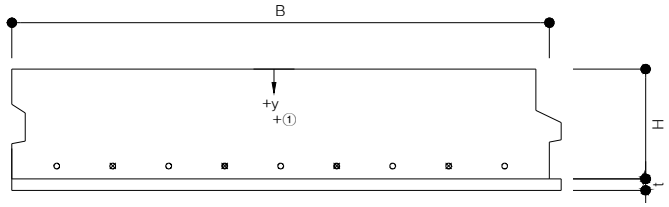
= 2,163,366,595 - 91.34 × 17,937,470 = 524,896,991 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{524,896,991}{91.34} = 5,746,413.6$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{524,896,991}{-33.66} = -15,595,665.8$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{524,896,991}{-88.66} = -5,920,563.5$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			190,826.00		17,243,970				2,076,679,095
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	194,987.00		17,764,095				2,141,694,720

N_c = 6.00

A_{va1} = 194,987.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 17,764,095 / 194,987 = 91.10 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.10 - 180.00 = -88.90 ㎜

e_{pa1} = $Y_{ta1} - (6 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 6$

= 91.10 - 125.00 = -33.90 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,141,694,720 - 91.10 × 17,764,095 = 523,314,668 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{523,314,668}{91.10} = 5,744,146.1$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{523,314,668}{-33.90} = -15,438,831.0$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{523,314,668}{-88.90} = -5,886,818.9$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	190,826.0	A_{vc1}'	199,148.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	91.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.2	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-88.2	mm
I_{vc0}	518,429,688.1	I_{vc1}'	527,995,515.0	mm^4
Z_{tc0}	5,737,070.0	Z_{tc1}'	5,750,819.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,909,335.2	mm^3
Z_{bc0}	-5,783,779.1	Z_{bc1}'	-5,987,173.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	190,826.0	A_{vb1}'	197,483.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.5	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.5	mm
I_{vb0}	518,429,688.1	I_{vb1}'	526,146,846.5	mm^4
Z_{tb0}	5,737,070.0	Z_{tb1}'	5,748,196.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-15,721,133.5	mm^3
Z_{bb0}	-5,783,779.1	Z_{bb1}'	-5,947,347.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	190,826.0	A_{va1}'	195,819.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.8	mm
I_{va0}	518,429,688.1	I_{va1}'	524,266,751.9	mm^4
Z_{ta0}	5,737,070.0	Z_{ta1}'	5,745,511.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-15,532,931.9	mm^3
Z_{ba0}	-5,783,779.1	Z_{ba1}'	-5,907,101.2	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	190,826.0	A_{vc1}	197,761.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.6	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.4	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.4	mm
I_{vc0}	518,429,688.1	I_{vc1}	526,457,118.9	mm^4
Z_{tc0}	5,737,070.0	Z_{tc1}	5,748,637.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-15,752,500.5	mm^3
Z_{bc0}	-5,783,779.1	Z_{bc1}	-5,954,013.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	190,826.0	A_{vb1}	196,374.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.7	mm
I_{vb0}	518,429,688.1	I_{vb1}	524,896,991.3	mm^4
Z_{tb0}	5,737,070.0	Z_{tb1}	5,746,413.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-15,595,665.8	mm^3
Z_{bb0}	-5,783,779.1	Z_{bb1}	-5,920,563.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	190,826.0	A_{va1}	194,987.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.9	mm
I_{va0}	518,429,688.1	I_{va1}	523,314,668.3	mm^4
Z_{ta0}	5,737,070.0	Z_{ta1}	5,744,146.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-15,438,831.0	mm^3
Z_{ba0}	-5,783,779.1	Z_{ba1}	-5,886,818.9	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.0865m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,871,550}{5,750,820} \times 1.087 = 7.722$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,871,550}{-15,909,335} \times 1.087 = -2.791$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,871,550}{-5,987,173} \times 1.087 = -7.417$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,871,550}{5,748,638} \times 1.087 = 7.725$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,871,550}{-15,752,500} \times 1.087 = -2.819$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,871,550}{-5,954,014} \times 1.087 = -7.458$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{675,869}{5,748,638} \times 1.087 = 0.128$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{675,869}{-15,752,500} \times 1.087 = -0.047$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{675,869}{-5,954,014} \times 1.087 = -0.123$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,748,638} \times 1.087 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-15,752,500} \times 1.087 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,954,014} \times 1.087 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{5,748,638} \times 1.087 = 8.796$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-15,752,500} \times 1.087 = -3.210$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-5,954,014} \times 1.087 = -8.493$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{199,148} + \frac{-33.19}{-15,909,335}\right)$

$= 13.506$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.791$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.506 + -2.791)$

$= 10.714$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.714 = 77.081$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.047 + 0.000)
  = 0.047 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.714 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.714 - 7 × 0.047
  = 128.245 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 77.081 - 0.05 × (45.500 + 128.245)
= 18.605 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 77.081 = 1,292.92 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,292.9
= 1,793.28 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,292.92 - 128.24 - 45.50 - 18.60
= 1,100.57 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,100.57}{1,292.92} = 0.851$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.851 × 1,793.28 = 1,526.49 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,793.28 × -33.19 / 1,000 = -59.515 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,526.49 × -33.42 / 1,000 = -51.016 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,793,279}{199,148} + \frac{-59,514,940}{5,750,820} = -1.344$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,793,279}{199,148} + \frac{-59,514,940}{-15,909,335} = 12.746$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,793,279}{199,148} + \frac{-59,514,940}{-5,987,173} = 18.945$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,526,490}{197,761} + \frac{-51,016,130}{5,748,638} = -1.156$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,526,490}{197,761} + \frac{-51,016,130}{-15,752,500} = 10.957$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,526,490}{197,761} + \frac{-51,016,130}{-5,954,014} = 16.287$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{33,644,828}{5,748,196} \times 1.087 = 6.359$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{33,644,828}{-15,721,134} \times 1.087 = -2.325$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{33,644,828}{-5,947,347} \times 1.087 = -6.146$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{33,644,828}{5,746,414} \times 1.087 = 6.361$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{33,644,828}{-15,595,666} \times 1.087 = -2.344$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{33,644,828}{-5,920,563} \times 1.087 = -6.174$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{556,365}{5,746,414} \times 1.087 = 0.105$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{556,365}{-15,595,666} \times 1.087 = -0.039$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{556,365}{-5,920,563} \times 1.087 = -0.102$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,746,414} \times 1.087 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-15,595,666} \times 1.087 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,920,563} \times 1.087 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{38,312,500}{5,746,414} \times 1.087 = 7.244$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{38,312,500}{-15,595,666} \times 1.087 = -2.669$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{38,312,500}{-5,920,563} \times 1.087 = -7.031$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{197,484} + \frac{-33.47}{-15,721,134} \right)$

$= 10.934$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.325 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.934 + -2.325)$
  $=$ 8.609 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.609 =$ 61.932 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.039 + 0.000)$
  $=$ 0.039 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.609 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.609 - 7 \times 0.039$
  $=$ 103.031 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 61.932 - 0.05 \times (45.500 + 103.031)$
$=$ 21.380 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 61.932 =$ 1,308.07 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,308.1$
$=$ 1,451.43 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,308.07 - 103.03 - 45.50 - 21.38$
$=$ 1,138.16 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,138.16}{1,308.07} =$ 0.870

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.870 $\times$ 1,451.43 = 1,262.90 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,451.43 \times -33.47 / 1,000 = -48.576$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,262.90 \times -33.66 / 1,000 = -42.505$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,451,432}{197,484} + \frac{-48,575,798}{5,748,196} = -1.101$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,451,432}{197,484} + \frac{-48,575,798}{-15,721,134} = 10.439$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,451,432}{197,484} + \frac{-48,575,798}{-5,947,347} = 15.517$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,262,899}{196,374} + \frac{-42,504,878}{5,746,414} = -0.966$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,262,899}{196,374} + \frac{-42,504,878}{-15,595,666} = 9.157$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,262,899}{196,374} + \frac{-42,504,878}{-5,920,563} = 13.610$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{24,694,096}{5,745,512} \times 1.087 = 4.670$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{24,694,096}{-15,532,932} \times 1.087 = -1.727$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{24,694,096}{-5,907,101} \times 1.087 = -4.542$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{24,694,096}{5,744,146} \times 1.087 = 4.671$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{24,694,096}{-15,438,831} \times 1.087 = -1.738$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{24,694,096}{-5,886,819} \times 1.087 = -4.558$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{408,352}{5,744,146} \times 1.087 = 0.077$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{408,352}{-15,438,831} \times 1.087 = -0.029$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{408,352}{-5,886,819} \times 1.087 = -0.075$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,744,146} \times 1.087 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-15,438,831} \times 1.087 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,886,819} \times 1.087 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{28,120,000}{5,744,146} \times 1.087 = 5.319$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{28,120,000}{-15,438,831} \times 1.087 = -1.979$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{28,120,000}{-5,886,819} \times 1.087 = -5.190$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{195,819} + \frac{-33.75}{-15,532,932})$

$= 8.300$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.727 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.300 + -1.727)$
  $=$ 6.572 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.572 =$ 47.283 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.029 + 0.000)$
  $=$ 0.029 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.572 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.572 - 7 \times 0.029$
  $=$ 78.667 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 47.283 - 0.05 \times (45.500 + 78.667)$
$=$ 24.063 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.283 =$ 1,322.72 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,322.7$
$=$ 1,100.76 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,322.72 - 78.67 - 45.50 - 24.06$
$=$ 1,174.49 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,174.49}{1,322.72} =$ 0.888

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,100.76 =$ 977.41 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,100.76 \times -33.75 / 1,000 = -37.153$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 977.41 \times -33.90 / 1,000 = -33.130$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,100,765}{195,819} + \frac{-37,152,965}{5,745,512} = -0.845$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,100,765}{195,819} + \frac{-37,152,965}{-15,532,932} = 8.013$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,100,765}{195,819} + \frac{-37,152,965}{-5,907,101} = 11.911$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{977,408}{194,987} + \frac{-33,130,210}{5,744,146} = -0.755$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{977,408}{194,987} + \frac{-33,130,210}{-15,438,831} = 7.159$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{977,408}{194,987} + \frac{-33,130,210}{-5,886,819} = 10.641$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,292.92	1,308.07	1,322.72
유효 긴장응력	1,100.57	1,138.16	1,174.49

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,100.6	1,138.2	1,174.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.344	18.945	-1.101	15.517	-0.845	11.911
풍도슬래브	7.722	-7.417	6.359	-6.146	4.670	-4.542

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.156	16.287	-0.966	13.610	-0.755	10.641
고정 하중	풍도슬래브	7.725	-7.458	6.361	-6.174	4.671	-4.558
	CIP 몰탈	0.128	-0.123	0.105	-0.102	0.077	-0.075
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.796	-8.493	7.244	-7.031	5.319	-5.190

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.378	11.528	5.258	9.371	3.825	7.369
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.569	8.829	5.396	7.436	3.916	6.083
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.697	8.706	5.501	7.334	3.993	6.008
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.697	8.706	5.501	7.334	3.993	6.008
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.493	0.213	12.745	0.303	9.312	0.818
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	54.170	1.6 ×(Σ작업하중)	80.908	135.078

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 135.078 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1087 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1086.5 \times 125.0} = 0.0102$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,465 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,465 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1087}$$

$$= 44.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,465 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.96}{50}\right)$$

$$= 178 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 178 kN·m > 135.08 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 16.287)× 5,954,014 / 1.0E+06

= 123.50 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 177.79 kN·m

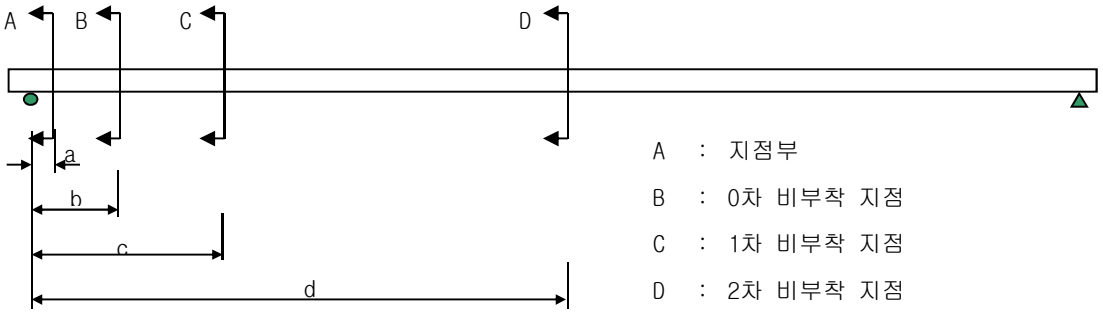
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 123.50 = 148.20 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	20.347	0.336	20.683	23.170	43.853
B	16.530	0.273	16.804	18.824	35.627
C	12.714	0.210	12.924	14.478	27.402
D	8.420	0.139	8.559	9.588	18.148
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.942	0.247	15.189	17.015	32.203
C	26.830	0.444	27.274	30.552	57.826
D	36.555	0.604	37.160	41.627	78.786
E	44.407	0.734	45.141	50.568	95.709

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	24.416	0.404	24.820	37.071	61.891
B	19.836	0.328	20.164	30.118	50.282
C	15.257	0.252	15.509	23.164	38.673
D	10.104	0.167	10.271	15.341	25.613
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	17.930	0.296	18.227	27.223	45.450
C	32.196	0.532	32.729	48.884	81.612
D	43.866	0.725	44.592	66.602	111.194
E	53.288	0.881	54.170	80.908	135.078

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.159	0.000	523,314,668	88.9	62.954
B	50.0	7.159	2.580	523,314,668	88.9	47.766
C	50.0	7.159	4.633	523,314,668	88.9	35.681
D	50.0	9.157	6.276	524,896,991	88.7	37.985
E	50.0	10.957	7.582	526,457,119	88.4	41.150

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,087	144.0	43.853	18.038	62.954	0.000	∞
B	50.0	1,087	144.0	35.627	14.655	47.766	13.247	143.787
C	50.0	1,087	144.0	27.402	11.271	35.681	23.786	99.625
D	50.0	1,087	144.0	18.148	7.465	37.985	32.408	82.213
E	50.0	1,087	144.0	0.000	0.000	41.150	39.369	55.316

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.013	1,086.5	144.0	0.00	556.109
B	50.0	5.013	1,086.5	144.0	0.00	556.109
C	50.0	5.013	1,086.5	144.0	0.00	556.109
D	50.0	6.431	1,086.5	144.0	0.00	622.685
E	50.0	7.719	1,086.5	144.0	0.00	683.129

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	556.109	556.109
B	143.787	556.109	143.787
C	99.625	556.109	99.625
D	82.213	622.685	82.213
E	55.316	683.129	55.316

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

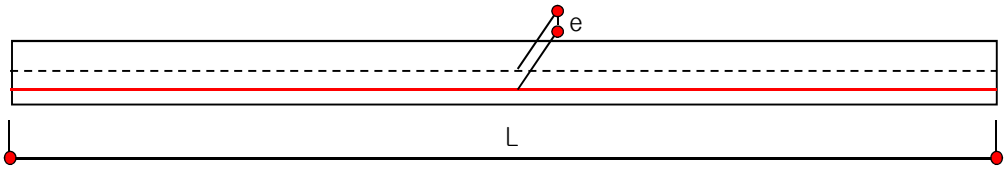
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	61.891	556.109	0.750	417.082	-355.19	0.148	전단보강 불필요
B	50.282	143.787	0.750	107.840	-57.56	0.466	전단보강 불필요
C	38.673	99.625	0.750	74.719	-36.05	0.518	전단보강 불필요
D	25.613	82.213	0.750	61.660	-36.05	0.415	전단보강 불필요
E	0.000	55.316	0.750	41.487	-41.49	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

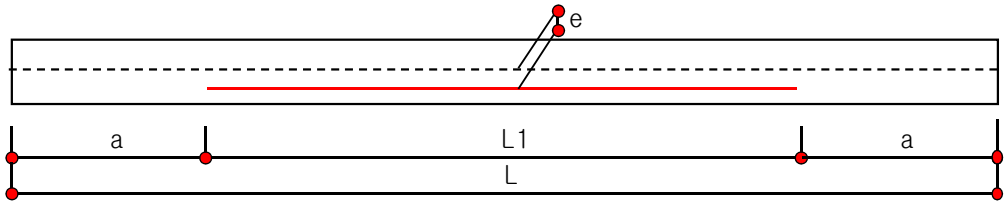
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}793 \times 33.4 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 526457118.9} - \frac{342 \times 33.7 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 526457118.9}$$

$$- \frac{351 \times 33.9 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 526457118.9}$$

$$= 32.06 - 2.114 - 0.895 = 29.0 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	59.932	527,995,515	-29.05	
풍도슬래브 자중	40.872	527,995,515	22.40	
접합 몰탈	0.676	527,995,515	0.35	
격벽 하중(집중하중)	0.000	527,995,515	0.00	
합 계(고정하중)			-6.30	
작업하중 및 풍하중	46.542	527,995,515	24.23	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-11

(L= 8.730 m, B= 1.102 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

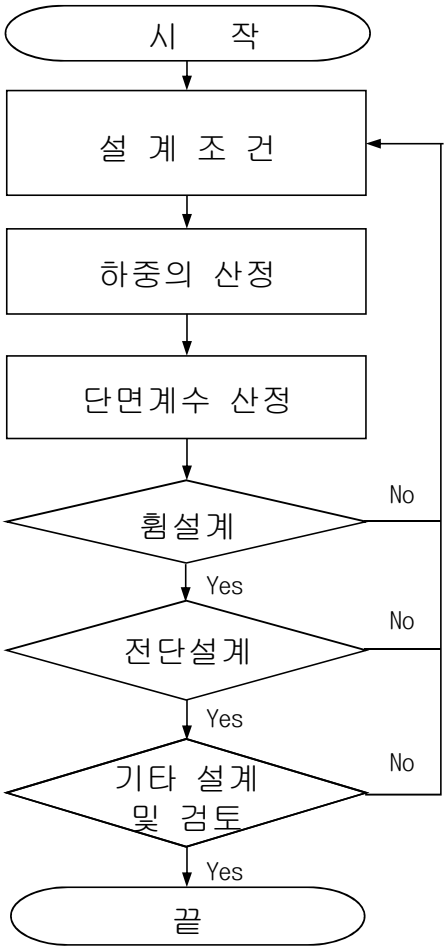
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.102 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

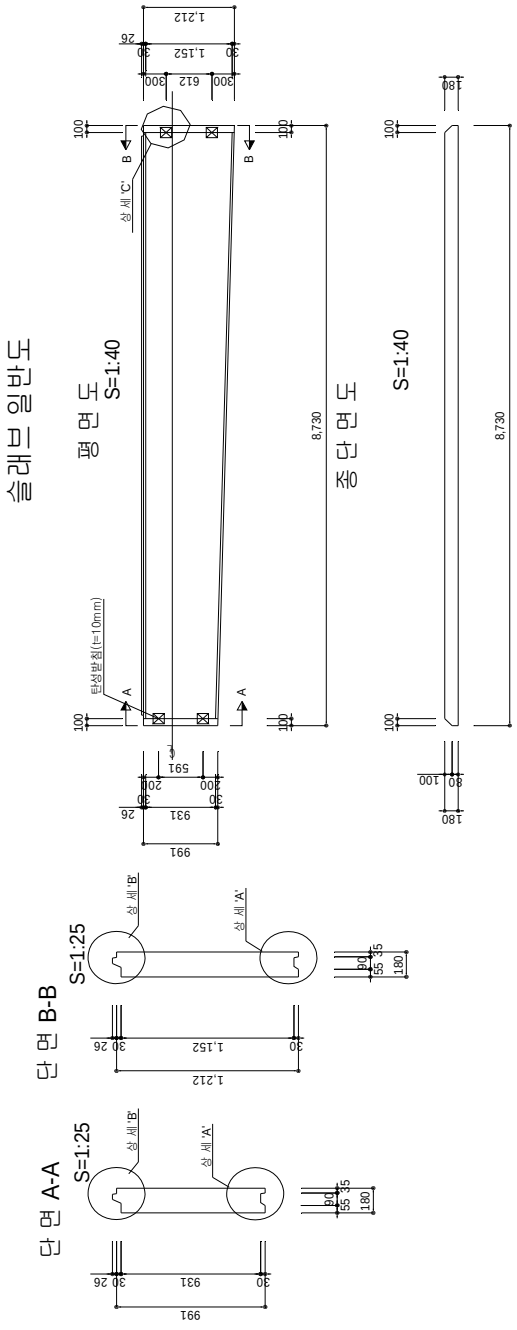
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.1015m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

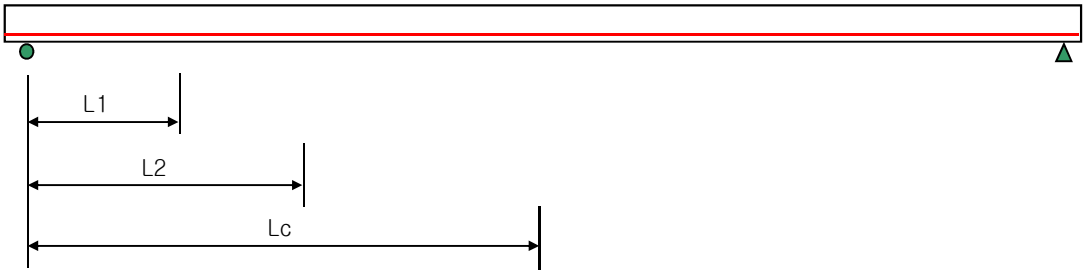
단 면 적 = 193,546 ㎟

하중계산 = 193,546 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.839 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,101.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.102 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.102 = 5.508 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.102 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

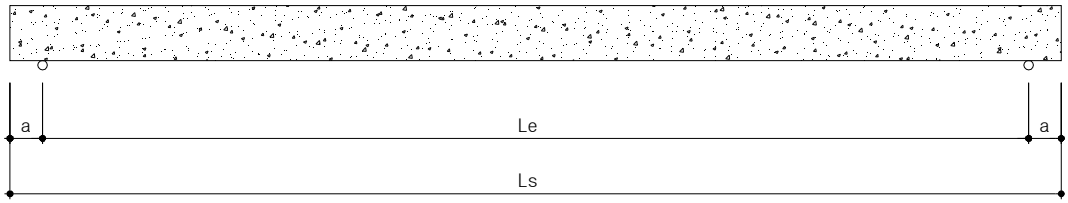
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.839	0.072	0.000	5.508	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.91
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	10.42
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.91
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	6.87
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	14.70
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	5.89
MAX						14.70

3.5 단면력 산정

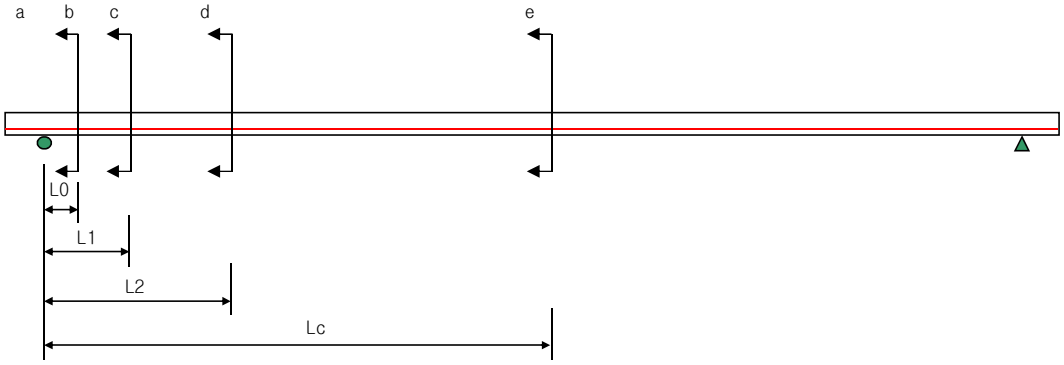
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.393 × 8.530)/ 2 = 18.735 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.393 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.192 kN-m

M_3 = 4.393 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.232 kN-m

M_4 = 4.393 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.124 kN-m

M_5 = 4.393 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.890 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.735 kN

S_2 = 18.735 - (4.393 × 0.700) = 15.660 kN

S_3 = 18.735 - (4.393 × 1.400) = 12.585 kN

S_4 = 18.735 - (4.393 × 2.000) = 9.950 kN

S_5 = 18.735 - (4.393 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.065 × 8.530)/ 2 = 0.278 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.065 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.181 kN-m

M_3 = 0.065 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.330 kN-m

M_4 = 0.065 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.432 kN-m

M_5 = 0.065 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.607 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.278 kN

S_2 = 0.278 - (0.065 × 0.700) = 0.233 kN

S_3 = 0.278 - (0.065 × 1.400) = 0.187 kN

S_4 = 0.278 - (0.065 × 2.000) = 0.148 kN

S_5 = 0.278 - (0.065 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.192	0.181	0.000	13.878	26.251	0차비부착부
	c	22.232	0.330	0.000	25.305	47.867	1차비부착부
	d	29.124	0.432	0.000	33.150	62.707	2차비부착부
	e	40.890	0.607	0.000	46.542	88.039	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.735	0.278	0.000	21.325	40.338	지점부(전단검토)
	b	15.660	0.233	0.000	17.825	33.718	0차비부착부
	c	12.585	0.187	0.000	14.325	27.097	1차비부착부
	d	9.950	0.148	0.000	11.325	21.422	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

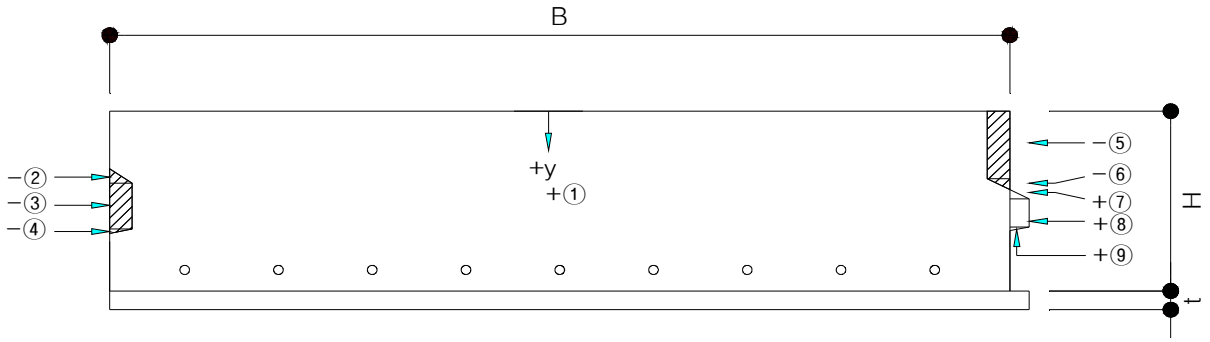
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.735	0.278	0.000		19.013	
LC-2	18.735	0.278	0.000	21.325	40.338	
MAX					40.338	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1102	180	198,270	90.0	17,844,300	8,100	2,700	10,800	2,141,316,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				193,546		17,490,157				2,106,336,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 193,546.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 17,490,157 / 193,546 = 90.37 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.37 - 180.00 = -89.63 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

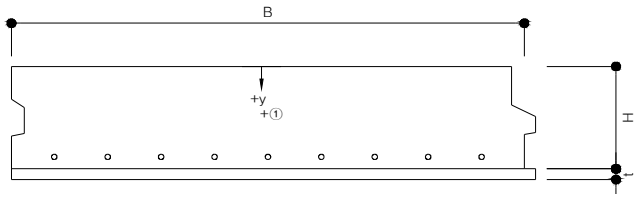
= 2,106,336,374 - 90.37 × 17,490,157 = 525,804,716 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{525,804,716}{90.37} = 5,818,552.8$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{525,804,716}{-89.63} = -5,866,190.7$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			193,546.00		17,490,157				2,106,336,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	201,868.00		18,530,407				2,236,367,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 201,868.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,530,407 / 201,868 = 91.79 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.79 − 180.00 = -88.21 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/10$

= 91.79 − 125.00 = -33.21 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

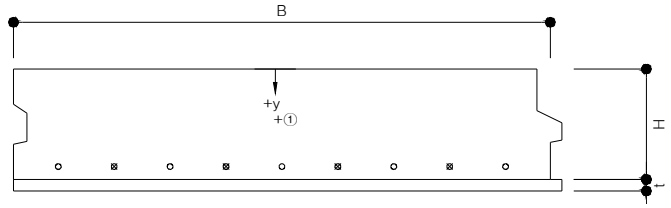
= 2,236,367,624 − 91.79 × 18,530,407 = 535,375,038 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{535,375,038}{91.79} = 5,832,310.7 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{535,375,038}{-33.21} = -16,123,166.2 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{535,375,038}{-88.21} = -6,069,645.1 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			193,546.00		17,490,157				2,106,336,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	200,203.60		18,322,357				2,210,361,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 200,203.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,322,357 / 200,204 = 91.52 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.52 − 180.00 = -88.48 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.52 − 125.00 = -33.48 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

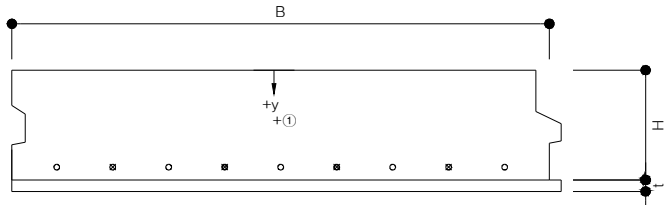
= 2,210,361,374 − 91.52 × 18,322,357 = 533,524,624 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{533,524,624}{91.52} = 5,829,684.1$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{533,524,624}{-33.48} = -15,934,963.9$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{533,524,624}{-88.48} = -6,029,795.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			193,546.00		17,490,157				2,106,336,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	198,539.20		18,114,307				2,184,355,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 198,539.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,114,307 / 198,539 = 91.24 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.24 − 180.00 = -88.76 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 91.24 − 125.00 = -33.76 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,184,355,124 − 91.24 × 18,114,307 = 531,643,185 ㎜⁴

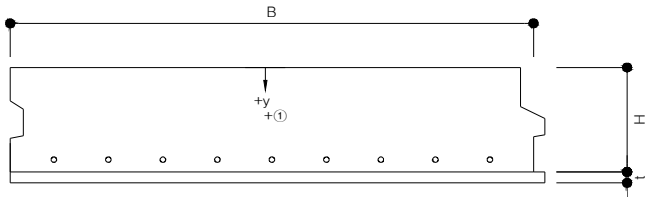
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{531,643,185}{91.24} = 5,826,997.1$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{531,643,185}{-33.76} = -15,746,761.6$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{531,643,185}{-88.76} = -5,989,531.5$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			193,546.00		17,490,157				2,106,336,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	200,481.00		18,357,032				2,214,695,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 200,481.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,357,032 / 200,481 = 91.56 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.56 − 180.00 = -88.44 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 × 125.0+0 × 75.0) / 10

= 91.56 − 125.00 = -33.44 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

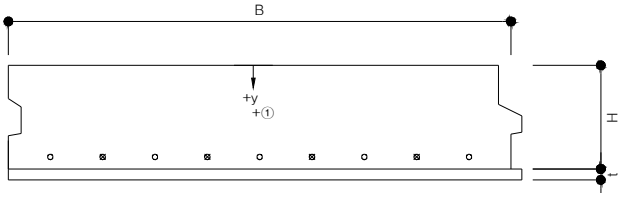
= 2,214,695,749 − 91.56 × 18,357,032 = 533,835,160 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{533,835,160}{91.56} = 5,830,126.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{533,835,160}{-33.44} = -15,966,331.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{533,835,160}{-88.44} = -6,036,465.5 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			193,546.00		17,490,157				2,106,336,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	199,094.00		18,183,657				2,193,023,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 199,094.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,183,657 / 199,094 = 91.33 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.33 − 180.00 = -88.67 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.33 − 125.00 = -33.67 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

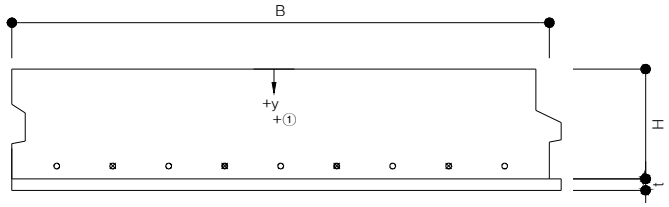
= 2,193,023,874 − 91.33 × 18,183,657 = 532,273,827 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{532,273,827}{91.33}$ = 5,827,899.6 ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{532,273,827}{-33.67}$ = -15,809,495.7 ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{532,273,827}{-88.67}$ = -6,002,999.2 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			193,546.00		17,490,157				2,106,336,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	197,707.00		18,010,282				2,171,351,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 197,707.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,010,282 / 197,707 = 91.10 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.10 − 180.00 = -88.90 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.10 − 125.00 = -33.90 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,171,351,999 − 91.10 × 18,010,282 = 530,690,587 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{530,690,587}{91.10}$ = 5,825,630.4 ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{530,690,587}{-33.90}$ = -15,652,660.4 ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{530,690,587}{-88.90}$ = -5,969,242.4 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	193,546.0	A_{vc1}'	201,868.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}'	91.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.2	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}'	-88.2	mm
I_{vc0}	525,804,715.8	I_{vc1}'	535,375,038.1	mm^4
Z_{tc0}	5,818,552.8	Z_{tc1}'	5,832,310.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-16,123,166.2	mm^3
Z_{bc0}	-5,866,190.7	Z_{bc1}'	-6,069,645.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	193,546.0	A_{vb1}'	200,203.6	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}'	91.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.5	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}'	-88.5	mm
I_{vb0}	525,804,715.8	I_{vb1}'	533,524,624.2	mm^4
Z_{tb0}	5,818,552.8	Z_{tb1}'	5,829,684.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-15,934,963.9	mm^3
Z_{bb0}	-5,866,190.7	Z_{bb1}'	-6,029,795.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	193,546.0	A_{va1}'	198,539.2	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}'	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}'	-88.8	mm
I_{va0}	525,804,715.8	I_{va1}'	531,643,185.5	mm^4
Z_{ta0}	5,818,552.8	Z_{ta1}'	5,826,997.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-15,746,761.6	mm^3
Z_{ba0}	-5,866,190.7	Z_{ba1}'	-5,989,531.5	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	193,546.0	A_{vc1}	200,481.0	mm^2
Y_{tc0}	90.4	Y_{tc1}	91.6	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.4	mm
Y_{bc0}	-89.6	Y_{bc1}	-88.4	mm
I_{vc0}	525,804,715.8	I_{vc1}	533,835,160.2	mm^4
Z_{tc0}	5,818,552.8	Z_{tc1}	5,830,126.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-15,966,331.0	mm^3
Z_{bc0}	-5,866,190.7	Z_{bc1}	-6,036,465.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	193,546.0	A_{vb1}	199,094.0	mm^2
Y_{tb0}	90.4	Y_{tb1}	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.6	Y_{bb1}	-88.7	mm
I_{vb0}	525,804,715.8	I_{vb1}	532,273,827.0	mm^4
Z_{tb0}	5,818,552.8	Z_{tb1}	5,827,899.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-15,809,495.7	mm^3
Z_{bb0}	-5,866,190.7	Z_{bb1}	-6,002,999.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	193,546.0	A_{va1}	197,707.0	mm^2
Y_{ta0}	90.4	Y_{ta1}	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.6	Y_{ba1}	-88.9	mm
I_{va0}	525,804,715.8	I_{va1}	530,690,586.9	mm^4
Z_{ta0}	5,818,552.8	Z_{ta1}	5,825,630.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-15,652,660.4	mm^3
Z_{ba0}	-5,866,190.7	Z_{ba1}	-5,969,242.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.1015m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,889,613}{5,832,311} \times 1.102 = 7.722$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,889,613}{-16,123,166} \times 1.102 = -2.793$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,889,613}{-6,069,645} \times 1.102 = -7.421$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,889,613}{5,830,126} \times 1.102 = 7.725$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,889,613}{-15,966,331} \times 1.102 = -2.821$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,889,613}{-6,036,465} \times 1.102 = -7.461$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{607,089}{5,830,126} \times 1.102 = 0.115$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{607,089}{-15,966,331} \times 1.102 = -0.042$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{607,089}{-6,036,465} \times 1.102 = -0.111$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,830,126} \times 1.102 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-15,966,331} \times 1.102 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-6,036,465} \times 1.102 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{5,830,126} \times 1.102 = 8.793$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-15,966,331} \times 1.102 = -3.211$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-6,036,465} \times 1.102 = -8.493$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{201,868} + \frac{-33.21}{-16,123,166}\right)$

$= 13.326$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.793$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.326 + -2.793)$

$= 10.533$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.533 = 75.777$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.042 + 0.000)
  = 0.042 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.533 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.533 - 7 × 0.042
  = 126.102 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 75.777 - 0.05 × (45.500 + 126.102)
= 18.842 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 75.777 = 1,294.22 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 10 × 138.7 × 1,294.2
= 1,795.09 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,294.22 - 126.10 - 45.50 - 18.84
= 1,103.78 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,103.78}{1,294.22} = 0.853$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.853 × 1,795.09 = 1,530.94 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,795.09 × -33.21 / 1,000 = -59.606 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,530.94 × -33.44 / 1,000 = -51.187 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,795,088}{201,868} + \frac{-59,606,484}{5,832,311} =$ -1.328 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,795,088}{201,868} + \frac{-59,606,484}{-16,123,166} =$ 12.589 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,795,088}{201,868} + \frac{-59,606,484}{-6,069,645} =$ 18.713 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,530,942}{200,481} + \frac{-51,187,115}{5,830,126} =$ -1.143 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,530,942}{200,481} + \frac{-51,187,115}{-15,966,331} =$ 10.842 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,530,942}{200,481} + \frac{-51,187,115}{-6,036,465} =$ 16.116 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,124,148}{5,829,684} \times 1.102 =$ 5.503 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,124,148}{-15,934,964} \times 1.102 =$ -2.013 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,124,148}{-6,029,795} \times 1.102 =$ -5.320 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,124,148}{5,827,900} \times 1.102 =$ 5.505 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,124,148}{-15,809,496} \times 1.102 =$ -2.029 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,124,148}{-6,002,999} \times 1.102 =$ -5.344 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{432,407}{5,827,900} \times 1.102 = 0.082$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{432,407}{-15,809,496} \times 1.102 = -0.030$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{432,407}{-6,002,999} \times 1.102 = -0.079$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,827,900} \times 1.102 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-15,809,496} \times 1.102 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-6,002,999} \times 1.102 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{5,827,900} \times 1.102 = 6.266$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-15,809,496} \times 1.102 = -2.310$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-6,002,999} \times 1.102 = -6.083$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{200,204} + \frac{-33.48}{-15,934,964} \right)$

$= 10.787$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.013 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.787 + -2.013)$
  $=$ 8.774 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.774 =$ 63.121 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.030 + 0.000)$
  $=$ 0.030 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.774 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.774 - 7 \times 0.030$
  $=$ 105.075 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 63.121 - 0.05 \times (45.500 + 105.075)$
$=$ 21.159 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 63.121 =$ 1,306.88 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,306.9$
$=$ 1,450.11 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,306.88 - 105.08 - 45.50 - 21.16$
$=$ 1,135.14 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,135.14}{1,306.88} =$ 0.869

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.869 $\times$ 1,450.11 = 1,259.56 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}450.11 \times -33.48 / 1{,}000 = -48.552$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}259.56 \times -33.67 / 1{,}000 = -42.407$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}450{,}113}{200{,}204} + \frac{-48{,}551{,}774}{5{,}829{,}684} = -1.085$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}450{,}113}{200{,}204} + \frac{-48{,}551{,}774}{-15{,}934{,}964} = 10.290$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}450{,}113}{200{,}204} + \frac{-48{,}551{,}774}{-6{,}029{,}795} = 15.295$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}259{,}556}{199{,}094} + \frac{-42{,}406{,}706}{5{,}827{,}900} = -0.950$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}259{,}556}{199{,}094} + \frac{-42{,}406{,}706}{-15{,}809{,}496} = 9.009$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}259{,}556}{199{,}094} + \frac{-42{,}406{,}706}{-6{,}002{,}999} = 13.391$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22{,}231{,}873}{5{,}826{,}997} \times 1.102 = 4.203$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22{,}231{,}873}{-15{,}746{,}762} \times 1.102 = -1.555$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22{,}231{,}873}{-5{,}989{,}532} \times 1.102 = -4.089$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22{,}231{,}873}{5{,}825{,}630} \times 1.102 = 4.204$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22{,}231{,}873}{-15{,}652{,}660} \times 1.102 = -1.564$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22{,}231{,}873}{-5{,}969{,}242} \times 1.102 = -4.102$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{330,077}{5,825,630} \times 1.102 = 0.062$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{330,077}{-15,652,660} \times 1.102 = -0.023$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{330,077}{-5,969,242} \times 1.102 = -0.061$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,825,630} \times 1.102 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-15,652,660} \times 1.102 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,969,242} \times 1.102 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{5,825,630} \times 1.102 = 4.785$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-15,652,660} \times 1.102 = -1.781$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-5,969,242} \times 1.102 = -4.670$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{198,539} + \frac{-33.76}{-15,746,762})$

$= 8.187$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.555 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 8.187 + -1.555 $)$
  $=$ 6.632 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 6.632 $=$ 47.711 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.023 + 0.000 $)$
  $=$ 0.023 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.632 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 6.632 $- 7 \times$ 0.023
  $=$ 79.420 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 47.711 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 79.420 $)$
$=$ 23.983 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 47.711 $=$ 1,322.29 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,322.3
$=$ 1,100.41 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,322.29 $-$ 79.42 $-$ 45.50 $-$ 23.98
$=$ 1,173.39 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,173.39}{1,322.29} =$ 0.887

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.887 $\times$ 1,100.41 $=$ 976.49 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,100.41 \times -33.76 / 1,000 = -37.152$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 976.49 \times -33.90 / 1,000 = -33.107$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,100,409}{198,539} + \frac{-37,152,072}{5,826,997} = -0.833$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,100,409}{198,539} + \frac{-37,152,072}{-15,746,762} = 7.902$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,100,409}{198,539} + \frac{-37,152,072}{-5,989,532} = 11.745$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{976,492}{197,707} + \frac{-33,107,162}{5,825,630} = -0.744$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{976,492}{197,707} + \frac{-33,107,162}{-15,652,660} = 7.054$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{976,492}{197,707} + \frac{-33,107,162}{-5,969,242} = 10.485$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,294.22	1,306.88	1,322.29
유효 긴장응력	1,103.78	1,135.14	1,173.39

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,103.8	1,135.1	1,173.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.328	18.713	-1.085	15.295	-0.833	11.745
풍도슬래브	7.722	-7.421	5.503	-5.320	4.203	-4.089

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.143	16.116	-0.950	13.391	-0.744	10.485
고정 하중	풍도슬래브	7.725	-7.461	5.505	-5.344	4.204	-4.102
	CIP 몰탈	0.115	-0.111	0.082	-0.079	0.062	-0.061
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.793	-8.493	6.266	-6.083	4.785	-4.670

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.395	11.292	4.418	9.975	3.369	7.657
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.582	8.655	4.555	8.047	3.460	6.383
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.697	8.544	4.636	7.967	3.522	6.322
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.697	8.544	4.636	7.967	3.522	6.322
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.490	0.051	10.902	1.885	8.307	1.653
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	54.850	1.6 ×(Σ작업하중)	82.025	136.876

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 136.876 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1102 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

r_p = 0.400 (fpy/fpu= 0.851)

β_1 = 0.696

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1101.5 \times 125.0} = 0.0101$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,471 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,471 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1102}$$

$$= 43.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,471 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.82}{50}\right)$$

$$= 179 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 179 kN·m > 136.88 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 16.116)× 6,036,465 / 1.0E+06

= 124.17 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 178.85 kN·m

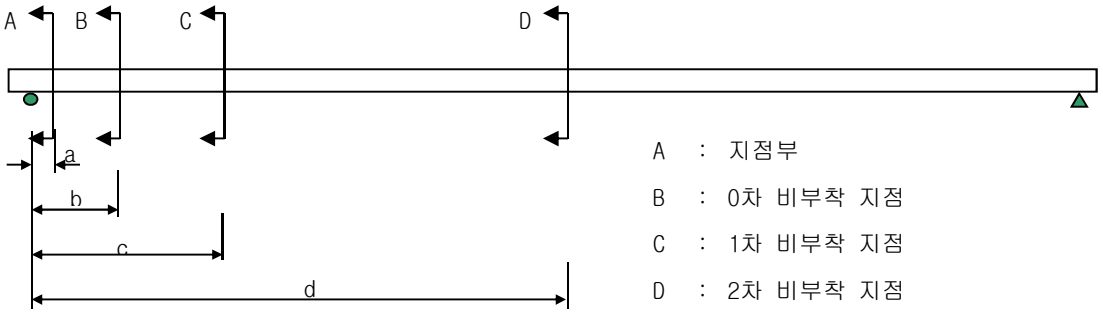
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 124.17 = 149.01 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	20.637	0.306	20.943	23.489	44.433
B	17.250	0.256	17.506	19.634	37.140
C	13.863	0.206	14.069	15.779	29.848
D	10.960	0.163	11.122	12.474	23.597
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	13.430	0.199	13.629	15.286	28.915
C	24.488	0.364	24.852	27.873	52.725
D	32.080	0.476	32.557	36.515	69.071
E	45.040	0.669	45.709	51.266	96.974

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	24.764	0.368	25.132	37.583	62.715
B	20.700	0.307	21.007	31.415	52.422
C	16.635	0.247	16.882	25.246	42.129
D	13.151	0.195	13.347	19.959	33.306
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	16.116	0.239	16.355	24.458	40.813
C	29.386	0.436	29.822	44.598	74.420
D	38.496	0.572	39.068	58.424	97.491
E	54.048	0.802	54.850	82.025	136.876

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.054	0.000	530,690,587	88.9	63.213
B	50.0	7.054	2.283	530,690,587	88.9	49.584
C	50.0	7.054	4.163	530,690,587	88.9	38.361
D	50.0	9.009	5.423	532,273,827	88.7	42.747
E	50.0	10.842	7.572	533,835,160	88.4	41.083

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,102	144.0	44.433	18.282	63.213	0.000	∞
B	50.0	1,102	144.0	37.140	15.282	49.584	11.897	156.907
C	50.0	1,102	144.0	29.848	12.281	38.361	21.694	107.643
D	50.0	1,102	144.0	23.597	9.709	42.747	28.420	94.280
E	50.0	1,102	144.0	0.000	0.000	41.083	39.901	56.079

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.939	1,101.5	144.0	0.00	560.285
B	50.0	4.939	1,101.5	144.0	0.00	560.285
C	50.0	4.939	1,101.5	144.0	0.00	560.285
D	50.0	6.326	1,101.5	144.0	0.00	626.302
E	50.0	7.636	1,101.5	144.0	0.00	688.633

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	560.285	560.285
B	156.907	560.285	156.907
C	107.643	560.285	107.643
D	94.280	626.302	94.280
E	56.079	688.633	56.079

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

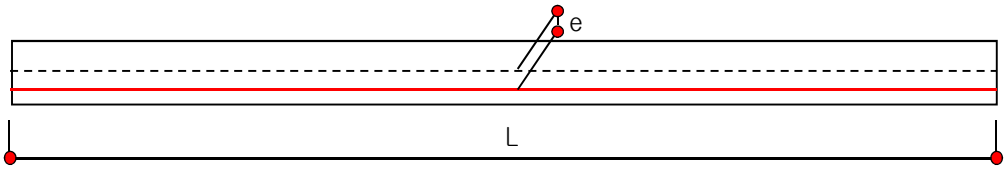
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	62.715	560.285	0.750	420.214	-357.50	0.149	전단보강 불필요
B	52.422	156.907	0.750	117.680	-65.26	0.445	전단보강 불필요
C	42.129	107.643	0.750	80.732	-38.60	0.522	전단보강 불필요
D	33.306	94.280	0.750	70.710	-37.40	0.471	전단보강 불필요
E	0.000	56.079	0.750	42.059	-42.06	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

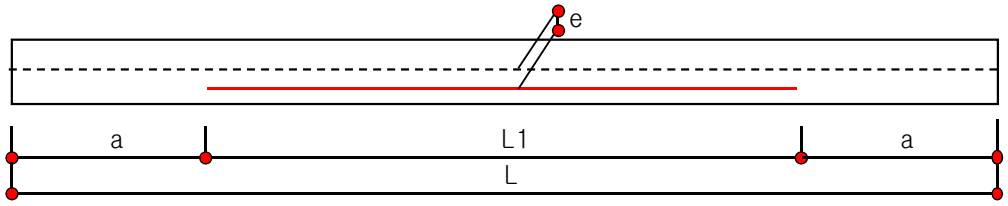
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}795 \times 33.4 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 533835160.2} - \frac{345 \times 33.7 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 533835160.2}$$

$$- \frac{350 \times 33.9 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 533835160.2}$$

$$= 31.66 - 1.347 - 0.674 = 29.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	60.019	535,375,038	-29.64	
풍도슬래브 자중	40.890	535,375,038	22.41	
접합 몰탈	0.607	535,375,038	0.32	
격벽 하중(집중하중)	0.000	535,375,038	0.00	
합 계(고정하중)			-6.91	
작업하중 및 풍하중	46.542	535,375,038	24.23	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-12

(L= 8.730 m, B= 1.166 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

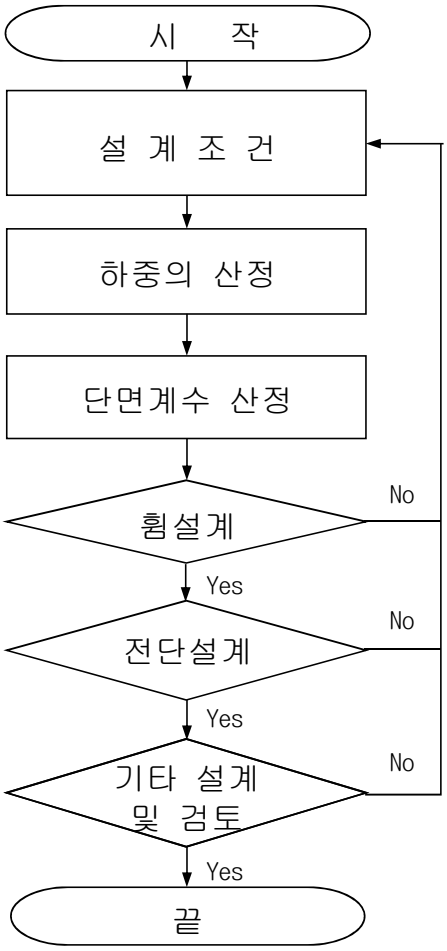
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.166 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 보는 프리스트레스 손실이 일어난

후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

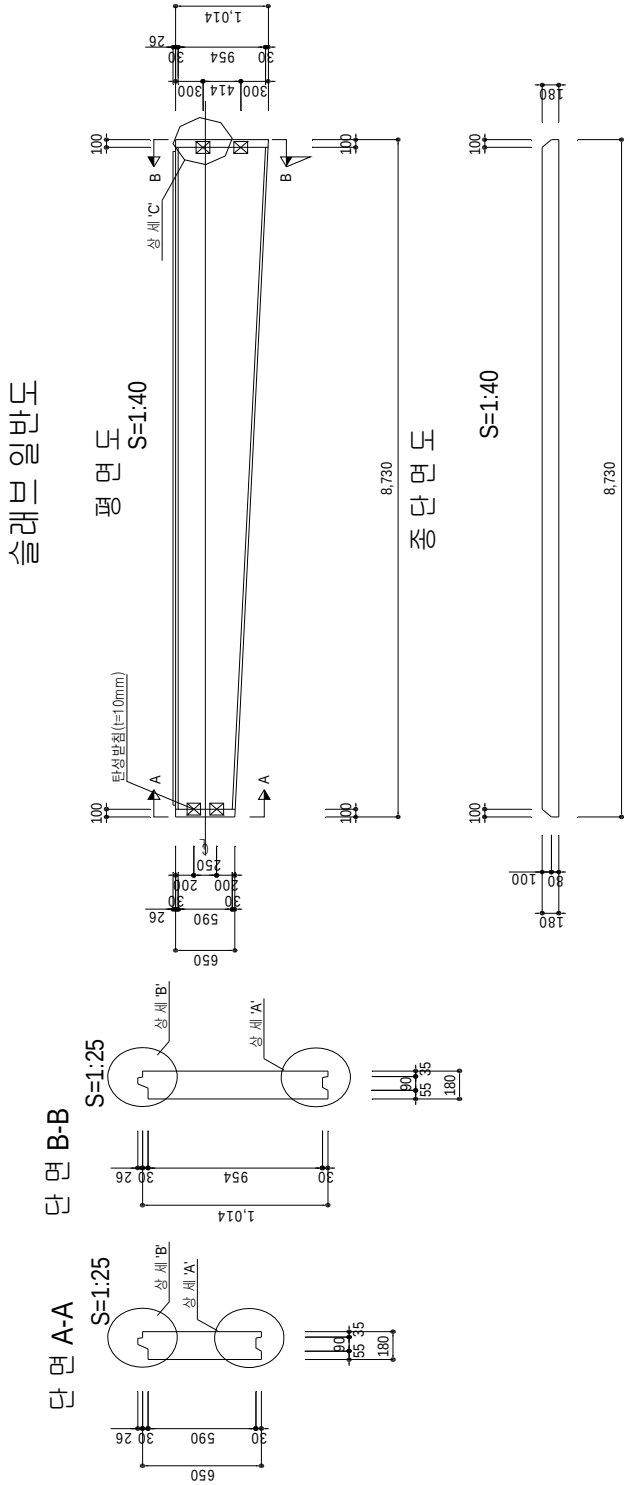
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.166m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

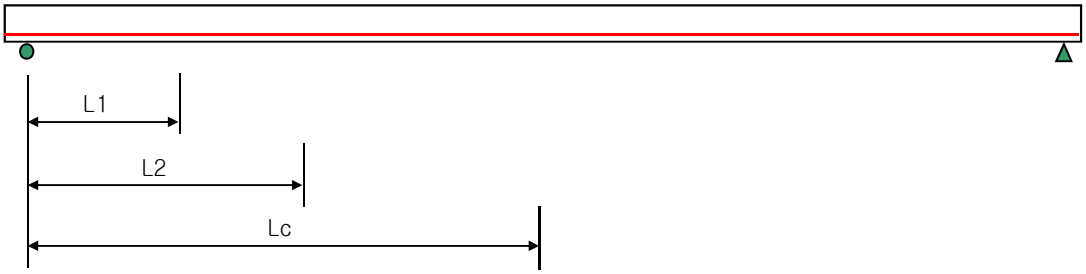
단 면 적 = 205,156 ㎟

하중계산 = 205,156 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.129 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,166.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.166 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.166 = 5.830 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.166 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

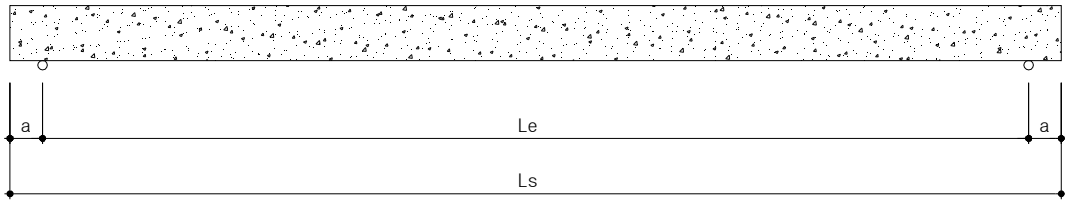
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.129	0.072	0.000	5.830	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.20
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	11.03
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.20
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.28
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	15.57
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.24
MAX						15.57

3.5 단면력 산정

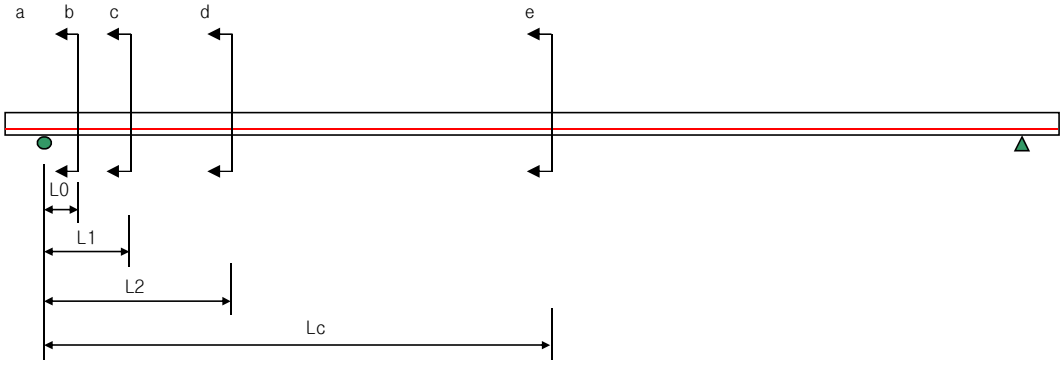
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.399 × 8.530)/ 2 = 18.761 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.399 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.209 kN-m

M_3 = 4.399 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.262 kN-m

M_4 = 4.399 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.163 kN-m

M_5 = 4.399 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 40.945 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.761 kN

S_2 = 18.761 - (4.399 × 0.700) = 15.681 kN

S_3 = 18.761 - (4.399 × 1.400) = 12.602 kN

S_4 = 18.761 - (4.399 × 2.000) = 9.963 kN

S_5 = 18.761 - (4.399 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.062 × 8.530)/ 2 = 0.263 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.062 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.171 kN-m

M_3 = 0.062 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.312 kN-m

M_4 = 0.062 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.408 kN-m

M_5 = 0.062 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.574 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.263 kN

S_2 = 0.263 - (0.062 × 0.700) = 0.220 kN

S_3 = 0.263 - (0.062 × 1.400) = 0.177 kN

S_4 = 0.263 - (0.062 × 2.000) = 0.140 kN

S_5 = 0.263 - (0.062 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.209	0.171	0.000	13.878	26.257	0차비부착부
	c	22.262	0.312	0.000	25.305	47.879	1차비부착부
	d	29.163	0.408	0.000	33.150	62.722	2차비부착부
	e	40.945	0.574	0.000	46.542	88.060	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.761	0.263	0.000	21.325	40.348	지점부(전단검토)
	b	15.681	0.220	0.000	17.825	33.726	0차비부착부
	c	12.602	0.177	0.000	14.325	27.104	1차비부착부
	d	9.963	0.140	0.000	11.325	21.428	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

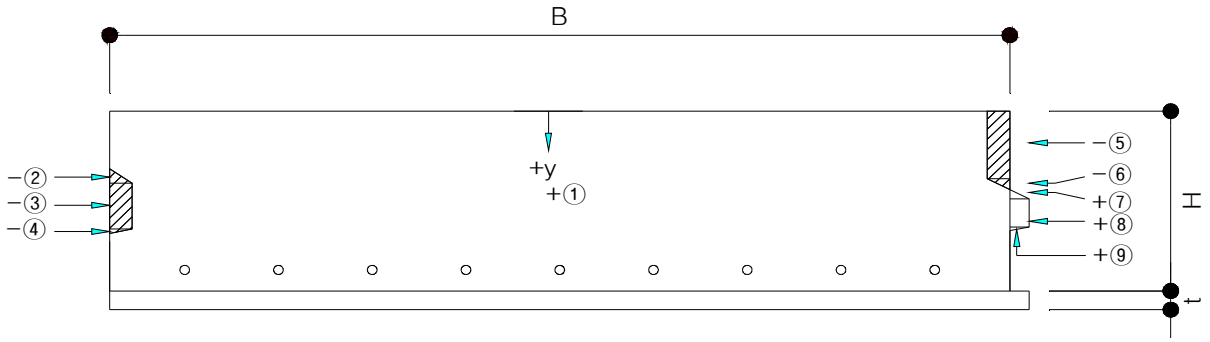
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.761	0.263	0.000		19.023	
LC-2	18.761	0.263	0.000	21.325	40.348	
MAX					40.348	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1166	180	209,880	90.0	18,889,200	8,100	2,700	10,800	2,266,704,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-10			-1,387	125.0	-173,375	15,625			-21,698,064
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				205,156		18,535,057				2,231,724,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 205,156.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 18,535,057 / 205,156 = 90.35 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.35 - 180.00 = -89.65 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

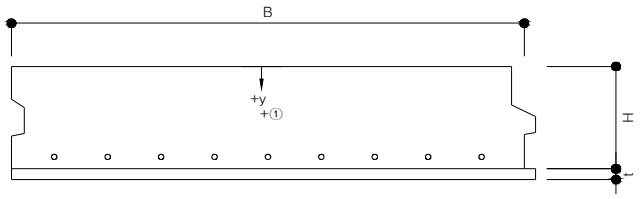
= 2,231,724,374 - 90.35 × 18,535,057 = 557,153,190 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{557,153,190}{90.35} = 6,166,871.9$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{557,153,190}{-89.65} = -6,214,493.3$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			205,156.00		18,535,057				2,231,724,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	213,478.00		19,575,307				2,361,755,624

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 213,478.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 19,575,307 / 213,478 = 91.70 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.70 − 180.00 = -88.30 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (10 × 125.0 + 0 × 75.0)/10

= 91.70 − 125.00 = -33.30 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

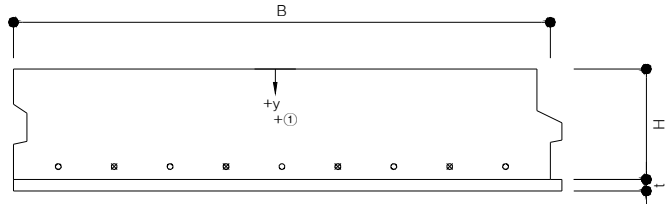
= 2,361,755,624 − 91.70 × 19,575,307 = 566,757,398 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{566,757,398}{91.70} = 6,180,758.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{566,757,398}{-33.30} = -17,018,243.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{566,757,398}{-88.30} = -6,418,330.5 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			205,156.00		18,535,057				2,231,724,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	211,813.60		19,367,257				2,335,749,374

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 211,813.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 19,367,257 / 211,814 = 91.44 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.44 − 180.00 = -88.56 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.44 − 125.00 = -33.56 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

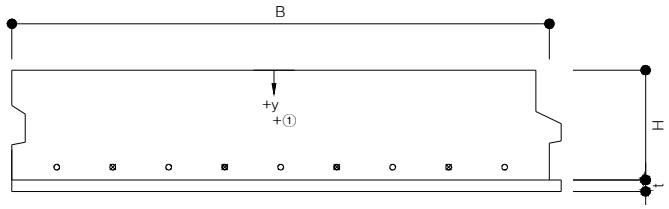
= 2,335,749,374 − 91.44 × 19,367,257 = 564,896,932 ㎜^{4}

$$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{564,896,932}{91.44} = 6,178,100.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{564,896,932}{-33.56} = -16,830,129.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{564,896,932}{-88.56} = -6,378,358.8 \text{ ㎣}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			205,156.00		18,535,057				2,231,724,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	210,149.20		19,159,207				2,309,743,124

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 210,149.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 19,159,207 / 210,149 = 91.17 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.17 − 180.00 = -88.83 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 91.17 − 125.00 = -33.83 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,309,743,124 − 91.17 × 19,159,207 = 563,006,995 ㎜^{4}

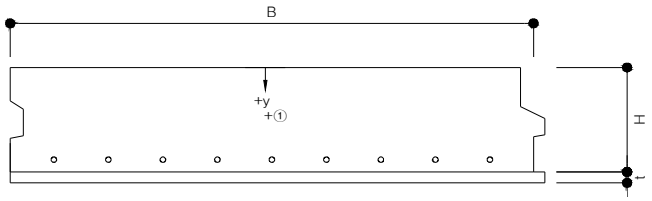
$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{563,006,995}{91.17} = 6,175,384.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{563,006,995}{-33.83} = -16,642,016.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{563,006,995}{-88.83} = -6,337,995.1 \text{ ㎣}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			205,156.00		18,535,057				2,231,724,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	212,091.00		19,401,932				2,340,083,749

N_c = 6.00

A_{vc1} = 212,091.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 19,401,932 / 212,091 = 91.48 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.48 − 180.00 = -88.52 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 × 125.0+0 × 75.0) / 10

= 91.48 − 125.00 = -33.52 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

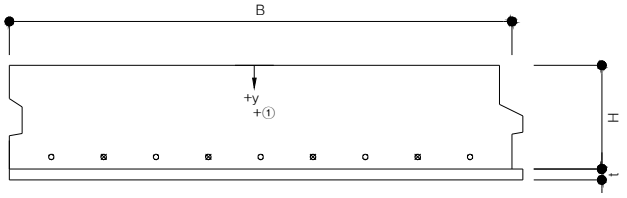
= 2,340,083,749 − 91.48 × 19,401,932 = 565,209,037 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{565,209,037}{91.48} = 6,178,547.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{565,209,037}{-33.52} = -16,861,481.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{565,209,037}{-88.52} = -6,385,047.8 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			205,156.00		18,535,057				2,231,724,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	210,704.00		19,228,557				2,318,411,874

N_c = 6.00

A_{vb1} = 210,704.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 19,228,557 / 210,704 = 91.26 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.26 - 180.00 = -88.74 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.26 - 125.00 = -33.74 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

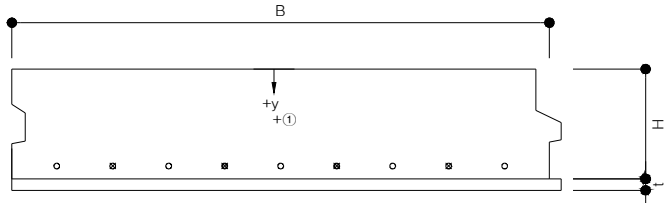
= 2,318,411,874 - 91.26 × 19,228,557 = 563,640,291 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{563,640,291}{91.26} = 6,176,296.3$ ㎜^{3}

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{563,640,291}{-33.74} = -16,704,720.5$ ㎜^{3}

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{563,640,291}{-88.74} = -6,351,493.6$ ㎜^{3}

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			205,156.00		18,535,057				2,231,724,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	209,317.00		19,055,182				2,296,739,999

N_c = 6.00

A_{va1} = 209,317.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 19,055,182 / 209,317 = 91.04 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.04 - 180.00 = -88.96 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 91.04 - 125.00 = -33.96 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,296,739,999 - 91.04 × 19,055,182 = 562,050,755 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{562,050,755}{91.04} = 6,174,004.5$ ㎜^{3}

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{562,050,755}{-33.96} = -16,547,959.2$ ㎜^{3}

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{562,050,755}{-88.96} = -6,317,664.4$ ㎜^{3}

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	205,156.0	A_{vc1}'	213,478.0	mm^2
Y_{tc0}	90.3	Y_{tc1}'	91.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.3	mm
Y_{bc0}	-89.7	Y_{bc1}'	-88.3	mm
I_{vc0}	557,153,190.4	I_{vc1}'	566,757,398.4	mm^4
Z_{tc0}	6,166,871.9	Z_{tc1}'	6,180,758.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-17,018,243.2	mm^3
Z_{bc0}	-6,214,493.3	Z_{bc1}'	-6,418,330.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	205,156.0	A_{vb1}'	211,813.6	mm^2
Y_{tb0}	90.3	Y_{tb1}'	91.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.6	mm
Y_{bb0}	-89.7	Y_{bb1}'	-88.6	mm
I_{vb0}	557,153,190.4	I_{vb1}'	564,896,931.6	mm^4
Z_{tb0}	6,166,871.9	Z_{tb1}'	6,178,100.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-16,830,129.6	mm^3
Z_{bb0}	-6,214,493.3	Z_{bb1}'	-6,378,358.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	205,156.0	A_{va1}'	210,149.2	mm^2
Y_{ta0}	90.3	Y_{ta1}'	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.7	Y_{ba1}'	-88.8	mm
I_{va0}	557,153,190.4	I_{va1}'	563,006,994.6	mm^4
Z_{ta0}	6,166,871.9	Z_{ta1}'	6,175,384.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-16,642,016.0	mm^3
Z_{ba0}	-6,214,493.3	Z_{ba1}'	-6,337,995.1	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	205,156.0	A_{vc1}	212,091.0	mm^2
Y_{tc0}	90.3	Y_{tc1}	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.7	Y_{bc1}	-88.5	mm
I_{vc0}	557,153,190.4	I_{vc1}	565,209,037.2	mm^4
Z_{tc0}	6,166,871.9	Z_{tc1}	6,178,547.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-16,861,481.9	mm^3
Z_{bc0}	-6,214,493.3	Z_{bc1}	-6,385,047.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	205,156.0	A_{vb1}	210,704.0	mm^2
Y_{tb0}	90.3	Y_{tb1}	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.7	Y_{bb1}	-88.7	mm
I_{vb0}	557,153,190.4	I_{vb1}	563,640,291.2	mm^4
Z_{tb0}	6,166,871.9	Z_{tb1}	6,176,296.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-16,704,720.5	mm^3
Z_{bb0}	-6,214,493.3	Z_{bb1}	-6,351,493.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	205,156.0	A_{va1}	209,317.0	mm^2
Y_{ta0}	90.3	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.7	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	557,153,190.4	I_{va1}	562,050,755.2	mm^4
Z_{ta0}	6,166,871.9	Z_{ta1}	6,174,004.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-16,547,959.2	mm^3
Z_{ba0}	-6,214,493.3	Z_{ba1}	-6,317,664.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.166m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{40,944,820}{6,180,758} \times 1.166 = 7.724$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{40,944,820}{-17,018,243} \times 1.166 = -2.805$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{40,944,820}{-6,418,330} \times 1.166 = -7.438$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{40,944,820}{6,178,547} \times 1.166 = 7.727$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{40,944,820}{-16,861,482} \times 1.166 = -2.831$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{40,944,820}{-6,385,048} \times 1.166 = -7.477$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{573,506}{6,178,547} \times 1.166 = 0.108$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{573,506}{-16,861,482} \times 1.166 = -0.040$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{573,506}{-6,385,048} \times 1.166 = -0.105$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{6,178,547} \times 1.166 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-16,861,482} \times 1.166 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-6,385,048} \times 1.166 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{6,178,547} \times 1.166 = 8.783$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-16,861,482} \times 1.166 = -3.218$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-6,385,048} \times 1.166 = -8.499$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{213,478} + \frac{-33.30}{-17,018,243}\right)$

$= 12.620$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.805$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.620 + -2.805)$

$= 9.814$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.814 = 70.606$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.040 + 0.000)
  = 0.040 MPa (압축)
- f_{cir} = 9.814 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 9.814 - 7 × 0.040
  = 117.493 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 70.606 - 0.05 × (45.500 + 117.493)
= 19.790 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 70.606 = 1,299.39 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,299.4
= 1,802.26 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,299.39 - 117.49 - 45.50 - 19.79
= 1,116.61 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,116.61}{1,299.39} = 0.859$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.859 × 1,802.26 = 1,548.74 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,802.26 × -33.30 / 1,000 = -60.021 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,548.74 × -33.52 / 1,000 = -51.915 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,802,259}{213,478} + \frac{-60,020,518}{6,180,758} = -1.269$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,802,259}{213,478} + \frac{-60,020,518}{-17,018,243} = 11.969$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,802,259}{213,478} + \frac{-60,020,518}{-6,418,330} = 17.794$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,548,739}{212,091} + \frac{-51,914,848}{6,178,547} = -1.100$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,548,739}{212,091} + \frac{-51,914,848}{-16,861,482} = 10.381$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,548,739}{212,091} + \frac{-51,914,848}{-6,385,048} = 15.433$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,163,471}{6,178,100} \times 1.166 = 5.504$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,163,471}{-16,830,130} \times 1.166 = -2.020$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,163,471}{-6,378,359} \times 1.166 = -5.331$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,163,471}{6,176,296} \times 1.166 = 5.506$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,163,471}{-16,704,721} \times 1.166 = -2.036$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,163,471}{-6,351,494} \times 1.166 = -5.354$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{408,487}{6,176,296} \times 1.166 = 0.077$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{408,487}{-16,704,721} \times 1.166 = -0.029$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{408,487}{-6,351,494} \times 1.166 = -0.075$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{6,176,296} \times 1.166 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-16,704,721} \times 1.166 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-6,351,494} \times 1.166 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{6,176,296} \times 1.166 = 6.258$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-16,704,721} \times 1.166 = -2.314$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-6,351,494} \times 1.166 = -6.086$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{211,814} + \frac{-33.56}{-16,830,130} \right)$

$= 10.209$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.020 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 10.209 + -2.020 $)$
  $=$ 8.188 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 8.188 $=$ 58.907 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.029 + 0.000 $)$
  $=$ 0.029 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.188 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 8.188 $- 7 \times$ 0.029
  $=$ 98.057 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 58.907 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 98.057 $)$
$=$ 21.931 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 58.907 $=$ 1,311.09 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,311.1
$=$ 1,454.79 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,311.09 $-$ 98.06 $-$ 45.50 $-$ 21.93
$=$ 1,145.60 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,145.60}{1,311.09} =$ 0.874

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.874 $\times$ 1,454.79 $=$ 1,271.16 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,454.79 \times -33.56 / 1,000 = -48.829$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,271.16 \times -33.74 / 1,000 = -42.891$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,454,789}{211,814} + \frac{-48,829,443}{6,178,100} = -1.035$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,454,789}{211,814} + \frac{-48,829,443}{-16,830,130} = 9.770$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,454,789}{211,814} + \frac{-48,829,443}{-6,378,359} = 14.524$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,271,163}{210,704} + \frac{-42,890,794}{6,176,296} = -0.911$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,271,163}{210,704} + \frac{-42,890,794}{-16,704,721} = 8.601$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,271,163}{210,704} + \frac{-42,890,794}{-6,351,494} = 12.786$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22,261,889}{6,175,385} \times 1.166 = 4.203$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22,261,889}{-16,642,016} \times 1.166 = -1.560$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22,261,889}{-6,337,995} \times 1.166 = -4.096$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22,261,889}{6,174,005} \times 1.166 = 4.204$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22,261,889}{-16,547,959} \times 1.166 = -1.569$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22,261,889}{-6,317,664} \times 1.166 = -4.109$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{311,818}{6,174,005} \times 1.166 = 0.059$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{311,818}{-16,547,959} \times 1.166 = -0.022$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{311,818}{-6,317,664} \times 1.166 = -0.058$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{6,174,005} \times 1.166 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-16,547,959} \times 1.166 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-6,317,664} \times 1.166 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{6,174,005} \times 1.166 = 4.779$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-16,547,959} \times 1.166 = -1.783$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-6,317,664} \times 1.166 = -4.670$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{210,149} + \frac{-33.83}{-16,642,016})$

$= 7.743$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.560 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.743 + -1.560)$
  $=$ 6.183 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.183 =$ 44.483 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.022 + 0.000)$
  $=$ 0.022 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.183 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.183 - 7 \times 0.022$
  $=$ 74.044 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 44.483 - 0.05 \times (45.500 + 74.044)$
$=$ 24.574 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 44.483 =$ 1,325.52 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,325.5$
$=$ 1,103.10 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,325.52 - 74.04 - 45.50 - 24.57$
$=$ 1,181.40 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,181.40}{1,325.52} =$ 0.891

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.891 $\times$ 1,103.10 = 983.16 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,103.10 \times -33.83 / 1,000 = -37.318$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 983.16 \times -33.96 / 1,000 = -33.393$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,103,095}{210,149} + \frac{-37,318,208}{6,175,385} = -0.794$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,103,095}{210,149} + \frac{-37,318,208}{-16,642,016} = 7.492$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,103,095}{210,149} + \frac{-37,318,208}{-6,337,995} = 11.137$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{983,159}{209,317} + \frac{-33,392,969}{6,174,005} = -0.712$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{983,159}{209,317} + \frac{-33,392,969}{-16,547,959} = 6.715$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{983,159}{209,317} + \frac{-33,392,969}{-6,317,664} = 9.983$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,299.39	1,311.09	1,325.52
유효 긴장응력	1,116.61	1,145.60	1,181.40

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,116.6	1,145.6	1,181.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.269	17.794	-1.035	14.524	-0.794	11.137
풍도슬래브	7.724	-7.438	5.504	-5.331	4.203	-4.096

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.100	15.433	-0.911	12.786	-0.712	9.983
고정 하중	풍도슬래브	7.727	-7.477	5.506	-5.354	4.204	-4.109
	CIP 몰탈	0.108	-0.105	0.077	-0.075	0.059	-0.058
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.783	-8.499	6.258	-6.086	4.779	-4.670

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.456	10.355	4.469	9.192	3.409	7.042
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.627	7.956	4.594	7.432	3.493	5.874
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.735	7.851	4.671	7.357	3.552	5.816
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.735	7.851	4.671	7.357	3.552	5.816
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.518	-0.648	10.930	1.271	8.331	1.146
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (1,900,190.000 × 8730) / (1387.000 × 200,000)

= 59.801 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	58.092	1.6 ×(Σ작업하중)	86.828	144.921

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 144.921 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1166 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1166.0 \times 125.0} = 0.0095$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,493 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,493 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1166}$$

$$= 41.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,493 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.21}{50}\right)$$

$$= 183 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 183 kN·m > 144.92 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 15.433)× 6,385,048 / 1.0E+06

= 126.98 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 183.17 kN·m

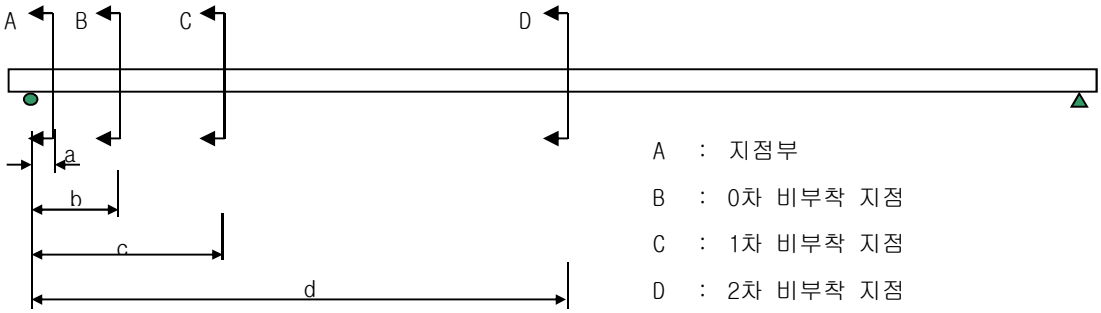
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 126.98 = 152.38 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	21.875	0.306	22.181	24.865	47.046
B	18.285	0.256	18.541	20.784	39.325
C	14.694	0.206	14.900	16.703	31.603
D	11.617	0.163	11.780	13.205	24.985
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.235	0.199	14.435	16.181	30.616
C	25.957	0.364	26.321	29.506	55.827
D	34.005	0.476	34.481	38.653	73.134
E	47.742	0.669	48.410	54.268	102.678

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.250	0.368	26.617	39.784	66.401
B	21.941	0.307	22.249	33.254	55.503
C	17.633	0.247	17.880	26.725	44.605
D	13.940	0.195	14.136	21.128	35.264
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	17.082	0.239	17.322	25.890	43.211
C	31.149	0.436	31.585	47.209	78.794
D	40.806	0.572	41.377	61.845	103.222
E	57.290	0.802	58.092	86.828	144.921

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.715	0.000	562,050,755	89.0	64.759
B	50.0	6.715	2.285	562,050,755	89.0	50.324
C	50.0	6.715	4.166	562,050,755	89.0	38.438
D	50.0	8.601	5.429	563,640,291	88.7	42.601
E	50.0	10.381	7.582	565,209,037	88.5	40.448

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,166	144.0	47.046	19.355	64.759	0.000	∞
B	50.0	1,166	144.0	39.325	16.178	50.324	12.596	163.327
C	50.0	1,166	144.0	31.603	13.002	38.438	22.968	112.726
D	50.0	1,166	144.0	24.985	10.279	42.601	30.088	98.901
E	50.0	1,166	144.0	0.000	0.000	40.448	42.243	59.363

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.697	1,166.0	144.0	0.00	580.898
B	50.0	4.697	1,166.0	144.0	0.00	580.898
C	50.0	4.697	1,166.0	144.0	0.00	580.898
D	50.0	6.033	1,166.0	144.0	0.00	648.192
E	50.0	7.302	1,166.0	144.0	0.00	712.128

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	580.898	580.898
B	163.327	580.898	163.327
C	112.726	580.898	112.726
D	98.901	648.192	98.901
E	59.363	712.128	59.363

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

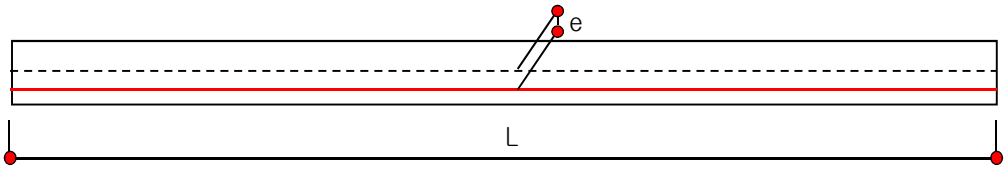
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	66.401	580.898	0.750	435.674	-369.27	0.152	전단보강 불필요
B	55.503	163.327	0.750	122.495	-66.99	0.453	전단보강 불필요
C	44.605	112.726	0.750	84.544	-39.94	0.528	전단보강 불필요
D	35.264	98.901	0.750	74.176	-38.91	0.475	전단보강 불필요
E	0.000	59.363	0.750	44.522	-44.52	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

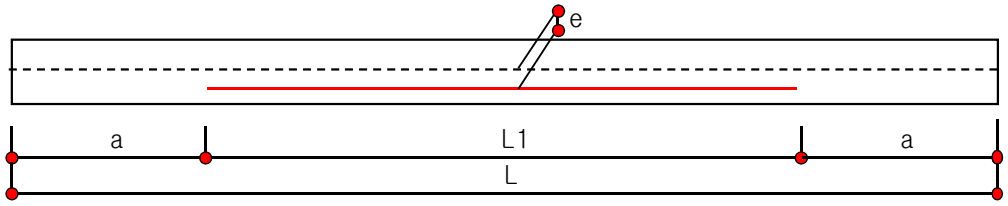
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}802 \times 33.5 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 565209037.2} - \frac{347 \times 33.7 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 565209037.2}$$

$$- \frac{352 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 565209037.2}$$

$$= 30.10 - 1.284 - 0.641 = 28.2 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	60.413	566,757,398	-28.17	
풍도슬래브 자중	40.945	566,757,398	22.44	
접합 몰탈	0.574	566,757,398	0.30	
격벽 하중(집중하중)	0.000	566,757,398	0.00	
합 계(고정하중)			-5.43	
작업하중 및 풍하중	46.542	566,757,398	24.22	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-13

(L= 8.730 m, B= 1.318 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

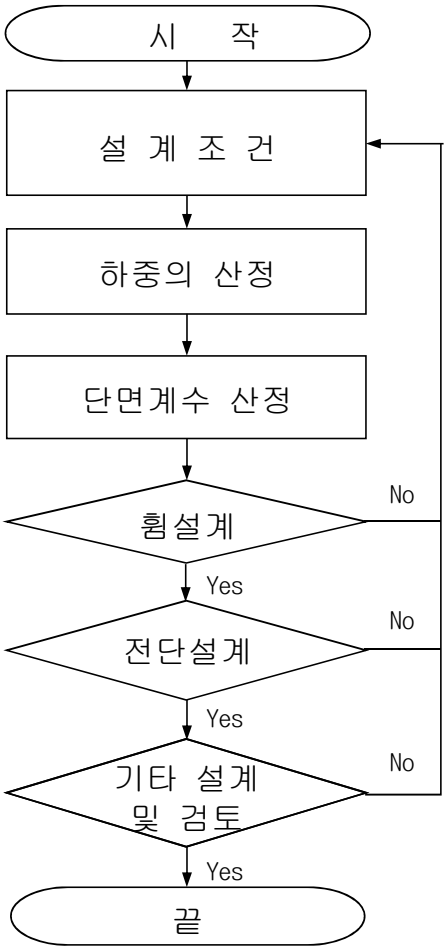
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.318 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

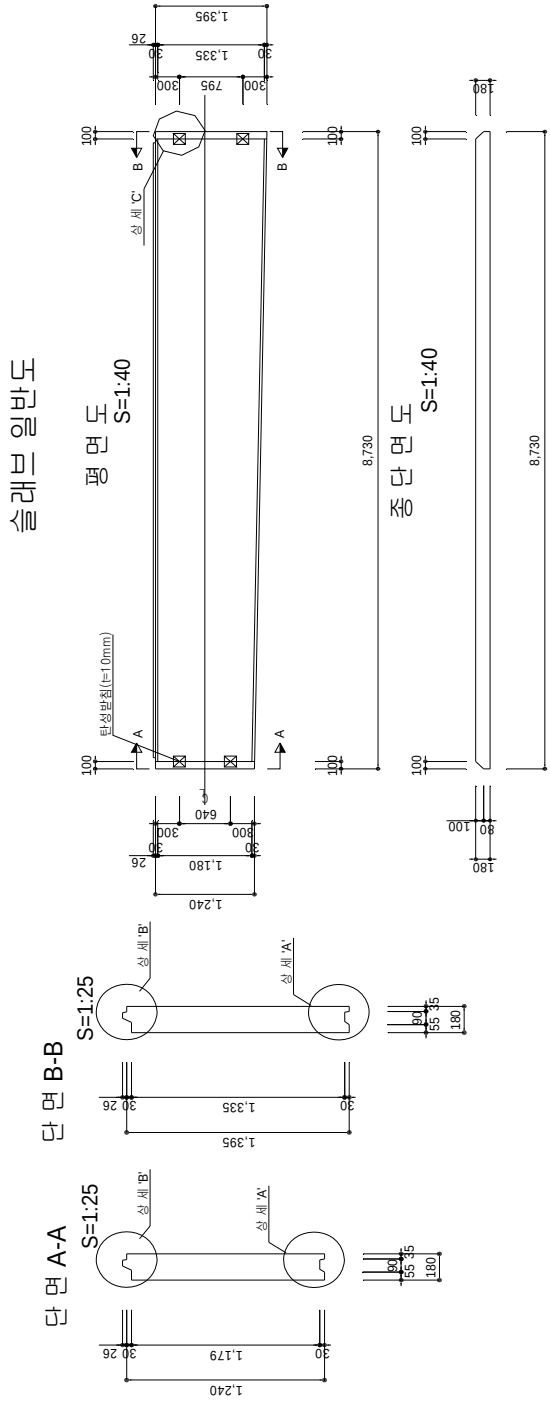
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.3175m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

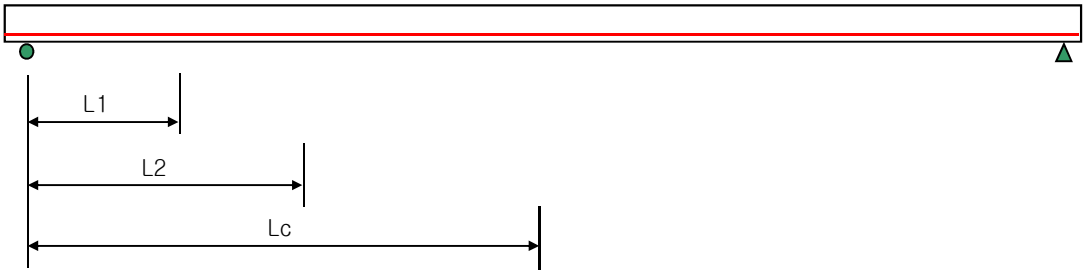
단 면 적 = 232,149 ㎟

하중계산 = 232,149 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.804 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,317.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.318 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.318 = 6.588 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.318 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

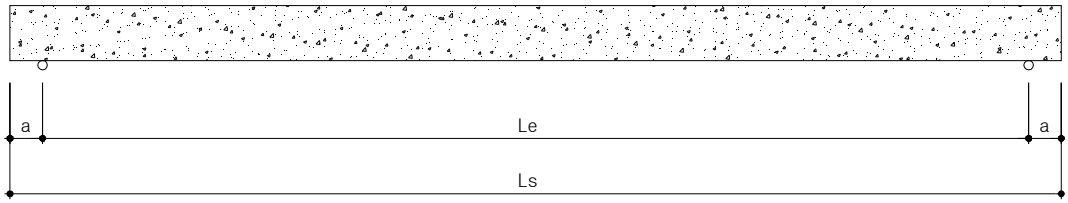
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.804	0.072	0.000	6.588	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.88
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.46
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.88
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	8.23
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.59
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.05
MAX						17.59

3.5 단면력 산정

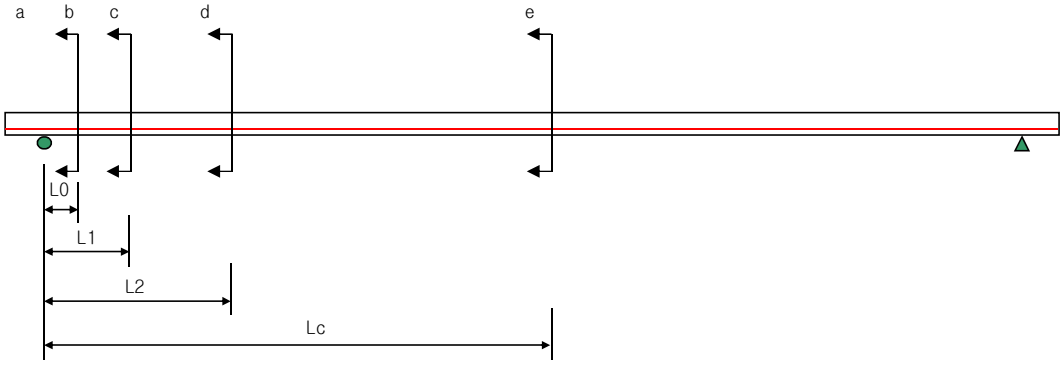
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.405 × 8.530)/ 2 = 18.788 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.405 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 12.226 kN-m

M_3 = 4.405 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 22.294 kN-m

M_4 = 4.405 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 29.206 kN-m

M_5 = 4.405 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 41.004 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.788 kN

S_2 = 18.788 - (4.405 × 0.700) = 15.704 kN

S_3 = 18.788 - (4.405 × 1.400) = 12.621 kN

S_4 = 18.788 - (4.405 × 2.000) = 9.978 kN

S_5 = 18.788 - (4.405 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.055 × 8.530)/ 2 = 0.233 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.055 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 0.151 kN-m

M_3 = 0.055 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 0.276 kN-m

M_4 = 0.055 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 0.362 kN-m

M_5 = 0.055 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.508 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.233 kN

S_2 = 0.233 - (0.055 × 0.700) = 0.194 kN

S_3 = 0.233 - (0.055 × 1.400) = 0.156 kN

S_4 = 0.233 - (0.055 × 2.000) = 0.124 kN

S_5 = 0.233 - (0.055 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.630 - 0.700) = 13.878 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.630 - 1.400) = 25.305 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.630 - 2.000) = 33.150 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.700) = 17.825 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.400) = 14.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.000) = 11.325 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.226	0.151	0.000	13.878	26.255	0차비부착부
	c	22.294	0.276	0.000	25.305	47.875	1차비부착부
	d	29.206	0.362	0.000	33.150	62.717	2차비부착부
	e	41.004	0.508	0.000	46.542	88.054	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.788	0.233	0.000	21.325	40.345	지점부(전단검토)
	b	15.704	0.194	0.000	17.825	33.724	0차비부착부
	c	12.621	0.156	0.000	14.325	27.102	1차비부착부
	d	9.978	0.124	0.000	11.325	21.426	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

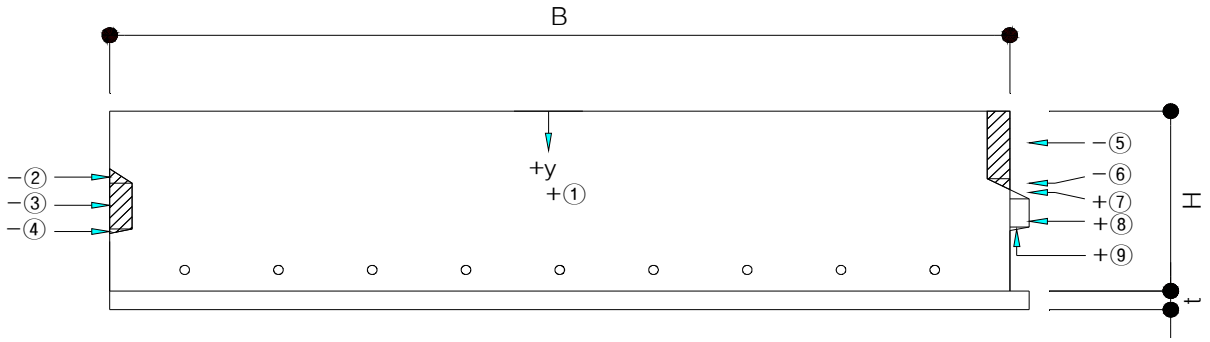
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.788	0.233	0.000		19.020	
LC-2	18.788	0.233	0.000	21.325	40.345	
MAX					40.345	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1318	180	237,150	90.0	21,343,500	8,100	2,700	10,800	2,561,220,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				232,149		20,954,682				2,521,900,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 232,148.60 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 20,954,682 / 232,149 = 90.26 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.26 - 180.00 = -89.74 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

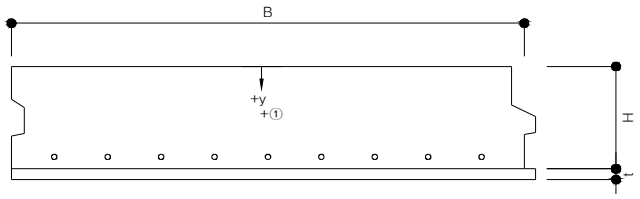
= 2,521,900,761 - 90.26 × 20,954,682 = 630,445,530 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{630,445,530}{90.26}$ = 6,984,455.8 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{630,445,530}{-89.74}$ = -7,025,565.5 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			232,148.60		20,954,682				2,521,900,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	242,135.00		22,202,982				2,677,938,261

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 242,135.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 22,202,982 / 242,135 = 91.70 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.70 − 180.00 = -88.30 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (12 × 125.0 + 0 × 75.0)/12

= 91.70 − 125.00 = -33.30 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

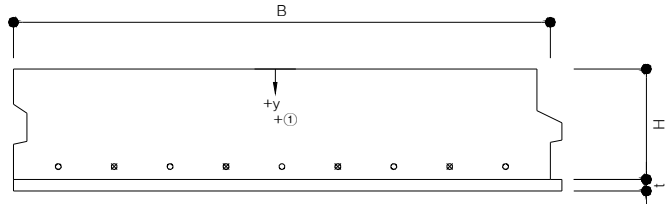
= 2,677,938,261 − 91.70 × 22,202,982 = 641,998,001 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{641,998,001}{91.70} = 7,001,320.3 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{641,998,001}{-33.30} = -19,277,311.8 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{641,998,001}{-88.30} = -7,270,374.2 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			232,148.60		20,954,682				2,521,900,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	240,470.60		21,994,932				2,651,932,011

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 240,470.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 21,994,932 / 240,471 = 91.47 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.47 − 180.00 = -88.53 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 ×125.0 + 0 ×75.0) / 10

= 91.47 − 125.00 = -33.53 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

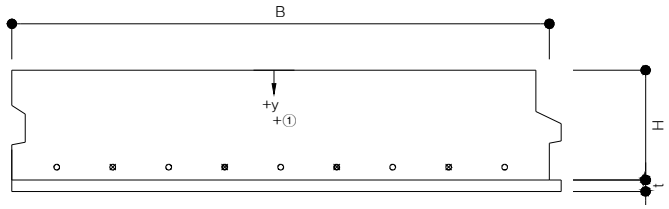
= 2,651,932,011 − 91.47 × 21,994,932 = 640,139,222 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{640,139,222}{91.47} = 6,998,642.5$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{640,139,222}{-33.53} = -19,089,372.4$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{640,139,222}{-88.53} = -7,230,450.0$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			232,148.60		20,954,682				2,521,900,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	238,806.20		21,786,882				2,625,925,761

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 238,806.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 21,786,882 / 238,806 = 91.23 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.23 − 180.00 = -88.77 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 ×125.0+ 0 ×75.0) / 8

= 91.23 − 125.00 = -33.77 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,625,925,761 − 91.23 × 21,786,882 = 638,254,533 ㎜^{4}

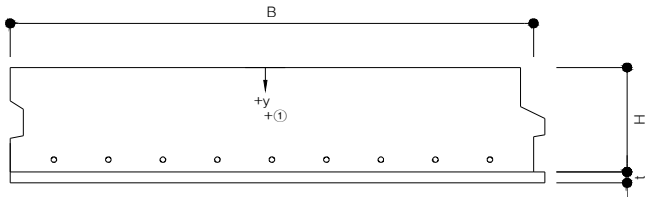
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{638,254,533}{91.23} = 6,995,913.5$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{638,254,533}{-33.77} = -18,901,433.0$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{638,254,533}{-88.77} = -7,190,180.9$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			232,148.60		20,954,682				2,521,900,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	240,470.60		21,994,932				2,651,932,011

N_c = 6.00

A_{vc1} = 240,470.60 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 21,994,932 / 240,471 = 91.47 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.47 − 180.00 = -88.53 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (12 × 125.0+0 × 75.0) / 12

= 91.47 − 125.00 = -33.53 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

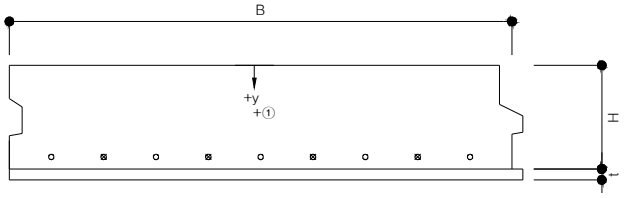
= 2,651,932,011 − 91.47 × 21,994,932 = 640,139,222 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{640,139,222}{91.47} = 6,998,642.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{640,139,222}{-33.53} = -19,089,372.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{640,139,222}{-88.53} = -7,230,450.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			232,148.60		20,954,682				2,521,900,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	239,083.60		21,821,557				2,630,260,136

N_c = 6.00

A_{vb1} = 239,083.60 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 21,821,557 / 239,084 = 91.27 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.27 - 180.00 = -88.73 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (10 ×125.0+0 ×75.0) / 10

= 91.27 - 125.00 = -33.73 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

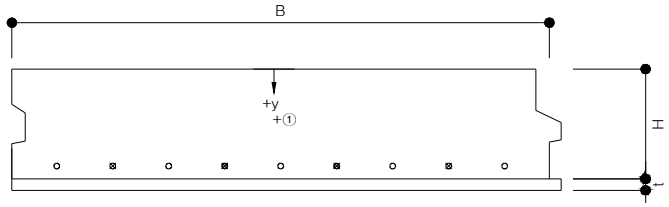
= 2,630,260,136 - 91.27 × 21,821,557 = 638,570,470 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{638,570,470}{91.27}$ = 6,996,371.9 ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{638,570,470}{-33.73}$ = -18,932,756.2 ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{638,570,470}{-88.73}$ = -7,196,916.5 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			232,148.60		20,954,682				2,521,900,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	237,696.60		21,648,182				2,608,588,261

N_c = 6.00

A_{va1} = 237,696.60 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 21,648,182 / 237,697 = 91.07 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.07 - 180.00 = -88.93 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.07 - 125.00 = -33.93 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,608,588,261 - 91.07 × 21,648,182 = 636,983,410 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{636,983,410}{91.07}$ = 6,994,065.1 ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{636,983,410}{-33.93}$ = -18,776,140.1 ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{636,983,410}{-88.93}$ = -7,163,141.1 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	232,148.6	A_{vc1}'	242,135.0	mm^2
Y_{tc0}	90.3	Y_{tc1}'	91.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.3	mm
Y_{bc0}	-89.7	Y_{bc1}'	-88.3	mm
I_{vc0}	630,445,530.0	I_{vc1}'	641,998,000.5	mm^4
Z_{tc0}	6,984,455.8	Z_{tc1}'	7,001,320.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-19,277,311.8	mm^3
Z_{bc0}	-7,025,565.5	Z_{bc1}'	-7,270,374.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	232,148.6	A_{vb1}'	240,470.6	mm^2
Y_{tb0}	90.3	Y_{tb1}'	91.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.5	mm
Y_{bb0}	-89.7	Y_{bb1}'	-88.5	mm
I_{vb0}	630,445,530.0	I_{vb1}'	640,139,221.8	mm^4
Z_{tb0}	6,984,455.8	Z_{tb1}'	6,998,642.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-19,089,372.4	mm^3
Z_{bb0}	-7,025,565.5	Z_{bb1}'	-7,230,450.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	232,148.6	A_{va1}'	238,806.2	mm^2
Y_{ta0}	90.3	Y_{ta1}'	91.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.8	mm
Y_{ba0}	-89.7	Y_{ba1}'	-88.8	mm
I_{va0}	630,445,530.0	I_{va1}'	638,254,532.9	mm^4
Z_{ta0}	6,984,455.8	Z_{ta1}'	6,995,913.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-18,901,433.0	mm^3
Z_{ba0}	-7,025,565.5	Z_{ba1}'	-7,190,180.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	232,148.6	A_{vc1}	240,470.6	mm^2
Y_{tc0}	90.3	Y_{tc1}	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.7	Y_{bc1}	-88.5	mm
I_{vc0}	630,445,530.0	I_{vc1}	640,139,221.8	mm^4
Z_{tc0}	6,984,455.8	Z_{tc1}	6,998,642.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-19,089,372.4	mm^3
Z_{bc0}	-7,025,565.5	Z_{bc1}	-7,230,450.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	232,148.6	A_{vb1}	239,083.6	mm^2
Y_{tb0}	90.3	Y_{tb1}	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.7	Y_{bb1}	-88.7	mm
I_{vb0}	630,445,530.0	I_{vb1}	638,570,470.0	mm^4
Z_{tb0}	6,984,455.8	Z_{tb1}	6,996,371.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-18,932,756.2	mm^3
Z_{bb0}	-7,025,565.5	Z_{bb1}	-7,196,916.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	232,148.6	A_{va1}	237,696.6	mm^2
Y_{ta0}	90.3	Y_{ta1}	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.7	Y_{ba1}	-88.9	mm
I_{va0}	630,445,530.0	I_{va1}	636,983,410.3	mm^4
Z_{ta0}	6,984,455.8	Z_{ta1}	6,994,065.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-18,776,140.1	mm^3
Z_{ba0}	-7,025,565.5	Z_{ba1}	-7,163,141.1	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.3175m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{41,004,238}{7,001,320} \times 1.318 = 7.716$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{41,004,238}{-19,277,312} \times 1.318 = -2.802$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{41,004,238}{-7,270,374} \times 1.318 = -7.431$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{41,004,238}{6,998,642} \times 1.318 = 7.719$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{41,004,238}{-19,089,372} \times 1.318 = -2.830$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{41,004,238}{-7,230,450} \times 1.318 = -7.472$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{507,558}{6,998,642} \times 1.318 = 0.096$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{507,558}{-19,089,372} \times 1.318 = -0.035$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{507,558}{-7,230,450} \times 1.318 = -0.092$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{6,998,642} \times 1.318 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-19,089,372} \times 1.318 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-7,230,450} \times 1.318 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{6,998,642} \times 1.318 = 8.762$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-19,089,372} \times 1.318 = -3.212$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-7,230,450} \times 1.318 = -8.481$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{242,135} + \frac{-33.30}{-19,277,312}\right)$

$= 13.356$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.802$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.356 + -2.802)$

$= 10.554$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.554 = 75.928$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.035 + 0.000)
  = 0.035 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.554 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.554 - 7 × 0.035
  = 126.403 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 75.928 - 0.05 × (45.500 + 126.403)
= 18.812 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 75.928 = 1,294.07 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 12 × 138.7 × 1,294.1
= 2,153.85 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,294.07 - 126.40 - 45.50 - 18.81
= 1,103.36 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,103.36}{1,294.07} = 0.853$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.853 × 2,153.85 = 1,836.43 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,153.85 × -33.30 / 1,000 = -71.730 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,836.43 × -33.53 / 1,000 = -61.582 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,153,853}{242,135} + \frac{-71,730,390}{7,001,320} =$ -1.350 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,153,853}{242,135} + \frac{-71,730,390}{-19,277,312} =$ 12.616 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,153,853}{242,135} + \frac{-71,730,390}{-7,270,374} =$ 18.761 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,836,426}{240,471} + \frac{-61,582,339}{6,998,642} =$ -1.162 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,836,426}{240,471} + \frac{-61,582,339}{-19,089,372} =$ 10.863 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,836,426}{240,471} + \frac{-61,582,339}{-7,230,450} =$ 16.154 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,205,792}{6,998,642} \times 1.318 =$ 5.498 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,205,792}{-19,089,372} \times 1.318 =$ -2.016 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,205,792}{-7,230,450} \times 1.318 =$ -5.322 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,205,792}{6,996,372} \times 1.318 =$ 5.500 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,205,792}{-18,932,756} \times 1.318 =$ -2.032 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,205,792}{-7,196,917} \times 1.318 =$ -5.347 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{361,515}{6,996,372} \times 1.318 = 0.068$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{361,515}{-18,932,756} \times 1.318 = -0.025$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{361,515}{-7,196,917} \times 1.318 = -0.066$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{6,996,372} \times 1.318 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-18,932,756} \times 1.318 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-7,196,917} \times 1.318 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,150,000}{6,996,372} \times 1.318 = 6.243$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,150,000}{-18,932,756} \times 1.318 = -2.307$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,150,000}{-7,196,917} \times 1.318 = -6.069$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{240,471} + \frac{-33.53}{-19,089,372} \right)$

$= 11.240$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.016 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.240 + -2.016)$
  $=$ 9.224 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.224 =$ 66.362 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.025 + 0.000)$
  $=$ 0.025 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.224 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.224 - 7 \times 0.025$
  $=$ 110.515 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 66.362 - 0.05 \times (45.500 + 110.515)$
$=$ 20.563 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 66.362 =$ 1,303.64 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,303.6$
$=$ 1,808.15 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,303.64 - 110.52 - 45.50 - 20.56$
$=$ 1,127.06 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,127.06}{1,303.64} =$ 0.865

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.865 $\times$ 1,808.15 = 1,563.23 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}808.15 \times -33.53 / 1{,}000 = -60.634$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}563.23 \times -33.73 / 1{,}000 = -52.725$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}808{,}146}{240{,}471} + \frac{-60{,}634{,}022}{6{,}998{,}642} = -1.144$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}808{,}146}{240{,}471} + \frac{-60{,}634{,}022}{-19{,}089{,}372} = 10.696$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}808{,}146}{240{,}471} + \frac{-60{,}634{,}022}{-7{,}230{,}450} = 15.905$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}563{,}232}{239{,}084} + \frac{-52{,}725{,}238}{6{,}996{,}372} = -0.998$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}563{,}232}{239{,}084} + \frac{-52{,}725{,}238}{-18{,}932{,}756} = 9.323$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}563{,}232}{239{,}084} + \frac{-52{,}725{,}238}{-7{,}196{,}917} = 13.865$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22{,}294{,}195}{6{,}995{,}914} \times 1.318 = 4.199$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22{,}294{,}195}{-18{,}901{,}433} \times 1.318 = -1.554$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22{,}294{,}195}{-7{,}190{,}181} \times 1.318 = -4.085$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22{,}294{,}195}{6{,}994{,}065} \times 1.318 = 4.200$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22{,}294{,}195}{-18{,}776{,}140} \times 1.318 = -1.564$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22{,}294{,}195}{-7{,}163{,}141} \times 1.318 = -4.101$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{275,962}{6,994,065} \times 1.318 = 0.052$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{275,962}{-18,776,140} \times 1.318 = -0.019$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{275,962}{-7,163,141} \times 1.318 = -0.051$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{6,994,065} \times 1.318 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-18,776,140} \times 1.318 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-7,163,141} \times 1.318 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,305,000}{6,994,065} \times 1.318 = 4.767$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,305,000}{-18,776,140} \times 1.318 = -1.776$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,305,000}{-7,163,141} \times 1.318 = -4.654$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{238,806} + \frac{-33.77}{-18,901,433})$

$= 9.081$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.554 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 9.081 + -1.554 $)$
  $=$ 7.527 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.527 $=$ 54.154 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.019 + 0.000 $)$
  $=$ 0.019 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.527 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.527 $-$ 7 $\times$ 0.019
  $=$ 90.193 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 54.154 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 90.193 $)$
$=$ 22.800 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 54.154 $=$ 1,315.85 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,315.8
$=$ 1,460.06 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,315.85 $-$ 90.19 $-$ 45.50 $-$ 22.80
$=$ 1,157.35 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,157.35}{1,315.85} =$ 0.880

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.880 $\times$ 1,460.06 $=$ 1,284.20 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}460.06 \times -33.77 / 1{,}000 = -49.303$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}284.20 \times -33.93 / 1{,}000 = -43.567$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}460{,}063}{238{,}806} + \frac{-49{,}302{,}699}{6{,}995{,}914} = -0.933$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}460{,}063}{238{,}806} + \frac{-49{,}302{,}699}{-18{,}901{,}433} = 8.722$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}460{,}063}{238{,}806} + \frac{-49{,}302{,}699}{-7{,}190{,}181} = 12.971$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}284{,}199}{237{,}697} + \frac{-43{,}566{,}635}{6{,}994{,}065} = -0.826$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}284{,}199}{237{,}697} + \frac{-43{,}566{,}635}{-18{,}776{,}140} = 7.723$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}284{,}199}{237{,}697} + \frac{-43{,}566{,}635}{-7{,}163{,}141} = 11.485$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,294.07	1,303.64	1,315.85
유효 긴장응력	1,103.36	1,127.06	1,157.35

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,103.4	1,127.1	1,157.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.350	18.761	-1.144	15.905	-0.933	12.971
풍도슬래브	7.716	-7.431	5.498	-5.322	4.199	-4.085

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.162	16.154	-0.998	13.865	-0.826	11.485
고정 하중	풍도슬래브	7.719	-7.472	5.500	-5.347	4.200	-4.101
	CIP 몰탈	0.096	-0.092	0.068	-0.066	0.052	-0.051
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.762	-8.481	6.243	-6.069	4.767	-4.654

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.366	11.331	4.354	10.583	3.265	8.886
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.557	8.682	4.502	8.518	3.373	7.384
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.652	8.590	4.570	8.452	3.425	7.333
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.652	8.590	4.570	8.452	3.425	7.333
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.414	0.109	10.813	2.383	8.192	2.679
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,280,228.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1664.400 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	65.630	1.6 ×(Σ작업하중)	98.110	163.740

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 163.740 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1318 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1317.5 \times 125.0} = 0.0101$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,469 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,469 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1318}$$

$$= 43.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,469 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.85}{50}\right)$$

$$= 214 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 214 kN·m > 163.74 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

M^*_{cr} = $(f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

= $(0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 16.154)× 7,230,450 / 1.0E+06

= 149.01 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 214.32 kN·m

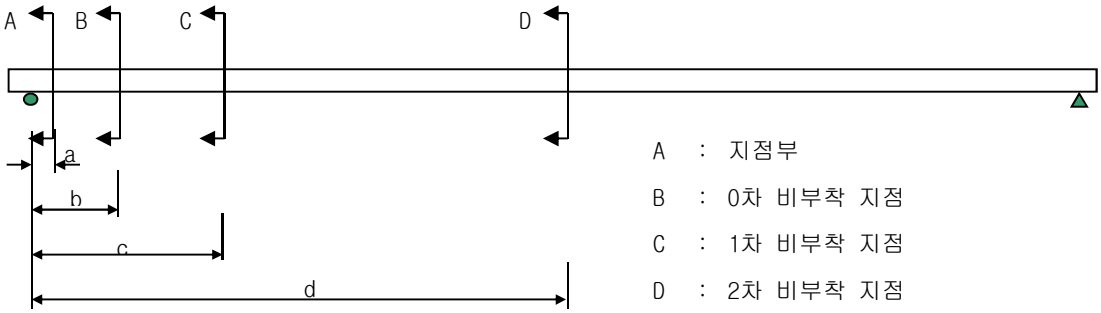
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 149.01 = 178.81 kN·m

ΦM_n > $1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	24.753	0.306	25.059	28.096	53.155
B	20.690	0.256	20.946	23.484	44.431
C	16.628	0.206	16.833	18.873	35.707
D	13.145	0.163	13.308	14.921	28.229
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	16.108	0.199	16.308	18.284	34.591
C	29.373	0.364	29.736	33.339	63.076
D	38.479	0.476	38.955	43.675	82.630
E	54.023	0.669	54.692	61.319	116.011

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	29.703	0.368	30.071	44.953	75.024
B	24.828	0.307	25.136	37.575	62.711
C	19.953	0.247	20.200	30.197	50.397
D	15.774	0.195	15.970	23.873	39.843
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	19.330	0.239	19.569	29.254	48.823
C	35.247	0.436	35.683	53.343	89.026
D	46.174	0.572	46.746	69.880	116.626
E	64.828	0.802	65.630	98.110	163.740

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.723	0.000	636,983,410	88.9	80.646
B	50.0	7.723	2.277	636,983,410	88.9	64.339
C	50.0	7.723	4.151	636,983,410	88.9	50.910
D	50.0	9.323	5.413	638,570,470	88.7	53.589
E	50.0	10.863	7.564	640,139,222	88.5	49.415

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,318	144.0	53.155	21.869	80.646	0.000	∞
B	50.0	1,318	144.0	44.431	18.280	64.339	14.232	194.147
C	50.0	1,318	144.0	35.707	14.691	50.910	25.951	131.603
D	50.0	1,318	144.0	28.229	11.614	53.589	33.996	113.613
E	50.0	1,318	144.0	0.000	0.000	49.415	47.730	67.076

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.403	1,317.5	144.0	0.00	696.541
B	50.0	5.403	1,317.5	144.0	0.00	696.541
C	50.0	5.403	1,317.5	144.0	0.00	696.541
D	50.0	6.538	1,317.5	144.0	0.00	761.183
E	50.0	7.637	1,317.5	144.0	0.00	823.698

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	696.541	696.541
B	194.147	696.541	194.147
C	131.603	696.541	131.603
D	113.613	761.183	113.613
E	67.076	823.698	67.076

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

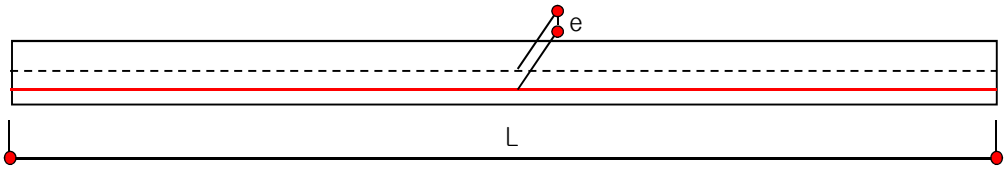
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	75.024	696.541	0.750	522.405	-447.38	0.144	전단보강 불필요
B	62.711	194.147	0.750	145.610	-82.90	0.431	전단보강 불필요
C	50.397	131.603	0.750	98.702	-48.30	0.511	전단보강 불필요
D	39.843	113.613	0.750	85.209	-45.37	0.468	전단보강 불필요
E	0.000	67.076	0.750	50.307	-50.31	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

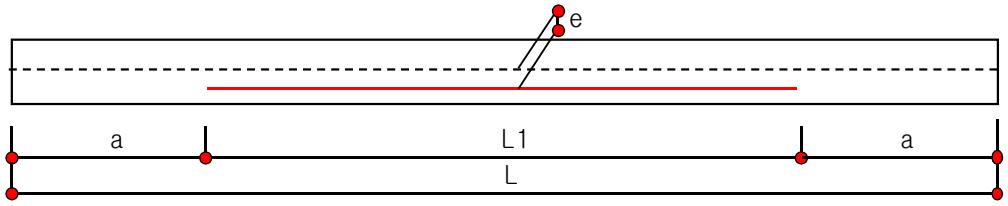
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}154 \times 33.5 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 640139221.8} - \frac{346 \times 33.7 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 640139221.8}$$

$$- \frac{348 \times 33.9 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 640139221.8}$$

$$= 31.77 - 1.128 - 0.560 = 30.1 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	72.227	641,998,001	-30.08	
풍도슬래브 자중	41.004	641,998,001	22.42	
접합 몰탈	0.508	641,998,001	0.26	
격벽 하중(집중하중)	0.000	641,998,001	0.00	
합 계(고정하중)			-7.40	
작업하중 및 풍하중	46.542	641,998,001	24.16	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1'

(L= 8.830 m, B= 1.500 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

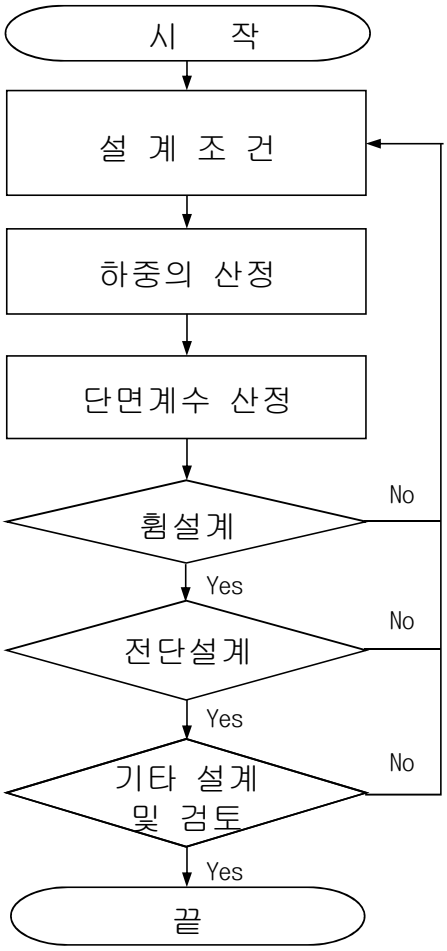
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 8.830 m

㉯ 계산지간 : 8.630 m

㉰ 폭 원 : 1.500 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

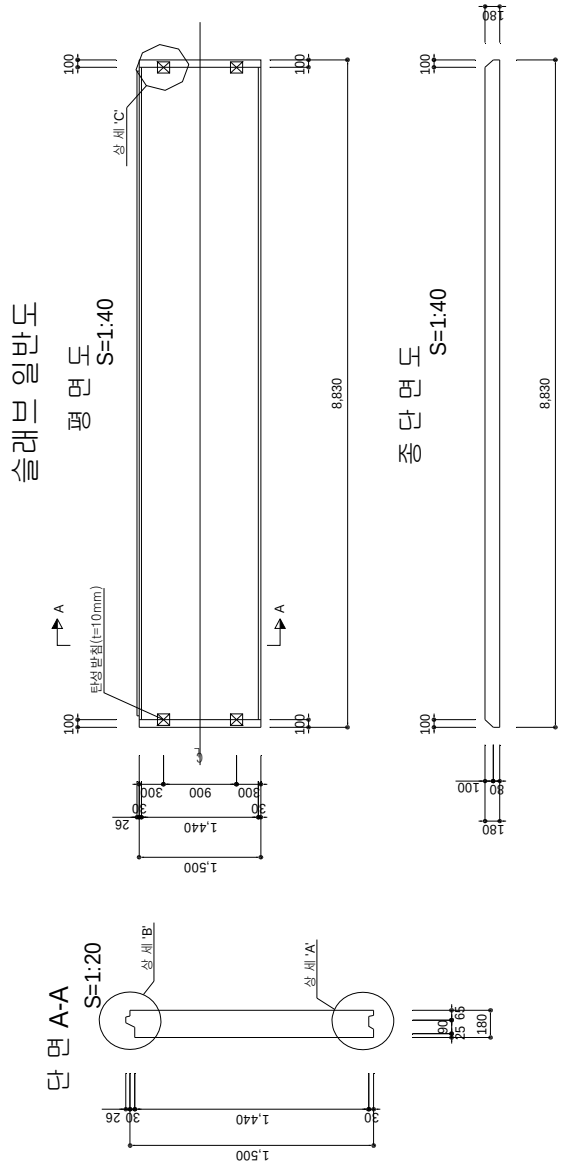
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

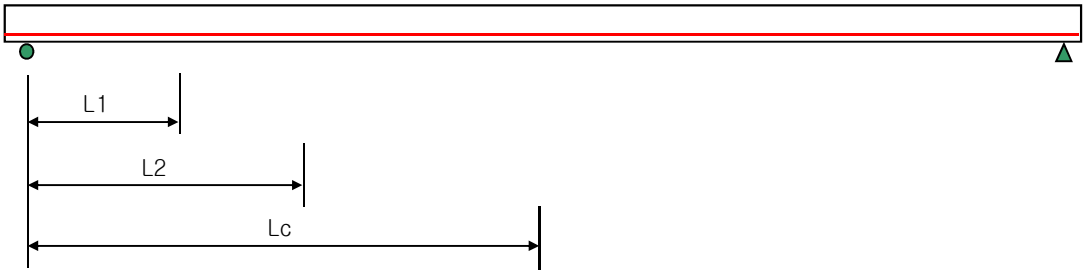
단 면 적 = 264,999 ㎟

하중계산 = 264,999 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.625 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,500.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,057 ㎟

하중계산 = 3,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.072 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.500 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.500 = 7.500 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.500 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

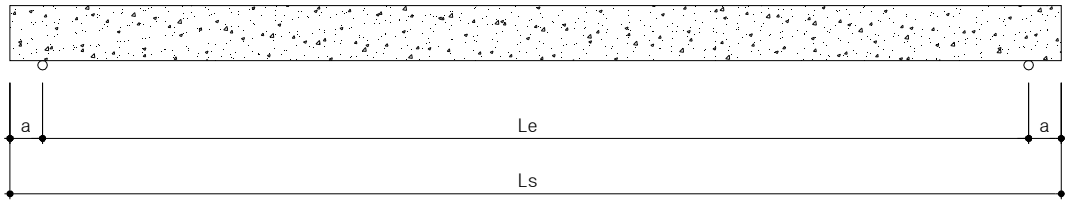
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.625	0.072	0.000	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.70
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.20
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.70
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.38
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.04
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.04
MAX						20.04

3.5 단면력 산정

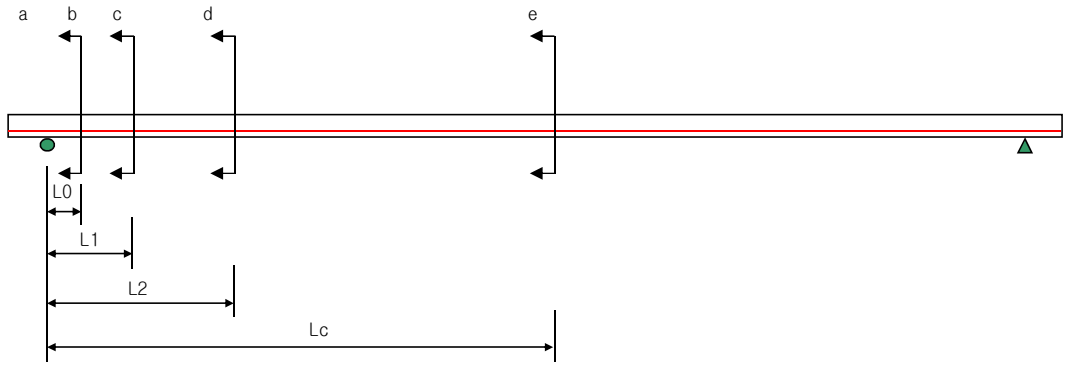
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.830 m
- 계산지간(Le) : 8.630 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.315 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.417 × 8.630)/ 2 = 19.058 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.417 × 0.700 / 2 × (8.730 - 0.700) = 12.413 kN-m

M_3 = 4.417 × 1.400 / 2 × (8.730 - 1.400) = 22.662 kN-m

M_4 = 4.417 × 2.000 / 2 × (8.730 - 2.000) = 29.724 kN-m

M_5 = 4.417 × 4.315 / 2 × (8.730 - 4.315) = 42.070 kN-m

③ 전단력

S_1 = 19.058 kN

S_2 = 19.058 - (4.417 × 0.700) = 15.966 kN

S_3 = 19.058 - (4.417 × 1.400) = 12.875 kN

S_4 = 19.058 - (4.417 × 2.000) = 10.225 kN

S_5 = 19.058 - (4.417 × 4.315) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.048 × 8.630)/ 2 = 0.207 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.048 × 0.700 / 2 × (8.730 - 0.700) = 0.135 kN-m

M_3 = 0.048 × 1.400 / 2 × (8.730 - 1.400) = 0.246 kN-m

M_4 = 0.048 × 2.000 / 2 × (8.730 - 2.000) = 0.322 kN-m

M_5 = 0.048 × 4.315 / 2 × (8.730 - 4.315) = 0.456 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.207 kN

S_2 = 0.207 - (0.048 × 0.700) = 0.173 kN

S_3 = 0.207 - (0.048 × 1.400) = 0.140 kN

S_4 = 0.207 - (0.048 × 2.000) = 0.111 kN

S_5 = 0.207 - (0.048 × 4.315) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.315 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.630)/ 2 = 21.575 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (8.730 - 0.700) = 14.053 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (8.730 - 1.400) = 25.655 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (8.730 - 2.000) = 33.650 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.315 / 2 × (8.730 - 4.315) = 47.627 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.575 kN

S_2 = 21.575 - (5.000 × 0.700) = 18.075 kN

S_3 = 21.575 - (5.000 × 1.400) = 14.575 kN

S_4 = 21.575 - (5.000 × 2.000) = 11.575 kN

S_5 = 21.575 - (5.000 × 4.315) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.413	0.135	0.000	14.053	26.600	0차비부착부
	c	22.662	0.246	0.000	25.655	48.563	1차비부착부
	d	29.724	0.322	0.000	33.650	63.696	2차비부착부
	e	42.070	0.456	0.000	47.627	90.153	중앙부
전단력 (KN/m)	a	19.058	0.207	0.000	21.575	40.839	지점부(전단검토)
	b	15.966	0.173	0.000	18.075	34.214	0차비부착부
	c	12.875	0.140	0.000	14.575	27.589	1차비부착부
	d	10.225	0.111	0.000	11.575	21.910	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

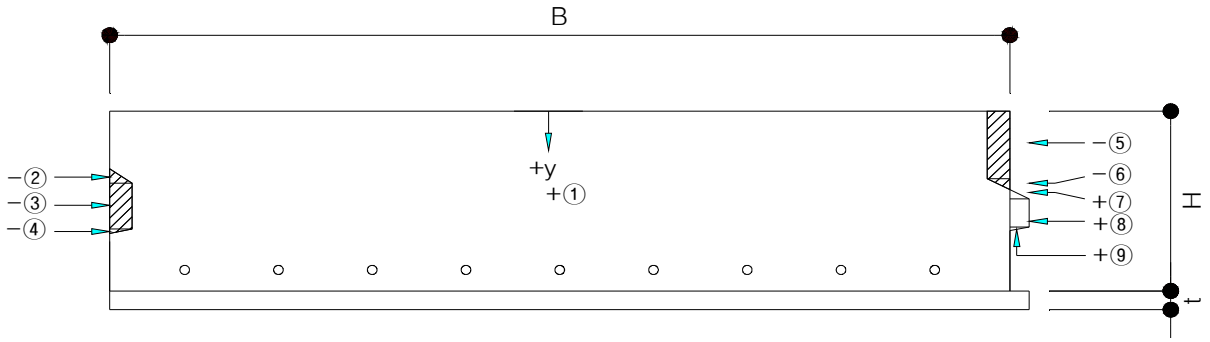
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	19.058	0.207	0.000		19.264	
LC-2	19.058	0.207	0.000	21.575	40.839	
MAX					40.839	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1500	180	270,000	90.0	24,300,000	8,100	2,700	10,800	2,916,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				264,999		23,911,182				2,876,680,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 264,998.60 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 23,911,182 / 264,999 = 90.23 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 90.23 - 180.00 = -89.77 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

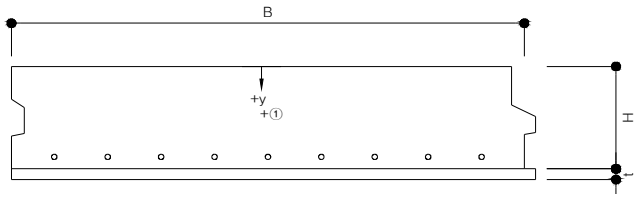
= 2,876,680,761 - 90.23 × 23,911,182 = 719,142,537 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{719,142,537}{90.23}$ = 7,969,985.3 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{719,142,537}{-89.77}$ = -8,011,065.6 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.315m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,985.00		25,159,482				3,032,718,261

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 274,985.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 25,159,482 / 274,985 = 91.49 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.49 − 180.00 = -88.51 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/12$

= 91.49 − 125.00 = -33.51 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

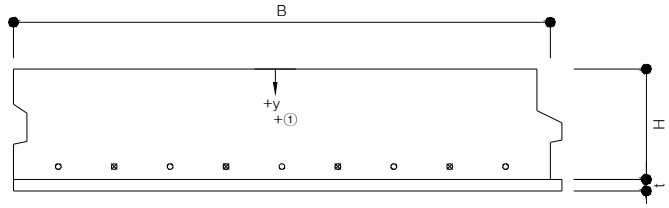
= 3,032,718,261 − 91.49 × 25,159,482 = 730,776,272 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{730,776,272}{91.49} = 7,987,148.4 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{730,776,272}{-33.51} = -21,810,320.4 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{730,776,272}{-88.51} = -8,256,800.6 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	273,320.60		24,951,432				3,006,712,011

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 273,320.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 24,951,432 / 273,321 = 91.29 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.29 - 180.00 = -88.71 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' - (10 ×125.0 + 0 ×75.0) / 10

= 91.29 - 125.00 = -33.71 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

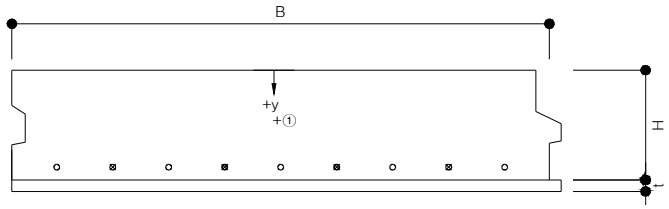
= 3,006,712,011 - 91.29 × 24,951,432 = 728,896,353 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{728,896,353}{91.29} = 7,984,407.1$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{728,896,353}{-33.71} = -21,622,541.8$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{728,896,353}{-88.71} = -8,216,617.9$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,656.20		24,743,382				2,980,705,761

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 271,656.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 24,743,382 / 271,656 = 91.08 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.08 - 180.00 = -88.92 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' - (8 ×125.0+ 0 ×75.0) / 8

= 91.08 - 125.00 = -33.92 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,980,705,761 - 91.08 × 24,743,382 = 726,993,398 $㎜^4$

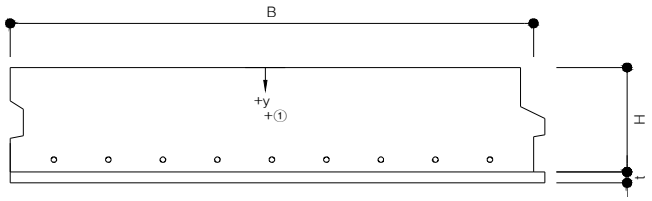
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{726,993,398}{91.08} = 7,981,619.8$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{726,993,398}{-33.92} = -21,434,763.3$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{726,993,398}{-88.92} = -8,176,130.7$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.315m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	273,320.60		24,951,432				3,006,712,011

N_c = 6.00

A_{vc1} = 273,320.60 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,951,432 / 273,321 = 91.29 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.29 − 180.00 = -88.71 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (12 × 125.0+0 × 75.0) / 12

= 91.29 − 125.00 = -33.71 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

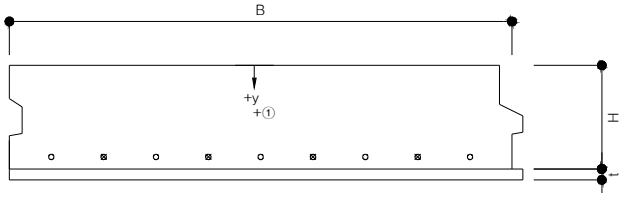
= 3,006,712,011 − 91.29 × 24,951,432 = 728,896,353 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{728,896,353}{91.29} = 7,984,407.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{728,896,353}{-33.71} = -21,622,541.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{728,896,353}{-88.71} = -8,216,617.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,933.60		24,778,057				2,985,040,136

N_c = 6.00

A_{vb1} = 271,933.60 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,778,057 / 271,934 = 91.12 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.12 - 180.00 = -88.88 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (10 ×125.0+0 ×75.0) / 10

= 91.12 - 125.00 = -33.88 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

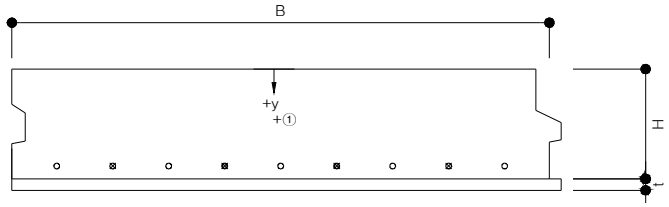
= 2,985,040,136 - 91.12 × 24,778,057 = 727,312,175 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{727,312,175}{91.12} = 7,982,087.6$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{727,312,175}{-33.88} = -21,466,059.7$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{727,312,175}{-88.88} = -8,182,899.8$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	270,546.60		24,604,682				2,963,368,261

N_c = 6.00

A_{va1} = 270,546.60 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,604,682 / 270,547 = 90.94 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 90.94 - 180.00 = -89.06 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 90.94 - 125.00 = -34.06 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,963,368,261 - 90.94 × 24,604,682 = 725,711,754 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{725,711,754}{90.94} = 7,979,735.3$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{725,711,754}{-34.06} = -21,309,577.6$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{725,711,754}{-89.06} = -8,148,968.2$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.315m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,998.6	A_{vc1}'	274,985.0	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	719,142,537.1	I_{vc1}'	730,776,272.1	mm^4
Z_{tc0}	7,969,985.3	Z_{tc1}'	7,987,148.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,810,320.4	mm^3
Z_{bc0}	-8,011,065.6	Z_{bc1}'	-8,256,800.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,998.6	A_{vb1}'	273,320.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	719,142,537.1	I_{vb1}'	728,896,353.1	mm^4
Z_{tb0}	7,969,985.3	Z_{tb1}'	7,984,407.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,622,541.8	mm^3
Z_{bb0}	-8,011,065.6	Z_{bb1}'	-8,216,617.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,998.6	A_{va1}'	271,656.2	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	719,142,537.1	I_{va1}'	726,993,398.1	mm^4
Z_{ta0}	7,969,985.3	Z_{ta1}'	7,981,619.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,434,763.3	mm^3
Z_{ba0}	-8,011,065.6	Z_{ba1}'	-8,176,130.7	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.315m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,998.6	A_{vc1}	273,320.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	719,142,537.1	I_{vc1}	728,896,353.1	mm^4
Z_{tc0}	7,969,985.3	Z_{tc1}	7,984,407.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,622,541.8	mm^3
Z_{bc0}	-8,011,065.6	Z_{bc1}	-8,216,617.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,998.6	A_{vb1}	271,933.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	719,142,537.1	I_{vb1}	727,312,175.0	mm^4
Z_{tb0}	7,969,985.3	Z_{tb1}	7,982,087.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,466,059.7	mm^3
Z_{bb0}	-8,011,065.6	Z_{bb1}	-8,182,899.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,998.6	A_{va1}	270,546.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	719,142,537.1	I_{va1}	725,711,753.7	mm^4
Z_{ta0}	7,969,985.3	Z_{ta1}	7,979,735.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,309,577.6	mm^3
Z_{ba0}	-8,011,065.6	Z_{ba1}	-8,148,968.2	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{42,070,129}{7,987,148} \times 1.500 = 7.901$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{42,070,129}{-21,810,320} \times 1.500 = -2.893$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{42,070,129}{-8,256,801} \times 1.500 = -7.643$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,070,129}{7,984,407} \times 1.500 = 7.904$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,070,129}{-21,622,542} \times 1.500 = -2.918$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,070,129}{-8,216,618} \times 1.500 = -7.680$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{456,198}{7,984,407} \times 1.500 = 0.086$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{456,198}{-21,622,542} \times 1.500 = -0.032$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{456,198}{-8,216,618} \times 1.500 = -0.083$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,984,407} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,622,542} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,216,618} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{47,626,813}{7,984,407} \times 1.500 = 8.947$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{47,626,813}{-21,622,542} \times 1.500 = -3.304$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{47,626,813}{-8,216,618} \times 1.500 = -8.695$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{274,985} + \frac{-33.51}{-21,810,320}\right)$

$= 11.795$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.893$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.795 + -2.893)$

$= 8.902$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.902 = 64.042$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.032 + 0.000)
  = 0.032 MPa (압축)
- f_{cir} = 8.902 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 8.902 - 7 × 0.032
  = 106.600 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 64.042 - 0.05 × (45.500 + 106.600)
= 20.991 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 64.042 = 1,305.96 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 12 × 138.7 × 1,306.0
= 2,173.64 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,305.96 - 106.60 - 45.50 - 20.99
= 1,132.87 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,132.87}{1,305.96} = 0.867$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.867 × 2,173.64 = 1,885.54 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,173.64 × -33.51 / 1,000 = -72.830 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,885.54 × -33.71 / 1,000 = -63.562 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,173,637}{274,985} + \frac{-72,829,842}{7,987,148} =$ -1.214 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,173,637}{274,985} + \frac{-72,829,842}{-21,810,320} =$ 11.244 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,173,637}{274,985} + \frac{-72,829,842}{-8,256,801} =$ 16.725 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,885,544}{273,321} + \frac{-63,561,730}{7,984,407} =$ -1.062 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,885,544}{273,321} + \frac{-63,561,730}{-21,622,542} =$ 9.838 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,885,544}{273,321} + \frac{-63,561,730}{-8,216,618} =$ 14.634 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{29,724,010}{7,984,407} \times 1.500 =$ 5.584 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{29,724,010}{-21,622,542} \times 1.500 =$ -2.062 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{29,724,010}{-8,216,618} \times 1.500 =$ -5.426 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{29,724,010}{7,982,088} \times 1.500 =$ 5.586 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{29,724,010}{-21,466,060} \times 1.500 =$ -2.077 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{29,724,010}{-8,182,900} \times 1.500 =$ -5.449 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{322,320}{7,982,088} \times 1.500 = 0.061$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{322,320}{-21,466,060} \times 1.500 = -0.023$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{322,320}{-8,182,900} \times 1.500 = -0.059$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,982,088} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,466,060} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,182,900} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{33,650,000}{7,982,088} \times 1.500 = 6.324$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{33,650,000}{-21,466,060} \times 1.500 = -2.351$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{33,650,000}{-8,182,900} \times 1.500 = -6.168$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{273,321} + \frac{-33.71}{-21,622,542} \right)$

$= 9.915$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.062 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.915 + -2.062)$
  $= 7.853$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.853 = 56.494$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.023 + 0.000)$
  $= 0.023$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 7.853$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.853 - 7 \times 0.023$
  $= 94.074$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 56.494 - 0.05 \times (45.500 + 94.074)$
$= 22.372$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 56.494 = 1,313.51$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,313.5$
$= 1,821.83$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,313.51 - 94.07 - 45.50 - 22.37$
$= 1,151.56$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,151.56}{1,313.51} = 0.877$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.877 \times 1,821.83 = 1,597.21$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}821.83 \times -33.71 / 1{,}000 = -61.414$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}597.21 \times -33.88 / 1{,}000 = -54.117$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}821{,}833}{273{,}321} + \frac{-61{,}414{,}025}{7{,}984{,}407} = -1.026$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}821{,}833}{273{,}321} + \frac{-61{,}414{,}025}{-21{,}622{,}542} = 9.506$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}821{,}833}{273{,}321} + \frac{-61{,}414{,}025}{-8{,}216{,}618} = 14.140$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}597{,}214}{271{,}934} + \frac{-54{,}116{,}725}{7{,}982{,}088} = -0.906$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}597{,}214}{271{,}934} + \frac{-54{,}116{,}725}{-21{,}466{,}060} = 8.395$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}597{,}214}{271{,}934} + \frac{-54{,}116{,}725}{-8{,}182{,}900} = 12.487$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{22{,}661{,}797}{7{,}981{,}620} \times 1.500 = 4.259$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{22{,}661{,}797}{-21{,}434{,}763} \times 1.500 = -1.586$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{22{,}661{,}797}{-8{,}176{,}131} \times 1.500 = -4.158$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{22{,}661{,}797}{7{,}979{,}735} \times 1.500 = 4.260$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{22{,}661{,}797}{-21{,}309{,}578} \times 1.500 = -1.595$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{22{,}661{,}797}{-8{,}148{,}968} \times 1.500 = -4.171$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{245,739}{7,979,735} \times 1.500 = 0.046$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{245,739}{-21,309,578} \times 1.500 = -0.017$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{245,739}{-8,148,968} \times 1.500 = -0.045$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,979,735} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,309,578} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,148,968} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{25,655,000}{7,979,735} \times 1.500 = 4.823$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{25,655,000}{-21,309,578} \times 1.500 = -1.806$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{25,655,000}{-8,148,968} \times 1.500 = -4.722$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{271,656} + \frac{-33.92}{-21,434,763})$

$= 8.001$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.586 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 8.001 + -1.586 $)$
  $=$ 6.415 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 6.415 $=$ 46.154 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.017 + 0.000 $)$
  $=$ 0.017 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.415 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 6.415 $- 7 \times$ 0.017
  $=$ 76.863 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 46.154 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 76.863 $)$
$=$ 24.266 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 46.154 $=$ 1,323.85 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,323.8
$=$ 1,468.94 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,323.85 $-$ 76.86 $-$ 45.50 $-$ 24.27
$=$ 1,177.22 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,177.22}{1,323.85} =$ 0.889

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.889 $\times$ 1,468.94 $=$ 1,306.24 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.94 \times -33.92 / 1,000 = -49.821$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,306.24 \times -34.06 / 1,000 = -44.485$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,940}{271,656} + \frac{-49,821,385}{7,981,620} = -0.835$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,940}{271,656} + \frac{-49,821,385}{-21,434,763} = 7.732$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,940}{271,656} + \frac{-49,821,385}{-8,176,131} = 11.501$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,306,240}{270,547} + \frac{-44,484,852}{7,979,735} = -0.747$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,306,240}{270,547} + \frac{-44,484,852}{-21,309,578} = 6.916$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,306,240}{270,547} + \frac{-44,484,852}{-8,148,968} = 10.287$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,305.96	1,313.51	1,323.85
유효 긴장응력	1,132.87	1,151.56	1,177.22

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,132.9	1,151.6	1,177.2	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-1.214	16.725	-1.026	14.140	-0.835	11.501
풍도슬래브	7.901	-7.643	5.584	-5.426	4.259	-4.158

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.062	14.634	-0.906	12.487	-0.747	10.287
고정 하중	풍도슬래브	7.904	-7.680	5.586	-5.449	4.260	-4.171
	CIP 몰탈	0.086	-0.083	0.061	-0.059	0.046	-0.045
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.947	-8.695	6.324	-6.168	4.823	-4.722

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.687	9.082	4.558	8.714	3.424	7.343
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.841	6.954	4.680	7.038	3.513	6.116
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.927	6.871	4.740	6.979	3.559	6.070
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.927	6.871	4.740	6.979	3.559	6.070
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.875	-1.824	11.064	0.811	8.382	1.348
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,280,228.000 \quad \times \quad 8830 \quad) / (\quad 1664.400 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 60.486 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	76.547	1.6 ×(Σ작업하중)	114.304	190.852

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 190.852 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1500 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1500.0 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,519 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,519 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 39.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,519 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.49}{50}\right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 226 kN·m > 190.85 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 14.634)× 8,216,618 / 1.0E+06

= 156.85 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 225.93 kN·m

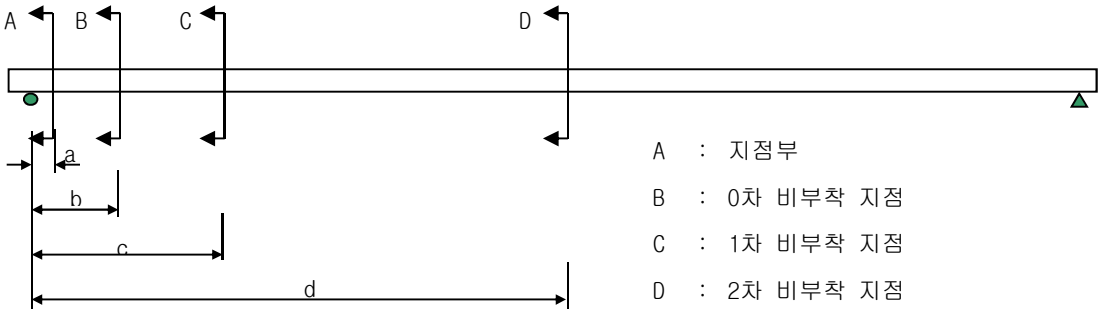
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 156.85 = 188.22 kN·m

ΦM_n > $1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	28.587	0.310	28.897	32.363	61.259
B	23.949	0.260	24.209	27.113	51.321
C	19.312	0.209	19.521	21.863	41.384
D	15.337	0.166	15.503	17.363	32.866
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.619	0.202	18.821	21.079	39.900
C	33.993	0.369	34.361	38.483	72.844
D	44.586	0.483	45.069	50.475	95.544
E	63.105	0.684	63.789	71.440	135.230

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	34.304	0.372	34.676	51.780	86.456
B	28.739	0.312	29.051	43.380	72.431
C	23.174	0.251	23.425	34.980	58.405
D	18.404	0.200	18.604	27.780	46.384
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.343	0.242	22.586	33.726	56.312
C	40.791	0.442	41.234	61.572	102.806
D	53.503	0.580	54.083	80.760	134.843
E	75.726	0.821	76.547	114.304	190.852

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.916	0.000	725,711,754	89.1	85.167
B	50.0	6.916	2.310	725,711,754	89.1	66.345
C	50.0	6.916	4.217	725,711,754	89.1	50.805
D	50.0	8.395	5.508	727,312,175	88.9	52.553
E	50.0	9.838	7.763	728,896,353	88.7	46.098

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,500	144.0	61.259	25.197	85.167	0.000	∞
B	50.0	1,500	144.0	51.321	21.109	66.345	16.412	213.026
C	50.0	1,500	144.0	41.384	17.022	50.805	29.962	146.615
D	50.0	1,500	144.0	32.866	13.518	52.553	39.299	127.311
E	50.0	1,500	144.0	0.000	0.000	46.098	55.622	76.368

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.828	1,500.0	144.0	0.00	755.796
B	50.0	4.828	1,500.0	144.0	0.00	755.796
C	50.0	4.828	1,500.0	144.0	0.00	755.796
D	50.0	5.874	1,500.0	144.0	0.00	823.537
E	50.0	6.899	1,500.0	144.0	0.00	889.964

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	755.796	755.796
B	213.026	755.796	213.026
C	146.615	755.796	146.615
D	127.311	823.537	127.311
E	76.368	889.964	76.368

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

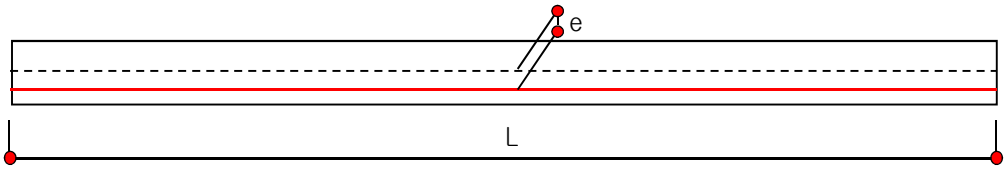
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	86.456	755.796	0.750	566.847	-480.39	0.153	전단보강 불필요
B	72.431	213.026	0.750	159.769	-87.34	0.453	전단보강 불필요
C	58.405	146.615	0.750	109.961	-51.56	0.531	전단보강 불필요
D	46.384	127.311	0.750	95.483	-49.10	0.486	전단보강 불필요
E	0.000	76.368	0.750	57.276	-57.28	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

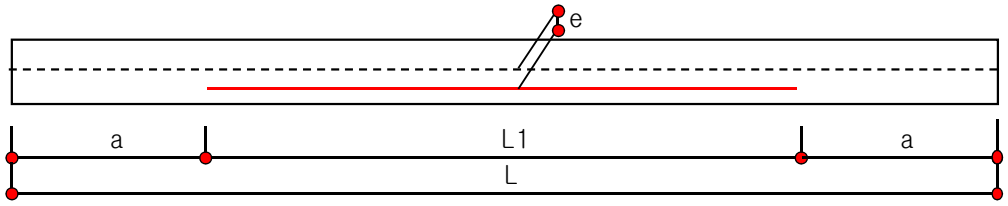
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}174 \times 33.7 \times 8.63^2}{8 \times 32{,}300 \times 728896353.1} - \frac{352 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 728896353.1}$$

$$- \frac{353 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 728896353.1}$$

$$= 28.97 - 1.013 - 0.500 = 27.5 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,630 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.273	730,776,272	-27.46	
풍도슬래브 자중	42.070	730,776,272	23.55	
접합 몰탈	0.456	730,776,272	0.24	
격벽 하중(집중하중)	0.000	730,776,272	0.00	
합 계(고정하중)			-3.67	
작업하중 및 풍하중	47.627	730,776,272	25.32	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE2

(L= 12.190 m, B= 1.500 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

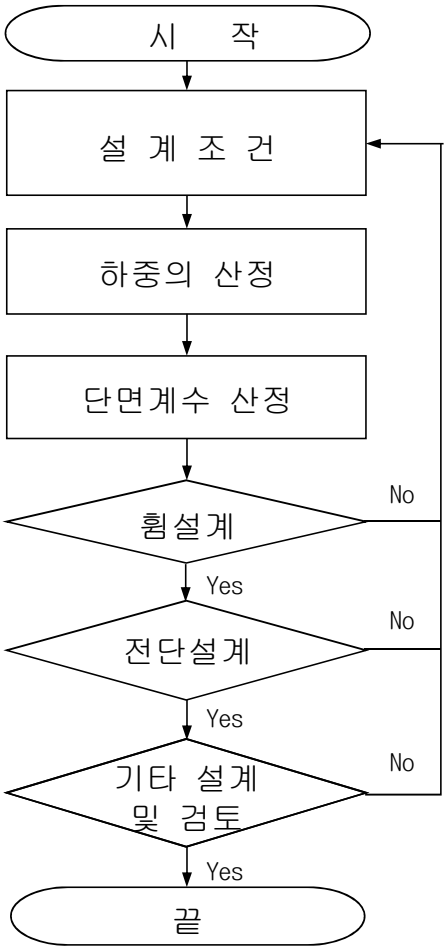
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.190 m

㉯ 계산지간 : 11.990 m

㉰ 폭 원 : 1.500 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 18 = 2,496.6 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 18 = 2,496.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: $f_{cia'}$ = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 보는 프리스트레스 손실이 일어난

후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

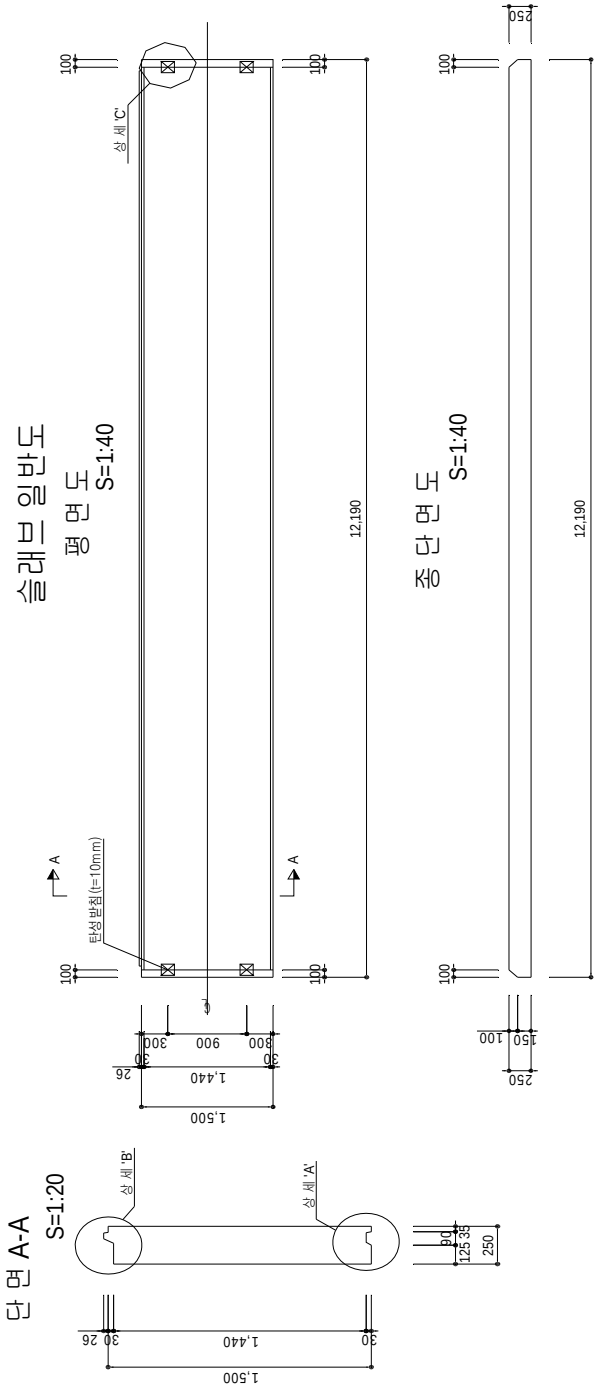
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

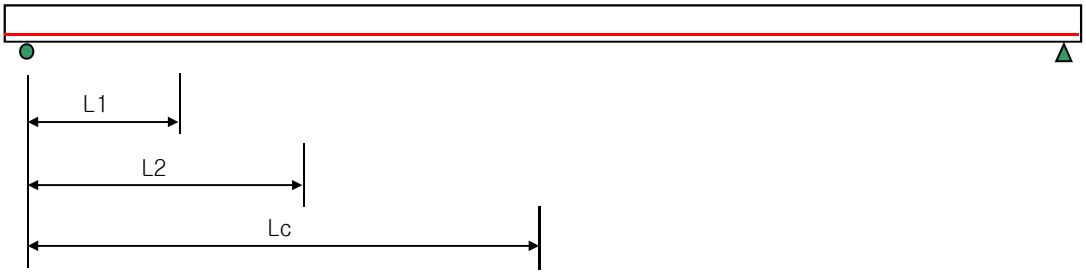
단 면 적 = 367,046 ㎟

하중계산 = 367,046 / 1.0E+06 × 25.00 = 9.176 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,500.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.500 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.500 = 7.500 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.500 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

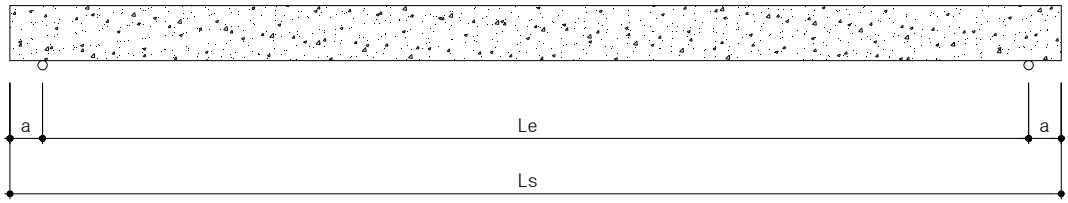
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	9.176	0.128	0.000	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	9.30
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	16.80
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	9.30
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	13.03
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	23.17
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	11.17
MAX						23.17

3.5 단면력 산정

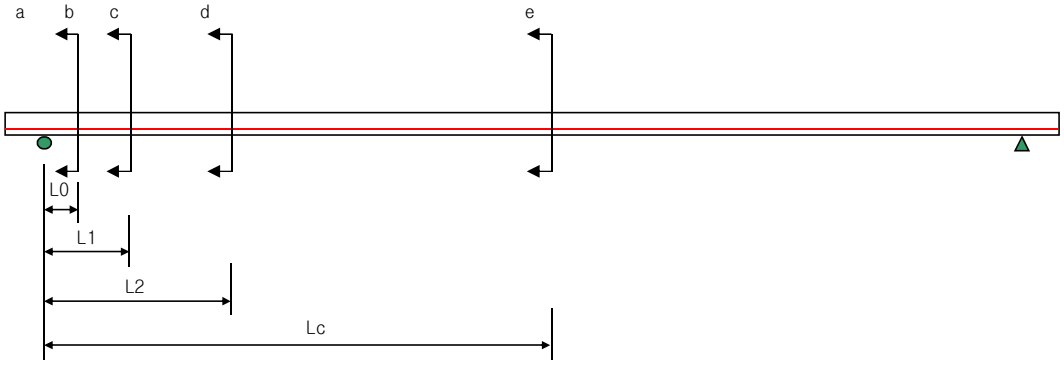
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.190 m
- 계산지간(Le) : 11.990 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.995 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.117 × 11.990)/ 2 = 36.674 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.117 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 27.626 kN-m

M_3 = 6.117 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 51.338 kN-m

M_4 = 6.117 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 73.333 kN-m

M_5 = 6.117 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 111.764 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.674 kN

S_2 = 36.674 - (6.117 × 0.800) = 31.780 kN

S_3 = 36.674 - (6.117 × 1.600) = 26.886 kN

S_4 = 36.674 - (6.117 × 2.500) = 21.380 kN

S_5 = 36.674 - (6.117 × 5.995) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.085 × 11.990)/ 2 = 0.513 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.085 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 0.386 kN-m

M_3 = 0.085 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 0.717 kN-m

M_4 = 0.085 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 1.025 kN-m

M_5 = 0.085 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 1.562 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.513 kN

S_2 = 0.513 - (0.085 × 0.800) = 0.444 kN

S_3 = 0.513 - (0.085 × 1.600) = 0.376 kN

S_4 = 0.513 - (0.085 × 2.500) = 0.299 kN

S_5 = 0.513 - (0.085 × 5.995) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.995 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 11.990)/ 2 = 29.975 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 22.580 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 41.960 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 59.938 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 91.349 kN-m

③ 전단력

S_1 = 29.975 kN

S_2 = 29.975 - (5.000 × 0.800) = 25.975 kN

S_3 = 29.975 - (5.000 × 1.600) = 21.975 kN

S_4 = 29.975 - (5.000 × 2.500) = 17.475 kN

S_5 = 29.975 - (5.000 × 5.995) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.626	0.386	0.000	22.580	50.592	0차비부착부
	c	51.338	0.717	0.000	41.960	94.015	1차비부착부
	d	73.333	1.025	0.000	59.938	134.295	2차비부착부
	e	111.764	1.562	0.000	91.349	204.675	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.674	0.513	0.000	29.975	67.162	지점부(전단검토)
	b	31.780	0.444	0.000	25.975	58.199	0차비부착부
	c	26.886	0.376	0.000	21.975	49.237	1차비부착부
	d	21.380	0.299	0.000	17.475	39.154	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

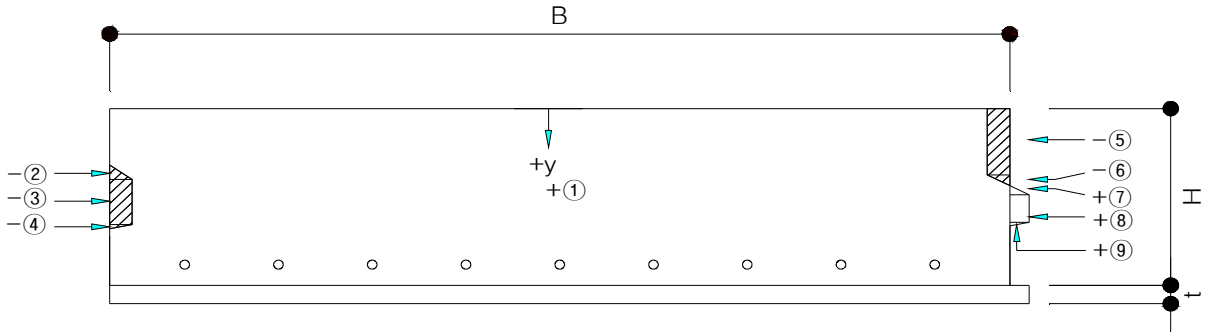
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.674	0.513	0.000		37.187	
LC-2	36.674	0.513	0.000	29.975	67.162	
MAX					67.162	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1500	250	375,000	125.0	46,875,000	15,625	5,208	20,833	7,812,500,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-18			-2,497	195.0	-486,837	38,025			-94,980,356
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				367,046		45,895,718				7,658,107,804

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 367,046.40 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 45,895,718 / 367,046 = 125.04 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 125.04 - 250.00 = -124.96 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

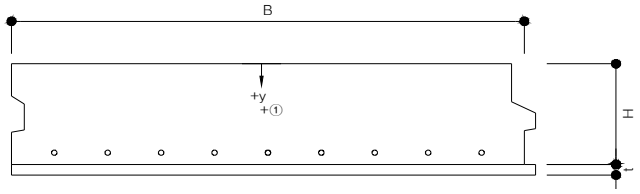
= 7,658,107,804 - 125.04 × 45,895,718 = 1,919,277,697 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,919,277,697}{125.04} =$ 15,349,230.8 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,919,277,697}{-124.96} =$ -15,359,215.6 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	18	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	18	14,979.60	195.0	2,921,022	38,025	0	38,025	569,599,290
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		18	382,026.00		48,816,740				8,227,707,094

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 382,026.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 48,816,740 / 382,026 = 127.78 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 127.78 − 250.00 = −122.22 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (18 × 195.0 + 0 × 145.0)/18

= 127.78 − 195.00 = −67.22 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

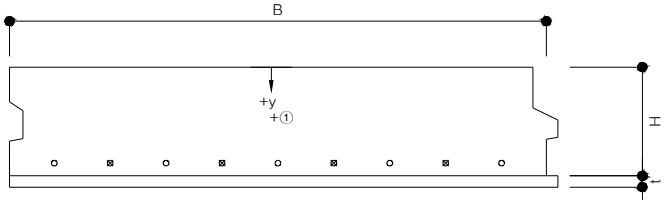
= 8,227,707,094 − 127.78 × 48,816,740 = 1,989,717,784 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,989,717,784}{127.78} = 15,570,968.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,989,717,784}{-67.22} = -29,601,766.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,989,717,784}{-122.22} = -16,280,313.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	14	11,650.80	195.0	2,271,906	38,025	0	38,025	443,021,670
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	378,697.20		48,167,624				8,101,129,474

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 378,697.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 48,167,624 / 378,697 = 127.19 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.19 − 250.00 = -122.81 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (14 × 195.0 + 0 × 145.0) / 14

= 127.19 − 195.00 = -67.81 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

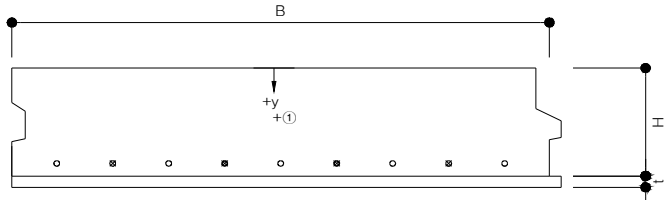
= 8,101,129,474 − 127.19 × 48,167,624 = 1,974,546,014 ㎜^{4}

$$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,974,546,014}{127.19} = 15,524,017.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,974,546,014}{-67.81} = -29,120,080.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,974,546,014}{-122.81} = -16,078,445.3 \text{ ㎣}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	375,368.40		47,518,508				7,974,551,854

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 375,368.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 47,518,508 / 375,368 = 126.59 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 126.59 − 250.00 = -123.41 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (10 × 195.0+ 0 × 145.0) / 10

= 126.59 − 195.00 = -68.41 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 7,974,551,854 − 126.59 × 47,518,508 = 1,959,105,155 ㎜^{4}

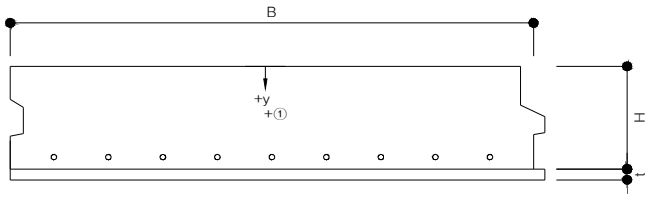
$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,959,105,155}{126.59} = 15,475,784.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,959,105,155}{-68.41} = -28,638,395.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,959,105,155}{-123.41} = -15,874,981.5 \text{ ㎣}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	18	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	18	12,483.00	195.0	2,434,185	38,025	0	38,025	474,666,075
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		18	379,529.40		48,329,903				8,132,773,879

N_c = 6.00

A_{vc1} = 379,529.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 48,329,903 / 379,529 = 127.34 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.34 − 250.00 = −122.66 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (18 \times 195.0+0 \times 145.0) / 18$

= 127.34 − 195.00 = −67.66 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

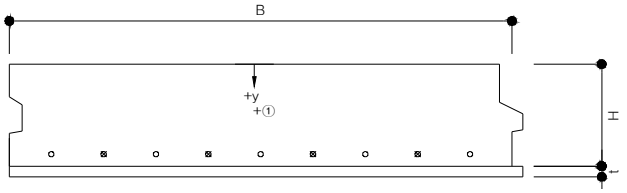
= 8,132,773,879 − 127.34 × 48,329,903 = 1,978,363,907 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,978,363,907}{127.34} = 15,535,873.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,978,363,907}{-67.66} = -29,240,502.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,978,363,907}{-122.66} = -16,129,061.2 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	14	9,709.00	195.0	1,893,255	38,025	0	38,025	369,184,725
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	376,755.40		47,788,973				8,027,292,529

N_c = 6.00

A_{vb1} = 376,755.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 47,788,973 / 376,755 = 126.84 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 126.84 - 250.00 = -123.16 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (14 ×195.0+0 ×145.0) / 14

= 126.84 - 195.00 = -68.16 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

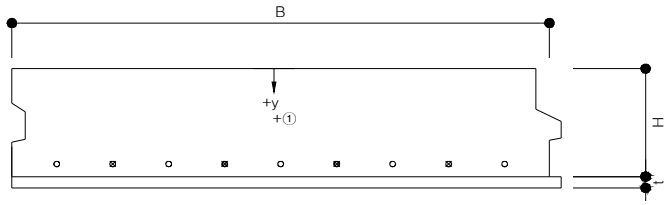
= 8,027,292,529 - 126.84 × 47,788,973 = 1,965,572,006 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,965,572,006}{126.84} = 15,496,040.6$ ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,965,572,006}{-68.16} = -28,839,097.7$ ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,965,572,006}{-123.16} = -15,959,953.2$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	373,981.40		47,248,043				7,921,811,179

N_c = 6.00

A_{va1} = 373,981.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 47,248,043 / 373,981 = 126.34 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 126.34 - 250.00 = -123.66 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (10 ×195.0+0 ×145.0) / 10

= 126.34 - 195.00 = -68.66 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 7,921,811,179 - 126.34 × 47,248,043 = 1,952,590,337 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,952,590,337}{126.34} = 15,455,295.5$ ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,952,590,337}{-68.66} = -28,437,693.1$ ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,952,590,337}{-123.66} = -15,789,729.5$ ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	367,046.4	A_{vc1}'	382,026.0	mm^2
Y_{tc0}	125.0	Y_{tc1}'	127.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-67.2	mm
Y_{bc0}	-125.0	Y_{bc1}'	-122.2	mm
I_{vc0}	1,919,277,697.4	I_{vc1}'	1,989,717,783.5	mm^4
Z_{tc0}	15,349,230.8	Z_{tc1}'	15,570,968.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-29,601,766.4	mm^3
Z_{bc0}	-15,359,215.6	Z_{bc1}'	-16,280,313.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	367,046.4	A_{vb1}'	378,697.2	mm^2
Y_{tb0}	125.0	Y_{tb1}'	127.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.8	mm
Y_{bb0}	-125.0	Y_{bb1}'	-122.8	mm
I_{vb0}	1,919,277,697.4	I_{vb1}'	1,974,546,013.9	mm^4
Z_{tb0}	15,349,230.8	Z_{tb1}'	15,524,017.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-29,120,080.9	mm^3
Z_{bb0}	-15,359,215.6	Z_{bb1}'	-16,078,445.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	367,046.4	A_{va1}'	375,368.4	mm^2
Y_{ta0}	125.0	Y_{ta1}'	126.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-68.4	mm
Y_{ba0}	-125.0	Y_{ba1}'	-123.4	mm
I_{va0}	1,919,277,697.4	I_{va1}'	1,959,105,155.1	mm^4
Z_{ta0}	15,349,230.8	Z_{ta1}'	15,475,784.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-28,638,395.4	mm^3
Z_{ba0}	-15,359,215.6	Z_{ba1}'	-15,874,981.5	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	367,046.4	A_{vc1}	379,529.4	mm^2
Y_{tc0}	125.0	Y_{tc1}	127.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.7	mm
Y_{bc0}	-125.0	Y_{bc1}	-122.7	mm
I_{vc0}	1,919,277,697.4	I_{vc1}	1,978,363,906.8	mm^4
Z_{tc0}	15,349,230.8	Z_{tc1}	15,535,873.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-29,240,502.3	mm^3
Z_{bc0}	-15,359,215.6	Z_{bc1}	-16,129,061.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	367,046.4	A_{vb1}	376,755.4	mm^2
Y_{tb0}	125.0	Y_{tb1}	126.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-68.2	mm
Y_{bb0}	-125.0	Y_{bb1}	-123.2	mm
I_{vb0}	1,919,277,697.4	I_{vb1}	1,965,572,005.6	mm^4
Z_{tb0}	15,349,230.8	Z_{tb1}	15,496,040.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-28,839,097.7	mm^3
Z_{bb0}	-15,359,215.6	Z_{bb1}	-15,959,953.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	367,046.4	A_{va1}	373,981.4	mm^2
Y_{ta0}	125.0	Y_{ta1}	126.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.7	mm
Y_{ba0}	-125.0	Y_{ba1}	-123.7	mm
I_{va0}	1,919,277,697.4	I_{va1}	1,952,590,336.9	mm^4
Z_{ta0}	15,349,230.8	Z_{ta1}	15,455,295.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-28,437,693.1	mm^3
Z_{ba0}	-15,359,215.6	Z_{ba1}	-15,789,729.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{111,764,176}{15,570,969} \times 1.500 = 10.767$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{111,764,176}{-29,601,766} \times 1.500 = -5.663$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{111,764,176}{-16,280,313} \times 1.500 = -10.297$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{111,764,176}{15,535,874} \times 1.500 = 10.791$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{111,764,176}{-29,240,502} \times 1.500 = -5.733$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{111,764,176}{-16,129,061} \times 1.500 = -10.394$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,561,937}{15,535,874} \times 1.500 = 0.151$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,561,937}{-29,240,502} \times 1.500 = -0.080$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,561,937}{-16,129,061} \times 1.500 = -0.145$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{15,535,874} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-29,240,502} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-16,129,061} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{ClPc}}{Z_{tc1}} = \frac{91,348,813}{15,535,874} \times 1.500 = 8.820$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{ClPc}}{Z_{ec1}} = \frac{91,348,813}{-29,240,502} \times 1.500 = -4.686$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{ClPc}}{Z_{bc1}} = \frac{91,348,813}{-16,129,061} \times 1.500 = -8.495$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times \left(\frac{1}{382,026} + \frac{-67.22}{-29,601,766}\right)$

$= 16.720$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.663$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (16.720 + -5.663)$

$= 11.056$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.056 = 79.542$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.080 + 0.000)
  = 0.080 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.056 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.056 - 7 × 0.080
  = 132.115 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 79.542 - 0.05 × (45.500 + 132.115)
= 18.165 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 79.542 = 1,290.46 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 18 × 138.7 × 1,290.5
= 3,221.76 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,290.46 - 132.11 - 45.50 - 18.17
= 1,094.68 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,094.68}{1,290.46} = 0.848$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.848 × 3,221.76 = 2,732.97 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,221.76 × -67.22 / 1,000 = -216.554 kN · m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,732.97 × -67.66 / 1,000 = -184.909 kN · m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,221,758}{382,026} + \frac{-216,554,305}{15,570,969} = -5.474$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,221,758}{382,026} + \frac{-216,554,305}{-29,601,766} = 15.749$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,221,758}{382,026} + \frac{-216,554,305}{-16,280,313} = 21.735$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,732,975}{379,529} + \frac{-184,908,549}{15,535,874} = -4.701$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,732,975}{379,529} + \frac{-184,908,549}{-29,240,502} = 13.525$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,732,975}{379,529} + \frac{-184,908,549}{-16,129,061} = 18.665$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{73,332,812}{15,524,018} \times 1.500 = 7.086$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{73,332,812}{-29,120,081} \times 1.500 = -3.777$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{73,332,812}{-16,078,445} \times 1.500 = -6.841$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{73,332,812}{15,496,041} \times 1.500 = 7.099$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{73,332,812}{-28,839,098} \times 1.500 = -3.814$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{73,332,812}{-15,959,953} \times 1.500 = -6.892$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,024,847}{15,496,041} \times 1.500 = 0.099$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,024,847}{-28,839,098} \times 1.500 = -0.053$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,024,847}{-15,959,953} \times 1.500 = -0.096$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{15,496,041} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-28,839,098} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-15,959,953} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{59,937,500}{15,496,041} \times 1.500 = 5.802$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{59,937,500}{-28,839,098} \times 1.500 = -3.118$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{59,937,500}{-15,959,953} \times 1.500 = -5.633$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{378,697} + \frac{-67.81}{-29,120,081} \right)$

$= 13.219$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.777 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.219 + -3.777)$
  $=$ 9.442 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.442 =$ 67.927 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.053 + 0.000)$
  $=$ 0.053 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.442 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 9.442 - 7 \times 0.053$
  $=$ 112.929 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 67.927 - 0.05 \times (45.500 + 112.929)$
$=$ 20.286 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 67.927 =$ 1,302.07 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 14 \times 138.7 \times 1,302.1$
$=$ 2,528.37 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,302.07 - 112.93 - 45.50 - 20.29$
$=$ 1,123.36 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,123.36}{1,302.07} =$ 0.863

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.863 $\times$ 2,528.37 = 2,181.34 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2{,}528.37 \times -67.81 / 1{,}000 = -171.441\ kN \cdot m$

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2{,}181.34 \times -68.16 / 1{,}000 = -148.672\ kN \cdot m$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2{,}528{,}365}{378{,}697} + \frac{-171{,}440{,}921}{15{,}524{,}018} = -4.367\ MPa$ (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2{,}528{,}365}{378{,}697} + \frac{-171{,}440{,}921}{-29{,}120{,}081} = 12.564\ MPa$ (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2{,}528{,}365}{378{,}697} + \frac{-171{,}440{,}921}{-16{,}078{,}445} = 17.339\ MPa$ (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2{,}181{,}336}{376{,}755} + \frac{-148{,}672{,}255}{15{,}496{,}041} = -3.804\ MPa$ (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2{,}181{,}336}{376{,}755} + \frac{-148{,}672{,}255}{-28{,}839{,}098} = 10.945\ MPa$ (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2{,}181{,}336}{376{,}755} + \frac{-148{,}672{,}255}{-15{,}959{,}953} = 15.105\ MPa$ (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{51{,}337{,}556}{15{,}475{,}784} \times 1.500 = 4.976\ MPa$ (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{51{,}337{,}556}{-28{,}638{,}395} \times 1.500 = -2.689\ MPa$ (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{51{,}337{,}556}{-15{,}874{,}982} \times 1.500 = -4.851\ MPa$ (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{51{,}337{,}556}{15{,}455{,}296} \times 1.500 = 4.983\ MPa$ (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{51{,}337{,}556}{-28{,}437{,}693} \times 1.500 = -2.708\ MPa$ (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{51{,}337{,}556}{-15{,}789{,}730} \times 1.500 = -4.877\ MPa$ (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{717,457}{15,455,296} \times 1.500 = 0.070$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{717,457}{-28,437,693} \times 1.500 = -0.038$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{717,457}{-15,789,730} \times 1.500 = -0.068$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{15,455,296} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-28,437,693} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-15,789,730} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{41,960,000}{15,455,296} \times 1.500 = 4.072$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{41,960,000}{-28,437,693} \times 1.500 = -2.213$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{41,960,000}{-15,789,730} \times 1.500 = -3.986$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{375,368} + \frac{-68.41}{-28,638,395} \right)$

$= 9.601$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.689 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.601 + -2.689)$
  $=$ 6.912 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.912 =$ 49.728 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.038 + 0.000)$
  $=$ 0.038 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.912 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.912 - 7 \times 0.038$
  $=$ 82.682 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 49.728 - 0.05 \times (45.500 + 82.682)$
$=$ 23.618 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 49.728 =$ 1,320.27 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,320.3$
$=$ 1,831.22 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,320.27 - 82.68 - 45.50 - 23.62$
$=$ 1,168.47 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,168.47}{1,320.27} =$ 0.885

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.885 $\times$ 1,831.22 $=$ 1,620.67 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}831.22 \times -68.41 / 1{,}000 = -125.270$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}620.67 \times -68.66 / 1{,}000 = -111.279$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}831{,}217}{375{,}368} + \frac{-125{,}270{,}497}{15{,}475{,}784} = -3.216$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}831{,}217}{375{,}368} + \frac{-125{,}270{,}497}{-28{,}638{,}395} = 9.253$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}831{,}217}{375{,}368} + \frac{-125{,}270{,}497}{-15{,}874{,}982} = 12.770$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}620{,}670}{373{,}981} + \frac{-111{,}278{,}515}{15{,}455{,}296} = -2.866$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}620{,}670}{373{,}981} + \frac{-111{,}278{,}515}{-28{,}437{,}693} = 8.247$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}620{,}670}{373{,}981} + \frac{-111{,}278{,}515}{-15{,}789{,}730} = 11.381$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,290.46	1,302.07	1,320.27
유효 긴장응력	1,094.68	1,123.36	1,168.47

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,094.7	1,123.4	1,168.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.474	21.735	-4.367	17.339	-3.216	12.770
풍도슬래브	10.767	-10.297	7.086	-6.841	4.976	-4.851

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.701	18.665	-3.804	15.105	-2.866	11.381
고정 하중	풍도슬래브	10.791	-10.394	7.099	-6.892	4.983	-4.877
	CIP 몰탈	0.151	-0.145	0.099	-0.096	0.070	-0.068
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.820	-8.495	5.802	-5.633	4.072	-3.986

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.292	11.437	2.719	10.498	1.760	7.919
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.090	8.271	3.294	8.213	2.116	6.504
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.241	8.126	3.393	8.117	2.186	6.436
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.241	8.126	3.393	8.117	2.186	6.436
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.060	-0.369	9.195	2.483	6.258	2.450
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (3,420,342.000 × 12190) / (2496.600 × 200,000)

= 83.502 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	203.987	1.6 ×(Σ작업하중)	219.237	423.224

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 423.224 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_p = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1500 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2496.60}{1500.0 \times 195.0} = 0.0085$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,533 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{2496.60 \times 1,533 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 60.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 2,496.60 \times 1,533 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.09}{50}\right)$$

$$= 536 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 536 kN·m > 423.22 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

M^*_{cr} = $(f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

= $(0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 18.665)× 16,129,061 / 1.0E+06

= 372.90 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 536.50 kN·m

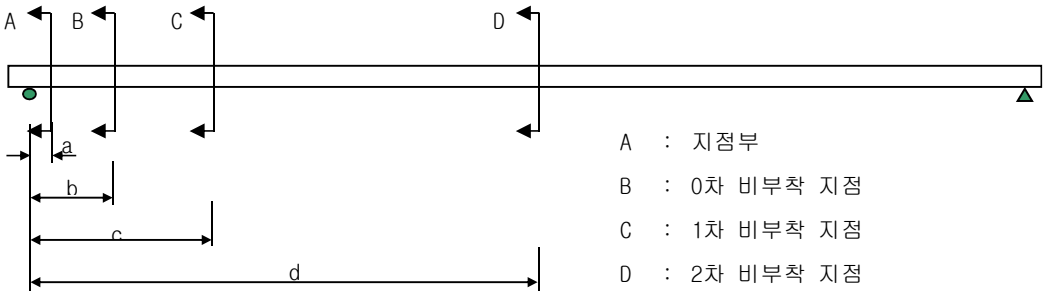
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 372.90 = 447.49 kN·m

ΦM_n > $1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	55.011	0.769	55.780	44.963	100.742
B	47.670	0.666	48.336	38.963	87.299
C	40.329	0.564	40.893	32.963	73.855
D	32.071	0.448	32.519	26.213	58.731
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	41.440	0.579	42.019	33.870	75.889
C	77.006	1.076	78.083	62.940	141.023
D	109.999	1.537	111.536	89.906	201.443
E	167.646	2.343	169.989	137.023	307.012

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	66.013	0.923	66.936	71.940	138.876
B	57.204	0.799	58.004	62.340	120.344
C	48.395	0.676	49.071	52.740	101.811
D	38.485	0.538	39.023	41.940	80.963
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	49.727	0.695	50.422	54.192	104.614
C	92.408	1.291	93.699	100.704	194.403
D	131.999	1.845	133.844	143.850	277.694
E	201.176	2.811	203.987	219.237	423.224

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	8.247	0.000	1,952,590,337	123.7	186.037
B	50.0	8.247	2.661	1,952,590,337	123.7	144.018
C	50.0	8.247	4.945	1,952,590,337	123.7	107.955
D	50.0	10.945	6.989	1,965,572,006	123.2	119.573
E	50.0	13.525	10.539	1,978,363,907	122.7	105.176

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,500	200.0	100.742	38.133	186.037	0.000	∞
B	50.0	1,500	200.0	87.299	33.045	144.018	28.726	359.037
C	50.0	1,500	200.0	73.855	27.956	107.955	53.381	236.459
D	50.0	1,500	200.0	58.731	22.231	119.573	76.251	199.659
E	50.0	1,500	200.0	0.000	0.000	105.176	116.212	106.066

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.334	1,500.0	200.0	0.00	1,005.203
B	50.0	4.334	1,500.0	200.0	0.00	1,005.203
C	50.0	4.334	1,500.0	200.0	0.00	1,005.203
D	50.0	5.790	1,500.0	200.0	0.00	1,136.264
E	50.0	7.201	1,500.0	200.0	0.00	1,263.269

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,005.203	1,005.203
B	359.037	1,005.203	359.037
C	236.459	1,005.203	236.459
D	199.659	1,136.264	199.659
E	106.066	1,263.269	106.066

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600mm보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

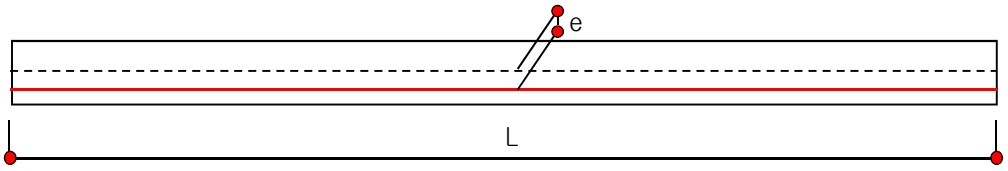
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	138.876	1,005.203	0.750	753.902	-615.03	0.184	전단보강 불필요
B	120.344	359.037	0.750	269.278	-148.93	0.447	전단보강 불필요
C	101.811	236.459	0.750	177.344	-75.53	0.574	전단보강 불필요
D	80.963	199.659	0.750	149.744	-68.78	0.541	전단보강 불필요
E	0.000	106.066	0.750	79.550	-79.55	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

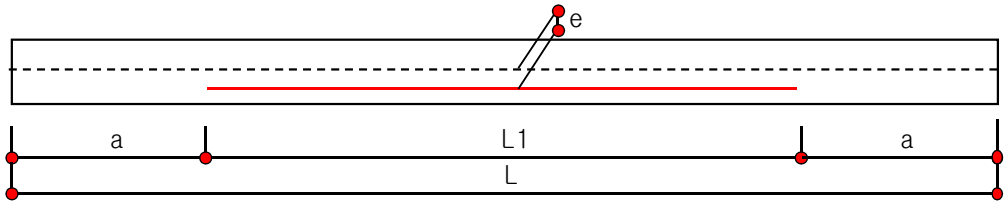
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}222 \times 67.7 \times 11.99^2}{8 \times 32{,}300 \times 1978363907} - \frac{693 \times 68.2 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1978363907}$$

$$- \frac{697 \times 68.7 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1978363907}$$

$$= 61.30 - 2.311 - 0.959 = 58.0 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (11,990 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	217.979	1,989,717,784	-58.03	
풍도슬래브 자중	111.764	1,989,717,784	44.64	
접합 몰탈	1.562	1,989,717,784	0.59	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,989,717,784	0.00	
합 계(고정하중)			-12.80	
작업하중 및 풍하중	91.349	1,989,717,784	34.65	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE2-1

(L= 12.190 m, B= 1.000 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

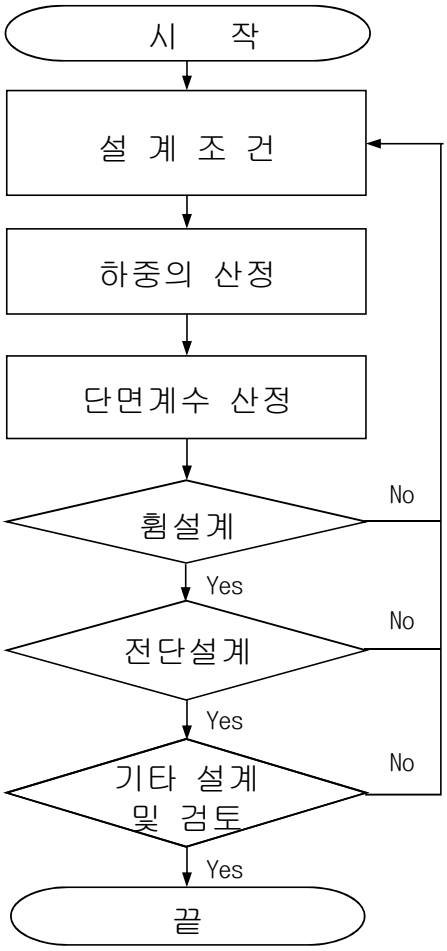
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.190 m

㉯ 계산지간 : 11.990 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

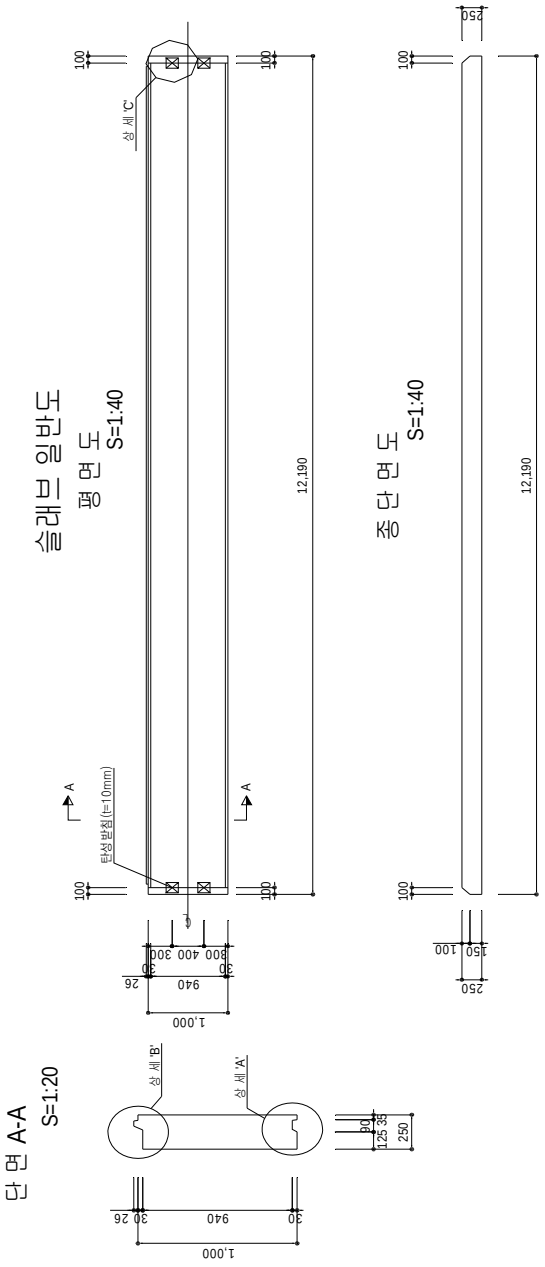
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

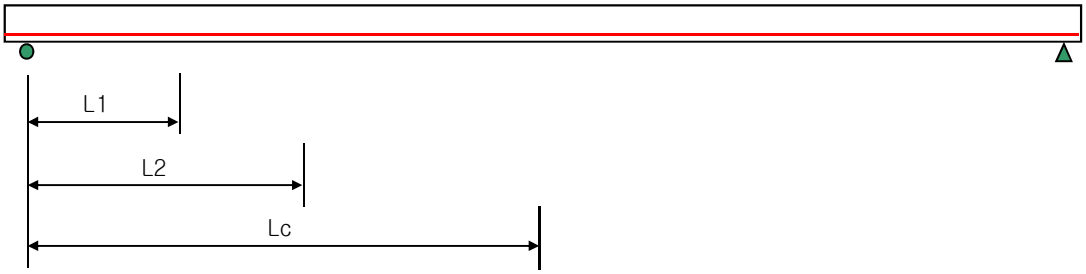
단 면 적 = 242,879 ㎟

하중계산 = 242,879 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.072 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

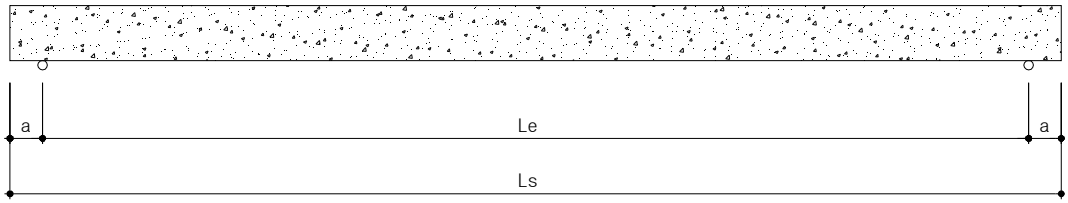
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.072	0.128	0.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.20
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	11.20
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.20
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	8.68
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	15.44
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.44
MAX						15.44

3.5 단면력 산정

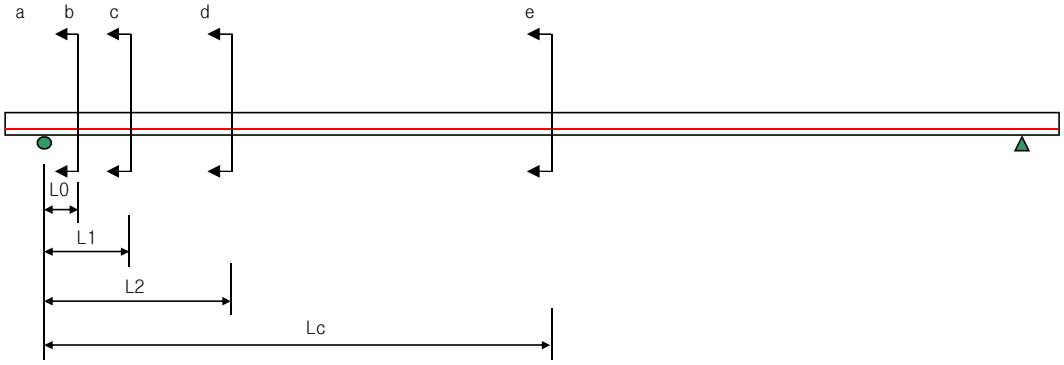
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.190 m
- 계산지간(Le) : 11.990 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.995 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.072 × 11.990)/ 2 = 36.401 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.072 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 27.421 kN-m

M_3 = 6.072 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 50.956 kN-m

M_4 = 6.072 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 72.788 kN-m

M_5 = 6.072 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 110.933 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.401 kN

S_2 = 36.401 - (6.072 × 0.800) = 31.544 kN

S_3 = 36.401 - (6.072 × 1.600) = 26.686 kN

S_4 = 36.401 - (6.072 × 2.500) = 21.222 kN

S_5 = 36.401 - (6.072 × 5.995) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.128 × 11.990)/ 2 = 0.769 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.128 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 0.579 kN-m

M_3 = 0.128 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 1.076 kN-m

M_4 = 0.128 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 1.537 kN-m

M_5 = 0.128 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 2.343 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.769 kN

S_2 = 0.769 - (0.128 × 0.800) = 0.666 kN

S_3 = 0.769 - (0.128 × 1.600) = 0.564 kN

S_4 = 0.769 - (0.128 × 2.500) = 0.448 kN

S_5 = 0.769 - (0.128 × 5.995) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.995 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 11.990)/ 2 = 29.975 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 22.580 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 41.960 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 59.938 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 91.349 kN-m

③ 전단력

S_1 = 29.975 kN

S_2 = 29.975 - (5.000 × 0.800) = 25.975 kN

S_3 = 29.975 - (5.000 × 1.600) = 21.975 kN

S_4 = 29.975 - (5.000 × 2.500) = 17.475 kN

S_5 = 29.975 - (5.000 × 5.995) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.421	0.579	0.000	22.580	50.580	0차비부착부
	c	50.956	1.076	0.000	41.960	93.992	1차비부착부
	d	72.788	1.537	0.000	59.938	134.262	2차비부착부
	e	110.933	2.343	0.000	91.349	204.625	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.401	0.769	0.000	29.975	67.145	지점부(전단검토)
	b	31.544	0.666	0.000	25.975	58.185	0차비부착부
	c	26.686	0.564	0.000	21.975	49.225	1차비부착부
	d	21.222	0.448	0.000	17.475	39.145	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

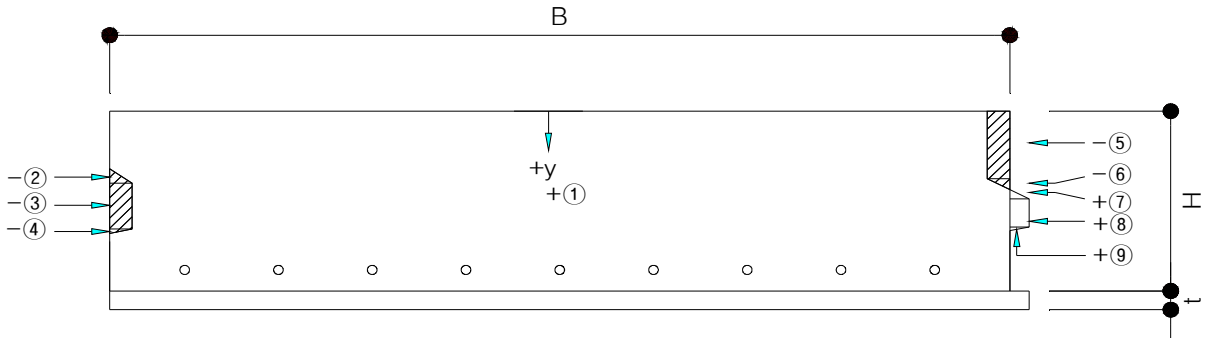
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.401	0.769	0.000		37.170	
LC-2	36.401	0.769	0.000	29.975	67.145	
MAX					67.145	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	250	250,000	125.0	31,250,000	15,625	5,208	20,833	5,208,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-12			-1,664	195.0	-324,558	38,025			-63,320,237
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				242,879		30,432,997				5,085,601,256

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 242,878.60 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 30,432,997 / 242,879 = 125.30 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 125.30 - 250.00 = -124.70 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

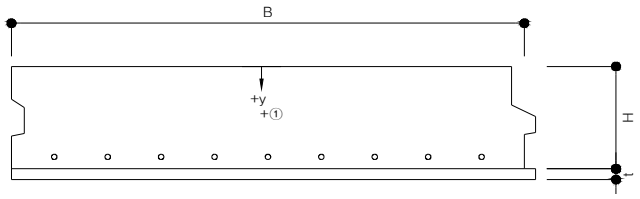
= 5,085,601,256 - 125.30 × 30,432,997 = 1,272,308,086 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,272,308,086}{125.30} =$ 10,153,992.0 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,272,308,086}{-124.70} =$ -10,203,055.7 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			242,878.60		30,432,997				5,085,601,256
Ap1	138.7	12	9,986.40	195.0	1,947,348	38,025	0	38,025	379,732,860
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		12	252,865.00		32,380,345				5,465,334,116

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 252,865.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 32,380,345 / 252,865 = 128.05 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 128.05 − 250.00 = −121.95 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (12 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/12$

= 128.05 − 195.00 = −66.95 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

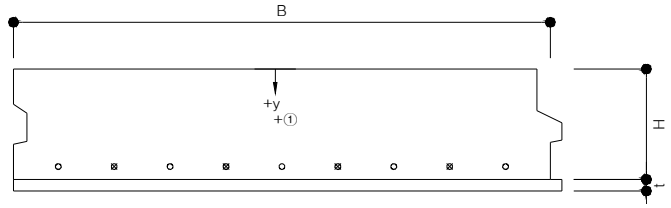
= 5,465,334,116 − 128.05 × 32,380,345 = 1,318,905,222 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,318,905,222}{128.05} = 10,299,611.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,318,905,222}{-66.95} = -19,700,996.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,318,905,222}{-121.95} = -10,815,475.3 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			242,878.60		30,432,997				5,085,601,256
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	251,200.60		32,055,787				5,402,045,306

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 251,200.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 32,055,787 / 251,201 = 127.61 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.61 − 250.00 = -122.39 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 × 195.0 + 0 × 145.0) / 10

= 127.61 − 195.00 = -67.39 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

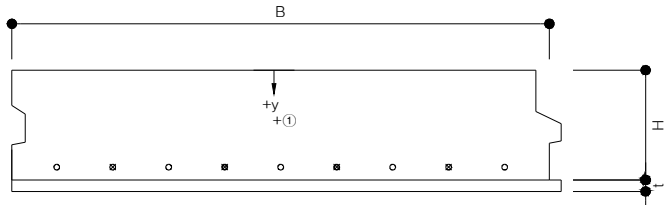
= 5,402,045,306 − 127.61 × 32,055,787 = 1,311,396,318 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,311,396,318}{127.61} = 10,276,570.1$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,311,396,318}{-67.39} = -19,459,896.0$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,311,396,318}{-122.39} = -10,714,924.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			242,878.60		30,432,997				5,085,601,256
Ap1	138.7	8	6,657.60	195.0	1,298,232	38,025	0	38,025	253,155,240
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		8	249,536.20		31,731,229				5,338,756,496

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 249,536.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 31,731,229 / 249,536 = 127.16 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 127.16 − 250.00 = -122.84 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 × 195.0+ 0 × 145.0) / 8

= 127.16 − 195.00 = -67.84 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 5,338,756,496 − 127.16 × 31,731,229 = 1,303,787,245 ㎜⁴

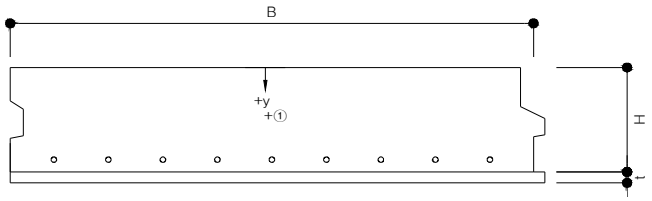
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,303,787,245}{127.16} = 10,253,057.5$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,303,787,245}{-67.84} = -19,218,795.6$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,303,787,245}{-122.84} = -10,613,774.0$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			242,878.60		30,432,997				5,085,601,256
Ap1	138.7	12	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		12	251,200.60		32,055,787				5,402,045,306

N_c = 6.00

A_{vc1} = 251,200.60 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 32,055,787 / 251,201 = 127.61 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.61 − 250.00 = -122.39 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (12 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 12$

= 127.61 − 195.00 = -67.39 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

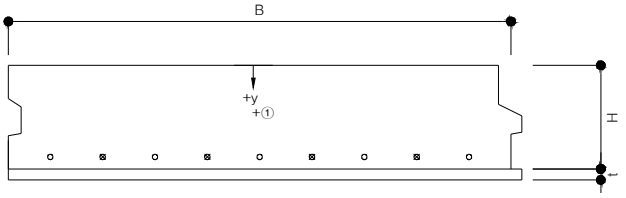
= 5,402,045,306 − 127.61 × 32,055,787 = 1,311,396,318 mm^4

$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,311,396,318}{127.61} = 10,276,570.1$ ㎣

$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,311,396,318}{-67.39} = -19,459,896.0$ ㎣

$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,311,396,318}{-122.39} = -10,714,924.9$ ㎣

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			242,878.60		30,432,997				5,085,601,256
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	249,813.60		31,785,322				5,349,304,631

N_c = 6.00

A_{vb1} = 249,813.60 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 31,785,322 / 249,814 = 127.24 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 127.24 − 250.00 = -122.76 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×195.0+0 ×145.0) / 10

= 127.24 − 195.00 = -67.76 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

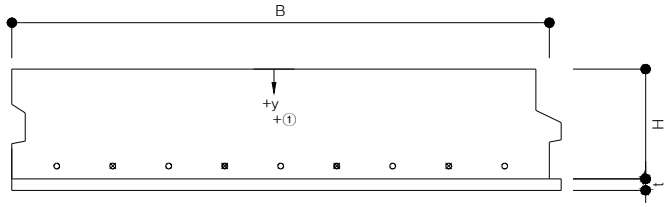
= 5,349,304,631 − 127.24 × 31,785,322 = 1,305,062,465 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,305,062,465}{127.24} = 10,257,009.6$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,305,062,465}{-67.76} = -19,258,979.0$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,305,062,465}{-122.76} = -10,630,674.4$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			242,878.60		30,432,997				5,085,601,256
Ap1	138.7	8	5,548.00	195.0	1,081,860	38,025	0	38,025	210,962,700
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		8	248,426.60		31,514,857				5,296,563,956

N_c = 6.00

A_{va1} = 248,426.60 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 31,514,857 / 248,427 = 126.86 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 126.86 − 250.00 = -123.14 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×195.0+0 ×145.0) / 8

= 126.86 − 195.00 = -68.14 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 5,296,563,956 − 126.86 × 31,514,857 = 1,298,657,887 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,298,657,887}{126.86} = 10,237,113.4$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,298,657,887}{-68.14} = -19,058,062.0$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,298,657,887}{-123.14} = -10,546,003.7$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	242,878.6	A_{vc1}'	252,865.0	mm^2
Y_{tc0}	125.3	Y_{tc1}'	128.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-66.9	mm
Y_{bc0}	-124.7	Y_{bc1}'	-121.9	mm
I_{vc0}	1,272,308,086.1	I_{vc1}'	1,318,905,221.5	mm^4
Z_{tc0}	10,153,992.0	Z_{tc1}'	10,299,611.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-19,700,996.4	mm^3
Z_{bc0}	-10,203,055.7	Z_{bc1}'	-10,815,475.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	242,878.6	A_{vb1}'	251,200.6	mm^2
Y_{tb0}	125.3	Y_{tb1}'	127.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.4	mm
Y_{bb0}	-124.7	Y_{bb1}'	-122.4	mm
I_{vb0}	1,272,308,086.1	I_{vb1}'	1,311,396,317.6	mm^4
Z_{tb0}	10,153,992.0	Z_{tb1}'	10,276,570.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-19,459,896.0	mm^3
Z_{bb0}	-10,203,055.7	Z_{bb1}'	-10,714,924.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	242,878.6	A_{va1}'	249,536.2	mm^2
Y_{ta0}	125.3	Y_{ta1}'	127.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-67.8	mm
Y_{ba0}	-124.7	Y_{ba1}'	-122.8	mm
I_{va0}	1,272,308,086.1	I_{va1}'	1,303,787,245.3	mm^4
Z_{ta0}	10,153,992.0	Z_{ta1}'	10,253,057.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-19,218,795.6	mm^3
Z_{ba0}	-10,203,055.7	Z_{ba1}'	-10,613,774.0	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	242,878.6	A_{vc1}	251,200.6	mm^2
Y_{tc0}	125.3	Y_{tc1}	127.6	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.4	mm
Y_{bc0}	-124.7	Y_{bc1}	-122.4	mm
I_{vc0}	1,272,308,086.1	I_{vc1}	1,311,396,317.6	mm^4
Z_{tc0}	10,153,992.0	Z_{tc1}	10,276,570.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-19,459,896.0	mm^3
Z_{bc0}	-10,203,055.7	Z_{bc1}	-10,714,924.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	242,878.6	A_{vb1}	249,813.6	mm^2
Y_{tb0}	125.3	Y_{tb1}	127.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-67.8	mm
Y_{bb0}	-124.7	Y_{bb1}	-122.8	mm
I_{vb0}	1,272,308,086.1	I_{vb1}	1,305,062,465.1	mm^4
Z_{tb0}	10,153,992.0	Z_{tb1}	10,257,009.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-19,258,979.0	mm^3
Z_{bb0}	-10,203,055.7	Z_{bb1}	-10,630,674.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	242,878.6	A_{va1}	248,426.6	mm^2
Y_{ta0}	125.3	Y_{ta1}	126.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.1	mm
Y_{ba0}	-124.7	Y_{ba1}	-123.1	mm
I_{va0}	1,272,308,086.1	I_{va1}	1,298,657,887.1	mm^4
Z_{ta0}	10,153,992.0	Z_{ta1}	10,237,113.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-19,058,062.0	mm^3
Z_{ba0}	-10,203,055.7	Z_{ba1}	-10,546,003.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{110,933,358}{10,299,611} \times 1.000 = 10.771$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{110,933,358}{-19,700,996} \times 1.000 = -5.631$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{110,933,358}{-10,815,475} \times 1.000 = -10.257$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{110,933,358}{10,276,570} \times 1.000 = 10.795$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{110,933,358}{-19,459,896} \times 1.000 = -5.701$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{110,933,358}{-10,714,925} \times 1.000 = -10.353$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,342,905}{10,276,570} \times 1.000 = 0.228$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,342,905}{-19,459,896} \times 1.000 = -0.120$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,342,905}{-10,714,925} \times 1.000 = -0.219$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{10,276,570} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-19,459,896} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-10,714,925} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{91,348,813}{10,276,570} \times 1.000 = 8.889$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{91,348,813}{-19,459,896} \times 1.000 = -4.694$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{91,348,813}{-10,714,925} \times 1.000 = -8.525$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{252,865} + \frac{-66.95}{-19,700,996}\right)$

$= 16.766$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.631$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (16.766 + -5.631)$

$= 11.135$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.135 = 80.109$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.120 + 0.000)
  = 0.120 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.135 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.135 - 7 × 0.120
  = 132.779 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 80.109 - 0.05 × (45.500 + 132.779)
= 18.075 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 80.109 = 1,289.89 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 12 × 138.7 × 1,289.9
= 2,146.89 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,289.89 - 132.78 - 45.50 - 18.08
= 1,093.54 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,093.54}{1,289.89} = 0.848$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.848 × 2,146.89 = 1,820.08 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,146.89 × -66.95 / 1,000 = -143.726 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,820.08 × -67.39 / 1,000 = -122.655 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,146,894}{252,865} + \frac{-143,726,232}{10,299,611} =$ -5.464 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,146,894}{252,865} + \frac{-143,726,232}{-19,700,996} =$ 15.786 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,146,894}{252,865} + \frac{-143,726,232}{-10,815,475} =$ 21.779 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,820,082}{251,201} + \frac{-122,654,741}{10,276,570} =$ -4.690 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,820,082}{251,201} + \frac{-122,654,741}{-19,459,896} =$ 13.548 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,820,082}{251,201} + \frac{-122,654,741}{-10,714,925} =$ 18.693 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{72,787,680}{10,276,570} \times 1.000 =$ 7.083 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{72,787,680}{-19,459,896} \times 1.000 =$ -3.740 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{72,787,680}{-10,714,925} \times 1.000 =$ -6.793 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{72,787,680}{10,257,010} \times 1.000 =$ 7.096 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{72,787,680}{-19,258,979} \times 1.000 =$ -3.779 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{72,787,680}{-10,630,674} \times 1.000 =$ -6.847 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,537,271}{10,257,010} \times 1.000 = 0.150$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,537,271}{-19,258,979} \times 1.000 = -0.080$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,537,271}{-10,630,674} \times 1.000 = -0.145$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{10,257,010} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-19,258,979} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-10,630,674} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{59,937,500}{10,257,010} \times 1.000 = 5.844$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{59,937,500}{-19,258,979} \times 1.000 = -3.112$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{59,937,500}{-10,630,674} \times 1.000 = -5.638$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{251,201} + \frac{-67.39}{-19,459,896} \right)$

$= 14.145$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.740 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.145 + -3.740)$
  $=$ 10.404 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.404 =$ 74.852 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.080 + 0.000)$
  $=$ 0.080 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.404 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.404 - 7 \times 0.080$
  $=$ 124.294 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 74.852 - 0.05 \times (45.500 + 124.294)$
$=$ 19.025 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 74.852 =$ 1,295.15 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,295.1$
$=$ 1,796.37 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,295.15 - 124.29 - 45.50 - 19.03$
$=$ 1,106.33 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,106.33}{1,295.15} =$ 0.854

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.854 $\times$ 1,796.37 = 1,534.48 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}796.37 \times -67.39 / 1{,}000 = -121.057$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}534.48 \times -67.76 / 1{,}000 = -103.982$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}796{,}371}{251{,}201} + \frac{-121{,}056{,}849}{10{,}276{,}570} = -4.629$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}796{,}371}{251{,}201} + \frac{-121{,}056{,}849}{-19{,}459{,}896} = 13.372$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}796{,}371}{251{,}201} + \frac{-121{,}056{,}849}{-10{,}714{,}925} = 18.449$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}534{,}478}{249{,}814} + \frac{-103{,}982{,}149}{10{,}257{,}010} = -3.995$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}534{,}478}{249{,}814} + \frac{-103{,}982{,}149}{-19{,}258{,}979} = 11.542$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}534{,}478}{249{,}814} + \frac{-103{,}982{,}149}{-10{,}630{,}674} = 15.924$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{50{,}955{,}930}{10{,}253{,}057} \times 1.000 = 4.970$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{50{,}955{,}930}{-19{,}218{,}796} \times 1.000 = -2.651$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{50{,}955{,}930}{-10{,}613{,}774} \times 1.000 = -4.801$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{50{,}955{,}930}{10{,}237{,}113} \times 1.000 = 4.978$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{50{,}955{,}930}{-19{,}058{,}062} \times 1.000 = -2.674$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{50{,}955{,}930}{-10{,}546{,}004} \times 1.000 = -4.832$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{1,076,186}{10,237,113} \times 1.000 = 0.105$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{1,076,186}{-19,058,062} \times 1.000 = -0.056$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{1,076,186}{-10,546,004} \times 1.000 = -0.102$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{10,237,113} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-19,058,062} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-10,546,004} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{41,960,000}{10,237,113} \times 1.000 = 4.099$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{41,960,000}{-19,058,062} \times 1.000 = -2.202$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{41,960,000}{-10,546,004} \times 1.000 = -3.979$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{249,536} + \frac{-67.84}{-19,218,796})$

$= 11.458$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.651 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.458 + -2.651)$
  $= 8.806$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.806 = 63.356$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.056 + 0.000)$
  $= 0.056$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 8.806$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.806 - 7 \times 0.056$
  $= 105.282$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 63.356 - 0.05 \times (45.500 + 105.282)$
$= 21.125$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 63.356 = 1,306.64$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,306.6$
$= 1,449.85$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,306.64 - 105.28 - 45.50 - 21.13$
$= 1,134.74$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,134.74}{1,306.64} = 0.868$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.868 \times 1,449.85 = 1,259.10$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}449.85 \times -67.84 / 1{,}000 = -98.357$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}259.10 \times -68.14 / 1{,}000 = -85.798$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}449{,}853}{249{,}536} + \frac{-98{,}356{,}802}{10{,}253{,}057} = -3.783$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}449{,}853}{249{,}536} + \frac{-98{,}356{,}802}{-19{,}218{,}796} = 10.928$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}449{,}853}{249{,}536} + \frac{-98{,}356{,}802}{-10{,}613{,}774} = 15.077$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}259{,}104}{248{,}427} + \frac{-85{,}798{,}107}{10{,}237{,}113} = -3.313$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}259{,}104}{248{,}427} + \frac{-85{,}798{,}107}{-19{,}058{,}062} = 9.570$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}259{,}104}{248{,}427} + \frac{-85{,}798{,}107}{-10{,}546{,}004} = 13.204$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,289.89	1,295.15	1,306.64
유효 긴장응력	1,093.54	1,106.33	1,134.74

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,093.5	1,106.3	1,134.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.464	21.779	-4.629	18.449	-3.783	15.077
풍도슬래브	10.771	-10.257	7.083	-6.793	4.970	-4.801

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.690	18.693	-3.995	15.924	-3.313	13.204
고정 하중	풍도슬래브	10.795	-10.353	7.096	-6.847	4.978	-4.832
	CIP 몰탈	0.228	-0.219	0.150	-0.145	0.105	-0.102
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.889	-8.525	5.844	-5.638	4.099	-3.979

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.306	11.522	2.454	11.656	1.187	10.276
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.105	8.339	3.101	9.077	1.665	8.372
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.333	8.121	3.251	8.932	1.770	8.270
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.333	8.121	3.251	8.932	1.770	8.270
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.222	-0.405	9.095	3.294	5.869	4.291
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,280,228.000 \quad \times \quad 12190 \quad) / (\quad 1664.400 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 83.502 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	135.932	1.6 ×(Σ작업하중)	146.158	282.090

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 282.090 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1000.0 \times 195.0} = 0.0085$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,533 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,533 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 60.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,533 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.09}{50}\right)$$

$$= 358 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 358 kN·m > 282.09 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 18.693)× 10,714,925 / 1.0E+06

= 248.02 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 357.66 kN·m

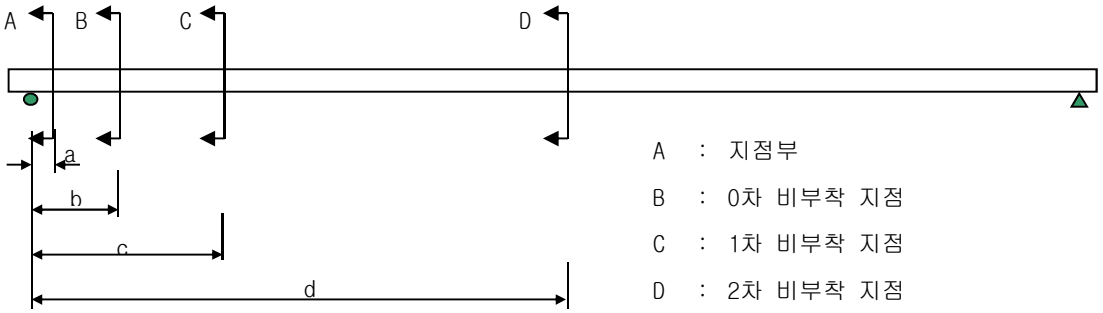
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 248.02 = 297.63 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	36.401	0.769	37.170	29.975	67.145
B	31.544	0.666	32.210	25.975	58.185
C	26.686	0.564	27.250	21.975	49.225
D	21.222	0.448	21.670	17.475	39.145
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	27.421	0.579	28.000	22.580	50.580
C	50.956	1.076	52.032	41.960	93.992
D	72.788	1.537	74.325	59.938	134.262
E	110.933	2.343	113.276	91.349	204.625

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	43.682	0.923	44.604	47.960	92.564
B	37.853	0.799	38.652	41.560	80.212
C	32.024	0.676	32.700	35.160	67.860
D	25.466	0.538	26.004	27.960	53.964
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	32.905	0.695	33.600	36.128	69.728
C	61.147	1.291	62.439	67.136	129.575
D	87.345	1.845	89.190	95.900	185.090
E	133.120	2.811	135.932	146.158	282.090

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.570	0.000	1,298,657,887	123.1	138.214
B	50.0	9.570	2.655	1,298,657,887	123.1	110.213
C	50.0	9.570	4.934	1,298,657,887	123.1	86.182
D	50.0	11.542	6.992	1,305,062,465	122.8	85.956
E	50.0	13.548	10.572	1,311,396,318	122.4	69.778

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	200.0	67.145	25.419	138.214	0.000	∞
B	50.0	1,000	200.0	58.185	22.027	110.213	19.148	255.680
C	50.0	1,000	200.0	49.225	18.635	86.182	35.582	165.070
D	50.0	1,000	200.0	39.145	14.819	85.956	50.827	134.916
E	50.0	1,000	200.0	0.000	0.000	69.778	77.465	70.711

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.068	1,000.0	200.0	0.00	714.221
B	50.0	5.068	1,000.0	200.0	0.00	714.221
C	50.0	5.068	1,000.0	200.0	0.00	714.221
D	50.0	6.142	1,000.0	200.0	0.00	778.672
E	50.0	7.246	1,000.0	200.0	0.00	844.854

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	714.221	714.221
B	255.680	714.221	255.680
C	165.070	714.221	165.070
D	134.916	778.672	134.916
E	70.711	844.854	70.711

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

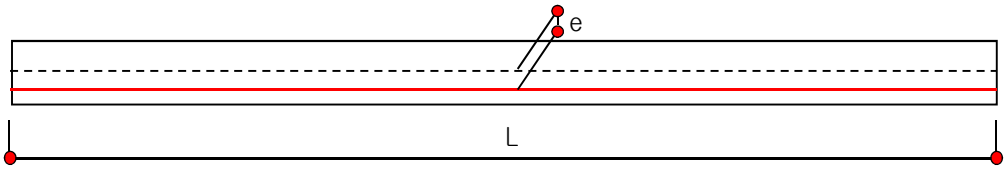
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	92.564	714.221	0.750	535.666	-443.10	0.173	전단보강 불필요
B	80.212	255.680	0.750	191.760	-111.55	0.418	전단보강 불필요
C	67.860	165.070	0.750	123.802	-55.94	0.548	전단보강 불필요
D	53.964	134.916	0.750	101.187	-47.22	0.533	전단보강 불필요
E	0.000	70.711	0.750	53.033	-53.03	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

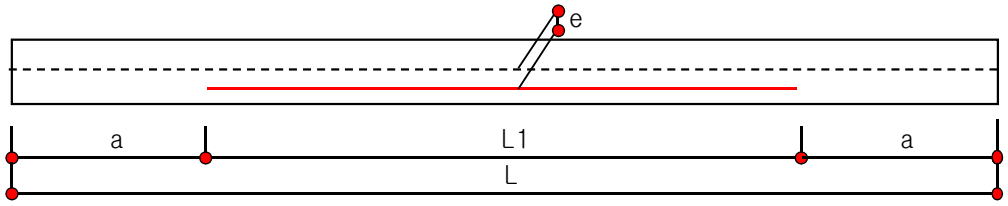
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}147 \times 67.4 \times 11.99^2}{8 \times 32{,}300 \times 1311396318} - \frac{351 \times 67.8 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1311396318}$$

$$- \frac{347 \times 68.1 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1311396318}$$

$$= 61.38 - 1.752 - 0.714 = 58.9 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (11,990 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	144.679	1,318,905,222	-58.91	
풍도슬래브 자중	110.933	1,318,905,222	44.56	
접합 몰탈	2.343	1,318,905,222	0.89	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,318,905,222	0.00	
합 계(고정하중)			-13.46	
작업하중 및 풍하중	91.349	1,318,905,222	34.85	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE2-2

(L= 12.190 m, B= 1.400 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

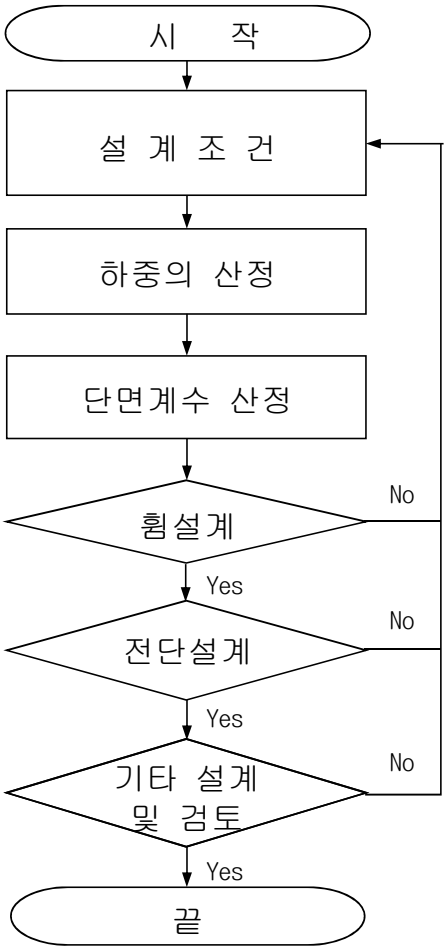
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.190 m

㉯ 계산지간 : 11.990 m

㉰ 폭 원 : 1.400 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 18 = 2,496.6 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 18 = 2,496.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

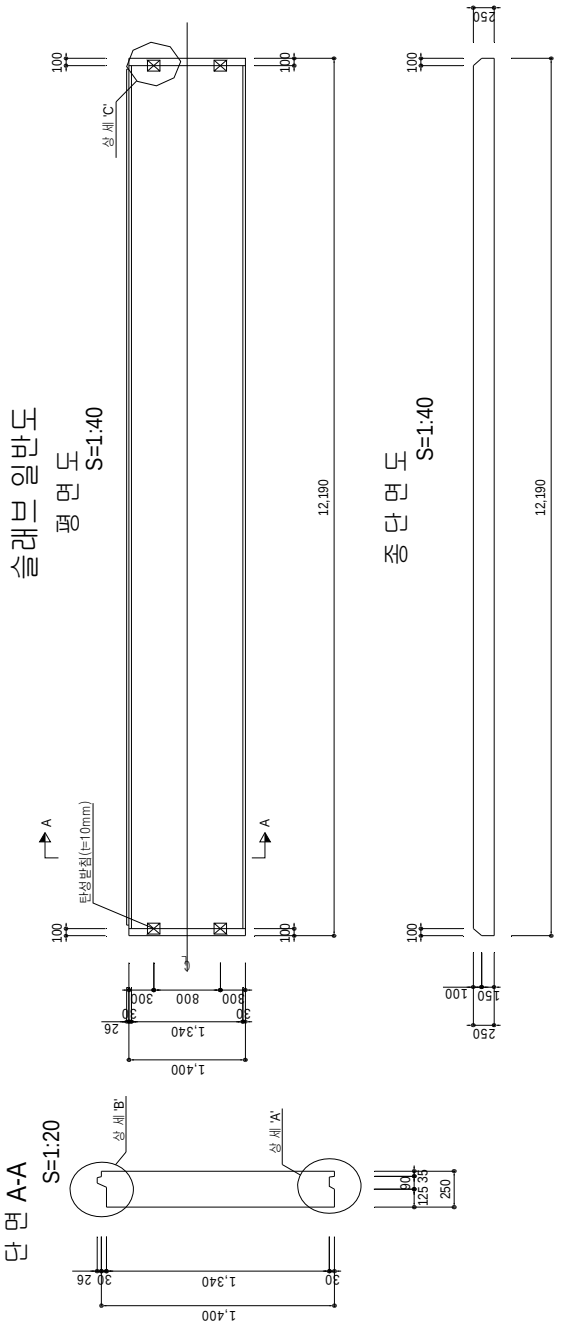
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

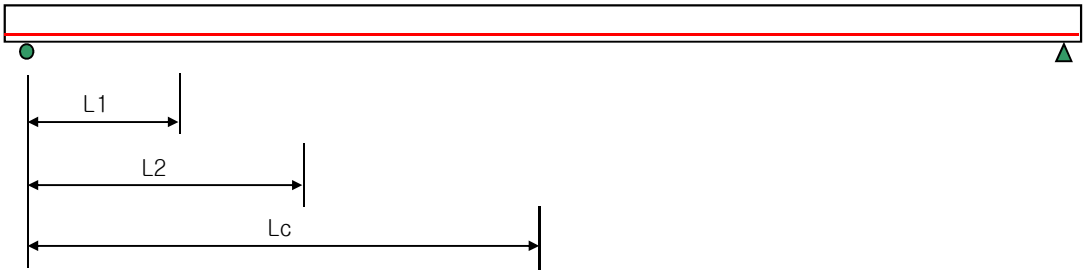
단 면 적 = 342,046 ㎟

하중계산 = 342,046 / 1.0E+06 × 25.00 = 8.551 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,400.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.400 = 0.000 kN

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.400 = 7.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

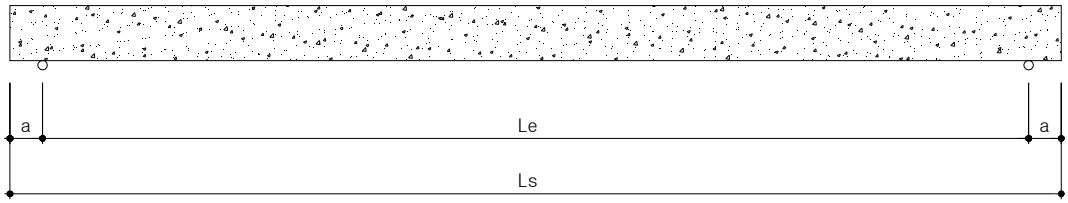
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	8.551	0.128	0.000	7.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.68
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	15.68
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	8.68
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	12.15
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	21.62
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	10.42
MAX						21.62

3.5 단면력 산정

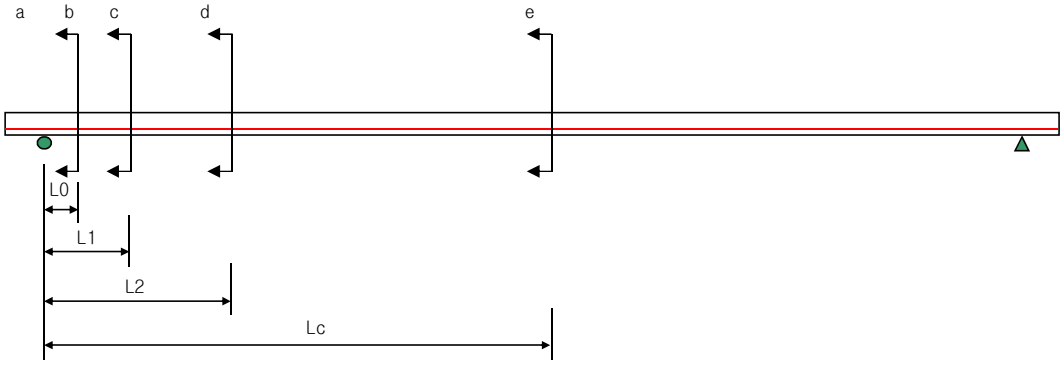
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.190 m
- 계산지간(Le) : 11.990 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.995 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.108 × 11.990)/ 2 = 36.617 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.108 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 27.584 kN-m

M_3 = 6.108 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 51.258 kN-m

M_4 = 6.108 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 73.219 kN-m

M_5 = 6.108 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 111.591 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.617 kN

S_2 = 36.617 - (6.108 × 0.800) = 31.731 kN

S_3 = 36.617 - (6.108 × 1.600) = 26.845 kN

S_4 = 36.617 - (6.108 × 2.500) = 21.347 kN

S_5 = 36.617 - (6.108 × 5.995) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.092 × 11.990)/ 2 = 0.549 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.092 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 0.414 kN-m

M_3 = 0.092 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 0.769 kN-m

M_4 = 0.092 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 1.098 kN-m

M_5 = 0.092 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 1.674 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.549 kN

S_2 = 0.549 - (0.092 × 0.800) = 0.476 kN

S_3 = 0.549 - (0.092 × 1.600) = 0.403 kN

S_4 = 0.549 - (0.092 × 2.500) = 0.320 kN

S_5 = 0.549 - (0.092 × 5.995) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.995 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 11.990)/ 2 = 29.975 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 22.580 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 41.960 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 59.938 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 91.349 kN-m

③ 전단력

S_1 = 29.975 kN

S_2 = 29.975 - (5.000 × 0.800) = 25.975 kN

S_3 = 29.975 - (5.000 × 1.600) = 21.975 kN

S_4 = 29.975 - (5.000 × 2.500) = 17.475 kN

S_5 = 29.975 - (5.000 × 5.995) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.584	0.414	0.000	22.580	50.577	0차비부착부
	c	51.258	0.769	0.000	41.960	93.987	1차비부착부
	d	73.219	1.098	0.000	59.938	134.255	2차비부착부
	e	111.591	1.674	0.000	91.349	204.614	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.617	0.549	0.000	29.975	67.141	지점부(전단검토)
	b	31.731	0.476	0.000	25.975	58.182	0차비부착부
	c	26.845	0.403	0.000	21.975	49.222	1차비부착부
	d	21.347	0.320	0.000	17.475	39.143	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

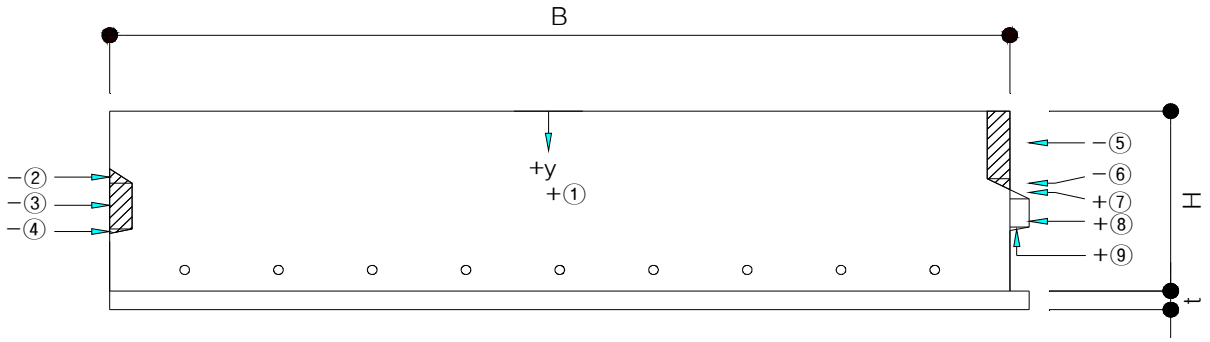
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.617	0.549	0.000		37.166	
LC-2	36.617	0.549	0.000	29.975	67.141	
MAX					67.141	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1400	250	350,000	125.0	43,750,000	15,625	5,208	20,833	7,291,666,667
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-18			-2,497	195.0	-486,837	38,025			-94,980,356
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				342,046		42,770,718				7,137,274,470

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 342,046.40 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 42,770,718 / 342,046 = 125.04 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 125.04 - 250.00 = -124.96 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

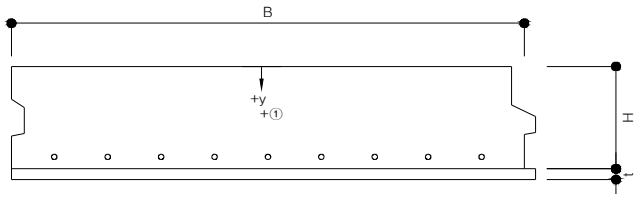
= 7,137,274,470 - 125.04 × 42,770,718 = 1,789,069,320 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,789,069,320}{125.04} = 14,307,562.5$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,789,069,320}{-124.96} = -14,317,550.1$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	18	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			342,046.40		42,770,718				7,137,274,470
Ap1	138.7	18	14,979.60	195.0	2,921,022	38,025	0	38,025	569,599,290
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		18	357,026.00		45,691,740				7,706,873,760

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 357,026.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 45,691,740 / 357,026 = 127.98 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 127.98 − 250.00 = −122.02 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (18 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/18$

= 127.98 − 195.00 = −67.02 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

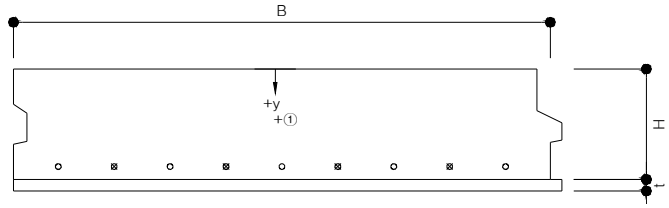
= 7,706,873,760 − 127.98 × 45,691,740 = 1,859,302,143 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,859,302,143}{127.98} = 14,528,210.3 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,859,302,143}{-67.02} = -27,741,978.1 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,859,302,143}{-122.02} = -15,237,527.0 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			342,046.40		42,770,718				7,137,274,470
Ap1	138.7	14	11,650.80	195.0	2,271,906	38,025	0	38,025	443,021,670
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	353,697.20		45,042,624				7,580,296,140

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 353,697.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 45,042,624 / 353,697 = 127.35 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.35 − 250.00 = -122.65 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (14 × 195.0 + 0 × 145.0) / 14

= 127.35 − 195.00 = -67.65 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

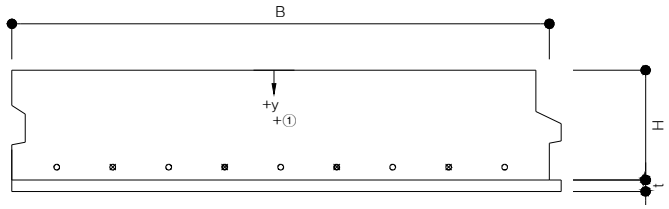
= 7,580,296,140 − 127.35 × 45,042,624 = 1,844,208,954 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,844,208,954}{127.35} = 14,481,650.6$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,844,208,954}{-67.65} = -27,260,220.1$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,844,208,954}{-122.65} = -15,036,107.5$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			342,046.40		42,770,718				7,137,274,470
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	350,368.40		44,393,508				7,453,718,520

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 350,368.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 44,393,508 / 350,368 = 126.71 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 126.71 − 250.00 = -123.29 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (10 × 195.0+ 0 × 145.0) / 10

= 126.71 − 195.00 = -68.29 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 7,453,718,520 − 126.71 × 44,393,508 = 1,828,828,968 $㎜^4$

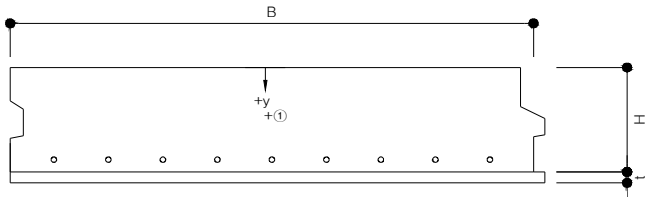
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,828,828,968}{126.71} = 14,433,729.4$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,828,828,968}{-68.29} = -26,778,462.2$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,828,828,968}{-123.29} = -14,832,980.7$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	18	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			342,046.40		42,770,718				7,137,274,470
Ap1	138.7	18	12,483.00	195.0	2,434,185	38,025	0	38,025	474,666,075
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		18	354,529.40		45,204,903				7,611,940,545

N_c = 6.00

A_{vc1} = 354,529.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 45,204,903 / 354,529 = 127.51 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.51 − 250.00 = −122.49 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (18 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 18$

= 127.51 − 195.00 = −67.49 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

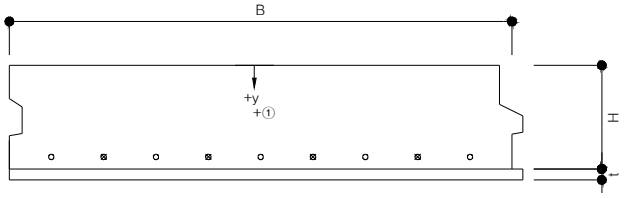
= 7,611,940,545 − 127.51 × 45,204,903 = 1,848,008,823 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,848,008,823}{127.51} = 14,493,415.9 \ mm^3$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,848,008,823}{-67.49} = -27,380,659.6 \ mm^3$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,848,008,823}{-122.49} = -15,086,621.6 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			342,046.40		42,770,718				7,137,274,470
Ap1	138.7	14	9,709.00	195.0	1,893,255	38,025	0	38,025	369,184,725
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	351,755.40		44,663,973				7,506,459,195

N_c = 6.00

A_{vb1} = 351,755.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 44,663,973 / 351,755 = 126.97 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 126.97 − 250.00 = -123.03 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (14 × 195.0+0 × 145.0) / 14

= 126.97 − 195.00 = -68.03 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

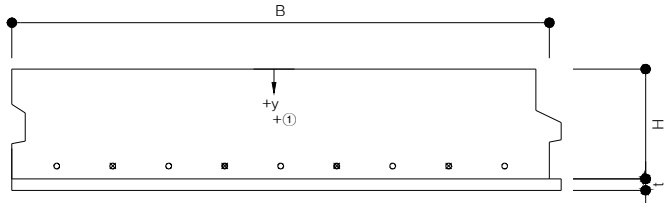
= 7,506,459,195 − 126.97 × 44,663,973 = 1,835,272,672 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,835,272,672}{126.97} = 14,453,865.8$ ㎜^{3}

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,835,272,672}{-68.03} = -26,979,194.7$ ㎜^{3}

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,835,272,672}{-123.03} = -14,917,825.7$ ㎜^{3}

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			342,046.40		42,770,718				7,137,274,470
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	348,981.40		44,123,043				7,400,977,845

N_c = 6.00

A_{va1} = 348,981.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 44,123,043 / 348,981 = 126.43 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 126.43 − 250.00 = -123.57 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (10 × 195.0+0 × 145.0) / 10

= 126.43 − 195.00 = -68.57 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 7,400,977,845 − 126.43 × 44,123,043 = 1,822,334,045 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,822,334,045}{126.43} = 14,413,346.0$ ㎜^{3}

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,822,334,045}{-68.57} = -26,577,729.7$ ㎜^{3}

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,822,334,045}{-123.57} = -14,747,835.4$ ㎜^{3}

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	342,046.4	A_{vc1}'	357,026.0	mm^2
Y_{tc0}	125.0	Y_{tc1}'	128.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-67.0	mm
Y_{bc0}	-125.0	Y_{bc1}'	-122.0	mm
I_{vc0}	1,789,069,319.8	I_{vc1}'	1,859,302,143.1	mm^4
Z_{tc0}	14,307,562.5	Z_{tc1}'	14,528,210.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-27,741,978.1	mm^3
Z_{bc0}	-14,317,550.1	Z_{bc1}'	-15,237,527.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	342,046.4	A_{vb1}'	353,697.2	mm^2
Y_{tb0}	125.0	Y_{tb1}'	127.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.7	mm
Y_{bb0}	-125.0	Y_{bb1}'	-122.7	mm
I_{vb0}	1,789,069,319.8	I_{vb1}'	1,844,208,954.0	mm^4
Z_{tb0}	14,307,562.5	Z_{tb1}'	14,481,650.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-27,260,220.1	mm^3
Z_{bb0}	-14,317,550.1	Z_{bb1}'	-15,036,107.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	342,046.4	A_{va1}'	350,368.4	mm^2
Y_{ta0}	125.0	Y_{ta1}'	126.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-68.3	mm
Y_{ba0}	-125.0	Y_{ba1}'	-123.3	mm
I_{va0}	1,789,069,319.8	I_{va1}'	1,828,828,968.3	mm^4
Z_{ta0}	14,307,562.5	Z_{ta1}'	14,433,729.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-26,778,462.2	mm^3
Z_{ba0}	-14,317,550.1	Z_{ba1}'	-14,832,980.7	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	342,046.4	A_{vc1}	354,529.4	mm^2
Y_{tc0}	125.0	Y_{tc1}	127.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.5	mm
Y_{bc0}	-125.0	Y_{bc1}	-122.5	mm
I_{vc0}	1,789,069,319.8	I_{vc1}	1,848,008,822.9	mm^4
Z_{tc0}	14,307,562.5	Z_{tc1}	14,493,415.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-27,380,659.6	mm^3
Z_{bc0}	-14,317,550.1	Z_{bc1}	-15,086,621.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	342,046.4	A_{vb1}	351,755.4	mm^2
Y_{tb0}	125.0	Y_{tb1}	127.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-68.0	mm
Y_{bb0}	-125.0	Y_{bb1}	-123.0	mm
I_{vb0}	1,789,069,319.8	I_{vb1}	1,835,272,671.6	mm^4
Z_{tb0}	14,307,562.5	Z_{tb1}	14,453,865.8	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-26,979,194.7	mm^3
Z_{bb0}	-14,317,550.1	Z_{bb1}	-14,917,825.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	342,046.4	A_{va1}	348,981.4	mm^2
Y_{ta0}	125.0	Y_{ta1}	126.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.6	mm
Y_{ba0}	-125.0	Y_{ba1}	-123.6	mm
I_{va0}	1,789,069,319.8	I_{va1}	1,822,334,045.0	mm^4
Z_{ta0}	14,307,562.5	Z_{ta1}	14,413,346.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-26,577,729.7	mm^3
Z_{ba0}	-14,317,550.1	Z_{ba1}	-14,747,835.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{111,591,187}{14,528,210} \times 1.400 = 10.753$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{111,591,187}{-27,741,978} \times 1.400 = -5.631$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{111,591,187}{-15,237,527} \times 1.400 = -10.253$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{111,591,187}{14,493,416} \times 1.400 = 10.779$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{111,591,187}{-27,380,660} \times 1.400 = -5.706$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{111,591,187}{-15,086,622} \times 1.400 = -10.355$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,673,504}{14,493,416} \times 1.400 = 0.162$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,673,504}{-27,380,660} \times 1.400 = -0.086$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,673,504}{-15,086,622} \times 1.400 = -0.155$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{14,493,416} \times 1.400 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-27,380,660} \times 1.400 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-15,086,622} \times 1.400 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{91,348,813}{14,493,416} \times 1.400 = 8.824$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{91,348,813}{-27,380,660} \times 1.400 = -4.671$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{91,348,813}{-15,086,622} \times 1.400 = -8.477$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times \left(\frac{1}{357,026} + \frac{-67.02}{-27,741,978}\right)$

$= 17.843$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.631$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.843 + -5.631)$

$= 12.212$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.212 = 87.854$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.086 + 0.000)
  = 0.086 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.212 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.212 - 7 × 0.086
  = 145.942 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 87.854 - 0.05 × (45.500 + 145.942)
= 16.642 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 87.854 = 1,282.15 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 18 × 138.7 × 1,282.1
= 3,201.00 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,282.15 - 145.94 - 45.50 - 16.64
= 1,074.06 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,074.06}{1,282.15} = 0.838$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.838 × 3,201.00 = 2,681.50 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,201.00 × -67.02 / 1,000 = -214.535 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,681.50 × -67.49 / 1,000 = -180.983 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,201,005}{357,026} + \frac{-214,535,337}{14,528,210} = -5.801$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,201,005}{357,026} + \frac{-214,535,337}{-27,741,978} = 16.699$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,201,005}{357,026} + \frac{-214,535,337}{-15,237,527} = 23.045$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,681,500}{354,529} + \frac{-180,983,082}{14,493,416} = -4.924$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,681,500}{354,529} + \frac{-180,983,082}{-27,380,660} = 14.173$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,681,500}{354,529} + \frac{-180,983,082}{-15,086,622} = 19.560$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{73,219,308}{14,481,651} \times 1.400 = 7.078$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{73,219,308}{-27,260,220} \times 1.400 = -3.760$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{73,219,308}{-15,036,107} \times 1.400 = -6.817$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{73,219,308}{14,453,866} \times 1.400 = 7.092$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{73,219,308}{-26,979,195} \times 1.400 = -3.799$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{73,219,308}{-14,917,826} \times 1.400 = -6.871$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,098,051}{14,453,866} \times 1.400 = 0.106$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,098,051}{-26,979,195} \times 1.400 = -0.057$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,098,051}{-14,917,826} \times 1.400 = -0.103$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{14,453,866} \times 1.400 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-26,979,195} \times 1.400 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-14,917,826} \times 1.400 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{59,937,500}{14,453,866} \times 1.400 = 5.806$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{59,937,500}{-26,979,195} \times 1.400 = -3.110$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{59,937,500}{-14,917,826} \times 1.400 = -5.625$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{353,697} + \frac{-67.65}{-27,260,220} \right)$

$= 14.123$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.760 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 14.123 + -3.760)
  = 10.363 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 10.363 = 74.554 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.057 + 0.000)
  = 0.057 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.363 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} =$ 12 × 10.363 - 7 × 0.057
  = 123.957 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 ×H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 ×Δfpel - 0.05 ×(Δfpsh + Δfpcr)
= 35 - 0.1 × 74.554 - 0.05 ×(45.500 + 123.957)
= 19.072 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 - 74.554 = 1,295.45 MPa

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 14 × 138.7 × 1,295.4
= 2,515.50 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,295.45 - 123.96 - 45.50 - 19.07
= 1,106.92 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,106.92}{1,295.45} =$ 0.854

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.854 × 2,515.50 = 2,149.41 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2{,}515.50 \times -67.65 / 1{,}000 = -170.178$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2{,}149.41 \times -68.03 / 1{,}000 = -146.215$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2{,}515{,}497}{353{,}697} + \frac{-170{,}178{,}454}{14{,}481{,}651} = -4.639$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2{,}515{,}497}{353{,}697} + \frac{-170{,}178{,}454}{-27{,}260{,}220} = 13.355$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2{,}515{,}497}{353{,}697} + \frac{-170{,}178{,}454}{-15{,}036{,}107} = 18.430$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2{,}149{,}411}{351{,}755} + \frac{-146{,}214{,}746}{14{,}453{,}866} = -4.005$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2{,}149{,}411}{351{,}755} + \frac{-146{,}214{,}746}{-26{,}979{,}195} = 11.530$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2{,}149{,}411}{351{,}755} + \frac{-146{,}214{,}746}{-14{,}917{,}826} = 15.912$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{51{,}258{,}096}{14{,}433{,}729} \times 1.400 = 4.972$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{51{,}258{,}096}{-26{,}778{,}462} \times 1.400 = -2.680$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{51{,}258{,}096}{-14{,}832{,}981} \times 1.400 = -4.838$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{51{,}258{,}096}{14{,}413{,}346} \times 1.400 = 4.979$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{51{,}258{,}096}{-26{,}577{,}730} \times 1.400 = -2.700$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{51{,}258{,}096}{-14{,}747{,}835} \times 1.400 = -4.866$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{768,704}{14,413,346} \times 1.400 = 0.075$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{768,704}{-26,577,730} \times 1.400 = -0.040$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{768,704}{-14,747,835} \times 1.400 = -0.073$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{14,413,346} \times 1.400 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-26,577,730} \times 1.400 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-14,747,835} \times 1.400 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{41,960,000}{14,413,346} \times 1.400 = 4.076$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{41,960,000}{-26,577,730} \times 1.400 = -2.210$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{41,960,000}{-14,747,835} \times 1.400 = -3.983$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times (\frac{1}{350,368} + \frac{-68.29}{-26,778,462})$

$= 10.270$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.680 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 10.270 + -2.680 $)$
  $=$ 7.590 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.590 $=$ 54.603 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.040 + 0.000 $)$
  $=$ 0.040 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.590 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.590 $- 7 \times$ 0.040
  $=$ 90.794 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 54.603 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 90.794 $)$
$=$ 22.725 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 54.603 $=$ 1,315.40 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 10 $\times$ 138.7 $\times$ 1,315.4
$=$ 1,824.46 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,315.40 $-$ 90.79 $-$ 45.50 $-$ 22.73
$=$ 1,156.38 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,156.38}{1,315.40} =$ 0.879

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.879 $\times$ 1,824.46 $=$ 1,603.90 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}824.46 \times -68.29 / 1{,}000 = -124.601$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}603.90 \times -68.57 / 1{,}000 = -109.973$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}824{,}456}{350{,}368} + \frac{-124{,}600{,}819}{14{,}433{,}729} = -3.425$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}824{,}456}{350{,}368} + \frac{-124{,}600{,}819}{-26{,}778{,}462} = 9.860$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}824{,}456}{350{,}368} + \frac{-124{,}600{,}819}{-14{,}832{,}981} = 13.608$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}603{,}897}{348{,}981} + \frac{-109{,}973{,}140}{14{,}413{,}346} = -3.034$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}603{,}897}{348{,}981} + \frac{-109{,}973{,}140}{-26{,}577{,}730} = 8.734$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}603{,}897}{348{,}981} + \frac{-109{,}973{,}140}{-14{,}747{,}835} = 12.053$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,282.15	1,295.45	1,315.40
유효 긴장응력	1,074.06	1,106.92	1,156.38

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,074.1	1,106.9	1,156.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.801	23.045	-4.639	18.430	-3.425	13.608
풍도슬래브	10.753	-10.253	7.078	-6.817	4.972	-4.838

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.924	19.560	-4.005	15.912	-3.034	12.053
고정하중	풍도슬래브	10.779	-10.355	7.092	-6.871	4.979	-4.866
	CIP 몰탈	0.162	-0.155	0.106	-0.103	0.075	-0.073
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.824	-8.477	5.806	-5.625	4.076	-3.983

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	4.952	12.792	2.439	11.613	1.546	8.770
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.856	9.204	3.087	9.040	1.945	7.187
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.017	9.049	3.193	8.937	2.019	7.114
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.017	9.049	3.193	8.937	2.019	7.114
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.841	0.572	8.998	3.312	6.095	3.131
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (3,420,342.000 × 12190) / (2496.600 × 200,000)

= 83.502 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	190.285	1.6 ×(Σ작업하중)	204.621	394.906

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 394.906 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1400 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2496.60}{1400.0 \times 195.0} = 0.0091$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,508 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{2496.60 \times 1,508 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1400}$$

$$= 63.3 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 2,496.60 \times 1,508 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.80}{50}\right)$$

$$= 523 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 523 kN·m > 394.91 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 19.560)× 15,086,622 / 1.0E+06

= 362.30 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 522.61 kN·m

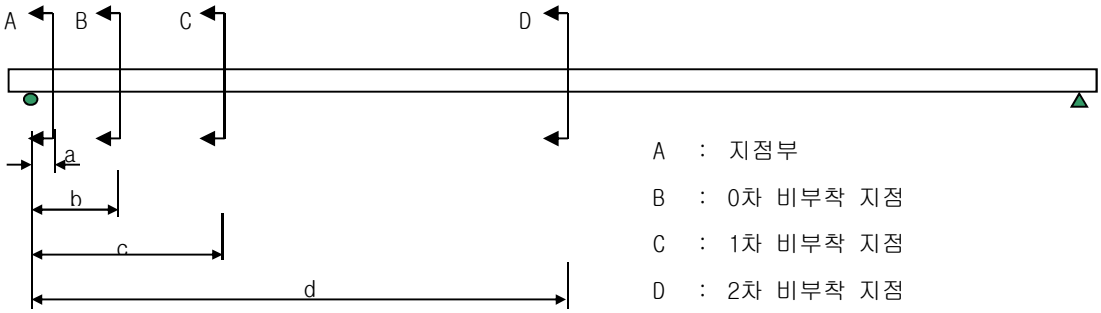
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 362.30 = 434.76 kN·m

ΦM_n > $1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	51.264	0.769	52.033	41.965	93.998
B	44.423	0.666	45.089	36.365	81.454
C	37.582	0.564	38.146	30.765	68.911
D	29.886	0.448	30.335	24.465	54.800
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	38.617	0.579	39.196	31.612	70.808
C	71.761	1.076	72.838	58.744	131.582
D	102.507	1.537	104.044	83.913	187.957
E	156.228	2.343	158.571	127.888	286.459

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	61.517	0.923	62.440	67.144	129.584
B	53.308	0.799	54.107	58.184	112.291
C	45.099	0.676	45.775	49.224	94.999
D	35.864	0.538	36.401	39.144	75.545
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	46.340	0.695	47.035	50.579	97.615
C	86.114	1.291	87.405	93.990	181.395
D	123.008	1.845	124.853	134.260	259.113
E	187.473	2.811	190.285	204.621	394.906

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	8.734	0.000	1,822,334,045	123.6	180.945
B	50.0	8.734	2.658	1,822,334,045	123.6	141.749
C	50.0	8.734	4.939	1,822,334,045	123.6	108.108
D	50.0	11.530	6.974	1,835,272,672	123.0	120.702
E	50.0	14.173	10.511	1,848,008,823	122.5	108.598

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,400	200.0	93.998	35.586	180.945	0.000	∞
B	50.0	1,400	200.0	81.454	30.837	141.749	26.806	343.511
C	50.0	1,400	200.0	68.911	26.088	108.108	49.814	224.523
D	50.0	1,400	200.0	54.800	20.746	120.702	71.156	188.985
E	50.0	1,400	200.0	0.000	0.000	108.598	108.447	98.995

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.596	1,400.0	200.0	0.00	960.230
B	50.0	4.596	1,400.0	200.0	0.00	960.230
C	50.0	4.596	1,400.0	200.0	0.00	960.230
D	50.0	6.111	1,400.0	200.0	0.00	1,087.455
E	50.0	7.564	1,400.0	200.0	0.00	1,209.509

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	960.230	960.230
B	343.511	960.230	343.511
C	224.523	960.230	224.523
D	188.985	1,087.455	188.985
E	98.995	1,209.509	98.995

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

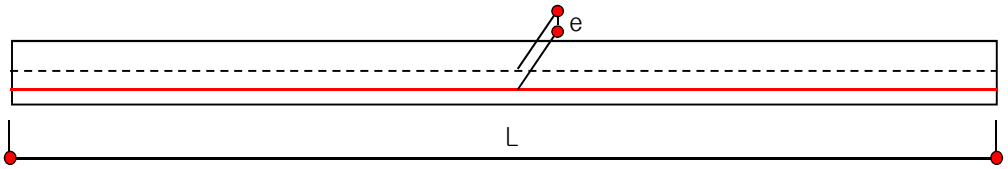
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	129.584	960.230	0.750	720.172	-590.59	0.180	전단보강 불필요
B	112.291	343.511	0.750	257.633	-145.34	0.436	전단보강 불필요
C	94.999	224.523	0.750	168.392	-73.39	0.564	전단보강 불필요
D	75.545	188.985	0.750	141.739	-66.19	0.533	전단보강 불필요
E	0.000	98.995	0.750	74.246	-74.25	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

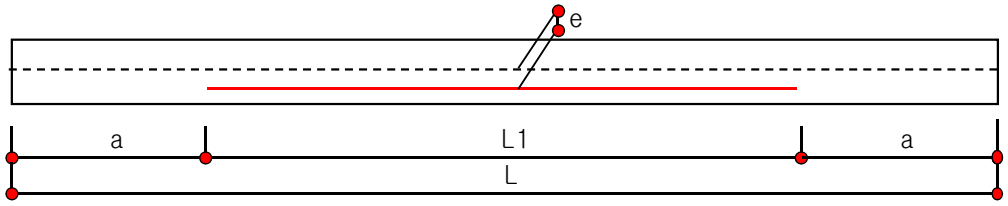
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}201 \times 67.5 \times 11.99^2}{8 \times 32{,}300 \times 1848008823} - \frac{686 \times 68.0 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1848008823}$$

$$- \frac{691 \times 68.6 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1848008823}$$

$$= 65.04 - 2.441 - 1.016 = 61.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (11,990 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	216.046	1,859,302,143	-61.58	
풍도슬래브 자중	111.591	1,859,302,143	44.52	
접합 몰탈	1.674	1,859,302,143	0.63	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,859,302,143	0.00	
합 계(고정하중)			-16.43	
작업하중 및 풍하중	91.349	1,859,302,143	34.61	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE2-3

(L= 12.260 m, B= 0.812 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

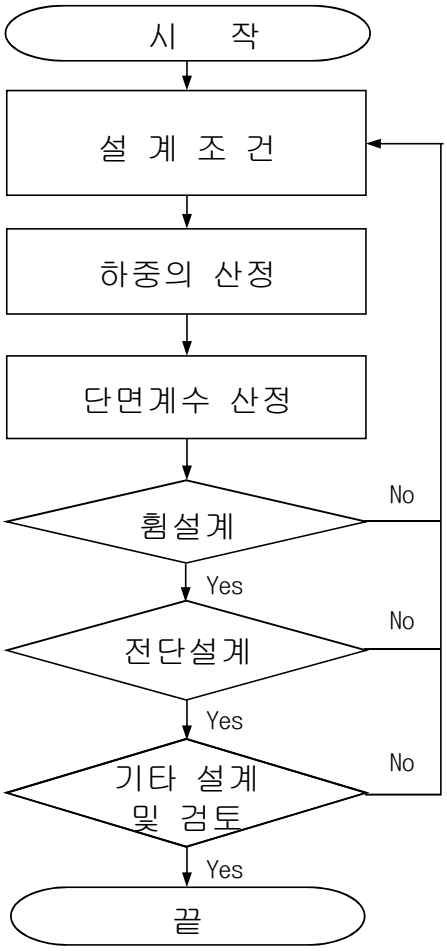
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.260 m

㉯ 계산지간 : 12.060 m

㉰ 폭 원 : 0.812 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

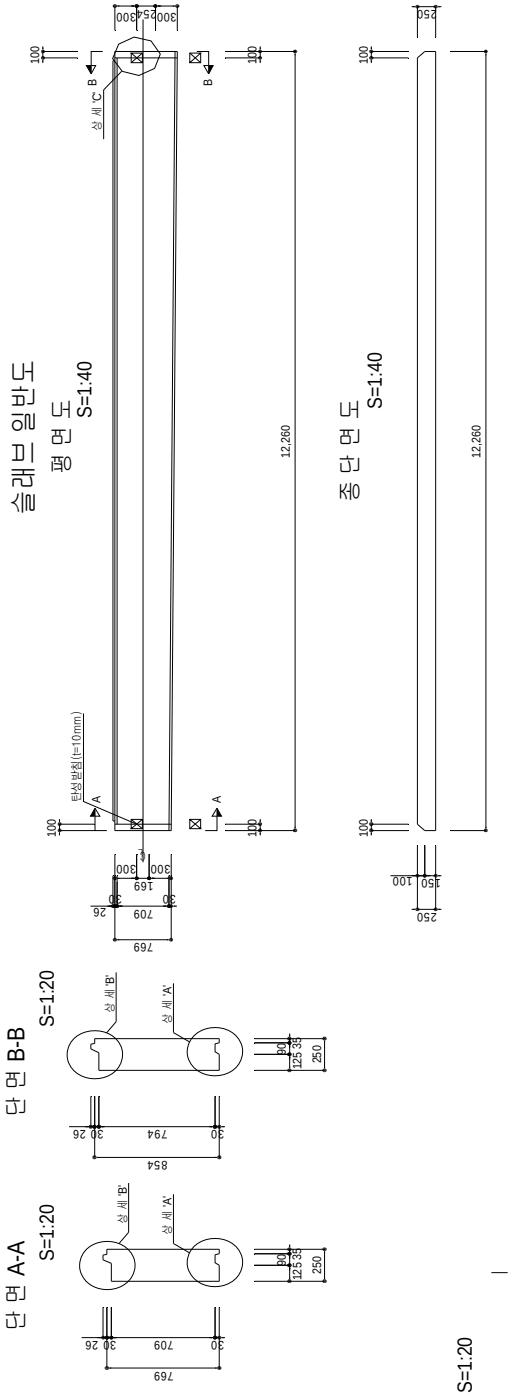
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.8115m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

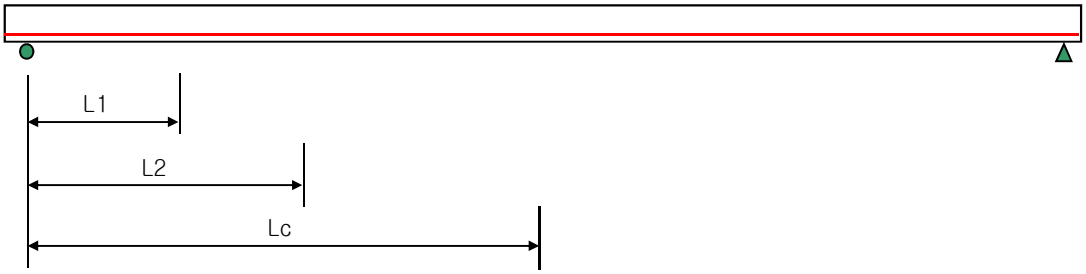
단 면 적 = 196,031 ㎟

하중계산 = 196,031 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.901 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 811.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.812 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.812 = 4.058 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.812 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

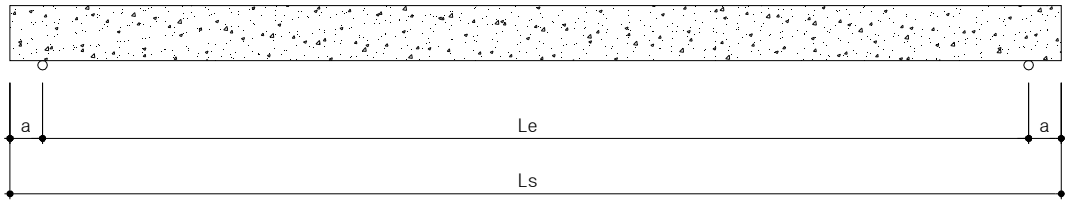
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.901	0.128	0.000	4.058	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.03
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	9.09
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.03
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.04
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	12.53
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.03
MAX						12.53

3.5 단면력 산정

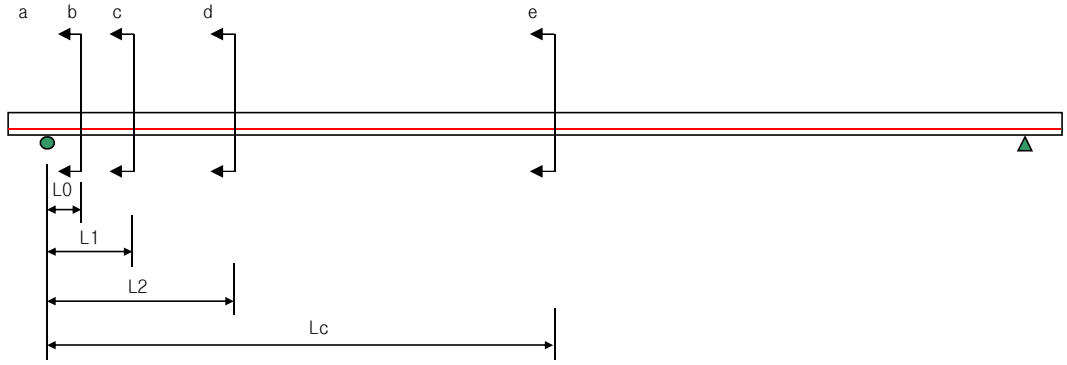
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.260 m
- 계산지간(Le) : 12.060 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 6.030 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.039 × 12.060)/ 2 = 36.416 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.039 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 27.442 kN-m

M_3 = 6.039 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 51.019 kN-m

M_4 = 6.039 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 72.923 kN-m

M_5 = 6.039 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 111.615 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.416 kN

S_2 = 36.416 - (6.039 × 0.800) = 31.585 kN

S_3 = 36.416 - (6.039 × 1.600) = 26.753 kN

S_4 = 36.416 - (6.039 × 2.500) = 21.318 kN

S_5 = 36.416 - (6.039 × 6.030) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.158 × 12.060)/ 2 = 0.953 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.158 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 0.718 kN-m

M_3 = 0.158 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 1.335 kN-m

M_4 = 0.158 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 1.908 kN-m

M_5 = 0.158 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 2.921 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.953 kN

S_2 = 0.953 - (0.158 × 0.800) = 0.826 kN

S_3 = 0.953 - (0.158 × 1.600) = 0.700 kN

S_4 = 0.953 - (0.158 × 2.500) = 0.558 kN

S_5 = 0.953 - (0.158 × 6.030) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 6.030 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 12.060)/ 2 = 30.150 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 22.720 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 42.240 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 60.375 kN-m

M_5 = 5.000 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 92.410 kN-m

③ 전단력

S_1 = 30.150 kN

S_2 = 30.150 - (5.000 × 0.800) = 26.150 kN

S_3 = 30.150 - (5.000 × 1.600) = 22.150 kN

S_4 = 30.150 - (5.000 × 2.500) = 17.650 kN

S_5 = 30.150 - (5.000 × 6.030) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.442	0.718	0.000	22.720	50.880	0차비부착부
	c	51.019	1.335	0.000	42.240	94.594	1차비부착부
	d	72.923	1.908	0.000	60.375	135.206	2차비부착부
	e	111.615	2.921	0.000	92.410	206.946	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.416	0.953	0.000	30.150	67.519	지점부(전단검토)
	b	31.585	0.826	0.000	26.150	58.561	0차비부착부
	c	26.753	0.700	0.000	22.150	49.604	1차비부착부
	d	21.318	0.558	0.000	17.650	39.526	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

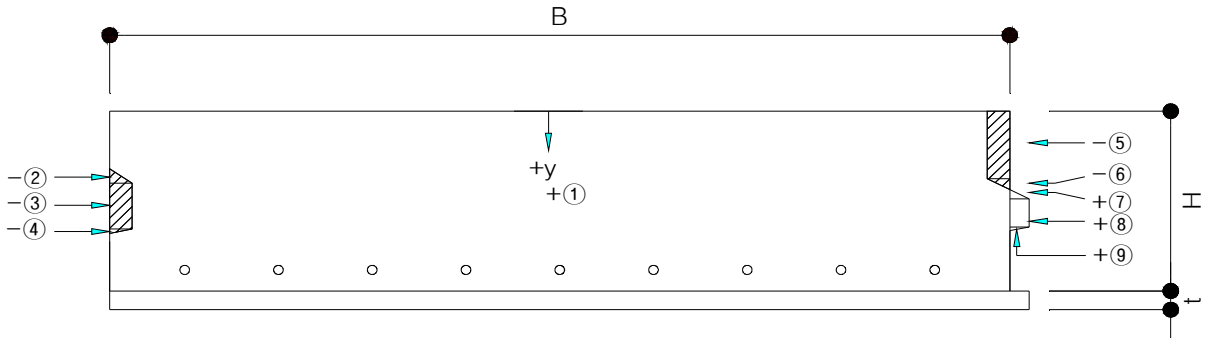
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.416	0.953	0.000		37.369	
LC-2	36.416	0.953	0.000	30.150	67.519	
MAX					67.519	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	812	250	202,875	125.0	25,359,375	15,625	5,208	20,833	4,226,562,500
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-10			-1,387	195.0	-270,465	38,025			-52,766,864
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				196,031		24,596,465				4,114,383,795

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 196,031.00 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 24,596,465 / 196,031 = 125.47 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 125.47 - 250.00 = -124.53 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

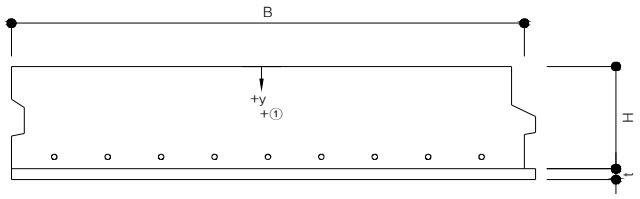
= 4,114,383,795 - 125.47 × 24,596,465 = 1,028,208,188 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,028,208,188}{125.47}$ = 8,194,701.1 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,028,208,188}{-124.53}$ = -8,256,864.8 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			196,031.00		24,596,465				4,114,383,795
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	204,353.00		26,219,255				4,430,827,845

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 204,353.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 26,219,255 / 204,353 = 128.30 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 128.30 − 250.00 = −121.70 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/10$

= 128.30 − 195.00 = −66.70 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

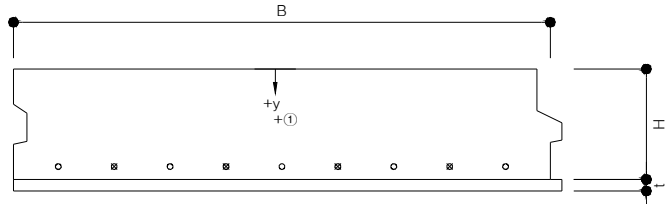
= 4,430,827,845 − 128.30 × 26,219,255 = 1,066,799,263 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,066,799,263}{128.30} = 8,314,638.6 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,066,799,263}{-66.70} = -15,994,889.8 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,066,799,263}{-121.70} = -8,766,081.2 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			196,031.00		24,596,465				4,114,383,795
Ap1	138.7	8	6,657.60	195.0	1,298,232	38,025	0	38,025	253,155,240
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		8	202,688.60		25,894,697				4,367,539,035

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 202,688.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 25,894,697 / 202,689 = 127.76 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.76 − 250.00 = -122.24 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 × 195.0 + 0 × 145.0) / 8

= 127.76 − 195.00 = -67.24 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

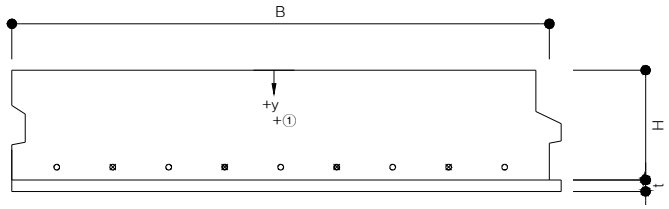
= 4,367,539,035 − 127.76 × 25,894,697 = 1,059,334,564 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,059,334,564}{127.76} = 8,291,853.7$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,059,334,564}{-67.24} = -15,753,606.5$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,059,334,564}{-122.24} = -8,665,743.0$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			196,031.00		24,596,465				4,114,383,795
Ap1	138.7	6	4,993.20	195.0	973,674	38,025	0	38,025	189,866,430
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	201,024.20		25,570,139				4,304,250,225

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 201,024.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 25,570,139 / 201,024 = 127.20 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 127.20 − 250.00 = -122.80 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 × 195.0+ 0 × 145.0) / 6

= 127.20 − 195.00 = -67.80 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 4,304,250,225 − 127.20 × 25,570,139 = 1,051,746,256 ㎜^{4}

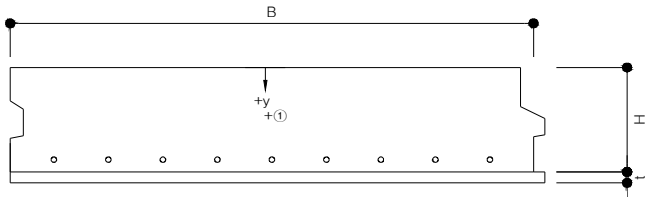
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,051,746,256}{127.20} = 8,268,490.4$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,051,746,256}{-67.80} = -15,512,323.2$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,051,746,256}{-122.80} = -8,564,660.6$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			196,031.00		24,596,465				4,114,383,795
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	202,966.00		25,948,790				4,378,087,170

N_c = 6.00

A_{vc1} = 202,966.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 25,948,790 / 202,966 = 127.85 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.85 − 250.00 = −122.15 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 10$

= 127.85 − 195.00 = −67.15 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

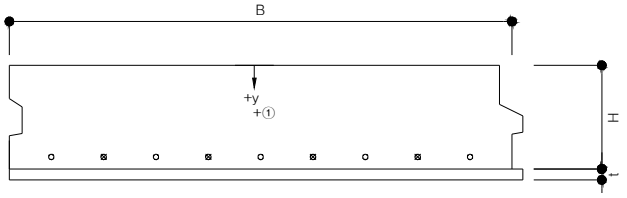
= 4,378,087,170 − 127.85 × 25,948,790 = 1,060,587,183 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,060,587,183}{127.85} = 8,295,690.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,060,587,183}{-67.15} = -15,793,820.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,060,587,183}{-122.15} = -8,682,517.5 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			196,031.00		24,596,465				4,114,383,795
Ap1	138.7	8	5,548.00	195.0	1,081,860	38,025	0	38,025	210,962,700
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		8	201,579.00		25,678,325				4,325,346,495

N_c = 6.00

A_{vb1} = 201,579.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 25,678,325 / 201,579 = 127.39 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 127.39 − 250.00 = -122.61 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 × 195.0+0 × 145.0) / 8

= 127.39 − 195.00 = -67.61 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

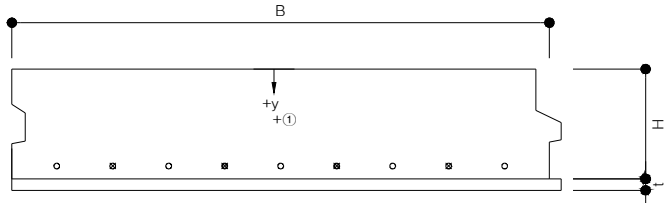
= 4,325,346,495 − 127.39 × 25,678,325 = 1,054,289,615 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,054,289,615}{127.39} = 8,276,343.8$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,054,289,615}{-67.61} = -15,592,750.9$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,054,289,615}{-122.61} = -8,598,437.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			196,031.00		24,596,465				4,114,383,795
Ap1	138.7	6	4,161.00	195.0	811,395	38,025	0	38,025	158,222,025
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	200,192.00		25,407,860				4,272,605,820

N_c = 6.00

A_{va1} = 200,192.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 25,407,860 / 200,192 = 126.92 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 126.92 − 250.00 = -123.08 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 × 195.0+0 × 145.0) / 6

= 126.92 − 195.00 = -68.08 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 4,272,605,820 − 126.92 × 25,407,860 = 1,047,904,784 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,047,904,784}{126.92} = 8,256,585.0$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,047,904,784}{-68.08} = -15,391,681.5$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,047,904,784}{-123.08} = -8,513,837.8$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	196,031.0	A_{vc1}'	204,353.0	mm^2
Y_{tc0}	125.5	Y_{tc1}'	128.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-66.7	mm
Y_{bc0}	-124.5	Y_{bc1}'	-121.7	mm
I_{vc0}	1,028,208,187.8	I_{vc1}'	1,066,799,263.5	mm^4
Z_{tc0}	8,194,701.1	Z_{tc1}'	8,314,638.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,994,889.8	mm^3
Z_{bc0}	-8,256,864.8	Z_{bc1}'	-8,766,081.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	196,031.0	A_{vb1}'	202,688.6	mm^2
Y_{tb0}	125.5	Y_{tb1}'	127.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.2	mm
Y_{bb0}	-124.5	Y_{bb1}'	-122.2	mm
I_{vb0}	1,028,208,187.8	I_{vb1}'	1,059,334,564.3	mm^4
Z_{tb0}	8,194,701.1	Z_{tb1}'	8,291,853.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-15,753,606.5	mm^3
Z_{bb0}	-8,256,864.8	Z_{bb1}'	-8,665,743.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	196,031.0	A_{va1}'	201,024.2	mm^2
Y_{ta0}	125.5	Y_{ta1}'	127.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-67.8	mm
Y_{ba0}	-124.5	Y_{ba1}'	-122.8	mm
I_{va0}	1,028,208,187.8	I_{va1}'	1,051,746,255.6	mm^4
Z_{ta0}	8,194,701.1	Z_{ta1}'	8,268,490.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-15,512,323.2	mm^3
Z_{ba0}	-8,256,864.8	Z_{ba1}'	-8,564,660.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	196,031.0	A_{vc1}	202,966.0	mm^2
Y_{tc0}	125.5	Y_{tc1}	127.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.2	mm
Y_{bc0}	-124.5	Y_{bc1}	-122.2	mm
I_{vc0}	1,028,208,187.8	I_{vc1}	1,060,587,182.7	mm^4
Z_{tc0}	8,194,701.1	Z_{tc1}	8,295,690.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-15,793,820.4	mm^3
Z_{bc0}	-8,256,864.8	Z_{bc1}	-8,682,517.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	196,031.0	A_{vb1}	201,579.0	mm^2
Y_{tb0}	125.5	Y_{tb1}	127.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-67.6	mm
Y_{bb0}	-124.5	Y_{bb1}	-122.6	mm
I_{vb0}	1,028,208,187.8	I_{vb1}	1,054,289,615.2	mm^4
Z_{tb0}	8,194,701.1	Z_{tb1}	8,276,343.8	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-15,592,750.9	mm^3
Z_{bb0}	-8,256,864.8	Z_{bb1}	-8,598,437.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	196,031.0	A_{va1}	200,192.0	mm^2
Y_{ta0}	125.5	Y_{ta1}	126.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.1	mm
Y_{ba0}	-124.5	Y_{ba1}	-123.1	mm
I_{va0}	1,028,208,187.8	I_{va1}	1,047,904,784.3	mm^4
Z_{ta0}	8,194,701.1	Z_{ta1}	8,256,585.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-15,391,681.5	mm^3
Z_{ba0}	-8,256,864.8	Z_{ba1}	-8,513,837.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.8115m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{111,615,377}{8,314,639} \times 0.812 = 10.894$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{111,615,377}{-15,994,890} \times 0.812 = -5.663$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{111,615,377}{-8,766,081} \times 0.812 = -10.333$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{111,615,377}{8,295,691} \times 0.812 = 10.918$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{111,615,377}{-15,793,820} \times 0.812 = -5.735$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{111,615,377}{-8,682,517} \times 0.812 = -10.432$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,920,661}{8,295,691} \times 0.812 = 0.286$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,920,661}{-15,793,820} \times 0.812 = -0.150$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,920,661}{-8,682,517} \times 0.812 = -0.273$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,295,691} \times 0.812 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-15,793,820} \times 0.812 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,682,517} \times 0.812 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{92,409,750}{8,295,691} \times 0.812 = 9.040$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{92,409,750}{-15,793,820} \times 0.812 = -4.748$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{92,409,750}{-8,682,517} \times 0.812 = -8.637$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{204,353} + \frac{-66.70}{-15,994,890}\right)$

$= 17.222$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.663$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.222 + -5.663)$

$= 11.559$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.559 = 83.160$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.150 + 0.000)
  = 0.150 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.559 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.559 - 7 × 0.150
  = 137.661 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 83.160 - 0.05 × (45.500 + 137.661)
= 17.526 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 83.160 = 1,286.84 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,286.8
= 1,784.85 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,286.84 - 137.66 - 45.50 - 17.53
= 1,086.15 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,086.15}{1,286.84} = 0.844$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.844 × 1,784.85 = 1,506.49 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,784.85 × -66.70 / 1,000 = -119.043 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,506.49 × -67.15 / 1,000 = -101.164 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,784,847}{204,353} + \frac{-119,042,599}{8,314,639} =$ -5.583 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,784,847}{204,353} + \frac{-119,042,599}{-15,994,890} =$ 16.177 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,784,847}{204,353} + \frac{-119,042,599}{-8,766,081} =$ 22.314 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,506,494}{202,966} + \frac{-101,164,161}{8,295,691} =$ -4.772 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,506,494}{202,966} + \frac{-101,164,161}{-15,793,820} =$ 13.828 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,506,494}{202,966} + \frac{-101,164,161}{-8,682,517} =$ 19.074 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{72,922,807}{8,291,854} \times 0.812 =$ 7.137 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{72,922,807}{-15,753,606} \times 0.812 =$ -3.756 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{72,922,807}{-8,665,743} \times 0.812 =$ -6.829 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{72,922,807}{8,276,344} \times 0.812 =$ 7.150 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{72,922,807}{-15,592,751} \times 0.812 =$ -3.795 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{72,922,807}{-8,598,438} \times 0.812 =$ -6.882 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,908,185}{8,276,344} \times 0.812 = 0.187$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,908,185}{-15,592,751} \times 0.812 = -0.099$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,908,185}{-8,598,438} \times 0.812 = -0.180$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,276,344} \times 0.812 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-15,592,751} \times 0.812 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,598,438} \times 0.812 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{60,375,000}{8,276,344} \times 0.812 = 5.920$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{60,375,000}{-15,592,751} \times 0.812 = -3.142$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{60,375,000}{-8,598,438} \times 0.812 = -5.698$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{202,689} + \frac{-67.24}{-15,753,606} \right)$

$= 13.989$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.756 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 13.989 + -3.756 $)$
  $=$ 10.232 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 10.232 $=$ 73.613 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.099 + 0.000 $)$
  $=$ 0.099 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.232 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 10.232 $- 7 \times$ 0.099
  $=$ 122.092 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 73.613 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 122.092 $)$
$=$ 19.259 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 73.613 $=$ 1,296.39 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,296.4
$=$ 1,438.47 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,296.39 $-$ 122.09 $-$ 45.50 $-$ 19.26
$=$ 1,109.54 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,109.54}{1,296.39} =$ 0.856

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.856 $\times$ 1,438.47 $=$ 1,231.14 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}438.47 \times -67.24 / 1{,}000 = -96.728$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}231.14 \times -67.61 / 1{,}000 = -83.242$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}438{,}470}{202{,}689} + \frac{-96{,}728{,}422}{8{,}291{,}854} = -4.569$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}438{,}470}{202{,}689} + \frac{-96{,}728{,}422}{-15{,}753{,}606} = 13.237$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}438{,}470}{202{,}689} + \frac{-96{,}728{,}422}{-8{,}665{,}743} = 18.259$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}231{,}140}{201{,}579} + \frac{-83{,}242{,}434}{8{,}276{,}344} = -3.950$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}231{,}140}{201{,}579} + \frac{-83{,}242{,}434}{-15{,}592{,}751} = 11.446$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}231{,}140}{201{,}579} + \frac{-83{,}242{,}434}{-8{,}598{,}438} = 15.789$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{51{,}018{,}789}{8{,}268{,}490} \times 0.812 = 5.007$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{51{,}018{,}789}{-15{,}512{,}323} \times 0.812 = -2.669$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{51{,}018{,}789}{-8{,}564{,}661} \times 0.812 = -4.834$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{51{,}018{,}789}{8{,}256{,}585} \times 0.812 = 5.014$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{51{,}018{,}789}{-15{,}391{,}682} \times 0.812 = -2.690$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{51{,}018{,}789}{-8{,}513{,}838} \times 0.812 = -4.863$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{1,335,018}{8,256,585} \times 0.812 = 0.131$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{1,335,018}{-15,391,682} \times 0.812 = -0.070$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{1,335,018}{-8,513,838} \times 0.812 = -0.127$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,256,585} \times 0.812 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-15,391,682} \times 0.812 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,513,838} \times 0.812 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{42,240,000}{8,256,585} \times 0.812 = 4.152$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{42,240,000}{-15,391,682} \times 0.812 = -2.227$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{42,240,000}{-8,513,838} \times 0.812 = -4.026$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{201,024} + \frac{-67.80}{-15,512,323})$

$= 10.655$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.669 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 10.655 + -2.669 $)$
  $=$ 7.986 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.986 $=$ 57.451 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.070 + 0.000 $)$
  $=$ 0.070 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.986 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.986 $- 7 \times$ 0.070
  $=$ 95.336 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 57.451 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 95.336 $)$
$=$ 22.213 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 57.451 $=$ 1,312.55 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,312.5
$=$ 1,092.30 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,312.55 $-$ 95.34 $-$ 45.50 $-$ 22.21
$=$ 1,149.50 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,149.50}{1,312.55} =$ 0.876

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.876 $\times$ 1,100.30 $=$ 956.61 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}092.30 \times -67.80 / 1{,}000 = -74.059$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 956.61 \times -68.08 / 1{,}000 = -65.129$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}092{,}303}{201{,}024} + \frac{-74{,}058{,}900}{8{,}268{,}490} = -3.523$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}092{,}303}{201{,}024} + \frac{-74{,}058{,}900}{-15{,}512{,}323} = 10.208$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}092{,}303}{201{,}024} + \frac{-74{,}058{,}900}{-8{,}564{,}661} = 14.081$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{956{,}613}{200{,}192} + \frac{-65{,}128{,}675}{8{,}256{,}585} = -3.110$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{956{,}613}{200{,}192} + \frac{-65{,}128{,}675}{-15{,}391{,}682} = 9.010$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{956{,}613}{200{,}192} + \frac{-65{,}128{,}675}{-8{,}513{,}838} = 12.428$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,286.84	1,296.39	1,312.55
유효 긴장응력	1,086.15	1,109.54	1,149.50

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,086.2	1,109.5	1,149.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.583	22.314	-4.569	18.259	-3.523	14.081
풍도슬래브	10.894	-10.333	7.137	-6.829	5.007	-4.834

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.772	19.074	-3.950	15.789	-3.110	12.428
고정 하중	풍도슬래브	10.918	-10.432	7.150	-6.882	5.014	-4.863
	CIP 몰탈	0.286	-0.273	0.187	-0.180	0.131	-0.127
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.040	-8.637	5.920	-5.698	4.152	-4.026

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.310	11.982	2.568	11.430	1.484	9.247
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.146	8.642	3.200	8.906	1.905	7.565
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.432	8.369	3.387	8.726	2.036	7.438
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.432	8.369	3.387	8.726	2.036	7.438
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.471	-0.268	9.307	3.028	6.188	3.412
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 12260 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 83.981 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	111.535	1.6 ×(Σ작업하중)	119.985	231.520

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 231.520 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 812 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{811.5 \times 195.0} = 0.0088$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,524 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,524 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 812}$$

$$= 61.3 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,524 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.36}{50}\right)$$

$$= 295 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 295 kN·m > 231.52 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 19.074)× 8,682,517 / 1.0E+06

= 204.29 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 295.12 kN·m

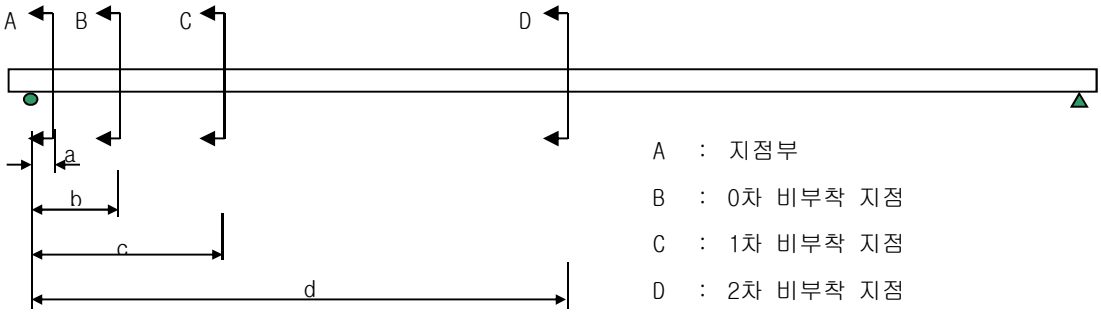
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 204.29 = 245.15 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	29.552	0.773	30.325	24.467	54.792
B	25.631	0.671	26.302	21.221	47.522
C	21.710	0.568	22.279	17.975	40.253
D	17.300	0.453	17.752	14.323	32.075
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.269	0.583	22.852	18.437	41.289
C	41.402	1.083	42.485	34.278	76.763
D	59.177	1.548	60.725	48.994	109.720
E	90.576	2.370	92.946	74.991	167.937

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	35.462	0.928	36.390	39.147	75.537
B	30.757	0.805	31.562	33.953	65.515
C	26.053	0.682	26.734	28.760	55.494
D	20.760	0.543	21.303	22.917	44.220
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	26.723	0.699	27.422	29.500	56.922
C	49.682	1.300	50.982	54.844	105.827
D	71.012	1.858	72.870	78.391	151.261
E	108.691	2.844	111.535	119.985	231.520

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.010	0.000	1,047,904,784	123.1	106.810
B	50.0	9.010	2.684	1,047,904,784	123.1	83.958
C	50.0	9.010	4.990	1,047,904,784	123.1	64.325
D	50.0	11.446	7.062	1,054,289,615	122.6	68.093
E	50.0	13.828	10.705	1,060,587,183	122.2	57.811

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	812	200.0	54.792	20.745	106.810	0.000	∞
B	50.0	812	200.0	47.522	17.993	83.958	15.633	201.537
C	50.0	812	200.0	40.253	15.241	64.325	29.064	131.366
D	50.0	812	200.0	32.075	12.144	68.093	41.542	109.363
E	50.0	812	200.0	0.000	0.000	57.811	63.584	57.382

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.778	811.5	200.0	0.00	565.478
B	50.0	4.778	811.5	200.0	0.00	565.478
C	50.0	4.778	811.5	200.0	0.00	565.478
D	50.0	6.107	811.5	200.0	0.00	630.187
E	50.0	7.422	811.5	200.0	0.00	694.210

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	565.478	565.478
B	201.537	565.478	201.537
C	131.366	565.478	131.366
D	109.363	630.187	109.363
E	57.382	694.210	57.382

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

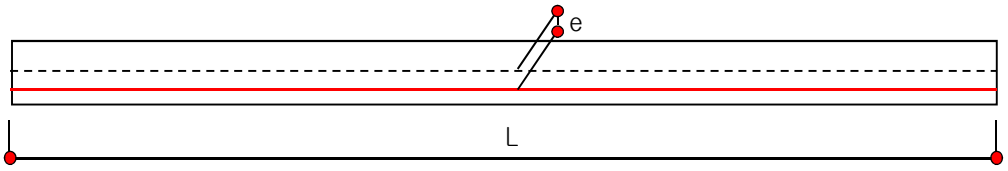
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	75.537	565.478	0.750	424.109	-348.57	0.178	전단보강 불필요
B	65.515	201.537	0.750	151.153	-85.64	0.433	전단보강 불필요
C	55.494	131.366	0.750	98.524	-43.03	0.563	전단보강 불필요
D	44.220	109.363	0.750	82.022	-37.80	0.539	전단보강 불필요
E	0.000	57.382	0.750	43.036	-43.04	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

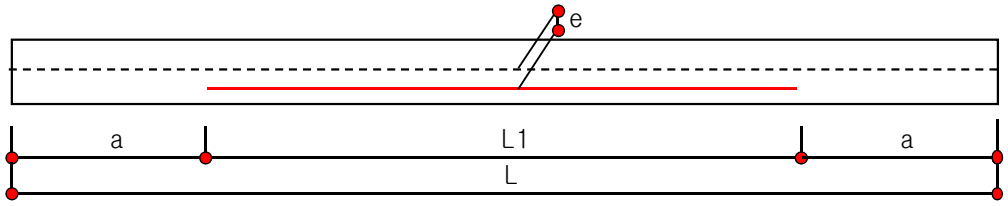
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}785 \times 67.2 \times 12.06^2}{8 \times 32{,}300 \times 1060587183} - \frac{346 \times 67.6 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1060587183}$$

$$- \frac{346 \times 68.1 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1060587183}$$

$$= 63.61 - 2.136 - 0.881 = 60.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (12,060 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	119.856	1,066,799,263	-60.59	
풍도슬래브 자중	111.615	1,066,799,263	45.52	
접합 몰탈	2.921	1,066,799,263	1.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,066,799,263	0.00	
합 계(고정하중)			-13.94	
작업하중 및 풍하중	92.410	1,066,799,263	35.79	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE2-4

(L= 12.190 m, B= 0.845 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

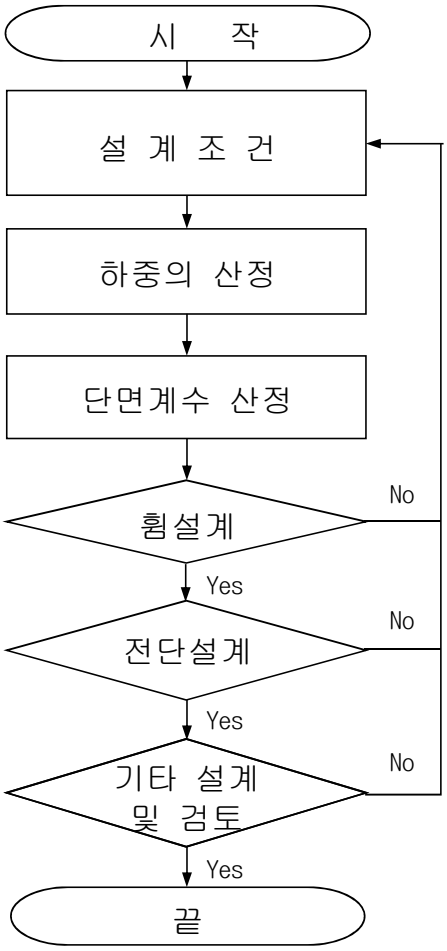
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.190 m

㉯ 계산지간 : 11.990 m

㉰ 폭 원 : 0.845 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

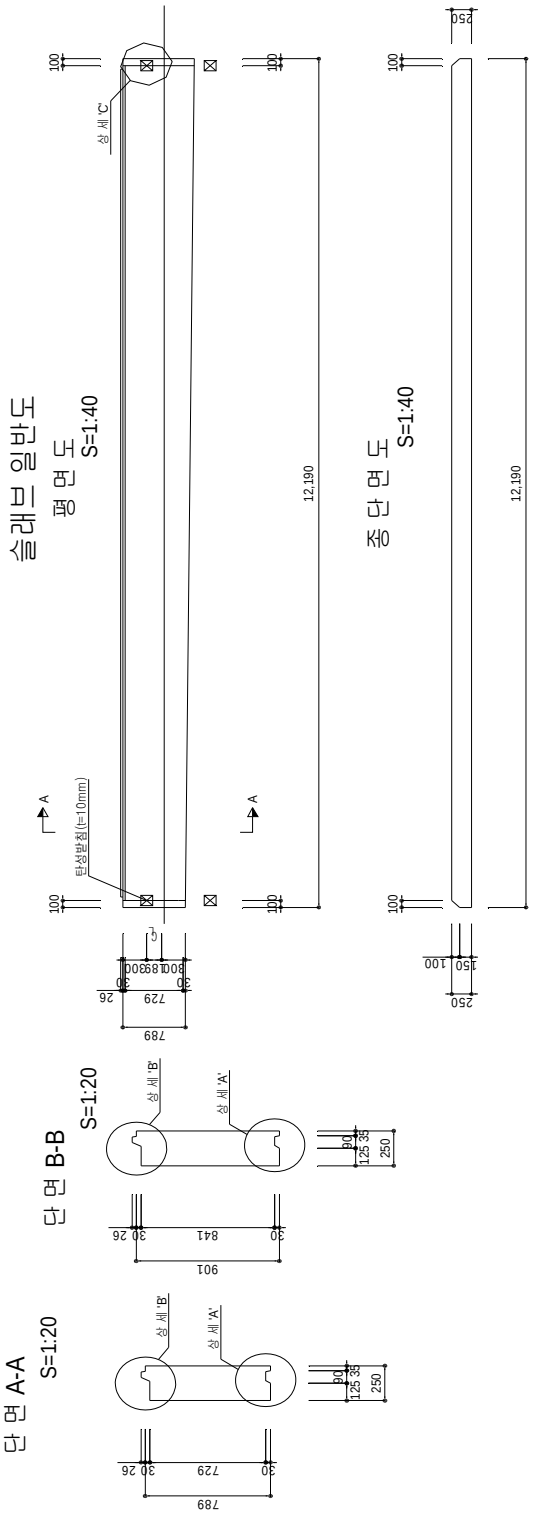
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.845m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

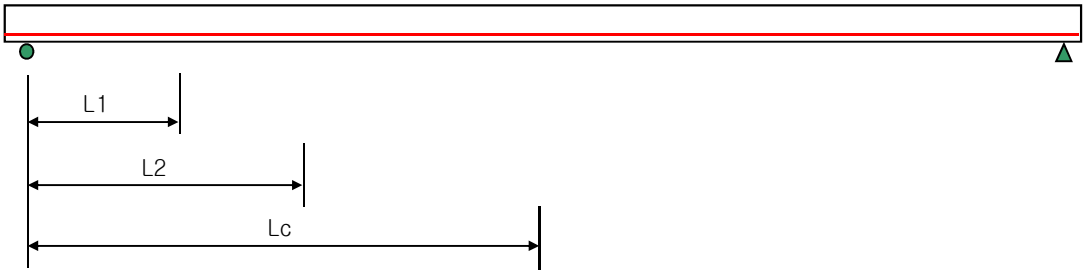
단 면 적 = 204,406 ㎟

하중계산 = 204,406 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.110 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 845.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.845 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.845 = 4.225 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.845 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

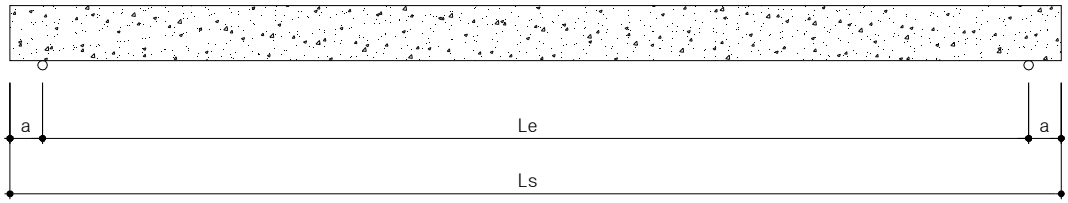
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.110	0.128	0.000	4.225	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.24
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	9.46
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.24
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.33
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	13.05
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.29
MAX						13.05

3.5 단면력 산정

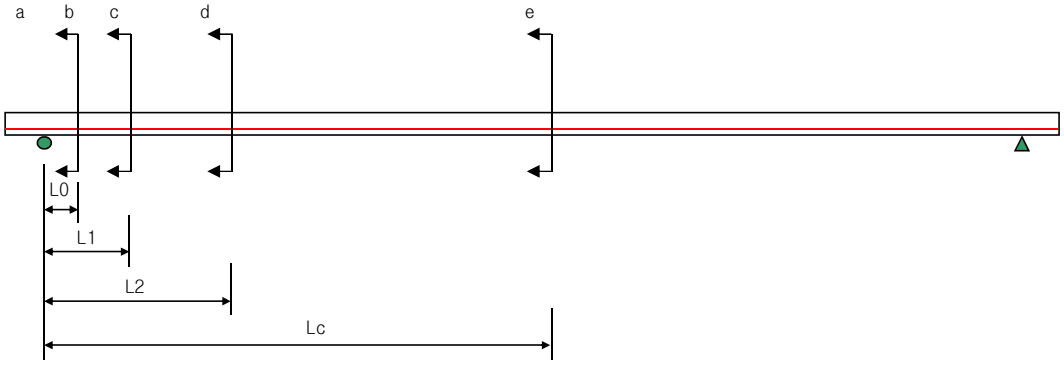
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.190 m
- 계산지간(Le) : 11.990 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.995 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.048 × 11.990)/ 2 = 36.255 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.048 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 27.311 kN-m

M_3 = 6.048 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 50.751 kN-m

M_4 = 6.048 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 72.495 kN-m

M_5 = 6.048 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 110.487 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.255 kN

S_2 = 36.255 - (6.048 × 0.800) = 31.417 kN

S_3 = 36.255 - (6.048 × 1.600) = 26.579 kN

S_4 = 36.255 - (6.048 × 2.500) = 21.136 kN

S_5 = 36.255 - (6.048 × 5.995) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.152 × 11.990)/ 2 = 0.910 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.152 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 0.685 kN-m

M_3 = 0.152 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 1.274 kN-m

M_4 = 0.152 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 1.819 kN-m

M_5 = 0.152 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 2.773 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.910 kN

S_2 = 0.910 - (0.152 × 0.800) = 0.788 kN

S_3 = 0.910 - (0.152 × 1.600) = 0.667 kN

S_4 = 0.910 - (0.152 × 2.500) = 0.530 kN

S_5 = 0.910 - (0.152 × 5.995) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.995 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 11.990)/ 2 = 29.975 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 22.580 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 41.960 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 59.938 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 91.349 kN-m

③ 전단력

S_1 = 29.975 kN

S_2 = 29.975 - (5.000 × 0.800) = 25.975 kN

S_3 = 29.975 - (5.000 × 1.600) = 21.975 kN

S_4 = 29.975 - (5.000 × 2.500) = 17.475 kN

S_5 = 29.975 - (5.000 × 5.995) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.311	0.685	0.000	22.580	50.576	0차비부착부
	c	50.751	1.274	0.000	41.960	93.984	1차비부착부
	d	72.495	1.819	0.000	59.938	134.251	2차비부착부
	e	110.487	2.773	0.000	91.349	204.608	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.255	0.910	0.000	29.975	67.140	지점부(전단검토)
	b	31.417	0.788	0.000	25.975	58.180	0차비부착부
	c	26.579	0.667	0.000	21.975	49.221	1차비부착부
	d	21.136	0.530	0.000	17.475	39.141	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

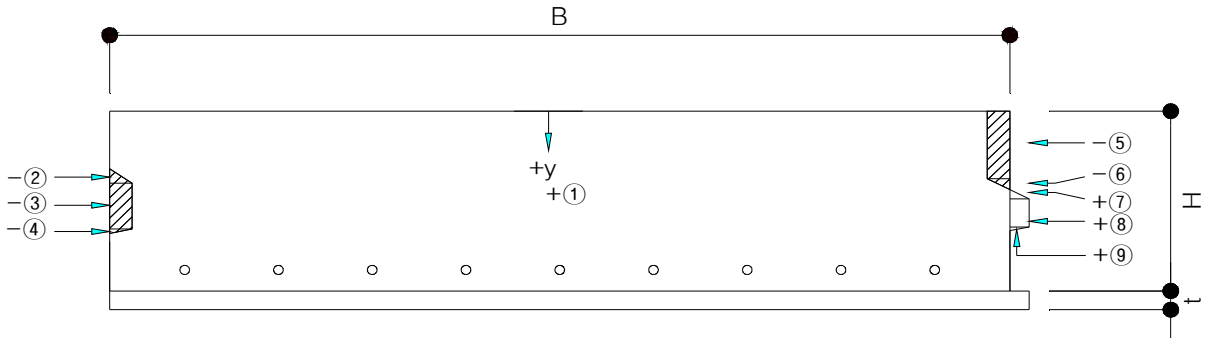
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.255	0.910	0.000		37.165	
LC-2	36.255	0.910	0.000	29.975	67.140	
MAX					67.140	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	845	250	211,250	125.0	26,406,250	15,625	5,208	20,833	4,401,041,667
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-10			-1,387	195.0	-270,465	38,025			-52,766,864
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				204,406		25,643,340				4,288,862,962

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 204,406.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 25,643,340 / 204,406 = 125.45 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 125.45 - 250.00 = -124.55 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

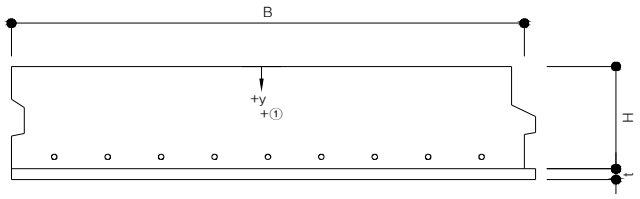
= 4,288,862,962 - 125.45 × 25,643,340 = 1,071,829,771 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,071,829,771}{125.45} = 8,543,677.9$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,071,829,771}{-124.55} = -8,605,823.7$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			204,406.00		25,643,340				4,288,862,962
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	212,728.00		27,266,130				4,605,307,012

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 212,728.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 27,266,130 / 212,728 = 128.17 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 128.17 − 250.00 = −121.83 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/10$

= 128.17 − 195.00 = −66.83 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

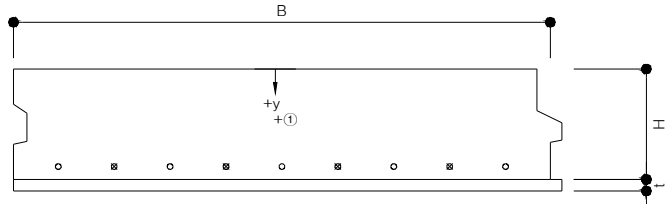
= 4,605,307,012 − 128.17 × 27,266,130 = 1,110,506,867 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,110,506,867}{128.17} = 8,664,079.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,110,506,867}{-66.83} = -16,617,806.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,110,506,867}{-121.83} = -9,115,492.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			204,406.00		25,643,340				4,288,862,962
Ap1	138.7	8	6,657.60	195.0	1,298,232	38,025	0	38,025	253,155,240
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		8	211,063.60		26,941,572				4,542,018,202

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 211,063.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 26,941,572 / 211,064 = 127.65 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.65 − 250.00 = -122.35 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (8 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 8$

= 127.65 − 195.00 = -67.35 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

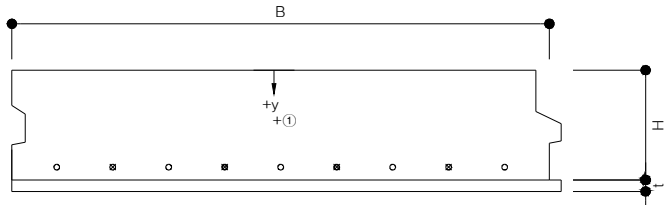
= 4,542,018,202 − 127.65 × 26,941,572 = 1,103,015,447 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,103,015,447}{127.65} = 8,641,159.1$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,103,015,447}{-67.35} = -16,376,561.3$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,103,015,447}{-122.35} = -9,015,003.6$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			204,406.00		25,643,340				4,288,862,962
Ap1	138.7	6	4,993.20	195.0	973,674	38,025	0	38,025	189,866,430
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	209,399.20		26,617,014				4,478,729,392

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 209,399.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 26,617,014 / 209,399 = 127.11 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 127.11 − 250.00 = -122.89 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (6 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 6$

= 127.11 − 195.00 = -67.89 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 4,478,729,392 − 127.11 × 26,617,014 = 1,095,404,937 ㎜⁴

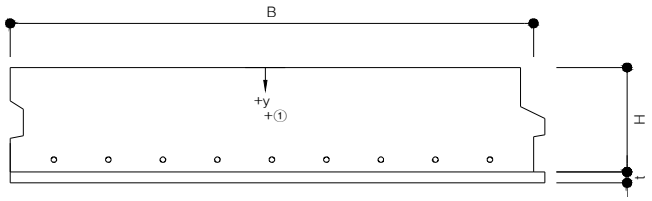
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,095,404,937}{127.11} = 8,617,680.3$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,095,404,937}{-67.89} = -16,135,316.6$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,095,404,937}{-122.89} = -8,913,800.4$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			204,406.00		25,643,340				4,288,862,962
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	211,341.00		26,995,665				4,552,566,337

N_c = 6.00

A_{vc1} = 211,341.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 26,995,665 / 211,341 = 127.74 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.74 − 250.00 = −122.26 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 10$

= 127.74 − 195.00 = −67.26 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

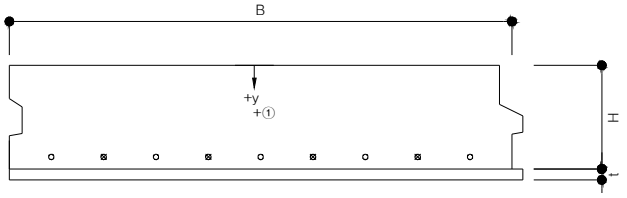
= 4,552,566,337 − 127.74 × 26,995,665 = 1,104,272,211 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,104,272,211}{127.74} = 8,645,017.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,104,272,211}{-67.26} = -16,416,768.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,104,272,211}{-122.26} = -9,031,801.1 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			204,406.00		25,643,340				4,288,862,962
Ap1	138.7	8	5,548.00	195.0	1,081,860	38,025	0	38,025	210,962,700
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		8	209,954.00		26,725,200				4,499,825,662

N_c = 6.00

A_{vb1} = 209,954.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q$ / $\sum A$ = 26,725,200 / 209,954 = 127.29 ㎜

Y_{bb1} = Y_{tb1} - H = 127.29 - 250.00 = -122.71 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (8 ×195.0+0 ×145.0) / 8

= 127.29 - 195.00 = -67.71 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

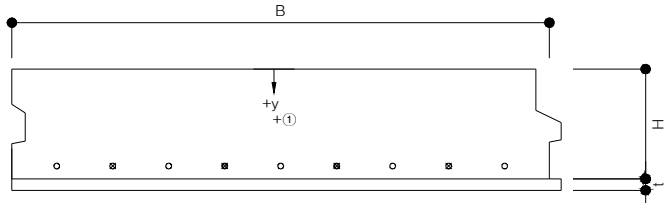
= 4,499,825,662 - 127.29 × 26,725,200 = 1,097,955,181 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,097,955,181}{127.29} = 8,625,569.9$ ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,097,955,181}{-67.71} = -16,215,731.5$ ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,097,955,181}{-122.71} = -8,947,614.7$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			204,406.00		25,643,340				4,288,862,962
Ap1	138.7	6	4,161.00	195.0	811,395	38,025	0	38,025	158,222,025
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	208,567.00		26,454,735				4,447,084,987

N_c = 6.00

A_{va1} = 208,567.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q$ / $\sum A$ = 26,454,735 / 208,567 = 126.84 ㎜

Y_{ba1} = Y_{ta1} - H = 126.84 - 250.00 = -123.16 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×195.0+0 ×145.0) / 6

= 126.84 - 195.00 = -68.16 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 4,447,084,987 - 126.84 × 26,454,735 = 1,091,554,131 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,091,554,131}{126.84} = 8,605,724.9$ ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,091,554,131}{-68.16} = -16,014,694.2$ ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,091,554,131}{-123.16} = -8,862,928.2$ ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	204,406.0	A_{vc1}'	212,728.0	mm^2
Y_{tc0}	125.5	Y_{tc1}'	128.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-66.8	mm
Y_{bc0}	-124.5	Y_{bc1}'	-121.8	mm
I_{vc0}	1,071,829,771.3	I_{vc1}'	1,110,506,867.2	mm^4
Z_{tc0}	8,543,677.9	Z_{tc1}'	8,664,079.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-16,617,806.0	mm^3
Z_{bc0}	-8,605,823.7	Z_{bc1}'	-9,115,492.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	204,406.0	A_{vb1}'	211,063.6	mm^2
Y_{tb0}	125.5	Y_{tb1}'	127.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.4	mm
Y_{bb0}	-124.5	Y_{bb1}'	-122.4	mm
I_{vb0}	1,071,829,771.3	I_{vb1}'	1,103,015,447.1	mm^4
Z_{tb0}	8,543,677.9	Z_{tb1}'	8,641,159.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-16,376,561.3	mm^3
Z_{bb0}	-8,605,823.7	Z_{bb1}'	-9,015,003.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	204,406.0	A_{va1}'	209,399.2	mm^2
Y_{ta0}	125.5	Y_{ta1}'	127.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-67.9	mm
Y_{ba0}	-124.5	Y_{ba1}'	-122.9	mm
I_{va0}	1,071,829,771.3	I_{va1}'	1,095,404,936.6	mm^4
Z_{ta0}	8,543,677.9	Z_{ta1}'	8,617,680.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-16,135,316.6	mm^3
Z_{ba0}	-8,605,823.7	Z_{ba1}'	-8,913,800.4	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	204,406.0	A_{vc1}	211,341.0	mm^2
Y_{tc0}	125.5	Y_{tc1}	127.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.3	mm
Y_{bc0}	-124.5	Y_{bc1}	-122.3	mm
I_{vc0}	1,071,829,771.3	I_{vc1}	1,104,272,211.3	mm^4
Z_{tc0}	8,543,677.9	Z_{tc1}	8,645,017.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-16,416,768.7	mm^3
Z_{bc0}	-8,605,823.7	Z_{bc1}	-9,031,801.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	204,406.0	A_{vb1}	209,954.0	mm^2
Y_{tb0}	125.5	Y_{tb1}	127.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-67.7	mm
Y_{bb0}	-124.5	Y_{bb1}	-122.7	mm
I_{vb0}	1,071,829,771.3	I_{vb1}	1,097,955,180.5	mm^4
Z_{tb0}	8,543,677.9	Z_{tb1}	8,625,569.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-16,215,731.5	mm^3
Z_{bb0}	-8,605,823.7	Z_{bb1}	-8,947,614.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	204,406.0	A_{va1}	208,567.0	mm^2
Y_{ta0}	125.5	Y_{ta1}	126.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.2	mm
Y_{ba0}	-124.5	Y_{ba1}	-123.2	mm
I_{va0}	1,071,829,771.3	I_{va1}	1,091,554,131.4	mm^4
Z_{ta0}	8,543,677.9	Z_{ta1}	8,605,724.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-16,014,694.2	mm^3
Z_{ba0}	-8,605,823.7	Z_{ba1}	-8,862,928.2	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.845m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{110,486,659}{8,664,079} \times 0.845 = 10.776$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{110,486,659}{-16,617,806} \times 0.845 = -5.618$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{110,486,659}{-9,115,492} \times 0.845 = -10.242$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{110,486,659}{8,645,017} \times 0.845 = 10.799$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{110,486,659}{-16,416,769} \times 0.845 = -5.687$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{110,486,659}{-9,031,801} \times 0.845 = -10.337$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,772,669}{8,645,017} \times 0.845 = 0.271$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,772,669}{-16,416,769} \times 0.845 = -0.143$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,772,669}{-9,031,801} \times 0.845 = -0.259$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,645,017} \times 0.845 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-16,416,769} \times 0.845 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-9,031,801} \times 0.845 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{91,348,813}{8,645,017} \times 0.845 = 8.929$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{91,348,813}{-16,416,769} \times 0.845 = -4.702$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{91,348,813}{-9,031,801} \times 0.845 = -8.546$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{212,728} + \frac{-66.83}{-16,617,806}\right)$

$= 16.574$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.618$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (16.574 + -5.618)$

$= 10.956$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.956 = 78.818$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.143 + 0.000)
  = 0.143 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.956 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.956 - 7 × 0.143
  = 130.469 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 78.818 - 0.05 × (45.500 + 130.469)
= 18.320 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 78.818 = 1,291.18 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,291.2
= 1,790.87 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,291.18 - 130.47 - 45.50 - 18.32
= 1,096.89 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,096.89}{1,291.18} = 0.850$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.850 × 1,790.87 = 1,521.39 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,790.87 × -66.83 / 1,000 = -119.677 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,521.39 × -67.26 / 1,000 = -102.336 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,790,869}{212,728} + \frac{-119,677,216}{8,664,079} =$ -5.394 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,790,869}{212,728} + \frac{-119,677,216}{-16,617,806} =$ 15.620 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,790,869}{212,728} + \frac{-119,677,216}{-9,115,492} =$ 21.548 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,521,390}{211,341} + \frac{-102,336,155}{8,645,017} =$ -4.639 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,521,390}{211,341} + \frac{-102,336,155}{-16,416,769} =$ 13.432 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,521,390}{211,341} + \frac{-102,336,155}{-9,031,801} =$ 18.529 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{72,494,584}{8,641,159} \times 0.845 =$ 7.089 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{72,494,584}{-16,376,561} \times 0.845 =$ -3.741 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{72,494,584}{-9,015,004} \times 0.845 =$ -6.795 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{72,494,584}{8,625,570} \times 0.845 =$ 7.102 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{72,494,584}{-16,215,731} \times 0.845 =$ -3.778 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{72,494,584}{-8,947,615} \times 0.845 =$ -6.846 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,819,256}{8,625,570} \times 0.845 = 0.178$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,819,256}{-16,215,731} \times 0.845 = -0.095$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,819,256}{-8,947,615} \times 0.845 = -0.172$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,625,570} \times 0.845 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-16,215,731} \times 0.845 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,947,615} \times 0.845 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{59,937,500}{8,625,570} \times 0.845 = 5.872$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{59,937,500}{-16,215,731} \times 0.845 = -3.123$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{59,937,500}{-8,947,615} \times 0.845 = -5.660$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{211,064} + \frac{-67.35}{-16,376,561} \right)$

$= 13.454$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.741 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.454 + -3.741)$
  $=$ 9.714 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.714 =$ 69.884 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.095 + 0.000)$
  $=$ 0.095 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.714 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.714 - 7 \times 0.095$
  $=$ 115.902 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 69.884 - 0.05 \times (45.500 + 115.902)$
$=$ 19.942 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 69.884 =$ 1,300.12 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,300.1$
$=$ 1,442.61 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,300.12 - 115.90 - 45.50 - 19.94$
$=$ 1,118.77 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,118.77}{1,300.12} =$ 0.861

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.861 $\times$ 1,442.61 = 1,241.39 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}442.61 \times -67.35 / 1{,}000 = -97.164$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}241.39 \times -67.71 / 1{,}000 = -84.054$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}442{,}609}{211{,}064} + \frac{-97{,}164{,}490}{8{,}641{,}159} = -4.409$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}442{,}609}{211{,}064} + \frac{-97{,}164{,}490}{-16{,}376{,}561} = 12.768$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}442{,}609}{211{,}064} + \frac{-97{,}164{,}490}{-9{,}015{,}004} = 17.613$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}241{,}390}{209{,}954} + \frac{-84{,}053{,}612}{8{,}625{,}570} = -3.832$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}241{,}390}{209{,}954} + \frac{-84{,}053{,}612}{-16{,}215{,}731} = 11.096$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}241{,}390}{209{,}954} + \frac{-84{,}053{,}612}{-8{,}947{,}615} = 15.307$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{50{,}750{,}744}{8{,}617{,}680} \times 0.845 = 4.976$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{50{,}750{,}744}{-16{,}135{,}317} \times 0.845 = -2.658$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{50{,}750{,}744}{-8{,}913{,}800} \times 0.845 = -4.811$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{50{,}750{,}744}{8{,}605{,}725} \times 0.845 = 4.983$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{50{,}750{,}744}{-16{,}014{,}694} \times 0.845 = -2.678$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{50{,}750{,}744}{-8{,}862{,}928} \times 0.845 = -4.839$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{1,273,593}{8,605,725} \times 0.845 = 0.125$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{1,273,593}{-16,014,694} \times 0.845 = -0.067$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{1,273,593}{-8,862,928} \times 0.845 = -0.121$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,605,725} \times 0.845 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-16,014,694} \times 0.845 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,862,928} \times 0.845 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{41,960,000}{8,605,725} \times 0.845 = 4.120$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{41,960,000}{-16,014,694} \times 0.845 = -2.214$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{41,960,000}{-8,862,928} \times 0.845 = -4.001$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{209,399} + \frac{-67.89}{-16,135,317})$

$= 10.242$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.658 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 10.242 + -2.658 $)$
  $=$ 7.584 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.584 $=$ 54.560 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.067 + 0.000 $)$
  $=$ 0.067 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.584 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.584 $- 7 \times$ 0.067
  $=$ 90.536 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 54.560 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 90.536 $)$
$=$ 22.742 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 54.560 $=$ 1,315.44 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,315.4
$=$ 1,094.71 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,315.44 $-$ 90.54 $-$ 45.50 $-$ 22.74
$=$ 1,156.66 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,156.66}{1,315.44} =$ 0.879

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.879 $\times$ 1,094.71 $=$ 962.57 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}094.71 \times -67.89 / 1{,}000 = -74.318$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 962.57 \times -68.16 / 1{,}000 = -65.609$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}094{,}709}{209{,}399} + \frac{-74{,}318{,}318}{8{,}617{,}680} = -3.396$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}094{,}709}{209{,}399} + \frac{-74{,}318{,}318}{-16{,}135{,}317} = 9.834$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}094{,}709}{209{,}399} + \frac{-74{,}318{,}318}{-8{,}913{,}800} = 13.565$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{962{,}574}{208{,}567} + \frac{-65{,}608{,}574}{8{,}605{,}725} = -3.009$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{962{,}574}{208{,}567} + \frac{-65{,}608{,}574}{-16{,}014{,}694} = 8.712$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{962{,}574}{208{,}567} + \frac{-65{,}608{,}574}{-8{,}862{,}928} = 12.018$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,291.18	1,300.12	1,315.44
유효 긴장응력	1,096.89	1,118.77	1,156.66

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,096.9	1,118.8	1,156.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.394	21.548	-4.409	17.613	-3.396	13.565
풍도슬래브	10.776	-10.242	7.089	-6.795	4.976	-4.811

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.639	18.529	-3.832	15.307	-3.009	12.018
고정 하중	풍도슬래브	10.799	-10.337	7.102	-6.846	4.983	-4.839
	CIP 몰탈	0.271	-0.259	0.178	-0.172	0.125	-0.121
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.929	-8.546	5.872	-5.660	4.120	-4.001

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.381	11.306	2.680	10.818	1.580	8.754
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.161	8.192	3.270	8.460	1.975	7.179
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.432	7.933	3.448	8.289	2.100	7.058
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.432	7.933	3.448	8.289	2.100	7.058
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.360	-0.613	9.320	2.628	6.220	3.057
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (1,900,190.000 × 12190) / (1387.000 × 200,000)

= 83.502 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	114.845	1.6 ×(Σ작업하중)	123.504	238.349

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 238.349 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 845 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{845.0 \times 195.0} = 0.0084$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.008 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,538 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,538 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 845}$$

$$= 59.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,538 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{12.95}{50}\right)$$

$$= 300 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 300 kN·m > 238.35 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 18.529)× 9,031,801 / 1.0E+06

= 207.59 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 299.57 kN·m

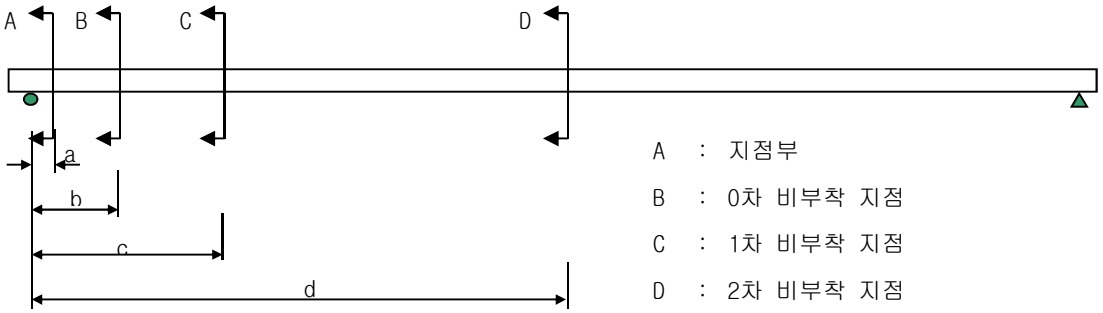
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 207.59 = 249.11 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	30.635	0.769	31.404	25.329	56.733
B	26.547	0.666	27.213	21.949	49.162
C	22.459	0.564	23.023	18.569	41.592
D	17.860	0.448	18.308	14.766	33.075
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	23.077	0.579	23.657	19.080	42.737
C	42.884	1.076	43.961	35.456	79.417
D	61.258	1.537	62.795	50.647	113.442
E	93.361	2.343	95.704	77.190	172.894

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	36.762	0.923	37.685	40.526	78.211
B	31.857	0.799	32.656	35.118	67.774
C	26.951	0.676	27.627	29.710	57.337
D	21.432	0.538	21.970	23.626	45.596
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	27.693	0.695	28.388	30.528	58.916
C	51.461	1.291	52.753	56.730	109.483
D	73.510	1.845	75.354	81.036	156.390
E	112.033	2.811	114.845	123.504	238.349

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	8.712	0.000	1,091,554,131	123.2	108.549
B	50.0	8.712	2.669	1,091,554,131	123.2	84.892
C	50.0	8.712	4.960	1,091,554,131	123.2	64.588
D	50.0	11.096	7.018	1,097,955,181	122.7	68.123
E	50.0	13.432	10.596	1,104,272,211	122.3	57.547

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	845	200.0	56.733	21.478	108.549	0.000	∞
B	50.0	845	200.0	49.162	18.612	84.892	16.179	206.569
C	50.0	845	200.0	41.592	15.746	64.588	30.066	135.168
D	50.0	845	200.0	33.075	12.521	68.123	42.947	112.687
E	50.0	845	200.0	0.000	0.000	57.547	65.455	59.751

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.615	845.0	200.0	0.00	580.543
B	50.0	4.615	845.0	200.0	0.00	580.543
C	50.0	4.615	845.0	200.0	0.00	580.543
D	50.0	5.913	845.0	200.0	0.00	646.326
E	50.0	7.199	845.0	200.0	0.00	711.529

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	580.543	580.543
B	206.569	580.543	206.569
C	135.168	580.543	135.168
D	112.687	646.326	112.687
E	59.751	711.529	59.751

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

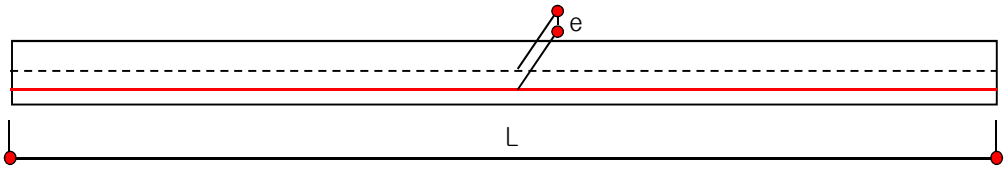
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	78.211	580.543	0.750	435.407	-357.20	0.180	전단보강 불필요
B	67.774	206.569	0.750	154.927	-87.15	0.437	전단보강 불필요
C	57.337	135.168	0.750	101.376	-44.04	0.566	전단보강 불필요
D	45.596	112.687	0.750	84.515	-38.92	0.540	전단보강 불필요
E	0.000	59.751	0.750	44.813	-44.81	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

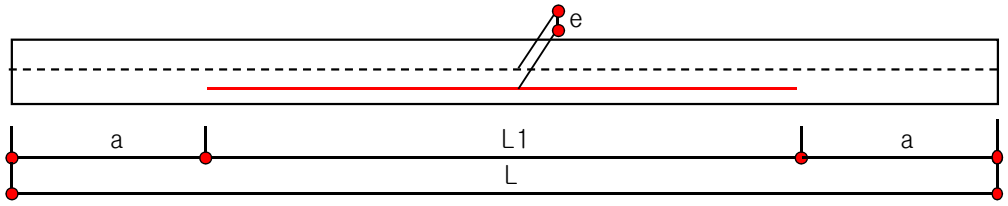
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}791 \times 67.3 \times 11.99^2}{8 \times 32{,}300 \times 1104272211} - \frac{348 \times 67.7 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1104272211}$$

$$- \frac{348 \times 68.2 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1104272211}$$

$$= 60.69 - 2.066 - 0.851 = 57.8 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (11,990 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	120.463	1,110,506,867	-57.77	
풍도슬래브 자중	110.487	1,110,506,867	44.54	
접합 몰탈	2.773	1,110,506,867	1.06	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,110,506,867	0.00	
합 계(고정하중)			-12.17	
작업하중 및 풍하중	91.349	1,110,506,867	34.98	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE2-5

(L= 12.190 m, B= 1.148 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

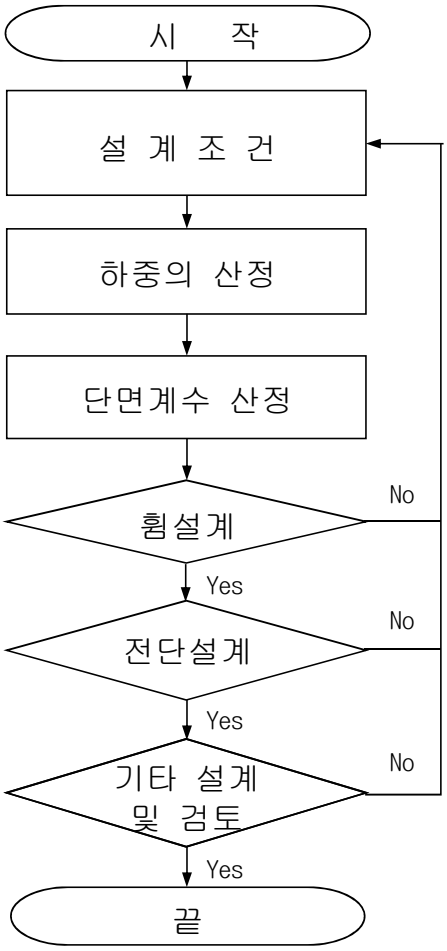
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.190 m

㉯ 계산지간 : 11.990 m

㉰ 폭 원 : 1.148 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

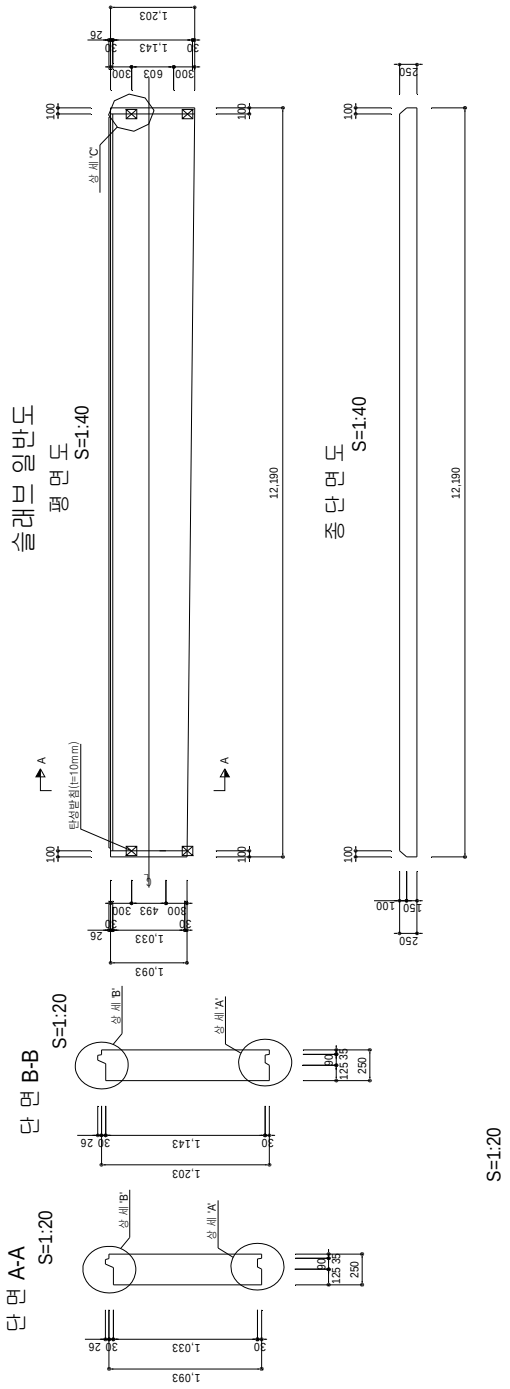
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.148m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

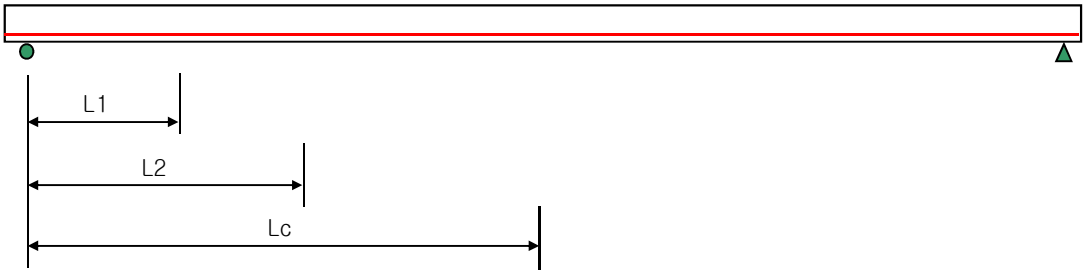
단 면 적 = 279,601 ㎟

하중계산 = 279,601 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.990 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,148.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.148 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.148 = 5.740 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.148 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

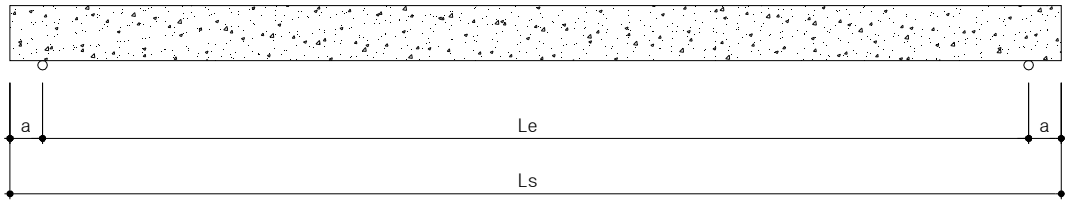
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.990	0.128	0.000	5.740	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.12
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.86
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.12
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.97
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.73
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.54
MAX						17.73

3.5 단면력 산정

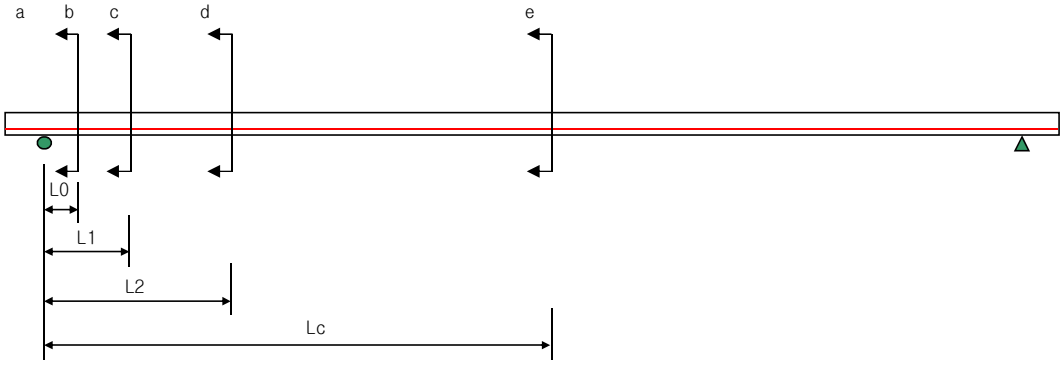
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.190 m
- 계산지간(Le) : 11.990 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.995 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.089 × 11.990)/ 2 = 36.503 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.089 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 27.497 kN-m

M_3 = 6.089 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 51.098 kN-m

M_4 = 6.089 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 72.990 kN-m

M_5 = 6.089 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 111.242 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.503 kN

S_2 = 36.503 - (6.089 × 0.800) = 31.632 kN

S_3 = 36.503 - (6.089 × 1.600) = 26.761 kN

S_4 = 36.503 - (6.089 × 2.500) = 21.281 kN

S_5 = 36.503 - (6.089 × 5.995) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.112 × 11.990)/ 2 = 0.670 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.112 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 0.504 kN-m

M_3 = 0.112 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 0.937 kN-m

M_4 = 0.112 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 1.339 kN-m

M_5 = 0.112 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 2.041 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.670 kN

S_2 = 0.670 - (0.112 × 0.800) = 0.580 kN

S_3 = 0.670 - (0.112 × 1.600) = 0.491 kN

S_4 = 0.670 - (0.112 × 2.500) = 0.390 kN

S_5 = 0.670 - (0.112 × 5.995) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.995 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 11.990)/ 2 = 29.975 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 22.580 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 41.960 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 59.938 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 91.349 kN-m

③ 전단력

S_1 = 29.975 kN

S_2 = 29.975 - (5.000 × 0.800) = 25.975 kN

S_3 = 29.975 - (5.000 × 1.600) = 21.975 kN

S_4 = 29.975 - (5.000 × 2.500) = 17.475 kN

S_5 = 29.975 - (5.000 × 5.995) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.497	0.504	0.000	22.580	50.582	0차비부착부
	c	51.098	0.937	0.000	41.960	93.995	1차비부착부
	d	72.990	1.339	0.000	59.938	134.267	2차비부착부
	e	111.242	2.041	0.000	91.349	204.632	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.503	0.670	0.000	29.975	67.147	지점부(전단검토)
	b	31.632	0.580	0.000	25.975	58.187	0차비부착부
	c	26.761	0.491	0.000	21.975	49.227	1차비부착부
	d	21.281	0.390	0.000	17.475	39.146	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

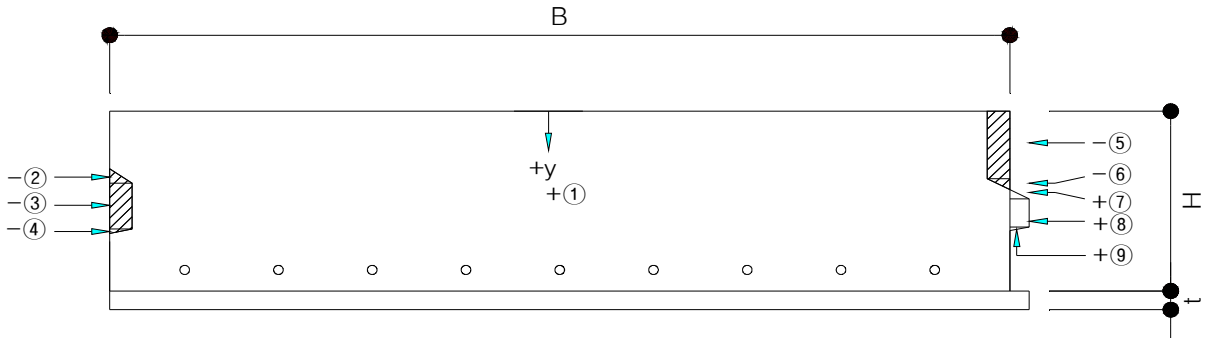
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.503	0.670	0.000		37.172	
LC-2	36.503	0.670	0.000	29.975	67.147	
MAX					67.147	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1148	250	287,000	125.0	35,875,000	15,625	5,208	20,833	5,979,166,667
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-14			-1,942	195.0	-378,651	38,025			-73,873,610
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				279,601		35,003,904				5,845,881,216

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 279,601.20 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 35,003,904 / 279,601 = 125.19 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 125.19 - 250.00 = -124.81 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

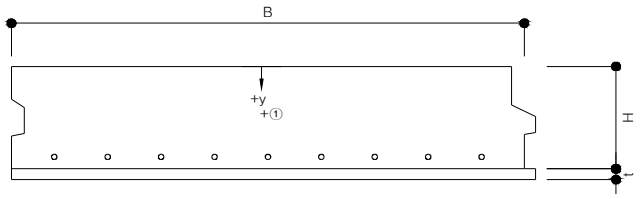
= 5,845,881,216 - 125.19 × 35,003,904 = 1,463,663,632 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,463,663,632}{125.19}$ = 11,691,327.6 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,463,663,632}{-124.81}$ = -11,727,345.9 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			279,601.20		35,003,904				5,845,881,216
Ap1	138.7	14	11,650.80	195.0	2,271,906	38,025	0	38,025	443,021,670
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	291,252.00		37,275,810				6,288,902,886

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 291,252.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 37,275,810 / 291,252 = 127.98 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 127.98 − 250.00 = −122.02 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (14 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/14$

= 127.98 − 195.00 = −67.02 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

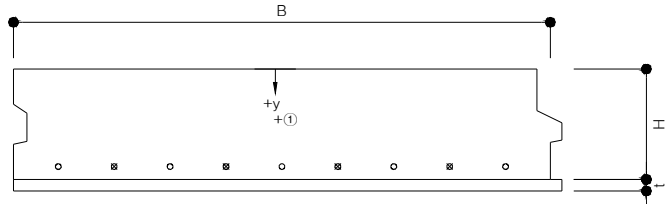
= 6,288,902,886 − 127.98 × 37,275,810 = 1,518,168,226 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,518,168,226}{127.98} = 11,862,103.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,518,168,226}{-67.02} = -22,654,065.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,518,168,226}{-122.02} = -12,442,445.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			279,601.20		35,003,904				5,845,881,216
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	287,923.20		36,626,694				6,162,325,266

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 287,923.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 36,626,694 / 287,923 = 127.21 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.21 − 250.00 = -122.79 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 × 195.0 + 0 × 145.0) / 10

= 127.21 − 195.00 = -67.79 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

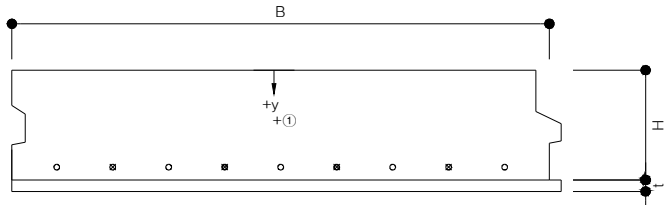
= 6,162,325,266 − 127.21 × 36,626,694 = 1,503,045,592 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,503,045,592}{127.21} = 11,815,472.5$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,503,045,592}{-67.79} = -22,172,065.8$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,503,045,592}{-122.79} = -12,240,776.1$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			279,601.20		35,003,904				5,845,881,216
Ap1	138.7	6	4,993.20	195.0	973,674	38,025	0	38,025	189,866,430
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	284,594.40		35,977,578				6,035,747,646

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 284,594.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 35,977,578 / 284,594 = 126.42 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 126.42 − 250.00 = -123.58 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 × 195.0+ 0 × 145.0) / 6

= 126.42 − 195.00 = -68.58 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 6,035,747,646 − 126.42 × 35,977,578 = 1,487,569,190 $㎜^4$

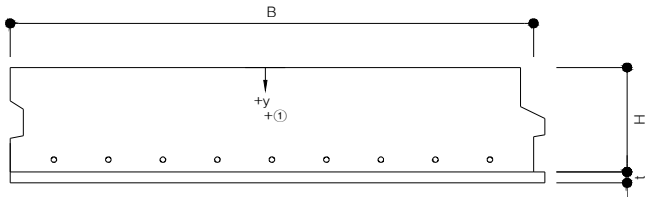
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,487,569,190}{126.42} = 11,767,158.5$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,487,569,190}{-68.58} = -21,690,065.8$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,487,569,190}{-123.58} = -12,037,007.7$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			279,601.20		35,003,904				5,845,881,216
Ap1	138.7	14	9,709.00	195.0	1,893,255	38,025	0	38,025	369,184,725
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	289,310.20		36,897,159				6,215,065,941

N_c = 6.00

A_{vc1} = 289,310.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 36,897,159 / 289,310 = 127.53 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.53 − 250.00 = −122.47 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (14 × 195.0+0 × 145.0) / 14

= 127.53 − 195.00 = −67.47 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

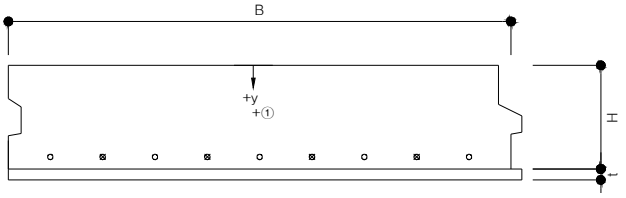
= 6,215,065,941 − 127.53 × 36,897,159 = 1,509,388,982 mm^4

$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,509,388,982}{127.53} = 11,835,101.7$ ㎣

$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,509,388,982}{-67.47} = -22,372,899.1$ ㎣

$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,509,388,982}{-122.47} = -12,325,058.1$ ㎣

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			279,601.20		35,003,904				5,845,881,216
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	286,536.20		36,356,229				6,109,584,591

N_c = 6.00

A_{vb1} = 286,536.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 36,356,229 / 286,536 = 126.88 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 126.88 − 250.00 = -123.12 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×195.0+0 ×145.0) / 10

= 126.88 − 195.00 = -68.12 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

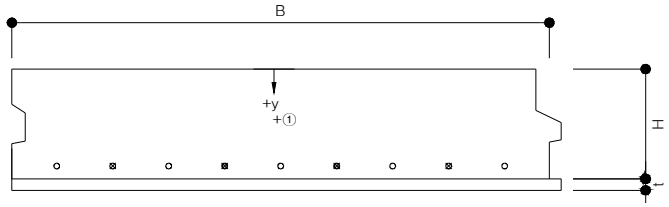
= 6,109,584,591 − 126.88 × 36,356,229 = 1,496,640,792 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,496,640,792}{126.88} =$ 11,795,551.3 ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,496,640,792}{-68.12} =$ -21,971,232.4 ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,496,640,792}{-123.12} =$ -12,156,129.6 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			279,601.20		35,003,904				5,845,881,216
Ap1	138.7	6	4,161.00	195.0	811,395	38,025	0	38,025	158,222,025
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	283,762.20		35,815,299				6,004,103,241

N_c = 6.00

A_{va1} = 283,762.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 35,815,299 / 283,762 = 126.22 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 126.22 − 250.00 = -123.78 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×195.0+0 ×145.0) / 6

= 126.22 − 195.00 = -68.78 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 6,004,103,241 − 126.22 × 35,815,299 = 1,483,643,354 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,483,643,354}{126.22} =$ 11,754,806.3 ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,483,643,354}{-68.78} =$ -21,569,565.8 ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,483,643,354}{-123.78} =$ -11,985,733.6 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	279,601.2	A_{vc1}'	291,252.0	mm^2
Y_{tc0}	125.2	Y_{tc1}'	128.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-67.0	mm
Y_{bc0}	-124.8	Y_{bc1}'	-122.0	mm
I_{vc0}	1,463,663,631.8	I_{vc1}'	1,518,168,226.3	mm^4
Z_{tc0}	11,691,327.6	Z_{tc1}'	11,862,103.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-22,654,065.8	mm^3
Z_{bc0}	-11,727,345.9	Z_{bc1}'	-12,442,445.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	279,601.2	A_{vb1}'	287,923.2	mm^2
Y_{tb0}	125.2	Y_{tb1}'	127.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.8	mm
Y_{bb0}	-124.8	Y_{bb1}'	-122.8	mm
I_{vb0}	1,463,663,631.8	I_{vb1}'	1,503,045,592.4	mm^4
Z_{tb0}	11,691,327.6	Z_{tb1}'	11,815,472.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-22,172,065.8	mm^3
Z_{bb0}	-11,727,345.9	Z_{bb1}'	-12,240,776.1	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	279,601.2	A_{va1}'	284,594.4	mm^2
Y_{ta0}	125.2	Y_{ta1}'	126.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-68.6	mm
Y_{ba0}	-124.8	Y_{ba1}'	-123.6	mm
I_{va0}	1,463,663,631.8	I_{va1}'	1,487,569,190.2	mm^4
Z_{ta0}	11,691,327.6	Z_{ta1}'	11,767,158.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,690,065.8	mm^3
Z_{ba0}	-11,727,345.9	Z_{ba1}'	-12,037,007.7	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	279,601.2	A_{vc1}	289,310.2	mm^2
Y_{tc0}	125.2	Y_{tc1}	127.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.5	mm
Y_{bc0}	-124.8	Y_{bc1}	-122.5	mm
I_{vc0}	1,463,663,631.8	I_{vc1}	1,509,388,981.7	mm^4
Z_{tc0}	11,691,327.6	Z_{tc1}	11,835,101.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-22,372,899.1	mm^3
Z_{bc0}	-11,727,345.9	Z_{bc1}	-12,325,058.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	279,601.2	A_{vb1}	286,536.2	mm^2
Y_{tb0}	125.2	Y_{tb1}	126.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-68.1	mm
Y_{bb0}	-124.8	Y_{bb1}	-123.1	mm
I_{vb0}	1,463,663,631.8	I_{vb1}	1,496,640,791.7	mm^4
Z_{tb0}	11,691,327.6	Z_{tb1}	11,795,551.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,971,232.4	mm^3
Z_{bb0}	-11,727,345.9	Z_{bb1}	-12,156,129.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	279,601.2	A_{va1}	283,762.2	mm^2
Y_{ta0}	125.2	Y_{ta1}	126.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.8	mm
Y_{ba0}	-124.8	Y_{ba1}	-123.8	mm
I_{va0}	1,463,663,631.8	I_{va1}	1,483,643,354.4	mm^4
Z_{ta0}	11,691,327.6	Z_{ta1}	11,754,806.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,569,565.8	mm^3
Z_{ba0}	-11,727,345.9	Z_{ba1}	-11,985,733.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.148m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{111,242,324}{11,862,104} \times 1.148 = 10.766$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{111,242,324}{-22,654,066} \times 1.148 = -5.637$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{111,242,324}{-12,442,445} \times 1.148 = -10.264$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{111,242,324}{11,835,102} \times 1.148 = 10.790$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{111,242,324}{-22,372,899} \times 1.148 = -5.708$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{111,242,324}{-12,325,058} \times 1.148 = -10.362$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,040,858}{11,835,102} \times 1.148 = 0.198$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,040,858}{-22,372,899} \times 1.148 = -0.105$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,040,858}{-12,325,058} \times 1.148 = -0.190$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{11,835,102} \times 1.148 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-22,372,899} \times 1.148 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-12,325,058} \times 1.148 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{91,348,813}{11,835,102} \times 1.148 = 8.861$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{91,348,813}{-22,372,899} \times 1.148 = -4.687$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{91,348,813}{-12,325,058} \times 1.148 = -8.509$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{291,252} + \frac{-67.02}{-22,654,066}\right)$

$= 17.003$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.637$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.003 + -5.637)$

$= 11.366$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.366 = 81.772$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.105 + 0.000)
  = 0.105 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.366 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.366 - 7 × 0.105
  = 135.662 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 81.772 - 0.05 × (45.500 + 135.662)
= 17.765 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 81.772 = 1,288.23 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 14 × 138.7 × 1,288.2
= 2,501.48 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,288.23 - 135.66 - 45.50 - 17.76
= 1,089.30 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,089.30}{1,288.23} = 0.846$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.846 × 2,501.48 = 2,115.21 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,501.48 × -67.02 / 1,000 = -167.637 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,115.21 × -67.47 / 1,000 = -142.702 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,501,482}{291,252} + \frac{-167,637,459}{11,862,104} = -5.543$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,501,482}{291,252} + \frac{-167,637,459}{-22,654,066} = 15.989$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,501,482}{291,252} + \frac{-167,637,459}{-12,442,445} = 22.062$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,115,205}{289,310} + \frac{-142,702,465}{11,835,102} = -4.746$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,115,205}{289,310} + \frac{-142,702,465}{-22,372,899} = 13.690$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,115,205}{289,310} + \frac{-142,702,465}{-12,325,058} = 18.889$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{72,990,405}{11,815,473} \times 1.148 = 7.092$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{72,990,405}{-22,172,066} \times 1.148 = -3.779$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{72,990,405}{-12,240,776} \times 1.148 = -6.845$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{72,990,405}{11,795,551} \times 1.148 = 7.104$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{72,990,405}{-21,971,232} \times 1.148 = -3.814$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{72,990,405}{-12,156,130} \times 1.148 = -6.893$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,339,086}{11,795,551} \times 1.148 = 0.130$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,339,086}{-21,971,232} \times 1.148 = -0.070$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,339,086}{-12,156,130} \times 1.148 = -0.126$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{11,795,551} \times 1.148 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,971,232} \times 1.148 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-12,156,130} \times 1.148 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{59,937,500}{11,795,551} \times 1.148 = 5.833$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{59,937,500}{-21,971,232} \times 1.148 = -3.132$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{59,937,500}{-12,156,130} \times 1.148 = -5.660$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{287,923} + \frac{-67.79}{-22,172,066} \right)$

$= 12.409$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.779 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.409 + -3.779)$
  $=$ 8.630 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.630 =$ 62.088 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.070 + 0.000)$
  $=$ 0.070 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.630 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.630 - 7 \times 0.070$
  $=$ 103.072 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 62.088 - 0.05 \times (45.500 + 103.072)$
$=$ 21.363 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 62.088 =$ 1,307.91 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,307.9$
$=$ 1,814.07 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,307.91 - 103.07 - 45.50 - 21.36$
$=$ 1,137.98 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,137.98}{1,307.91} =$ 0.870

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.870 $\times$ 1,814.07 = 1,578.37 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}814.07 \times -67.79 / 1{,}000 = -122.976$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}578.37 \times -68.12 / 1{,}000 = -107.516$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}814{,}075}{287{,}923} + \frac{-122{,}976{,}217}{11{,}815{,}473} = -4.108$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}814{,}075}{287{,}923} + \frac{-122{,}976{,}217}{-22{,}172{,}066} = 11.847$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}814{,}075}{287{,}923} + \frac{-122{,}976{,}217}{-12{,}240{,}776} = 16.347$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}578{,}375}{286{,}536} + \frac{-107{,}516{,}053}{11{,}795{,}551} = -3.607$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}578{,}375}{286{,}536} + \frac{-107{,}516{,}053}{-21{,}971{,}232} = 10.402$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}578{,}375}{286{,}536} + \frac{-107{,}516{,}053}{-12{,}156{,}130} = 14.353$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{51{,}097{,}850}{11{,}767{,}158} \times 1.148 = 4.985$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{51{,}097{,}850}{-21{,}690{,}066} \times 1.148 = -2.704$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{51{,}097{,}850}{-12{,}037{,}008} \times 1.148 = -4.873$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{51{,}097{,}850}{11{,}754{,}806} \times 1.148 = 4.990$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{51{,}097{,}850}{-21{,}569{,}566} \times 1.148 = -2.720$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{51{,}097{,}850}{-11{,}985{,}734} \times 1.148 = -4.894$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{937,444}{11,754,806} \times 1.148 = 0.092$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{937,444}{-21,569,566} \times 1.148 = -0.050$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{937,444}{-11,985,734} \times 1.148 = -0.090$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{11,754,806} \times 1.148 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,569,566} \times 1.148 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-11,985,734} \times 1.148 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{41,960,000}{11,754,806} \times 1.148 = 4.098$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{41,960,000}{-21,569,566} \times 1.148 = -2.233$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{41,960,000}{-11,985,734} \times 1.148 = -4.019$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{284,594} + \frac{-68.58}{-21,690,066})$

$= 7.611$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.704 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.611 + -2.704)$
  $=$ 4.907 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 4.907 =$ 35.299 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.050 + 0.000)$
  $=$ 0.050 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 4.907 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 4.907 - 7 \times 0.050$
  $=$ 58.530 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 35.299 - 0.05 \times (45.500 + 58.530)$
$=$ 26.269 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 35.299 =$ 1,334.70 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,334.7$
$=$ 1,110.74 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,334.70 - 58.53 - 45.50 - 26.27$
$=$ 1,204.40 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,204.40}{1,334.70} =$ 0.902

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.902 $\times$ 1,110.74 = 1,002.30 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}110.74 \times -68.58 / 1{,}000 = -76.178$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}002.30 \times -68.78 / 1{,}000 = -68.943$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}110{,}738}{284{,}594} + \frac{-76{,}177{,}706}{11{,}767{,}158} = -2.571$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}110{,}738}{284{,}594} + \frac{-76{,}177{,}706}{-21{,}690{,}066} = 7.415$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}110{,}738}{284{,}594} + \frac{-76{,}177{,}706}{-12{,}037{,}008} = 10.232$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}002{,}303}{283{,}762} + \frac{-68{,}942{,}544}{11{,}754{,}806} = -2.333$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}002{,}303}{283{,}762} + \frac{-68{,}942{,}544}{-21{,}569{,}566} = 6.728$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}002{,}303}{283{,}762} + \frac{-68{,}942{,}544}{-11{,}985{,}734} = 9.284$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,288.23	1,307.91	1,334.70
유효 긴장응력	1,089.30	1,137.98	1,204.40

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,089.3	1,138.0	1,204.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.543	22.062	-4.108	16.347	-2.571	10.232
풍도슬래브	10.766	-10.264	7.092	-6.845	4.985	-4.873

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.746	18.889	-3.607	14.353	-2.333	9.284
고정 하중	풍도슬래브	10.790	-10.362	7.104	-6.893	4.990	-4.894
	CIP 몰탈	0.198	-0.190	0.130	-0.126	0.092	-0.090
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.861	-8.509	5.833	-5.660	4.098	-4.019

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.222	11.798	2.984	9.502	2.414	5.358
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.044	8.528	3.497	7.460	2.657	4.390
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.242	8.338	3.628	7.334	2.749	4.300
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.242	8.338	3.628	7.334	2.749	4.300
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.103	-0.171	9.461	1.673	6.847	0.281
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,660,266.000 \quad \times \quad 12190 \quad) / (\quad 1941.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 83.502 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	156.059	1.6 ×(Σ작업하중)	167.789	323.848

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 323.848 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1148 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1941.80}{1148.0 \times 195.0} = 0.0087$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,528 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1941.80 \times 1,528 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1148}$$

$$= 60.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,941.80 \times 1,528 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.25}{50}\right)$$

$$= 415 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 415 kN·m > 323.85 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 18.889)× 12,325,058 / 1.0E+06

= 287.72 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 414.79 kN·m

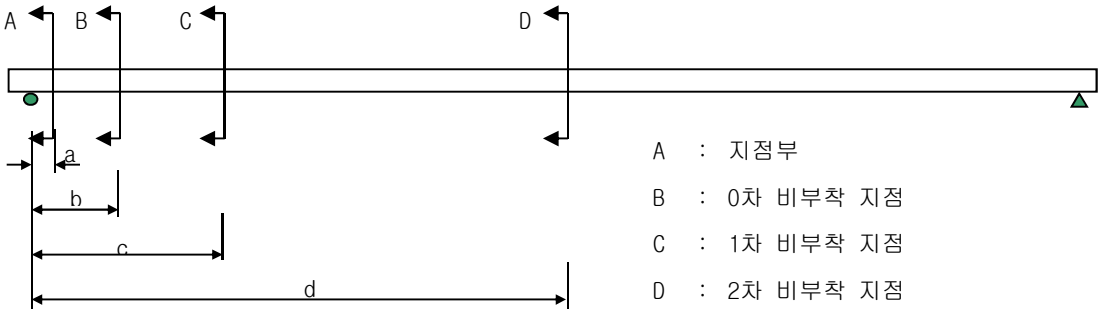
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 287.72 = 345.26 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	41.905	0.769	42.674	34.411	77.085
B	36.313	0.666	36.979	29.819	66.799
C	30.721	0.564	31.285	25.227	56.512
D	24.430	0.448	24.878	20.061	44.940
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	31.567	0.579	32.146	25.922	58.068
C	58.660	1.076	59.737	48.170	107.907
D	83.793	1.537	85.330	68.808	154.139
E	127.706	2.343	130.049	104.868	234.918

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	50.286	0.923	51.209	55.058	106.267
B	43.576	0.799	44.375	47.711	92.086
C	36.865	0.676	37.542	40.364	77.905
D	29.316	0.538	29.854	32.098	61.952
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	37.880	0.695	38.575	41.475	80.050
C	70.392	1.291	71.684	77.072	148.756
D	100.552	1.845	102.396	110.093	212.490
E	153.247	2.811	156.059	167.789	323.848

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.728	0.000	1,483,643,354	123.8	123.022
B	50.0	6.728	2.682	1,483,643,354	123.8	90.876
C	50.0	6.728	4.984	1,483,643,354	123.8	63.285
D	50.0	10.402	7.020	1,496,640,792	123.1	84.096
E	50.0	13.690	10.552	1,509,388,982	122.5	82.251

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,148	200.0	77.085	29.182	123.022	0.000	∞
B	50.0	1,148	200.0	66.799	25.287	90.876	21.982	252.514
C	50.0	1,148	200.0	56.512	21.393	63.285	40.849	170.831
D	50.0	1,148	200.0	44.940	17.012	84.096	58.351	150.634
E	50.0	1,148	200.0	0.000	0.000	82.251	88.931	81.176

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	3.532	1,148.0	200.0	0.00	714.118
B	50.0	3.532	1,148.0	200.0	0.00	714.118
C	50.0	3.532	1,148.0	200.0	0.00	714.118
D	50.0	5.508	1,148.0	200.0	0.00	850.243
E	50.0	7.311	1,148.0	200.0	0.00	974.416

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	714.118	714.118
B	252.514	714.118	252.514
C	170.831	714.118	170.831
D	150.634	850.243	150.634
E	81.176	974.416	81.176

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

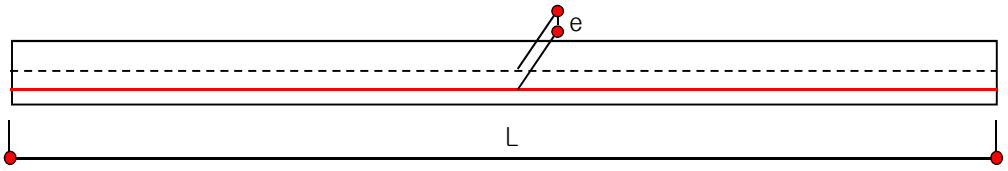
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	106.267	714.118	0.750	535.588	-429.32	0.198	전단보강 불필요
B	92.086	252.514	0.750	189.385	-97.30	0.486	전단보강 불필요
C	77.905	170.831	0.750	128.123	-50.22	0.608	전단보강 불필요
D	61.952	150.634	0.750	112.975	-51.02	0.548	전단보강 불필요
E	0.000	81.176	0.750	60.882	-60.88	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

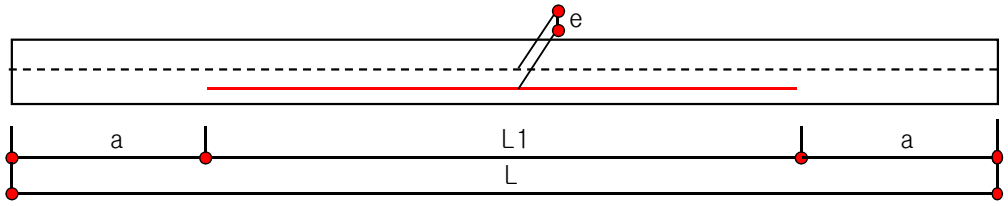
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}501 \times 67.5 \times 11.99^2}{8 \times 32{,}300 \times 1509388982} - \frac{687 \times 68.1 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1509388982}$$

$$- \frac{703 \times 68.8 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1509388982}$$

$$= 62.20 - 3.001 - 1.270 = 57.9 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (11,990 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	168.763	1,518,168,226	-57.93	
풍도슬래브 자중	111.242	1,518,168,226	44.57	
접합 몰탈	2.041	1,518,168,226	0.78	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,518,168,226	0.00	
합 계(고정하중)			-12.58	
작업하중 및 풍하중	91.349	1,518,168,226	34.76	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE2'

(L= 12.260 m, B= 1.500 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

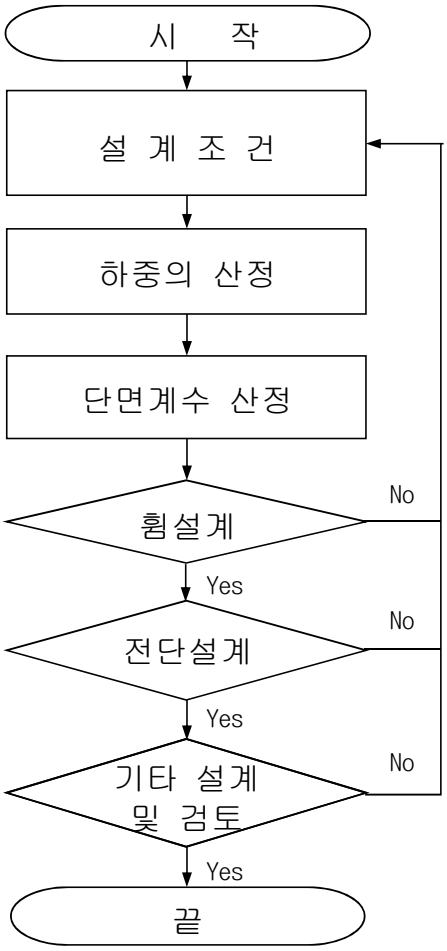
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.260 m

㉯ 계산지간 : 12.060 m

㉰ 폭 원 : 1.500 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 18 = 2,496.6 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 18 = 2,496.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

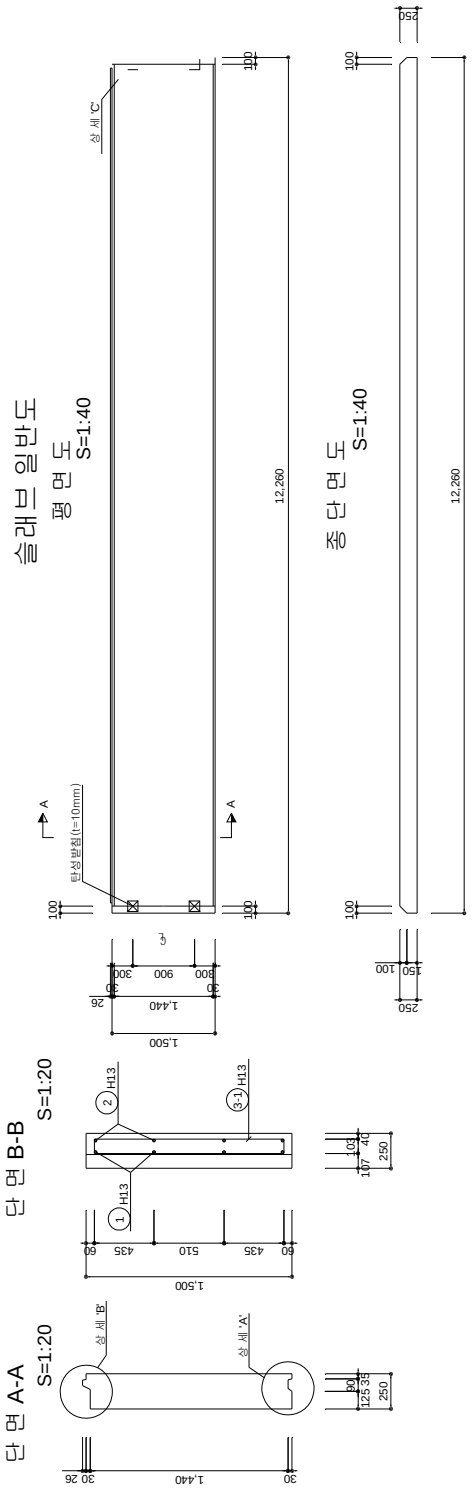
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

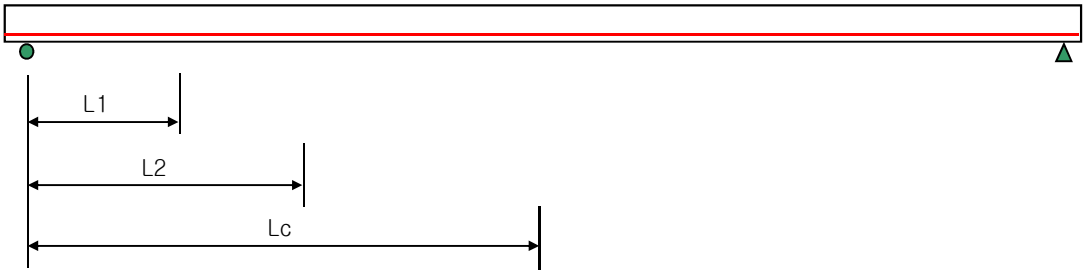
단 면 적 = 367,046 ㎟

하중계산 = 367,046 / 1.0E+06 × 25.00 = 9.176 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,500.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.500 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.500 = 7.500 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.500 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

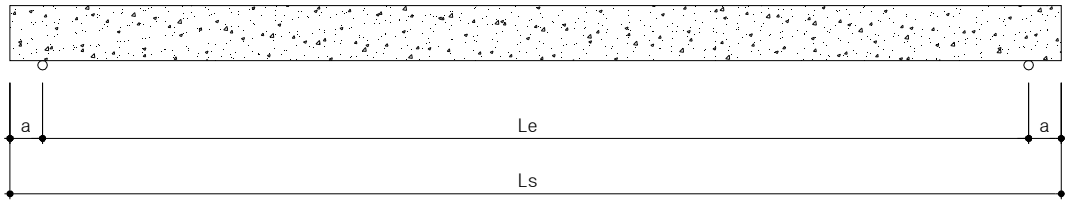
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	9.176	0.128	0.000	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	9.30
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	16.80
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	9.30
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	13.03
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	23.17
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	11.17
MAX						23.17

3.5 단면력 산정

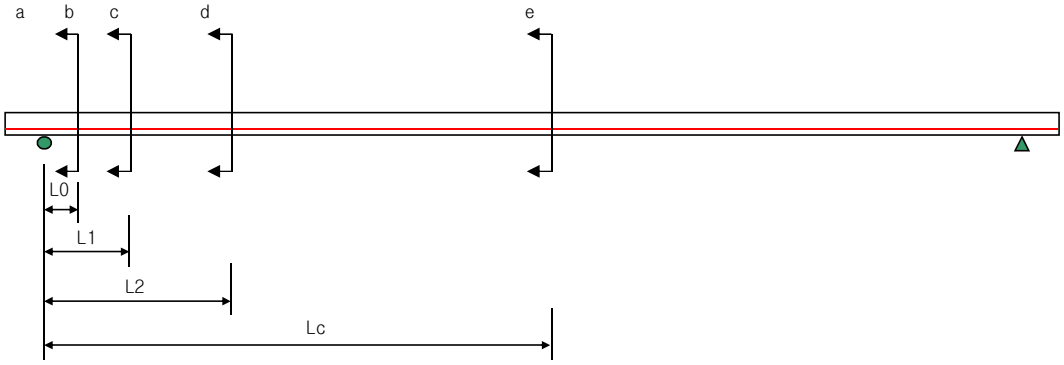
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.260 m
- 계산지간(Le) : 12.060 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 6.030 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.117 × 12.060)/ 2 = 36.888 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.117 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 27.798 kN-m

M_3 = 6.117 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 51.680 kN-m

M_4 = 6.117 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 73.868 kN-m

M_5 = 6.117 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 113.062 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.888 kN

S_2 = 36.888 - (6.117 × 0.800) = 31.994 kN

S_3 = 36.888 - (6.117 × 1.600) = 27.100 kN

S_4 = 36.888 - (6.117 × 2.500) = 21.595 kN

S_5 = 36.888 - (6.117 × 6.030) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.085 × 12.060)/ 2 = 0.516 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.085 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 0.388 kN-m

M_3 = 0.085 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 0.722 kN-m

M_4 = 0.085 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 1.032 kN-m

M_5 = 0.085 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 1.580 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.516 kN

S_2 = 0.516 - (0.085 × 0.800) = 0.447 kN

S_3 = 0.516 - (0.085 × 1.600) = 0.379 kN

S_4 = 0.516 - (0.085 × 2.500) = 0.302 kN

S_5 = 0.516 - (0.085 × 6.030) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 6.030 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 12.060)/ 2 = 30.150 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 22.720 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 42.240 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 60.375 kN-m

M_5 = 5.000 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 92.410 kN-m

③ 전단력

S_1 = 30.150 kN

S_2 = 30.150 - (5.000 × 0.800) = 26.150 kN

S_3 = 30.150 - (5.000 × 1.600) = 22.150 kN

S_4 = 30.150 - (5.000 × 2.500) = 17.650 kN

S_5 = 30.150 - (5.000 × 6.030) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.798	0.388	0.000	22.720	50.906	0차비부착부
	c	51.680	0.722	0.000	42.240	94.642	1차비부착부
	d	73.868	1.032	0.000	60.375	135.275	2차비부착부
	e	113.062	1.580	0.000	92.410	207.052	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.888	0.516	0.000	30.150	67.554	지점부(전단검토)
	b	31.994	0.447	0.000	26.150	58.591	0차비부착부
	c	27.100	0.379	0.000	22.150	49.629	1차비부착부
	d	21.595	0.302	0.000	17.650	39.546	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

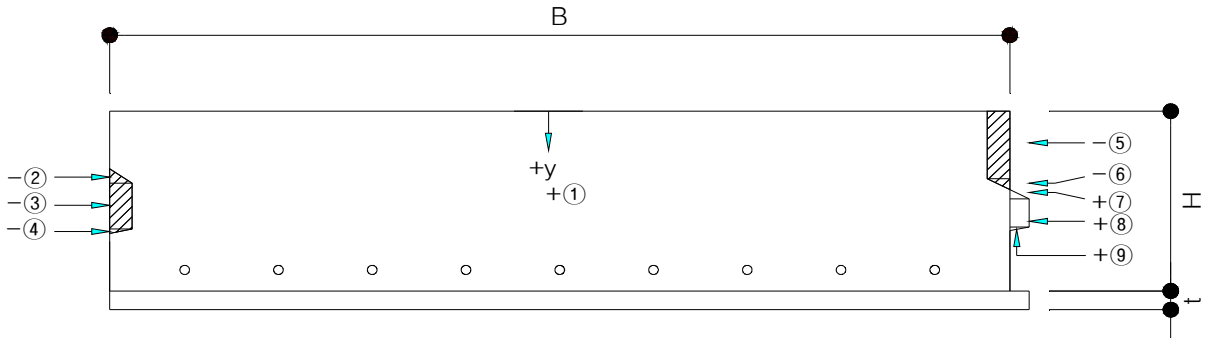
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.888	0.516	0.000		37.404	
LC-2	36.888	0.516	0.000	30.150	67.554	
MAX					67.554	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1500	250	375,000	125.0	46,875,000	15,625	5,208	20,833	7,812,500,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-18			-2,497	195.0	-486,837	38,025			-94,980,356
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				367,046		45,895,718				7,658,107,804

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 367,046.40 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 45,895,718 / 367,046 = 125.04 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 125.04 - 250.00 = -124.96 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

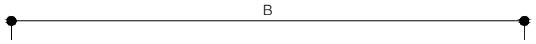
= 7,658,107,804 - 125.04 × 45,895,718 = 1,919,277,697 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,919,277,697}{125.04} = 15,349,230.8$ ㎣

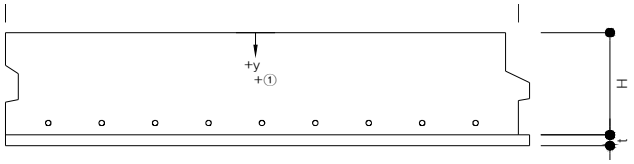
$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,919,277,697}{-124.96} = -15,359,215.6$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)



위치	강재직경	개수(ea)	위치(Y)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	18	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	18	14,979.60	195.0	2,921,022	38,025	0	38,025	569,599,290
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		18	382,026.00		48,816,740				8,227,707,094

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 382,026.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 48,816,740 / 382,026 = 127.78 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 127.78 − 250.00 = −122.22 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (18 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/18$

= 127.78 − 195.00 = −67.22 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

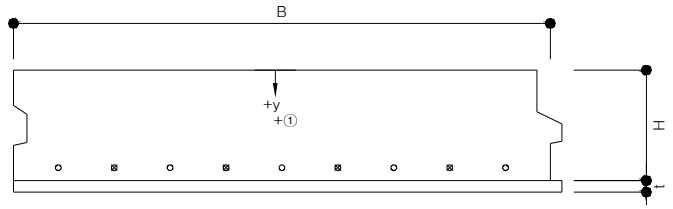
= 8,227,707,094 − 127.78 × 48,816,740 = 1,989,717,784 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,989,717,784}{127.78} = 15,570,968.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,989,717,784}{-67.22} = -29,601,766.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,989,717,784}{-122.22} = -16,280,313.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	14	11,650.80	195.0	2,271,906	38,025	0	38,025	443,021,670
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	378,697.20		48,167,624				8,101,129,474

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 378,697.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 48,167,624 / 378,697 = 127.19 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.19 − 250.00 = -122.81 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (14 × 195.0 + 0 × 145.0) / 14

= 127.19 − 195.00 = -67.81 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

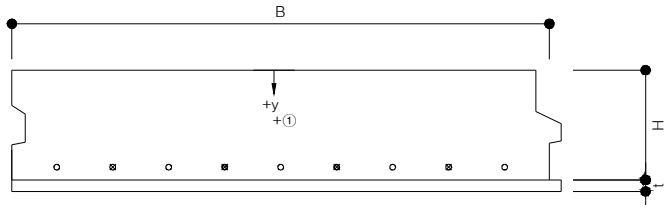
= 8,101,129,474 − 127.19 × 48,167,624 = 1,974,546,014 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,974,546,014}{127.19} = 15,524,017.7$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,974,546,014}{-67.81} = -29,120,080.9$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,974,546,014}{-122.81} = -16,078,445.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	375,368.40		47,518,508				7,974,551,854

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 375,368.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 47,518,508 / 375,368 = 126.59 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 126.59 − 250.00 = -123.41 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (10 × 195.0+ 0 × 145.0) / 10

= 126.59 − 195.00 = -68.41 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 7,974,551,854 − 126.59 × 47,518,508 = 1,959,105,155 ㎜⁴

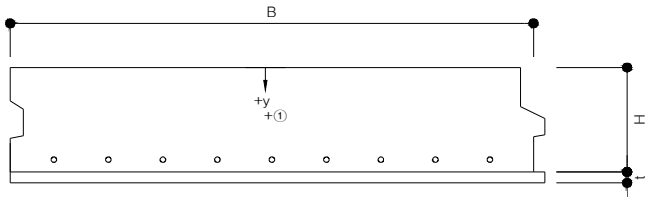
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,959,105,155}{126.59} = 15,475,784.0$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,959,105,155}{-68.41} = -28,638,395.4$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,959,105,155}{-123.41} = -15,874,981.5$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	18	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	18	12,483.00	195.0	2,434,185	38,025	0	38,025	474,666,075
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		18	379,529.40		48,329,903				8,132,773,879

N_c = 6.00

A_{vc1} = 379,529.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 48,329,903 / 379,529 = 127.34 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.34 − 250.00 = −122.66 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (18 × 195.0+0 × 145.0) / 18

= 127.34 − 195.00 = −67.66 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

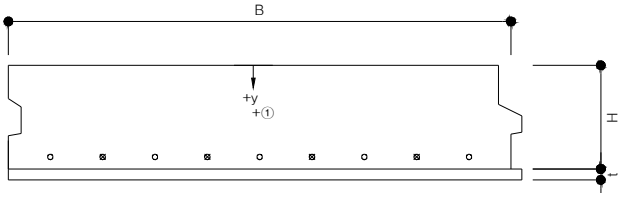
= 8,132,773,879 − 127.34 × 48,329,903 = 1,978,363,907 mm^4

$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,978,363,907}{127.34} = 15,535,873.7$ ㎣

$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,978,363,907}{-67.66} = -29,240,502.3$ ㎣

$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,978,363,907}{-122.66} = -16,129,061.2$ ㎣

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	14	9,709.00	195.0	1,893,255	38,025	0	38,025	369,184,725
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	376,755.40		47,788,973				8,027,292,529

N_c = 6.00

A_{vb1} = 376,755.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 47,788,973 / 376,755 = 126.84 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 126.84 − 250.00 = -123.16 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (14 × 195.0+0 × 145.0) / 14

= 126.84 − 195.00 = -68.16 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

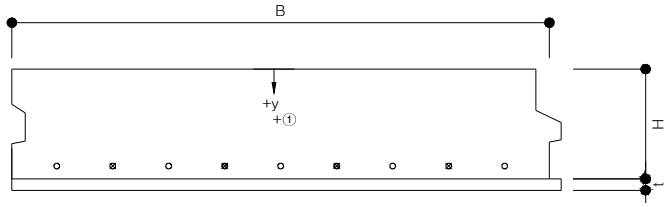
= 8,027,292,529 − 126.84 × 47,788,973 = 1,965,572,006 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,965,572,006}{126.84} = 15,496,040.6$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,965,572,006}{-68.16} = -28,839,097.7$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,965,572,006}{-123.16} = -15,959,953.2$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			367,046.40		45,895,718				7,658,107,804
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	373,981.40		47,248,043				7,921,811,179

N_c = 6.00

A_{va1} = 373,981.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 47,248,043 / 373,981 = 126.34 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 126.34 − 250.00 = -123.66 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (10 × 195.0+0 × 145.0) / 10

= 126.34 − 195.00 = -68.66 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 7,921,811,179 − 126.34 × 47,248,043 = 1,952,590,337 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,952,590,337}{126.34} = 15,455,295.5$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,952,590,337}{-68.66} = -28,437,693.1$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,952,590,337}{-123.66} = -15,789,729.5$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	367,046.4	A_{vc1}'	382,026.0	mm^2
Y_{tc0}	125.0	Y_{tc1}'	127.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-67.2	mm
Y_{bc0}	-125.0	Y_{bc1}'	-122.2	mm
I_{vc0}	1,919,277,697.4	I_{vc1}'	1,989,717,783.5	mm^4
Z_{tc0}	15,349,230.8	Z_{tc1}'	15,570,968.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-29,601,766.4	mm^3
Z_{bc0}	-15,359,215.6	Z_{bc1}'	-16,280,313.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	367,046.4	A_{vb1}'	378,697.2	mm^2
Y_{tb0}	125.0	Y_{tb1}'	127.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.8	mm
Y_{bb0}	-125.0	Y_{bb1}'	-122.8	mm
I_{vb0}	1,919,277,697.4	I_{vb1}'	1,974,546,013.9	mm^4
Z_{tb0}	15,349,230.8	Z_{tb1}'	15,524,017.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-29,120,080.9	mm^3
Z_{bb0}	-15,359,215.6	Z_{bb1}'	-16,078,445.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	367,046.4	A_{va1}'	375,368.4	mm^2
Y_{ta0}	125.0	Y_{ta1}'	126.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-68.4	mm
Y_{ba0}	-125.0	Y_{ba1}'	-123.4	mm
I_{va0}	1,919,277,697.4	I_{va1}'	1,959,105,155.1	mm^4
Z_{ta0}	15,349,230.8	Z_{ta1}'	15,475,784.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-28,638,395.4	mm^3
Z_{ba0}	-15,359,215.6	Z_{ba1}'	-15,874,981.5	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	367,046.4	A_{vc1}	379,529.4	mm^2
Y_{tc0}	125.0	Y_{tc1}	127.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.7	mm
Y_{bc0}	-125.0	Y_{bc1}	-122.7	mm
I_{vc0}	1,919,277,697.4	I_{vc1}	1,978,363,906.8	mm^4
Z_{tc0}	15,349,230.8	Z_{tc1}	15,535,873.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-29,240,502.3	mm^3
Z_{bc0}	-15,359,215.6	Z_{bc1}	-16,129,061.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	367,046.4	A_{vb1}	376,755.4	mm^2
Y_{tb0}	125.0	Y_{tb1}	126.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-68.2	mm
Y_{bb0}	-125.0	Y_{bb1}	-123.2	mm
I_{vb0}	1,919,277,697.4	I_{vb1}	1,965,572,005.6	mm^4
Z_{tb0}	15,349,230.8	Z_{tb1}	15,496,040.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-28,839,097.7	mm^3
Z_{bb0}	-15,359,215.6	Z_{bb1}	-15,959,953.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	367,046.4	A_{va1}	373,981.4	mm^2
Y_{ta0}	125.0	Y_{ta1}	126.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.7	mm
Y_{ba0}	-125.0	Y_{ba1}	-123.7	mm
I_{va0}	1,919,277,697.4	I_{va1}	1,952,590,336.9	mm^4
Z_{ta0}	15,349,230.8	Z_{ta1}	15,455,295.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-28,437,693.1	mm^3
Z_{ba0}	-15,359,215.6	Z_{ba1}	-15,789,729.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{113,062,220}{15,570,969} \times 1.500 = 10.892$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{113,062,220}{-29,601,766} \times 1.500 = -5.729$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{113,062,220}{-16,280,313} \times 1.500 = -10.417$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{113,062,220}{15,535,874} \times 1.500 = 10.916$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{113,062,220}{-29,240,502} \times 1.500 = -5.800$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{113,062,220}{-16,129,061} \times 1.500 = -10.515$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,580,077}{15,535,874} \times 1.500 = 0.153$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,580,077}{-29,240,502} \times 1.500 = -0.081$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,580,077}{-16,129,061} \times 1.500 = -0.147$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{15,535,874} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-29,240,502} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-16,129,061} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{92,409,750}{15,535,874} \times 1.500 = 8.922$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{92,409,750}{-29,240,502} \times 1.500 = -4.741$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{92,409,750}{-16,129,061} \times 1.500 = -8.594$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times \left(\frac{1}{382,026} + \frac{-67.22}{-29,601,766}\right)$

$= 16.720$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.729$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (16.720 + -5.729)$

$= 10.991$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.991 = 79.068$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.081 + 0.000)
  = 0.081 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.991 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.991 - 7 × 0.081
  = 131.319 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 79.068 - 0.05 × (45.500 + 131.319)
= 18.252 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 79.068 = 1,290.93 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 18 × 138.7 × 1,290.9
= 3,222.94 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,290.93 - 131.32 - 45.50 - 18.25
= 1,095.86 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,095.86}{1,290.93} = 0.849$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.849 × 3,222.94 = 2,735.93 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,222.94 × -67.22 / 1,000 = -216.634 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,735.93 × -67.66 / 1,000 = -185.108 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,222,940}{382,026} + \frac{-216,633,714}{15,570,969} = -5.476$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,222,940}{382,026} + \frac{-216,633,714}{-29,601,766} = 15.755$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,222,940}{382,026} + \frac{-216,633,714}{-16,280,313} = 21.743$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,735,926}{379,529} + \frac{-185,108,193}{15,535,874} = -4.706$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,735,926}{379,529} + \frac{-185,108,193}{-29,240,502} = 13.539$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,735,926}{379,529} + \frac{-185,108,193}{-16,129,061} = 18.685$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{73,868,088}{15,524,018} \times 1.500 = 7.137$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{73,868,088}{-29,120,081} \times 1.500 = -3.805$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{73,868,088}{-16,078,445} \times 1.500 = -6.891$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{73,868,088}{15,496,041} \times 1.500 = 7.150$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{73,868,088}{-28,839,098} \times 1.500 = -3.842$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{73,868,088}{-15,959,953} \times 1.500 = -6.943$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,032,328}{15,496,041} \times 1.500 = 0.100$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,032,328}{-28,839,098} \times 1.500 = -0.054$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,032,328}{-15,959,953} \times 1.500 = -0.097$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{15,496,041} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-28,839,098} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-15,959,953} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{60,375,000}{15,496,041} \times 1.500 = 5.844$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{60,375,000}{-28,839,098} \times 1.500 = -3.140$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{60,375,000}{-15,959,953} \times 1.500 = -5.674$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{378,697} + \frac{-67.81}{-29,120,081} \right)$

$= 13.219$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.805 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.219 + -3.805)$
  $=$ 9.414 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.414 =$ 67.729 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.054 + 0.000)$
  $=$ 0.054 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.414 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.414 - 7 \times 0.054$
  $=$ 112.596 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 67.729 - 0.05 \times (45.500 + 112.596)$
$=$ 20.322 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 67.729 =$ 1,302.27 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 14 \times 138.7 \times 1,302.3$
$=$ 2,528.75 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,302.27 - 112.60 - 45.50 - 20.32$
$=$ 1,123.85 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,123.85}{1,302.27} =$ 0.863

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.863 $\times$ 2,528.75 = 2,182.30 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2{,}528.75 \times -67.81 / 1{,}000 = -171.467$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2{,}182.30 \times -68.16 / 1{,}000 = -148.738$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2{,}528{,}750}{378{,}697} + \frac{-171{,}467{,}039}{15{,}524{,}018} = -4.368$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2{,}528{,}750}{378{,}697} + \frac{-171{,}467{,}039}{-29{,}120{,}081} = 12.566$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2{,}528{,}750}{378{,}697} + \frac{-171{,}467{,}039}{-16{,}078{,}445} = 17.342$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2{,}182{,}298}{376{,}755} + \frac{-148{,}737{,}825}{15{,}496{,}041} = -3.806$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2{,}182{,}298}{376{,}755} + \frac{-148{,}737{,}825}{-28{,}839{,}098} = 10.950$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2{,}182{,}298}{376{,}755} + \frac{-148{,}737{,}825}{-15{,}959{,}953} = 15.112$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{51{,}680{,}133}{15{,}475{,}784} \times 1.500 = 5.009$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{51{,}680{,}133}{-28{,}638{,}395} \times 1.500 = -2.707$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{51{,}680{,}133}{-15{,}874{,}982} \times 1.500 = -4.883$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{51{,}680{,}133}{15{,}455{,}296} \times 1.500 = 5.016$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{51{,}680{,}133}{-28{,}437{,}693} \times 1.500 = -2.726$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{51{,}680{,}133}{-15{,}789{,}730} \times 1.500 = -4.910$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{722,245}{15,455,296} \times 1.500 = 0.070$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{722,245}{-28,437,693} \times 1.500 = -0.038$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{722,245}{-15,789,730} \times 1.500 = -0.069$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{15,455,296} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-28,437,693} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-15,789,730} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{42,240,000}{15,455,296} \times 1.500 = 4.100$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{42,240,000}{-28,437,693} \times 1.500 = -2.228$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{42,240,000}{-15,789,730} \times 1.500 = -4.013$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times (\frac{1}{375,368} + \frac{-68.41}{-28,638,395})$

$= 9.601$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.707 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.601 + -2.707)$
  $= 6.894$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.894 = 49.599$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.038 + 0.000)$
  $= 0.038$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 6.894$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.894 - 7 \times 0.038$
  $= 82.465$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 49.599 - 0.05 \times (45.500 + 82.465)$
$= 23.642$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 49.599 = 1,320.40$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,320.4$
$= 1,831.40$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,320.40 - 82.47 - 45.50 - 23.64$
$= 1,168.79$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,168.79}{1,320.40} = 0.885$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.885 \times 1,831.40 = 1,621.12$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}831.40 \times -68.41 / 1{,}000 = -125.283$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}621.12 \times -68.66 / 1{,}000 = -111.309$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}831{,}396}{375{,}368} + \frac{-125{,}282{,}745}{15{,}475{,}784} = -3.216$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}831{,}396}{375{,}368} + \frac{-125{,}282{,}745}{-28{,}638{,}395} = 9.254$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}831{,}396}{375{,}368} + \frac{-125{,}282{,}745}{-15{,}874{,}982} = 12.771$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}621{,}117}{373{,}981} + \frac{-111{,}309{,}219}{15{,}455{,}296} = -2.867$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}621{,}117}{373{,}981} + \frac{-111{,}309{,}219}{-28{,}437{,}693} = 8.249$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}621{,}117}{373{,}981} + \frac{-111{,}309{,}219}{-15{,}789{,}730} = 11.384$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,290.93	1,302.27	1,320.40
유효 긴장응력	1,095.86	1,123.85	1,168.79

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,095.9	1,123.9	1,168.8	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.476	21.743	-4.368	17.342	-3.216	12.771
풍도슬래브	10.892	-10.417	7.137	-6.891	5.009	-4.883

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.706	18.685	-3.806	15.112	-2.867	11.384
고정 하중	풍도슬래브	10.916	-10.515	7.150	-6.943	5.016	-4.910
	CIP 몰탈	0.153	-0.147	0.100	-0.097	0.070	-0.069
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.922	-8.594	5.844	-5.674	4.100	-4.013

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.415	11.326	2.770	10.451	1.793	7.888
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.210	8.171	3.344	8.169	2.149	6.475
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.363	8.024	3.444	8.072	2.219	6.406
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.363	8.024	3.444	8.072	2.219	6.406
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.285	-0.570	9.288	2.398	6.318	2.393
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (3,420,342.000 × 12260) / (2496.600 × 200,000)

= 83.981 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	206.356	1.6 ×(Σ작업하중)	221.783	428.140

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 428.140 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1500 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2496.60}{1500.0 \times 195.0} = 0.0085$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,533 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{2496.60 \times 1,533 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 60.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 2,496.60 \times 1,533 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.09}{50}\right)$$

$$= 536 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 536 kN·m > 428.14 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 18.685)× 16,129,061 / 1.0E+06

= 373.23 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 536.50 kN·m

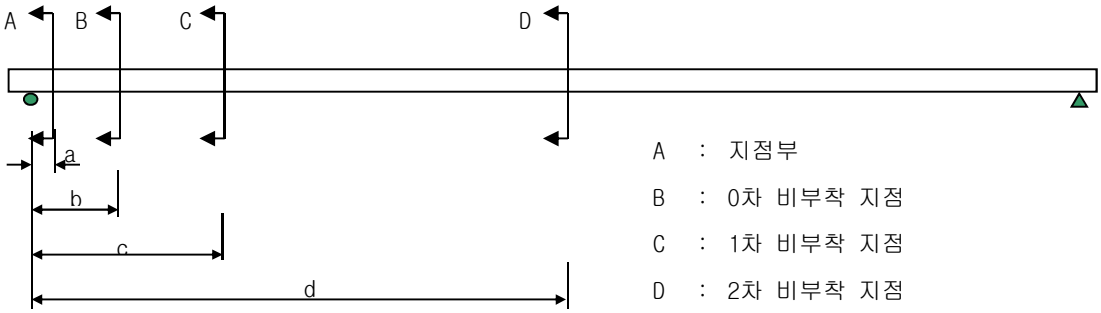
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 373.23 = 447.88 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	55.332	0.773	56.106	45.225	101.331
B	47.991	0.671	48.662	39.225	87.887
C	40.650	0.568	41.218	33.225	74.443
D	32.392	0.453	32.845	26.475	59.320
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	41.696	0.583	42.279	34.080	76.359
C	77.520	1.083	78.604	63.360	141.964
D	110.802	1.548	112.351	90.563	202.913
E	169.593	2.370	171.963	138.615	310.578

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	66.399	0.928	67.327	72.360	139.687
B	57.590	0.805	58.394	62.760	121.154
C	48.780	0.682	49.462	53.160	102.622
D	38.870	0.543	39.413	42.360	81.773
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	50.036	0.699	50.735	54.528	105.263
C	93.024	1.300	94.324	101.376	195.700
D	132.963	1.858	134.821	144.900	279.721
E	203.512	2.844	206.356	221.783	428.140

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	8.249	0.000	1,952,590,337	123.7	186.073
B	50.0	8.249	2.678	1,952,590,337	123.7	143.794
C	50.0	8.249	4.978	1,952,590,337	123.7	107.469
D	50.0	10.950	7.040	1,965,572,006	123.2	118.835
E	50.0	13.539	10.662	1,978,363,907	122.7	103.437

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,500	200.0	101.331	38.356	186.073	0.000	∞
B	50.0	1,500	200.0	87.887	33.267	143.794	28.904	359.455
C	50.0	1,500	200.0	74.443	28.179	107.469	53.737	236.865
D	50.0	1,500	200.0	59.320	22.454	118.835	76.808	200.126
E	50.0	1,500	200.0	0.000	0.000	103.437	117.561	106.066

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.335	1,500.0	200.0	0.00	1,005.311
B	50.0	4.335	1,500.0	200.0	0.00	1,005.311
C	50.0	4.335	1,500.0	200.0	0.00	1,005.311
D	50.0	5.792	1,500.0	200.0	0.00	1,136.494
E	50.0	7.209	1,500.0	200.0	0.00	1,263.969

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,005.311	1,005.311
B	359.455	1,005.311	359.455
C	236.865	1,005.311	236.865
D	200.126	1,136.494	200.126
E	106.066	1,263.969	106.066

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

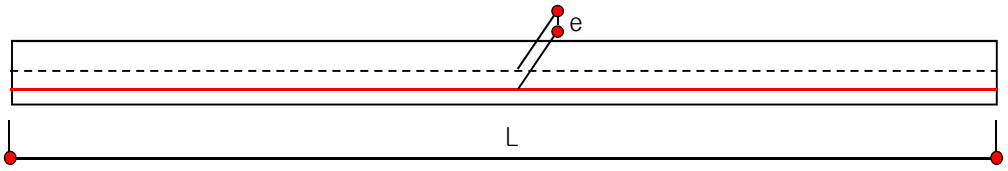
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	139.687	1,005.311	0.750	753.983	-614.30	0.185	전단보강 불필요
B	121.154	359.455	0.750	269.591	-148.44	0.449	전단보강 불필요
C	102.622	236.865	0.750	177.649	-75.03	0.578	전단보강 불필요
D	81.773	200.126	0.750	150.094	-68.32	0.545	전단보강 불필요
E	0.000	106.066	0.750	79.550	-79.55	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

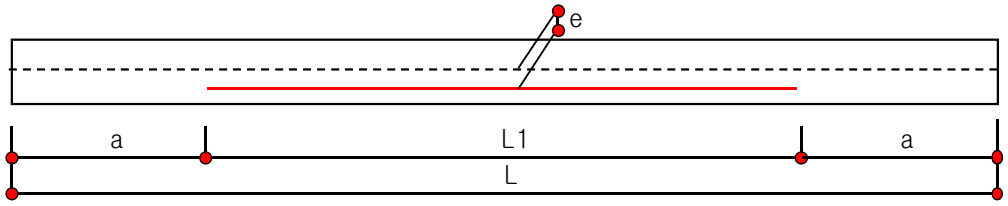
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}223 \times 67.7 \times 12.06^2}{8 \times 32{,}300 \times 1978363907} - \frac{694 \times 68.2 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1978363907}$$

$$- \frac{697 \times 68.7 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1978363907}$$

$$= 62.04 - 2.314 - 0.959 = 58.8 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (12,060 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	218.059	1,989,717,784	-58.77	
풍도슬래브 자중	113.062	1,989,717,784	45.69	
접합 몰탈	1.580	1,989,717,784	0.61	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,989,717,784	0.00	
합 계(고정하중)			-12.47	
작업하중 및 풍하중	92.410	1,989,717,784	35.47	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE3

(L= 16.840 m, B= 1.000 m, H= 0.320 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

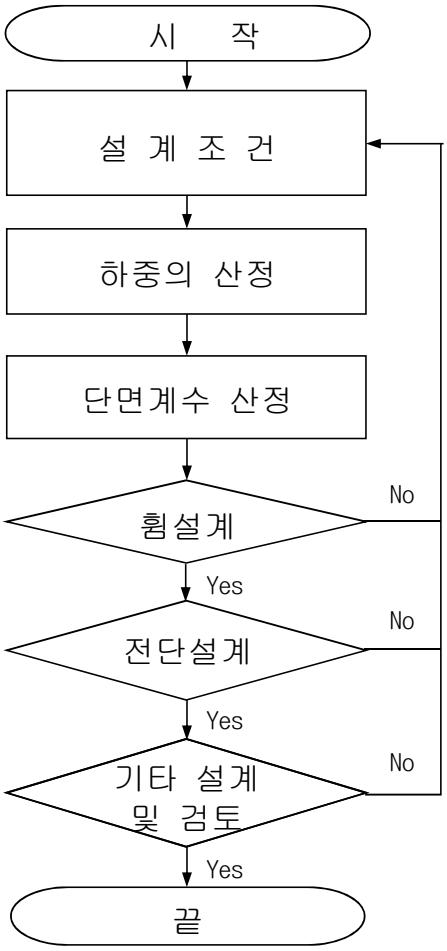
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 16.840 m

㉯ 계산지간 : 16.640 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.320 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 24 = 3,328.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

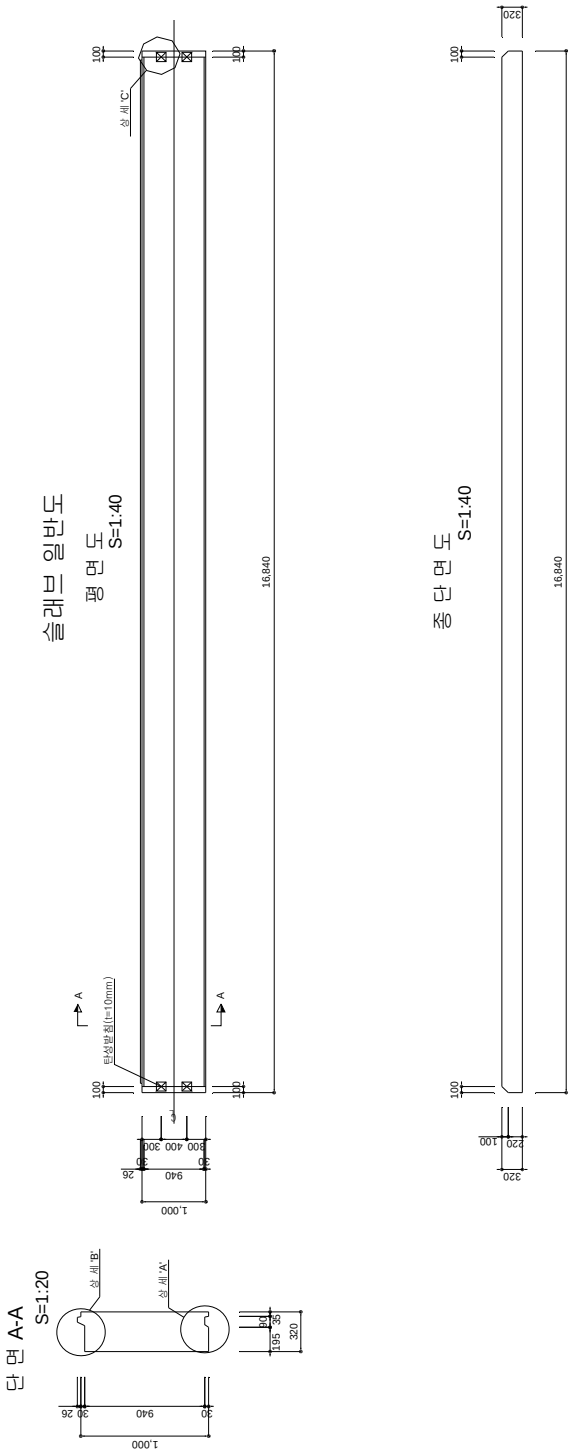
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

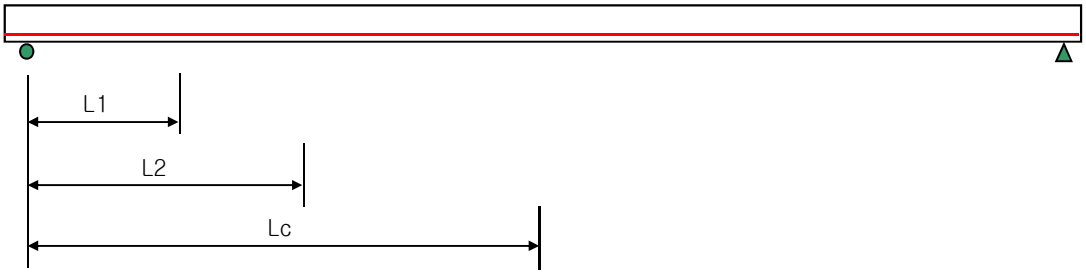
단 면 적 = 309,114 ㎟

하중계산 = 309,114 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.728 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 7,557 ㎟

하중계산 = 7,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.178 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

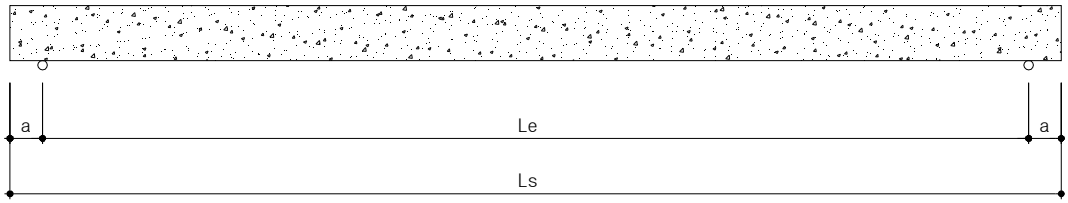
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.728	0.178	0.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.91
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.91
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.91
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	11.07
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.49
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.49
MAX						17.49

3.5 단면력 산정

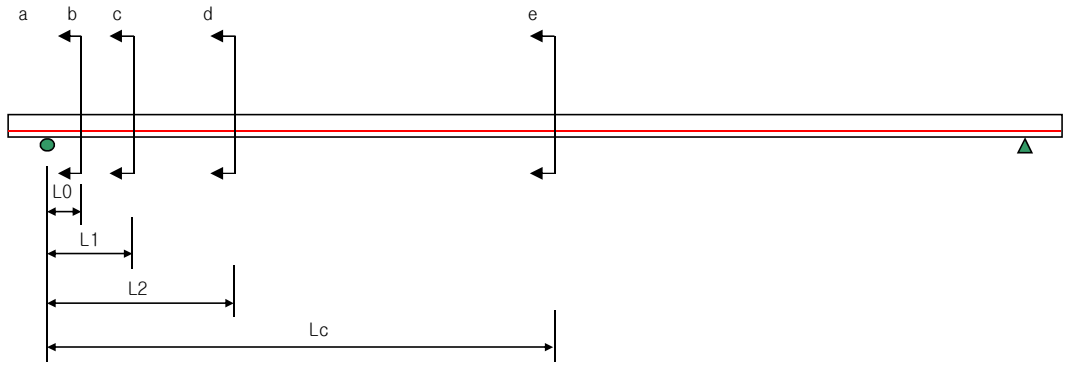
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 16.840 m
- 계산지간(Le) : 16.640 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 8.320 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (7.728 × 16.640)/ 2 = 64.296 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 7.728 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 49.273 kN-m

M_3 = 7.728 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 93.600 kN-m

M_4 = 7.728 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 137.556 kN-m

M_5 = 7.728 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 270.685 kN-m

③ 전단력

S_1 = 64.296 kN

S_2 = 64.296 - (7.728 × 0.800) = 58.113 kN

S_3 = 64.296 - (7.728 × 1.600) = 51.931 kN

S_4 = 64.296 - (7.728 × 2.500) = 44.976 kN

S_5 = 64.296 - (7.728 × 8.320) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.178 × 16.640)/ 2 = 1.478 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.178 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 1.132 kN-m

M_3 = 0.178 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 2.151 kN-m

M_4 = 0.178 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 3.161 kN-m

M_5 = 0.178 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 6.220 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.478 kN

S_2 = 1.478 - (0.178 × 0.800) = 1.335 kN

S_3 = 1.478 - (0.178 × 1.600) = 1.193 kN

S_4 = 1.478 - (0.178 × 2.500) = 1.034 kN

S_5 = 1.478 - (0.178 × 8.320) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 8.320 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 16.640)/ 2 = 41.600 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 31.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 60.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 89.000 kN-m

M_5 = 5.000 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 175.136 kN-m

③ 전단력

S_1 = 41.600 kN

S_2 = 41.600 - (5.000 × 0.800) = 37.600 kN

S_3 = 41.600 - (5.000 × 1.600) = 33.600 kN

S_4 = 41.600 - (5.000 × 2.500) = 29.100 kN

S_5 = 41.600 - (5.000 × 8.320) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	49.273	1.132	0.000	31.880	82.285	0차비부착부
	c	93.600	2.151	0.000	60.560	156.311	1차비부착부
	d	137.556	3.161	0.000	89.000	229.717	2차비부착부
	e	270.685	6.220	0.000	175.136	452.042	중앙부
전단력 (KN/m)	a	64.296	1.478	0.000	41.600	107.373	지점부(전단검토)
	b	58.113	1.335	0.000	37.600	97.049	0차비부착부
	c	51.931	1.193	0.000	33.600	86.725	1차비부착부
	d	44.976	1.034	0.000	29.100	75.110	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

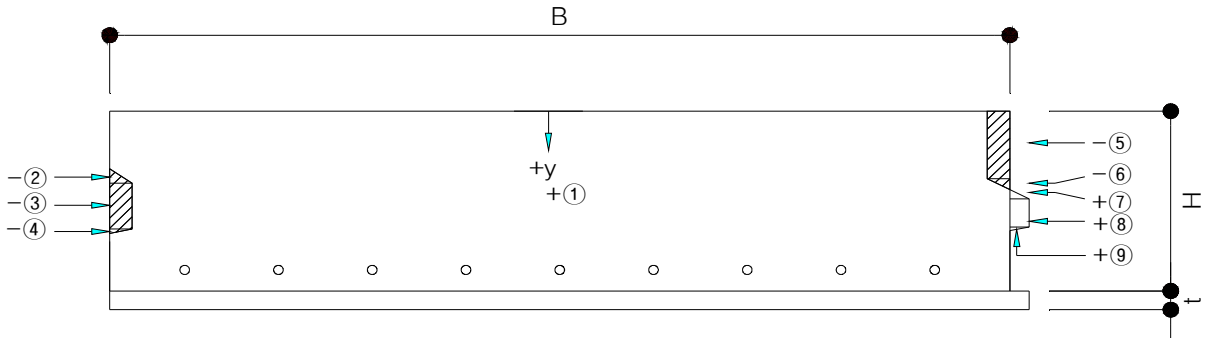
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	64.296	1.478	0.000		65.773	
LC-2	64.296	1.478	0.000	41.600	107.373	
MAX					107.373	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	320	320,000	160.0	51,200,000	25,600	8,533	34,133	10,922,666,667
② ▽	-1	30.0	20	-300	208.3	-62,500	43,403	22	43,425	-13,027,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	247.0	-474,240	61,009	341	61,350	-117,792,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	281.0	-25,290	78,961	2	78,963	-7,106,670
⑤ □	-1	30.0	209	-6,270	104.5	-655,215	10,920	3,640	14,560	-91,293,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	214.0	-48,150	45,796	13	45,809	-10,306,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	232.7	39,321	54,134	9	54,143	9,150,195
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	256.5	260,091	65,792	127	65,919	66,841,866
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	277.7	18,048	77,099	1	77,100	5,011,511
Ap1	-12			-1,664	265.0	-441,066	70,225			-116,913,917
Ap2	-12			-1,664	215.0	-357,846	46,225			-76,968,317
합 계				309,114		49,453,153				10,570,260,992

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 309,114.20 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 49,453,153 / 309,114 = 159.98 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 159.98 - 320.00 = -160.02 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

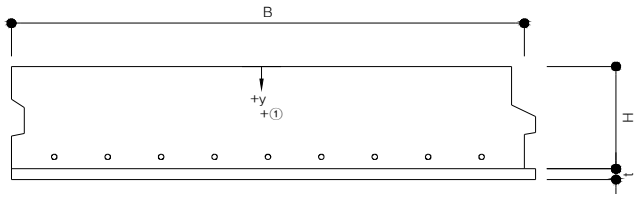
= 10,570,260,992 - 159.98 × 49,453,153 = 2,658,575,467 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{2,658,575,467}{159.98}$ = 16,617,816.6 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{2,658,575,467}{-160.02}$ = -16,614,377.1 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	12	9,986.40	265.0	2,646,396	70,225	0	70,225	701,294,940
Ap2	138.7	12	9,986.40	215.0	2,147,076	46,225	0	46,225	461,621,340
합계		24	329,087.00		54,246,625				11,733,177,272

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 329,087.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 54,246,625 / 329,087 = 164.84 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 164.84 − 320.00 = −155.16 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (12 ×265.0 + 12 ×215.0)/24

= 164.84 − 240.00 = −75.16 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

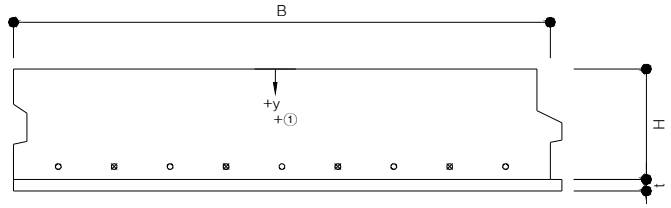
= 11,733,177,272 − 164.84 × 54,246,625 = 2,791,176,148 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{2,791,176,148}{164.84} = 16,932,662.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{2,791,176,148}{-75.16} = -37,136,343.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{2,791,176,148}{-155.16} = -17,988,991.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	10	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
합계		18	324,093.80		53,089,867				11,462,421,002

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 324,093.80 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 53,089,867 / 324,094 = 163.81 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 163.81 − 320.00 = -156.19 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 ×265.0 + 8 ×215.0) / 18

= 163.81 − 242.78 = -78.97 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

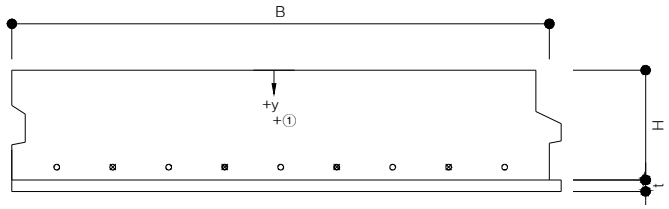
= 11,462,421,002 − 163.81 × 53,089,867 = 2,765,759,794 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{2,765,759,794}{163.81} = 16,883,930.1$ ㎟

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{2,765,759,794}{-78.97} = -35,023,987.4$ ㎟

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{2,765,759,794}{-156.19} = -17,707,684.0$ ㎟

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	215.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	8	6,657.60	265.0	1,764,264	70,225	0	70,225	467,529,960
Ap2	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
합계		16	322,429.40		52,648,801				11,345,538,512

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 322,429.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 52,648,801 / 322,429 = 163.29 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 163.29 − 320.00 = -156.71 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 ×265.0+ 8 ×215.0) / 16

= 163.29 − 240.00 = -76.71 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 11,345,538,512 − 163.29 × 52,648,801 = 2,748,629,400 ㎜^{4}

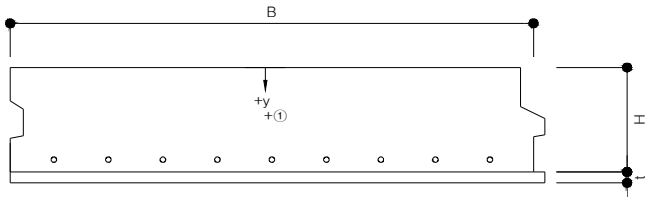
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{2,748,629,400}{163.29} = 16,833,031.6$ ㎟

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{2,748,629,400}{-76.71} = -35,830,427.4$ ㎟

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{2,748,629,400}{-156.71} = -17,539,350.1$ ㎟

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	12	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	12	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
합계		24	325,758.20		53,447,713				11,539,357,892

N_c = 6.00

A_{vc1} = 325,758.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 53,447,713 / 325,758 = 164.07 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 164.07 − 320.00 = −155.93 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (12 \times 265.0 + 12 \times 215.0) / 24$

= 164.07 − 240.00 = −75.93 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

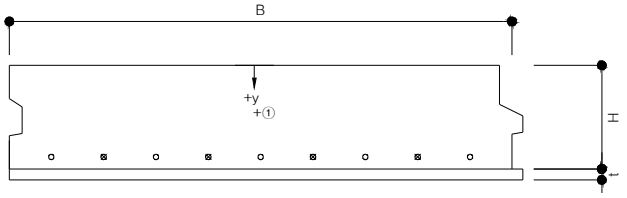
= 11,539,357,892 − 164.07 × 53,447,713 = 2,770,098,899 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{2,770,098,899}{164.07} = 16,883,462.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{2,770,098,899}{-75.93} = -36,483,105.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{2,770,098,899}{-155.93} = -17,765,213.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	10	6,935.00	265.0	1,837,775	70,225	0	70,225	487,010,375
Ap2	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
합계		18	321,597.20		52,483,748				11,313,727,667

N_c = 6.00

A_{vb1} = 321,597.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 52,483,748 / 321,597 = 163.20 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 163.20 - 320.00 = -156.80 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (10 ×265.0+8 ×215.0) / 18

= 163.20 - 242.78 = -79.58 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

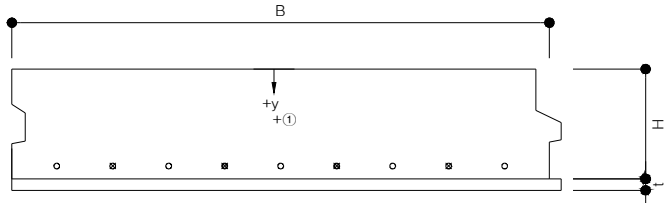
= 11,313,727,667 - 163.20 × 52,483,748 = 2,748,529,325 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{2,748,529,325}{163.20} = 16,841,772.3$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{2,748,529,325}{-79.58} = -34,537,670.3$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{2,748,529,325}{-156.80} = -17,528,567.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	215.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	8	5,548.00	265.0	1,470,220	70,225	0	70,225	389,608,300
Ap2	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
합계		16	320,210.20		52,116,193				11,216,325,592

N_c = 6.00

A_{va1} = 320,210.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 52,116,193 / 320,210 = 162.76 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 162.76 - 320.00 = -157.24 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (8 ×265.0+8 ×215.0) / 16

= 162.76 - 240.00 = -77.24 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 11,216,325,592 - 162.76 × 52,116,193 = 2,734,092,444 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{2,734,092,444}{162.76} = 16,798,699.9$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{2,734,092,444}{-77.24} = -35,395,619.9$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{2,734,092,444}{-157.24} = -17,387,600.1$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	309,114.2	A_{vc1}'	329,087.0	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}'	164.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-75.2	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}'	-155.2	mm
I_{vc0}	2,658,575,467.1	I_{vc1}'	2,791,176,147.8	mm^4
Z_{tc0}	16,617,816.6	Z_{tc1}'	16,932,662.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-37,136,343.3	mm^3
Z_{bc0}	-16,614,377.1	Z_{bc1}'	-17,988,991.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	309,114.2	A_{vb1}'	324,093.8	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}'	163.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-79.0	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}'	-156.2	mm
I_{vb0}	2,658,575,467.1	I_{vb1}'	2,765,759,794.2	mm^4
Z_{tb0}	16,617,816.6	Z_{tb1}'	16,883,930.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-35,023,987.4	mm^3
Z_{bb0}	-16,614,377.1	Z_{bb1}'	-17,707,684.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	309,114.2	A_{va1}'	322,429.4	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}'	163.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-76.7	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}'	-156.7	mm
I_{va0}	2,658,575,467.1	I_{va1}'	2,748,629,400.1	mm^4
Z_{ta0}	16,617,816.6	Z_{ta1}'	16,833,031.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-35,830,427.4	mm^3
Z_{ba0}	-16,614,377.1	Z_{ba1}'	-17,539,350.1	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	309,114.2	A_{vc1}	325,758.2	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}	164.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-75.9	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}	-155.9	mm
I_{vc0}	2,658,575,467.1	I_{vc1}	2,770,098,898.7	mm^4
Z_{tc0}	16,617,816.6	Z_{tc1}	16,883,462.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-36,483,105.4	mm^3
Z_{bc0}	-16,614,377.1	Z_{bc1}	-17,765,213.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	309,114.2	A_{vb1}	321,597.2	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}	163.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-79.6	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}	-156.8	mm
I_{vb0}	2,658,575,467.1	I_{vb1}	2,748,529,325.2	mm^4
Z_{tb0}	16,617,816.6	Z_{tb1}	16,841,772.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-34,537,670.3	mm^3
Z_{bb0}	-16,614,377.1	Z_{bb1}	-17,528,567.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	309,114.2	A_{va1}	320,210.2	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}	162.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-77.2	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}	-157.2	mm
I_{va0}	2,658,575,467.1	I_{va1}	2,734,092,443.7	mm^4
Z_{ta0}	16,617,816.6	Z_{ta1}	16,798,699.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-35,395,619.9	mm^3
Z_{ba0}	-16,614,377.1	Z_{ba1}	-17,387,600.1	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{270,685,123}{16,932,662} \times 1.000 = 15.986$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{270,685,123}{-37,136,343} \times 1.000 = -7.289$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{270,685,123}{-17,988,992} \times 1.000 = -15.047$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{270,685,123}{16,883,462} \times 1.000 = 16.033$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{270,685,123}{-36,483,105} \times 1.000 = -7.419$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{270,685,123}{-17,765,213} \times 1.000 = -15.237$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{6,220,463}{16,883,462} \times 1.000 = 0.368$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{6,220,463}{-36,483,105} \times 1.000 = -0.171$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{6,220,463}{-17,765,213} \times 1.000 = -0.350$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{16,883,462} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-36,483,105} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-17,765,213} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{175,136,000}{16,883,462} \times 1.000 = 10.373$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{175,136,000}{-36,483,105} \times 1.000 = -4.800$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{175,136,000}{-17,765,213} \times 1.000 = -9.858$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 24 \times \left(\frac{1}{329,087} + \frac{-75.16}{-37,136,343}\right)$

$= 23.088$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -7.289$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (23.088 + -7.289)$

$= 15.799$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 15.799 = 113.661$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.171 + 0.000)
  = 0.171 MPa (압축)
- f_{cir} = 15.799 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 15.799 - 7 × 0.171
  = 188.393 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 113.661 - 0.05 × (45.500 + 188.393)
= 11.939 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 113.661 = 1,256.34 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 24 × 138.7 × 1,256.3
= 4,182.10 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,256.34 - 188.39 - 45.50 - 11.94
= 1,010.51 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,010.51}{1,256.34} = 0.804$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.804 × 4,182.10 = 3,363.78 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 4,182.10 × -75.16 / 1,000 = -314.328 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 3,363.78 × -75.93 / 1,000 = -255.406 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{4,182,102}{329,087} + \frac{-314,327,742}{16,932,662} =$ -5.855 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{4,182,102}{329,087} + \frac{-314,327,742}{-37,136,343} =$ 21.172 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{4,182,102}{329,087} + \frac{-314,327,742}{-17,988,992} =$ 30.182 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{3,363,776}{325,758} + \frac{-255,405,694}{16,883,462} =$ -4.802 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{3,363,776}{325,758} + \frac{-255,405,694}{-36,483,105} =$ 17.327 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{3,363,776}{325,758} + \frac{-255,405,694}{-17,765,213} =$ 24.703 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{137,555,819}{16,883,930} \times 1.000 =$ 8.147 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{137,555,819}{-35,023,987} \times 1.000 =$ -3.927 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{137,555,819}{-17,707,684} \times 1.000 =$ -7.768 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{137,555,819}{16,841,772} \times 1.000 =$ 8.168 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{137,555,819}{-34,537,670} \times 1.000 =$ -3.983 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{137,555,819}{-17,528,568} \times 1.000 =$ -7.848 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{3,161,093}{16,841,772} \times 1.000 = 0.188$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{3,161,093}{-34,537,670} \times 1.000 = -0.092$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{3,161,093}{-17,528,568} \times 1.000 = -0.180$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{16,841,772} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-34,537,670} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-17,528,568} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{89,000,000}{16,841,772} \times 1.000 = 5.284$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{89,000,000}{-34,537,670} \times 1.000 = -2.577$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{89,000,000}{-17,528,568} \times 1.000 = -5.077$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times \left(\frac{1}{324,094} + \frac{-78.97}{-35,023,987} \right)$

$= 18.265$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.927 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (18.265 + -3.927)$
  $=$ 14.338 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 14.338 =$ 103.150 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.092 + 0.000)$
  $=$ 0.092 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 14.338 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 14.338 - 7 \times 0.092$
  $=$ 171.413 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 103.150 - 0.05 \times (45.500 + 171.413)$
$=$ 13.839 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 103.150 =$ 1,266.85 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 18 \times 138.7 \times 1,266.9$
$=$ 3,162.82 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,266.85 - 171.41 - 45.50 - 13.84$
$=$ 1,036.10 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,036.10}{1,266.85} =$ 0.818

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.818 $\times$ 3,162.82 $=$ 2,586.72 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 3,162.82 \times -78.97 / 1,000 = -249.760$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2,586.72 \times -79.58 / 1,000 = -205.853$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{3,162,818}{324,094} + \frac{-249,760,114}{16,883,930} = -5.034$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{3,162,818}{324,094} + \frac{-249,760,114}{-35,023,987} = 16.890$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{3,162,818}{324,094} + \frac{-249,760,114}{-17,707,684} = 23.864$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,586,721}{321,597} + \frac{-205,852,877}{16,841,772} = -4.179$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,586,721}{321,597} + \frac{-205,852,877}{-34,537,670} = 14.004$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,586,721}{321,597} + \frac{-205,852,877}{-17,528,568} = 19.787$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{93,599,780}{16,833,032} \times 1.000 = 5.560$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{93,599,780}{-35,830,427} \times 1.000 = -2.612$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{93,599,780}{-17,539,350} \times 1.000 = -5.337$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{93,599,780}{16,798,700} \times 1.000 = 5.572$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{93,599,780}{-35,395,620} \times 1.000 = -2.644$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{93,599,780}{-17,387,600} \times 1.000 = -5.383$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{2,150,964}{16,798,700} \times 1.000 = 0.128$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{2,150,964}{-35,395,620} \times 1.000 = -0.061$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{2,150,964}{-17,387,600} \times 1.000 = -0.124$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{16,798,700} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-35,395,620} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-17,387,600} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{60,560,000}{16,798,700} \times 1.000 = 3.605$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{60,560,000}{-35,395,620} \times 1.000 = -1.711$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{60,560,000}{-17,387,600} \times 1.000 = -3.483$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times (\frac{1}{322,429} + \frac{-76.71}{-35,830,427})$

$= 15.939$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.612 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 15.939 + -2.612 $)$
  $=$ 13.326 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 13.326 $=$ 95.873 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.061 + 0.000 $)$
  $=$ 0.061 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 13.326 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 13.326 $- 7 \times$ 0.061
  $=$ 159.490 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$=$ 35 $-$ 0.1 $\times$ 95.873 $-$ 0.05 $\times ($ 45.500 + 159.490 $)$
$=$ 15.163 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 95.873 $=$ 1,274.13 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 16 $\times$ 138.7 $\times$ 1,274.1
$=$ 2,827.54 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,274.13 $-$ 159.49 $-$ 45.50 $-$ 15.16
$=$ 1,053.97 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,053.97}{1,274.13} =$ 0.827

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.827 $\times$ 2,827.54 $=$ 2,338.98 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2{,}827.54 \times -76.71 / 1{,}000 = -216.907$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 2{,}338.98 \times -77.24 / 1{,}000 = -180.672$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2{,}827{,}544}{322{,}429} + \frac{-216{,}906{,}968}{16{,}833{,}032} = -4.116$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2{,}827{,}544}{322{,}429} + \frac{-216{,}906{,}968}{-35{,}830{,}427} = 14.823$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2{,}827{,}544}{322{,}429} + \frac{-216{,}906{,}968}{-17{,}539{,}350} = 21.136$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{2{,}338{,}979}{320{,}210} + \frac{-180{,}671{,}668}{16{,}798{,}700} = -3.451$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{2{,}338{,}979}{320{,}210} + \frac{-180{,}671{,}668}{-35{,}395{,}620} = 12.409$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{2{,}338{,}979}{320{,}210} + \frac{-180{,}671{,}668}{-17{,}387{,}600} = 17.695$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,256.34	1,266.85	1,274.13
유효 긴장응력	1,010.51	1,036.10	1,053.97

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,010.5	1,036.1	1,054.0	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.855	30.182	-5.034	23.864	-4.116	21.136
풍도슬래브	15.986	-15.047	8.147	-7.768	5.560	-5.337

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.802	24.703	-4.179	19.787	-3.451	17.695
고정 하중	풍도슬래브	16.033	-15.237	8.168	-7.848	5.572	-5.383
	CIP 몰탈	0.368	-0.350	0.188	-0.180	0.128	-0.124
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.373	-9.858	5.284	-5.077	3.605	-3.483

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	10.131	15.134	3.113	16.095	1.444	15.800
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.231	9.466	3.988	11.940	2.121	12.312
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.599	9.116	4.176	11.759	2.249	12.189
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.599	9.116	4.176	11.759	2.249	12.189
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	21.973	-0.743	9.460	6.682	5.854	8.706
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 4,560,456.000 \quad \times \quad 16840 \quad) / (\quad 3328.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 115.354 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	332.287	1.6 ×(Σ작업하중)	280.218	612.504

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 612.504 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 240 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{3328.80}{1000.0 \times 240.0} = 0.0139$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.014 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,317 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{3328.80 \times 1,317 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 103.1 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 3,328.80 \times 1,317 \times 240.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{18.26}{50}\right)$$

$$= 701 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 701 kN·m > 612.50 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 24.703)× 17,765,213 / 1.0E+06

= 517.99 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 701.39 kN·m

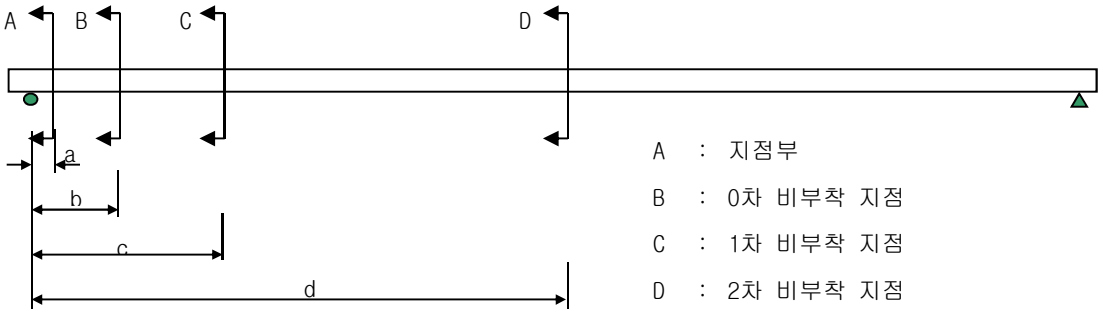
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 517.99 = 621.59 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	64.296	1.478	65.773	41.600	107.373
B	58.113	1.335	59.449	37.600	97.049
C	51.931	1.193	53.125	33.600	86.725
D	44.976	1.034	46.010	29.100	75.110
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	49.273	1.132	50.405	31.880	82.285
C	93.600	2.151	95.751	60.560	156.311
D	137.556	3.161	140.717	89.000	229.717
E	270.685	6.220	276.906	175.136	452.042

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	77.155	1.773	78.928	66.560	145.488
B	69.736	1.603	71.339	60.160	131.499
C	62.317	1.432	63.750	53.760	117.510
D	53.971	1.240	55.212	46.560	101.772
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	59.127	1.359	60.486	51.008	111.494
C	112.320	2.581	114.901	96.896	211.797
D	165.067	3.793	168.860	142.400	311.260
E	324.822	7.465	332.287	280.218	612.504

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	12.409	0.000	2,734,092,444	157.2	277.235
B	50.0	12.409	2.899	2,734,092,444	157.2	226.830
C	50.0	12.409	5.507	2,734,092,444	157.2	181.484
D	50.0	14.004	8.028	2,748,529,325	156.8	166.719
E	50.0	17.327	15.587	2,770,098,899	155.9	93.716

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	256.0	107.373	38.115	277.235	0.000	∞
B	50.0	1,000	256.0	97.049	34.450	226.830	29.209	455.087
C	50.0	1,000	256.0	86.725	30.785	181.484	55.486	277.926
D	50.0	1,000	256.0	75.110	26.662	166.719	81.543	220.131
E	50.0	1,000	256.0	0.000	0.000	93.716	160.463	90.510

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	7.305	1,000.0	256.0	0.00	1,085.943
B	50.0	7.305	1,000.0	256.0	0.00	1,085.943
C	50.0	7.305	1,000.0	256.0	0.00	1,085.943
D	50.0	8.043	1,000.0	256.0	0.00	1,142.686
E	50.0	10.326	1,000.0	256.0	0.00	1,317.992

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,085.943	1,085.943
B	455.087	1,085.943	455.087
C	277.926	1,085.943	277.926
D	220.131	1,142.686	220.131
E	90.510	1,317.992	90.510

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

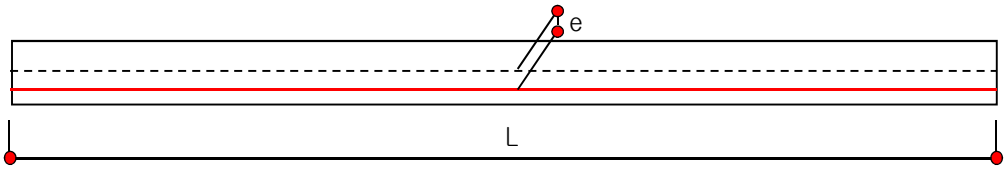
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	145.488	1,085.943	0.750	814.457	-668.97	0.179	전단보강 불필요
B	131.499	455.087	0.750	341.315	-209.82	0.385	전단보강 불필요
C	117.510	277.926	0.750	208.444	-90.93	0.564	전단보강 불필요
D	101.772	220.131	0.750	165.098	-63.33	0.616	전단보강 불필요
E	0.000	90.510	0.750	67.882	-67.88	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

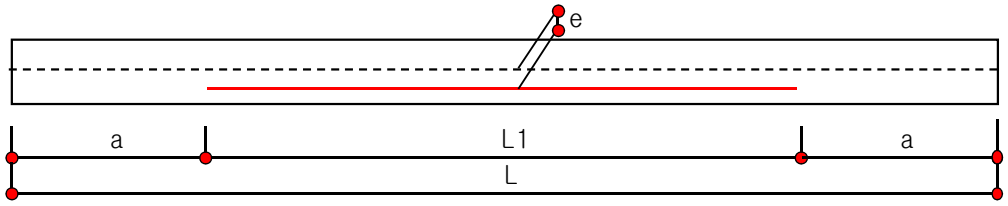
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{4{,}182 \times 75.9 \times 16.64^2}{8 \times 32{,}300 \times 2770098899} - \frac{1{,}019 \times 79.6 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 2770098899}$$

$$- \frac{335 \times 77.2 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 2770098899}$$

$$= 122.83 - 2.833 - 0.370 = 119.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (16,640 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	317.540	2,791,176,148	-119.63	
풍도슬래브 자중	270.685	2,791,176,148	99.42	
접합 몰탈	6.220	2,791,176,148	2.17	
격벽 하중(집중하중)	0.000	2,791,176,148	0.00	
합 계(고정하중)			-18.04	
작업하중 및 풍하중	175.136	2,791,176,148	61.09	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE3-1

(L= 16.840 m, B= 0.770 m, H= 0.320 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

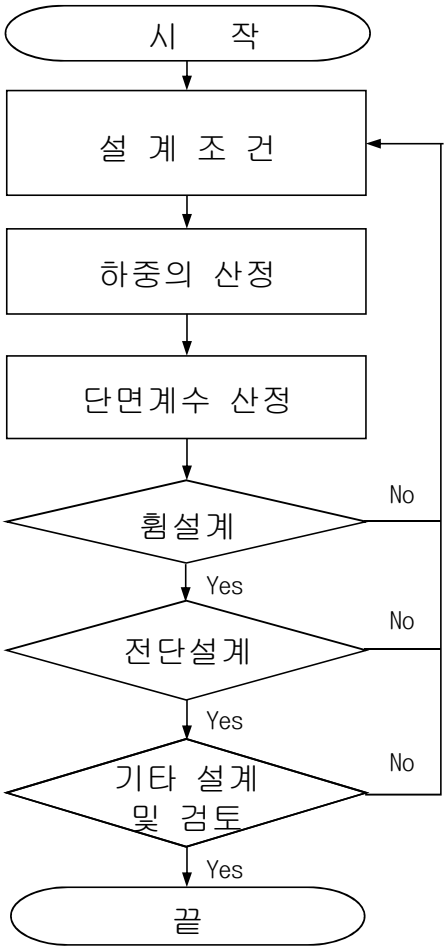
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 16.840 m

㉯ 계산지간 : 16.640 m

㉰ 폭 원 : 0.770 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.320 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 18 = 2,496.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

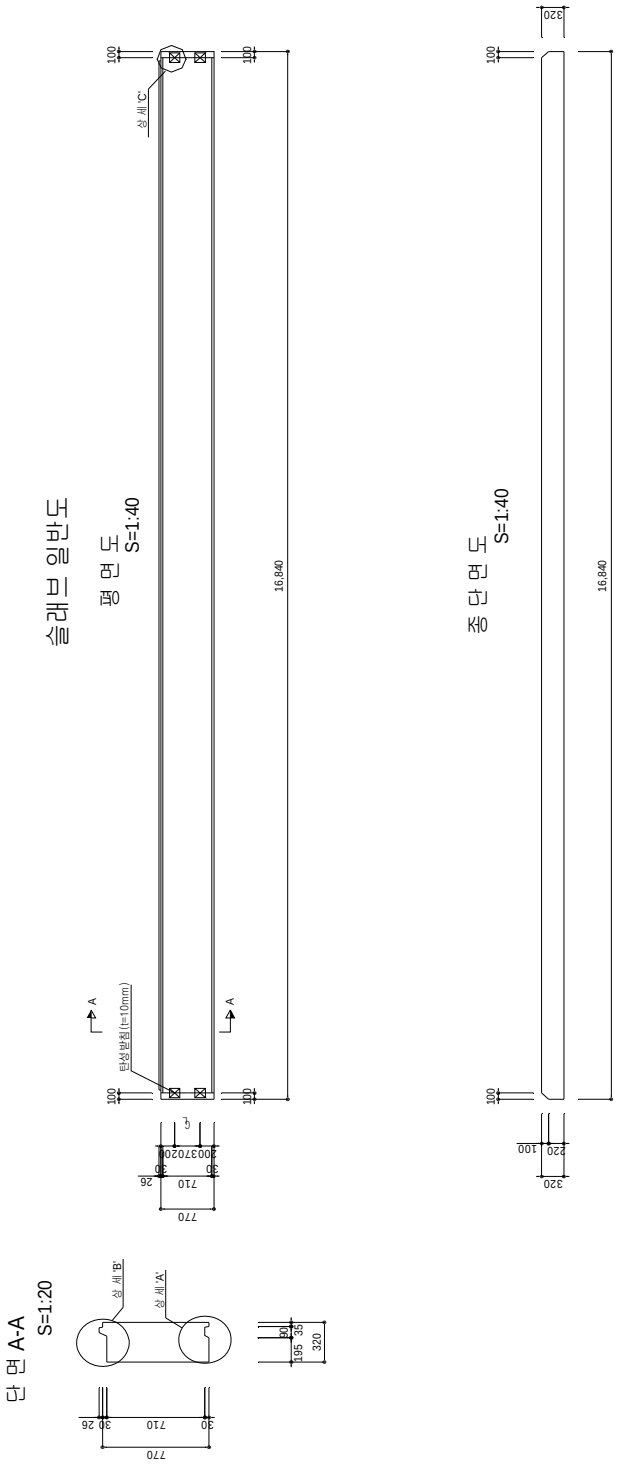
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.77m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

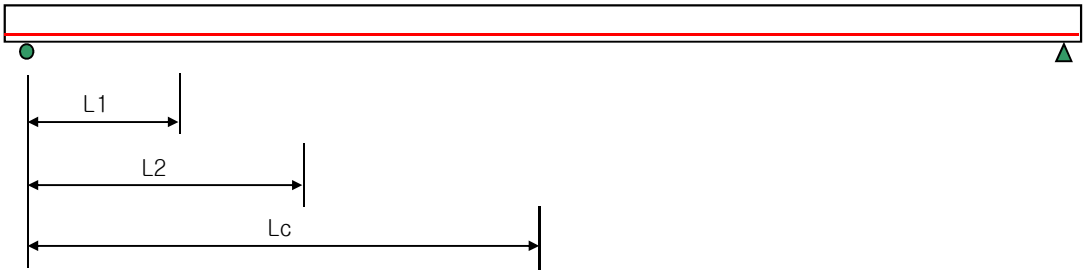
단 면 적 = 236,346 ㎟

하중계산 = 236,346 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.909 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 770.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 7,557 ㎟

하중계산 = 7,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.178 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.770 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.770 = 3.850 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.770 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

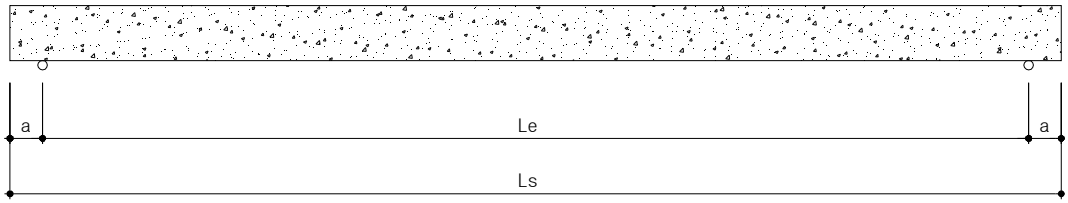
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.909	0.178	0.000	3.850	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.09
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	9.94
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.09
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	8.52
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	13.46
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.30
MAX						13.46

3.5 단면력 산정

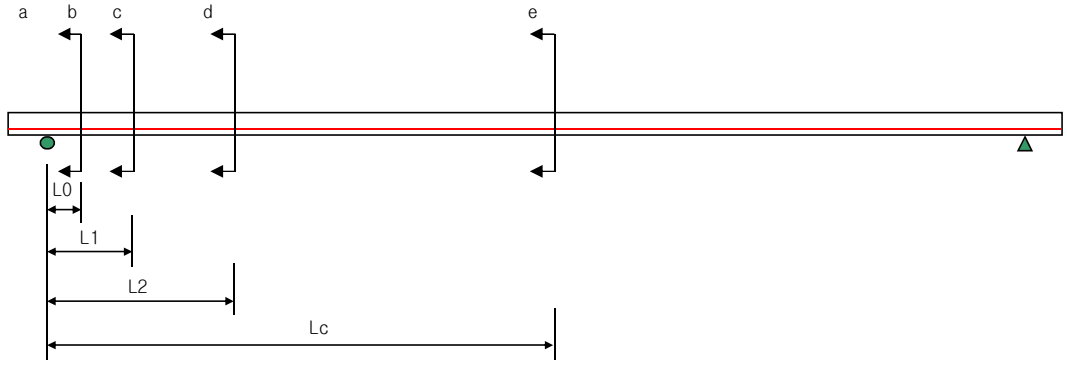
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 16.840 m
- 계산지간(Le) : 16.640 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 8.320 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (7.674 × 16.640)/ 2 = 63.844 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 7.674 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 48.927 kN-m

M_3 = 7.674 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 92.942 kN-m

M_4 = 7.674 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 136.590 kN-m

M_5 = 7.674 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 268.784 kN-m

③ 전단력

S_1 = 63.844 kN

S_2 = 63.844 - (7.674 × 0.800) = 57.705 kN

S_3 = 63.844 - (7.674 × 1.600) = 51.566 kN

S_4 = 63.844 - (7.674 × 2.500) = 44.660 kN

S_5 = 63.844 - (7.674 × 8.320) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.231 × 16.640)/ 2 = 1.919 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.231 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 1.471 kN-m

M_3 = 0.231 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 2.793 kN-m

M_4 = 0.231 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 4.105 kN-m

M_5 = 0.231 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 8.079 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.919 kN

S_2 = 1.919 - (0.231 × 0.800) = 1.734 kN

S_3 = 1.919 - (0.231 × 1.600) = 1.550 kN

S_4 = 1.919 - (0.231 × 2.500) = 1.342 kN

S_5 = 1.919 - (0.231 × 8.320) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 8.320 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 16.640)/ 2 = 41.600 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 31.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 60.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 89.000 kN-m

M_5 = 5.000 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 175.136 kN-m

③ 전단력

S_1 = 41.600 kN

S_2 = 41.600 - (5.000 × 0.800) = 37.600 kN

S_3 = 41.600 - (5.000 × 1.600) = 33.600 kN

S_4 = 41.600 - (5.000 × 2.500) = 29.100 kN

S_5 = 41.600 - (5.000 × 8.320) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	48.927	1.471	0.000	31.880	82.277	0차비부착부
	c	92.942	2.793	0.000	60.560	156.296	1차비부착부
	d	136.590	4.105	0.000	89.000	229.695	2차비부착부
	e	268.784	8.079	0.000	175.136	451.999	중앙부
전단력 (KN/m)	a	63.844	1.919	0.000	41.600	107.363	지점부(전단검토)
	b	57.705	1.734	0.000	37.600	97.040	0차비부착부
	c	51.566	1.550	0.000	33.600	86.716	1차비부착부
	d	44.660	1.342	0.000	29.100	75.103	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

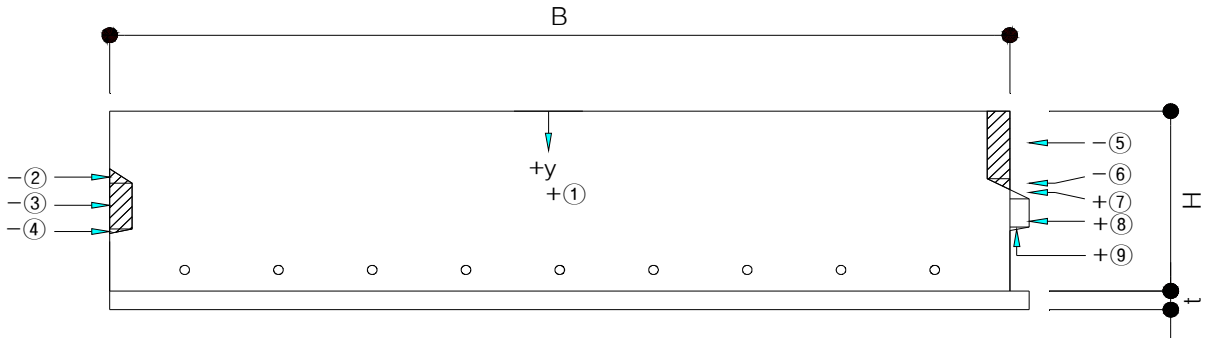
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	63.844	1.919	0.000		65.763	
LC-2	63.844	1.919	0.000	41.600	107.363	
MAX					107.363	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	770	320	246,400	160.0	39,424,000	25,600	8,533	34,133	8,410,453,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	208.3	-62,500	43,403	22	43,425	-13,027,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	247.0	-474,240	61,009	341	61,350	-117,792,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	281.0	-25,290	78,961	2	78,963	-7,106,670
⑤ □	-1	30.0	209	-6,270	104.5	-655,215	10,920	3,640	14,560	-91,293,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	214.0	-48,150	45,796	13	45,809	-10,306,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	232.7	39,321	54,134	9	54,143	9,150,195
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	256.5	260,091	65,792	127	65,919	66,841,866
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	277.7	18,048	77,099	1	77,100	5,011,511
Ap1	-10			-1,387	265.0	-367,555	70,225			-97,428,264
Ap2	-8			-1,110	215.0	-238,564	46,225			-51,312,211
합 계				236,346		37,869,946				8,103,189,417

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 236,346.40 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 37,869,946 / 236,346 = 160.23 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 160.23 - 320.00 = -159.77 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

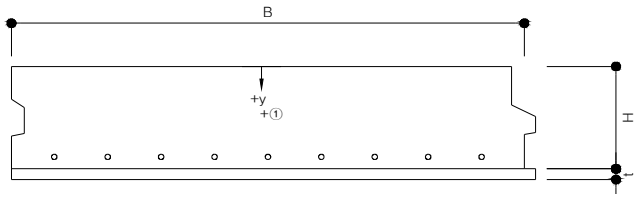
= 8,103,189,417 - 160.23 × 37,869,946 = 2,035,261,960 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{2,035,261,960}{160.23}$ = 12,702,073.5 ㎜^{3}

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{2,035,261,960}{-159.77}$ = -12,738,753.9 ㎜^{3}

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			236,346.40		37,869,946				8,103,189,417
Ap1	138.7	10	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
합계		18	251,326.00		41,506,660				8,995,349,427

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 251,326.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 41,506,660 / 251,326 = 165.15 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 165.15 − 320.00 = −154.85 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (10 ×265.0 + 8 ×215.0)/18

= 165.15 − 242.78 = −77.63 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

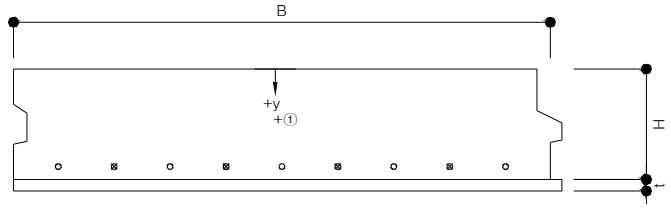
= 8,995,349,427 − 165.15 × 41,506,660 = 2,140,496,271 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{2,140,496,271}{165.15} = 12,960,868.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{2,140,496,271}{-77.63} = -27,574,086.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{2,140,496,271}{-154.85} = -13,823,091.3 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	265.0
Ap2	Φ15.2mm	6	215.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			236,346.40		37,869,946				8,103,189,417
Ap1	138.7	8	6,657.60	265.0	1,764,264	70,225	0	70,225	467,529,960
Ap2	138.7	6	4,993.20	215.0	1,073,538	46,225	0	46,225	230,810,670
합계		14	247,997.20		40,707,748				8,801,530,047

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 247,997.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 40,707,748 / 247,997 = 164.15 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 164.15 − 320.00 = -155.85 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×265.0 + 6 ×215.0) / 14

= 164.15 − 243.57 = -79.43 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

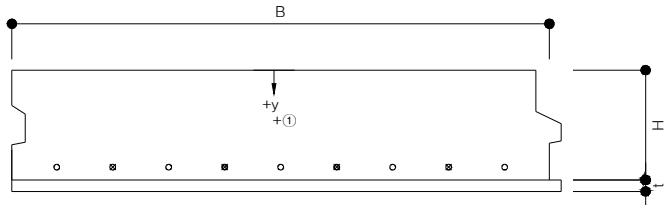
= 8,801,530,047 − 164.15 × 40,707,748 = 2,119,516,108 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{2,119,516,108}{164.15} =$ 12,912,383.7 ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{2,119,516,108}{-79.43} =$ -26,685,610.7 ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{2,119,516,108}{-155.85} =$ -13,599,369.2 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	4	215.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			236,346.40		37,869,946				8,103,189,417
Ap1	138.7	6	4,993.20	265.0	1,323,198	70,225	0	70,225	350,647,470
Ap2	138.7	4	3,328.80	215.0	715,692	46,225	0	46,225	153,873,780
합계		10	244,668.40		39,908,836				8,607,710,667

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 244,668.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 39,908,836 / 244,668 = 163.11 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 163.11 − 320.00 = -156.89 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×265.0+ 4 ×215.0) / 10

= 163.11 − 245.00 = -81.89 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 8,607,710,667 − 163.11 × 39,908,836 = 2,098,021,672 ㎜⁴

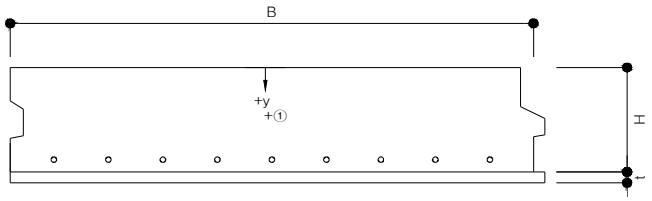
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{2,098,021,672}{163.11} =$ 12,862,304.6 ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{2,098,021,672}{-81.89} =$ -25,621,243.0 ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{2,098,021,672}{-156.89} =$ -13,372,903.7 ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			236,346.40		37,869,946				8,103,189,417
Ap1	138.7	10	6,935.00	265.0	1,837,775	70,225	0	70,225	487,010,375
Ap2	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
합계		18	248,829.40		40,900,541				8,846,656,092

N_c = 6.00

A_{vc1} = 248,829.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 40,900,541 / 248,829 = 164.37 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 164.37 − 320.00 = −155.63 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 ×265.0+8 ×215.0) / 18

= 164.37 − 242.78 = −78.41 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

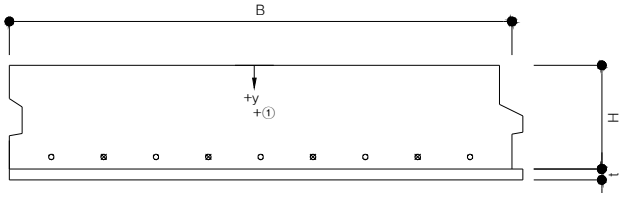
= 8,846,656,092 − 164.37 × 40,900,541 = 2,123,759,786 mm^4

$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{2,123,759,786}{164.37} =$ 12,920,461.7 ㎣

$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{2,123,759,786}{-78.41} =$ −27,086,713.9 ㎣

$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{2,123,759,786}{-155.63} =$ −13,646,370.3 ㎣

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	265.0
Ap2	Φ15.2mm	6	215.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			236,346.40		37,869,946				8,103,189,417
Ap1	138.7	8	5,548.00	265.0	1,470,220	70,225	0	70,225	389,608,300
Ap2	138.7	6	4,161.00	215.0	894,615	46,225	0	46,225	192,342,225
합계		14	246,055.40		40,234,781				8,685,139,942

N_c = 6.00

A_{vb1} = 246,055.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 40,234,781 / 246,055 = 163.52 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 163.52 − 320.00 = -156.48 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×265.0+6 ×215.0) / 14

= 163.52 − 243.57 = -80.05 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

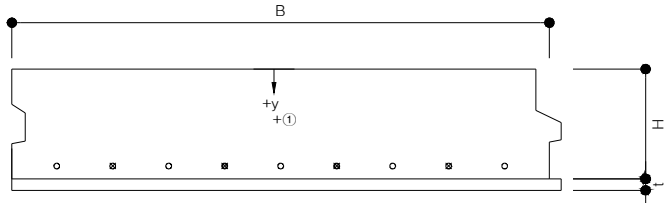
= 8,685,139,942 − 163.52 × 40,234,781 = 2,105,980,931 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{2,105,980,931}{163.52}$ = 12,879,105.3 ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{2,105,980,931}{-80.05}$ = -26,307,585.0 ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{2,105,980,931}{-156.48}$ = -13,458,397.9 ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	4	215.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			236,346.40		37,869,946				8,103,189,417
Ap1	138.7	6	4,161.00	265.0	1,102,665	70,225	0	70,225	292,206,225
Ap2	138.7	4	2,774.00	215.0	596,410	46,225	0	46,225	128,228,150
합계		10	243,281.40		39,569,021				8,523,623,792

N_c = 6.00

A_{va1} = 243,281.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 39,569,021 / 243,281 = 162.65 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 162.65 − 320.00 = -157.35 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×265.0+4 ×215.0) / 10

= 162.65 − 245.00 = -82.35 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 8,523,623,792 − 162.65 × 39,569,021 = 2,087,836,170 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{2,087,836,170}{162.65}$ = 12,836,600.3 ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{2,087,836,170}{-82.35}$ = -25,352,317.6 ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{2,087,836,170}{-157.35}$ = -13,268,497.4 ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	236,346.4	A_{vc1}'	251,326.0	mm^2
Y_{tc0}	160.2	Y_{tc1}'	165.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-77.6	mm
Y_{bc0}	-159.8	Y_{bc1}'	-154.8	mm
I_{vc0}	2,035,261,959.6	I_{vc1}'	2,140,496,270.8	mm^4
Z_{tc0}	12,702,073.5	Z_{tc1}'	12,960,868.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-27,574,086.3	mm^3
Z_{bc0}	-12,738,753.9	Z_{bc1}'	-13,823,091.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	236,346.4	A_{vb1}'	247,997.2	mm^2
Y_{tb0}	160.2	Y_{tb1}'	164.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-79.4	mm
Y_{bb0}	-159.8	Y_{bb1}'	-155.9	mm
I_{vb0}	2,035,261,959.6	I_{vb1}'	2,119,516,108.1	mm^4
Z_{tb0}	12,702,073.5	Z_{tb1}'	12,912,383.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-26,685,610.7	mm^3
Z_{bb0}	-12,738,753.9	Z_{bb1}'	-13,599,369.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	236,346.4	A_{va1}'	244,668.4	mm^2
Y_{ta0}	160.2	Y_{ta1}'	163.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-81.9	mm
Y_{ba0}	-159.8	Y_{ba1}'	-156.9	mm
I_{va0}	2,035,261,959.6	I_{va1}'	2,098,021,672.2	mm^4
Z_{ta0}	12,702,073.5	Z_{ta1}'	12,862,304.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-25,621,243.0	mm^3
Z_{ba0}	-12,738,753.9	Z_{ba1}'	-13,372,903.7	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	236,346.4	A_{vc1}	248,829.4	mm^2
Y_{tc0}	160.2	Y_{tc1}	164.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-78.4	mm
Y_{bc0}	-159.8	Y_{bc1}	-155.6	mm
I_{vc0}	2,035,261,959.6	I_{vc1}	2,123,759,786.0	mm^4
Z_{tc0}	12,702,073.5	Z_{tc1}	12,920,461.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-27,086,713.9	mm^3
Z_{bc0}	-12,738,753.9	Z_{bc1}	-13,646,370.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	236,346.4	A_{vb1}	246,055.4	mm^2
Y_{tb0}	160.2	Y_{tb1}	163.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-80.1	mm
Y_{bb0}	-159.8	Y_{bb1}	-156.5	mm
I_{vb0}	2,035,261,959.6	I_{vb1}	2,105,980,931.1	mm^4
Z_{tb0}	12,702,073.5	Z_{tb1}	12,879,105.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-26,307,585.0	mm^3
Z_{bb0}	-12,738,753.9	Z_{bb1}	-13,458,397.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	236,346.4	A_{va1}	243,281.4	mm^2
Y_{ta0}	160.2	Y_{ta1}	162.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-82.4	mm
Y_{ba0}	-159.8	Y_{ba1}	-157.4	mm
I_{va0}	2,035,261,959.6	I_{va1}	2,087,836,169.6	mm^4
Z_{ta0}	12,702,073.5	Z_{ta1}	12,836,600.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-25,352,317.6	mm^3
Z_{ba0}	-12,738,753.9	Z_{ba1}	-13,268,497.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.77m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{268,784,176}{12,960,869} \times 0.770 = 15.968$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{268,784,176}{-27,574,086} \times 0.770 = -7.506$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{268,784,176}{-13,823,091} \times 0.770 = -14.972$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{268,784,176}{12,920,462} \times 0.770 = 16.018$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{268,784,176}{-27,086,714} \times 0.770 = -7.641$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{268,784,176}{-13,646,370} \times 0.770 = -15.166$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{8,078,523}{12,920,462} \times 0.770 = 0.481$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{8,078,523}{-27,086,714} \times 0.770 = -0.230$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{8,078,523}{-13,646,370} \times 0.770 = -0.456$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{12,920,462} \times 0.770 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-27,086,714} \times 0.770 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-13,646,370} \times 0.770 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{175,136,000}{12,920,462} \times 0.770 = 10.437$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{175,136,000}{-27,086,714} \times 0.770 = -4.979$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{175,136,000}{-13,646,370} \times 0.770 = -9.882$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times (\frac{1}{251,326} + \frac{-77.63}{-27,574,086})$

$= 23.238$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -7.506$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (23.238 + -7.506)$

$= 15.732$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 15.732 = 113.183$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.230 + 0.000)
  = 0.230 MPa (압축)
- f_{cir} = 15.732 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 15.732 - 7 × 0.230
  = 187.182 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 113.183 - 0.05 × (45.500 + 187.182)
= 12.048 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 113.183 = 1,256.82 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 18 × 138.7 × 1,256.8
= 3,137.77 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,256.82 - 187.18 - 45.50 - 12.05
= 1,012.09 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,012.09}{1,256.82} = 0.805$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.805 × 3,137.77 = 2,526.78 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,137.77 × -77.63 / 1,000 = -243.576 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,526.78 × -78.41 / 1,000 = -198.114 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,137,769}{251,326} + \frac{-243,575,890}{12,960,869} =$ -6.308 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,137,769}{251,326} + \frac{-243,575,890}{-27,574,086} =$ 21.318 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,137,769}{251,326} + \frac{-243,575,890}{-13,823,091} =$ 30.106 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,526,777}{248,829} + \frac{-198,114,378}{12,920,462} =$ -5.179 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,526,777}{248,829} + \frac{-198,114,378}{-27,086,714} =$ 17.469 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,526,777}{248,829} + \frac{-198,114,378}{-13,646,370} =$ 24.672 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{136,589,803}{12,912,384} \times 0.770 =$ 8.145 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{136,589,803}{-26,685,611} \times 0.770 =$ -3.941 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{136,589,803}{-13,599,369} \times 0.770 =$ -7.734 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{136,589,803}{12,879,105} \times 0.770 =$ 8.166 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{136,589,803}{-26,307,585} \times 0.770 =$ -3.998 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{136,589,803}{-13,458,398} \times 0.770 =$ -7.815 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{4,105,316}{12,879,105} \times 0.770 = 0.245$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{4,105,316}{-26,307,585} \times 0.770 = -0.120$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{4,105,316}{-13,458,398} \times 0.770 = -0.235$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{12,879,105} \times 0.770 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-26,307,585} \times 0.770 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-13,458,398} \times 0.770 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{89,000,000}{12,879,105} \times 0.770 = 5.321$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{89,000,000}{-26,307,585} \times 0.770 = -2.605$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{89,000,000}{-13,458,398} \times 0.770 = -5.092$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{247,997} + \frac{-79.43}{-26,685,611} \right)$

$= 18.645$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.941 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (18.645 + -3.941)$
  $=$ 14.704 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 14.704 =$ 105.781 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.120 + 0.000)$
  $=$ 0.120 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 14.704 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 14.704 - 7 \times 0.120$
  $=$ 175.602 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 105.781 - 0.05 \times (45.500 + 175.602)$
$=$ 13.367 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 105.781 =$ 1,264.22 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 14 \times 138.7 \times 1,264.2$
$=$ 2,454.86 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,264.22 - 175.60 - 45.50 - 13.37$
$=$ 1,029.75 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,029.75}{1,264.22} =$ 0.815

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.815 $\times$ 2,454.86 = 1,999.57 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,454.86 \times -79.43 / 1,000 = -194.978$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,999.57 \times -80.05 / 1,000 = -160.070$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,454,860}{247,997} + \frac{-194,978,276}{12,912,384} = -5.201$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,454,860}{247,997} + \frac{-194,978,276}{-26,685,611} = 17.205$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,454,860}{247,997} + \frac{-194,978,276}{-13,599,369} = 24.236$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,999,567}{246,055} + \frac{-160,069,840}{12,879,105} = -4.302$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,999,567}{246,055} + \frac{-160,069,840}{-26,307,585} = 14.211$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,999,567}{246,055} + \frac{-160,069,840}{-13,458,398} = 20.020$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{92,942,454}{12,862,305} \times 0.770 = 5.564$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{92,942,454}{-25,621,243} \times 0.770 = -2.793$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{92,942,454}{-13,372,904} \times 0.770 = -5.352$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{92,942,454}{12,836,600} \times 0.770 = 5.575$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{92,942,454}{-25,352,318} \times 0.770 = -2.823$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{92,942,454}{-13,268,497} \times 0.770 = -5.394$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{2,793,460}{12,836,600} \times 0.770 = 0.168$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{2,793,460}{-25,352,318} \times 0.770 = -0.085$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{2,793,460}{-13,268,497} \times 0.770 = -0.162$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{12,836,600} \times 0.770 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-25,352,318} \times 0.770 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-13,268,497} \times 0.770 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{60,560,000}{12,836,600} \times 0.770 = 3.633$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{60,560,000}{-25,352,318} \times 0.770 = -1.839$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{60,560,000}{-13,268,497} \times 0.770 = -3.514$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times (\frac{1}{244,668} + \frac{-81.89}{-25,621,243})$

$= 13.839$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.793 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 13.839 + -2.793 $)$
  $=$ 11.046 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 11.046 $=$ 79.469 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.085 + 0.000 $)$
  $=$ 0.085 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.046 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} =$ 12 × 11.046 − 7 × 0.085
  $=$ 131.961 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} =$ 119 − 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$=$ 119 − 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} =$ 35 − 0.1 × Δfpel − 0.05 × (Δfpsh + Δfpcr)
$=$ 35 − 0.1 × 79.469 − 0.05 × (45.500 + 131.961)
$=$ 18.180 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 − 79.469 $=$ 1,290.53 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 10 × 138.7 × 1,290.5
$=$ 1,789.97 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,290.53 − 131.96 − 45.50 − 18.18
$=$ 1,094.89 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,094.89}{1,290.53} =$ 0.848

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.848 × 1,789.97 $=$ 1,518.61 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}789.97 \times -81.89 / 1{,}000 = -146.573$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}518.61 \times -82.35 / 1{,}000 = -125.062$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}789{,}966}{244{,}668} + \frac{-146{,}573{,}213}{12{,}862{,}305} = -4.080$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}789{,}966}{244{,}668} + \frac{-146{,}573{,}213}{-25{,}621{,}243} = 13.037$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}789{,}966}{244{,}668} + \frac{-146{,}573{,}213}{-13{,}372{,}904} = 18.276$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}518{,}612}{243{,}281} + \frac{-125{,}062{,}099}{12{,}836{,}600} = -3.500$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}518{,}612}{243{,}281} + \frac{-125{,}062{,}099}{-25{,}352{,}318} = 11.175$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}518{,}612}{243{,}281} + \frac{-125{,}062{,}099}{-13{,}268{,}497} = 15.668$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,256.82	1,264.22	1,290.53
유효 긴장응력	1,012.09	1,029.75	1,094.89

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,012.1	1,029.7	1,094.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-6.308	30.106	-5.201	24.236	-4.080	18.276
풍도슬래브	15.968	-14.972	8.145	-7.734	5.564	-5.352

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-5.179	24.672	-4.302	20.020	-3.500	15.668
고정하중	풍도슬래브	16.018	-15.166	8.166	-7.815	5.575	-5.394
	CIP 몰탈	0.481	-0.456	0.245	-0.235	0.168	-0.162
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.437	-9.882	5.321	-5.092	3.633	-3.514

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	9.660	15.133	2.944	16.502	1.484	12.925
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	10.840	9.506	3.864	12.205	2.075	10.274
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.321	9.050	4.110	11.971	2.242	10.112
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.321	9.050	4.110	11.971	2.242	10.112
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	21.758	-0.832	9.431	6.879	5.875	6.598
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (3,420,342.000 × 16840) / (2496.600 × 200,000)

= 115.354 ㎜

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	255.821	1.6 ×(Σ작업하중)	215.768	471.589

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 471.589 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 243 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 77 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 770 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2496.60}{770.0 \times 242.8} = 0.0134$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.013 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

$$= 1{,}337 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{2496.60 \times 1{,}337 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 770}$$

$$= 102.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 2{,}496.60 \times 1{,}337 \times 242.78 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{17.86}{50}\right)$$

$$= 544 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 544 kN·m > 471.59 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 24.672)× 13,646,370 / 1.0E+06

= 397.48 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 543.82 kN·m

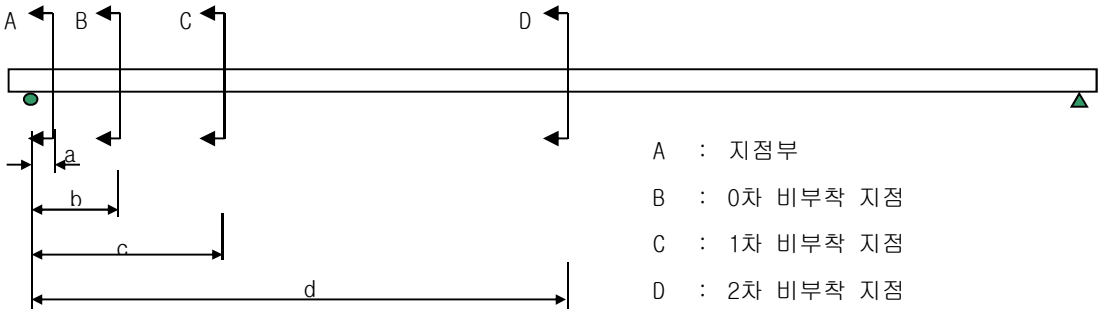
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 397.48 = 476.98 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	49.160	1.478	50.638	32.032	82.670
B	44.433	1.335	45.769	28.952	74.721
C	39.706	1.193	40.900	25.872	66.772
D	34.388	1.034	35.422	22.407	57.829
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	37.674	1.132	38.806	24.548	63.354
C	71.566	2.151	73.717	46.631	120.348
D	105.174	3.161	108.335	68.530	176.865
E	206.964	6.220	213.184	134.855	348.039

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	58.992	1.773	60.765	51.251	112.016
B	53.320	1.603	54.922	46.323	101.246
C	47.647	1.432	49.080	41.395	90.475
D	41.266	1.240	42.506	35.851	78.358
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	45.208	1.359	46.567	39.276	85.843
C	85.879	2.581	88.460	74.610	163.070
D	126.209	3.793	130.002	109.648	239.650
E	248.357	7.465	255.821	215.768	471.589

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	11.175	0.000	2,087,836,170	157.4	195.189
B	50.0	11.175	2.925	2,087,836,170	157.4	156.383
C	50.0	11.175	5.556	2,087,836,170	157.4	121.472
D	50.0	14.211	8.050	2,105,980,931	156.5	130.505
E	50.0	17.469	15.622	2,123,759,786	155.6	73.448

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	770	256.0	82.670	29.347	195.189	0.000	∞
B	50.0	770	256.0	74.721	26.525	156.383	22.490	328.855
C	50.0	770	256.0	66.772	23.703	121.472	42.722	203.859
D	50.0	770	256.0	57.829	20.529	130.505	62.785	170.192
E	50.0	770	256.0	0.000	0.000	73.448	123.550	69.692

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.242	770.0	256.0	0.00	773.355
B	50.0	6.242	770.0	256.0	0.00	773.355
C	50.0	6.242	770.0	256.0	0.00	773.355
D	50.0	8.126	770.0	256.0	0.00	884.784
E	50.0	10.155	770.0	256.0	0.00	1,004.722

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	773.355	773.355
B	328.855	773.355	328.855
C	203.859	773.355	203.859
D	170.192	884.784	170.192
E	69.692	1,004.722	69.692

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

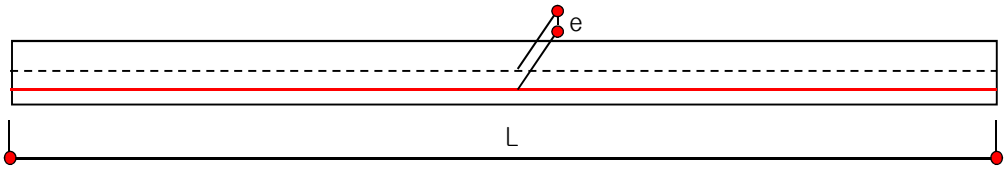
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	112.016	773.355	0.750	580.016	-468.00	0.193	전단보강 불필요
B	101.246	328.855	0.750	246.641	-145.40	0.410	전단보강 불필요
C	90.475	203.859	0.750	152.895	-62.42	0.592	전단보강 불필요
D	78.358	170.192	0.750	127.644	-49.29	0.614	전단보강 불필요
E	0.000	69.692	0.750	52.269	-52.27	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

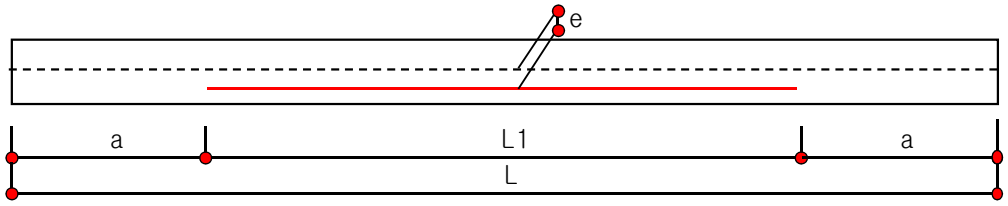
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}138 \times 78.4 \times 16.64^2}{8 \times 32{,}300 \times 2123759786} - \frac{683 \times 80.1 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 2123759786}$$

$$- \frac{665 \times 82.4 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 2123759786}$$

$$= 124.13 - 2.490 - 1.022 = 120.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (16,640 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	246.020	2,140,496,271	-120.62	
풍도슬래브 자중	268.784	2,140,496,271	99.12	
접합 몰탈	8.079	2,140,496,271	2.83	
격벽 하중(집중하중)	0.000	2,140,496,271	0.00	
합 계(고정하중)			-18.67	
작업하중 및 풍하중	175.136	2,140,496,271	61.34	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE3-2

(L= 16.840 m, B= 0.920 m, H= 0.320 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

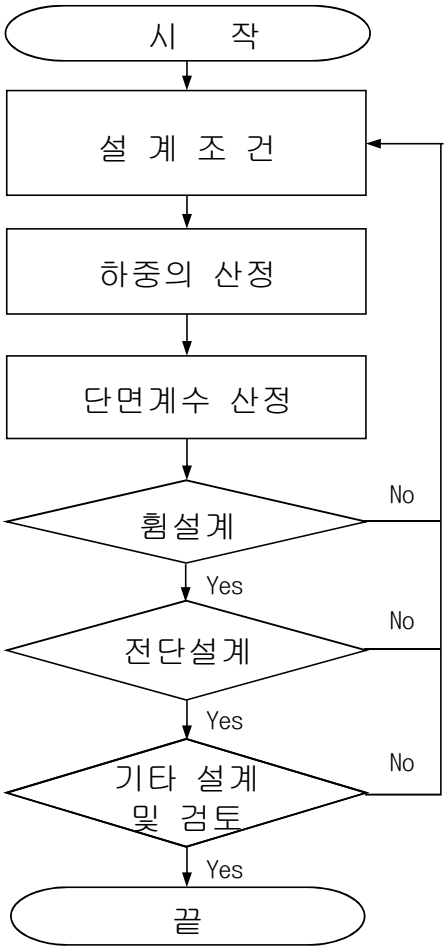
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 16.840 m

㉯ 계산지간 : 16.640 m

㉰ 폭 원 : 0.920 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.320 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 20 = 2,774.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

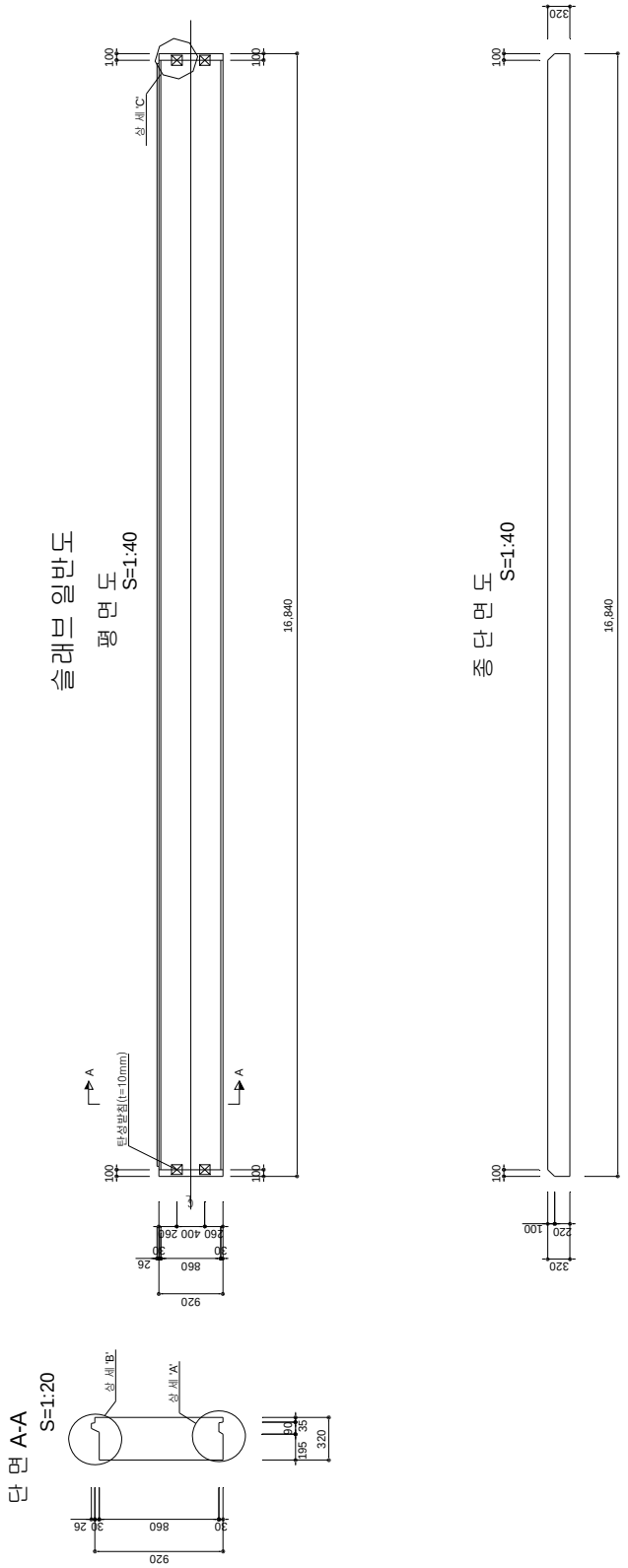
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.92m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

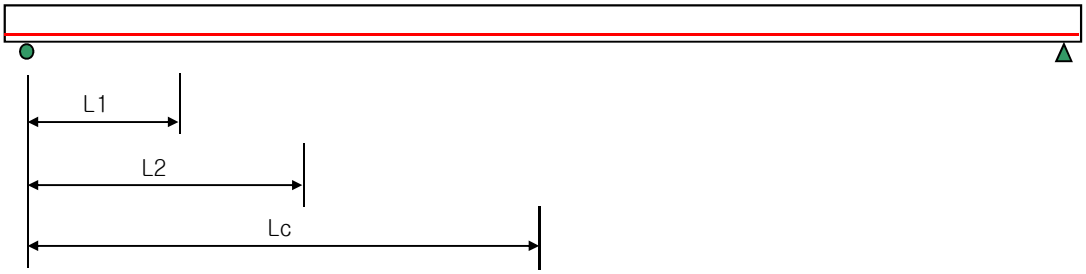
단 면 적 = 284,069 ㎟

하중계산 = 284,069 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.102 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 920.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 7,557 ㎟

하중계산 = 7,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.178 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.920 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.920 = 4.600 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.920 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

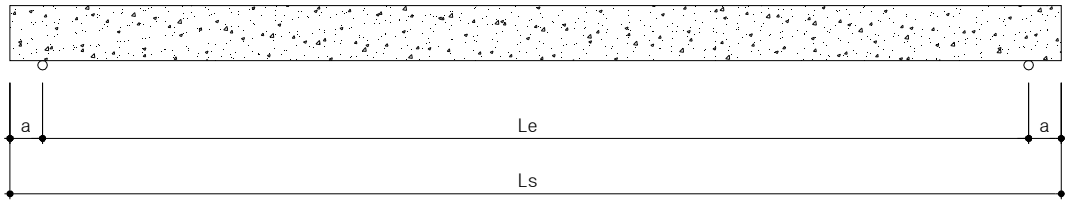
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.102	0.178	0.000	4.600	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.28
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	11.88
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.28
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	10.19
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	16.10
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.74
MAX						16.10

3.5 단면력 산정

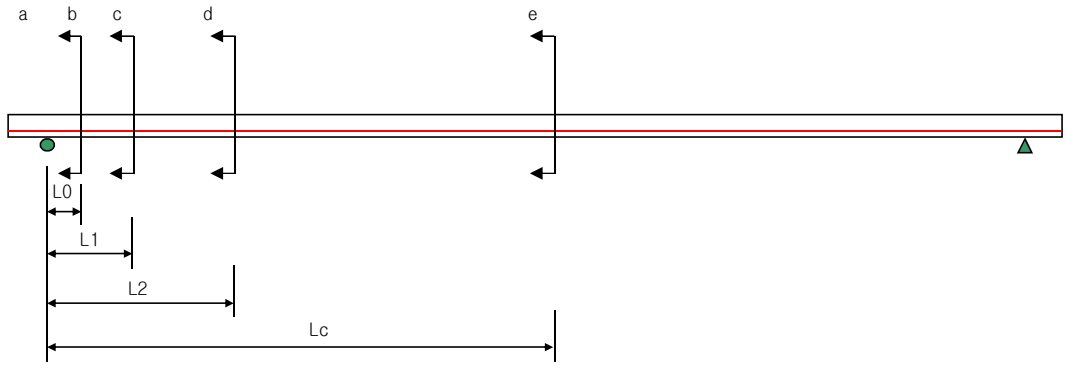
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 16.840 m
- 계산지간(Le) : 16.640 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 8.320 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (7.719 × 16.640)/ 2 = 64.224 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 7.719 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 49.218 kN-m

M_3 = 7.719 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 93.496 kN-m

M_4 = 7.719 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 137.403 kN-m

M_5 = 7.719 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 270.384 kN-m

③ 전단력

S_1 = 64.224 kN

S_2 = 64.224 - (7.719 × 0.800) = 58.049 kN

S_3 = 64.224 - (7.719 × 1.600) = 51.873 kN

S_4 = 64.224 - (7.719 × 2.500) = 44.926 kN

S_5 = 64.224 - (7.719 × 8.320) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.193 × 16.640)/ 2 = 1.606 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.193 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 1.231 kN-m

M_3 = 0.193 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 2.338 kN-m

M_4 = 0.193 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 3.436 kN-m

M_5 = 0.193 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 6.761 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.606 kN

S_2 = 1.606 - (0.193 × 0.800) = 1.452 kN

S_3 = 1.606 - (0.193 × 1.600) = 1.297 kN

S_4 = 1.606 - (0.193 × 2.500) = 1.123 kN

S_5 = 1.606 - (0.193 × 8.320) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 8.320 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 16.640)/ 2 = 41.600 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 31.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 60.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 89.000 kN-m

M_5 = 5.000 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 175.136 kN-m

③ 전단력

S_1 = 41.600 kN

S_2 = 41.600 - (5.000 × 0.800) = 37.600 kN

S_3 = 41.600 - (5.000 × 1.600) = 33.600 kN

S_4 = 41.600 - (5.000 × 2.500) = 29.100 kN

S_5 = 41.600 - (5.000 × 8.320) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	49.218	1.231	0.000	31.880	82.329	0차비부착부
	c	93.496	2.338	0.000	60.560	156.394	1차비부착부
	d	137.403	3.436	0.000	89.000	229.839	2차비부착부
	e	270.384	6.761	0.000	175.136	452.282	중앙부
전단력 (KN/m)	a	64.224	1.606	0.000	41.600	107.430	지점부(전단검토)
	b	58.049	1.452	0.000	37.600	97.100	0차비부착부
	c	51.873	1.297	0.000	33.600	86.771	1차비부착부
	d	44.926	1.123	0.000	29.100	75.150	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

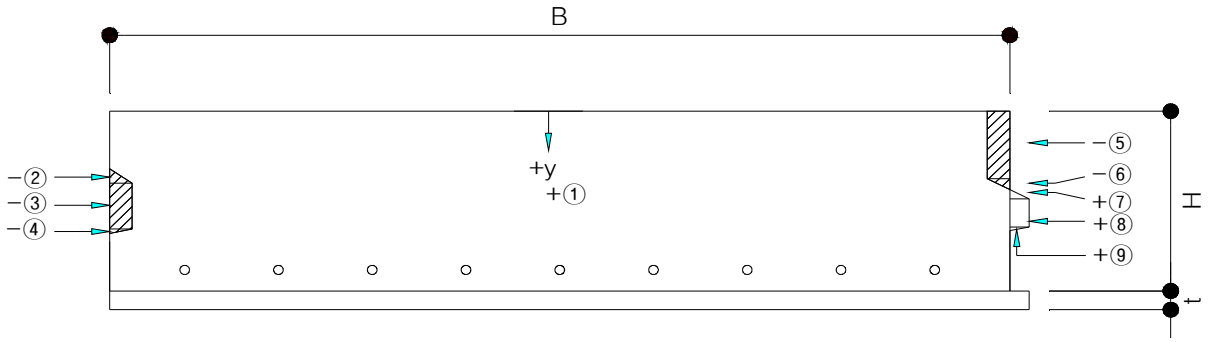
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	64.224	1.606	0.000		65.830	
LC-2	64.224	1.606	0.000	41.600	107.430	
MAX					107.430	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	920	320	294,400	160.0	47,104,000	25,600	8,533	34,133	10,048,853,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	208.3	-62,500	43,403	22	43,425	-13,027,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	247.0	-474,240	61,009	341	61,350	-117,792,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	281.0	-25,290	78,961	2	78,963	-7,106,670
⑤ □	-1	30.0	209	-6,270	104.5	-655,215	10,920	3,640	14,560	-91,293,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	214.0	-48,150	45,796	13	45,809	-10,306,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	232.7	39,321	54,134	9	54,143	9,150,195
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	256.5	260,091	65,792	127	65,919	66,841,866
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	277.7	18,048	77,099	1	77,100	5,011,511
Ap1	-10			-1,387	265.0	-367,555	70,225			-97,428,264
Ap2	-10			-1,387	215.0	-298,205	46,225			-64,140,264
합 계				284,069		45,490,305				9,728,761,364

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 284,069.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 45,490,305 / 284,069 = 160.14 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 160.14 - 320.00 = -159.86 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

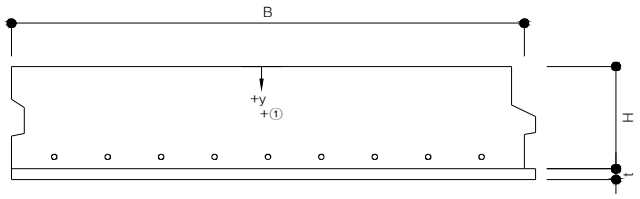
= 9,728,761,364 - 160.14 × 45,490,305 = 2,444,024,737 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{2,444,024,737}{160.14} = 15,261,969.8$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{2,444,024,737}{-159.86} = -15,288,362.2$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	10	215.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			284,069.00		45,490,305				9,728,761,364
Ap1	138.7	10	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	10	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
합계		20	300,713.00		49,484,865				10,697,858,264

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 300,713.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 49,484,865 / 300,713 = 164.56 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 164.56 − 320.00 = −155.44 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (10 ×265.0 + 10 ×215.0)/20

= 164.56 − 240.00 = −75.44 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

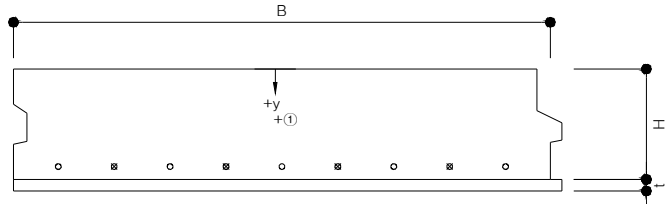
= 10,697,858,264 − 164.56 × 49,484,865 = 2,554,705,610 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{2,554,705,610}{164.56} = 15,524,609.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{2,554,705,610}{-75.44} = -33,863,376.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{2,554,705,610}{-155.44} = -16,435,152.6 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			284,069.00		45,490,305				9,728,761,364
Ap1	138.7	8	6,657.60	265.0	1,764,264	70,225	0	70,225	467,529,960
Ap2	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
합계		16	297,384.20		48,685,953				10,504,038,884

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 297,384.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 48,685,953 / 297,384 = 163.71 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 163.71 − 320.00 = -156.29 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (8 \times 265.0 + 8 \times 215.0) / 16$

= 163.71 − 240.00 = -76.29 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

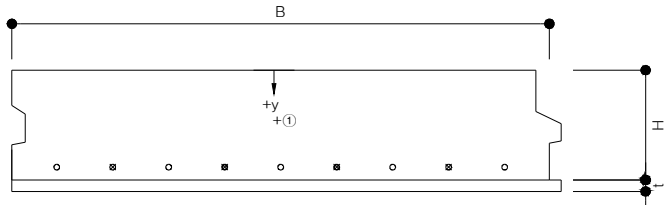
= 10,504,038,884 − 163.71 × 48,685,953 = 2,533,467,416 $㎜^4$

$$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{2,533,467,416}{163.71} = 15,474,960.1 \text{ ㎜}^3$$

$$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{2,533,467,416}{-76.29} = -33,210,116.9 \text{ ㎜}^3$$

$$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{2,533,467,416}{-156.29} = -16,210,455.2 \text{ ㎜}^3$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	6	215.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			284,069.00		45,490,305				9,728,761,364
Ap1	138.7	6	4,993.20	265.0	1,323,198	70,225	0	70,225	350,647,470
Ap2	138.7	6	4,993.20	215.0	1,073,538	46,225	0	46,225	230,810,670
합계		12	294,055.40		47,887,041				10,310,219,504

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 294,055.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 47,887,041 / 294,055 = 162.85 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 162.85 − 320.00 = -157.15 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (6 \times 265.0 + 6 \times 215.0) / 12$

= 162.85 − 240.00 = -77.15 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 10,310,219,504 − 162.85 × 47,887,041 = 2,511,795,480 $㎜^4$

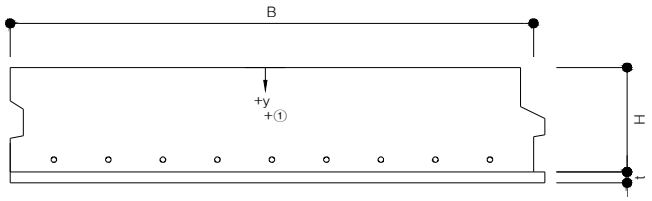
$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{2,511,795,480}{162.85} = 15,423,943.7 \text{ ㎜}^3$$

$$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{2,511,795,480}{-77.15} = -32,557,468.2 \text{ ㎜}^3$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{2,511,795,480}{-157.15} = -15,983,467.7 \text{ ㎜}^3$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	10	215.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			284,069.00		45,490,305				9,728,761,364
Ap1	138.7	10	6,935.00	265.0	1,837,775	70,225	0	70,225	487,010,375
Ap2	138.7	10	6,935.00	215.0	1,491,025	46,225	0	46,225	320,570,375
합계		20	297,939.00		48,819,105				10,536,342,114

N_c = 6.00

A_{vc1} = 297,939.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 48,819,105 / 297,939 = 163.86 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 163.86 − 320.00 = −156.14 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (10 ×265.0+10 ×215.0) / 20

= 163.86 − 240.00 = −76.14 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

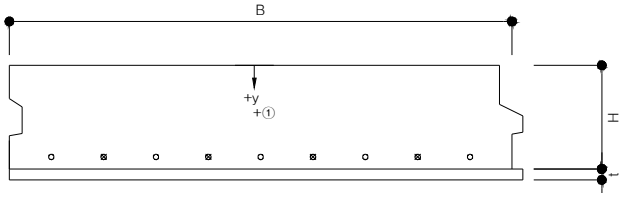
= 10,536,342,114 − 163.86 × 48,819,105 = 2,537,036,844 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{2,537,036,844}{163.86} = 15,483,328.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{2,537,036,844}{-76.14} = -33,318,951.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{2,537,036,844}{-156.14} = -16,248,062.7 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			284,069.00		45,490,305				9,728,761,364
Ap1	138.7	8	5,548.00	265.0	1,470,220	70,225	0	70,225	389,608,300
Ap2	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
합계		16	295,165.00		48,153,345				10,374,825,964

N_c = 6.00

A_{vb1} = 295,165.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 48,153,345 / 295,165 = 163.14 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 163.14 − 320.00 = -156.86 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×265.0+8 ×215.0) / 16

= 163.14 − 240.00 = -76.86 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

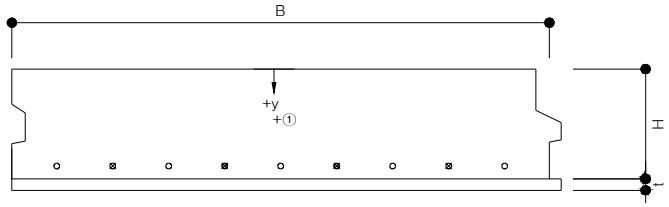
= 10,374,825,964 − 163.14 × 48,153,345 = 2,519,068,558 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{2,519,068,558}{163.14} = 15,441,105.3$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{2,519,068,558}{-76.86} = -32,774,949.9$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{2,519,068,558}{-156.86} = -16,059,387.1$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	6	215.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			284,069.00		45,490,305				9,728,761,364
Ap1	138.7	6	4,161.00	265.0	1,102,665	70,225	0	70,225	292,206,225
Ap2	138.7	6	4,161.00	215.0	894,615	46,225	0	46,225	192,342,225
합계		12	292,391.00		47,487,585				10,213,309,814

N_c = 6.00

A_{va1} = 292,391.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 47,487,585 / 292,391 = 162.41 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 162.41 − 320.00 = -157.59 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×265.0+6 ×215.0) / 12

= 162.41 − 240.00 = -77.59 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 10,213,309,814 − 162.41 × 47,487,585 = 2,500,792,229 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{2,500,792,229}{162.41} = 15,397,901.2$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{2,500,792,229}{-77.59} = -32,231,372.7$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{2,500,792,229}{-157.59} = -15,869,102.8$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	284,069.0	A_{vc1}'	300,713.0	mm^2
Y_{tc0}	160.1	Y_{tc1}'	164.6	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-75.4	mm
Y_{bc0}	-159.9	Y_{bc1}'	-155.4	mm
I_{vc0}	2,444,024,736.9	I_{vc1}'	2,554,705,610.1	mm^4
Z_{tc0}	15,261,969.8	Z_{tc1}'	15,524,609.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-33,863,376.2	mm^3
Z_{bc0}	-15,288,362.2	Z_{bc1}'	-16,435,152.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	284,069.0	A_{vb1}'	297,384.2	mm^2
Y_{tb0}	160.1	Y_{tb1}'	163.7	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-76.3	mm
Y_{bb0}	-159.9	Y_{bb1}'	-156.3	mm
I_{vb0}	2,444,024,736.9	I_{vb1}'	2,533,467,416.3	mm^4
Z_{tb0}	15,261,969.8	Z_{tb1}'	15,474,960.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-33,210,116.9	mm^3
Z_{bb0}	-15,288,362.2	Z_{bb1}'	-16,210,455.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	284,069.0	A_{va1}'	294,055.4	mm^2
Y_{ta0}	160.1	Y_{ta1}'	162.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-77.1	mm
Y_{ba0}	-159.9	Y_{ba1}'	-157.1	mm
I_{va0}	2,444,024,736.9	I_{va1}'	2,511,795,480.3	mm^4
Z_{ta0}	15,261,969.8	Z_{ta1}'	15,423,943.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-32,557,468.2	mm^3
Z_{ba0}	-15,288,362.2	Z_{ba1}'	-15,983,467.7	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	284,069.0	A_{vc1}	297,939.0	mm^2
Y_{tc0}	160.1	Y_{tc1}	163.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-76.1	mm
Y_{bc0}	-159.9	Y_{bc1}	-156.1	mm
I_{vc0}	2,444,024,736.9	I_{vc1}	2,537,036,843.7	mm^4
Z_{tc0}	15,261,969.8	Z_{tc1}	15,483,328.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-33,318,951.1	mm^3
Z_{bc0}	-15,288,362.2	Z_{bc1}	-16,248,062.7	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	284,069.0	A_{vb1}	295,165.0	mm^2
Y_{tb0}	160.1	Y_{tb1}	163.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-76.9	mm
Y_{bb0}	-159.9	Y_{bb1}	-156.9	mm
I_{vb0}	2,444,024,736.9	I_{vb1}	2,519,068,558.4	mm^4
Z_{tb0}	15,261,969.8	Z_{tb1}	15,441,105.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-32,774,949.9	mm^3
Z_{bb0}	-15,288,362.2	Z_{bb1}	-16,059,387.1	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	284,069.0	A_{va1}	292,391.0	mm^2
Y_{ta0}	160.1	Y_{ta1}	162.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-77.6	mm
Y_{ba0}	-159.9	Y_{ba1}	-157.6	mm
I_{va0}	2,444,024,736.9	I_{va1}	2,500,792,229.4	mm^4
Z_{ta0}	15,261,969.8	Z_{ta1}	15,397,901.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-32,231,372.7	mm^3
Z_{ba0}	-15,288,362.2	Z_{ba1}	-15,869,102.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.92m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{270,384,285}{15,524,609} \times 0.920 = 16.023$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{270,384,285}{-33,863,376} \times 0.920 = -7.346$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{270,384,285}{-16,435,153} \times 0.920 = -15.135$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{270,384,285}{15,483,328} \times 0.920 = 16.066$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{270,384,285}{-33,318,951} \times 0.920 = -7.466$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{270,384,285}{-16,248,063} \times 0.920 = -15.310$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{6,761,373}{15,483,328} \times 0.920 = 0.402$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{6,761,373}{-33,318,951} \times 0.920 = -0.187$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{6,761,373}{-16,248,063} \times 0.920 = -0.383$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{15,483,328} \times 0.920 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-33,318,951} \times 0.920 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-16,248,063} \times 0.920 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{175,136,000}{15,483,328} \times 0.920 = 10.406$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{175,136,000}{-33,318,951} \times 0.920 = -4.836$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{175,136,000}{-16,248,063} \times 0.920 = -9.917$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 20 \times \left(\frac{1}{300,713} + \frac{-75.44}{-33,863,376}\right)$

$= 21.104$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -7.346$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (21.104 + -7.346)$

$= 13.759$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.759 = 98.983$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.187 + 0.000)
  = 0.187 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.759 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.759 - 7 × 0.187
  = 163.797 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 98.983 - 0.05 × (45.500 + 163.797)
= 14.637 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 98.983 = 1,271.02 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 20 × 138.7 × 1,271.0
= 3,525.80 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,271.02 - 163.80 - 45.50 - 14.64
= 1,047.08 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,047.08}{1,271.02} = 0.824$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.824 × 3,525.80 = 2,904.61 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,525.80 × -75.44 / 1,000 = -265.992 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,904.61 × -76.14 / 1,000 = -221.168 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,525,801}{300,713} + \frac{-265,991,863}{15,524,609} = -5.409$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,525,801}{300,713} + \frac{-265,991,863}{-33,863,376} = 19.580$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,525,801}{300,713} + \frac{-265,991,863}{-16,435,153} = 27.909$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,904,608}{297,939} + \frac{-221,168,336}{15,483,328} = -4.535$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,904,608}{297,939} + \frac{-221,168,336}{-33,318,951} = 16.387$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,904,608}{297,939} + \frac{-221,168,336}{-16,248,063} = 23.361$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{137,402,940}{15,474,960} \times 0.920 = 8.169$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{137,402,940}{-33,210,117} \times 0.920 = -3.806$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{137,402,940}{-16,210,455} \times 0.920 = -7.798$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{137,402,940}{15,441,105} \times 0.920 = 8.187$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{137,402,940}{-32,774,950} \times 0.920 = -3.857$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{137,402,940}{-16,059,387} \times 0.920 = -7.871$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{3,435,971}{15,441,105} \times 0.920 = 0.205$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{3,435,971}{-32,774,950} \times 0.920 = -0.096$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{3,435,971}{-16,059,387} \times 0.920 = -0.197$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{15,441,105} \times 0.920 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-32,774,950} \times 0.920 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-16,059,387} \times 0.920 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{89,000,000}{15,441,105} \times 0.920 = 5.303$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{89,000,000}{-32,774,950} \times 0.920 = -2.498$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{89,000,000}{-16,059,387} \times 0.920 = -5.099$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times \left(\frac{1}{297,384} + \frac{-76.29}{-33,210,117} \right)$

$= 17.207$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.806 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.207 + -3.806)$
  $=$ 13.401 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.401 =$ 96.409 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.096 + 0.000)$
  $=$ 0.096 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 13.401 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 13.401 - 7 \times 0.096$
  $=$ 160.136 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 96.409 - 0.05 \times (45.500 + 160.136)$
$=$ 15.077 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 96.409 =$ 1,273.59 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 16 \times 138.7 \times 1,273.6$
$=$ 2,826.35 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,273.59 - 160.14 - 45.50 - 15.08$
$=$ 1,052.88 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,052.88}{1,273.59} =$ 0.827

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.827 $\times$ 2,826.35 = 2,336.55 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,826.35 \times -76.29 / 1,000 = -215.611$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2,336.55 \times -76.86 / 1,000 = -179.586$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,826,352}{297,384} + \frac{-215,611,162}{15,474,960} = -4.429$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,826,352}{297,384} + \frac{-215,611,162}{-33,210,117} = 15.996$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,826,352}{297,384} + \frac{-215,611,162}{-16,210,455} = 22.805$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,336,546}{295,165} + \frac{-179,585,958}{15,441,105} = -3.714$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,336,546}{295,165} + \frac{-179,585,958}{-32,774,950} = 13.395$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,336,546}{295,165} + \frac{-179,585,958}{-16,059,387} = 19.099$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{93,495,753}{15,423,944} \times 0.920 = 5.577$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{93,495,753}{-32,557,468} \times 0.920 = -2.642$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{93,495,753}{-15,983,468} \times 0.920 = -5.382$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{93,495,753}{15,397,901} \times 0.920 = 5.586$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{93,495,753}{-32,231,373} \times 0.920 = -2.669$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{93,495,753}{-15,869,103} \times 0.920 = -5.420$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{2,338,004}{15,397,901} \times 0.920 = 0.140$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{2,338,004}{-32,231,373} \times 0.920 = -0.067$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{2,338,004}{-15,869,103} \times 0.920 = -0.136$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{15,397,901} \times 0.920 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-32,231,373} \times 0.920 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-15,869,103} \times 0.920 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{60,560,000}{15,397,901} \times 0.920 = 3.618$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{60,560,000}{-32,231,373} \times 0.920 = -1.729$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{60,560,000}{-15,869,103} \times 0.920 = -3.511$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times (\frac{1}{294,055} + \frac{-77.15}{-32,557,468})$

$= 13.158$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.642 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 13.158 + -2.642 $)$
  $=$ 10.516 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 10.516 $=$ 75.653 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.067 + 0.000 $)$
  $=$ 0.067 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.516 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 10.516 $- 7 \times$ 0.067
  $=$ 125.722 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 75.653 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 125.722 $)$
$=$ 18.874 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 75.653 $=$ 1,294.35 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times$ 138.7 $\times$ 1,294.3
$=$ 2,154.31 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,294.35 $-$ 125.72 $-$ 45.50 $-$ 18.87
$=$ 1,104.25 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,104.25}{1,294.35} =$ 0.853

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.853 $\times$ 2,154.31 $=$ 1,837.92 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2,154.31 \times -77.15 / 1,000 = -166.204$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,837.92 \times -77.59 / 1,000 = -142.602$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2,154,311}{294,055} + \frac{-166,204,233}{15,423,944} = -3.450$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2,154,311}{294,055} + \frac{-166,204,233}{-32,557,468} = 12.431$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2,154,311}{294,055} + \frac{-166,204,233}{-15,983,468} = 17.725$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,837,916}{292,391} + \frac{-142,601,619}{15,397,901} = -2.975$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,837,916}{292,391} + \frac{-142,601,619}{-32,231,373} = 10.710$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,837,916}{292,391} + \frac{-142,601,619}{-15,869,103} = 15.272$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,271.02	1,273.59	1,294.35
유효 긴장응력	1,047.08	1,052.88	1,104.25

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,047.1	1,052.9	1,104.3	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.409	27.909	-4.429	22.805	-3.450	17.725
풍도슬래브	16.023	-15.135	8.169	-7.798	5.577	-5.382

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.535	23.361	-3.714	19.099	-2.975	15.272
고정 하중	풍도슬래브	16.066	-15.310	8.187	-7.871	5.586	-5.420
	CIP 몰탈	0.402	-0.383	0.205	-0.197	0.140	-0.136
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.406	-9.917	5.303	-5.099	3.618	-3.511

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	10.614	12.774	3.740	15.007	2.127	12.343
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.531	8.051	4.472	11.227	2.611	9.852
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.932	7.668	4.677	11.030	2.751	9.716
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.932	7.668	4.677	11.030	2.751	9.716
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	22.339	-2.248	9.980	5.932	6.369	6.205
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (3,800,380.000 × 16840) / (2774.000 × 200,000)

= 115.354 ㎜

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	305.969	1.6 ×(Σ작업하중)	257.800	563.769

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 563.769 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 240 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 920 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

r_p = 0.400 (fpy/fpu= 0.851)

β_1 = 0.696

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2774.00}{920.0 \times 240.0} = 0.0126$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.013 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,370 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{2774.00 \times 1,370 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 920}$$

$$= 97.2 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 2,774.00 \times 1,370 \times 240.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{17.21}{50}\right)$$

$$= 618 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 618 kN·m > 563.77 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 23.361)× 16,248,063 / 1.0E+06

= 451.95 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 617.69 kN·m

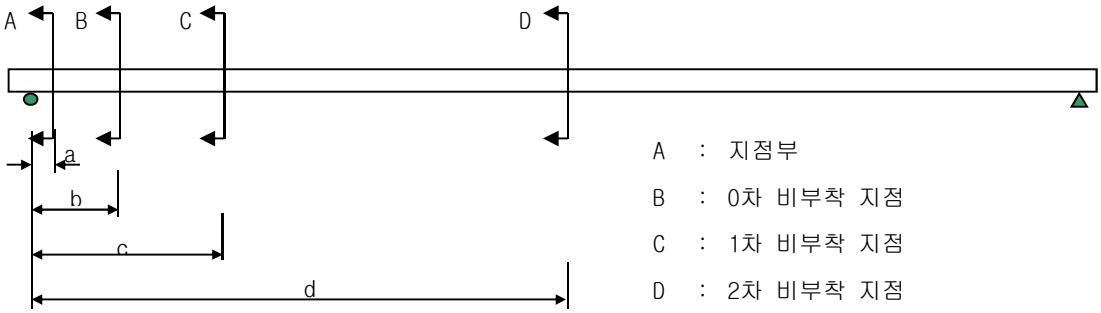
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 451.95 = 542.34 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	59.086	1.478	60.564	38.272	98.836
B	53.405	1.335	54.740	34.592	89.332
C	47.724	1.193	48.917	30.912	79.829
D	41.332	1.034	42.366	26.772	69.138
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	45.281	1.132	46.413	29.330	75.743
C	86.016	2.151	88.167	55.715	143.882
D	126.411	3.161	129.572	81.880	211.452
E	248.754	6.220	254.974	161.125	416.099

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	70.904	1.773	72.677	61.235	133.912
B	64.086	1.603	65.689	55.347	121.036
C	57.268	1.432	58.700	49.459	108.160
D	49.598	1.240	50.839	42.835	93.674
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	54.337	1.359	55.695	46.927	102.623
C	103.219	2.581	105.800	89.144	194.945
D	151.693	3.793	155.486	131.008	286.494
E	298.504	7.465	305.969	257.800	563.769

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	10.710	0.000	2,500,792,229	157.6	226.066
B	50.0	10.710	2.925	2,500,792,229	157.6	179.653
C	50.0	10.710	5.556	2,500,792,229	157.6	137.899
D	50.0	13.395	8.068	2,519,068,558	156.9	142.329
E	50.0	16.387	15.693	2,537,036,844	156.1	68.727

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	920	256.0	98.836	35.076	226.066	0.000	∞
B	50.0	920	256.0	89.332	31.703	179.653	26.880	384.488
C	50.0	920	256.0	79.829	28.331	137.899	51.063	239.607
D	50.0	920	256.0	69.138	24.536	142.329	75.042	198.943
E	50.0	920	256.0	0.000	0.000	68.727	147.670	83.269

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.286	920.0	256.0	0.00	927.090
B	50.0	6.286	920.0	256.0	0.00	927.090
C	50.0	6.286	920.0	256.0	0.00	927.090
D	50.0	7.916	920.0	256.0	0.00	1,042.277
E	50.0	9.749	920.0	256.0	0.00	1,171.785

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	927.090	927.090
B	384.488	927.090	384.488
C	239.607	927.090	239.607
D	198.943	1,042.277	198.943
E	83.269	1,171.785	83.269

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

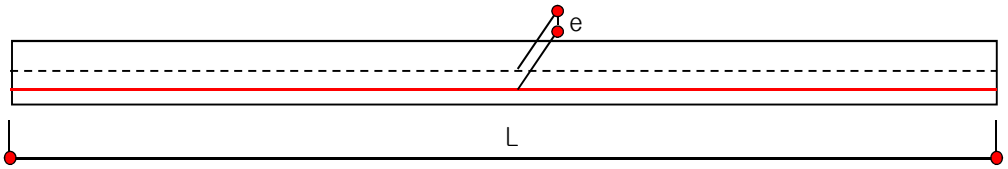
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	133.912	927.090	0.750	695.318	-561.41	0.193	전단보강 불필요
B	121.036	384.488	0.750	288.366	-167.33	0.420	전단보강 불필요
C	108.160	239.607	0.750	179.705	-71.55	0.602	전단보강 불필요
D	93.674	198.943	0.750	149.208	-55.53	0.628	전단보강 불필요
E	0.000	83.269	0.750	62.452	-62.45	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

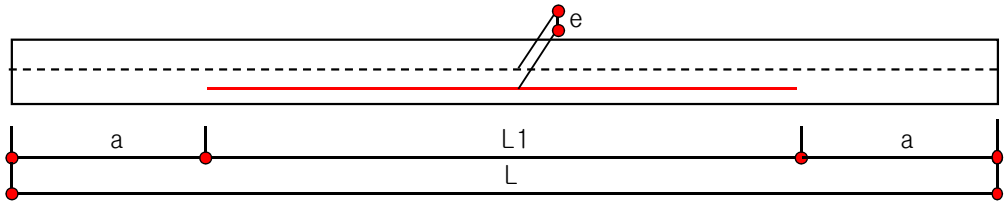
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}526 \times 76.1 \times 16.64^2}{8 \times 32{,}300 \times 2537036844} - \frac{699 \times 76.9 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 2537036844}$$

$$- \frac{672 \times 77.6 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 2537036844}$$

$$= 113.39 - 2.050 - 0.814 = 110.5 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (16,640 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	268.468	2,554,705,610	-110.53	
풍도슬래브 자중	270.384	2,554,705,610	99.82	
접합 몰탈	6.761	2,554,705,610	2.37	
격벽 하중(집중하중)	0.000	2,554,705,610	0.00	
합 계(고정하중)			-8.34	
작업하중 및 풍하중	175.136	2,554,705,610	61.41	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE3-3

(L= 16.840 m, B= 1.019 m, H= 0.320 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

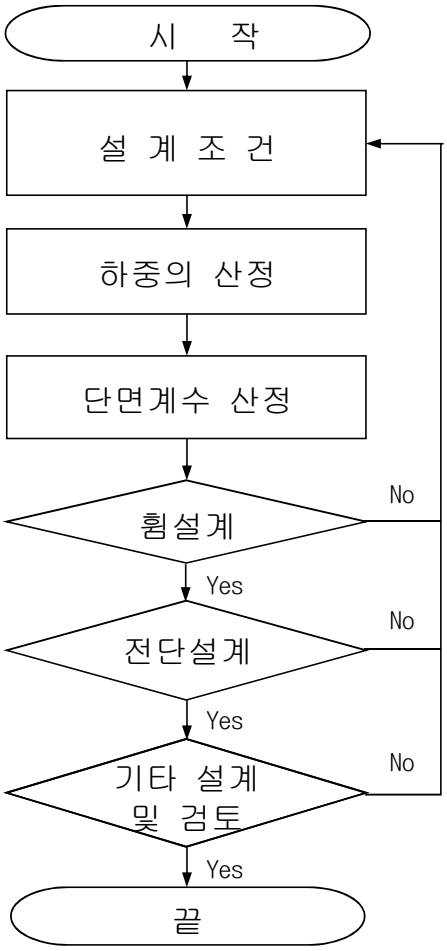
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 16.840 m

㉯ 계산지간 : 16.640 m

㉰ 폭 원 : 1.019 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.320 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 24 = 3,328.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

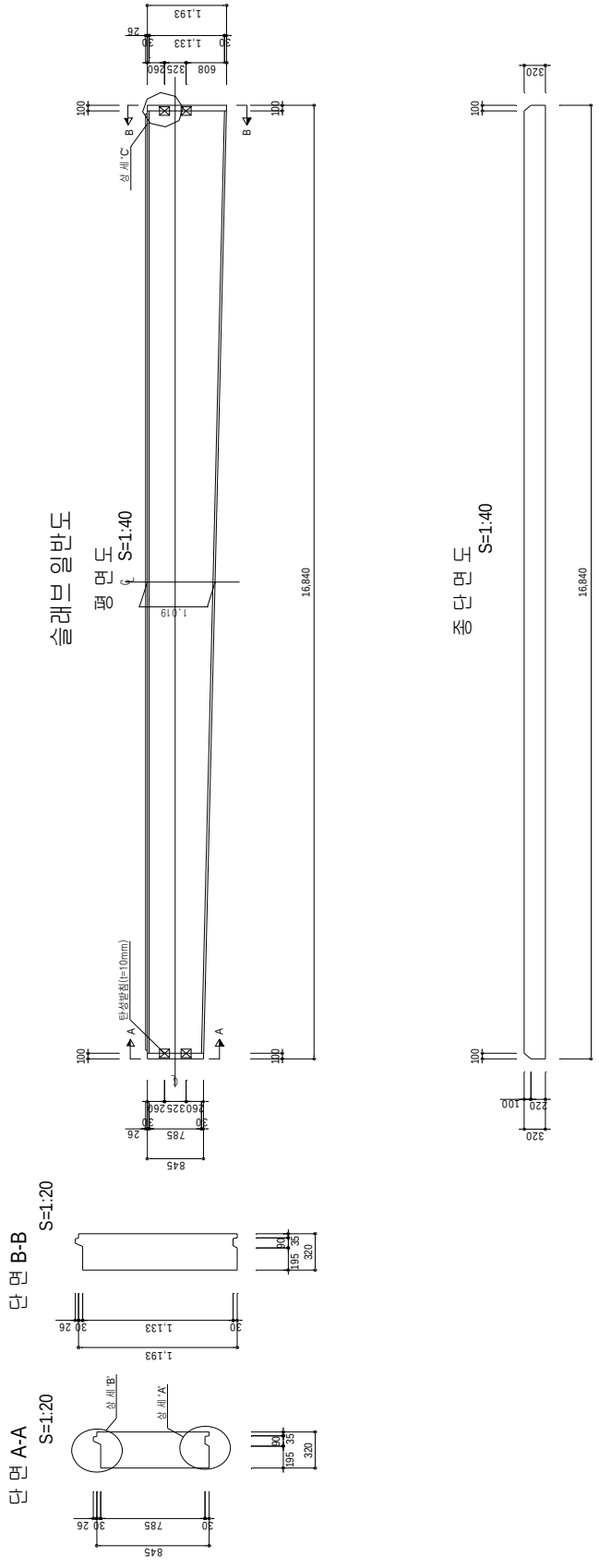
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.019m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

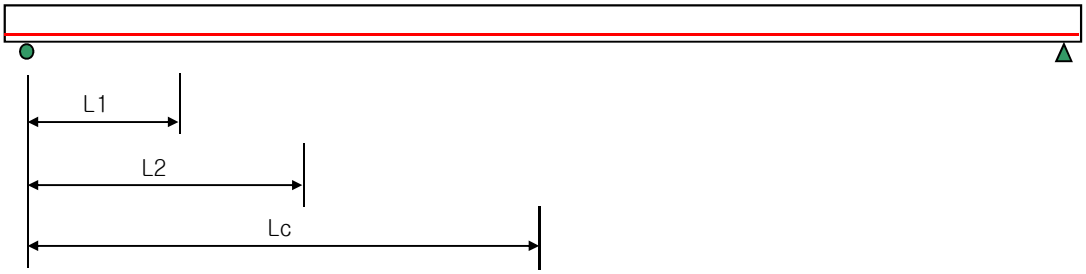
단 면 적 = 315,194 ㎟

하중계산 = 315,194 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.880 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,019.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 7,557 ㎟

하중계산 = 7,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.178 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.019 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.019 = 5.095 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.019 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

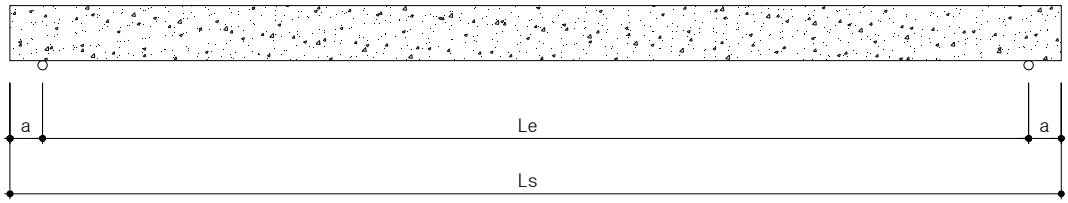
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.880	0.178	0.000	5.095	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.06
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.15
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	8.06
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	11.28
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.82
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.67
MAX						17.82

3.5 단면력 산정

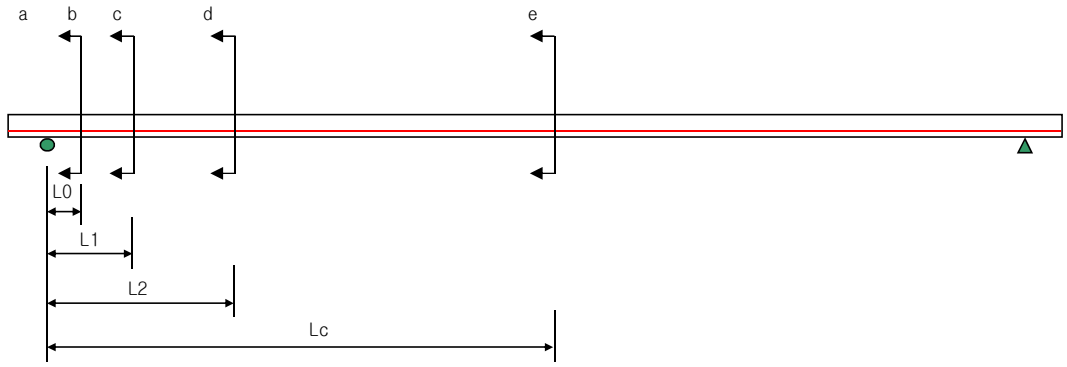
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 16.840 m
- 계산지간(Le) : 16.640 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 8.320 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2) : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (7.733 × 16.640)/ 2 = 64.338 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 7.733 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 49.305 kN-m

M_3 = 7.733 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 93.661 kN-m

M_4 = 7.733 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 137.646 kN-m

M_5 = 7.733 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 270.863 kN-m

③ 전단력

S_1 = 64.338 kN

S_2 = 64.338 - (7.733 × 0.800) = 58.152 kN

S_3 = 64.338 - (7.733 × 1.600) = 51.965 kN

S_4 = 64.338 - (7.733 × 2.500) = 45.006 kN

S_5 = 64.338 - (7.733 × 8.320) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.174 × 16.640)/ 2 = 1.450 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.174 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 1.111 kN-m

M_3 = 0.174 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 2.111 kN-m

M_4 = 0.174 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 3.102 kN-m

M_5 = 0.174 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 6.104 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.450 kN

S_2 = 1.450 - (0.174 × 0.800) = 1.311 kN

S_3 = 1.450 - (0.174 × 1.600) = 1.171 kN

S_4 = 1.450 - (0.174 × 2.500) = 1.014 kN

S_5 = 1.450 - (0.174 × 8.320) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 8.320 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 16.640)/ 2 = 41.600 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 31.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 60.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 89.000 kN-m

M_5 = 5.000 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 175.136 kN-m

③ 전단력

S_1 = 41.600 kN

S_2 = 41.600 - (5.000 × 0.800) = 37.600 kN

S_3 = 41.600 - (5.000 × 1.600) = 33.600 kN

S_4 = 41.600 - (5.000 × 2.500) = 29.100 kN

S_5 = 41.600 - (5.000 × 8.320) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	49.305	1.111	0.000	31.880	82.296	0차비부착부
	c	93.661	2.111	0.000	60.560	156.332	1차비부착부
	d	137.646	3.102	0.000	89.000	229.748	2차비부착부
	e	270.863	6.104	0.000	175.136	452.103	중앙부
전단력 (KN/m)	a	64.338	1.450	0.000	41.600	107.388	지점부(전단검토)
	b	58.152	1.311	0.000	37.600	97.062	0차비부착부
	c	51.965	1.171	0.000	33.600	86.736	1차비부착부
	d	45.006	1.014	0.000	29.100	75.120	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

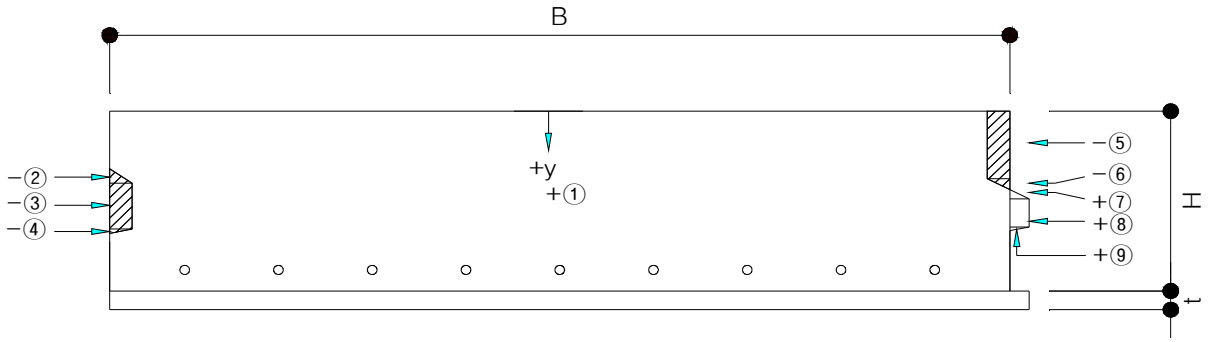
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	64.338	1.450	0.000		65.788	
LC-2	64.338	1.450	0.000	41.600	107.388	
MAX					107.388	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1019	320	326,080	160.0	52,172,800	25,600	8,533	34,133	11,130,197,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	208.3	-62,500	43,403	22	43,425	-13,027,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	247.0	-474,240	61,009	341	61,350	-117,792,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	281.0	-25,290	78,961	2	78,963	-7,106,670
⑤ □	-1	30.0	209	-6,270	104.5	-655,215	10,920	3,640	14,560	-91,293,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	214.0	-48,150	45,796	13	45,809	-10,306,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	232.7	39,321	54,134	9	54,143	9,150,195
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	256.5	260,091	65,792	127	65,919	66,841,866
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	277.7	18,048	77,099	1	77,100	5,011,511
Ap1	-12			-1,664	265.0	-441,066	70,225			-116,913,917
Ap2	-12			-1,664	215.0	-357,846	46,225			-76,968,317
합 계				315,194		50,425,953				10,777,791,658

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 315,194.20 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 50,425,953 / 315,194 = 159.98 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 159.98 - 320.00 = -160.02 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

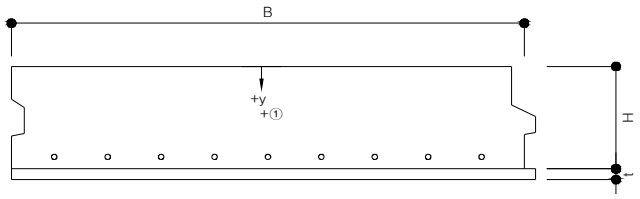
= 10,777,791,658 - 159.98 × 50,425,953 = 2,710,458,135 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{2,710,458,135}{159.98}$ = 16,942,083.1 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{2,710,458,135}{-160.02}$ = -16,938,644.0 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			315,194.20		50,425,953				10,777,791,658
Ap1	138.7	12	9,986.40	265.0	2,646,396	70,225	0	70,225	701,294,940
Ap2	138.7	12	9,986.40	215.0	2,147,076	46,225	0	46,225	461,621,340
합계		24	335,167.00		55,219,425				11,940,707,938

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 335,167.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 55,219,425 / 335,167 = 164.75 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 164.75 − 320.00 = −155.25 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (12 ×265.0 + 12 ×215.0)/24

= 164.75 − 240.00 = −75.25 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

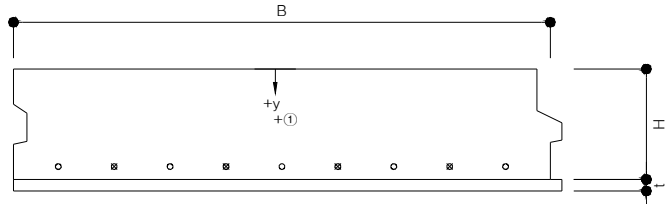
= 11,940,707,938 − 164.75 × 55,219,425 = 2,843,198,645 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{2,843,198,645}{164.75} = 17,257,448.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{2,843,198,645}{-75.25} = -37,784,362.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{2,843,198,645}{-155.25} = -18,313,911.8 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			315,194.20		50,425,953				10,777,791,658
Ap1	138.7	10	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
합계		18	330,173.80		54,062,667				11,669,951,668

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 330,173.80 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 54,062,667 / 330,174 = 163.74 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 163.74 - 320.00 = -156.26 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (10 \times 265.0 + 8 \times 215.0) / 18$

= 163.74 - 242.78 = -79.04 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

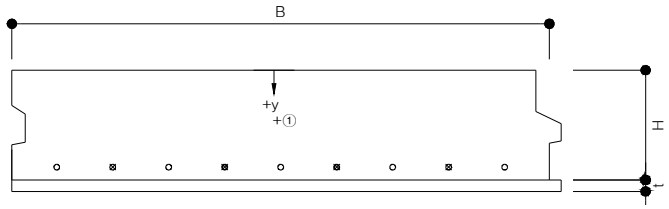
= 11,669,951,668 - 163.74 × 54,062,667 = 2,817,729,102 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{2,817,729,102}{163.74} = 17,208,554.0$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{2,817,729,102}{-79.04} = -35,650,421.3$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{2,817,729,102}{-156.26} = -18,032,315.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	6	215.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			315,194.20		50,425,953				10,777,791,658
Ap1	138.7	8	6,657.60	265.0	1,764,264	70,225	0	70,225	467,529,960
Ap2	138.7	6	4,993.20	215.0	1,073,538	46,225	0	46,225	230,810,670
합계		14	326,845.00		53,263,755				11,476,132,288

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 326,845.00 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 53,263,755 / 326,845 = 162.96 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 162.96 - 320.00 = -157.04 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (8 \times 265.0 + 6 \times 215.0) / 14$

= 162.96 - 243.57 = -80.61 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 11,476,132,288 - 162.96 × 53,263,755 = 2,796,092,524 ㎜^{4}

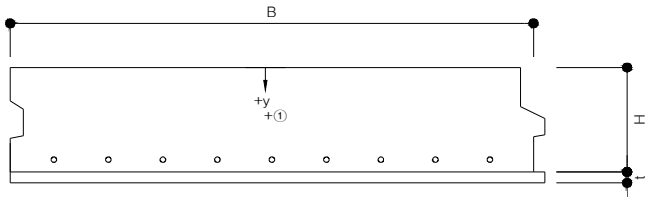
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{2,796,092,524}{162.96} = 17,157,800.1$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{2,796,092,524}{-80.61} = -34,687,496.0$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{2,796,092,524}{-157.04} = -17,805,349.7$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			315,194.20		50,425,953				10,777,791,658
Ap1	138.7	12	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	12	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
합계		24	331,838.20		54,420,513				11,746,888,558

N_c = 6.00

A_{vc1} = 331,838.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 54,420,513 / 331,838 = 164.00 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 164.00 − 320.00 = −156.00 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (12 ×265.0+12 ×215.0) / 24

= 164.00 − 240.00 = −76.00 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

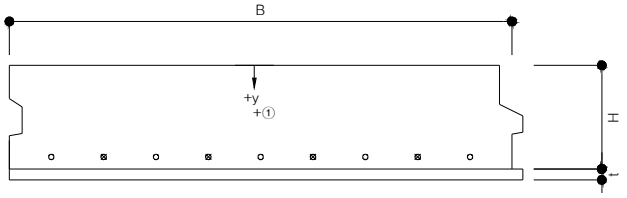
= 11,746,888,558 − 164.00 × 54,420,513 = 2,822,080,519 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{2,822,080,519}{164.00} = 17,208,109.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{2,822,080,519}{-76.00} = -37,131,237.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{2,822,080,519}{-156.00} = -18,089,927.1 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			315,194.20		50,425,953				10,777,791,658
Ap1	138.7	10	6,935.00	265.0	1,837,775	70,225	0	70,225	487,010,375
Ap2	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
합계		18	327,677.20		53,456,548				11,521,258,333

N_c = 6.00

A_{vb1} = 327,677.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 53,456,548 / 327,677 = 163.14 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 163.14 - 320.00 = -156.86 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (10 ×265.0+8 ×215.0) / 18

= 163.14 - 242.78 = -79.64 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

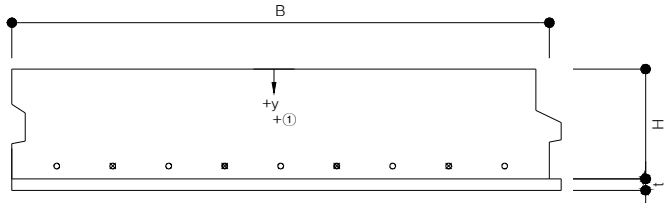
= 11,521,258,333 - 163.14 × 53,456,548 = 2,800,472,987 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{2,800,472,987}{163.14}$ = 17,166,300.1 ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{2,800,472,987}{-79.64}$ = -35,164,175.0 ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{2,800,472,987}{-156.86}$ = -17,853,081.0 ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	6	215.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			315,194.20		50,425,953				10,777,791,658
Ap1	138.7	8	5,548.00	265.0	1,470,220	70,225	0	70,225	389,608,300
Ap2	138.7	6	4,161.00	215.0	894,615	46,225	0	46,225	192,342,225
합계		14	324,903.20		52,790,788				11,359,742,183

N_c = 6.00

A_{va1} = 324,903.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 52,790,788 / 324,903 = 162.48 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 162.48 - 320.00 = -157.52 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (8 ×265.0+6 ×215.0) / 14

= 162.48 - 243.57 = -81.09 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 11,359,742,183 - 162.48 × 52,790,788 = 2,782,211,098 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{2,782,211,098}{162.48}$ = 17,123,239.2 ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{2,782,211,098}{-81.09}$ = -34,310,230.4 ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{2,782,211,098}{-157.52}$ = -17,662,767.6 ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	315,194.2	A_{vc1}'	335,167.0	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}'	164.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-75.2	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}'	-155.2	mm
I_{vc0}	2,710,458,135.4	I_{vc1}'	2,843,198,645.1	mm^4
Z_{tc0}	16,942,083.1	Z_{tc1}'	17,257,448.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-37,784,362.1	mm^3
Z_{bc0}	-16,938,644.0	Z_{bc1}'	-18,313,911.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	315,194.2	A_{vb1}'	330,173.8	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}'	163.7	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-79.0	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}'	-156.3	mm
I_{vb0}	2,710,458,135.4	I_{vb1}'	2,817,729,102.2	mm^4
Z_{tb0}	16,942,083.1	Z_{tb1}'	17,208,554.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-35,650,421.3	mm^3
Z_{bb0}	-16,938,644.0	Z_{bb1}'	-18,032,315.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	315,194.2	A_{va1}'	326,845.0	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}'	163.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-80.6	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}'	-157.0	mm
I_{va0}	2,710,458,135.4	I_{va1}'	2,796,092,524.4	mm^4
Z_{ta0}	16,942,083.1	Z_{ta1}'	17,157,800.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-34,687,496.0	mm^3
Z_{ba0}	-16,938,644.0	Z_{ba1}'	-17,805,349.7	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	315,194.2	A_{vc1}	331,838.2	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}	164.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-76.0	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}	-156.0	mm
I_{vc0}	2,710,458,135.4	I_{vc1}	2,822,080,519.0	mm^4
Z_{tc0}	16,942,083.1	Z_{tc1}	17,208,109.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-37,131,237.1	mm^3
Z_{bc0}	-16,938,644.0	Z_{bc1}	-18,089,927.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	315,194.2	A_{vb1}	327,677.2	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}	163.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-79.6	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}	-156.9	mm
I_{vb0}	2,710,458,135.4	I_{vb1}	2,800,472,987.2	mm^4
Z_{tb0}	16,942,083.1	Z_{tb1}	17,166,300.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-35,164,175.0	mm^3
Z_{bb0}	-16,938,644.0	Z_{bb1}	-17,853,081.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	315,194.2	A_{va1}	324,903.2	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}	162.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-81.1	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}	-157.5	mm
I_{va0}	2,710,458,135.4	I_{va1}	2,782,211,098.4	mm^4
Z_{ta0}	16,942,083.1	Z_{ta1}	17,123,239.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-34,310,230.4	mm^3
Z_{ba0}	-16,938,644.0	Z_{ba1}	-17,662,767.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.019m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{270,862,863}{17,257,448} \times 1.019 = 15.994$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{270,862,863}{-37,784,362} \times 1.019 = -7.305$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{270,862,863}{-18,313,912} \times 1.019 = -15.071$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{270,862,863}{17,208,109} \times 1.019 = 16.039$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{270,862,863}{-37,131,237} \times 1.019 = -7.433$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{270,862,863}{-18,089,927} \times 1.019 = -15.258$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{6,104,478}{17,208,109} \times 1.019 = 0.361$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{6,104,478}{-37,131,237} \times 1.019 = -0.168$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{6,104,478}{-18,089,927} \times 1.019 = -0.344$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{17,208,109} \times 1.019 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-37,131,237} \times 1.019 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-18,089,927} \times 1.019 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{175,136,000}{17,208,109} \times 1.019 = 10.371$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{175,136,000}{-37,131,237} \times 1.019 = -4.806$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{175,136,000}{-18,089,927} \times 1.019 = -9.865$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 24 \times \left(\frac{1}{335,167} + \frac{-75.25}{-37,784,362}\right)$

$= 22.689$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -7.305$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (22.689 + -7.305)$

$= 15.384$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 15.384 = 110.675$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.168 + 0.000)
  = 0.168 MPa (압축)
- f_{cir} = 15.384 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 15.384 - 7 × 0.168
  = 183.434 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 110.675 - 0.05 × (45.500 + 183.434)
= 12.486 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 110.675 = 1,259.32 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 24 × 138.7 × 1,259.3
= 4,192.04 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,259.32 - 183.43 - 45.50 - 12.49
= 1,017.91 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,017.91}{1,259.32} = 0.808$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.808 × 4,192.04 = 3,388.40 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 4,192.04 × -75.25 / 1,000 = -315.443 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 3,388.40 × -76.00 / 1,000 = -257.528 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{4,192,040}{335,167} + \frac{-315,442,734}{17,257,448} =$ -5.771 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{4,192,040}{335,167} + \frac{-315,442,734}{-37,784,362} =$ 20.856 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{4,192,040}{335,167} + \frac{-315,442,734}{-18,313,912} =$ 29.732 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{3,388,403}{331,838} + \frac{-257,528,324}{17,208,109} =$ -4.755 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{3,388,403}{331,838} + \frac{-257,528,324}{-37,131,237} =$ 17.147 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{3,388,403}{331,838} + \frac{-257,528,324}{-18,089,927} =$ 24.447 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{137,646,142}{17,208,554} \times 1.019 =$ 8.151 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{137,646,142}{-35,650,421} \times 1.019 =$ -3.934 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{137,646,142}{-18,032,315} \times 1.019 =$ -7.778 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{137,646,142}{17,166,300} \times 1.019 =$ 8.171 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{137,646,142}{-35,164,175} \times 1.019 =$ -3.989 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{137,646,142}{-17,853,081} \times 1.019 =$ -7.856 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{3,102,152}{17,166,300} \times 1.019 = 0.184$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{3,102,152}{-35,164,175} \times 1.019 = -0.090$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{3,102,152}{-17,853,081} \times 1.019 = -0.177$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{17,166,300} \times 1.019 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-35,164,175} \times 1.019 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-17,853,081} \times 1.019 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{89,000,000}{17,166,300} \times 1.019 = 5.283$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{89,000,000}{-35,164,175} \times 1.019 = -2.579$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{89,000,000}{-17,853,081} \times 1.019 = -5.080$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times \left(\frac{1}{330,174} + \frac{-79.04}{-35,650,421} \right)$

$= 17.942$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.934 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.942 + -3.934)$
  $=$ 14.008 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 14.008 =$ 100.776 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.090 + 0.000)$
  $=$ 0.090 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 14.008 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 14.008 - 7 \times 0.090$
  $=$ 167.465 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 100.776 - 0.05 \times (45.500 + 167.465)$
$=$ 14.274 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 100.776 =$ 1,269.22 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 18 \times 138.7 \times 1,269.2$
$=$ 3,168.75 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,269.22 - 167.46 - 45.50 - 14.27$
$=$ 1,041.99 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,041.99}{1,269.22} =$ 0.821

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.821 $\times$ 3,168.75 $=$ 2,601.42 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 3,168.75 \times -79.04 / 1,000 = -250.450$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2,601.42 \times -79.64 / 1,000 = -207.177$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{3,168,745}{330,174} + \frac{-250,450,492}{17,208,554} = -4.957$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{3,168,745}{330,174} + \frac{-250,450,492}{-35,650,421} = 16.622$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{3,168,745}{330,174} + \frac{-250,450,492}{-18,032,315} = 23.486$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,601,420}{327,677} + \frac{-207,176,988}{17,166,300} = -4.130$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,601,420}{327,677} + \frac{-207,176,988}{-35,164,175} = 13.831$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,601,420}{327,677} + \frac{-207,176,988}{-17,853,081} = 19.544$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{93,661,240}{17,157,800} \times 1.019 = 5.563$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{93,661,240}{-34,687,496} \times 1.019 = -2.751$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{93,661,240}{-17,805,350} \times 1.019 = -5.360$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{93,661,240}{17,123,239} \times 1.019 = 5.574$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{93,661,240}{-34,310,230} \times 1.019 = -2.782$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{93,661,240}{-17,662,768} \times 1.019 = -5.404$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{2,110,858}{17,123,239} \times 1.019 = 0.126$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{2,110,858}{-34,310,230} \times 1.019 = -0.063$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{2,110,858}{-17,662,768} \times 1.019 = -0.122$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{17,123,239} \times 1.019 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-34,310,230} \times 1.019 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-17,662,768} \times 1.019 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{60,560,000}{17,123,239} \times 1.019 = 3.604$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{60,560,000}{-34,310,230} \times 1.019 = -1.799$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{60,560,000}{-17,662,768} \times 1.019 = -3.494$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times (\frac{1}{326,845} + \frac{-80.61}{-34,687,496})$

$= 14.321$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.751 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.321 + -2.751)$
  $= 11.570$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.570 = 83.236$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.063 + 0.000)$
  $= 0.063$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 11.570$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 11.570 - 7 \times 0.063$
  $= 138.399$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 83.236 - 0.05 \times (45.500 + 138.399)$
$= 17.481$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 83.236 = 1,286.76$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 14 \times 138.7 \times 1,286.8$
$= 2,498.64$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,286.76 - 138.40 - 45.50 - 17.48$
$= 1,085.38$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,085.38}{1,286.76} = 0.843$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.843 \times 2,498.64 = 2,107.60$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2{,}498.64 \times -80.61 / 1{,}000 = -201.410$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 2{,}107.60 \times -81.09 / 1{,}000 = -170.905$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2{,}498{,}638}{326{,}845} + \frac{-201{,}410{,}442}{17{,}157{,}800} = -4.094$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2{,}498{,}638}{326{,}845} + \frac{-201{,}410{,}442}{-34{,}687{,}496} = 13.451$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2{,}498{,}638}{326{,}845} + \frac{-201{,}410{,}442}{-17{,}805{,}350} = 18.957$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{2{,}107{,}598}{324{,}903} + \frac{-170{,}904{,}792}{17{,}123{,}239} = -3.494$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{2{,}107{,}598}{324{,}903} + \frac{-170{,}904{,}792}{-34{,}310{,}230} = 11.468$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{2{,}107{,}598}{324{,}903} + \frac{-170{,}904{,}792}{-17{,}662{,}768} = 16.163$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,259.32	1,269.22	1,286.76
유효 긴장응력	1,017.91	1,041.99	1,085.38

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,017.9	1,042.0	1,085.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.771	29.732	-4.957	23.486	-4.094	18.957
풍도슬래브	15.994	-15.071	8.151	-7.778	5.563	-5.360

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.755	24.447	-4.130	19.544	-3.494	16.163
고정 하중	풍도슬래브	16.039	-15.258	8.171	-7.856	5.574	-5.404
	CIP 몰탈	0.361	-0.344	0.184	-0.177	0.126	-0.122
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.371	-9.865	5.283	-5.080	3.604	-3.494

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	10.222	14.661	3.194	15.708	1.469	13.596
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.285	9.189	4.041	11.687	2.080	10.759
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.646	8.846	4.225	11.510	2.205	10.638
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.646	8.846	4.225	11.510	2.205	10.638
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	22.017	-1.020	9.508	6.430	5.809	7.144
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 4,560,456.000 \quad \times \quad 16840 \quad) / (\quad 3328.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 115.354 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	338.676	1.6 ×(Σ작업하중)	285.542	624.217

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 624.217 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 240 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1019 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{3328.80}{1019.0 \times 240.0} = 0.0136$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.014 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

$$= 1{,}327 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{3328.80 \times 1{,}327 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1019}$$

$$= 102.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 3{,}328.80 \times 1{,}327 \times 240.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{18.06}{50}\right)$$

$$= 709 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 709 kN·m > 624.22 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎟)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 24.447)× 18,089,927 / 1.0E+06

= 522.83 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 709.08 kN·m

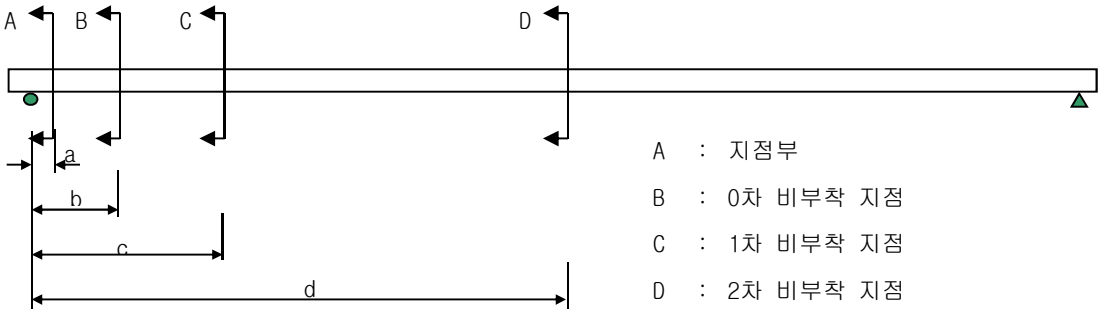
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 522.83 = 627.40 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	65.560	1.478	67.038	42.390	109.428
B	59.257	1.335	60.592	38.314	98.906
C	52.953	1.193	54.146	34.238	88.384
D	45.861	1.034	46.894	29.653	76.547
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	50.242	1.132	51.374	32.486	83.860
C	95.441	2.151	97.592	61.711	159.302
D	140.261	3.161	143.423	90.691	234.114
E	276.009	6.220	282.230	178.464	460.693

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	78.672	1.773	80.446	67.825	148.270
B	71.108	1.603	72.710	61.303	134.013
C	63.543	1.432	64.975	54.781	119.757
D	55.033	1.240	56.273	47.445	103.718
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	60.290	1.359	61.649	51.977	113.626
C	114.529	2.581	117.110	98.737	215.847
D	168.314	3.793	172.107	145.106	317.213
E	331.211	7.465	338.676	285.542	624.217

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	11.468	0.000	2,782,211,098	157.5	265.004
B	50.0	11.468	2.909	2,782,211,098	157.5	213.630
C	50.0	11.468	5.525	2,782,211,098	157.5	167.412
D	50.0	13.831	8.033	2,800,472,987	156.9	166.618
E	50.0	17.147	15.601	2,822,080,519	156.0	91.909

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,019	256.0	109.428	38.842	265.004	0.000	∞
B	50.0	1,019	256.0	98.906	35.107	213.630	29.766	443.096
C	50.0	1,019	256.0	88.384	31.372	167.412	56.545	273.498
D	50.0	1,019	256.0	76.547	27.171	166.618	83.099	223.255
E	50.0	1,019	256.0	0.000	0.000	91.909	163.524	92.229

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.487	1,019.0	256.0	0.00	1,042.586
B	50.0	6.487	1,019.0	256.0	0.00	1,042.586
C	50.0	6.487	1,019.0	256.0	0.00	1,042.586
D	50.0	7.939	1,019.0	256.0	0.00	1,156.228
E	50.0	10.211	1,019.0	256.0	0.00	1,334.036

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,042.586	1,042.586
B	443.096	1,042.586	443.096
C	273.498	1,042.586	273.498
D	223.255	1,156.228	223.255
E	92.229	1,334.036	92.229

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

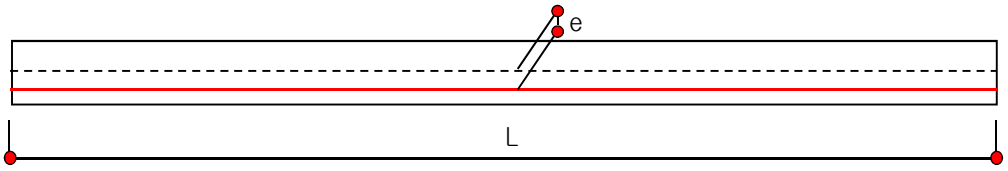
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	148.270	1,042.586	0.750	781.939	-633.67	0.190	전단보강 불필요
B	134.013	443.096	0.750	332.322	-198.31	0.403	전단보강 불필요
C	119.757	273.498	0.750	205.123	-85.37	0.584	전단보강 불필요
D	103.718	223.255	0.750	167.441	-63.72	0.619	전단보강 불필요
E	0.000	92.229	0.750	69.172	-69.17	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

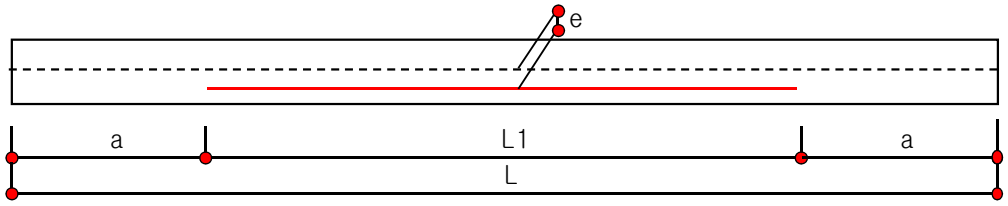
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{4{,}192 \times 76.0 \times 16.64^2}{8 \times 32{,}300 \times 2822080519} - \frac{1{,}023 \times 79.6 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 2822080519}$$

$$- \frac{670 \times 81.1 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 2822080519}$$

$$= 120.98 - 2.794 - 0.763 = 117.4 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (16,640 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	318.607	2,843,198,645	-117.42	
풍도슬래브 자중	270.863	2,843,198,645	99.52	
접합 몰탈	6.104	2,843,198,645	2.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	2,843,198,645	0.00	
합 계(고정하중)			-15.77	
작업하중 및 풍하중	175.136	2,843,198,645	61.11	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE3-4

(L= 16.840 m, B= 1.000 m, H= 0.320 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

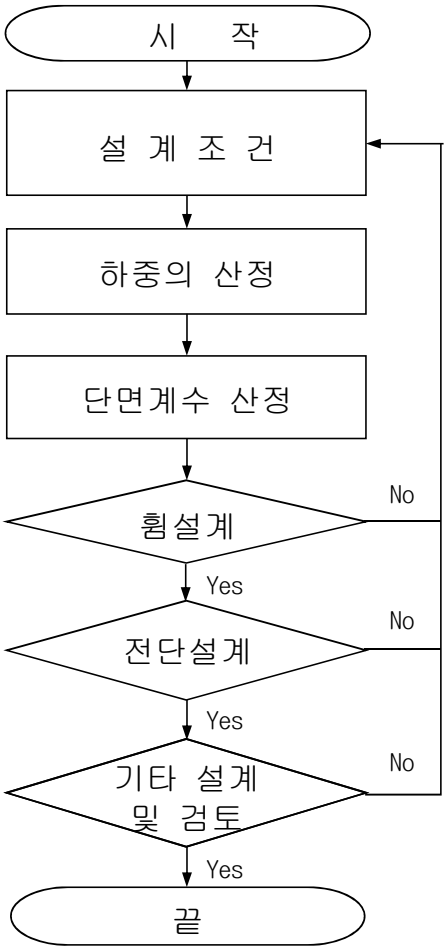
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 16.840 m

㉯ 계산지간 : 16.640 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.320 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 24 = 3,328.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

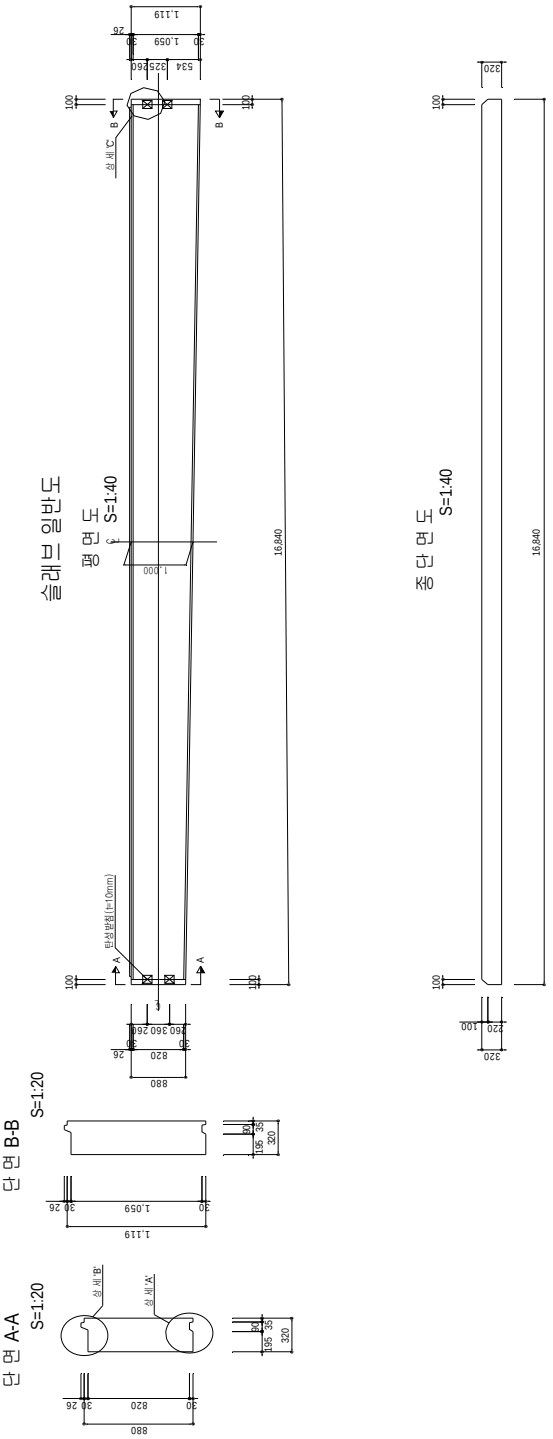
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.9995m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

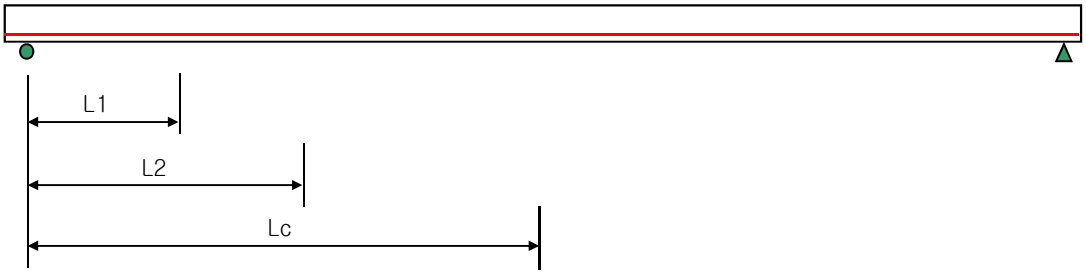
단 면 적 = 308,954 ㎟

하중계산 = 308,954 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.724 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 999.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 7,557 ㎟

하중계산 = 7,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.178 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 4.998 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

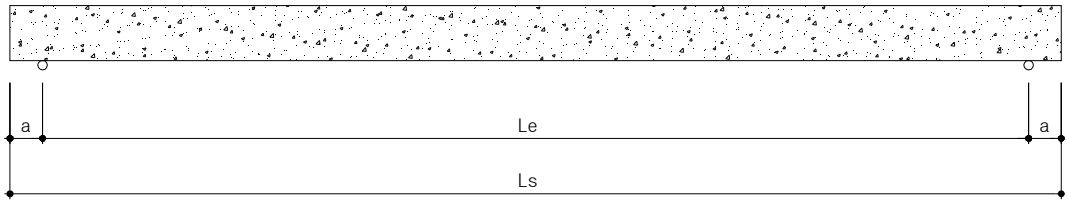
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.724	0.178	0.000	4.998	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.90
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.90
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.90
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	11.06
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.48
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.48
MAX						17.48

3.5 단면력 산정

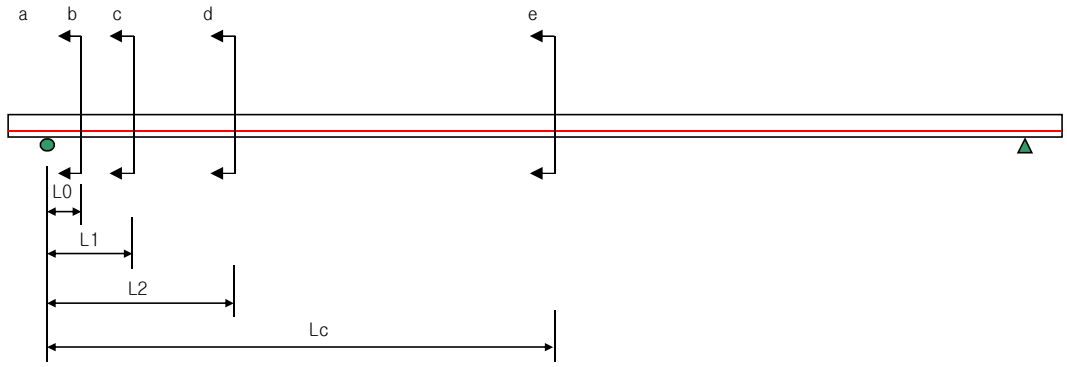
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 16.840 m
- 계산지간(Le) : 16.640 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 8.320 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (7.728 × 16.640)/ 2 = 64.295 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 7.728 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 49.272 kN-m

M_3 = 7.728 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 93.598 kN-m

M_4 = 7.728 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 137.553 kN-m

M_5 = 7.728 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 270.680 kN-m

③ 전단력

S_1 = 64.295 kN

S_2 = 64.295 - (7.728 × 0.800) = 58.112 kN

S_3 = 64.295 - (7.728 × 1.600) = 51.930 kN

S_4 = 64.295 - (7.728 × 2.500) = 44.975 kN

S_5 = 64.295 - (7.728 × 8.320) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.178 × 16.640)/ 2 = 1.478 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.178 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 1.133 kN-m

M_3 = 0.178 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 2.152 kN-m

M_4 = 0.178 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 3.163 kN-m

M_5 = 0.178 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 6.224 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.478 kN

S_2 = 1.478 - (0.178 × 0.800) = 1.336 kN

S_3 = 1.478 - (0.178 × 1.600) = 1.194 kN

S_4 = 1.478 - (0.178 × 2.500) = 1.034 kN

S_5 = 1.478 - (0.178 × 8.320) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 8.320 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 16.640)/ 2 = 41.600 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 31.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 60.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 89.000 kN-m

M_5 = 5.000 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 175.136 kN-m

③ 전단력

S_1 = 41.600 kN

S_2 = 41.600 - (5.000 × 0.800) = 37.600 kN

S_3 = 41.600 - (5.000 × 1.600) = 33.600 kN

S_4 = 41.600 - (5.000 × 2.500) = 29.100 kN

S_5 = 41.600 - (5.000 × 8.320) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	49.272	1.133	0.000	31.880	82.285	0차비부착부
	c	93.598	2.152	0.000	60.560	156.310	1차비부착부
	d	137.553	3.163	0.000	89.000	229.716	2차비부착부
	e	270.680	6.224	0.000	175.136	452.040	중앙부
전단력 (KN/m)	a	64.295	1.478	0.000	41.600	107.373	지점부(전단검토)
	b	58.112	1.336	0.000	37.600	97.049	0차비부착부
	c	51.930	1.194	0.000	33.600	86.724	1차비부착부
	d	44.975	1.034	0.000	29.100	75.109	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

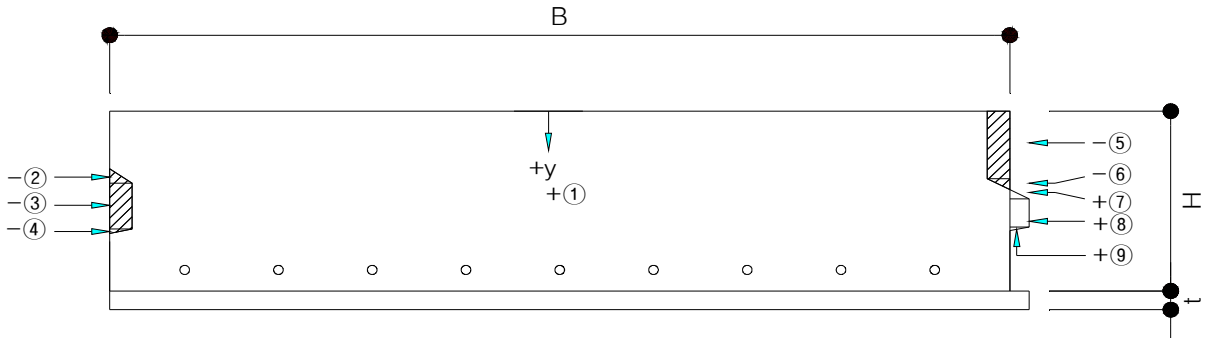
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	64.295	1.478	0.000		65.773	
LC-2	64.295	1.478	0.000	41.600	107.373	
MAX					107.373	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	320	319,840	160.0	51,174,400	25,600	8,533	34,133	10,917,205,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	208.3	-62,500	43,403	22	43,425	-13,027,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	247.0	-474,240	61,009	341	61,350	-117,792,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	281.0	-25,290	78,961	2	78,963	-7,106,670
⑤ □	-1	30.0	209	-6,270	104.5	-655,215	10,920	3,640	14,560	-91,293,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	214.0	-48,150	45,796	13	45,809	-10,306,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	232.7	39,321	54,134	9	54,143	9,150,195
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	256.5	260,091	65,792	127	65,919	66,841,866
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	277.7	18,048	77,099	1	77,100	5,011,511
Ap1	-12			-1,664	265.0	-441,066	70,225			-116,913,917
Ap2	-12			-1,664	215.0	-357,846	46,225			-76,968,317
합 계				308,954		49,427,553				10,564,799,658

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 308,954.20 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 49,427,553 / 308,954 = 159.98 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 159.98 - 320.00 = -160.02 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

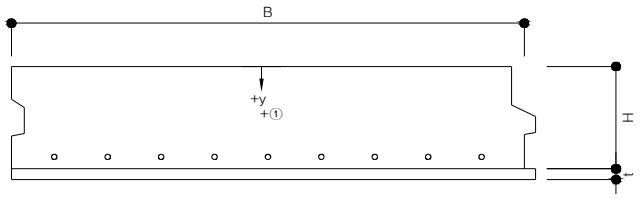
= 10,564,799,658 - 159.98 × 49,427,553 = 2,657,210,134 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{2,657,210,134}{159.98} =$ 16,609,283.3 ㎥

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{2,657,210,134}{-160.02} =$ -16,605,843.7 ㎥

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			308,954.20		49,427,553				10,564,799,658
Ap1	138.7	12	9,986.40	265.0	2,646,396	70,225	0	70,225	701,294,940
Ap2	138.7	12	9,986.40	215.0	2,147,076	46,225	0	46,225	461,621,340
합계		24	328,927.00		54,221,025				11,727,715,938

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 328,927.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 54,221,025 / 328,927 = 164.84 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 164.84 − 320.00 = −155.16 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (12 ×265.0 + 12 ×215.0)/24

= 164.84 − 240.00 = −75.16 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

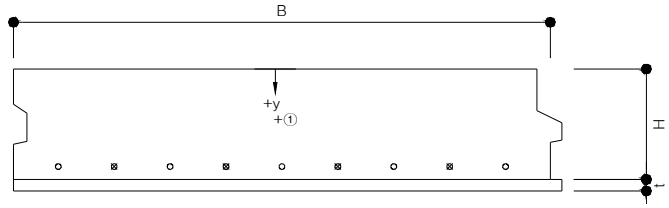
= 11,727,715,938 − 164.84 × 54,221,025 = 2,789,807,065 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{2,789,807,065}{164.84} = 16,924,115.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{2,789,807,065}{-75.16} = -37,119,290.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{2,789,807,065}{-155.16} = -17,980,441.1 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			308,954.20		49,427,553				10,564,799,658
Ap1	138.7	10	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
합계		18	323,933.80		53,064,267				11,456,959,668

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 323,933.80 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 53,064,267 / 323,934 = 163.81 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 163.81 − 320.00 = -156.19 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 ×265.0 + 8 ×215.0) / 18

= 163.81 − 242.78 = -78.97 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

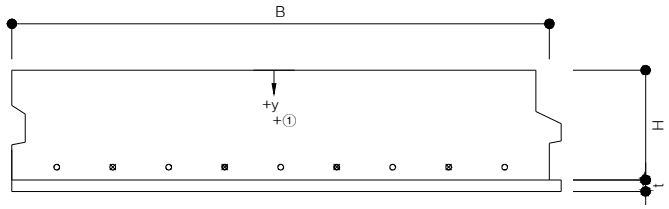
= 11,456,959,668 − 163.81 × 53,064,267 = 2,764,392,137 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{2,764,392,137}{163.81} = 16,875,387.2$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{2,764,392,137}{-78.97} = -35,007,502.5$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{2,764,392,137}{-156.19} = -17,699,140.9$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	6	215.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			308,954.20		49,427,553				10,564,799,658
Ap1	138.7	8	6,657.60	265.0	1,764,264	70,225	0	70,225	467,529,960
Ap2	138.7	6	4,993.20	215.0	1,073,538	46,225	0	46,225	230,810,670
합계		14	320,605.00		52,265,355				11,263,140,288

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 320,605.00 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 52,265,355 / 320,605 = 163.02 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 163.02 − 320.00 = -156.98 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 ×265.0+ 6 ×215.0) / 14

= 163.02 − 243.57 = -80.55 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 11,263,140,288 − 163.02 × 52,265,355 = 2,742,788,662 $㎜^4$

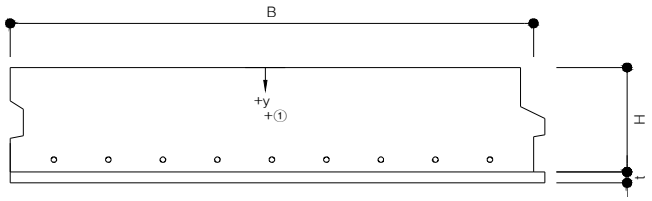
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{2,742,788,662}{163.02} = 16,824,754.4$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{2,742,788,662}{-80.55} = -34,050,587.8$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{2,742,788,662}{-156.98} = -17,472,331.1$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			308,954.20		49,427,553				10,564,799,658
Ap1	138.7	12	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	12	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
합계		24	325,598.20		53,422,113				11,533,896,558

N_c = 6.00

A_{vc1} = 325,598.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 53,422,113 / 325,598 = 164.07 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 164.07 − 320.00 = −155.93 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (12 ×265.0+12 ×215.0) / 24

= 164.07 − 240.00 = −75.93 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

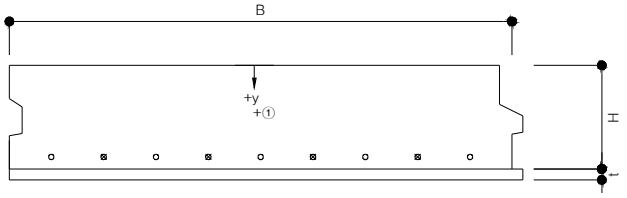
= 11,533,896,558 − 164.07 × 53,422,113 = 2,768,730,911 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{2,768,730,911}{164.07} = 16,874,918.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{2,768,730,911}{-75.93} = -36,466,049.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{2,768,730,911}{-155.93} = -17,756,668.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	8	215.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			308,954.20		49,427,553				10,564,799,658
Ap1	138.7	10	6,935.00	265.0	1,837,775	70,225	0	70,225	487,010,375
Ap2	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
합계		18	321,437.20		52,458,148				11,308,266,333

N_c = 6.00

A_{vb1} = 321,437.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 52,458,148 / 321,437 = 163.20 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 163.20 - 320.00 = -156.80 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (10 ×265.0+8 ×215.0) / 18

= 163.20 - 242.78 = -79.58 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

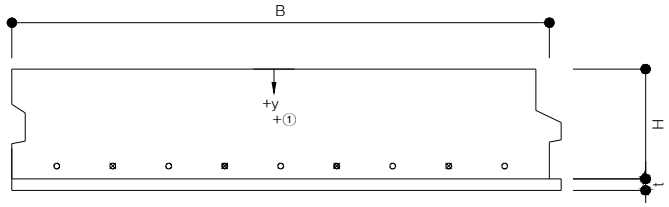
= 11,308,266,333 - 163.20 × 52,458,148 = 2,747,162,356 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{2,747,162,356}{163.20} = 16,833,232.0$ ㎜^{3}

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{2,747,162,356}{-79.58} = -34,521,183.5$ ㎜^{3}

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{2,747,162,356}{-156.80} = -17,520,028.0$ ㎜^{3}

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	6	215.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			308,954.20		49,427,553				10,564,799,658
Ap1	138.7	8	5,548.00	265.0	1,470,220	70,225	0	70,225	389,608,300
Ap2	138.7	6	4,161.00	215.0	894,615	46,225	0	46,225	192,342,225
합계		14	318,663.20		51,792,388				11,146,750,183

N_c = 6.00

A_{va1} = 318,663.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 51,792,388 / 318,663 = 162.53 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 162.53 - 320.00 = -157.47 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (8 ×265.0+6 ×215.0) / 14

= 162.53 - 243.57 = -81.04 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 11,146,750,183 - 162.53 × 51,792,388 = 2,728,923,918 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{2,728,923,918}{162.53} = 16,790,259.4$ ㎜^{3}

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{2,728,923,918}{-81.04} = -33,673,271.9$ ㎜^{3}

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{2,728,923,918}{-157.47} = -17,329,822.0$ ㎜^{3}

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	308,954.2	A_{vc1}'	328,927.0	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}'	164.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-75.2	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}'	-155.2	mm
I_{vc0}	2,657,210,133.7	I_{vc1}'	2,789,807,064.9	mm^4
Z_{tc0}	16,609,283.3	Z_{tc1}'	16,924,115.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-37,119,290.4	mm^3
Z_{bc0}	-16,605,843.7	Z_{bc1}'	-17,980,441.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	308,954.2	A_{vb1}'	323,933.8	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}'	163.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-79.0	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}'	-156.2	mm
I_{vb0}	2,657,210,133.7	I_{vb1}'	2,764,392,137.0	mm^4
Z_{tb0}	16,609,283.3	Z_{tb1}'	16,875,387.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-35,007,502.5	mm^3
Z_{bb0}	-16,605,843.7	Z_{bb1}'	-17,699,140.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	308,954.2	A_{va1}'	320,605.0	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}'	163.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-80.6	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}'	-157.0	mm
I_{va0}	2,657,210,133.7	I_{va1}'	2,742,788,661.8	mm^4
Z_{ta0}	16,609,283.3	Z_{ta1}'	16,824,754.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-34,050,587.8	mm^3
Z_{ba0}	-16,605,843.7	Z_{ba1}'	-17,472,331.1	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	308,954.2	A_{vc1}	325,598.2	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}	164.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-75.9	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}	-155.9	mm
I_{vc0}	2,657,210,133.7	I_{vc1}	2,768,730,911.4	mm^4
Z_{tc0}	16,609,283.3	Z_{tc1}	16,874,918.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-36,466,049.5	mm^3
Z_{bc0}	-16,605,843.7	Z_{bc1}	-17,756,668.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	308,954.2	A_{vb1}	321,437.2	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}	163.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-79.6	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}	-156.8	mm
I_{vb0}	2,657,210,133.7	I_{vb1}	2,747,162,355.5	mm^4
Z_{tb0}	16,609,283.3	Z_{tb1}	16,833,232.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-34,521,183.5	mm^3
Z_{bb0}	-16,605,843.7	Z_{bb1}	-17,520,028.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	308,954.2	A_{va1}	318,663.2	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}	162.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-81.0	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}	-157.5	mm
I_{va0}	2,657,210,133.7	I_{va1}	2,728,923,918.2	mm^4
Z_{ta0}	16,609,283.3	Z_{ta1}	16,790,259.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-33,673,271.9	mm^3
Z_{ba0}	-16,605,843.7	Z_{ba1}	-17,329,822.0	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.9995m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{270,680,354}{16,924,115} \times 1.000 = 15.986$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{270,680,354}{-37,119,290} \times 1.000 = -7.289$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{270,680,354}{-17,980,441} \times 1.000 = -15.047$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{270,680,354}{16,874,918} \times 1.000 = 16.032$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{270,680,354}{-36,466,049} \times 1.000 = -7.419$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{270,680,354}{-17,756,668} \times 1.000 = -15.236$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{6,223,575}{16,874,918} \times 1.000 = 0.369$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{6,223,575}{-36,466,049} \times 1.000 = -0.171$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{6,223,575}{-17,756,668} \times 1.000 = -0.350$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{16,874,918} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-36,466,049} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-17,756,668} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{175,136,000}{16,874,918} \times 1.000 = 10.373$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{175,136,000}{-36,466,049} \times 1.000 = -4.800$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{175,136,000}{-17,756,668} \times 1.000 = -9.858$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 24 \times (\frac{1}{328,927} + \frac{-75.16}{-37,119,290})$

$= 23.099$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -7.289$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (23.099 + -7.289)$

$= 15.810$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 15.810 = 113.741$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.171 + 0.000)
  = 0.171 MPa (압축)
- f_{cir} = 15.810 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 15.810 - 7 × 0.171
  = 188.526 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 113.741 - 0.05 × (45.500 + 188.526)
= 11.925 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 113.741 = 1,256.26 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 24 × 138.7 × 1,256.3
= 4,181.84 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,256.26 - 188.53 - 45.50 - 11.92
= 1,010.31 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,010.31}{1,256.26} = 0.804$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.804 × 4,181.84 = 3,363.12 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 4,181.84 × -75.16 / 1,000 = -314.298 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 3,363.12 × -75.93 / 1,000 = -255.349 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{4,181,836}{328,927} + \frac{-314,297,886}{16,924,115} = -5.857$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{4,181,836}{328,927} + \frac{-314,297,886}{-37,119,290} = 21.181$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{4,181,836}{328,927} + \frac{-314,297,886}{-17,980,441} = 30.194$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{3,363,116}{325,598} + \frac{-255,348,870}{16,874,918} = -4.803$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{3,363,116}{325,598} + \frac{-255,348,870}{-36,466,049} = 17.331$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{3,363,116}{325,598} + \frac{-255,348,870}{-17,756,668} = 24.709$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{137,553,396}{16,875,387} \times 1.000 = 8.147$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{137,553,396}{-35,007,502} \times 1.000 = -3.927$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{137,553,396}{-17,699,141} \times 1.000 = -7.768$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{137,553,396}{16,833,232} \times 1.000 = 8.167$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{137,553,396}{-34,521,184} \times 1.000 = -3.983$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{137,553,396}{-17,520,028} \times 1.000 = -7.847$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{3,162,674}{16,833,232} \times 1.000 = 0.188$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{3,162,674}{-34,521,184} \times 1.000 = -0.092$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{3,162,674}{-17,520,028} \times 1.000 = -0.180$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{16,833,232} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-34,521,184} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-17,520,028} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{89,000,000}{16,833,232} \times 1.000 = 5.285$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{89,000,000}{-34,521,184} \times 1.000 = -2.577$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{89,000,000}{-17,520,028} \times 1.000 = -5.077$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times \left(\frac{1}{323,934} + \frac{-78.97}{-35,007,502} \right)$

$= 18.274$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.927 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (18.274 + -3.927)$
  $=$ 14.347 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 14.347 =$ 103.213 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.092 + 0.000)$
  $=$ 0.092 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 14.347 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 14.347 - 7 \times 0.092$
  $=$ 171.519 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 103.213 - 0.05 \times (45.500 + 171.519)$
$=$ 13.828 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 103.213 =$ 1,266.79 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 18 \times 138.7 \times 1,266.8$
$=$ 3,162.66 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,266.79 - 171.52 - 45.50 - 13.83$
$=$ 1,035.94 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,035.94}{1,266.79} =$ 0.818

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.818 $\times$ 3,162.66 $=$ 2,586.33 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 3,162.66 \times -78.97 / 1,000 = -249.742$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2,586.33 \times -79.58 / 1,000 = -205.817$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{3,162,659}{323,934} + \frac{-249,741,618}{16,875,387} = -5.036$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{3,162,659}{323,934} + \frac{-249,741,618}{-35,007,502} = 16.897$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{3,162,659}{323,934} + \frac{-249,741,618}{-17,699,141} = 23.874$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,586,327}{321,437} + \frac{-205,817,408}{16,833,232} = -4.181$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,586,327}{321,437} + \frac{-205,817,408}{-34,521,184} = 14.008$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,586,327}{321,437} + \frac{-205,817,408}{-17,520,028} = 19.794$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{93,598,131}{16,824,754} \times 1.000 = 5.560$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{93,598,131}{-34,050,588} \times 1.000 = -2.747$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{93,598,131}{-17,472,331} \times 1.000 = -5.354$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{93,598,131}{16,790,259} \times 1.000 = 5.572$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{93,598,131}{-33,673,272} \times 1.000 = -2.778$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{93,598,131}{-17,329,822} \times 1.000 = -5.398$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{2,152,040}{16,790,259} \times 1.000 = 0.128$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{2,152,040}{-33,673,272} \times 1.000 = -0.064$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{2,152,040}{-17,329,822} \times 1.000 = -0.124$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{16,790,259} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-33,673,272} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-17,329,822} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{60,560,000}{16,790,259} \times 1.000 = 3.605$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{60,560,000}{-33,673,272} \times 1.000 = -1.798$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{60,560,000}{-17,329,822} \times 1.000 = -3.493$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times (\frac{1}{320,605} + \frac{-80.55}{-34,050,588})$

$= 14.591$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.747 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.591 + -2.747)$
  $=$ 11.843 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.843 =$ 85.204 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.064 + 0.000)$
  $=$ 0.064 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.843 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 11.843 - 7 \times 0.064$
  $=$ 141.673 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 85.204 - 0.05 \times (45.500 + 141.673)$
$=$ 17.121 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 85.204 =$ 1,284.80 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 14 \times 138.7 \times 1,284.8$
$=$ 2,494.82 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,284.80 - 141.67 - 45.50 - 17.12$
$=$ 1,080.50 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,080.50}{1,284.80} =$ 0.841

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.841 $\times$ 2,494.82 = 2,098.12 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2,494.82 \times -80.55 / 1,000 = -200.958$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 2,098.12 \times -81.04 / 1,000 = -170.034$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2,494,817}{320,605} + \frac{-200,958,492}{16,824,754} = -4.163$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2,494,817}{320,605} + \frac{-200,958,492}{-34,050,588} = 13.683$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2,494,817}{320,605} + \frac{-200,958,492}{-17,472,331} = 19.283$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{2,098,118}{318,663} + \frac{-170,034,102}{16,790,259} = -3.543$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{2,098,118}{318,663} + \frac{-170,034,102}{-33,673,272} = 11.634$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{2,098,118}{318,663} + \frac{-170,034,102}{-17,329,822} = 16.396$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,256.26	1,266.79	1,284.80
유효 긴장응력	1,010.31	1,035.94	1,080.50

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,010.3	1,035.9	1,080.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.857	30.194	-5.036	23.874	-4.163	19.283
풍도슬래브	15.986	-15.047	8.147	-7.768	5.560	-5.354

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.803	24.709	-4.181	19.794	-3.543	16.396
고정 하중	풍도슬래브	16.032	-15.236	8.167	-7.847	5.572	-5.398
	CIP 몰탈	0.369	-0.350	0.188	-0.180	0.128	-0.124
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.373	-9.858	5.285	-5.077	3.605	-3.493

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	10.128	15.147	3.111	16.106	1.398	13.929
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.230	9.473	3.987	11.946	2.029	10.997
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.598	9.123	4.175	11.766	2.157	10.873
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.598	9.123	4.175	11.766	2.157	10.873
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	21.971	-0.735	9.459	6.689	5.762	7.381
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 4,560,456.000 \quad \times \quad 16840 \quad) / (\quad 3328.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 115.354 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	332.119	1.6 ×(Σ작업하중)	280.077	612.196

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 612.196 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 240 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{3328.80}{999.5 \times 240.0} = 0.0139$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.014 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,316 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{3328.80 \times 1,316 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 103.1 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 3,328.80 \times 1,316 \times 240.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{18.27}{50}\right)$$

$$= 701 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 701 kN·m > 612.20 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 24.709)× 17,756,668 / 1.0E+06

= 517.86 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 701.18 kN·m

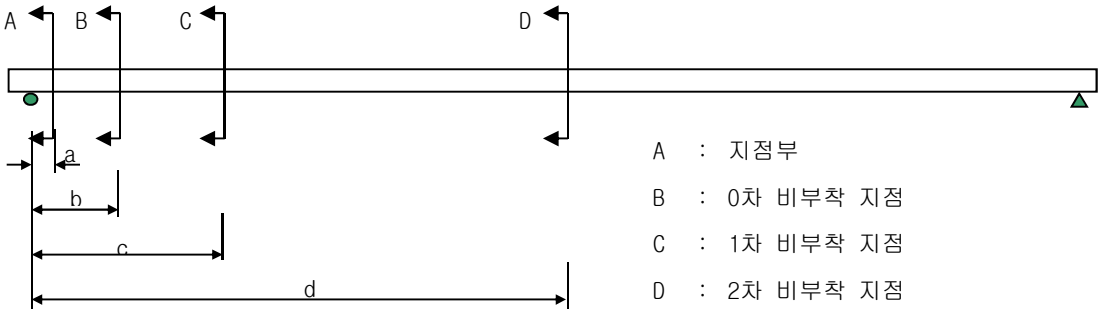
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 517.86 = 621.43 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	64.262	1.478	65.740	41.579	107.319
B	58.083	1.335	59.419	37.581	97.000
C	51.904	1.193	53.098	33.583	86.681
D	44.953	1.034	45.986	29.085	75.072
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	49.247	1.132	50.380	31.864	82.244
C	93.551	2.151	95.702	60.530	156.232
D	137.485	3.161	140.646	88.956	229.601
E	270.545	6.220	276.765	175.048	451.814

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	77.115	1.773	78.888	66.527	145.415
B	69.700	1.603	71.303	60.130	131.433
C	62.285	1.432	63.717	53.733	117.450
D	53.943	1.240	55.184	46.537	101.720
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	59.097	1.359	60.456	50.982	111.438
C	112.262	2.581	114.843	96.848	211.690
D	164.982	3.793	168.775	142.329	311.104
E	324.654	7.465	332.119	280.077	612.196

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	11.634	0.000	2,728,923,918	157.5	262.879
B	50.0	11.634	2.907	2,728,923,918	157.5	212.500
C	50.0	11.634	5.522	2,728,923,918	157.5	167.177
D	50.0	14.008	8.028	2,747,162,356	156.8	166.721
E	50.0	17.331	15.587	2,768,730,911	155.9	93.762

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	256.0	107.319	38.096	262.879	0.000	∞
B	50.0	1,000	256.0	97.000	34.432	212.500	29.194	438.091
C	50.0	1,000	256.0	86.681	30.769	167.177	55.458	269.899
D	50.0	1,000	256.0	75.072	26.649	166.721	81.502	220.048
E	50.0	1,000	256.0	0.000	0.000	93.762	160.382	90.464

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.584	999.5	256.0	0.00	1,030.101
B	50.0	6.584	999.5	256.0	0.00	1,030.101
C	50.0	6.584	999.5	256.0	0.00	1,030.101
D	50.0	8.046	999.5	256.0	0.00	1,142.328
E	50.0	10.329	999.5	256.0	0.00	1,317.567

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,030.101	1,030.101
B	438.091	1,030.101	438.091
C	269.899	1,030.101	269.899
D	220.048	1,142.328	220.048
E	90.464	1,317.567	90.464

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

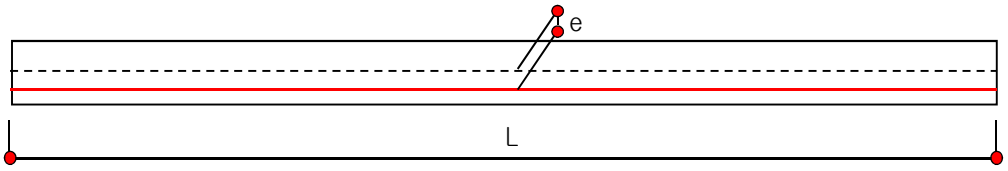
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	145.415	1,030.101	0.750	772.576	-627.16	0.188	전단보강 불필요
B	131.433	438.091	0.750	328.569	-197.14	0.400	전단보강 불필요
C	117.450	269.899	0.750	202.424	-84.97	0.580	전단보강 불필요
D	101.720	220.048	0.750	165.036	-63.32	0.616	전단보강 불필요
E	0.000	90.464	0.750	67.848	-67.85	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

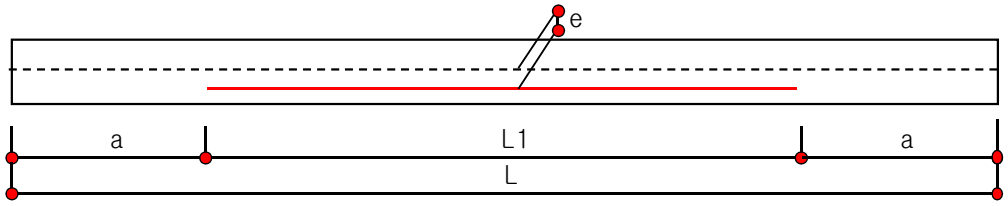
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{4{,}182 \times 75.9 \times 16.64^2}{8 \times 32{,}300 \times 2768730911} - \frac{1{,}019 \times 79.6 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 2768730911}$$

$$- \frac{668 \times 81.0 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 2768730911}$$

$$= 122.88 - 2.834 - 0.775 = 119.3 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (16,640 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	317.511	2,789,807,065	-119.27	
풍도슬래브 자중	270.680	2,789,807,065	99.42	
접합 몰탈	6.224	2,789,807,065	2.17	
격벽 하중(집중하중)	0.000	2,789,807,065	0.00	
합 계(고정하중)			-17.68	
작업하중 및 풍하중	175.136	2,789,807,065	61.09	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE3-5

(L= 16.840 m, B= 1.126 m, H= 0.320 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

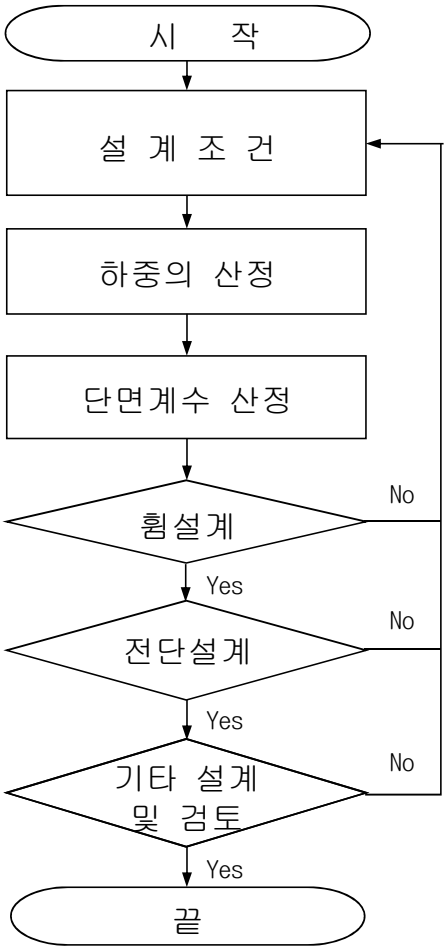
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 16.840 m

㉯ 계산지간 : 16.640 m

㉰ 폭 원 : 1.126 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.320 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 24 = 3,328.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

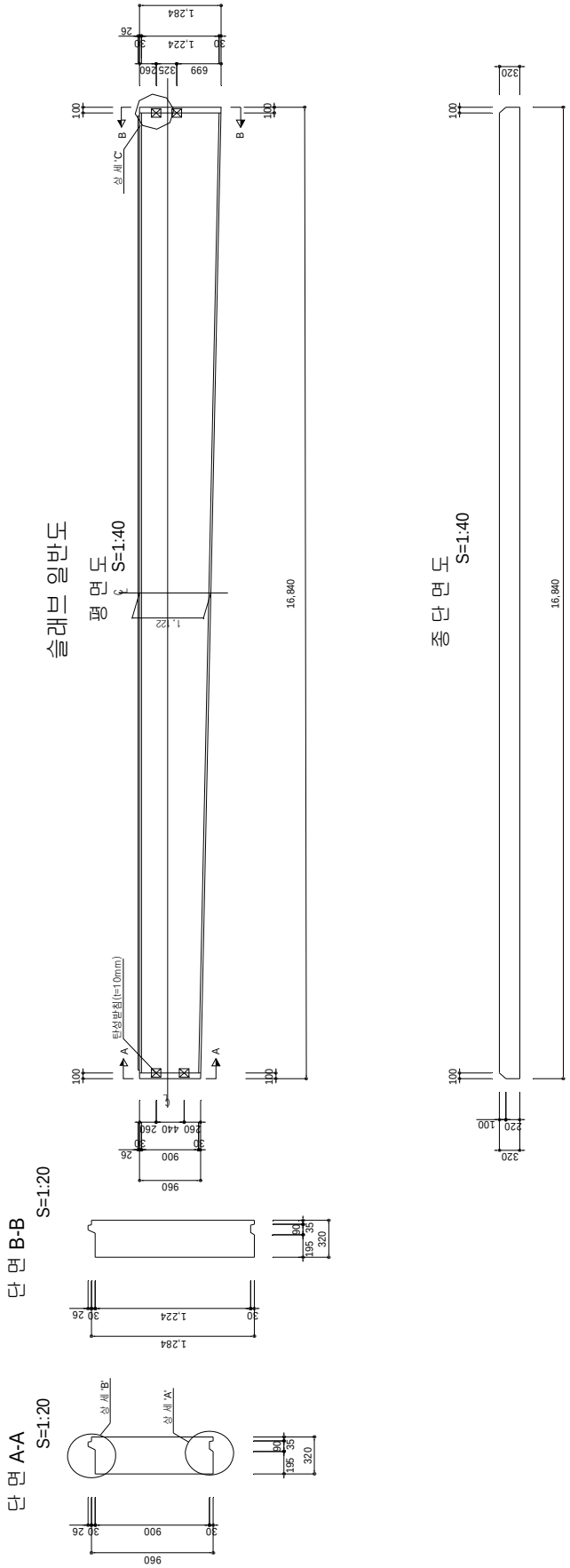
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.126m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

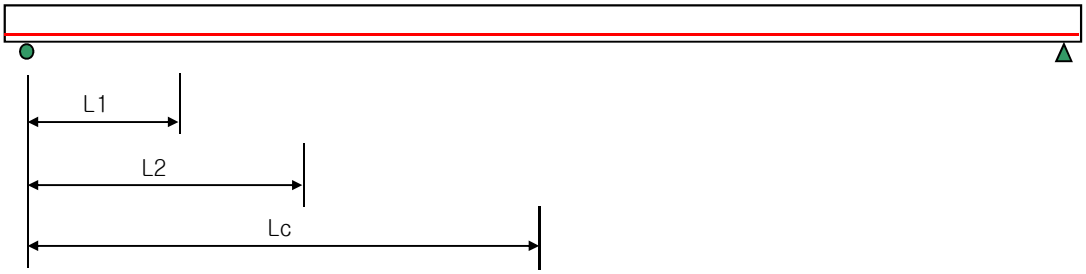
단 면 적 = 349,434 ㎟

하중계산 = 349,434 / 1.0E+06 × 25.00 = 8.736 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,126.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 7,557 ㎟

하중계산 = 7,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.178 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.126 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.126 = 5.630 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.126 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

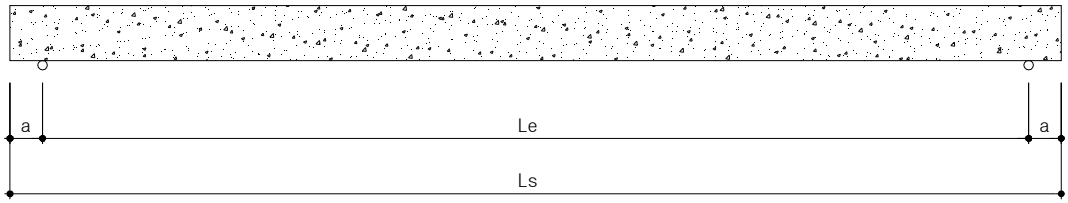
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	8.736	0.178	0.000	5.630	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.91
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.54
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	8.91
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	12.48
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.70
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	10.70
MAX						19.70

3.5 단면력 산정

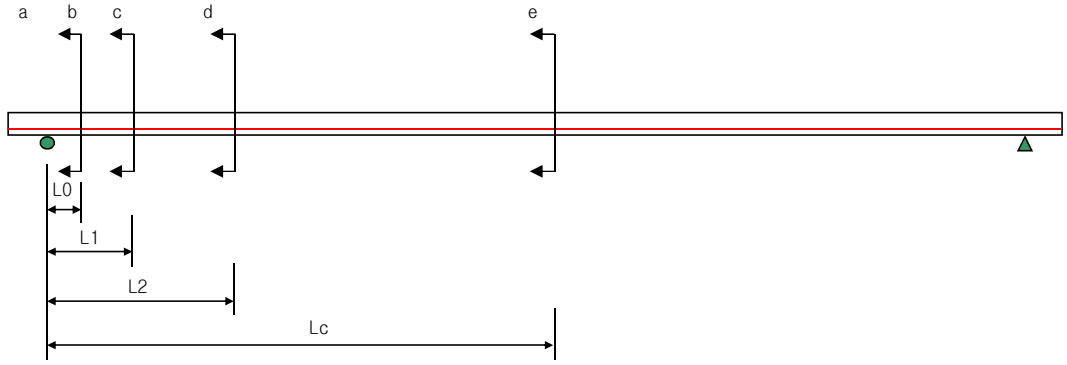
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 16.840 m
- 계산지간(Le) : 16.640 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 8.320 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2) : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (7.758 × 16.640)/ 2 = 64.549 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 7.758 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 49.467 kN-m

M_3 = 7.758 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 93.969 kN-m

M_4 = 7.758 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 138.098 kN-m

M_5 = 7.758 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 271.752 kN-m

③ 전단력

S_1 = 64.549 kN

S_2 = 64.549 - (7.758 × 0.800) = 58.342 kN

S_3 = 64.549 - (7.758 × 1.600) = 52.136 kN

S_4 = 64.549 - (7.758 × 2.500) = 45.153 kN

S_5 = 64.549 - (7.758 × 8.320) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.158 × 16.640)/ 2 = 1.312 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.158 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 1.006 kN-m

M_3 = 0.158 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 1.910 kN-m

M_4 = 0.158 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 2.807 kN-m

M_5 = 0.158 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 5.524 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.312 kN

S_2 = 1.312 - (0.158 × 0.800) = 1.186 kN

S_3 = 1.312 - (0.158 × 1.600) = 1.060 kN

S_4 = 1.312 - (0.158 × 2.500) = 0.918 kN

S_5 = 1.312 - (0.158 × 8.320) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 8.320 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 16.640)/ 2 = 41.600 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 31.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 60.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 89.000 kN-m

M_5 = 5.000 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 175.136 kN-m

③ 전단력

S_1 = 41.600 kN

S_2 = 41.600 - (5.000 × 0.800) = 37.600 kN

S_3 = 41.600 - (5.000 × 1.600) = 33.600 kN

S_4 = 41.600 - (5.000 × 2.500) = 29.100 kN

S_5 = 41.600 - (5.000 × 8.320) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	49.467	1.006	0.000	31.880	82.353	0차비부착부
	c	93.969	1.910	0.000	60.560	156.439	1차비부착부
	d	138.098	2.807	0.000	89.000	229.905	2차비부착부
	e	271.752	5.524	0.000	175.136	452.412	중앙부
전단력 (KN/m)	a	64.549	1.312	0.000	41.600	107.461	지점부(전단검토)
	b	58.342	1.186	0.000	37.600	97.129	0차비부착부
	c	52.136	1.060	0.000	33.600	86.796	1차비부착부
	d	45.153	0.918	0.000	29.100	75.171	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

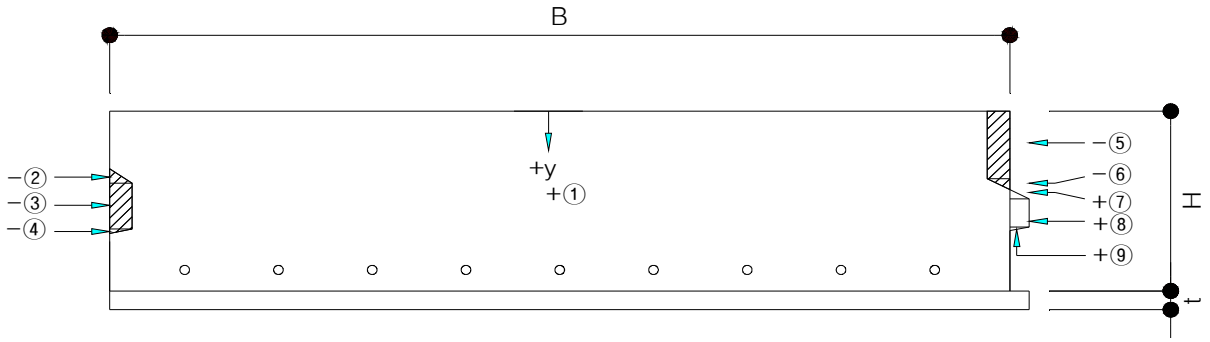
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	64.549	1.312	0.000		65.861	
LC-2	64.549	1.312	0.000	41.600	107.461	
MAX					107.461	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1126	320	360,320	160.0	57,651,200	25,600	8,533	34,133	12,298,922,667
② ▽	-1	30.0	20	-300	208.3	-62,500	43,403	22	43,425	-13,027,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	247.0	-474,240	61,009	341	61,350	-117,792,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	281.0	-25,290	78,961	2	78,963	-7,106,670
⑤ □	-1	30.0	209	-6,270	104.5	-655,215	10,920	3,640	14,560	-91,293,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	214.0	-48,150	45,796	13	45,809	-10,306,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	232.7	39,321	54,134	9	54,143	9,150,195
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	256.5	260,091	65,792	127	65,919	66,841,866
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	277.7	18,048	77,099	1	77,100	5,011,511
Ap1	-12			-1,664	265.0	-441,066	70,225			-116,913,917
Ap2	-12			-1,664	215.0	-357,846	46,225			-76,968,317
합 계				349,434		55,904,353				11,946,516,992

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 349,434.20 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 55,904,353 / 349,434 = 159.99 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 159.99 - 320.00 = -160.01 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

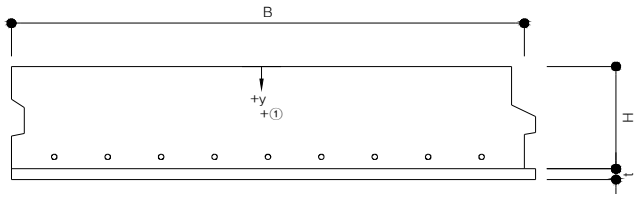
= 11,946,516,992 - 159.99 × 55,904,353 = 3,002,639,477 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{3,002,639,477}{159.99}$ = 18,768,215.1 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{3,002,639,477}{-160.01}$ = -18,764,778.7 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			349,434.20		55,904,353				11,946,516,992
Ap1	138.7	12	9,986.40	265.0	2,646,396	70,225	0	70,225	701,294,940
Ap2	138.7	12	9,986.40	215.0	2,147,076	46,225	0	46,225	461,621,340
합계		24	369,407.00		60,697,825				13,109,433,272

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 369,407.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 60,697,825 / 369,407 = 164.31 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 164.31 − 320.00 = −155.69 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (12 ×265.0 + 12 ×215.0)/24

= 164.31 − 240.00 = −75.69 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

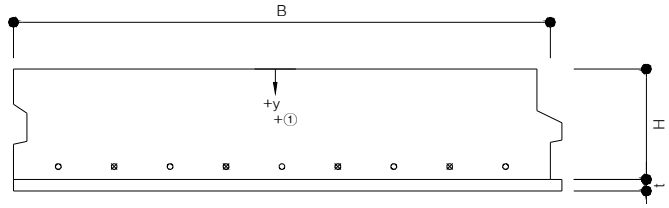
= 13,109,433,272 − 164.31 × 60,697,825 = 3,136,081,495 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{3,136,081,495}{164.31} = 19,086,193.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{3,136,081,495}{-75.69} = -41,434,065.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{3,136,081,495}{-155.69} = -20,143,310.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	10	215.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			349,434.20		55,904,353				11,946,516,992
Ap1	138.7	10	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	10	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
합계		20	366,078.20		59,898,913				12,915,613,892

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 366,078.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 59,898,913 / 366,078 = 163.62 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 163.62 − 320.00 = -156.38 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 ×265.0 + 10 ×215.0) / 20

= 163.62 − 240.00 = -76.38 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

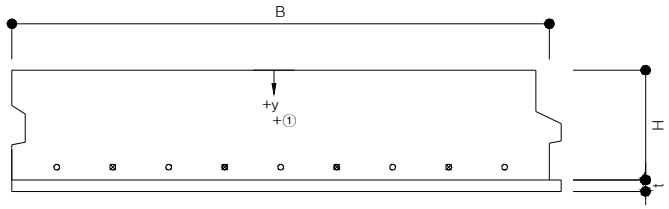
= 12,915,613,892 − 163.62 × 59,898,913 = 3,114,757,740 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{3,114,757,740}{163.62} = 19,036,153.6$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{3,114,757,740}{-76.38} = -40,781,502.9$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{3,114,757,740}{-156.38} = -19,918,294.7$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	215.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			349,434.20		55,904,353				11,946,516,992
Ap1	138.7	8	6,657.60	265.0	1,764,264	70,225	0	70,225	467,529,960
Ap2	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
합계		16	362,749.40		59,100,001				12,721,794,512

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 362,749.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 59,100,001 / 362,749 = 162.92 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 162.92 − 320.00 = -157.08 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 ×265.0+ 8 ×215.0) / 16

= 162.92 − 240.00 = -77.08 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 12,721,794,512 − 162.92 × 59,100,001 = 3,093,080,810 ㎜^{4}

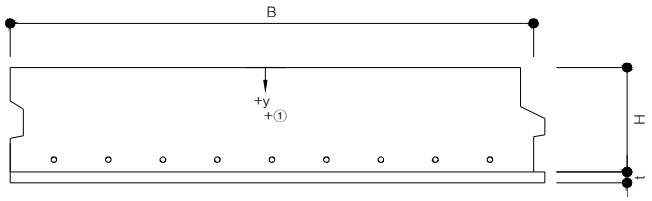
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{3,093,080,810}{162.92} = 18,984,994.7$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{3,093,080,810}{-77.08} = -40,129,435.9$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{3,093,080,810}{-157.08} = -19,691,418.2$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			349,434.20		55,904,353				11,946,516,992
Ap1	138.7	12	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	12	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
합계		24	366,078.20		59,898,913				12,915,613,892

N_c = 6.00

A_{vc1} = 366,078.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 59,898,913 / 366,078 = 163.62 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 163.62 − 320.00 = −156.38 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (12 \times 265.0 + 12 \times 215.0) / 24$

= 163.62 − 240.00 = −76.38 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

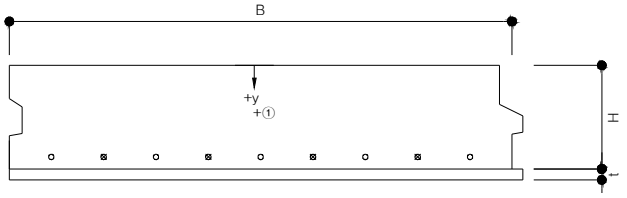
= 12,915,613,892 − 163.62 × 59,898,913 = 3,114,757,740 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{3,114,757,740}{163.62} = 19,036,153.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{3,114,757,740}{-76.38} = -40,781,502.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{3,114,757,740}{-156.38} = -19,918,294.7 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	10	215.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			349,434.20		55,904,353				11,946,516,992
Ap1	138.7	10	6,935.00	265.0	1,837,775	70,225	0	70,225	487,010,375
Ap2	138.7	10	6,935.00	215.0	1,491,025	46,225	0	46,225	320,570,375
합계		20	363,304.20		59,233,153				12,754,097,742

N_c = 6.00

A_{vb1} = 363,304.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 59,233,153 / 363,304 = 163.04 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 163.04 − 320.00 = -156.96 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×265.0+10 ×215.0) / 20

= 163.04 − 240.00 = -76.96 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

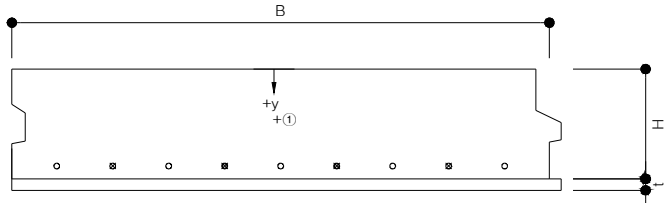
= 12,754,097,742 − 163.04 × 59,233,153 = 3,096,718,569 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{3,096,718,569}{163.04} =$ 18,993,600.8 ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{3,096,718,569}{-76.96} =$ -40,238,079.3 ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{3,096,718,569}{-156.96} =$ -19,729,361.2 ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	215.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			349,434.20		55,904,353				11,946,516,992
Ap1	138.7	8	5,548.00	265.0	1,470,220	70,225	0	70,225	389,608,300
Ap2	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
합계		16	360,530.20		58,567,393				12,592,581,592

N_c = 6.00

A_{va1} = 360,530.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 58,567,393 / 360,530 = 162.45 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 162.45 − 320.00 = -157.55 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×265.0+8 ×215.0) / 16

= 162.45 − 240.00 = -77.55 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 12,592,581,592 − 162.45 × 58,567,393 = 3,078,428,484 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{3,078,428,484}{162.45} =$ 18,950,244.8 ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{3,078,428,484}{-77.55} =$ -39,694,999.7 ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{3,078,428,484}{-157.55} =$ -19,539,120.8 ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	349,434.2	A_{vc1}'	369,407.0	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}'	164.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-75.7	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}'	-155.7	mm
I_{vc0}	3,002,639,476.8	I_{vc1}'	3,136,081,495.2	mm^4
Z_{tc0}	18,768,215.1	Z_{tc1}'	19,086,193.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-41,434,065.3	mm^3
Z_{bc0}	-18,764,778.7	Z_{bc1}'	-20,143,310.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	349,434.2	A_{vb1}'	366,078.2	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}'	163.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-76.4	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}'	-156.4	mm
I_{vb0}	3,002,639,476.8	I_{vb1}'	3,114,757,739.8	mm^4
Z_{tb0}	18,768,215.1	Z_{tb1}'	19,036,153.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-40,781,502.9	mm^3
Z_{bb0}	-18,764,778.7	Z_{bb1}'	-19,918,294.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	349,434.2	A_{va1}'	362,749.4	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}'	162.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-77.1	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}'	-157.1	mm
I_{va0}	3,002,639,476.8	I_{va1}'	3,093,080,809.8	mm^4
Z_{ta0}	18,768,215.1	Z_{ta1}'	18,984,994.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-40,129,435.9	mm^3
Z_{ba0}	-18,764,778.7	Z_{ba1}'	-19,691,418.2	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	349,434.2	A_{vc1}	366,078.2	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}	163.6	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-76.4	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}	-156.4	mm
I_{vc0}	3,002,639,476.8	I_{vc1}	3,114,757,739.8	mm^4
Z_{tc0}	18,768,215.1	Z_{tc1}	19,036,153.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-40,781,502.9	mm^3
Z_{bc0}	-18,764,778.7	Z_{bc1}	-19,918,294.7	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	349,434.2	A_{vb1}	363,304.2	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}	163.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-77.0	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}	-157.0	mm
I_{vb0}	3,002,639,476.8	I_{vb1}	3,096,718,569.4	mm^4
Z_{tb0}	18,768,215.1	Z_{tb1}	18,993,600.8	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-40,238,079.3	mm^3
Z_{bb0}	-18,764,778.7	Z_{bb1}	-19,729,361.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	349,434.2	A_{va1}	360,530.2	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}	162.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-77.6	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}	-157.6	mm
I_{va0}	3,002,639,476.8	I_{va1}	3,078,428,483.9	mm^4
Z_{ta0}	18,768,215.1	Z_{ta1}	18,950,244.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-39,694,999.7	mm^3
Z_{ba0}	-18,764,778.7	Z_{ba1}	-19,539,120.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.126m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{271,751,812}{19,086,194} \times 1.126 = 16.032$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{271,751,812}{-41,434,065} \times 1.126 = -7.385$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{271,751,812}{-20,143,311} \times 1.126 = -15.191$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{271,751,812}{19,036,154} \times 1.126 = 16.074$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{271,751,812}{-40,781,503} \times 1.126 = -7.503$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{271,751,812}{-19,918,295} \times 1.126 = -15.362$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{5,524,390}{19,036,154} \times 1.126 = 0.327$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{5,524,390}{-40,781,503} \times 1.126 = -0.153$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{5,524,390}{-19,918,295} \times 1.126 = -0.312$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{19,036,154} \times 1.126 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-40,781,503} \times 1.126 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-19,918,295} \times 1.126 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{175,136,000}{19,036,154} \times 1.126 = 10.359$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{175,136,000}{-40,781,503} \times 1.126 = -4.836$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{175,136,000}{-19,918,295} \times 1.126 = -9.901$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 24 \times \left(\frac{1}{369,407} + \frac{-75.69}{-41,434,065}\right)$

$= 20.676$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -7.385$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (20.676 + -7.385)$

$= 13.291$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.291 = 95.619$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.153 + 0.000)
  = 0.153 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.291 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.291 - 7 × 0.153
  = 158.424 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 95.619 - 0.05 × (45.500 + 158.424)
= 15.242 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 95.619 = 1,274.38 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 24 × 138.7 × 1,274.4
= 4,242.16 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,274.38 - 158.42 - 45.50 - 15.24
= 1,055.22 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,055.22}{1,274.38} = 0.828$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.828 × 4,242.16 = 3,512.60 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 4,242.16 × -75.69 / 1,000 = -321.083 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 3,512.60 × -76.38 / 1,000 = -268.281 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{4,242,161}{369,407} + \frac{-321,082,727}{19,086,194} =$ -5.339 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{4,242,161}{369,407} + \frac{-321,082,727}{-41,434,065} =$ 19.233 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{4,242,161}{369,407} + \frac{-321,082,727}{-20,143,311} =$ 27.424 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{3,512,601}{366,078} + \frac{-268,281,003}{19,036,154} =$ -4.498 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{3,512,601}{366,078} + \frac{-268,281,003}{-40,781,503} =$ 16.174 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{3,512,601}{366,078} + \frac{-268,281,003}{-19,918,295} =$ 23.064 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{138,097,885}{19,036,154} \times 1.126 =$ 8.169 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{138,097,885}{-40,781,503} \times 1.126 =$ -3.813 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{138,097,885}{-19,918,295} \times 1.126 =$ -7.807 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{138,097,885}{18,993,601} \times 1.126 =$ 8.187 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{138,097,885}{-40,238,079} \times 1.126 =$ -3.864 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{138,097,885}{-19,729,361} \times 1.126 =$ -7.882 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,807,365}{18,993,601} \times 1.126 = 0.166$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,807,365}{-40,238,079} \times 1.126 = -0.079$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,807,365}{-19,729,361} \times 1.126 = -0.160$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{18,993,601} \times 1.126 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-40,238,079} \times 1.126 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-19,729,361} \times 1.126 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{89,000,000}{18,993,601} \times 1.126 = 5.276$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{89,000,000}{-40,238,079} \times 1.126 = -2.491$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{89,000,000}{-19,729,361} \times 1.126 = -5.079$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 20 \times \left(\frac{1}{366,078} + \frac{-76.38}{-40,781,503} \right)$

$= 17.499$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.813 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.499 + -3.813)$
  $=$ 13.686 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.686 =$ 98.459 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.079 + 0.000)$
  $=$ 0.079 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 13.686 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 13.686 - 7 \times 0.079$
  $=$ 163.680 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 98.459 - 0.05 \times (45.500 + 163.680)$
$=$ 14.695 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 98.459 =$ 1,271.54 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 20 \times 138.7 \times 1,271.5$
$=$ 3,527.25 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,271.54 - 163.68 - 45.50 - 14.70$
$=$ 1,047.67 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,047.67}{1,271.54} =$ 0.824

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.824 $\times$ 3,527.25 $=$ 2,906.22 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 3,527.25 \times -76.38 / 1,000 = -269.400$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2,906.22 \times -76.96 / 1,000 = -223.663$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{3,527,254}{366,078} + \frac{-269,400,128}{19,036,154} = -4.517$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{3,527,254}{366,078} + \frac{-269,400,128}{-40,781,503} = 16.241$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{3,527,254}{366,078} + \frac{-269,400,128}{-19,918,295} = 23.161$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,906,225}{363,304} + \frac{-223,662,749}{18,993,601} = -3.776$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,906,225}{363,304} + \frac{-223,662,749}{-40,238,079} = 13.558$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,906,225}{363,304} + \frac{-223,662,749}{-19,729,361} = 19.336$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{93,968,629}{18,984,995} \times 1.126 = 5.573$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{93,968,629}{-40,129,436} \times 1.126 = -2.637$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{93,968,629}{-19,691,418} \times 1.126 = -5.373$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{93,968,629}{18,950,245} \times 1.126 = 5.583$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{93,968,629}{-39,695,000} \times 1.126 = -2.666$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{93,968,629}{-19,539,121} \times 1.126 = -5.415$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{1,910,270}{18,950,245} \times 1.126 = 0.114$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{1,910,270}{-39,695,000} \times 1.126 = -0.054$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{1,910,270}{-19,539,121} \times 1.126 = -0.110$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{18,950,245} \times 1.126 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-39,695,000} \times 1.126 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-19,539,121} \times 1.126 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{60,560,000}{18,950,245} \times 1.126 = 3.598$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{60,560,000}{-39,695,000} \times 1.126 = -1.718$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{60,560,000}{-19,539,121} \times 1.126 = -3.490$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times (\frac{1}{362,749} + \frac{-77.08}{-40,129,436})$

$= 14.221$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.637 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.221 + -2.637)$
  $=$ 11.584 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.584 =$ 83.339 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.054 + 0.000)$
  $=$ 0.054 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.584 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 11.584 - 7 \times 0.054$
  $=$ 138.631 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 83.339 - 0.05 \times (45.500 + 138.631)$
$=$ 17.460 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 83.339 =$ 1,286.66 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 16 \times 138.7 \times 1,286.7$
$=$ 2,855.36 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,286.66 - 138.63 - 45.50 - 17.46$
$=$ 1,085.07 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,085.07}{1,286.66} =$ 0.843

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.843 $\times$ 2,855.36 $=$ 2,407.99 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2,855.36 \times -77.08 / 1,000 = -220.084$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 2,407.99 \times -77.55 / 1,000 = -186.744$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2,855,357}{362,749} + \frac{-220,084,089}{18,984,995} = -3.721$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2,855,357}{362,749} + \frac{-220,084,089}{-40,129,436} = 13.356$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2,855,357}{362,749} + \frac{-220,084,089}{-19,691,418} = 19.048$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{2,407,988}{360,530} + \frac{-186,744,378}{18,950,245} = -3.175$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{2,407,988}{360,530} + \frac{-186,744,378}{-39,695,000} = 11.383$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{2,407,988}{360,530} + \frac{-186,744,378}{-19,539,121} = 16.236$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,274.38	1,271.54	1,286.66
유효 긴장응력	1,055.22	1,047.67	1,085.07

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,055.2	1,047.7	1,085.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.339	27.424	-4.517	23.161	-3.721	19.048
풍도슬래브	16.032	-15.191	8.169	-7.807	5.573	-5.373

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.498	23.064	-3.776	19.336	-3.175	16.236
고정 하중	풍도슬래브	16.074	-15.362	8.187	-7.882	5.583	-5.415
	CIP 몰탈	0.327	-0.312	0.166	-0.160	0.114	-0.110
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.359	-9.901	5.276	-5.079	3.598	-3.490

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	10.693	12.233	3.652	15.354	1.852	13.675
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.576	7.702	4.411	11.454	2.408	10.821
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.903	7.390	4.577	11.294	2.522	10.711
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.903	7.390	4.577	11.294	2.522	10.711
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	22.262	-2.511	9.853	6.215	6.120	7.221
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 4,560,456.000 \quad \times \quad 16840 \quad) / (\quad 3328.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 115.354 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	374.656	1.6 ×(Σ작업하중)	315.525	690.181

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 690.181 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 240 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1126 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{3328.80}{1126.0 \times 240.0} = 0.0123$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

$$= 1{,}380 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{3328.80 \times 1{,}380 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1126}$$

$$= 96.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 3{,}328.80 \times 1{,}380 \times 240.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.99}{50}\right)$$

$$= 749 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 749 kN·m > 690.18 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 23.064)× 19,918,295 / 1.0E+06

= 548.13 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 748.98 kN·m

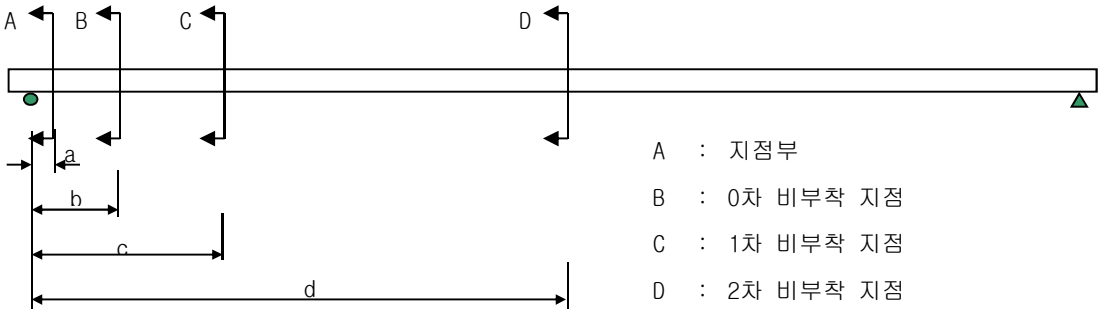
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 548.13 = 657.76 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	72.682	1.478	74.160	46.842	121.001
B	65.694	1.335	67.029	42.338	109.367
C	58.705	1.193	59.898	37.834	97.732
D	50.843	1.034	51.876	32.767	84.643
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	55.700	1.132	56.832	35.897	92.729
C	105.809	2.151	107.960	68.191	176.150
D	155.498	3.161	158.659	100.214	258.873
E	305.993	6.220	312.213	197.203	509.416

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	87.219	1.773	88.992	74.947	163.938
B	78.832	1.603	80.435	67.740	148.175
C	70.446	1.432	71.878	60.534	132.412
D	61.011	1.240	62.251	52.427	114.678
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	66.840	1.359	68.199	57.435	125.634
C	126.970	2.581	129.552	109.105	238.656
D	186.598	3.793	190.391	160.342	350.734
E	367.191	7.465	374.656	315.525	690.181

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	11.383	0.000	3,078,428,484	157.6	291.505
B	50.0	11.383	2.909	3,078,428,484	157.6	234.673
C	50.0	11.383	5.525	3,078,428,484	157.6	183.545
D	50.0	13.558	8.042	3,096,718,569	157.0	178.583
E	50.0	16.174	15.675	3,114,757,740	156.4	80.362

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,126	256.0	121.001	42.937	291.505	0.000	∞
B	50.0	1,126	256.0	109.367	38.808	234.673	32.905	488.059
C	50.0	1,126	256.0	97.732	34.680	183.545	62.506	301.481
D	50.0	1,126	256.0	84.643	30.035	178.583	91.860	244.947
E	50.0	1,126	256.0	0.000	0.000	80.362	180.764	101.914

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.679	1,126.0	256.0	0.00	1,168.681
B	50.0	6.679	1,126.0	256.0	0.00	1,168.681
C	50.0	6.679	1,126.0	256.0	0.00	1,168.681
D	50.0	7.999	1,126.0	256.0	0.00	1,282.865
E	50.0	9.595	1,126.0	256.0	0.00	1,420.865

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,168.681	1,168.681
B	488.059	1,168.681	488.059
C	301.481	1,168.681	301.481
D	244.947	1,282.865	244.947
E	101.914	1,420.865	101.914

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

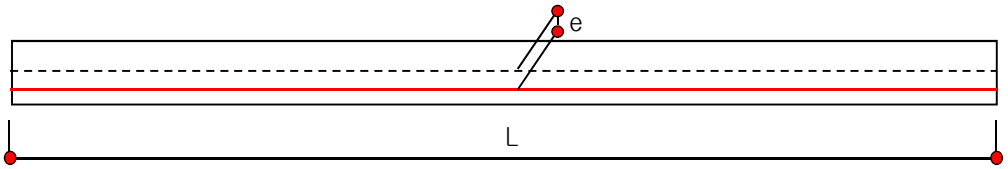
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	163.938	1,168.681	0.750	876.510	-712.57	0.187	전단보강 불필요
B	148.175	488.059	0.750	366.044	-217.87	0.405	전단보강 불필요
C	132.412	301.481	0.750	226.110	-93.70	0.586	전단보강 불필요
D	114.678	244.947	0.750	183.711	-69.03	0.624	전단보강 불필요
E	0.000	101.914	0.750	76.435	-76.44	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

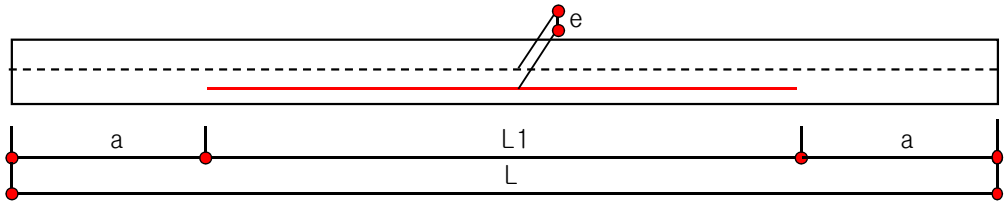
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{4{,}242 \times 76.4 \times 16.64^2}{8 \times 32{,}300 \times 3114757740} - \frac{715 \times 77.0 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 3114757740}$$

$$- \frac{672 \times 77.6 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 3114757740}$$

$$= 111.46 - 1.709 - 0.663 = 109.1 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (16,640 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	324.002	3,136,081,495	-109.09	
풍도슬래브 자중	271.752	3,136,081,495	100.03	
접합 몰탈	5.524	3,136,081,495	1.93	
격벽 하중(집중하중)	0.000	3,136,081,495	0.00	
합 계(고정하중)			-7.13	
작업하중 및 풍하중	175.136	3,136,081,495	61.22	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE3'

(L= 16.960 m, B= 1.000 m, H= 0.320 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

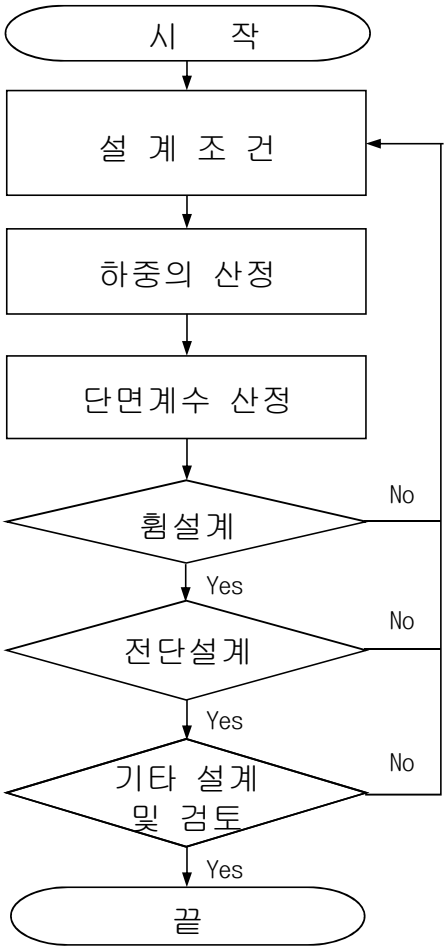
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 16.960 m

㉯ 계산지간 : 16.760 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.320 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 24 = 3,328.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

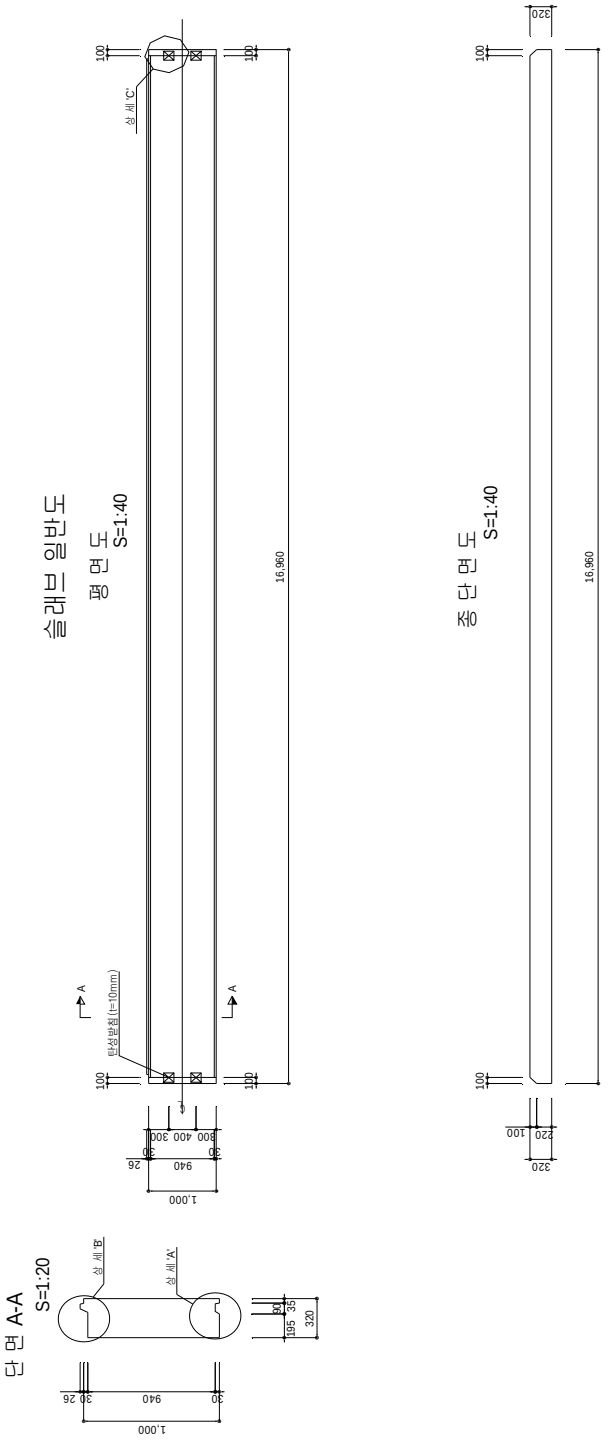
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

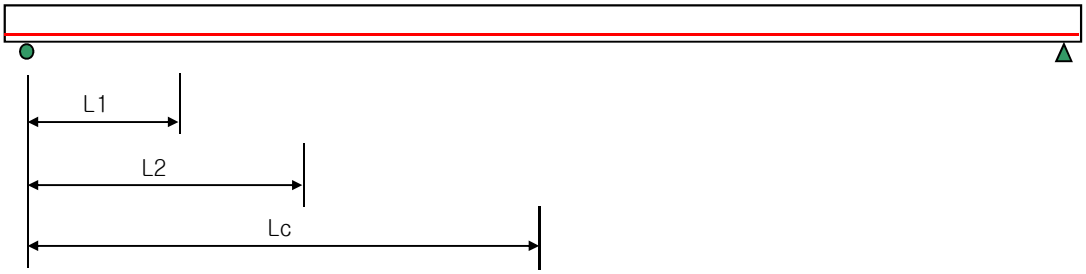
단 면 적 = 309,114 ㎟

하중계산 = 309,114 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.728 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 6,657 ㎟

하중계산 = 6,657 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.156 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

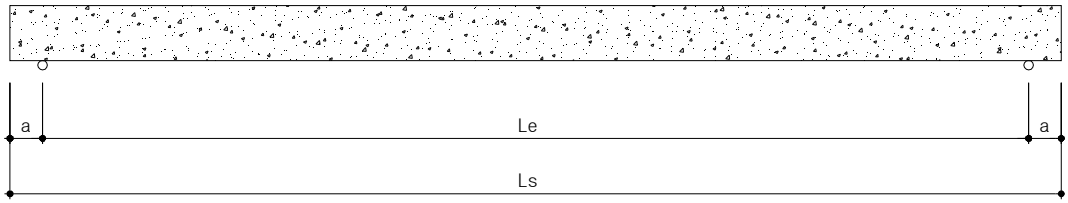
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.728	0.156	0.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.88
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.88
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.88
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	11.04
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.46
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.46
MAX						17.46

3.5 단면력 산정

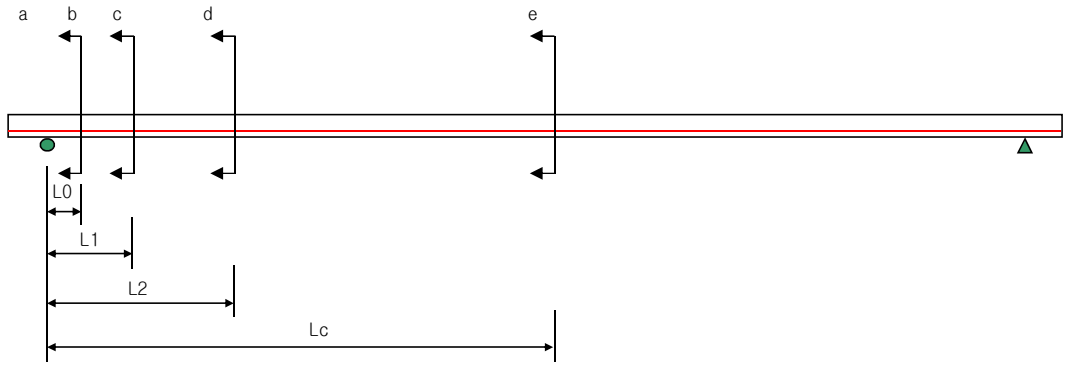
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 16.960 m
- 계산지간(Le) : 16.760 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 8.380 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (7.728 × 16.760)/ 2 = 64.759 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 7.728 × 0.800 / 2 × (16.860 - 0.800) = 49.644 kN-m

M_3 = 7.728 × 1.600 / 2 × (16.860 - 1.600) = 94.342 kN-m

M_4 = 7.728 × 2.500 / 2 × (16.860 - 2.500) = 138.715 kN-m

M_5 = 7.728 × 8.380 / 2 × (16.860 - 8.380) = 274.580 kN-m

③ 전단력

S_1 = 64.759 kN

S_2 = 64.759 - (7.728 × 0.800) = 58.577 kN

S_3 = 64.759 - (7.728 × 1.600) = 52.395 kN

S_4 = 64.759 - (7.728 × 2.500) = 45.440 kN

S_5 = 64.759 - (7.728 × 8.380) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.156 × 16.760)/ 2 = 1.311 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.156 × 0.800 / 2 × (16.860 - 0.800) = 1.005 kN-m

M_3 = 0.156 × 1.600 / 2 × (16.860 - 1.600) = 1.910 kN-m

M_4 = 0.156 × 2.500 / 2 × (16.860 - 2.500) = 2.808 kN-m

M_5 = 0.156 × 8.380 / 2 × (16.860 - 8.380) = 5.558 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.311 kN

S_2 = 1.311 - (0.156 × 0.800) = 1.186 kN

S_3 = 1.311 - (0.156 × 1.600) = 1.061 kN

S_4 = 1.311 - (0.156 × 2.500) = 0.920 kN

S_5 = 1.311 - (0.156 × 8.380) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 8.380 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 16.760)/ 2 = 41.900 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (16.860 - 0.800) = 32.120 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (16.860 - 1.600) = 61.040 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (16.860 - 2.500) = 89.750 kN-m

M_5 = 5.000 × 8.380 / 2 × (16.860 - 8.380) = 177.656 kN-m

③ 전단력

S_1 = 41.900 kN

S_2 = 41.900 - (5.000 × 0.800) = 37.900 kN

S_3 = 41.900 - (5.000 × 1.600) = 33.900 kN

S_4 = 41.900 - (5.000 × 2.500) = 29.400 kN

S_5 = 41.900 - (5.000 × 8.380) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	49.644	1.005	0.000	32.120	82.769	0차비부착부
	c	94.342	1.910	0.000	61.040	157.291	1차비부착부
	d	138.715	2.808	0.000	89.750	231.273	2차비부착부
	e	274.580	5.558	0.000	177.656	457.794	중앙부
전단력 (KN/m)	a	64.759	1.311	0.000	41.900	107.970	지점부(전단검토)
	b	58.577	1.186	0.000	37.900	97.663	0차비부착부
	c	52.395	1.061	0.000	33.900	87.356	1차비부착부
	d	45.440	0.920	0.000	29.400	75.760	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

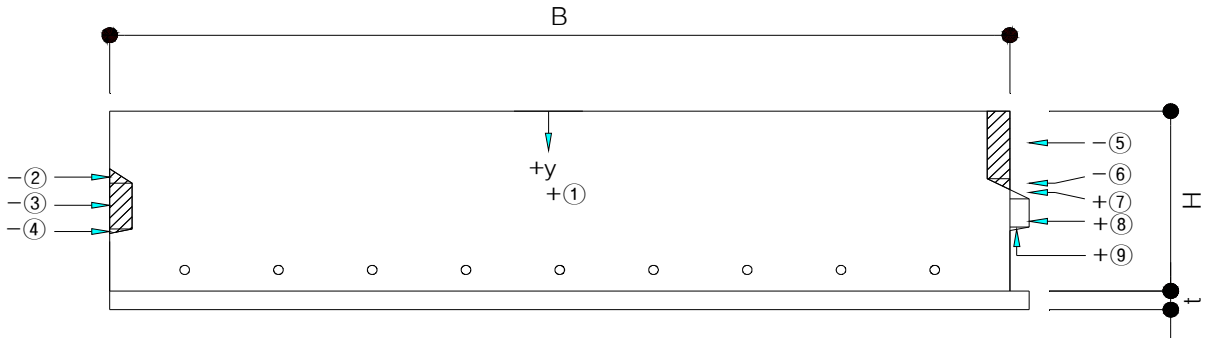
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	64.759	1.311	0.000		66.070	
LC-2	64.759	1.311	0.000	41.900	107.970	
MAX					107.970	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	320	320,000	160.0	51,200,000	25,600	8,533	34,133	10,922,666,667
② ▽	-1	30.0	20	-300	208.3	-62,500	43,403	22	43,425	-13,027,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	247.0	-474,240	61,009	341	61,350	-117,792,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	281.0	-25,290	78,961	2	78,963	-7,106,670
⑤ □	-1	30.0	209	-6,270	104.5	-655,215	10,920	3,640	14,560	-91,293,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	214.0	-48,150	45,796	13	45,809	-10,306,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	232.7	39,321	54,134	9	54,143	9,150,195
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	256.5	260,091	65,792	127	65,919	66,841,866
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	277.7	18,048	77,099	1	77,100	5,011,511
Ap1	-12			-1,664	265.0	-441,066	70,225			-116,913,917
Ap2	-12			-1,664	215.0	-357,846	46,225			-76,968,317
합 계				309,114		49,453,153				10,570,260,992

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 309,114.20 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 49,453,153 / 309,114 = 159.98 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 159.98 - 320.00 = -160.02 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

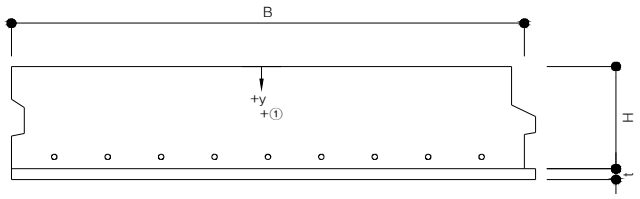
= 10,570,260,992 - 159.98 × 49,453,153 = 2,658,575,467 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{2,658,575,467}{159.98}$ = 16,617,816.6 ㎥

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{2,658,575,467}{-160.02}$ = -16,614,377.1 ㎥

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.380m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	12	9,986.40	265.0	2,646,396	70,225	0	70,225	701,294,940
Ap2	138.7	12	9,986.40	215.0	2,147,076	46,225	0	46,225	461,621,340
합계		24	329,087.00		54,246,625				11,733,177,272

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 329,087.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 54,246,625 / 329,087 = 164.84 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 164.84 − 320.00 = −155.16 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (12 ×265.0 + 12 ×215.0)/24

= 164.84 − 240.00 = −75.16 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

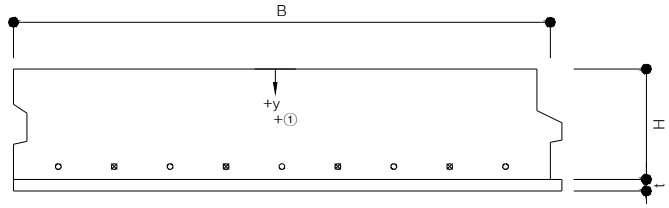
= 11,733,177,272 − 164.84 × 54,246,625 = 2,791,176,148 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{2,791,176,148}{164.84} = 16,932,662.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{2,791,176,148}{-75.16} = -37,136,343.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{2,791,176,148}{-155.16} = -17,988,991.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	10	215.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	10	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	10	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
합계		20	325,758.20		53,447,713				11,539,357,892

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 325,758.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 53,447,713 / 325,758 = 164.07 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 164.07 − 320.00 = -155.93 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 ×265.0 + 10 ×215.0) / 20

= 164.07 − 240.00 = -75.93 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

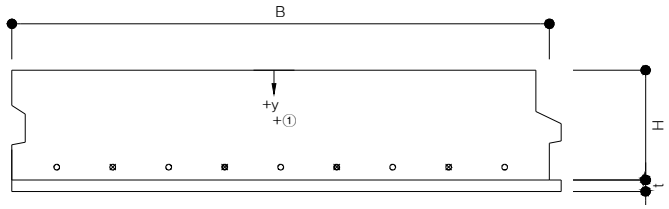
= 11,539,357,892 − 164.07 × 53,447,713 = 2,770,098,899 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{2,770,098,899}{164.07} = 16,883,462.0$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{2,770,098,899}{-75.93} = -36,483,105.4$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{2,770,098,899}{-155.93} = -17,765,213.4$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	215.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	8	6,657.60	265.0	1,764,264	70,225	0	70,225	467,529,960
Ap2	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
합계		16	322,429.40		52,648,801				11,345,538,512

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 322,429.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 52,648,801 / 322,429 = 163.29 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 163.29 − 320.00 = -156.71 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 ×265.0+ 8 ×215.0) / 16

= 163.29 − 240.00 = -76.71 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 11,345,538,512 − 163.29 × 52,648,801 = 2,748,629,400 ㎜⁴

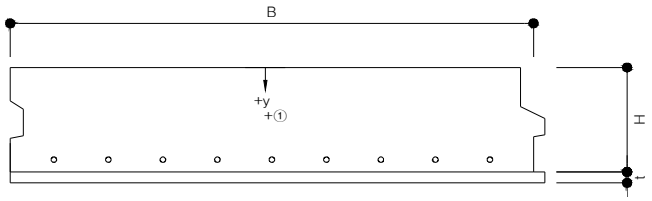
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{2,748,629,400}{163.29} = 16,833,031.6$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{2,748,629,400}{-76.71} = -35,830,427.4$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{2,748,629,400}{-156.71} = -17,539,350.1$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.380m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	265.0
Ap2	Φ15.2mm	12	215.0
합 계		24	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	12	8,322.00	265.0	2,205,330	70,225	0	70,225	584,412,450
Ap2	138.7	12	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
합계		24	325,758.20		53,447,713				11,539,357,892

N_c = 6.00

A_{vc1} = 325,758.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 53,447,713 / 325,758 = 164.07 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 164.07 − 320.00 = −155.93 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (12 \times 265.0 + 12 \times 215.0) / 24$

= 164.07 − 240.00 = −75.93 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

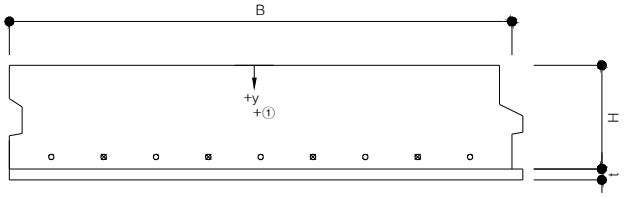
= 11,539,357,892 − 164.07 × 53,447,713 = 2,770,098,899 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{2,770,098,899}{164.07} = 16,883,462.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{2,770,098,899}{-75.93} = -36,483,105.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{2,770,098,899}{-155.93} = -17,765,213.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	265.0
Ap2	Φ15.2mm	10	215.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	10	6,935.00	265.0	1,837,775	70,225	0	70,225	487,010,375
Ap2	138.7	10	6,935.00	215.0	1,491,025	46,225	0	46,225	320,570,375
합계		20	322,984.20		52,781,953				11,377,841,742

N_c = 6.00

A_{vb1} = 322,984.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 52,781,953 / 322,984 = 163.42 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 163.42 − 320.00 = -156.58 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×265.0+10 ×215.0) / 20

= 163.42 − 240.00 = -76.58 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

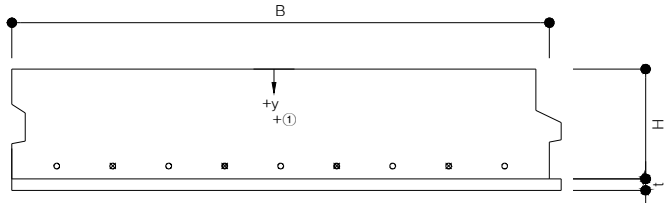
= 11,377,841,742 − 163.42 × 52,781,953 = 2,752,235,404 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{2,752,235,404}{163.42} = 16,841,524.4$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{2,752,235,404}{-76.58} = -35,939,168.2$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{2,752,235,404}{-156.58} = -17,577,140.1$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	265.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	215.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			309,114.20		49,453,153				10,570,260,992
Ap1	138.7	8	5,548.00	265.0	1,470,220	70,225	0	70,225	389,608,300
Ap2	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
합계		16	320,210.20		52,116,193				11,216,325,592

N_c = 6.00

A_{va1} = 320,210.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 52,116,193 / 320,210 = 162.76 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 162.76 − 320.00 = -157.24 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×265.0+8 ×215.0) / 16

= 162.76 − 240.00 = -77.24 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 11,216,325,592 − 162.76 × 52,116,193 = 2,734,092,444 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{2,734,092,444}{162.76} = 16,798,699.9$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{2,734,092,444}{-77.24} = -35,395,619.9$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{2,734,092,444}{-157.24} = -17,387,600.1$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.380m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	309,114.2	A_{vc1}'	329,087.0	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}'	164.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-75.2	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}'	-155.2	mm
I_{vc0}	2,658,575,467.1	I_{vc1}'	2,791,176,147.8	mm^4
Z_{tc0}	16,617,816.6	Z_{tc1}'	16,932,662.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-37,136,343.3	mm^3
Z_{bc0}	-16,614,377.1	Z_{bc1}'	-17,988,991.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	309,114.2	A_{vb1}'	325,758.2	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}'	164.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-75.9	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}'	-155.9	mm
I_{vb0}	2,658,575,467.1	I_{vb1}'	2,770,098,898.7	mm^4
Z_{tb0}	16,617,816.6	Z_{tb1}'	16,883,462.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-36,483,105.4	mm^3
Z_{bb0}	-16,614,377.1	Z_{bb1}'	-17,765,213.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	309,114.2	A_{va1}'	322,429.4	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}'	163.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-76.7	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}'	-156.7	mm
I_{va0}	2,658,575,467.1	I_{va1}'	2,748,629,400.1	mm^4
Z_{ta0}	16,617,816.6	Z_{ta1}'	16,833,031.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-35,830,427.4	mm^3
Z_{ba0}	-16,614,377.1	Z_{ba1}'	-17,539,350.1	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.380m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	309,114.2	A_{vc1}	325,758.2	mm^2
Y_{tc0}	160.0	Y_{tc1}	164.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-75.9	mm
Y_{bc0}	-160.0	Y_{bc1}	-155.9	mm
I_{vc0}	2,658,575,467.1	I_{vc1}	2,770,098,898.7	mm^4
Z_{tc0}	16,617,816.6	Z_{tc1}	16,883,462.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-36,483,105.4	mm^3
Z_{bc0}	-16,614,377.1	Z_{bc1}	-17,765,213.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	309,114.2	A_{vb1}	322,984.2	mm^2
Y_{tb0}	160.0	Y_{tb1}	163.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-76.6	mm
Y_{bb0}	-160.0	Y_{bb1}	-156.6	mm
I_{vb0}	2,658,575,467.1	I_{vb1}	2,752,235,404.1	mm^4
Z_{tb0}	16,617,816.6	Z_{tb1}	16,841,524.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-35,939,168.2	mm^3
Z_{bb0}	-16,614,377.1	Z_{bb1}	-17,577,140.1	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	309,114.2	A_{va1}	320,210.2	mm^2
Y_{ta0}	160.0	Y_{ta1}	162.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-77.2	mm
Y_{ba0}	-160.0	Y_{ba1}	-157.2	mm
I_{va0}	2,658,575,467.1	I_{va1}	2,734,092,443.7	mm^4
Z_{ta0}	16,617,816.6	Z_{ta1}	16,798,699.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-35,395,619.9	mm^3
Z_{ba0}	-16,614,377.1	Z_{ba1}	-17,387,600.1	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{274,579,962}{16,932,662} \times 1.000 = 16.216$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{274,579,962}{-37,136,343} \times 1.000 = -7.394$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{274,579,962}{-17,988,992} \times 1.000 = -15.264$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{274,579,962}{16,883,462} \times 1.000 = 16.263$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{274,579,962}{-36,483,105} \times 1.000 = -7.526$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{274,579,962}{-17,765,213} \times 1.000 = -15.456$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{5,558,483}{16,883,462} \times 1.000 = 0.329$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{5,558,483}{-36,483,105} \times 1.000 = -0.152$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{5,558,483}{-17,765,213} \times 1.000 = -0.313$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{16,883,462} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-36,483,105} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-17,765,213} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{177,656,000}{16,883,462} \times 1.000 = 10.522$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{177,656,000}{-36,483,105} \times 1.000 = -4.870$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{177,656,000}{-17,765,213} \times 1.000 = -10.000$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 24 \times (\frac{1}{329,087} + \frac{-75.16}{-37,136,343})$

$= 23.088$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -7.394$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (23.088 + -7.394)$

$= 15.694$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 15.694 = 112.906$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.152 + 0.000)
  = 0.152 MPa (압축)
- f_{cir} = 15.694 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 15.694 - 7 × 0.152
  = 187.261 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 112.906 - 0.05 × (45.500 + 187.261)
= 12.071 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 112.906 = 1,257.09 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 24 × 138.7 × 1,257.1
= 4,184.61 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,257.09 - 187.26 - 45.50 - 12.07
= 1,012.26 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,012.26}{1,257.09} = 0.805$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.805 × 4,184.61 = 3,369.62 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 4,184.61 × -75.16 / 1,000 = -314.517 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 3,369.62 × -75.93 / 1,000 = -255.849 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{4,184,614}{329,087} + \frac{-314,516,520}{16,932,662} =$ -5.859 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{4,184,614}{329,087} + \frac{-314,516,520}{-37,136,343} =$ 21.185 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{4,184,614}{329,087} + \frac{-314,516,520}{-17,988,992} =$ 30.200 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{3,369,615}{325,758} + \frac{-255,849,028}{16,883,462} =$ -4.810 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{3,369,615}{325,758} + \frac{-255,849,028}{-36,483,105} =$ 17.357 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{3,369,615}{325,758} + \frac{-255,849,028}{-17,765,213} =$ 24.746 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{138,714,997}{16,883,462} \times 1.000 =$ 8.216 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{138,714,997}{-36,483,105} \times 1.000 =$ -3.802 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{138,714,997}{-17,765,213} \times 1.000 =$ -7.808 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{138,714,997}{16,841,524} \times 1.000 =$ 8.236 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{138,714,997}{-35,939,168} \times 1.000 =$ -3.860 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{138,714,997}{-17,577,140} \times 1.000 =$ -7.892 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,808,089}{16,841,524} \times 1.000 = 0.167$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,808,089}{-35,939,168} \times 1.000 = -0.078$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,808,089}{-17,577,140} \times 1.000 = -0.160$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{16,841,524} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-35,939,168} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-17,577,140} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{89,750,000}{16,841,524} \times 1.000 = 5.329$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{89,750,000}{-35,939,168} \times 1.000 = -2.497$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{89,750,000}{-17,577,140} \times 1.000 = -5.106$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 20 \times \left(\frac{1}{325,758} + \frac{-75.93}{-36,483,105} \right)$

$= 19.576$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.802 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (19.576 + -3.802)$
  $=$ 15.773 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 15.773 =$ 113.478 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.078 + 0.000)$
  $=$ 0.078 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 15.773 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 15.773 - 7 \times 0.078$
  $=$ 188.734 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 113.478 - 0.05 \times (45.500 + 188.734)$
$=$ 11.941 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 113.478 =$ 1,256.52 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 20 \times 138.7 \times 1,256.5$
$=$ 3,485.59 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,256.52 - 188.73 - 45.50 - 11.94$
$=$ 1,010.35 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,010.35}{1,256.52} =$ 0.804

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.804 $\times$ 3,485.59 $=$ 2,802.71 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 3,485.59 \times -75.93 / 1,000 = -264.655$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2,802.71 \times -76.58 / 1,000 = -214.632$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{3,485,593}{325,758} + \frac{-264,655,017}{16,883,462} = -4.975$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{3,485,593}{325,758} + \frac{-264,655,017}{-36,483,105} = 17.954$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{3,485,593}{325,758} + \frac{-264,655,017}{-17,765,213} = 25.597$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,802,705}{322,984} + \frac{-214,632,234}{16,841,524} = -4.067$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,802,705}{322,984} + \frac{-214,632,234}{-35,939,168} = 14.650$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,802,705}{322,984} + \frac{-214,632,234}{-17,577,140} = 20.888$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{94,341,654}{16,833,032} \times 1.000 = 5.605$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{94,341,654}{-35,830,427} \times 1.000 = -2.633$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{94,341,654}{-17,539,350} \times 1.000 = -5.379$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{94,341,654}{16,798,700} \times 1.000 = 5.616$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{94,341,654}{-35,395,620} \times 1.000 = -2.665$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{94,341,654}{-17,387,600} \times 1.000 = -5.426$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{1,909,813}{16,798,700} \times 1.000 = 0.114$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{1,909,813}{-35,395,620} \times 1.000 = -0.054$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{1,909,813}{-17,387,600} \times 1.000 = -0.110$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{16,798,700} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-35,395,620} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-17,387,600} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{61,040,000}{16,798,700} \times 1.000 = 3.634$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{61,040,000}{-35,395,620} \times 1.000 = -1.725$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{61,040,000}{-17,387,600} \times 1.000 = -3.511$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times (\frac{1}{322,429} + \frac{-76.71}{-35,830,427})$

$= 15.939$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.633 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 15.939 + -2.633 $)$
  $=$ 13.306 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 13.306 $=$ 95.724 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.054 + 0.000 $)$
  $=$ 0.054 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 13.306 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 13.306 $- 7 \times$ 0.054
  $=$ 159.289 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$=$ 35 $-$ 0.1 $\times$ 95.724 $-$ 0.05 $\times ($ 45.500 $+$ 159.289 $)$
$=$ 15.188 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 95.724 $=$ 1,274.28 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 16 $\times$ 138.7 $\times$ 1,274.3
$=$ 2,827.87 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,274.28 $-$ 159.29 $-$ 45.50 $-$ 15.19
$=$ 1,054.30 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,054.30}{1,274.28} =$ 0.827

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.827 $\times$ 2,827.87 $=$ 2,339.70 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2{,}827.87 \times -76.71 / 1{,}000 = -216.932$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 2{,}339.70 \times -77.24 / 1{,}000 = -180.727$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2{,}827{,}874}{322{,}429} + \frac{-216{,}932{,}327}{16{,}833{,}032} = -4.117$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2{,}827{,}874}{322{,}429} + \frac{-216{,}932{,}327}{-35{,}830{,}427} = 14.825$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2{,}827{,}874}{322{,}429} + \frac{-216{,}932{,}327}{-17{,}539{,}350} = 21.139$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{2{,}339{,}700}{320{,}210} + \frac{-180{,}727{,}344}{16{,}798{,}700} = -3.452$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{2{,}339{,}700}{320{,}210} + \frac{-180{,}727{,}344}{-35{,}395{,}620} = 12.413$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{2{,}339{,}700}{320{,}210} + \frac{-180{,}727{,}344}{-17{,}387{,}600} = 17.701$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,257.09	1,256.52	1,274.28
유효 긴장응력	1,012.26	1,010.35	1,054.30

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,012.3	1,010.3	1,054.3	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.859	30.200	-4.975	25.597	-4.117	21.139
풍도슬래브	16.216	-15.264	8.216	-7.808	5.605	-5.379

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.810	24.746	-4.067	20.888	-3.452	17.701
고정 하중	풍도슬래브	16.263	-15.456	8.236	-7.892	5.616	-5.426
	CIP 몰탈	0.329	-0.313	0.167	-0.160	0.114	-0.110
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.522	-10.000	5.329	-5.106	3.634	-3.511

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	10.357	14.936	3.241	17.789	1.488	15.760
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.453	9.290	4.170	12.997	2.164	12.275
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.783	8.977	4.337	12.837	2.278	12.165
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.783	8.977	4.337	12.837	2.278	12.165
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	22.305	-1.024	9.666	7.731	5.912	8.655
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 4,560,456.000 \quad \times \quad 16960 \quad) / (\quad 3328.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 116.176 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	336.166	1.6 ×(Σ작업하중)	284.250	620.416

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 620.416 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 240 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{3328.80}{1000.0 \times 240.0} = 0.0139$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.014 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,317 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{3328.80 \times 1,317 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 103.1 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p (1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}})]$$

$$= 0.85 \times 3,328.80 \times 1,317 \times 240.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{18.26}{50}\right)$$

$$= 701 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 701 kN·m > 620.42 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 24.746)× 17,765,213 / 1.0E+06

= 518.75 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 701.39 kN·m

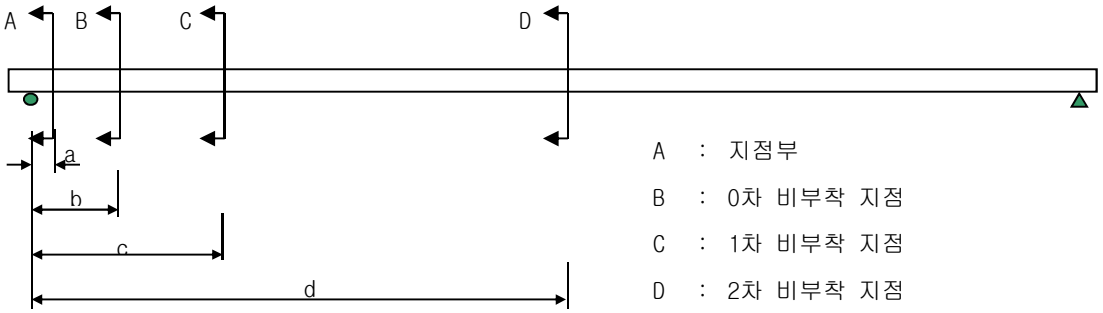
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 518.75 = 622.50 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	64.759	1.311	66.070	41.900	107.970
B	58.577	1.186	59.763	37.900	97.663
C	52.395	1.061	53.456	33.900	87.356
D	45.440	0.920	46.360	29.400	75.760
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	49.644	1.005	50.649	32.120	82.769
C	94.342	1.910	96.251	61.040	157.291
D	138.715	2.808	141.523	89.750	231.273
E	274.580	5.558	280.138	177.656	457.794

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	77.711	1.573	79.284	67.040	146.324
B	70.293	1.423	71.716	60.640	132.356
C	62.874	1.273	64.147	54.240	118.387
D	54.528	1.104	55.632	47.040	102.672
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	59.572	1.206	60.778	51.392	112.170
C	113.210	2.292	115.502	97.664	213.166
D	166.458	3.370	169.828	143.600	313.428
E	329.496	6.670	336.166	284.250	620.416

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	12.413	0.000	2,734,092,444	157.2	277.301
B	50.0	12.413	2.913	2,734,092,444	157.2	226.653
C	50.0	12.413	5.536	2,734,092,444	157.2	181.050
D	50.0	14.650	8.052	2,752,235,404	156.6	178.120
E	50.0	17.357	15.769	2,770,098,899	155.9	91.017

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	256.0	107.970	38.354	277.301	0.000	∞
B	50.0	1,000	256.0	97.663	34.693	226.653	29.402	455.611
C	50.0	1,000	256.0	87.356	31.031	181.050	55.874	278.415
D	50.0	1,000	256.0	75.760	26.912	178.120	82.155	224.617
E	50.0	1,000	256.0	0.000	0.000	91.017	162.621	90.510

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	7.307	1,000.0	256.0	0.00	1,086.115
B	50.0	7.307	1,000.0	256.0	0.00	1,086.115
C	50.0	7.307	1,000.0	256.0	0.00	1,086.115
D	50.0	8.678	1,000.0	256.0	0.00	1,191.390
E	50.0	10.344	1,000.0	256.0	0.00	1,319.369

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,086.115	1,086.115
B	455.611	1,086.115	455.611
C	278.415	1,086.115	278.415
D	224.617	1,191.390	224.617
E	90.510	1,319.369	90.510

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

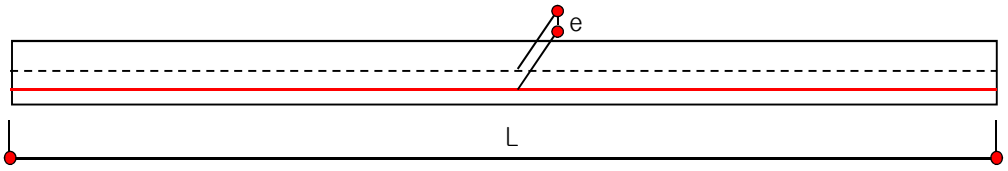
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	146.324	1,086.115	0.750	814.587	-668.26	0.180	전단보강 불필요
B	132.356	455.611	0.750	341.709	-209.35	0.387	전단보강 불필요
C	118.387	278.415	0.750	208.812	-90.42	0.567	전단보강 불필요
D	102.672	224.617	0.750	168.463	-65.79	0.609	전단보강 불필요
E	0.000	90.510	0.750	67.882	-67.88	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

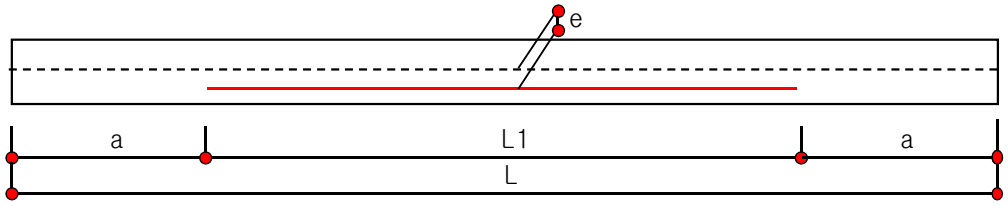
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{4{,}185 \times 75.9 \times 16.76^2}{8 \times 32{,}300 \times 2770098899} - \frac{699 \times 76.6 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 2770098899}$$

$$- \frac{658 \times 77.2 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 2770098899}$$

$$= 124.69 - 1.870 - 0.727 = 122.1 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (16,760 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	317.730	2,791,176,148	-122.09	
풍도슬래브 자중	274.580	2,791,176,148	102.32	
접합 몰탈	5.558	2,791,176,148	1.97	
격벽 하중(집중하중)	0.000	2,791,176,148	0.00	
합 계(고정하중)			-17.80	
작업하중 및 풍하중	177.656	2,791,176,148	62.87	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE4

(L= 21.250 m, B= 1.000 m, H= 0.430 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

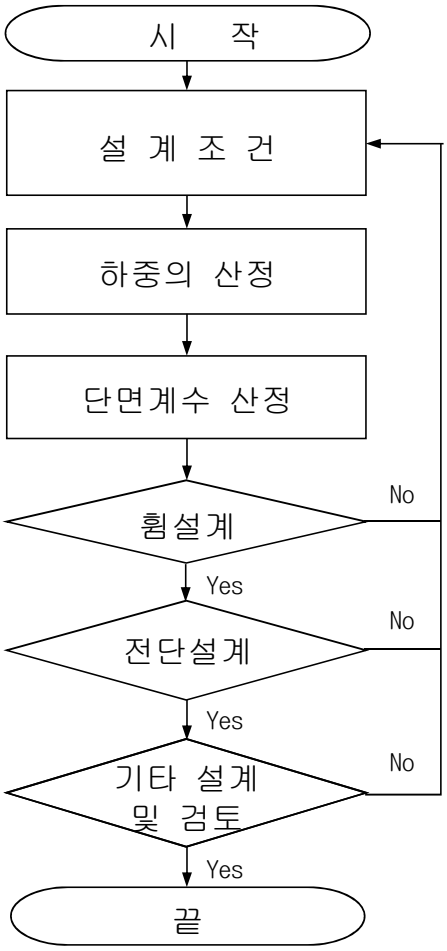
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 21.250 m

㉯ 계산지간 : 21.050 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.430 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉮ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 28 = 3,883.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = #### x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

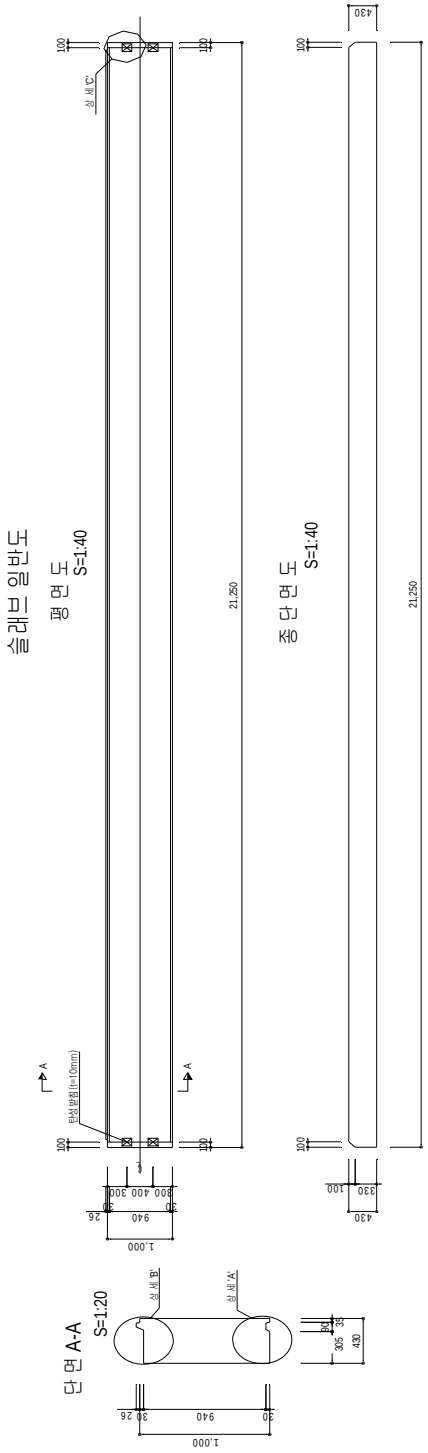
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

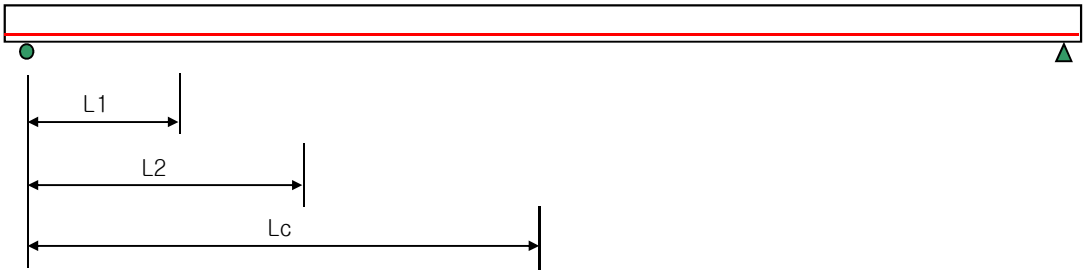
단 면 적 = 415,259 ㎟

하중계산 = 415,259 / 1.0E+06 × 25.00 = 10.381 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 10,857 ㎟

하중계산 = 10,857 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.255 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

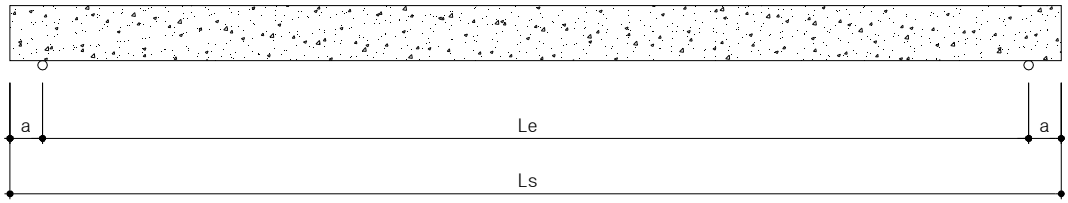
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	10.381	0.255	0.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	10.64
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	15.64
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	10.64
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	14.89
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.76
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	12.76
MAX						20.76

3.5 단면력 산정

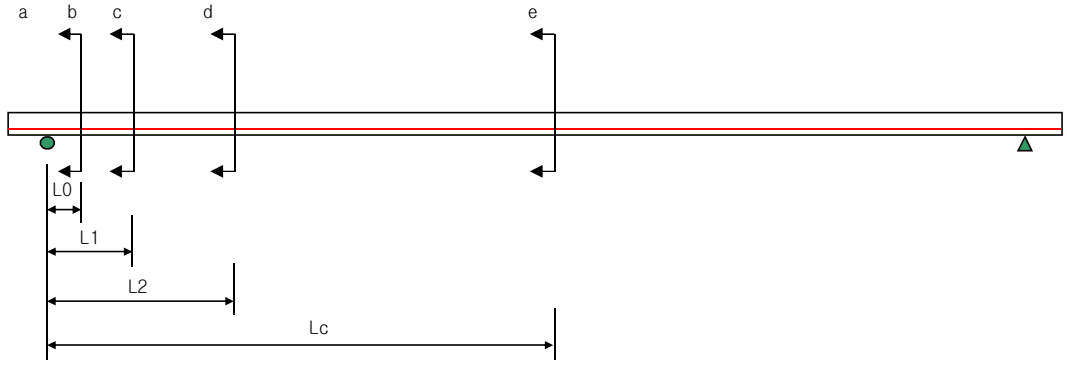
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 21.250 m
- 계산지간(Le) : 21.050 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 10.525 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (10.381 × 21.050)/ 2 = 109.265 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 10.381 × 0.800 / 2 × (21.150 - 0.800) = 84.505 kN-m

M_3 = 10.381 × 1.600 / 2 × (21.150 - 1.600) = 162.366 kN-m

M_4 = 10.381 × 2.500 / 2 × (21.150 - 2.500) = 242.018 kN-m

M_5 = 10.381 × 10.525 / 2 × (21.150 - 10.525) = 580.471 kN-m

③ 전단력

S_1 = 109.265 kN

S_2 = 109.265 - (10.381 × 0.800) = 100.960 kN

S_3 = 109.265 - (10.381 × 1.600) = 92.655 kN

S_4 = 109.265 - (10.381 × 2.500) = 83.311 kN

S_5 = 109.265 - (10.381 × 10.525) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.255 × 21.050)/ 2 = 2.685 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.255 × 0.800 / 2 × (21.150 - 0.800) = 2.077 kN-m

M_3 = 0.255 × 1.600 / 2 × (21.150 - 1.600) = 3.990 kN-m

M_4 = 0.255 × 2.500 / 2 × (21.150 - 2.500) = 5.948 kN-m

M_5 = 0.255 × 10.525 / 2 × (21.150 - 10.525) = 14.266 kN-m

③ 전단력

S_1 = 2.685 kN

S_2 = 2.685 - (0.255 × 0.800) = 2.481 kN

S_3 = 2.685 - (0.255 × 1.600) = 2.277 kN

S_4 = 2.685 - (0.255 × 2.500) = 2.047 kN

S_5 = 2.685 - (0.255 × 10.525) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 10.525 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 21.050)/ 2 = 52.625 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (21.150 - 0.800) = 40.700 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (21.150 - 1.600) = 78.200 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (21.150 - 2.500) = 116.563 kN-m

M_5 = 5.000 × 10.525 / 2 × (21.150 - 10.525) = 279.570 kN-m

③ 전단력

S_1 = 52.625 kN

S_2 = 52.625 - (5.000 × 0.800) = 48.625 kN

S_3 = 52.625 - (5.000 × 1.600) = 44.625 kN

S_4 = 52.625 - (5.000 × 2.500) = 40.125 kN

S_5 = 52.625 - (5.000 × 10.525) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	84.505	2.077	0.000	40.700	127.282	0차비부착부
	c	162.366	3.990	0.000	78.200	244.557	1차비부착부
	d	242.018	5.948	0.000	116.563	364.529	2차비부착부
	e	580.471	14.266	0.000	279.570	874.307	중앙부
전단력 (KN/m)	a	109.265	2.685	0.000	52.625	164.575	지점부(전단검토)
	b	100.960	2.481	0.000	48.625	152.066	0차비부착부
	c	92.655	2.277	0.000	44.625	139.557	1차비부착부
	d	83.311	2.047	0.000	40.125	125.484	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

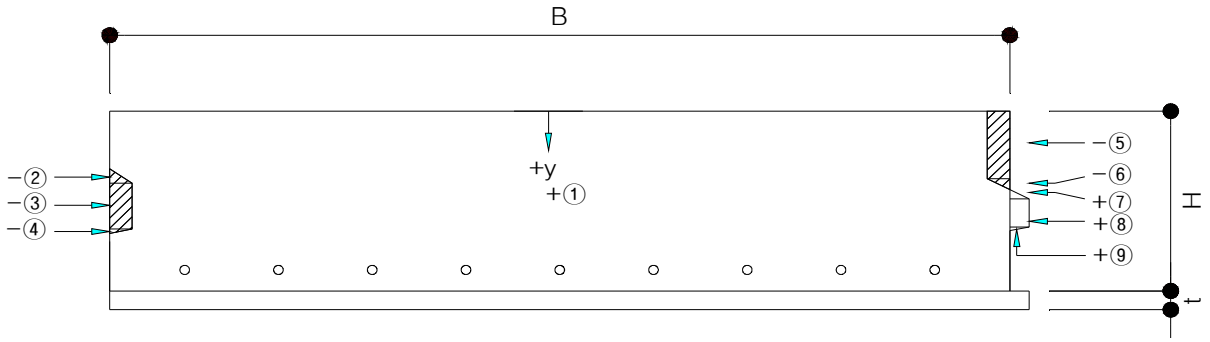
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	109.265	2.685	0.000		111.950	
LC-2	109.265	2.685	0.000	52.625	164.575	
MAX					164.575	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	430	430,000	215.0	92,450,000	46,225	15,408	61,633	26,502,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	318.3	-95,500	101,336	22	101,358	-30,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	357.0	-685,440	127,449	341	127,790	-245,357,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	391.0	-35,190	152,881	2	152,883	-13,759,470
⑤ □	-1	30.0	319	-9,570	159.5	-1,526,415	25,440	8,480	33,920	-324,617,590
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	324.0	-72,900	104,976	13	104,989	-23,622,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	342.7	57,911	117,420	9	117,430	19,845,642
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	366.5	371,631	134,322	127	134,449	136,331,286
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	387.7	25,198	150,285	1	150,287	9,768,644
Ap1	-14			-1,942	375.0	-728,175	140,625			-273,102,290
Ap2	-14			-1,942	325.0	-631,085	105,625			-205,139,290
합 계				415,259		89,130,035				25,552,272,913

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 415,259.40 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 89,130,035 / 415,259 = 214.64 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 214.64 - 430.00 = -215.36 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

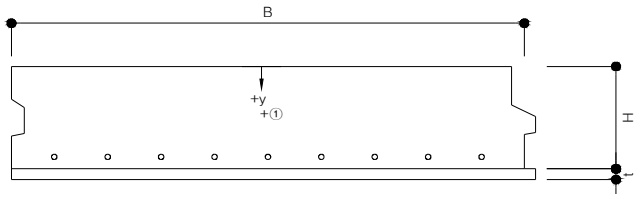
= 25,552,272,913 - 214.64 × 89,130,035 = 6,421,668,912 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{6,421,668,912}{214.64} = 29,918,740.4$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{6,421,668,912}{-215.36} = -29,817,884.9$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 10.525m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	375.0
Ap2	Φ15.2mm	14	325.0
합 계		28	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	14	11,650.80	375.0	4,369,050	140,625	0	140,625	1,638,393,750
Ap2	138.7	14	11,650.80	325.0	3,786,510	105,625	0	105,625	1,230,615,750
합계		28	438,561.00		97,285,595				28,421,282,413

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 438,561.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 97,285,595 / 438,561 = 221.83 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 221.83 − 430.00 = −208.17 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (14 ×375.0 + 14 ×325.0)/28

= 221.83 − 350.00 = −128.17 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

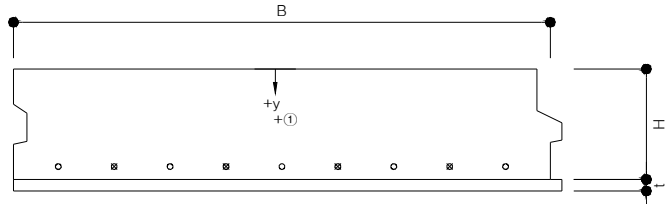
= 28,421,282,413 − 221.83 × 97,285,595 = 6,840,505,749 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{6,840,505,749}{221.83} = 30,836,826.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{6,840,505,749}{-128.17} = -53,370,196.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{6,840,505,749}{-208.17} = -32,860,049.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	375.0
Ap2	Φ15.2mm	10	325.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	10	8,322.00	375.0	3,120,750	140,625	0	140,625	1,170,281,250
Ap2	138.7	10	8,322.00	325.0	2,704,650	105,625	0	105,625	879,011,250
합계		20	431,903.40		94,955,435				27,601,565,413

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 431,903.40 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 94,955,435 / 431,903 = 219.85 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 219.85 − 430.00 = -210.15 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 ×375.0 + 10 ×325.0) / 20

= 219.85 − 350.00 = -130.15 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

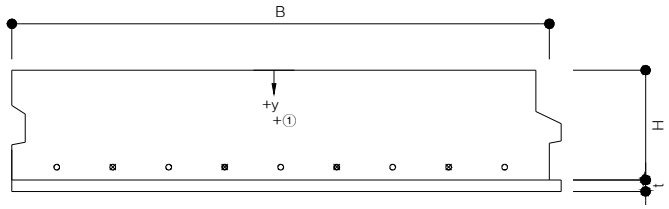
= 27,601,565,413 − 219.85 × 94,955,435 = 6,725,289,292 ㎜⁴

$$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{6,725,289,292}{219.85} = 30,589,879.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{6,725,289,292}{-130.15} = -51,674,725.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{6,725,289,292}{-210.15} = -32,002,847.5 \text{ ㎣}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	375.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	325.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	8	6,657.60	375.0	2,496,600	140,625	0	140,625	936,225,000
Ap2	138.7	8	6,657.60	325.0	2,163,720	105,625	0	105,625	703,209,000
합계		16	428,574.60		93,790,355				27,191,706,913

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 428,574.60 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 93,790,355 / 428,575 = 218.84 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 218.84 − 430.00 = -211.16 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 ×375.0+ 8 ×325.0) / 16

= 218.84 − 350.00 = -131.16 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 27,191,706,913 − 218.84 × 93,790,355 = 6,666,387,188 ㎜⁴

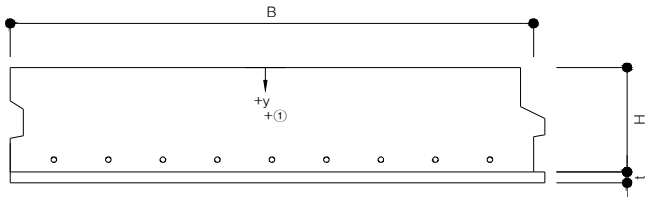
$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{6,666,387,188}{218.84} = 30,462,025.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{6,666,387,188}{-131.16} = -50,827,359.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{6,666,387,188}{-211.16} = -31,570,692.6 \text{ ㎣}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 10.525m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	375.0
Ap2	Φ15.2mm	14	325.0
합 계		28	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	14	9,709.00	375.0	3,640,875	140,625	0	140,625	1,365,328,125
Ap2	138.7	14	9,709.00	325.0	3,155,425	105,625	0	105,625	1,025,513,125
합계		28	434,677.40		95,926,335				27,943,114,163

N_c = 6.00

A_{vc1} = 434,677.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 95,926,335 / 434,677 = 220.68 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 220.68 − 430.00 = -209.32 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (14 \times 375.0 + 14 \times 325.0) / 28$

= 220.68 − 350.00 = -129.32 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

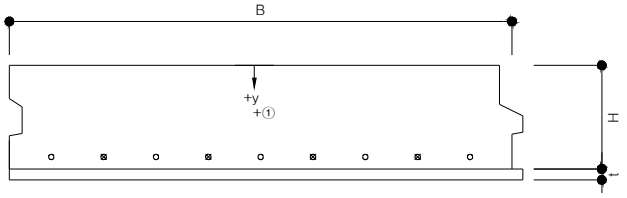
= 27,943,114,163 − 220.68 × 95,926,335 = 6,773,709,573 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{6,773,709,573}{220.68} = 30,694,162.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{6,773,709,573}{-129.32} = -52,381,051.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{6,773,709,573}{-209.32} = -32,361,160.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	375.0
Ap2	Φ15.2mm	10	325.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	10	6,935.00	375.0	2,600,625	140,625	0	140,625	975,234,375
Ap2	138.7	10	6,935.00	325.0	2,253,875	105,625	0	105,625	732,509,375
합계		20	429,129.40		93,984,535				27,260,016,663

N_c = 6.00

A_{vb1} = 429,129.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 93,984,535 / 429,129 = 219.01 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 219.01 − 430.00 = -210.99 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×375.0+10 ×325.0) / 20

= 219.01 − 350.00 = -130.99 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

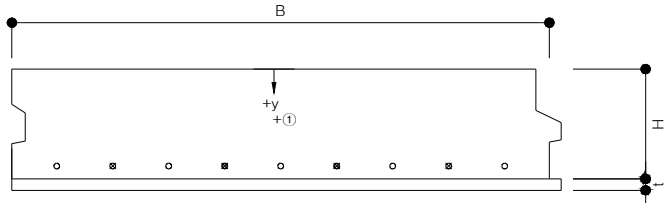
= 27,260,016,663 − 219.01 × 93,984,535 = 6,676,265,423 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{6,676,265,423}{219.01} = 30,483,544.7$ ㎟

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{6,676,265,423}{-130.99} = -50,968,569.5$ ㎟

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{6,676,265,423}{-210.99} = -31,642,884.3$ ㎟

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	375.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	325.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	8	5,548.00	375.0	2,080,500	140,625	0	140,625	780,187,500
Ap2	138.7	8	5,548.00	325.0	1,803,100	105,625	0	105,625	586,007,500
합계		16	426,355.40		93,013,635				26,918,467,913

N_c = 6.00

A_{va1} = 426,355.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 93,013,635 / 426,355 = 218.16 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 218.16 − 430.00 = -211.84 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×375.0+8 ×325.0) / 16

= 218.16 − 350.00 = -131.84 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 26,918,467,913 − 218.16 × 93,013,635 = 6,626,626,187 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{6,626,626,187}{218.16} = 30,375,093.5$ ㎟

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{6,626,626,187}{-131.84} = -50,262,585.1$ ㎟

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{6,626,626,187}{-211.84} = -31,281,258.7$ ㎟

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 10.525m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	415,259.4	A_{vc1}'	438,561.0	mm^2
Y_{tc0}	214.6	Y_{tc1}'	221.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-128.2	mm
Y_{bc0}	-215.4	Y_{bc1}'	-208.2	mm
I_{vc0}	6,421,668,911.8	I_{vc1}'	6,840,505,748.9	mm^4
Z_{tc0}	29,918,740.4	Z_{tc1}'	30,836,826.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-53,370,196.5	mm^3
Z_{bc0}	-29,817,884.9	Z_{bc1}'	-32,860,049.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	415,259.4	A_{vb1}'	431,903.4	mm^2
Y_{tb0}	214.6	Y_{tb1}'	219.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-130.1	mm
Y_{bb0}	-215.4	Y_{bb1}'	-210.1	mm
I_{vb0}	6,421,668,911.8	I_{vb1}'	6,725,289,291.7	mm^4
Z_{tb0}	29,918,740.4	Z_{tb1}'	30,589,879.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-51,674,725.1	mm^3
Z_{bb0}	-29,817,884.9	Z_{bb1}'	-32,002,847.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	415,259.4	A_{va1}'	428,574.6	mm^2
Y_{ta0}	214.6	Y_{ta1}'	218.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-131.2	mm
Y_{ba0}	-215.4	Y_{ba1}'	-211.2	mm
I_{va0}	6,421,668,911.8	I_{va1}'	6,666,387,187.7	mm^4
Z_{ta0}	29,918,740.4	Z_{ta1}'	30,462,025.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-50,827,359.0	mm^3
Z_{ba0}	-29,817,884.9	Z_{ba1}'	-31,570,692.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 10.525m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	415,259.4	A_{vc1}	434,677.4	mm^2
Y_{tc0}	214.6	Y_{tc1}	220.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-129.3	mm
Y_{bc0}	-215.4	Y_{bc1}	-209.3	mm
I_{vc0}	6,421,668,911.8	I_{vc1}	6,773,709,573.2	mm^4
Z_{tc0}	29,918,740.4	Z_{tc1}	30,694,162.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-52,381,051.7	mm^3
Z_{bc0}	-29,817,884.9	Z_{bc1}	-32,361,160.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	415,259.4	A_{vb1}	429,129.4	mm^2
Y_{tb0}	214.6	Y_{tb1}	219.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-131.0	mm
Y_{bb0}	-215.4	Y_{bb1}	-211.0	mm
I_{vb0}	6,421,668,911.8	I_{vb1}	6,676,265,423.2	mm^4
Z_{tb0}	29,918,740.4	Z_{tb1}	30,483,544.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-50,968,569.5	mm^3
Z_{bb0}	-29,817,884.9	Z_{bb1}	-31,642,884.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	415,259.4	A_{va1}	426,355.4	mm^2
Y_{ta0}	214.6	Y_{ta1}	218.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-131.8	mm
Y_{ba0}	-215.4	Y_{ba1}	-211.8	mm
I_{va0}	6,421,668,911.8	I_{va1}	6,626,626,186.6	mm^4
Z_{ta0}	29,918,740.4	Z_{ta1}	30,375,093.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-50,262,585.1	mm^3
Z_{ba0}	-29,817,884.9	Z_{ba1}	-31,281,258.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{580,471,001}{30,836,827} \times 1.000 = 18.824$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{580,471,001}{-53,370,197} \times 1.000 = -10.876$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{580,471,001}{-32,860,049} \times 1.000 = -17.665$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{580,471,001}{30,694,162} \times 1.000 = 18.911$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{580,471,001}{-52,381,052} \times 1.000 = -11.082$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{580,471,001}{-32,361,160} \times 1.000 = -17.937$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{14,265,886}{30,694,162} \times 1.000 = 0.465$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{14,265,886}{-52,381,052} \times 1.000 = -0.272$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{14,265,886}{-32,361,160} \times 1.000 = -0.441$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{30,694,162} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-52,381,052} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-32,361,160} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{279,570,313}{30,694,162} \times 1.000 = 9.108$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{279,570,313}{-52,381,052} \times 1.000 = -5.337$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{279,570,313}{-32,361,160} \times 1.000 = -8.639$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 28 \times \left(\frac{1}{438,561} + \frac{-128.17}{-53,370,197}\right)$

$= 24.909$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -10.876$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (24.909 + -10.876)$

$= 14.033$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 14.033 = 100.957$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.272 + 0.000)
  = 0.272 MPa (압축)
- f_{cir} = 14.033 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 14.033 - 7 × 0.272
  = 166.489 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 100.957 - 0.05 × (45.500 + 166.489)
= 14.305 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 100.957 = 1,269.04 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 28 × 138.7 × 1,269.0
= 4,928.46 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,269.04 - 166.49 - 45.50 - 14.30
= 1,042.75 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,042.75}{1,269.04} = 0.822$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.822 × 4,928.46 = 4,049.62 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 4,928.46 × -128.17 / 1,000 = -631.685 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 4,049.62 × -129.32 / 1,000 = -523.681 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{4,928,457}{438,561} + \frac{-631,684,703}{30,836,827} =$ -9.247 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{4,928,457}{438,561} + \frac{-631,684,703}{-53,370,197} =$ 23.074 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{4,928,457}{438,561} + \frac{-631,684,703}{-32,860,049} =$ 30.461 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{4,049,621}{434,677} + \frac{-523,680,889}{30,694,162} =$ -7.745 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{4,049,621}{434,677} + \frac{-523,680,889}{-52,381,052} =$ 19.314 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{4,049,621}{434,677} + \frac{-523,680,889}{-32,361,160} =$ 25.499 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{242,018,369}{30,589,879} \times 1.000 =$ 7.912 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{242,018,369}{-51,674,725} \times 1.000 =$ -4.683 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{242,018,369}{-32,002,847} \times 1.000 =$ -7.562 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{242,018,369}{30,483,545} \times 1.000 =$ 7.939 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{242,018,369}{-50,968,570} \times 1.000 =$ -4.748 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{242,018,369}{-31,642,884} \times 1.000 =$ -7.648 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{5,947,940}{30,483,545} \times 1.000 = 0.195$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{5,947,940}{-50,968,570} \times 1.000 = -0.117$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{5,947,940}{-31,642,884} \times 1.000 = -0.188$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{30,483,545} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-50,968,570} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-31,642,884} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{116,562,500}{30,483,545} \times 1.000 = 3.824$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{116,562,500}{-50,968,570} \times 1.000 = -2.287$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{116,562,500}{-31,642,884} \times 1.000 = -3.684$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 20 \times \left(\frac{1}{431,903} + \frac{-130.15}{-51,674,725} \right)$

$= 18.371$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -4.683 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 18.371 + -4.683 $)$
  $=$ 13.687 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 13.687 $=$ 98.469 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.117 + 0.000 $)$
  $=$ 0.117 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 13.687 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 13.687 $- 7 \times$ 0.117
  $=$ 163.429 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 98.469 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 163.429 $)$
$=$ 14.707 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 98.469 $=$ 1,271.53 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 20 \times$ 138.7 $\times$ 1,271.5
$=$ 3,527.23 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,271.53 $-$ 163.43 $-$ 45.50 $-$ 14.71
$=$ 1,047.90 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,047.90}{1,271.53} =$ 0.824

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.824 $\times$ 3,527.23 $=$ 2,906.86 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 3{,}527.23 \times -130.15 / 1{,}000 = -459.057$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2{,}906.86 \times -130.99 / 1{,}000 = -380.764$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{3{,}527{,}227}{431{,}903} + \frac{-459{,}056{,}587}{30{,}589{,}879} = -6.840$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{3{,}527{,}227}{431{,}903} + \frac{-459{,}056{,}587}{-51{,}674{,}725} = 17.050$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{3{,}527{,}227}{431{,}903} + \frac{-459{,}056{,}587}{-32{,}002{,}847} = 22.511$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2{,}906{,}861}{429{,}129} + \frac{-380{,}763{,}591}{30{,}483{,}545} = -5.717$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2{,}906{,}861}{429{,}129} + \frac{-380{,}763{,}591}{-50{,}968{,}570} = 14.244$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2{,}906{,}861}{429{,}129} + \frac{-380{,}763{,}591}{-31{,}642{,}884} = 18.807$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{162{,}366{,}425}{30{,}462{,}026} \times 1.000 = 5.330$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{162{,}366{,}425}{-50{,}827{,}359} \times 1.000 = -3.194$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{162{,}366{,}425}{-31{,}570{,}693} \times 1.000 = -5.143$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{162{,}366{,}425}{30{,}375{,}093} \times 1.000 = 5.345$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{162{,}366{,}425}{-50{,}262{,}585} \times 1.000 = -3.230$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{162{,}366{,}425}{-31{,}281{,}259} \times 1.000 = -5.191$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{3,990,382}{30,375,093} \times 1.000 = 0.131$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{3,990,382}{-50,262,585} \times 1.000 = -0.079$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{3,990,382}{-31,281,259} \times 1.000 = -0.128$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{30,375,093} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-50,262,585} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-31,281,259} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{78,200,000}{30,375,093} \times 1.000 = 2.574$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{78,200,000}{-50,262,585} \times 1.000 = -1.556$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{78,200,000}{-31,281,259} \times 1.000 = -2.500$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times (\frac{1}{428,575} + \frac{-131.16}{-50,827,359})$

$= 14.939$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -3.194 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 14.939 + -3.194 $)$
  $=$ 11.745 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 11.745 $=$ 84.495 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.079 + 0.000 $)$
  $=$ 0.079 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.745 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} =$ 12 × 11.745 − 7 × 0.079
  $=$ 140.383 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} =$ 119 − 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$=$ 119 − 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} =$ 35 − 0.1 × Δfpel − 0.05 × (Δfpsh + Δfpcr)
$=$ 35 − 0.1 × 84.495 − 0.05 × (45.500 + 140.383)
$=$ 17.256 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 − 84.495 $=$ 1,285.50 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 16 × 138.7 × 1,285.5
$=$ 2,852.79 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,285.50 − 140.38 − 45.50 − 17.26
$=$ 1,082.37 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,082.37}{1,285.50} =$ 0.842

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.842 × 2,852.79 $=$ 2,401.99 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2{,}852.79 \times -131.16 / 1{,}000 = -374.165$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 2{,}401.99 \times -131.84 / 1{,}000 = -316.678$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2{,}852{,}792}{428{,}575} + \frac{-374{,}164{,}894}{30{,}462{,}026} = -5.627$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2{,}852{,}792}{428{,}575} + \frac{-374{,}164{,}894}{-50{,}827{,}359} = 14.018$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2{,}852{,}792}{428{,}575} + \frac{-374{,}164{,}894}{-31{,}570{,}693} = 18.508$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{2{,}401{,}985}{426{,}355} + \frac{-316{,}678{,}088}{30{,}375{,}093} = -4.792$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{2{,}401{,}985}{426{,}355} + \frac{-316{,}678{,}088}{-50{,}262{,}585} = 11.934$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{2{,}401{,}985}{426{,}355} + \frac{-316{,}678{,}088}{-31{,}281{,}259} = 15.757$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,269.04	1,271.53	1,285.50
유효 긴장응력	1,042.75	1,047.90	1,082.37

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,042.7	1,047.9	1,082.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-9.247	30.461	-6.840	22.511	-5.627	18.508
풍도슬래브	18.824	-17.665	7.912	-7.562	5.330	-5.143

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-7.745	25.499	-5.717	18.807	-4.792	15.757
고정 하중	풍도슬래브	18.911	-17.937	7.939	-7.648	5.345	-5.191
	CIP 몰탈	0.465	-0.441	0.195	-0.188	0.131	-0.128
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.108	-8.639	3.824	-3.684	2.574	-2.500

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	9.577	12.796	1.072	14.949	-0.296	13.365
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.167	7.561	2.222	11.159	0.554	10.567
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.631	7.121	2.417	10.971	0.685	10.439
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.631	7.121	2.417	10.971	0.685	10.439
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	20.740	-1.518	6.241	7.287	3.259	7.939
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 5,320,532.000 \quad \times \quad 21250 \quad) / (\quad 3883.600 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 145.563 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	713.684	1.6 ×(Σ작업하중)	447.313	1,160.997

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 1160.997 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 350 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{3883.60}{1000.0 \times 350.0} = 0.0111$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.011 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,429 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{3883.60 \times 1,429 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 130.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 3,883.60 \times 1,429 \times 350.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{15.86}{50}\right)$$

$$= 1,342 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 1,342 kN·m > 1,161.00 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 25.499)× 32,361,160 / 1.0E+06

= 969.33 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 1,342.27 kN·m

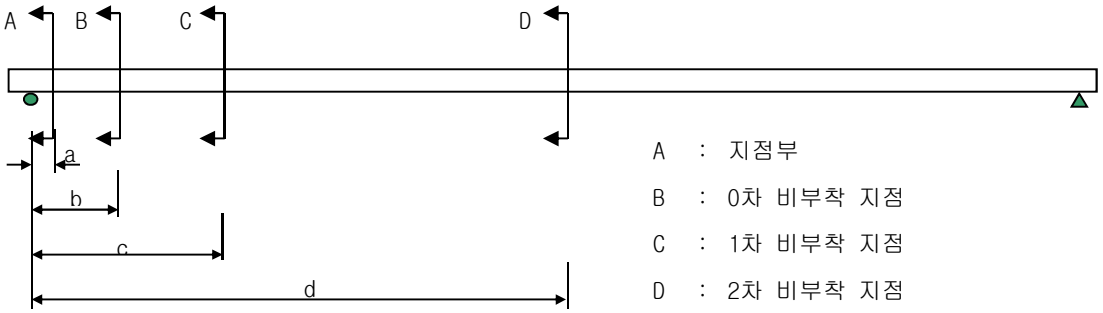
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 969.33 = 1,163.20 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	109.265	2.685	111.950	52.625	164.575
B	100.960	2.481	103.441	48.625	152.066
C	92.655	2.277	94.932	44.625	139.557
D	83.311	2.047	85.359	40.125	125.484
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	84.505	2.077	86.582	40.700	127.282
C	162.366	3.990	166.357	78.200	244.557
D	242.018	5.948	247.966	116.563	364.529
E	580.471	14.266	594.737	279.570	874.307

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	131.118	3.222	134.341	84.200	218.541
B	121.152	2.977	124.129	77.800	201.929
C	111.186	2.733	113.918	71.400	185.318
D	99.974	2.457	102.431	64.200	166.631
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	101.406	2.492	103.899	65.120	169.019
C	194.840	4.788	199.628	125.120	324.748
D	290.422	7.138	297.560	186.500	484.060
E	696.565	17.119	713.684	447.313	1,160.997

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	11.934	0.000	6,626,626,187	211.8	483.914
B	50.0	11.934	2.768	6,626,626,187	211.8	397.332
C	50.0	11.934	5.318	6,626,626,187	211.8	317.557
D	50.0	14.244	7.836	6,676,265,423	211.0	314.643
E	50.0	19.314	18.378	6,773,709,573	209.3	144.698

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	350.0	164.575	53.965	483.914	0.000	∞
B	50.0	1,000	350.0	152.066	49.863	397.332	41.736	750.509
C	50.0	1,000	350.0	139.557	45.761	317.557	80.191	444.515
D	50.0	1,000	350.0	125.484	41.147	314.643	119.531	357.539
E	50.0	1,000	350.0	0.000	0.000	144.698	286.690	123.744

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.634	1,000.0	350.0	0.00	1,309.259
B	50.0	5.634	1,000.0	350.0	0.00	1,309.259
C	50.0	5.634	1,000.0	350.0	0.00	1,309.259
D	50.0	6.774	1,000.0	350.0	0.00	1,428.968
E	50.0	9.316	1,000.0	350.0	0.00	1,695.934

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,309.259	1,309.259
B	750.509	1,309.259	750.509
C	444.515	1,309.259	444.515
D	357.539	1,428.968	357.539
E	123.744	1,695.934	123.744

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

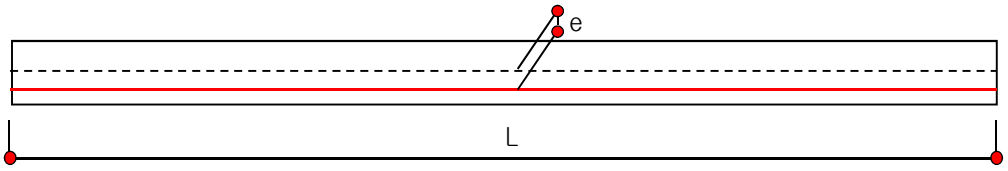
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	218.541	1,309.259	0.750	981.944	-763.40	0.223	전단보강 불필요
B	201.929	750.509	0.750	562.882	-360.95	0.359	전단보강 불필요
C	185.318	444.515	0.750	333.386	-148.07	0.556	전단보강 불필요
D	166.631	357.539	0.750	268.154	-101.52	0.621	전단보강 불필요
E	0.000	123.744	0.750	92.808	-92.81	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

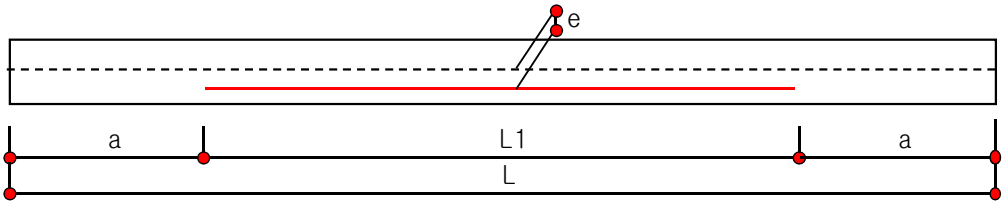
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{4{,}928 \times 129.3 \times 21.05^2}{8 \times 32{,}300 \times 6773709573} - \frac{1{,}401 \times 131.0 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 6773709573}$$

$$- \frac{674 \times 131.8 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 6773709573}$$

= 161.34 - 2.622 - 0.520 = 158.2 mm (솟음)

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (21,050 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	637.328	6,840,505,749	-158.20	
풍도슬래브 자중	580.471	6,840,505,749	139.56	
접합 몰탈	14.266	6,840,505,749	3.26	
격벽 하중(집중하중)	0.000	6,840,505,749	0.00	
합 계(고정하중)			-15.38	
작업하중 및 풍하중	279.570	6,840,505,749	63.84	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE4-1

(L= 21.250 m, B= 0.700 m, H= 0.430 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

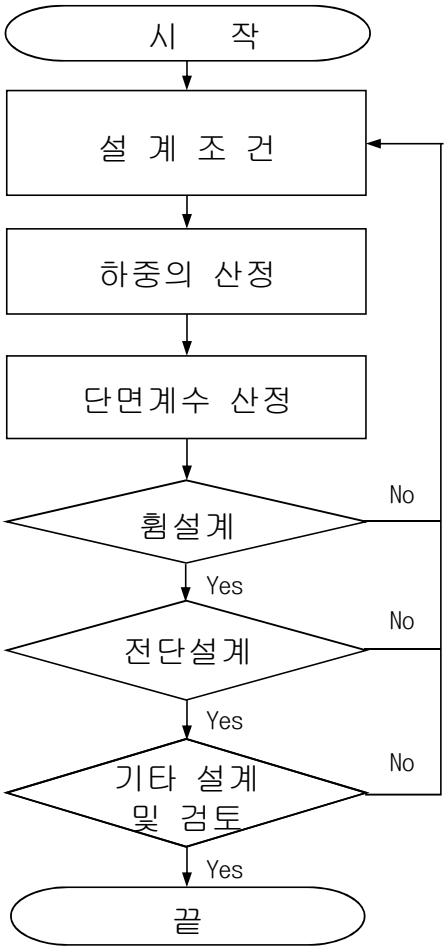
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 21.250 m

㉯ 계산지간 : 21.050 m

㉰ 폭 원 : 0.700 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.430 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 20 = 2,774.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = #### x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

f_{cu} = f_{ck} + 5

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'}$ = E_p / E_{ci} = 7.0

사용하중 도입시 : n_p = E_p / E_{pc} = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

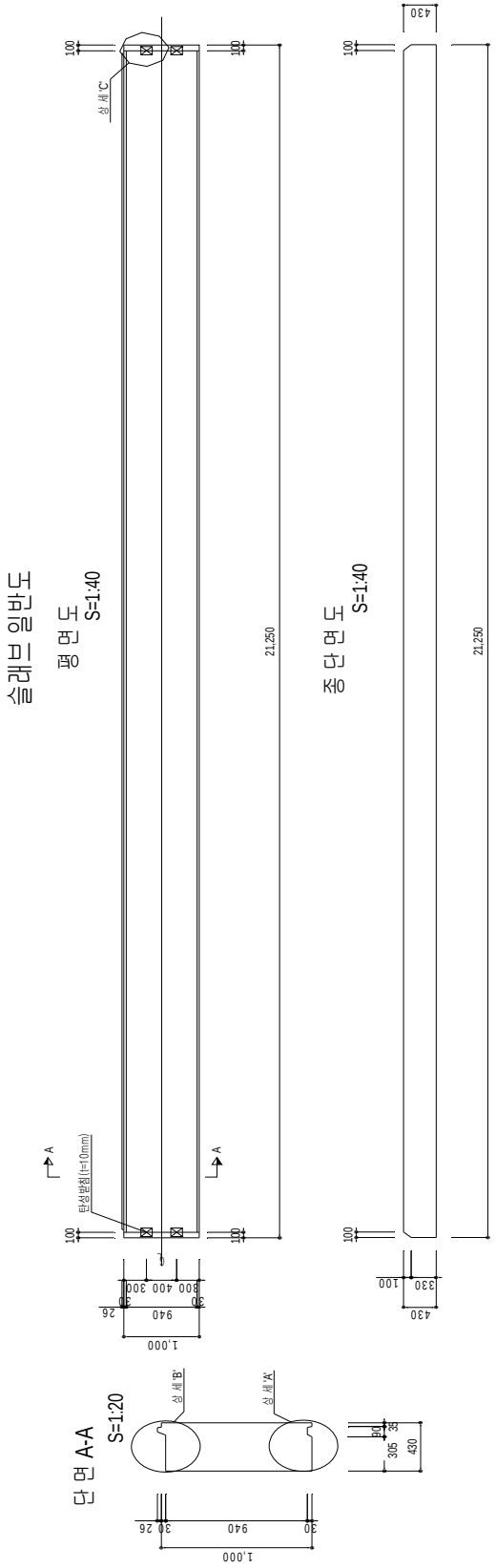
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.7m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

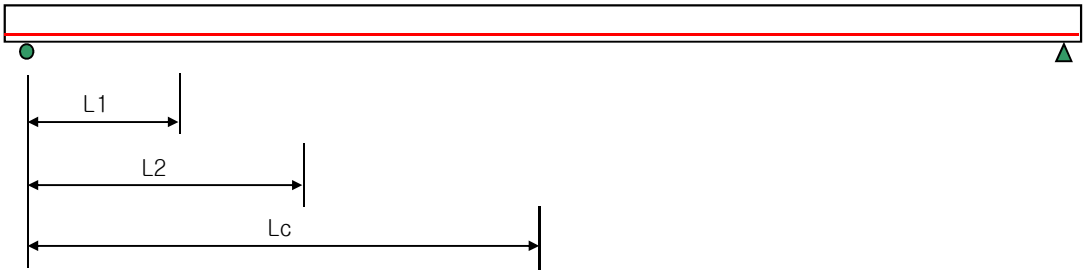
단 면 적 = 287,369 ㎟

하중계산 = 287,369 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.184 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 700.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 10,857 ㎟

하중계산 = 10,857 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.255 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.700 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.700 = 3.500 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

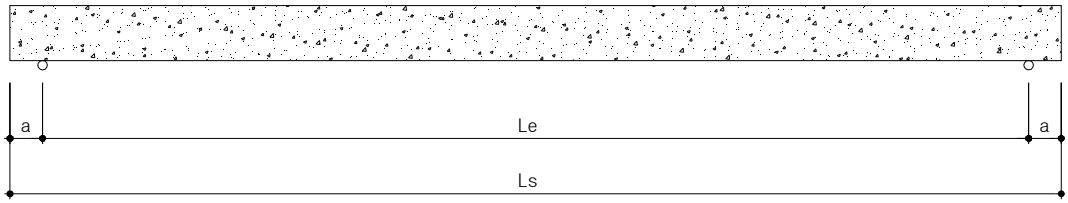
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.184	0.255	0.000	3.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.44
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	10.94
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.44
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	10.42
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	14.53
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.93
MAX						14.53

3.5 단면력 산정

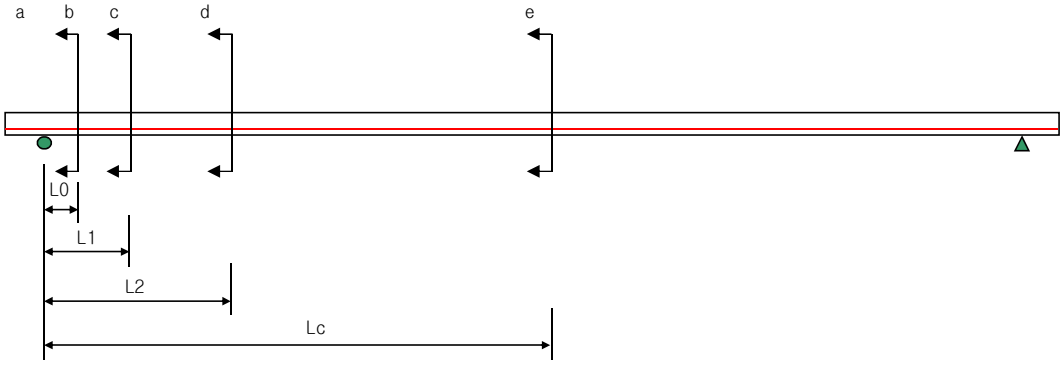
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 21.250 m
- 계산지간(Le) : 21.050 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 10.525 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (10.263 × 21.050)/ 2 = 108.020 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 10.263 × 0.800 / 2 × (21.150 - 0.800) = 83.542 kN-m

M_3 = 10.263 × 1.600 / 2 × (21.150 - 1.600) = 160.516 kN-m

M_4 = 10.263 × 2.500 / 2 × (21.150 - 2.500) = 239.260 kN-m

M_5 = 10.263 × 10.525 / 2 × (21.150 - 10.525) = 573.856 kN-m

③ 전단력

S_1 = 108.020 kN

S_2 = 108.020 - (10.263 × 0.800) = 99.809 kN

S_3 = 108.020 - (10.263 × 1.600) = 91.599 kN

S_4 = 108.020 - (10.263 × 2.500) = 82.362 kN

S_5 = 108.020 - (10.263 × 10.525) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.364 × 21.050)/ 2 = 3.836 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.364 × 0.800 / 2 × (21.150 - 0.800) = 2.967 kN-m

M_3 = 0.364 × 1.600 / 2 × (21.150 - 1.600) = 5.701 kN-m

M_4 = 0.364 × 2.500 / 2 × (21.150 - 2.500) = 8.497 kN-m

M_5 = 0.364 × 10.525 / 2 × (21.150 - 10.525) = 20.380 kN-m

③ 전단력

S_1 = 3.836 kN

S_2 = 3.836 - (0.364 × 0.800) = 3.545 kN

S_3 = 3.836 - (0.364 × 1.600) = 3.253 kN

S_4 = 3.836 - (0.364 × 2.500) = 2.925 kN

S_5 = 3.836 - (0.364 × 10.525) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 10.525 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 21.050)/ 2 = 52.625 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (21.150 - 0.800) = 40.700 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (21.150 - 1.600) = 78.200 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (21.150 - 2.500) = 116.563 kN-m

M_5 = 5.000 × 10.525 / 2 × (21.150 - 10.525) = 279.570 kN-m

③ 전단력

S_1 = 52.625 kN

S_2 = 52.625 - (5.000 × 0.800) = 48.625 kN

S_3 = 52.625 - (5.000 × 1.600) = 44.625 kN

S_4 = 52.625 - (5.000 × 2.500) = 40.125 kN

S_5 = 52.625 - (5.000 × 10.525) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	83.542	2.967	0.000	40.700	127.209	0차비부착부
	c	160.516	5.701	0.000	78.200	244.417	1차비부착부
	d	239.260	8.497	0.000	116.563	364.320	2차비부착부
	e	573.856	20.380	0.000	279.570	873.806	중앙부
전단력 (KN/m)	a	108.020	3.836	0.000	52.625	164.481	지점부(전단검토)
	b	99.809	3.545	0.000	48.625	151.979	0차비부착부
	c	91.599	3.253	0.000	44.625	139.477	1차비부착부
	d	82.362	2.925	0.000	40.125	125.412	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

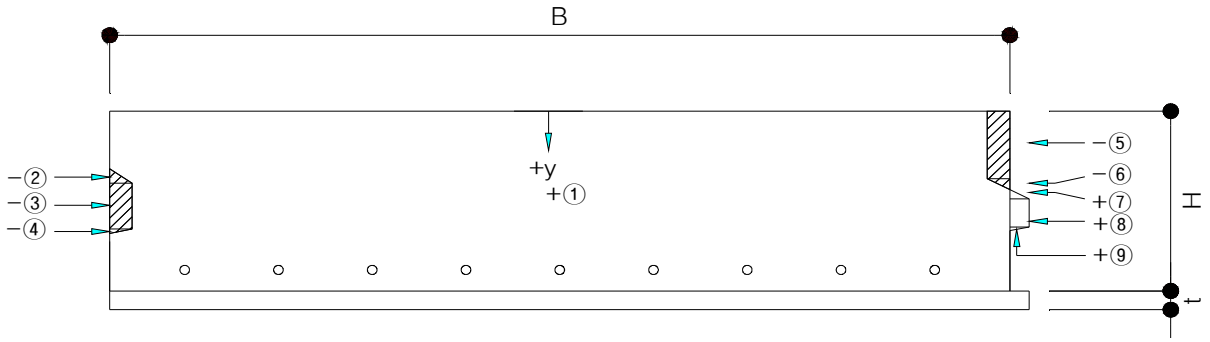
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	108.020	3.836	0.000		111.856	
LC-2	108.020	3.836	0.000	52.625	164.481	
MAX					164.481	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	700	430	301,000	215.0	64,715,000	46,225	15,408	61,633	18,551,633,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	318.3	-95,500	101,336	22	101,358	-30,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	357.0	-685,440	127,449	341	127,790	-245,357,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	391.0	-35,190	152,881	2	152,883	-13,759,470
⑤ □	-1	30.0	319	-9,570	159.5	-1,526,415	25,440	8,480	33,920	-324,617,590
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	324.0	-72,900	104,976	13	104,989	-23,622,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	342.7	57,911	117,420	9	117,430	19,845,642
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	366.5	371,631	134,322	127	134,449	136,331,286
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	387.7	25,198	150,285	1	150,287	9,768,644
Ap1	-10			-1,387	375.0	-520,125	140,625			-195,073,064
Ap2	-10			-1,387	325.0	-450,775	105,625			-146,528,064
합 계				287,369		61,783,395				17,738,213,364

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 287,369.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 61,783,395 / 287,369 = 215.00 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 215.00 - 430.00 = -215.00 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

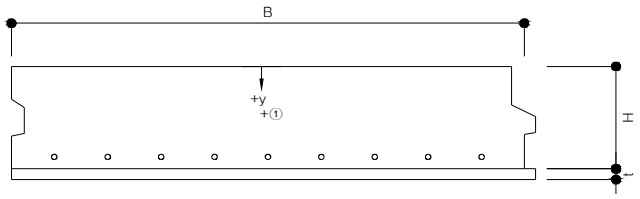
= 17,738,213,364 - 215.00 × 61,783,395 = 4,454,985,536 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{4,454,985,536}{215.00} =$ 20,721,178.2 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{4,454,985,536}{-215.00} =$ -20,720,547.7 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 10.525m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	375.0
Ap2	Φ15.2mm	10	325.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			287,369.00		61,783,395				17,738,213,364
Ap1	138.7	10	8,322.00	375.0	3,120,750	140,625	0	140,625	1,170,281,250
Ap2	138.7	10	8,322.00	325.0	2,704,650	105,625	0	105,625	879,011,250
합계		20	304,013.00		67,608,795				19,787,505,864

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 304,013.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 67,608,795 / 304,013 = 222.39 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 222.39 − 430.00 = −207.61 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (10 ×375.0 + 10 ×325.0)/20

= 222.39 − 350.00 = −127.61 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

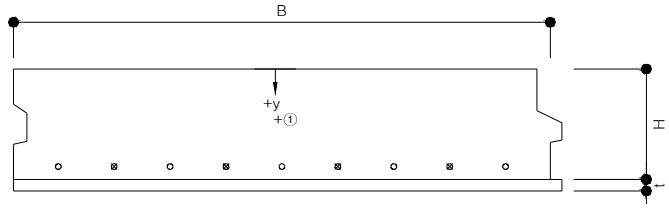
= 19,787,505,864 − 222.39 × 67,608,795 = 4,752,131,846 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{4,752,131,846}{222.39} = 21,368,667.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{4,752,131,846}{-127.61} = -37,238,864.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{4,752,131,846}{-207.61} = -22,889,468.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	375.0
Ap2	Φ15.2mm	6	325.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			287,369.00		61,783,395				17,738,213,364
Ap1	138.7	6	4,993.20	375.0	1,872,450	140,625	0	140,625	702,168,750
Ap2	138.7	6	4,993.20	325.0	1,622,790	105,625	0	105,625	527,406,750
합계		12	297,355.40		65,278,635				18,967,788,864

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 297,355.40 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 65,278,635 / 297,355 = 219.53 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 219.53 - 430.00 = -210.47 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (6 \times 375.0 + 6 \times 325.0) / 12$

= 219.53 - 350.00 = -130.47 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

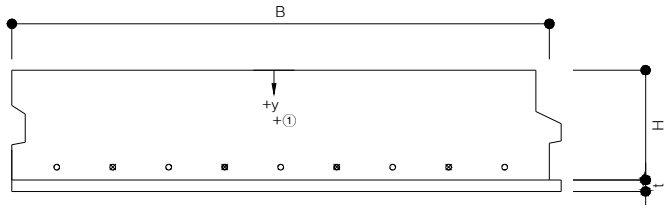
= 18,967,788,864 - 219.53 × 65,278,635 = 4,637,125,330 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{4,637,125,330}{219.53} = 21,122,902.7$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{4,637,125,330}{-130.47} = -35,541,884.9$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{4,637,125,330}{-210.47} = -22,032,310.8$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	375.0
Ap2	Φ15.2㎜	4	325.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			287,369.00		61,783,395				17,738,213,364
Ap1	138.7	4	3,328.80	375.0	1,248,300	140,625	0	140,625	468,112,500
Ap2	138.7	4	3,328.80	325.0	1,081,860	105,625	0	105,625	351,604,500
합계		8	294,026.60		64,113,555				18,557,930,364

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 294,026.60 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 64,113,555 / 294,027 = 218.05 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 218.05 - 430.00 = -211.95 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (4 \times 375.0 + 4 \times 325.0) / 8$

= 218.05 - 350.00 = -131.95 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 18,557,930,364 - 218.05 × 64,113,555 = 4,577,739,678 ㎜⁴

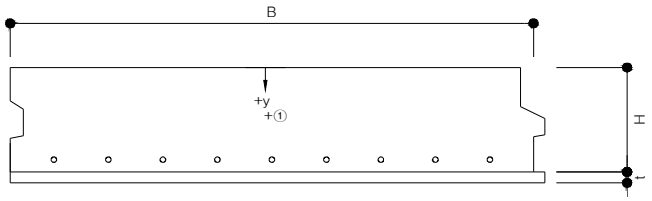
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{4,577,739,678}{218.05} = 20,993,645.3$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{4,577,739,678}{-131.95} = -34,693,930.6$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{4,577,739,678}{-211.95} = -21,598,571.2$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 10.525m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	375.0
Ap2	Φ15.2mm	10	325.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			287,369.00		61,783,395				17,738,213,364
Ap1	138.7	10	6,935.00	375.0	2,600,625	140,625	0	140,625	975,234,375
Ap2	138.7	10	6,935.00	325.0	2,253,875	105,625	0	105,625	732,509,375
합계		20	301,239.00		66,637,895				19,445,957,114

N_c = 6.00

A_{vc1} = 301,239.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 66,637,895 / 301,239 = 221.21 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 221.21 − 430.00 = -208.79 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 375.0 + 10 \times 325.0) / 20$

= 221.21 − 350.00 = -128.79 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

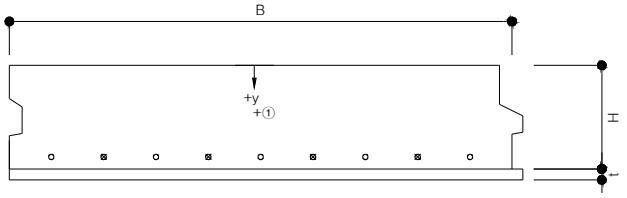
= 19,445,957,114 − 221.21 × 66,637,895 = 4,704,807,894 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{4,704,807,894}{221.21} = 21,268,253.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{4,704,807,894}{-128.79} = -36,531,616.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{4,704,807,894}{-208.79} = -22,533,976.3 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	375.0
Ap2	Φ15.2mm	6	325.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			287,369.00		61,783,395				17,738,213,364
Ap1	138.7	6	4,161.00	375.0	1,560,375	140,625	0	140,625	585,140,625
Ap2	138.7	6	4,161.00	325.0	1,352,325	105,625	0	105,625	439,505,625
합계		12	295,691.00		64,696,095				18,762,859,614

N_c = 6.00

A_{vb1} = 295,691.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 64,696,095 / 295,691 = 218.80 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 218.80 - 430.00 = -211.20 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (6 ×375.0+6 ×325.0) / 12

= 218.80 - 350.00 = -131.20 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

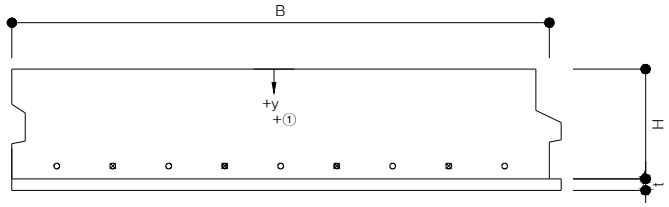
= 18,762,859,614 - 218.80 × 64,696,095 = 4,607,593,785 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{4,607,593,785}{218.80} = 21,058,829.2$ ㎟

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{4,607,593,785}{-131.20} = -35,117,863.1$ ㎟

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{4,607,593,785}{-211.20} = -21,815,875.7$ ㎟

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	375.0
Ap2	Φ15.2㎜	4	325.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			287,369.00		61,783,395				17,738,213,364
Ap1	138.7	4	2,774.00	375.0	1,040,250	140,625	0	140,625	390,093,750
Ap2	138.7	4	2,774.00	325.0	901,550	105,625	0	105,625	293,003,750
합계		8	292,917.00		63,725,195				18,421,310,864

N_c = 6.00

A_{va1} = 292,917.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 63,725,195 / 292,917 = 217.55 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 217.55 - 430.00 = -212.45 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (4 ×375.0+4 ×325.0) / 8

= 217.55 - 350.00 = -132.45 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 18,421,310,864 - 217.55 × 63,725,195 = 4,557,655,024 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{4,557,655,024}{217.55} = 20,949,557.5$ ㎟

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{4,557,655,024}{-132.45} = -34,411,358.6$ ㎟

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{4,557,655,024}{-212.45} = -21,453,215.9$ ㎟

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 10.525m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	287,369.0	A_{vc1}'	304,013.0	mm^2
Y_{tc0}	215.0	Y_{tc1}'	222.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-127.6	mm
Y_{bc0}	-215.0	Y_{bc1}'	-207.6	mm
I_{vc0}	4,454,985,536.1	I_{vc1}'	4,752,131,846.2	mm^4
Z_{tc0}	20,721,178.2	Z_{tc1}'	21,368,667.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-37,238,864.4	mm^3
Z_{bc0}	-20,720,547.7	Z_{bc1}'	-22,889,468.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	287,369.0	A_{vb1}'	297,355.4	mm^2
Y_{tb0}	215.0	Y_{tb1}'	219.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-130.5	mm
Y_{bb0}	-215.0	Y_{bb1}'	-210.5	mm
I_{vb0}	4,454,985,536.1	I_{vb1}'	4,637,125,330.1	mm^4
Z_{tb0}	20,721,178.2	Z_{tb1}'	21,122,902.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-35,541,884.9	mm^3
Z_{bb0}	-20,720,547.7	Z_{bb1}'	-22,032,310.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	287,369.0	A_{va1}'	294,026.6	mm^2
Y_{ta0}	215.0	Y_{ta1}'	218.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-131.9	mm
Y_{ba0}	-215.0	Y_{ba1}'	-211.9	mm
I_{va0}	4,454,985,536.1	I_{va1}'	4,577,739,678.3	mm^4
Z_{ta0}	20,721,178.2	Z_{ta1}'	20,993,645.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-34,693,930.6	mm^3
Z_{ba0}	-20,720,547.7	Z_{ba1}'	-21,598,571.2	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 10.525m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	287,369.0	A_{vc1}	301,239.0	mm^2
Y_{tc0}	215.0	Y_{tc1}	221.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-128.8	mm
Y_{bc0}	-215.0	Y_{bc1}	-208.8	mm
I_{vc0}	4,454,985,536.1	I_{vc1}	4,704,807,893.7	mm^4
Z_{tc0}	20,721,178.2	Z_{tc1}	21,268,253.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-36,531,616.0	mm^3
Z_{bc0}	-20,720,547.7	Z_{bc1}	-22,533,976.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	287,369.0	A_{vb1}	295,691.0	mm^2
Y_{tb0}	215.0	Y_{tb1}	218.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-131.2	mm
Y_{bb0}	-215.0	Y_{bb1}	-211.2	mm
I_{vb0}	4,454,985,536.1	I_{vb1}	4,607,593,785.2	mm^4
Z_{tb0}	20,721,178.2	Z_{tb1}	21,058,829.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-35,117,863.1	mm^3
Z_{bb0}	-20,720,547.7	Z_{bb1}	-21,815,875.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	287,369.0	A_{va1}	292,917.0	mm^2
Y_{ta0}	215.0	Y_{ta1}	217.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-132.4	mm
Y_{ba0}	-215.0	Y_{ba1}	-212.4	mm
I_{va0}	4,454,985,536.1	I_{va1}	4,557,655,023.9	mm^4
Z_{ta0}	20,721,178.2	Z_{ta1}	20,949,557.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-34,411,358.6	mm^3
Z_{ba0}	-20,720,547.7	Z_{ba1}	-21,453,215.9	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.7m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{573,856,008}{21,368,667} \times 0.700 = 18.799$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{573,856,008}{-37,238,864} \times 0.700 = -10.787$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{573,856,008}{-22,889,468} \times 0.700 = -17.550$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{573,856,008}{21,268,253} \times 0.700 = 18.887$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{573,856,008}{-36,531,616} \times 0.700 = -10.996$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{573,856,008}{-22,533,976} \times 0.700 = -17.826$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{20,379,837}{21,268,253} \times 0.700 = 0.671$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{20,379,837}{-36,531,616} \times 0.700 = -0.391$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{20,379,837}{-22,533,976} \times 0.700 = -0.633$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{21,268,253} \times 0.700 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-36,531,616} \times 0.700 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-22,533,976} \times 0.700 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{279,570,313}{21,268,253} \times 0.700 = 9.201$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{279,570,313}{-36,531,616} \times 0.700 = -5.357$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{279,570,313}{-22,533,976} \times 0.700 = -8.685$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 20 \times \left(\frac{1}{304,013} + \frac{-127.61}{-37,238,864}\right)$

$= 25.524$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -10.787$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (25.524 + -10.787)$

$= 14.737$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 14.737 = 106.021$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.391 + 0.000)
  = 0.391 MPa (압축)
- f_{cir} = 14.737 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 14.737 - 7 × 0.391
  = 174.110 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 106.021 - 0.05 × (45.500 + 174.110)
= 13.417 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 106.021 = 1,263.98 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 20 × 138.7 × 1,264.0
= 3,506.28 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,263.98 - 174.11 - 45.50 - 13.42
= 1,030.95 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,030.95}{1,263.98} = 0.816$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.816 × 3,506.28 = 2,859.86 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,506.28 × -127.61 / 1,000 = -447.444 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,859.86 × -128.79 / 1,000 = -368.313 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,506,277}{304,013} + \frac{-447,443,546}{21,368,667} =$ -9.406 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,506,277}{304,013} + \frac{-447,443,546}{-37,238,864} =$ 23.549 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,506,277}{304,013} + \frac{-447,443,546}{-22,889,468} =$ 31.081 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,859,859}{301,239} + \frac{-368,313,460}{21,268,253} =$ -7.824 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,859,859}{301,239} + \frac{-368,313,460}{-36,531,616} =$ 19.576 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,859,859}{301,239} + \frac{-368,313,460}{-22,533,976} =$ 25.838 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{239,260,350}{21,122,903} \times 0.700 =$ 7.929 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{239,260,350}{-35,541,885} \times 0.700 =$ -4.712 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{239,260,350}{-22,032,311} \times 0.700 =$ -7.602 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{239,260,350}{21,058,829} \times 0.700 =$ 7.953 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{239,260,350}{-35,117,863} \times 0.700 =$ -4.769 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{239,260,350}{-21,815,876} \times 0.700 =$ -7.677 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{8,497,057}{21,058,829} \times 0.700 = 0.282$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{8,497,057}{-35,117,863} \times 0.700 = -0.169$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{8,497,057}{-21,815,876} \times 0.700 = -0.273$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{21,058,829} \times 0.700 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-35,117,863} \times 0.700 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-21,815,876} \times 0.700 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{116,562,500}{21,058,829} \times 0.700 = 3.875$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{116,562,500}{-35,117,863} \times 0.700 = -2.323$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{116,562,500}{-21,815,876} \times 0.700 = -3.740$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{297,355} + \frac{-130.47}{-35,541,885} \right)$

$= 16.039$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -4.712 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 16.039 + -4.712 $)$
  $=$ 11.327 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 11.327 $=$ 81.486 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.169 + 0.000 $)$
  $=$ 0.169 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.327 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} =$ 12 × 11.327 − 7 × 0.169
  $=$ 134.733 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} =$ 119 − 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$=$ 119 − 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} =$ 35 − 0.1 × Δfpel − 0.05 × (Δfpsh + Δfpcr)
$=$ 35 − 0.1 × 81.486 − 0.05 × (45.500 + 134.733)
$=$ 17.840 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 − 81.486 $=$ 1,288.51 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 12 × 138.7 × 1,288.5
$=$ 2,144.60 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,288.51 − 134.73 − 45.50 − 17.84
$=$ 1,090.44 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,090.44}{1,288.51} =$ 0.846

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.846 × 2,144.60 $=$ 1,814.93 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,144.60 \times -130.47 / 1,000 = -279.805$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,814.93 \times -131.20 / 1,000 = -238.126$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,144,603}{297,355} + \frac{-279,804,913}{21,122,903} = -6.034$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,144,603}{297,355} + \frac{-279,804,913}{-35,541,885} = 15.085$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,144,603}{297,355} + \frac{-279,804,913}{-22,032,311} = 19.912$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,814,932}{295,691} + \frac{-238,125,762}{21,058,829} = -5.170$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,814,932}{295,691} + \frac{-238,125,762}{-35,117,863} = 12.919$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,814,932}{295,691} + \frac{-238,125,762}{-21,815,876} = 17.053$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{160,516,113}{20,993,645} \times 0.700 = 5.352$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{160,516,113}{-34,693,931} \times 0.700 = -3.239$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{160,516,113}{-21,598,571} \times 0.700 = -5.202$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{160,516,113}{20,949,557} \times 0.700 = 5.363$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{160,516,113}{-34,411,359} \times 0.700 = -3.265$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{160,516,113}{-21,453,216} \times 0.700 = -5.238$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{5,700,545}{20,949,557} \times 0.700 = 0.190$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{5,700,545}{-34,411,359} \times 0.700 = -0.116$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{5,700,545}{-21,453,216} \times 0.700 = -0.186$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{20,949,557} \times 0.700 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-34,411,359} \times 0.700 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-21,453,216} \times 0.700 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{78,200,000}{20,949,557} \times 0.700 = 2.613$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{78,200,000}{-34,411,359} \times 0.700 = -1.591$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{78,200,000}{-21,453,216} \times 0.700 = -2.552$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{294,027} + \frac{-131.95}{-34,693,931})$

$= 10.951$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -3.239 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 10.951 + -3.239 $)$
  $=$ 7.713 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.713 $=$ 55.488 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.116 + 0.000 $)$
  $=$ 0.116 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.713 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.713 $- 7 \times$ 0.116
  $=$ 91.742 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 55.488 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 91.742 $)$
$=$ 22.589 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 55.488 $=$ 1,314.51 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,314.5
$=$ 1,458.58 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,314.51 $-$ 91.74 $-$ 45.50 $-$ 22.59
$=$ 1,154.68 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,154.68}{1,314.51} =$ 0.878

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.878 $\times$ 1,458.58 $=$ 1,281.23 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}458.58 \times -131.95 / 1{,}000 = -192.455$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}281.23 \times -132.45 / 1{,}000 = -169.695$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}458{,}582}{294{,}027} + \frac{-192{,}454{,}713}{20{,}993{,}645} = -4.207$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}458{,}582}{294{,}027} + \frac{-192{,}454{,}713}{-34{,}693{,}931} = 10.508$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}458{,}582}{294{,}027} + \frac{-192{,}454{,}713}{-21{,}598{,}571} = 13.871$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}281{,}233}{292{,}917} + \frac{-169{,}694{,}537}{20{,}949{,}557} = -3.726$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}281{,}233}{292{,}917} + \frac{-169{,}694{,}537}{-34{,}411{,}359} = 9.305$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}281{,}233}{292{,}917} + \frac{-169{,}694{,}537}{-21{,}453{,}216} = 12.284$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,263.98	1,288.51	1,314.51
유효 긴장응력	1,030.95	1,090.44	1,154.68

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,031.0	1,090.4	1,154.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-9.406	31.081	-6.034	19.912	-4.207	13.871
풍도슬래브	18.799	-17.550	7.929	-7.602	5.352	-5.202

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-7.824	25.838	-5.170	17.053	-3.726	12.284
고정 하중	풍도슬래브	18.887	-17.826	7.953	-7.677	5.363	-5.238
	CIP 몰탈	0.671	-0.633	0.282	-0.273	0.190	-0.186
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.201	-8.685	3.875	-3.740	2.613	-2.552

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	9.393	13.532	1.895	12.310	1.146	8.669
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.063	8.012	2.783	9.376	1.637	7.047
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.734	7.379	3.066	9.103	1.828	6.861
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.734	7.379	3.066	9.103	1.828	6.861
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	20.936	-1.306	6.940	5.363	4.441	4.309
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 3,800,380.000 \quad \times \quad 21250 \quad) / (\quad 2774.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 145.563 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	499.158	1.6 ×(Σ작업하중)	313.119	812.277

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 812.277 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 350 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 700 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2774.00}{700.0 \times 350.0} = 0.0113$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.011 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,420 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{2774.00 \times 1,420 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 700}$$

$$= 132.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 2,774.00 \times 1,420 \times 350.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.08}{50}\right)$$

$$= 950 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 950 kN·m > 812.28 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 25.838)× 22,533,976 / 1.0E+06

= 682.63 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 949.56 kN·m

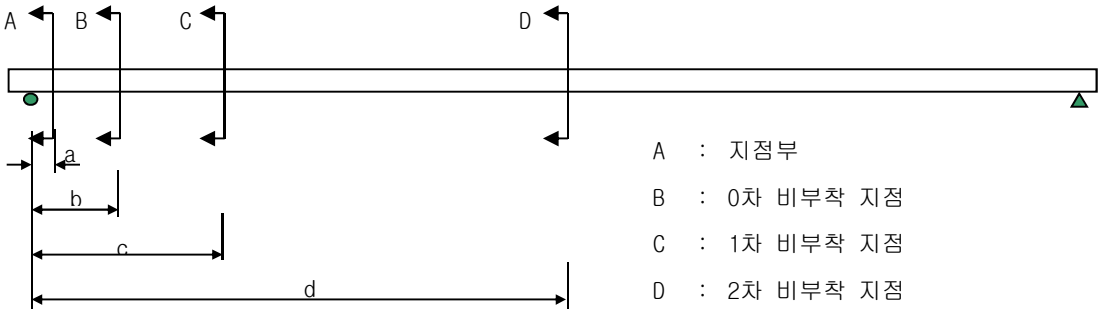
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 682.63 = 819.15 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	75.614	2.685	78.299	36.838	115.137
B	69.867	2.481	72.348	34.038	106.385
C	64.119	2.277	66.396	31.238	97.634
D	57.653	2.047	59.701	28.088	87.788
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	58.480	2.077	60.556	28.490	89.046
C	112.361	3.990	116.352	54.740	171.092
D	167.482	5.948	173.430	81.594	255.024
E	401.699	14.266	415.965	195.699	611.664

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	90.737	3.222	93.959	58.940	152.899
B	83.840	2.977	86.817	54.460	141.277
C	76.943	2.733	79.676	49.980	129.656
D	69.184	2.457	71.641	44.940	116.581
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	70.176	2.492	72.668	45.584	118.252
C	134.834	4.788	139.622	87.584	227.206
D	200.979	7.138	208.116	130.550	338.666
E	482.039	17.119	499.158	313.119	812.277

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.305	0.000	4,557,655,024	212.4	275.479
B	50.0	9.305	2.823	4,557,655,024	212.4	214.923
C	50.0	9.305	5.424	4,557,655,024	212.4	159.128
D	50.0	12.919	7.950	4,607,593,785	211.2	185.533
E	50.0	19.576	18.459	4,704,807,894	208.8	104.823

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	700	350.0	115.137	37.762	275.479	0.000	∞
B	50.0	700	350.0	106.385	34.892	214.923	29.205	449.778
C	50.0	700	350.0	97.634	32.022	159.128	56.114	275.061
D	50.0	700	350.0	87.788	28.793	185.533	83.642	238.276
E	50.0	700	350.0	0.000	0.000	104.823	200.613	86.621

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.374	700.0	350.0	0.00	823.892
B	50.0	4.374	700.0	350.0	0.00	823.892
C	50.0	4.374	700.0	350.0	0.00	823.892
D	50.0	6.138	700.0	350.0	0.00	953.537
E	50.0	9.494	700.0	350.0	0.00	1,200.183

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	823.892	823.892
B	449.778	823.892	449.778
C	275.061	823.892	275.061
D	238.276	953.537	238.276
E	86.621	1,200.183	86.621

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

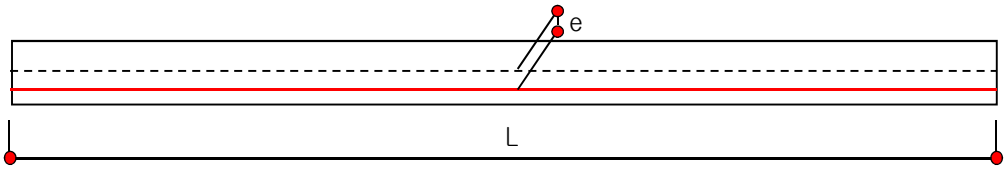
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	152.899	823.892	0.750	617.919	-465.02	0.247	전단보강 불필요
B	141.277	449.778	0.750	337.334	-196.06	0.419	전단보강 불필요
C	129.656	275.061	0.750	206.296	-76.64	0.628	전단보강 불필요
D	116.581	238.276	0.750	178.707	-62.13	0.652	전단보강 불필요
E	0.000	86.621	0.750	64.965	-64.97	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

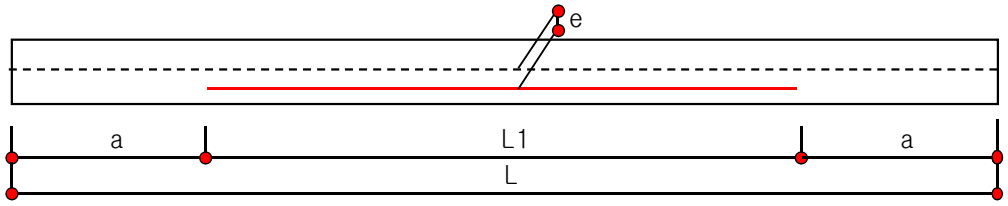
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}506 \times 128.8 \times 21.05^2}{8 \times 32{,}300 \times 4704807894} - \frac{1{,}362 \times 131.2 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 4704807894}$$

$$- \frac{686 \times 132.4 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 4704807894}$$

= 164.58 - 3.674 - 0.765 = 160.1 mm (솟음)

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (21,050 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	451.564	4,752,131,846	-160.15	
풍도슬래브 자중	573.856	4,752,131,846	139.03	
접합 몰탈	20.380	4,752,131,846	4.69	
격벽 하중(집중하중)	0.000	4,752,131,846	0.00	
합 계(고정하중)			-16.43	
작업하중 및 풍하중	279.570	4,752,131,846	64.32	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE4'

(L= 21.425 m, B= 1.000 m, H= 0.430 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

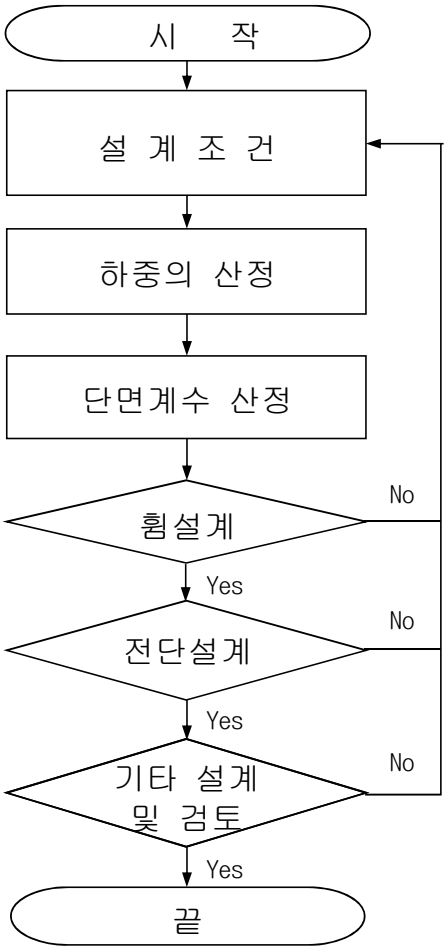
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 21.425 m

㉯ 계산지간 : 21.225 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.430 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 28 = 3,883.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = #### x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

f_{cu} = f_{ck} + 5

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'}$ = E_p / E_{ci} = 7.0

사용하중 도입시 : n_p = E_p / E_{pc} = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

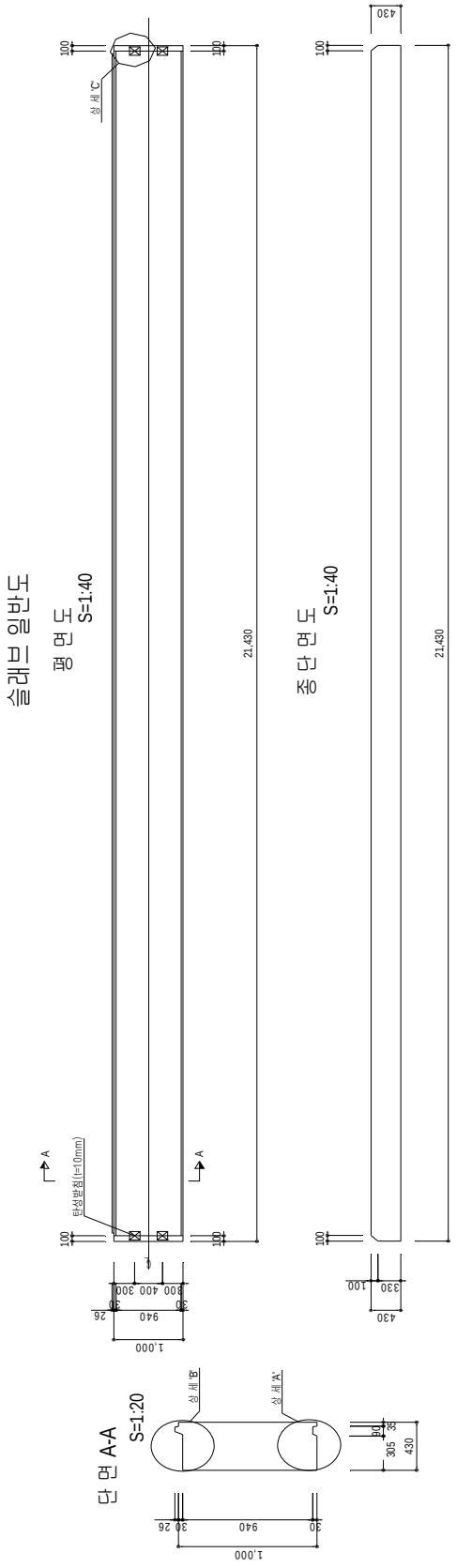
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

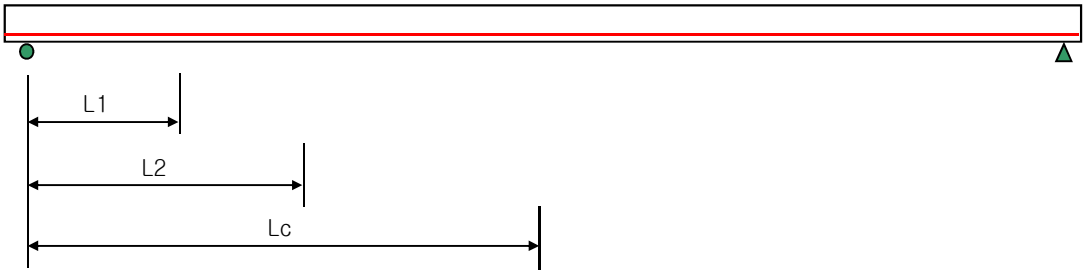
단 면 적 = 415,259 ㎟

하중계산 = 415,259 / 1.0E+06 × 25.00 = 10.381 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 10,857 ㎟

하중계산 = 10,857 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.255 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

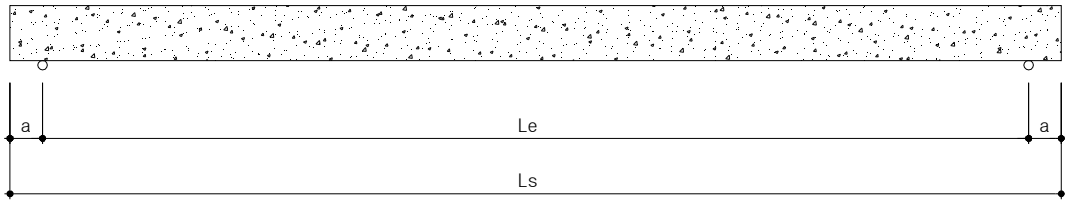
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	10.381	0.255	0.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	10.64
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	15.64
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	10.64
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	14.89
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.76
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	12.76
MAX						20.76

3.5 단면력 산정

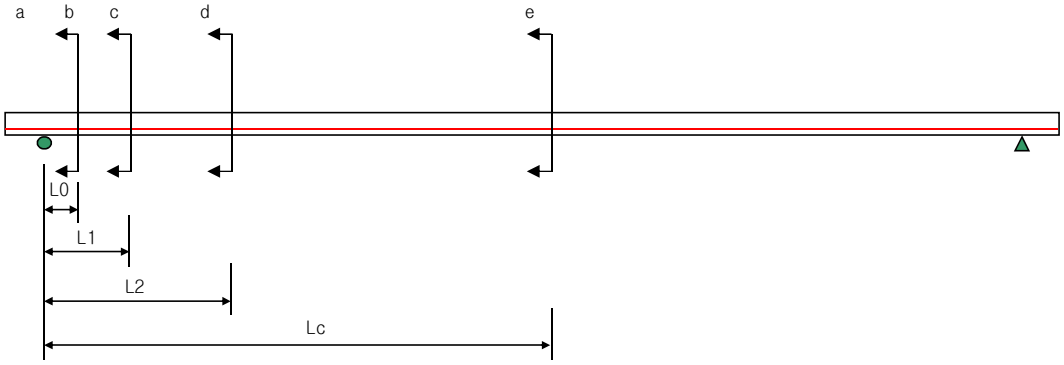
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 21.425 m
- 계산지간(Le) : 21.225 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 10.613 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (10.381 × 21.225)/ 2 = 110.174 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 10.381 × 0.800 / 2 × (21.325 - 0.800) = 85.232 kN-m

M_3 = 10.381 × 1.600 / 2 × (21.325 - 1.600) = 163.820 kN-m

M_4 = 10.381 × 2.500 / 2 × (21.325 - 2.500) = 244.289 kN-m

M_5 = 10.381 × 10.613 / 2 × (21.325 - 10.613) = 590.117 kN-m

③ 전단력

S_1 = 110.174 kN

S_2 = 110.174 - (10.381 × 0.800) = 101.868 kN

S_3 = 110.174 - (10.381 × 1.600) = 93.563 kN

S_4 = 110.174 - (10.381 × 2.500) = 84.220 kN

S_5 = 110.174 - (10.381 × 10.613) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.255 × 21.225)/ 2 = 2.708 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.255 × 0.800 / 2 × (21.325 - 0.800) = 2.095 kN-m

M_3 = 0.255 × 1.600 / 2 × (21.325 - 1.600) = 4.026 kN-m

M_4 = 0.255 × 2.500 / 2 × (21.325 - 2.500) = 6.004 kN-m

M_5 = 0.255 × 10.613 / 2 × (21.325 - 10.613) = 14.503 kN-m

③ 전단력

S_1 = 2.708 kN

S_2 = 2.708 - (0.255 × 0.800) = 2.504 kN

S_3 = 2.708 - (0.255 × 1.600) = 2.299 kN

S_4 = 2.708 - (0.255 × 2.500) = 2.070 kN

S_5 = 2.708 - (0.255 × 10.613) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 10.613 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 21.225)/ 2 = 53.063 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (21.325 - 0.800) = 41.050 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (21.325 - 1.600) = 78.900 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (21.325 - 2.500) = 117.656 kN-m

M_5 = 5.000 × 10.613 / 2 × (21.325 - 10.613) = 284.216 kN-m

③ 전단력

S_1 = 53.063 kN

S_2 = 53.063 - (5.000 × 0.800) = 49.063 kN

S_3 = 53.063 - (5.000 × 1.600) = 45.063 kN

S_4 = 53.063 - (5.000 × 2.500) = 40.563 kN

S_5 = 53.063 - (5.000 × 10.613) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	85.232	2.095	0.000	41.050	128.377	0차비부착부
	c	163.820	4.026	0.000	78.900	246.746	1차비부착부
	d	244.289	6.004	0.000	117.656	367.949	2차비부착부
	e	590.117	14.503	0.000	284.216	888.836	중앙부
전단력 (KN/m)	a	110.174	2.708	0.000	53.063	165.944	지점부(전단검토)
	b	101.868	2.504	0.000	49.063	153.434	0차비부착부
	c	93.563	2.299	0.000	45.063	140.925	1차비부착부
	d	84.220	2.070	0.000	40.563	126.852	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

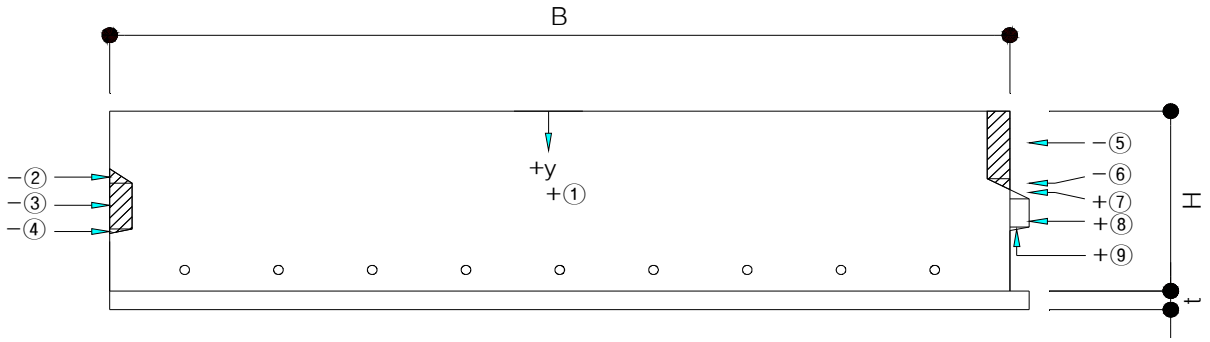
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	110.174	2.708	0.000		112.881	
LC-2	110.174	2.708	0.000	53.063	165.944	
MAX					165.944	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	430	430,000	215.0	92,450,000	46,225	15,408	61,633	26,502,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	318.3	-95,500	101,336	22	101,358	-30,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	357.0	-685,440	127,449	341	127,790	-245,357,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	391.0	-35,190	152,881	2	152,883	-13,759,470
⑤ □	-1	30.0	319	-9,570	159.5	-1,526,415	25,440	8,480	33,920	-324,617,590
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	324.0	-72,900	104,976	13	104,989	-23,622,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	342.7	57,911	117,420	9	117,430	19,845,642
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	366.5	371,631	134,322	127	134,449	136,331,286
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	387.7	25,198	150,285	1	150,287	9,768,644
Ap1	-14			-1,942	375.0	-728,175	140,625			-273,102,290
Ap2	-14			-1,942	325.0	-631,085	105,625			-205,139,290
합 계				415,259		89,130,035				25,552,272,913

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 415,259.40 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 89,130,035 / 415,259 = 214.64 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 214.64 - 430.00 = -215.36 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

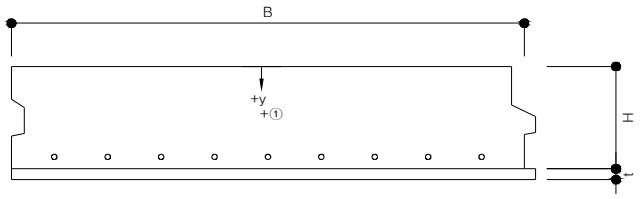
= 25,552,272,913 - 214.64 × 89,130,035 = 6,421,668,912 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{6,421,668,912}{214.64} =$ 29,918,740.4 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{6,421,668,912}{-215.36} =$ -29,817,884.9 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 10.613m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	375.0
Ap2	Φ15.2mm	14	325.0
합 계		28	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	14	11,650.80	375.0	4,369,050	140,625	0	140,625	1,638,393,750
Ap2	138.7	14	11,650.80	325.0	3,786,510	105,625	0	105,625	1,230,615,750
합계		28	438,561.00		97,285,595				28,421,282,413

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 438,561.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 97,285,595 / 438,561 = 221.83 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 221.83 − 430.00 = −208.17 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (14 ×375.0 + 14 ×325.0)/28

= 221.83 − 350.00 = −128.17 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

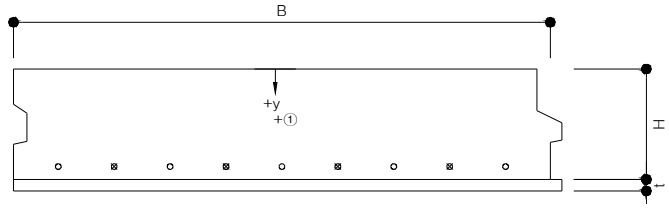
= 28,421,282,413 − 221.83 × 97,285,595 = 6,840,505,749 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{6,840,505,749}{221.83} = 30,836,826.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{6,840,505,749}{-128.17} = -53,370,196.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{6,840,505,749}{-208.17} = -32,860,049.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	375.0
Ap2	Φ15.2mm	10	325.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	10	8,322.00	375.0	3,120,750	140,625	0	140,625	1,170,281,250
Ap2	138.7	10	8,322.00	325.0	2,704,650	105,625	0	105,625	879,011,250
합계		20	431,903.40		94,955,435				27,601,565,413

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 431,903.40 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 94,955,435 / 431,903 = 219.85 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 219.85 − 430.00 = -210.15 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 ×375.0 + 10 ×325.0) / 20

= 219.85 − 350.00 = -130.15 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

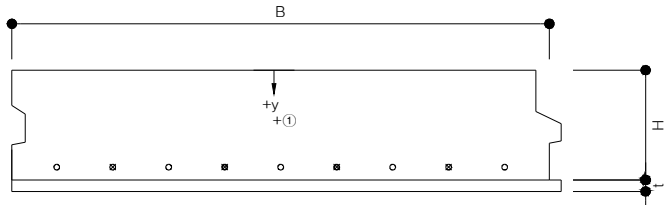
= 27,601,565,413 − 219.85 × 94,955,435 = 6,725,289,292 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{6,725,289,292}{219.85} = 30,589,879.5$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{6,725,289,292}{-130.15} = -51,674,725.1$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{6,725,289,292}{-210.15} = -32,002,847.5$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	375.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	325.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	8	6,657.60	375.0	2,496,600	140,625	0	140,625	936,225,000
Ap2	138.7	8	6,657.60	325.0	2,163,720	105,625	0	105,625	703,209,000
합계		16	428,574.60		93,790,355				27,191,706,913

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 428,574.60 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 93,790,355 / 428,575 = 218.84 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 218.84 − 430.00 = -211.16 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 ×375.0+ 8 ×325.0) / 16

= 218.84 − 350.00 = -131.16 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 27,191,706,913 − 218.84 × 93,790,355 = 6,666,387,188 ㎜⁴

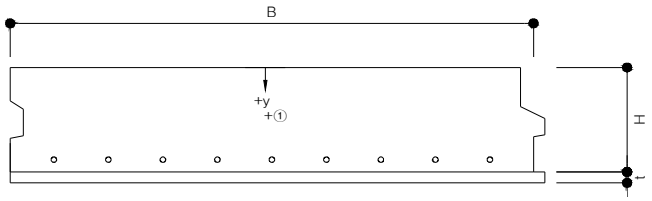
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{6,666,387,188}{218.84} = 30,462,025.9$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{6,666,387,188}{-131.16} = -50,827,359.0$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{6,666,387,188}{-211.16} = -31,570,692.6$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 10.613m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	375.0
Ap2	Φ15.2mm	14	325.0
합 계		28	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	14	9,709.00	375.0	3,640,875	140,625	0	140,625	1,365,328,125
Ap2	138.7	14	9,709.00	325.0	3,155,425	105,625	0	105,625	1,025,513,125
합계		28	434,677.40		95,926,335				27,943,114,163

N_c = 6.00

A_{vc1} = 434,677.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 95,926,335 / 434,677 = 220.68 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 220.68 − 430.00 = -209.32 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (14 \times 375.0 + 14 \times 325.0) / 28$

= 220.68 − 350.00 = -129.32 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

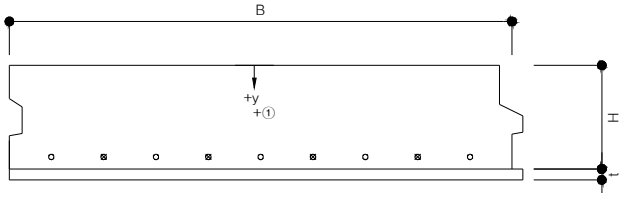
= 27,943,114,163 − 220.68 × 95,926,335 = 6,773,709,573 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{6,773,709,573}{220.68} = 30,694,162.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{6,773,709,573}{-129.32} = -52,381,051.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{6,773,709,573}{-209.32} = -32,361,160.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	375.0
Ap2	Φ15.2mm	10	325.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	10	6,935.00	375.0	2,600,625	140,625	0	140,625	975,234,375
Ap2	138.7	10	6,935.00	325.0	2,253,875	105,625	0	105,625	732,509,375
합계		20	429,129.40		93,984,535				27,260,016,663

N_c = 6.00

A_{vb1} = 429,129.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 93,984,535 / 429,129 = 219.01 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 219.01 − 430.00 = -210.99 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×375.0+10 ×325.0) / 20

= 219.01 − 350.00 = -130.99 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

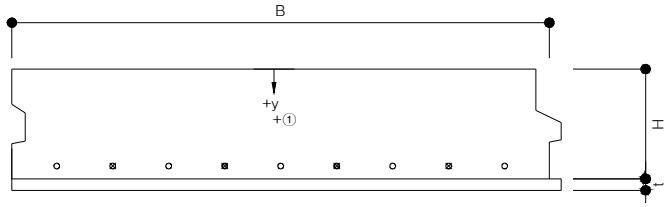
= 27,260,016,663 − 219.01 × 93,984,535 = 6,676,265,423 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{6,676,265,423}{219.01} =$ 30,483,544.7 ㎟

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{6,676,265,423}{-130.99} =$ -50,968,569.5 ㎟

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{6,676,265,423}{-210.99} =$ -31,642,884.3 ㎟

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	375.0
Ap2	Φ15.2㎜	8	325.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			415,259.40		89,130,035				25,552,272,913
Ap1	138.7	8	5,548.00	375.0	2,080,500	140,625	0	140,625	780,187,500
Ap2	138.7	8	5,548.00	325.0	1,803,100	105,625	0	105,625	586,007,500
합계		16	426,355.40		93,013,635				26,918,467,913

N_c = 6.00

A_{va1} = 426,355.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 93,013,635 / 426,355 = 218.16 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 218.16 − 430.00 = -211.84 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×375.0+8 ×325.0) / 16

= 218.16 − 350.00 = -131.84 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 26,918,467,913 − 218.16 × 93,013,635 = 6,626,626,187 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{6,626,626,187}{218.16} =$ 30,375,093.5 ㎟

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{6,626,626,187}{-131.84} =$ -50,262,585.1 ㎟

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{6,626,626,187}{-211.84} =$ -31,281,258.7 ㎟

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 10.613m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	415,259.4	A_{vc1}'	438,561.0	mm^2
Y_{tc0}	214.6	Y_{tc1}'	221.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-128.2	mm
Y_{bc0}	-215.4	Y_{bc1}'	-208.2	mm
I_{vc0}	6,421,668,911.8	I_{vc1}'	6,840,505,748.9	mm^4
Z_{tc0}	29,918,740.4	Z_{tc1}'	30,836,826.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-53,370,196.5	mm^3
Z_{bc0}	-29,817,884.9	Z_{bc1}'	-32,860,049.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	415,259.4	A_{vb1}'	431,903.4	mm^2
Y_{tb0}	214.6	Y_{tb1}'	219.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-130.1	mm
Y_{bb0}	-215.4	Y_{bb1}'	-210.1	mm
I_{vb0}	6,421,668,911.8	I_{vb1}'	6,725,289,291.7	mm^4
Z_{tb0}	29,918,740.4	Z_{tb1}'	30,589,879.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-51,674,725.1	mm^3
Z_{bb0}	-29,817,884.9	Z_{bb1}'	-32,002,847.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	415,259.4	A_{va1}'	428,574.6	mm^2
Y_{ta0}	214.6	Y_{ta1}'	218.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-131.2	mm
Y_{ba0}	-215.4	Y_{ba1}'	-211.2	mm
I_{va0}	6,421,668,911.8	I_{va1}'	6,666,387,187.7	mm^4
Z_{ta0}	29,918,740.4	Z_{ta1}'	30,462,025.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-50,827,359.0	mm^3
Z_{ba0}	-29,817,884.9	Z_{ba1}'	-31,570,692.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 10.613m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	415,259.4	A_{vc1}	434,677.4	mm^2
Y_{tc0}	214.6	Y_{tc1}	220.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-129.3	mm
Y_{bc0}	-215.4	Y_{bc1}	-209.3	mm
I_{vc0}	6,421,668,911.8	I_{vc1}	6,773,709,573.2	mm^4
Z_{tc0}	29,918,740.4	Z_{tc1}	30,694,162.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-52,381,051.7	mm^3
Z_{bc0}	-29,817,884.9	Z_{bc1}	-32,361,160.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	415,259.4	A_{vb1}	429,129.4	mm^2
Y_{tb0}	214.6	Y_{tb1}	219.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-131.0	mm
Y_{bb0}	-215.4	Y_{bb1}	-211.0	mm
I_{vb0}	6,421,668,911.8	I_{vb1}	6,676,265,423.2	mm^4
Z_{tb0}	29,918,740.4	Z_{tb1}	30,483,544.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-50,968,569.5	mm^3
Z_{bb0}	-29,817,884.9	Z_{bb1}	-31,642,884.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	415,259.4	A_{va1}	426,355.4	mm^2
Y_{ta0}	214.6	Y_{ta1}	218.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-131.8	mm
Y_{ba0}	-215.4	Y_{ba1}	-211.8	mm
I_{va0}	6,421,668,911.8	I_{va1}	6,626,626,186.6	mm^4
Z_{ta0}	29,918,740.4	Z_{ta1}	30,375,093.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-50,262,585.1	mm^3
Z_{ba0}	-29,817,884.9	Z_{ba1}	-31,281,258.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{590,116,861}{30,836,827} \times 1.000 = 19.137$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{590,116,861}{-53,370,197} \times 1.000 = -11.057$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{590,116,861}{-32,860,049} \times 1.000 = -17.958$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{590,116,861}{30,694,162} \times 1.000 = 19.226$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{590,116,861}{-52,381,052} \times 1.000 = -11.266$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{590,116,861}{-32,361,160} \times 1.000 = -18.235$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{14,502,946}{30,694,162} \times 1.000 = 0.472$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{14,502,946}{-52,381,052} \times 1.000 = -0.277$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{14,502,946}{-32,361,160} \times 1.000 = -0.448$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{30,694,162} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-52,381,052} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-32,361,160} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{284,216,016}{30,694,162} \times 1.000 = 9.260$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{284,216,016}{-52,381,052} \times 1.000 = -5.426$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{284,216,016}{-32,361,160} \times 1.000 = -8.783$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 28 \times \left(\frac{1}{438,561} + \frac{-128.17}{-53,370,197}\right)$

$= 24.909$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -11.057$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (24.909 + -11.057)$

$= 13.852$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.852 = 99.656$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.277 + 0.000)
  = 0.277 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.852 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.852 - 7 × 0.277
  = 164.289 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 99.656 - 0.05 × (45.500 + 164.289)
= 14.545 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 99.656 = 1,270.34 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 28 × 138.7 × 1,270.3
= 4,933.51 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,270.34 - 164.29 - 45.50 - 14.54
= 1,046.01 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,046.01}{1,270.34} = 0.823$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.823 × 4,933.51 = 4,062.28 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 4,933.51 × -128.17 / 1,000 = -632.332 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 4,062.28 × -129.32 / 1,000 = -525.318 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{4,933,506}{438,561} + \frac{-632,331,922}{30,836,827} =$ -9.256 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{4,933,506}{438,561} + \frac{-632,331,922}{-53,370,197} =$ 23.097 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{4,933,506}{438,561} + \frac{-632,331,922}{-32,860,049} =$ 30.492 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{4,062,284}{434,677} + \frac{-525,318,451}{30,694,162} =$ -7.769 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{4,062,284}{434,677} + \frac{-525,318,451}{-52,381,052} =$ 19.374 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{4,062,284}{434,677} + \frac{-525,318,451}{-32,361,160} =$ 25.579 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{244,289,319}{30,589,879} \times 1.000 =$ 7.986 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{244,289,319}{-51,674,725} \times 1.000 =$ -4.727 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{244,289,319}{-32,002,847} \times 1.000 =$ -7.633 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{244,289,319}{30,483,545} \times 1.000 =$ 8.014 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{244,289,319}{-50,968,570} \times 1.000 =$ -4.793 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{244,289,319}{-31,642,884} \times 1.000 =$ -7.720 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{6,003,751}{30,483,545} \times 1.000 = 0.197$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{6,003,751}{-50,968,570} \times 1.000 = -0.118$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{6,003,751}{-31,642,884} \times 1.000 = -0.190$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{30,483,545} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-50,968,570} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-31,642,884} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{117,656,250}{30,483,545} \times 1.000 = 3.860$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{117,656,250}{-50,968,570} \times 1.000 = -2.308$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{117,656,250}{-31,642,884} \times 1.000 = -3.718$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 20 \times \left(\frac{1}{431,903} + \frac{-130.15}{-51,674,725} \right)$

$= 18.371$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -4.727 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (18.371 + -4.727)$
  $=$ 13.643 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.643 =$ 98.153 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.118 + 0.000)$
  $=$ 0.118 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 13.643 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 13.643 - 7 \times 0.118$
  $=$ 162.894 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 98.153 - 0.05 \times (45.500 + 162.894)$
$=$ 14.765 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 98.153 =$ 1,271.85 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 20 \times 138.7 \times 1,271.8$
$=$ 3,528.10 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,271.85 - 162.89 - 45.50 - 14.77$
$=$ 1,048.69 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,048.69}{1,271.85} =$ 0.825

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.825 $\times$ 3,528.10 $=$ 2,909.06 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 3{,}528.10 \times -130.15 / 1{,}000 = -459.171$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2{,}909.06 \times -130.99 / 1{,}000 = -381.052$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{3{,}528{,}104}{431{,}903} + \frac{-459{,}170{,}731}{30{,}589{,}879} = -6.842$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{3{,}528{,}104}{431{,}903} + \frac{-459{,}170{,}731}{-51{,}674{,}725} = 17.055$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{3{,}528{,}104}{431{,}903} + \frac{-459{,}170{,}731}{-32{,}002{,}847} = 22.517$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2{,}909{,}060}{429{,}129} + \frac{-381{,}051{,}673}{30{,}483{,}545} = -5.721$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2{,}909{,}060}{429{,}129} + \frac{-381{,}051{,}673}{-50{,}968{,}570} = 14.255$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2{,}909{,}060}{429{,}129} + \frac{-381{,}051{,}673}{-31{,}642{,}884} = 18.821$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{163{,}819{,}833}{30{,}462{,}026} \times 1.000 = 5.378$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{163{,}819{,}833}{-50{,}827{,}359} \times 1.000 = -3.223$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{163{,}819{,}833}{-31{,}570{,}693} \times 1.000 = -5.189$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{163{,}819{,}833}{30{,}375{,}093} \times 1.000 = 5.393$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{163{,}819{,}833}{-50{,}262{,}585} \times 1.000 = -3.259$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{163{,}819{,}833}{-31{,}281{,}259} \times 1.000 = -5.237$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{4,026,101}{30,375,093} \times 1.000 = 0.133$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{4,026,101}{-50,262,585} \times 1.000 = -0.080$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{4,026,101}{-31,281,259} \times 1.000 = -0.129$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{30,375,093} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-50,262,585} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-31,281,259} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{78,900,000}{30,375,093} \times 1.000 = 2.598$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{78,900,000}{-50,262,585} \times 1.000 = -1.570$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{78,900,000}{-31,281,259} \times 1.000 = -2.522$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times (\frac{1}{428,575} + \frac{-131.16}{-50,827,359})$

$= 14.939$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -3.223 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 14.939 + -3.223 $)$
  $=$ 11.716 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 11.716 $=$ 84.290 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.080 + 0.000 $)$
  $=$ 0.080 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.716 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 11.716 $- 7 \times$ 0.080
  $=$ 140.035 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 84.290 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 140.035 $)$
$=$ 17.294 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 84.290 $=$ 1,285.71 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 16 \times$ 138.7 $\times$ 1,285.7
$=$ 2,853.25 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,285.71 $-$ 140.03 $-$ 45.50 $-$ 17.29
$=$ 1,082.88 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,082.88}{1,285.71} =$ 0.842

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.842 $\times$ 2,853.25 $=$ 2,403.13 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2{,}853.25 \times -131.16 / 1{,}000 = -374.225$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 2{,}403.13 \times -131.84 / 1{,}000 = -316.829$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2{,}853{,}248}{428{,}575} + \frac{-374{,}224{,}772}{30{,}462{,}026} = -5.627$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2{,}853{,}248}{428{,}575} + \frac{-374{,}224{,}772}{-50{,}827{,}359} = 14.020$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2{,}853{,}248}{428{,}575} + \frac{-374{,}224{,}772}{-31{,}570{,}693} = 18.511$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{2{,}403{,}130}{426{,}355} + \frac{-316{,}829{,}017}{30{,}375{,}093} = -4.794$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{2{,}403{,}130}{426{,}355} + \frac{-316{,}829{,}017}{-50{,}262{,}585} = 11.940$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{2{,}403{,}130}{426{,}355} + \frac{-316{,}829{,}017}{-31{,}281{,}259} = 15.765$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,270.34	1,271.85	1,285.71
유효 긴장응력	1,046.01	1,048.69	1,082.88

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,046.0	1,048.7	1,082.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-9.256	30.492	-6.842	22.517	-5.627	18.511
풍도슬래브	19.137	-17.958	7.986	-7.633	5.378	-5.189

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-7.769	25.579	-5.721	18.821	-4.794	15.765
고정 하중	풍도슬래브	19.226	-18.235	8.014	-7.720	5.393	-5.237
	CIP 몰탈	0.472	-0.448	0.197	-0.190	0.133	-0.129
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.260	-8.783	3.860	-3.718	2.598	-2.522

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	9.880	12.534	1.144	14.883	-0.250	13.322
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	11.457	7.343	2.293	11.101	0.599	10.528
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.929	6.895	2.490	10.911	0.732	10.399
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.929	6.895	2.490	10.911	0.732	10.399
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	21.189	-1.888	6.349	7.193	3.329	7.877
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (5,320,532.000 × 21425) / (3883.600 × 200,000)

= 146.761 ㎜

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	725.544	1.6 ×(Σ작업하중)	454.746	1,180.289

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 1180.289 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 350 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{3883.60}{1000.0 \times 350.0} = 0.0111$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.011 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,429 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{3883.60 \times 1,429 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 130.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 3,883.60 \times 1,429 \times 350.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{15.86}{50}\right)$$

$$= 1,342 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 1,342 kN·m > 1,180.29 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 25.579)× 32,361,160 / 1.0E+06

= 971.91 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 1,342.27 kN·m

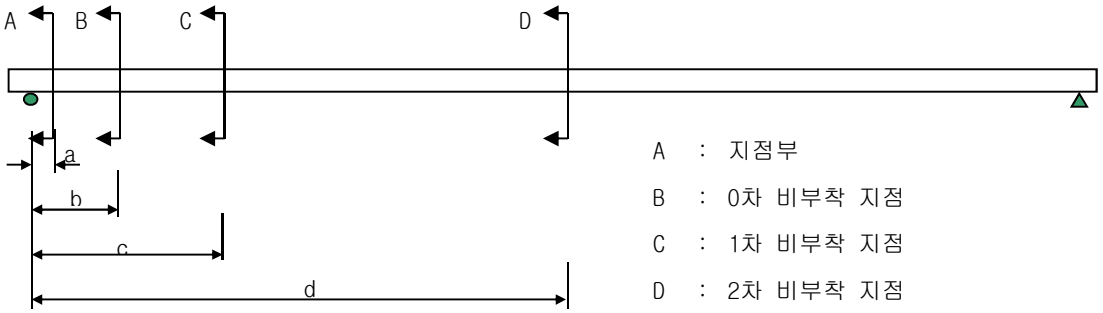
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 971.91 = 1,166.29 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	110.174	2.708	112.881	53.063	165.944
B	101.868	2.504	104.372	49.063	153.434
C	93.563	2.299	95.863	45.063	140.925
D	84.220	2.070	86.290	40.563	126.852
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	85.232	2.095	87.327	41.050	128.377
C	163.820	4.026	167.846	78.900	246.746
D	244.289	6.004	250.293	117.656	367.949
E	590.117	14.503	604.620	284.216	888.836

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	132.208	3.249	135.457	84.900	220.357
B	122.242	3.004	125.246	78.500	203.746
C	112.276	2.759	115.035	72.100	187.135
D	101.064	2.484	103.548	64.900	168.448
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	102.278	2.514	104.792	65.680	170.472
C	196.584	4.831	201.415	126.240	327.655
D	293.147	7.205	300.352	188.250	488.602
E	708.140	17.404	725.544	454.746	1,180.289

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	11.940	0.000	6,626,626,187	211.8	484.092
B	50.0	11.940	2.792	6,626,626,187	211.8	396.765
C	50.0	11.940	5.366	6,626,626,187	211.8	316.246
D	50.0	14.255	7.910	6,676,265,423	211.0	312.657
E	50.0	19.374	18.684	6,773,709,573	209.3	136.769

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	350.0	165.944	54.414	484.092	0.000	∞
B	50.0	1,000	350.0	153.434	50.312	396.765	42.095	751.387
C	50.0	1,000	350.0	140.925	46.210	316.246	80.909	445.288
D	50.0	1,000	350.0	126.852	41.595	312.657	120.652	358.386
E	50.0	1,000	350.0	0.000	0.000	136.769	291.454	123.744

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.636	1,000.0	350.0	0.00	1,309.540
B	50.0	5.636	1,000.0	350.0	0.00	1,309.540
C	50.0	5.636	1,000.0	350.0	0.00	1,309.540
D	50.0	6.779	1,000.0	350.0	0.00	1,429.506
E	50.0	9.346	1,000.0	350.0	0.00	1,698.992

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,309.540	1,309.540
B	751.387	1,309.540	751.387
C	445.288	1,309.540	445.288
D	358.386	1,429.506	358.386
E	123.744	1,698.992	123.744

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

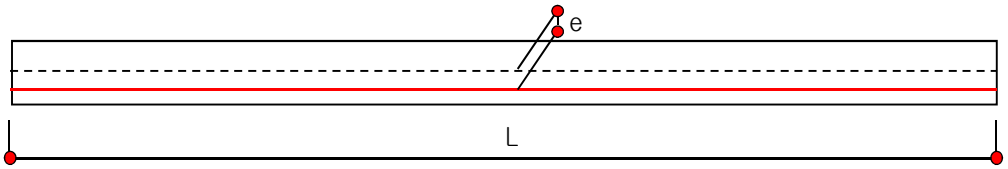
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	220.357	1,309.540	0.750	982.155	-761.80	0.224	전단보강 불필요
B	203.746	751.387	0.750	563.540	-359.79	0.362	전단보강 불필요
C	187.135	445.288	0.750	333.966	-146.83	0.560	전단보강 불필요
D	168.448	358.386	0.750	268.789	-100.34	0.627	전단보강 불필요
E	0.000	123.744	0.750	92.808	-92.81	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

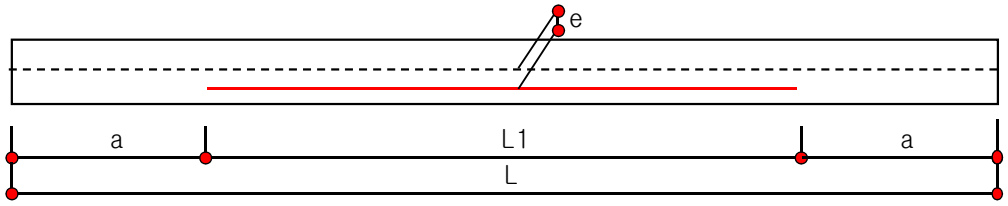
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{4{,}934 \times 129.3 \times 21.225^2}{8 \times 32{,}300 \times 6773709573} - \frac{1{,}405 \times 131.0 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 6773709573}$$

$$- \frac{675 \times 131.8 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 6773709573}$$

= 164.20 - 2.629 - 0.521 = 161.1 mm (솟음)

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (21,225 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	637.981	6,840,505,749	-161.05	
풍도슬래브 자중	590.117	6,840,505,749	144.26	
접합 몰탈	14.503	6,840,505,749	3.37	
격벽 하중(집중하중)	0.000	6,840,505,749	0.00	
합 계(고정하중)			-13.42	
작업하중 및 풍하중	284.216	6,840,505,749	65.99	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE5

(L= 7.170 m, B= 1.500 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

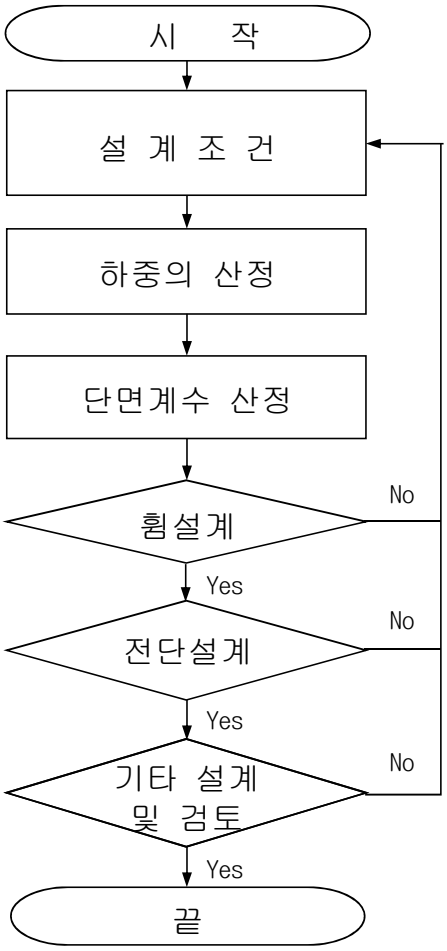
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 7.170 m

㉯ 계산지간 : 6.970 m

㉰ 폭 원 : 1.500 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.180 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

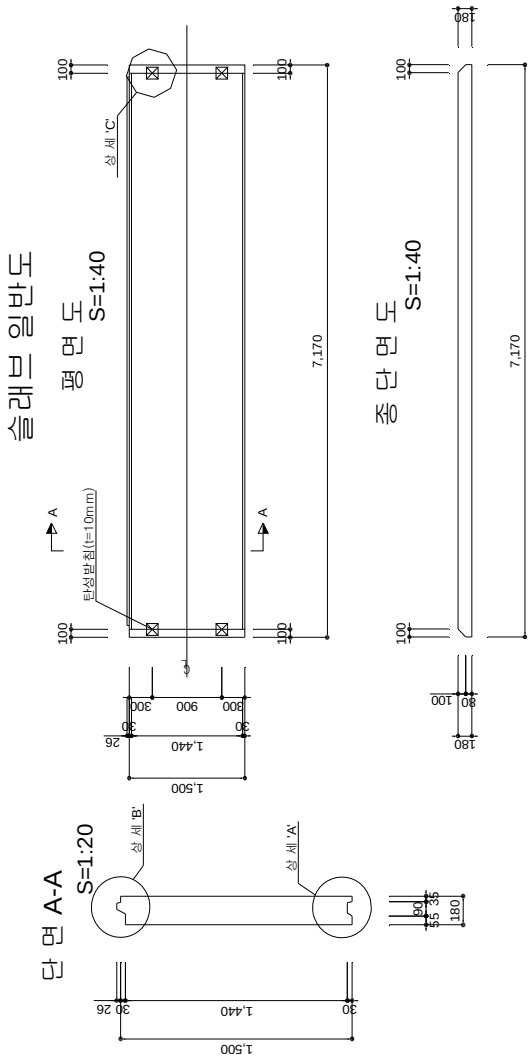
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

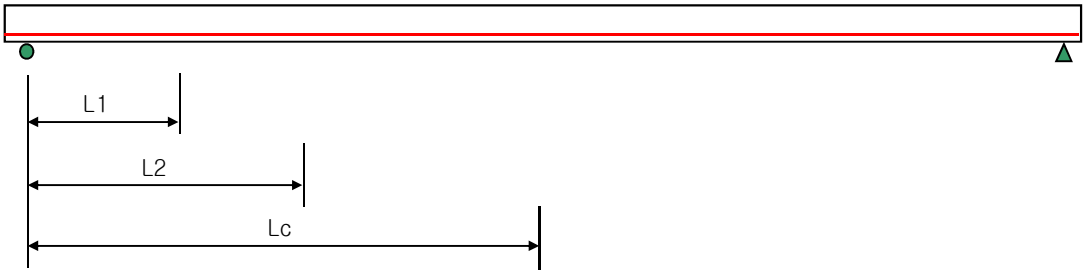
단 면 적 = 265,533 ㎟

하중계산 = 265,533 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.638 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,500.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,357 ㎟

하중계산 = 3,357 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.079 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 7.170 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 3.585 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.500 = 7.500 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.500 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

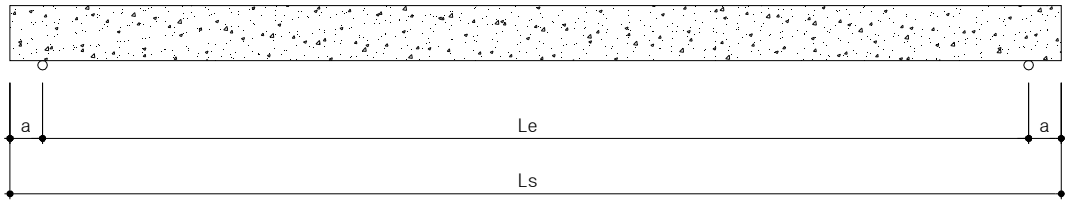
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.638	0.079	0.000	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.72
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.22
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.72
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.40
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.06
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.06
MAX						20.06

3.5 단면력 산정

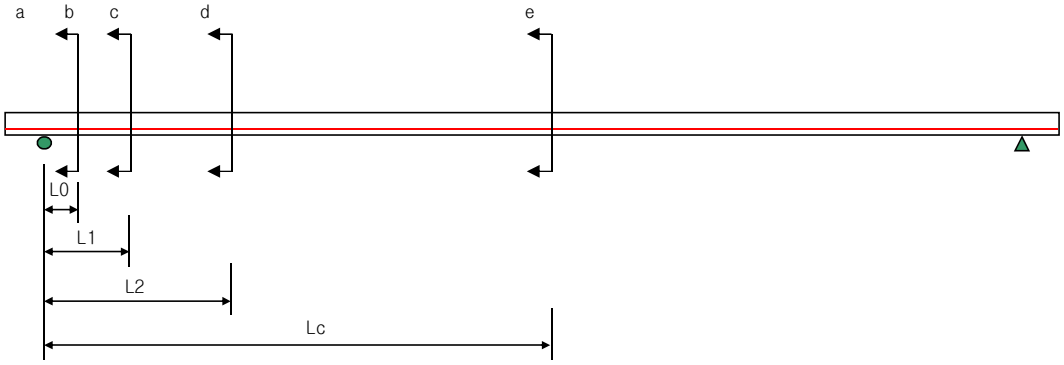
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 7.170 m
- 계산지간(Le) : 6.970 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 3.485 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.700 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.800 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.426 × 6.970)/ 2 = 15.423 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.426 × 0.700 / 2 × (7.070 - 0.700) = 9.867 kN-m

M_3 = 4.426 × 1.400 / 2 × (7.070 - 1.400) = 17.565 kN-m

M_4 = 4.426 × 2.000 / 2 × (7.070 - 2.000) = 22.438 kN-m

M_5 = 4.426 × 3.485 / 2 × (7.070 - 3.485) = 27.646 kN-m

③ 전단력

S_1 = 15.423 kN

S_2 = 15.423 - (4.426 × 0.700) = 12.325 kN

S_3 = 15.423 - (4.426 × 1.400) = 9.227 kN

S_4 = 15.423 - (4.426 × 2.000) = 6.572 kN

S_5 = 15.423 - (4.426 × 3.485) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.053 × 6.970)/ 2 = 0.183 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.053 × 0.700 / 2 × (7.070 - 0.700) = 0.117 kN-m

M_3 = 0.053 × 1.400 / 2 × (7.070 - 1.400) = 0.209 kN-m

M_4 = 0.053 × 2.000 / 2 × (7.070 - 2.000) = 0.267 kN-m

M_5 = 0.053 × 3.485 / 2 × (7.070 - 3.485) = 0.329 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.183 kN

S_2 = 0.183 - (0.053 × 0.700) = 0.146 kN

S_3 = 0.183 - (0.053 × 1.400) = 0.110 kN

S_4 = 0.183 - (0.053 × 2.000) = 0.078 kN

S_5 = 0.183 - (0.053 × 3.485) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.700 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.400 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.000 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 3.485 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 6.970)/ 2 = 17.425 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.700 / 2 × (7.070 - 0.700) = 11.148 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.400 / 2 × (7.070 - 1.400) = 19.845 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.000 / 2 × (7.070 - 2.000) = 25.350 kN-m

M_5 = 5.000 × 3.485 / 2 × (7.070 - 3.485) = 31.234 kN-m

③ 전단력

S_1 = 17.425 kN

S_2 = 17.425 − (5.000 × 0.700) = 13.925 kN

S_3 = 17.425 − (5.000 × 1.400) = 10.425 kN

S_4 = 17.425 − (5.000 × 2.000) = 7.425 kN

S_5 = 17.425 − (5.000 × 3.485) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	9.867	0.117	0.000	11.148	21.132	0차비부착부
	c	17.565	0.209	0.000	19.845	37.619	1차비부착부
	d	22.438	0.267	0.000	25.350	48.054	2차비부착부
	e	27.646	0.329	0.000	31.234	59.209	중앙부
전단력 (KN/m)	a	15.423	0.183	0.000	17.425	33.031	지점부(전단검토)
	b	12.325	0.146	0.000	13.925	26.397	0차비부착부
	c	9.227	0.110	0.000	10.425	19.762	1차비부착부
	d	6.572	0.078	0.000	7.425	14.075	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

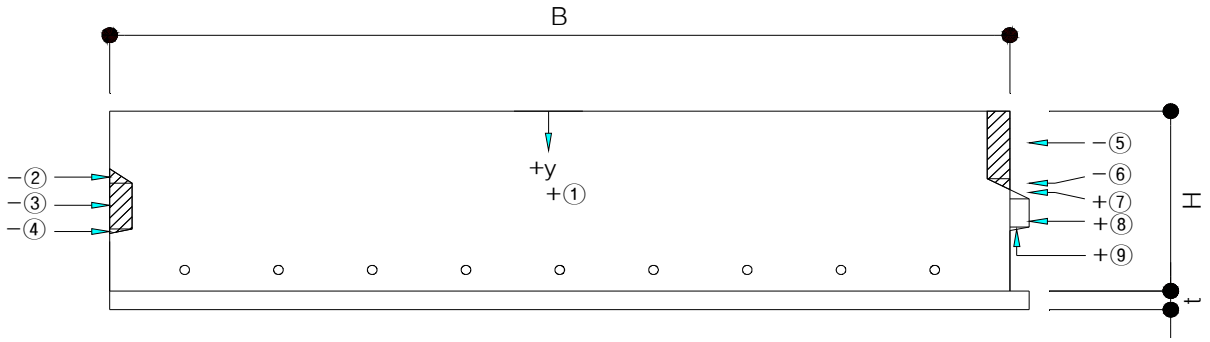
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	15.423	0.183	0.000		15.606	
LC-2	15.423	0.183	0.000	17.425	33.031	
MAX					33.031	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1500	180	270,000	90.0	24,300,000	8,100	2,700	10,800	2,916,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-8			-1,110	125.0	-138,700	15,625			-17,358,451
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				265,533		23,977,345				2,884,862,708

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 265,533.40 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 23,977,345 / 265,533 = 90.30 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 90.30 - 180.00 = -89.70 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

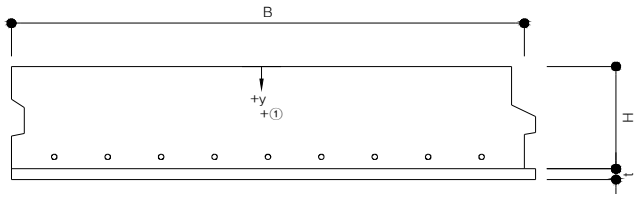
= 2,884,862,708 - 90.30 × 23,977,345 = 719,737,442 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{719,737,442}{90.30}$ = 7,970,621.0 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{719,737,442}{-89.70}$ = -8,023,720.6 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.485m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			265,533.40		23,977,345				2,884,862,708
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	272,191.00		24,809,545				2,988,887,708

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 272,191.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 24,809,545 / 272,191 = 91.15 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 91.15 − 180.00 = -88.85 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0)/8$

= 91.15 − 125.00 = -33.85 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

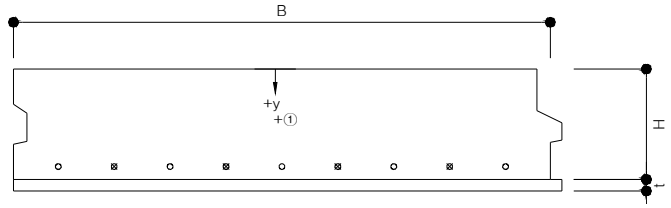
= 2,988,887,708 − 91.15 × 24,809,545 = 727,558,263 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{727,558,263}{91.15} = 7,982,202.5 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{727,558,263}{-33.85} = -21,492,046.7 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{727,558,263}{-88.85} = -8,188,387.9 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			265,533.40		23,977,345				2,884,862,708
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	272,191.00		24,809,545				2,988,887,708

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 272,191.00 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 24,809,545 / 272,191 = 91.15 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.15 − 180.00 = -88.85 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×125.0 + 0 ×75.0) / 8

= 91.15 − 125.00 = -33.85 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

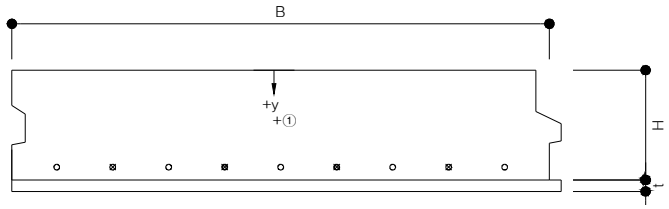
= 2,988,887,708 − 91.15 × 24,809,545 = 727,558,263 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{727,558,263}{91.15} = 7,982,202.5$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{727,558,263}{-33.85} = -21,492,046.7$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{727,558,263}{-88.85} = -8,188,387.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			265,533.40		23,977,345				2,884,862,708
Ap1	138.7	6	4,993.20	125.0	624,150	15,625	0	15,625	78,018,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	270,526.60		24,601,495				2,962,881,458

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 270,526.60 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 24,601,495 / 270,527 = 90.94 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 90.94 − 180.00 = -89.06 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×125.0+ 0 ×75.0) / 6

= 90.94 − 125.00 = -34.06 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,962,881,458 − 90.94 × 24,601,495 = 725,639,145 ㎜⁴

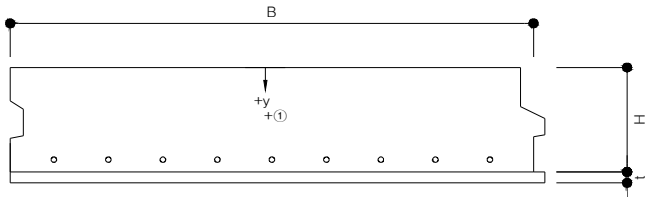
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{725,639,145}{90.94} = 7,979,380.6$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{725,639,145}{-34.06} = -21,304,282.7$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{725,639,145}{-89.06} = -8,147,690.3$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.485m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			265,533.40		23,977,345				2,884,862,708
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,081.40		24,670,845				2,971,550,208

N_c = 6.00

A_{vc1} = 271,081.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,670,845 / 271,081 = 91.01 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.01 − 180.00 = -88.99 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8$

= 91.01 − 125.00 = -33.99 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

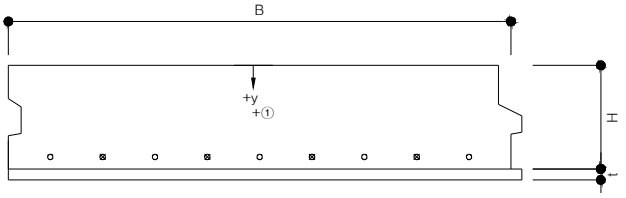
= 2,971,550,208 − 91.01 × 24,670,845 = 726,281,470 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{726,281,470}{91.01} = 7,980,326.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{726,281,470}{-33.99} = -21,366,870.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{726,281,470}{-88.99} = -8,161,290.5 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			265,533.40		23,977,345				2,884,862,708
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,081.40		24,670,845				2,971,550,208

N_c = 6.00

A_{vb1} = 271,081.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,670,845 / 271,081 = 91.01 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.01 − 180.00 = -88.99 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×125.0+0 ×75.0) / 8

= 91.01 − 125.00 = -33.99 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

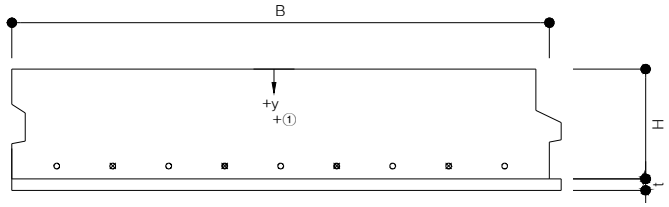
= 2,971,550,208 − 91.01 × 24,670,845 = 726,281,470 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{726,281,470}{91.01} = 7,980,326.5$ ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{726,281,470}{-33.99} = -21,366,870.7$ ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{726,281,470}{-88.99} = -8,161,290.5$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.400m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	75.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			265,533.40		23,977,345				2,884,862,708
Ap1	138.7	6	4,161.00	125.0	520,125	15,625	0	15,625	65,015,625
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		6	269,694.40		24,497,470				2,949,878,333

N_c = 6.00

A_{va1} = 269,694.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 24,497,470 / 269,694 = 90.83 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 90.83 − 180.00 = -89.17 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×125.0+0 ×75.0) / 6

= 90.83 − 125.00 = -34.17 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,949,878,333 − 90.83 × 24,497,470 = 724,670,704 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{724,670,704}{90.83} = 7,977,951.6$ ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{724,670,704}{-34.17} = -21,210,400.6$ ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{724,670,704}{-89.17} = -8,127,225.4$ ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.485m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	265,533.4	A_{vc1}'	272,191.0	mm^2
Y_{tc0}	90.3	Y_{tc1}'	91.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.9	mm
Y_{bc0}	-89.7	Y_{bc1}'	-88.9	mm
I_{vc0}	719,737,442.3	I_{vc1}'	727,558,262.5	mm^4
Z_{tc0}	7,970,621.0	Z_{tc1}'	7,982,202.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,492,046.7	mm^3
Z_{bc0}	-8,023,720.6	Z_{bc1}'	-8,188,387.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	265,533.4	A_{vb1}'	272,191.0	mm^2
Y_{tb0}	90.3	Y_{tb1}'	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.7	Y_{bb1}'	-88.9	mm
I_{vb0}	719,737,442.3	I_{vb1}'	727,558,262.5	mm^4
Z_{tb0}	7,970,621.0	Z_{tb1}'	7,982,202.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,492,046.7	mm^3
Z_{bb0}	-8,023,720.6	Z_{bb1}'	-8,188,387.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	265,533.4	A_{va1}'	270,526.6	mm^2
Y_{ta0}	90.3	Y_{ta1}'	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.7	Y_{ba1}'	-89.1	mm
I_{va0}	719,737,442.3	I_{va1}'	725,639,145.3	mm^4
Z_{ta0}	7,970,621.0	Z_{ta1}'	7,979,380.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,304,282.7	mm^3
Z_{ba0}	-8,023,720.6	Z_{ba1}'	-8,147,690.3	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.485m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	265,533.4	A_{vc1}	271,081.4	mm^2
Y_{tc0}	90.3	Y_{tc1}	91.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-34.0	mm
Y_{bc0}	-89.7	Y_{bc1}	-89.0	mm
I_{vc0}	719,737,442.3	I_{vc1}	726,281,469.5	mm^4
Z_{tc0}	7,970,621.0	Z_{tc1}	7,980,326.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,366,870.7	mm^3
Z_{bc0}	-8,023,720.6	Z_{bc1}	-8,161,290.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	265,533.4	A_{vb1}	271,081.4	mm^2
Y_{tb0}	90.3	Y_{tb1}	91.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-34.0	mm
Y_{bb0}	-89.7	Y_{bb1}	-89.0	mm
I_{vb0}	719,737,442.3	I_{vb1}	726,281,469.5	mm^4
Z_{tb0}	7,970,621.0	Z_{tb1}	7,980,326.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,366,870.7	mm^3
Z_{bb0}	-8,023,720.6	Z_{bb1}	-8,161,290.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	265,533.4	A_{va1}	269,694.4	mm^2
Y_{ta0}	90.3	Y_{ta1}	90.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.2	mm
Y_{ba0}	-89.7	Y_{ba1}	-89.2	mm
I_{va0}	719,737,442.3	I_{va1}	724,670,704.0	mm^4
Z_{ta0}	7,970,621.0	Z_{ta1}	7,977,951.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,210,400.6	mm^3
Z_{ba0}	-8,023,720.6	Z_{ba1}	-8,127,225.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{27,645,844}{7,982,202} \times 1.500 = 5.195$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{27,645,844}{-21,492,047} \times 1.500 = -1.929$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{27,645,844}{-8,188,388} \times 1.500 = -5.064$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{27,645,844}{7,980,326} \times 1.500 = 5.196$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{27,645,844}{-21,366,871} \times 1.500 = -1.941$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{27,645,844}{-8,161,291} \times 1.500 = -5.081$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{328,541}{7,980,326} \times 1.500 = 0.062$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{328,541}{-21,366,871} \times 1.500 = -0.023$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{328,541}{-8,161,291} \times 1.500 = -0.060$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,980,326} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,366,871} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,161,291} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{31,234,313}{7,980,326} \times 1.500 = 5.871$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{31,234,313}{-21,366,871} \times 1.500 = -2.193$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{31,234,313}{-8,161,291} \times 1.500 = -5.741$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{272,191} + \frac{-33.85}{-21,492,047})$

$= 7.979$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.929$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.979 + -1.929)$

$= 6.050$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.050 = 43.524$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.023 + 0.000)
  = 0.023 MPa (압축)
- f_{cir} = 6.050 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 6.050 - 7 × 0.023
  = 72.436 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 43.524 - 0.05 × (45.500 + 72.436)
= 24.751 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 43.524 = 1,326.48 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 8 × 138.7 × 1,326.5
= 1,471.86 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,326.48 - 72.44 - 45.50 - 24.75
= 1,183.79 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,183.79}{1,326.48} = 0.892$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.892 × 1,471.86 = 1,313.53 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,471.86 × -33.85 / 1,000 = -49.826 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,313.53 × -33.99 / 1,000 = -44.648 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,471,858}{272,191} + \frac{-49,825,991}{7,982,202} =$ -0.835 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,471,858}{272,191} + \frac{-49,825,991}{-21,492,047} =$ 7.726 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,471,858}{272,191} + \frac{-49,825,991}{-8,188,388} =$ 11.492 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,313,533}{271,081} + \frac{-44,648,302}{7,980,326} =$ -0.749 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,313,533}{271,081} + \frac{-44,648,302}{-21,366,871} =$ 6.935 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,313,533}{271,081} + \frac{-44,648,302}{-8,161,291} =$ 10.316 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{22,437,572}{7,982,202} \times 1.500 =$ 4.216 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{22,437,572}{-21,492,047} \times 1.500 =$ -1.566 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{22,437,572}{-8,188,388} \times 1.500 =$ -4.110 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{22,437,572}{7,980,326} \times 1.500 =$ 4.217 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{22,437,572}{-21,366,871} \times 1.500 =$ -1.575 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{22,437,572}{-8,161,291} \times 1.500 =$ -4.124 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{266,647}{7,980,326} \times 1.500 = 0.050$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{266,647}{-21,366,871} \times 1.500 = -0.019$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{266,647}{-8,161,291} \times 1.500 = -0.049$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,980,326} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,366,871} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,161,291} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{25,350,000}{7,980,326} \times 1.500 = 4.765$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{25,350,000}{-21,366,871} \times 1.500 = -1.780$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{25,350,000}{-8,161,291} \times 1.500 = -4.659$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{272,191} + \frac{-33.85}{-21,492,047} \right)$

$= 7.979$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -1.566 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.979 + -1.566)$
  $=$ 6.413 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.413 =$ 46.139 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.019 + 0.000)$
  $=$ 0.019 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.413 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.413 - 7 \times 0.019$
  $=$ 76.829 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 46.139 - 0.05 \times (45.500 + 76.829)$
$=$ 24.270 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.139 =$ 1,323.86 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.9$
$=$ 1,468.96 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,323.86 - 76.83 - 45.50 - 24.27$
$=$ 1,177.26 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,177.26}{1,323.86} =$ 0.889

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.889 $\times$ 1,468.96 = 1,306.29 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,468.96 \times -33.85 / 1,000 = -49.728$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,306.29 \times -33.99 / 1,000 = -44.402$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,468,956}{272,191} + \frac{-49,727,760}{7,982,202} = -0.833$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,468,956}{272,191} + \frac{-49,727,760}{-21,492,047} = 7.711$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,468,956}{272,191} + \frac{-49,727,760}{-8,188,388} = 11.470$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,306,291}{271,081} + \frac{-44,402,148}{7,980,326} = -0.745$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,306,291}{271,081} + \frac{-44,402,148}{-21,366,871} = 6.897$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,306,291}{271,081} + \frac{-44,402,148}{-8,161,291} = 10.259$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{17,565,034}{7,979,381} \times 1.500 = 3.302$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{17,565,034}{-21,304,283} \times 1.500 = -1.237$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{17,565,034}{-8,147,690} \times 1.500 = -3.234$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{17,565,034}{7,977,952} \times 1.500 = 3.303$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{17,565,034}{-21,210,401} \times 1.500 = -1.242$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{17,565,034}{-8,127,225} \times 1.500 = -3.242$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{208,742}{7,977,952} \times 1.500 = 0.039$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{208,742}{-21,210,401} \times 1.500 = -0.015$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{208,742}{-8,127,225} \times 1.500 = -0.039$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,977,952} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,210,401} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,127,225} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,845,000}{7,977,952} \times 1.500 = 3.731$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,845,000}{-21,210,401} \times 1.500 = -1.403$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,845,000}{-8,127,225} \times 1.500 = -3.663$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{270,527} + \frac{-34.06}{-21,304,283})$

$= 6.037$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.237 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 6.037 + -1.237 $)$
  $=$ 4.800 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 4.800 $=$ 34.536 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.015 + 0.000 $)$
  $=$ 0.015 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 4.800 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 4.800 $- 7 \times$ 0.015
  $=$ 57.502 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} =$ 119 - 1.05 $\times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$=$ 119 - 1.05 $\times$ 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} =$ 35 - 0.1 $\times \Delta$fpel - 0.05 $\times (\Delta$fpsh + Δfpcr)
$=$ 35 - 0.1 $\times$ 34.536 - 0.05 $\times ($ 45.500 + 57.502 $)$
$=$ 26.396 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 - 34.536 $=$ 1,335.46 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 6 $\times$ 138.7 $\times$ 1,335.5
$=$ 1,111.37 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,335.46 - 57.50 - 45.50 - 26.40
$=$ 1,206.07 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,206.07}{1,335.46} =$ 0.903

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.903 $\times$ 1,111.37 $=$ 1,003.69 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}111.37 \times -34.06 / 1{,}000 = -37.854$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}003.69 \times -34.17 / 1{,}000 = -34.292$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}111{,}373}{270{,}527} + \frac{-37{,}854{,}170}{7{,}979{,}381} = -0.636$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}111{,}373}{270{,}527} + \frac{-37{,}854{,}170}{-21{,}304{,}283} = 5.885$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}111{,}373}{270{,}527} + \frac{-37{,}854{,}170}{-8{,}147{,}690} = 8.754$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}003{,}688}{269{,}694} + \frac{-34{,}291{,}810}{7{,}977{,}952} = -0.577$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}003{,}688}{269{,}694} + \frac{-34{,}291{,}810}{-21{,}210{,}401} = 5.338$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}003{,}688}{269{,}694} + \frac{-34{,}291{,}810}{-8{,}127{,}225} = 7.941$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,326.48	1,323.86	1,335.46
유효 긴장응력	1,183.79	1,177.26	1,206.07

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,183.8	1,177.3	1,206.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-0.835	11.492	-0.833	11.470	-0.636	8.754
풍도슬래브	5.195	-5.064	4.216	-4.110	3.302	-3.234

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-0.749	10.316	-0.745	10.259	-0.577	7.941
고정 하중	풍도슬래브	5.196	-5.081	4.217	-4.124	3.303	-3.242
	CIP 몰탈	0.062	-0.060	0.050	-0.049	0.039	-0.039
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	5.871	-5.741	4.765	-4.659	3.731	-3.663

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	4.360	6.428	3.383	7.359	2.666	5.520
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	4.447	5.235	3.472	6.135	2.726	4.699
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	4.509	5.175	3.522	6.086	2.765	4.661
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	4.509	5.175	3.522	6.086	2.765	4.661
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	10.380	-0.566	8.287	1.427	6.496	0.998
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,520,152.000 \quad \times \quad 7170 \quad) / (\quad 1109.600 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 49.115 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	50.354	1.6 ×(Σ작업하중)	74.962	125.316

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 125.316 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1500 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1109.60}{1500.0 \times 125.0} = 0.0059$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.006 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,640 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1109.60 \times 1,640 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 28.5 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,109.60 \times 1,640 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{9.70}{50}\right)$$

$$= 171 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 171 kN·m > 125.32 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 10.316)× 8,161,291 / 1.0E+06

= 120.55 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 171.17 kN·m

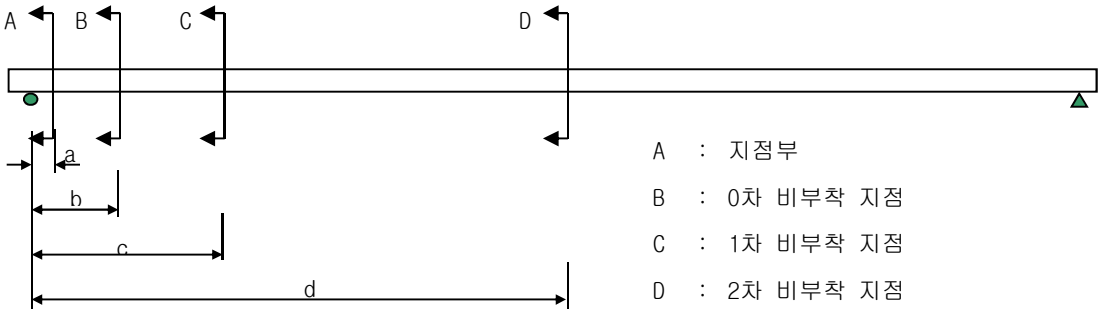
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 120.55 = 144.66 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	23.135	0.275	23.410	26.138	49.547
B	18.488	0.220	18.707	20.888	39.595
C	13.841	0.164	14.005	15.638	29.643
D	9.858	0.117	9.975	11.138	21.113
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.800	0.176	14.976	16.721	31.697
C	26.348	0.313	26.661	29.768	56.428
D	33.656	0.400	34.056	38.025	72.081
E	41.469	0.493	41.962	46.851	88.813

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.762	0.330	28.091	41.820	69.911
B	22.185	0.264	22.449	33.420	55.869
C	16.609	0.197	16.806	25.020	41.826
D	11.830	0.141	11.970	17.820	29.790
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	17.760	0.211	17.971	26.754	44.725
C	31.617	0.376	31.993	47.628	79.621
D	40.388	0.480	40.868	60.840	101.708
E	49.763	0.591	50.354	74.962	125.316

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	5.338	0.000	724,670,704	89.2	72.120
B	50.0	5.338	1.843	724,670,704	89.2	57.144
C	50.0	5.338	3.280	724,670,704	89.2	45.459
D	50.0	6.897	4.173	726,281,470	89.0	51.086
E	50.0	6.935	5.142	726,281,470	89.0	43.493

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,500	144.0	49.547	20.364	72.120	0.000	∞
B	50.0	1,500	144.0	39.595	16.274	57.144	13.028	187.344
C	50.0	1,500	144.0	29.643	12.184	45.459	23.193	129.891
D	50.0	1,500	144.0	21.113	8.678	51.086	29.626	112.443
E	50.0	1,500	144.0	0.000	0.000	43.493	36.503	76.368

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	3.722	1,500.0	144.0	0.00	684.090
B	50.0	3.722	1,500.0	144.0	0.00	684.090
C	50.0	3.722	1,500.0	144.0	0.00	684.090
D	50.0	4.819	1,500.0	144.0	0.00	755.191
E	50.0	4.846	1,500.0	144.0	0.00	756.922

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	684.090	684.090
B	187.344	684.090	187.344
C	129.891	684.090	129.891
D	112.443	755.191	112.443
E	76.368	756.922	76.368

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

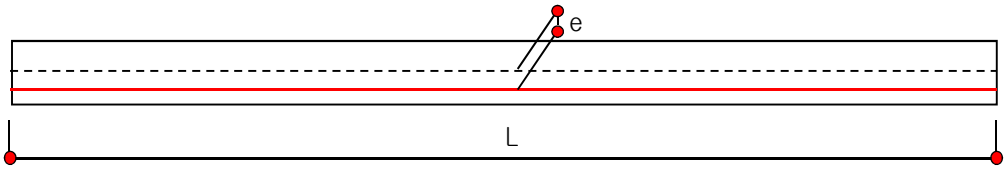
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	69.911	684.090	0.750	513.067	-443.16	0.136	전단보강 불필요
B	55.869	187.344	0.750	140.508	-84.64	0.398	전단보강 불필요
C	41.826	129.891	0.750	97.418	-55.59	0.429	전단보강 불필요
D	29.790	112.443	0.750	84.332	-54.54	0.353	전단보강 불필요
E	0.000	76.368	0.750	57.276	-57.28	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

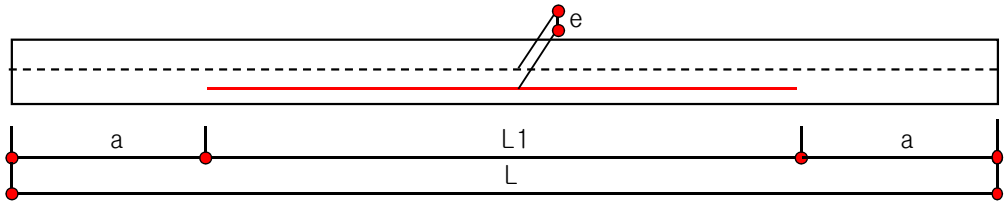
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}472 \times 34.0 \times 6.97^2}{8 \times 32{,}300 \times 726281469.5} - \frac{3 \times 34.0 \times 2.0^2}{2 \times 32{,}300 \times 726281469.5}$$

$$- \frac{358 \times 34.2 \times 1.4^2}{2 \times 32{,}300 \times 726281469.5}$$

$$= 12.95 - 0.008 - 0.510 = 12.4 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,970 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	50.030	727,558,263	-12.43	
풍도슬래브 자중	27.646	727,558,263	10.09	
접합 몰탈	0.329	727,558,263	0.11	
격벽 하중(집중하중)	0.000	727,558,263	0.00	
합 계(고정하중)			-2.23	
작업하중 및 풍하중	31.234	727,558,263	10.82	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE6'

(L= 10.500 m, B= 1.000 m, H= 0.190 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

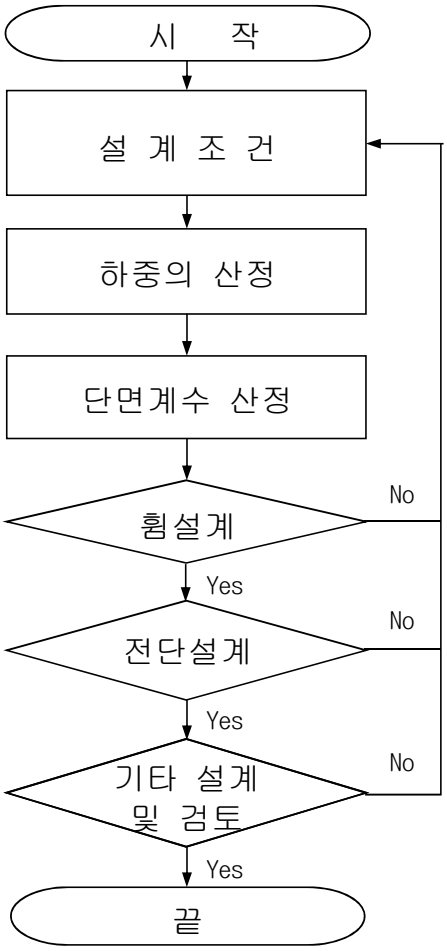
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

제8장 지점부 검토
8.1 프리스트레스의 손실량 산정
8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 10.500 m

㉯ 계산지간 : 10.300 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.190 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 10.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

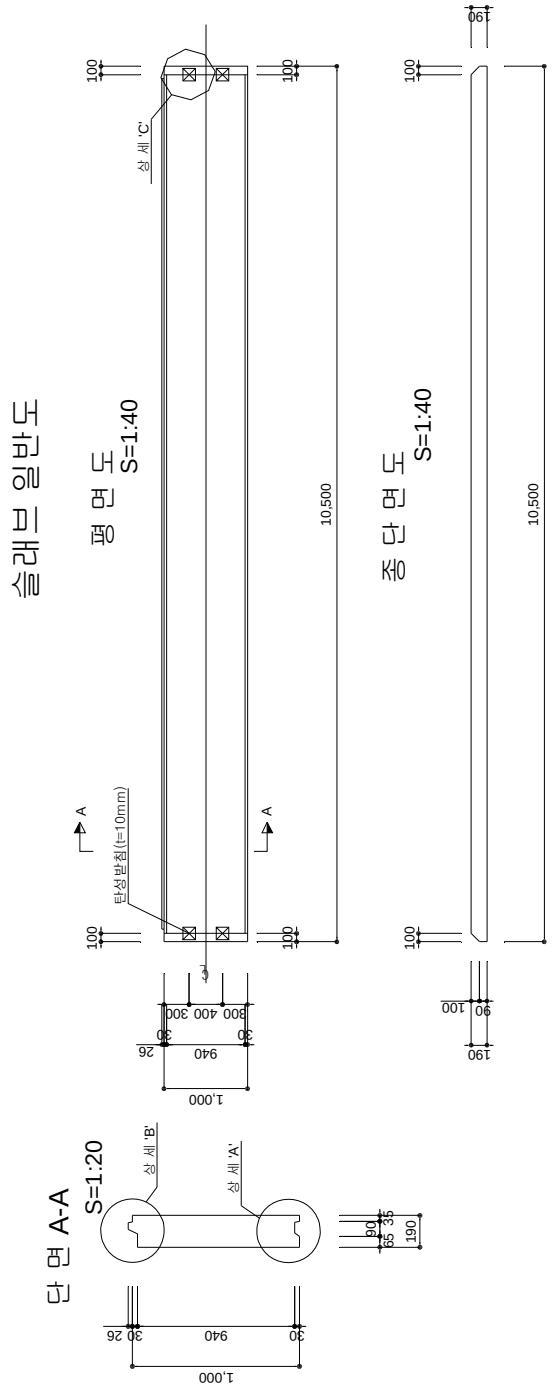
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

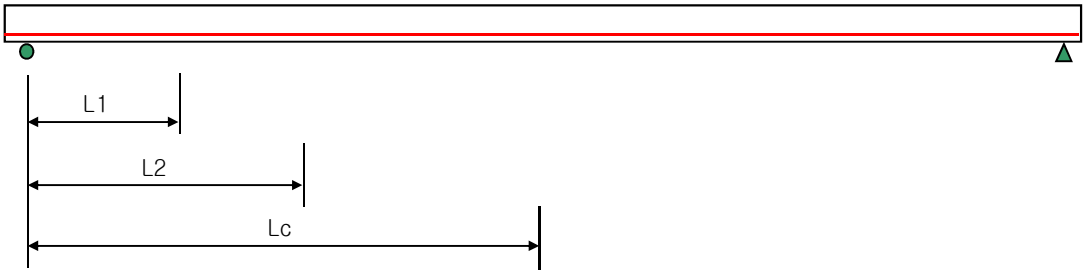
단 면 적 = 184,679 ㎟

하중계산 = 184,679 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.617 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,657 ㎟

하중계산 = 3,657 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.086 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 10.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 10.000 × 2.486 × 0.10 × 10.500 / 2 = 13.052 kN

작용위치 : 지점으로 부터 5.250 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

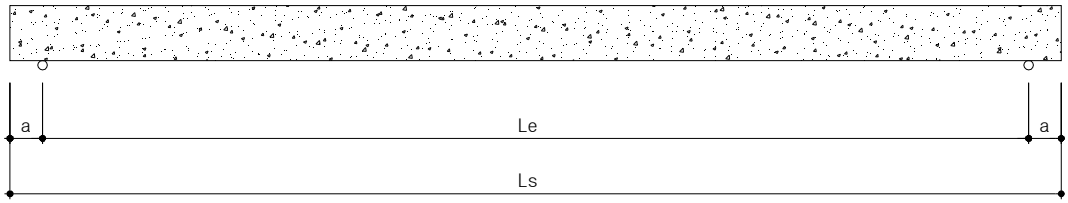
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.617	0.086	2.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.70
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	11.70
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.70
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.38
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	16.04
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.04
MAX						16.04

3.5 단면력 산정

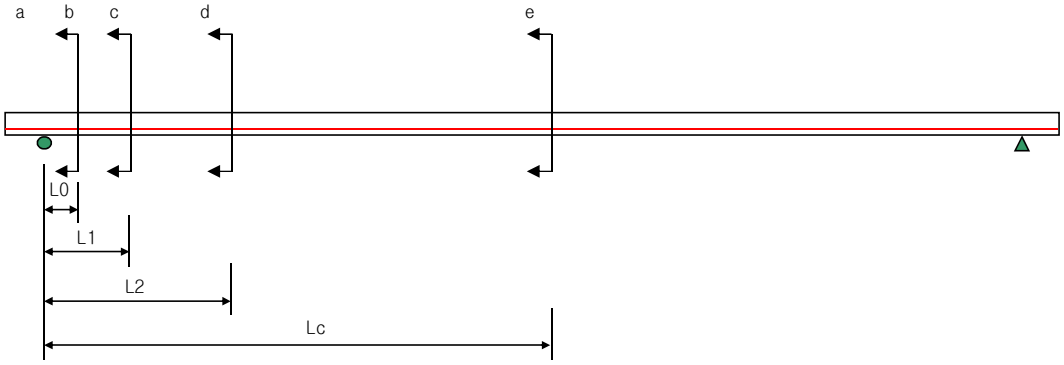
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.500 m
- 계산지간(Le) : 10.300 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.150 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.617 × 10.300)/ 2 = 23.777 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.617 × 0.800 / 2 × (10.400 - 0.800) = 17.729 kN-m

M_3 = 4.617 × 1.600 / 2 × (10.400 - 1.600) = 32.503 kN-m

M_4 = 4.617 × 2.500 / 2 × (10.400 - 2.500) = 45.593 kN-m

M_5 = 4.617 × 5.150 / 2 × (10.400 - 5.150) = 62.416 kN-m

③ 전단력

S_1 = 23.777 kN

S_2 = 23.777 - (4.617 × 0.800) = 20.084 kN

S_3 = 23.777 - (4.617 × 1.600) = 16.390 kN

S_4 = 23.777 - (4.617 × 2.500) = 12.235 kN

S_5 = 23.777 - (4.617 × 5.150) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.086 × 10.300)/ 2 = 0.443 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.086 × 0.800 / 2 × (10.400 - 0.800) = 0.330 kN-m

M_3 = 0.086 × 1.600 / 2 × (10.400 - 1.600) = 0.605 kN-m

M_4 = 0.086 × 2.500 / 2 × (10.400 - 2.500) = 0.849 kN-m

M_5 = 0.086 × 5.150 / 2 × (10.400 - 5.150) = 1.162 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.443 kN

S_2 = 0.443 - (0.086 × 0.800) = 0.374 kN

S_3 = 0.443 - (0.086 × 1.600) = 0.305 kN

S_4 = 0.443 - (0.086 × 2.500) = 0.228 kN

S_5 = 0.443 - (0.086 × 5.150) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 1.019 kN/m

R_B = 0.981 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.981 × 0.800 = 0.784 kN-m

M_3 = 0.981 × 1.600 = 1.569 kN-m

M_4 = 0.981 × 2.500 = 2.451 kN-m

M_5 = 0.981 × 5.150 = 5.050 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.019 kN

S_2 = 1.019 kN

S_3 = 1.019 kN

S_4 = 1.019 kN

S_5 = 1.019 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.300)/ 2 = 25.750 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.400 - 0.800) = 19.200 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.400 - 1.600) = 35.200 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.400 - 2.500) = 49.375 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.150 / 2 × (10.400 - 5.150) = 67.594 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.750 kN

S_2 = 25.750 - (5.000 × 0.800) = 21.750 kN

S_3 = 25.750 - (5.000 × 1.600) = 17.750 kN

S_4 = 25.750 - (5.000 × 2.500) = 13.250 kN

S_5 = 25.750 - (5.000 × 5.150) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	17.729	0.330	0.784	19.200	38.044	0차비부착부
	c	32.503	0.605	1.569	35.200	69.877	1차비부착부
	d	45.593	0.849	2.451	49.375	98.268	2차비부착부
	e	62.416	1.162	5.050	67.594	136.221	중앙부
전단력 (KN/m)	a	23.777	0.443	1.019	25.750	50.989	지점부(전단검토)
	b	20.084	0.374	1.019	21.750	43.227	0차비부착부
	c	16.390	0.305	1.019	17.750	35.465	1차비부착부
	d	12.235	0.228	1.019	13.250	26.732	2차비부착부
	e	0.000	0.000	1.019	0.000	1.019	중앙부

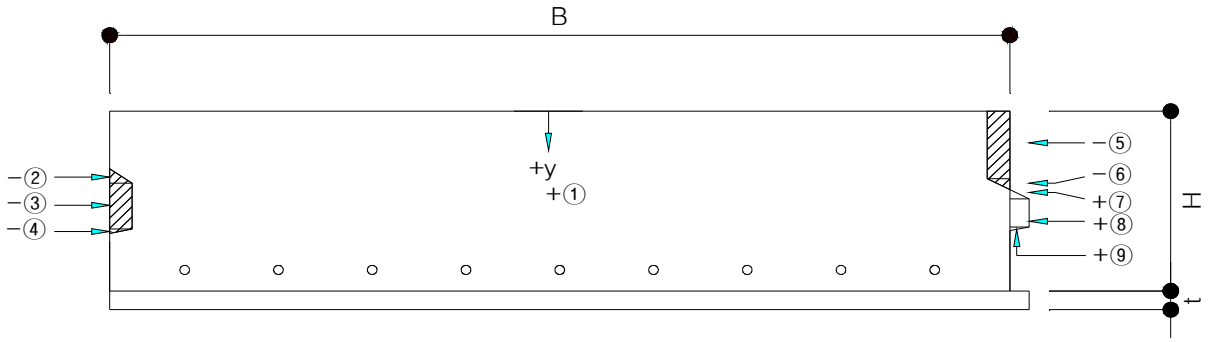
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	23.777	0.443	1.019		25.239	
LC-2	23.777	0.443	1.019	25.750	50.989	
MAX					50.989	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	190	190,000	95.0	18,050,000	9,025	3,008	12,033	2,286,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	78.3	-23,500	6,136	22	6,158	-1,847,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	117.0	-224,640	13,689	341	14,030	-26,938,240
④ ▽	-1	30.0	6	-90	151.0	-13,590	22,801	2	22,803	-2,052,270
⑤ □	-1	30.0	79	-2,370	39.5	-93,615	1,560	520	2,080	-4,930,390
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	84.0	-18,900	7,056	13	7,069	-1,590,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	102.7	17,351	10,540	9	10,550	1,782,922
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	126.5	128,271	16,002	127	16,129	16,354,806
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	147.7	9,598	21,805	1	21,807	1,417,444
Ap1	-12			-1,664	135.0	-224,694	18,225			-30,365,117
Ap2	0			0	85.0	0	7,225			0
합 계				184,679		17,606,281				2,238,164,576

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 184,678.60 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 17,606,281 / 184,679 = 95.33 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 95.33 - 190.00 = -94.67 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

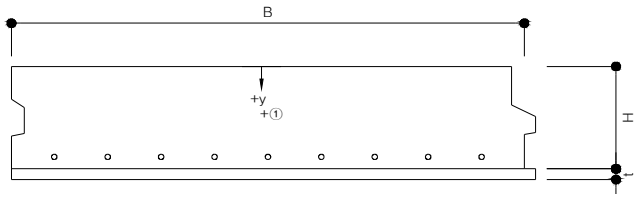
= 2,238,164,576 - 95.33 × 17,606,281 = 559,674,861 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{559,674,861}{95.33}$ = 5,870,630.5 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{559,674,861}{-94.67}$ = -5,912,144.4 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : f_{ci}' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.150m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	12	9,986.40	135.0	1,348,164	18,225	0	18,225	182,002,140
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		12	194,665.00		18,954,445				2,420,166,716

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 194,665.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,954,445 / 194,665 = 97.37 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 97.37 − 190.00 = -92.63 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (12 \times 135.0 + 0 \times 85.0)/12$

= 97.37 − 135.00 = -37.63 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

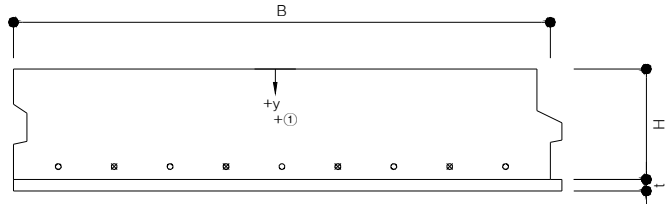
= 2,420,166,716 − 97.37 × 18,954,445 = 574,580,785 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{574,580,785}{97.37} = 5,901,031.0 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{574,580,785}{-37.63} = -15,269,041.6 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{574,580,785}{-92.63} = -6,202,936.9 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	10	8,322.00	135.0	1,123,470	18,225	0	18,225	151,668,450
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		10	193,000.60		18,729,751				2,389,833,026

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 193,000.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,729,751 / 193,001 = 97.05 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 97.05 − 190.00 = -92.95 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 × 135.0 + 0 × 85.0) / 10

= 97.05 − 135.00 = -37.95 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

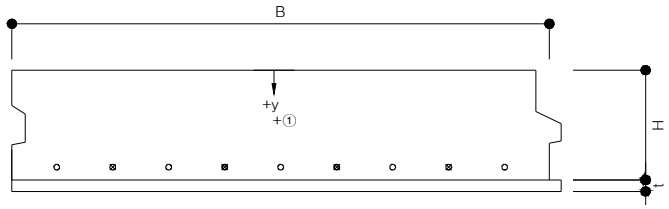
= 2,389,833,026 − 97.05 × 18,729,751 = 572,203,586 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{572,203,586}{97.05} = 5,896,268.2$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{572,203,586}{-37.95} = -15,075,858.1$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{572,203,586}{-92.95} = -6,155,708.0$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	8	6,657.60	135.0	898,776	18,225	0	18,225	121,334,760
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		8	191,336.20		18,505,057				2,359,499,336

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 191,336.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,505,057 / 191,336 = 96.71 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 96.71 − 190.00 = -93.29 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 × 135.0+ 0 × 85.0) / 8

= 96.71 − 135.00 = -38.29 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,359,499,336 − 96.71 × 18,505,057 = 569,785,029 ㎜⁴

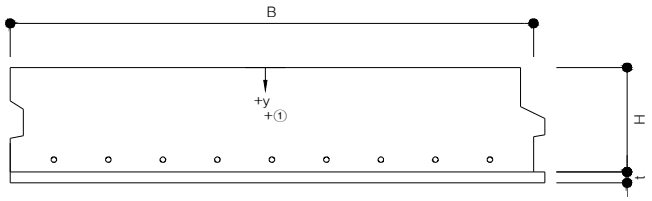
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{569,785,029}{96.71} = 5,891,389.7$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{569,785,029}{-38.29} = -14,882,674.5$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{569,785,029}{-93.29} = -6,107,994.6$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.150m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	12	8,322.00	135.0	1,123,470	18,225	0	18,225	151,668,450
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		12	193,000.60		18,729,751				2,389,833,026

N_c = 6.00

A_{vc1} = 193,000.60 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,729,751 / 193,001 = 97.05 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 97.05 − 190.00 = -92.95 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (12 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 12$

= 97.05 − 135.00 = -37.95 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

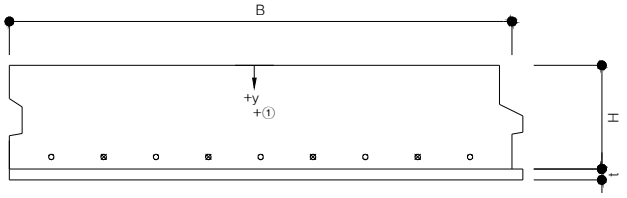
= 2,389,833,026 − 97.05 × 18,729,751 = 572,203,586 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{572,203,586}{97.05} = 5,896,268.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{572,203,586}{-37.95} = -15,075,858.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{572,203,586}{-92.95} = -6,155,708.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	10	6,935.00	135.0	936,225	18,225	0	18,225	126,390,375
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		10	191,613.60		18,542,506				2,364,554,951

N_c = 6.00

A_{vb1} = 191,613.60 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,542,506 / 191,614 = 96.77 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 96.77 − 190.00 = -93.23 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×135.0+0 ×85.0) / 10

= 96.77 − 135.00 = -38.23 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

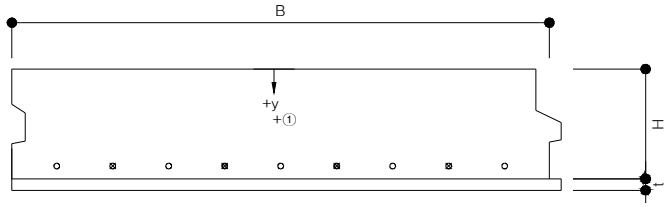
= 2,364,554,951 − 96.77 × 18,542,506 = 570,191,039 ㎜^{4}

Z_{tb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{570,191,039}{96.77}$ = 5,892,211.0 ㎣

Z_{eb1} = $\frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{570,191,039}{-38.23}$ = -14,914,871.8 ㎣

Z_{bb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{570,191,039}{-93.23}$ = -6,115,980.8 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	8	5,548.00	135.0	748,980	18,225	0	18,225	101,112,300
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		8	190,226.60		18,355,261				2,339,276,876

N_c = 6.00

A_{va1} = 190,226.60 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,355,261 / 190,227 = 96.49 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 96.49 − 190.00 = -93.51 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×135.0+0 ×85.0) / 8

= 96.49 − 135.00 = -38.51 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,339,276,876 − 96.49 × 18,355,261 = 568,149,145 ㎜^{4}

Z_{ta1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{568,149,145}{96.49}$ = 5,888,071.0 ㎣

Z_{ea1} = $\frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{568,149,145}{-38.51}$ = -14,753,885.5 ㎣

Z_{ba1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{568,149,145}{-93.51}$ = -6,075,912.9 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.150m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	184,678.6	A_{vc1}'	194,665.0	mm^2
Y_{tc0}	95.3	Y_{tc1}'	97.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-37.6	mm
Y_{bc0}	-94.7	Y_{bc1}'	-92.6	mm
I_{vc0}	559,674,860.8	I_{vc1}'	574,580,784.7	mm^4
Z_{tc0}	5,870,630.5	Z_{tc1}'	5,901,031.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,269,041.6	mm^3
Z_{bc0}	-5,912,144.4	Z_{bc1}'	-6,202,936.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	184,678.6	A_{vb1}'	193,000.6	mm^2
Y_{tb0}	95.3	Y_{tb1}'	97.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-38.0	mm
Y_{bb0}	-94.7	Y_{bb1}'	-93.0	mm
I_{vb0}	559,674,860.8	I_{vb1}'	572,203,585.5	mm^4
Z_{tb0}	5,870,630.5	Z_{tb1}'	5,896,268.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-15,075,858.1	mm^3
Z_{bb0}	-5,912,144.4	Z_{bb1}'	-6,155,708.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	184,678.6	A_{va1}'	191,336.2	mm^2
Y_{ta0}	95.3	Y_{ta1}'	96.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-38.3	mm
Y_{ba0}	-94.7	Y_{ba1}'	-93.3	mm
I_{va0}	559,674,860.8	I_{va1}'	569,785,028.7	mm^4
Z_{ta0}	5,870,630.5	Z_{ta1}'	5,891,389.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,882,674.5	mm^3
Z_{ba0}	-5,912,144.4	Z_{ba1}'	-6,107,994.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.150m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	184,678.6	A_{vc1}	193,000.6	mm^2
Y_{tc0}	95.3	Y_{tc1}	97.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-38.0	mm
Y_{bc0}	-94.7	Y_{bc1}	-93.0	mm
I_{vc0}	559,674,860.8	I_{vc1}	572,203,585.5	mm^4
Z_{tc0}	5,870,630.5	Z_{tc1}	5,896,268.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-15,075,858.1	mm^3
Z_{bc0}	-5,912,144.4	Z_{bc1}	-6,155,708.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	184,678.6	A_{vb1}	191,613.6	mm^2
Y_{tb0}	95.3	Y_{tb1}	96.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-38.2	mm
Y_{bb0}	-94.7	Y_{bb1}	-93.2	mm
I_{vb0}	559,674,860.8	I_{vb1}	570,191,039.3	mm^4
Z_{tb0}	5,870,630.5	Z_{tb1}	5,892,211.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,914,871.8	mm^3
Z_{bb0}	-5,912,144.4	Z_{bb1}	-6,115,980.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	184,678.6	A_{va1}	190,226.6	mm^2
Y_{ta0}	95.3	Y_{ta1}	96.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-38.5	mm
Y_{ba0}	-94.7	Y_{ba1}	-93.5	mm
I_{va0}	559,674,860.8	I_{va1}	568,149,145.0	mm^4
Z_{ta0}	5,870,630.5	Z_{ta1}	5,888,071.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,753,885.5	mm^3
Z_{ba0}	-5,912,144.4	Z_{ba1}	-6,075,912.9	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{62,415,596}{5,901,031} \times 1.000 = 10.577$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{62,415,596}{-15,269,042} \times 1.000 = -4.088$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{62,415,596}{-6,202,937} \times 1.000 = -10.062$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{62,415,596}{5,896,268} \times 1.000 = 10.586$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{62,415,596}{-15,075,858} \times 1.000 = -4.140$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{62,415,596}{-6,155,708} \times 1.000 = -10.139$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,161,795}{5,896,268} \times 1.000 = 0.197$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,161,795}{-15,075,858} \times 1.000 = -0.077$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,161,795}{-6,155,708} \times 1.000 = -0.189$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{5,050,000}{5,896,268} \times 1.000 = 0.856$ MPa (압축)

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{5,050,000}{-15,075,858} \times 1.000 = -0.335$ MPa (인장)

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{5,050,000}{-6,155,708} \times 1.000 = -0.820$ MPa (인장)

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{67,593,750}{5,896,268} \times 1.000 = 11.464$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{67,593,750}{-15,075,858} \times 1.000 = -4.484$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{67,593,750}{-6,155,708} \times 1.000 = -10.981$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{194,665} + \frac{-37.63}{-15,269,042}\right)$

$= 17.333$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.088$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.333 + -4.088)$

$= 13.245$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.245 = 95.291$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.077 + -0.335)
  = 0.412 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.245 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.245 - 7 × 0.412
  = 156.062 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 95.291 - 0.05 × (45.500 + 156.062)
= 15.393 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 95.291 = 1,274.71 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 12 × 138.7 × 1,274.7
= 2,121.63 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,274.71 - 156.06 - 45.50 - 15.39
= 1,057.75 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,057.75}{1,274.71} = 0.830$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.830 × 2,121.63 = 1,760.53 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,121.63 × -37.63 / 1,000 = -79.838 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,760.53 × -37.95 / 1,000 = -66.821 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,121,625}{194,665} + \frac{-79,837,696}{5,901,031} =$ -2.631 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,121,625}{194,665} + \frac{-79,837,696}{-15,269,042} =$ 16.128 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,121,625}{194,665} + \frac{-79,837,696}{-6,202,937} =$ 23.770 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,760,526}{193,001} + \frac{-66,820,709}{5,896,268} =$ -2.211 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,760,526}{193,001} + \frac{-66,820,709}{-15,075,858} =$ 13.554 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,760,526}{193,001} + \frac{-66,820,709}{-6,155,708} =$ 19.977 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{45,592,529}{5,896,268} \times 1.000 =$ 7.732 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{45,592,529}{-15,075,858} \times 1.000 =$ -3.024 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{45,592,529}{-6,155,708} \times 1.000 =$ -7.407 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{45,592,529}{5,892,211} \times 1.000 =$ 7.738 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{45,592,529}{-14,914,872} \times 1.000 =$ -3.057 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{45,592,529}{-6,115,981} \times 1.000 =$ -7.455 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{848,653}{5,892,211} \times 1.000 = 0.144$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{848,653}{-14,914,872} \times 1.000 = -0.057$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{848,653}{-6,115,981} \times 1.000 = -0.139$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{2,451,456}{5,892,211} \times 1.000 = 0.416$ MPa (압축)

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{2,451,456}{-14,914,872} \times 1.000 = -0.164$ MPa (인장)

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{2,451,456}{-6,115,981} \times 1.000 = -0.401$ MPa (인장)

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{49,375,000}{5,892,211} \times 1.000 = 8.380$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{49,375,000}{-14,914,872} \times 1.000 = -3.310$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{49,375,000}{-6,115,981} \times 1.000 = -8.073$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{193,001} + \frac{-37.95}{-15,075,858} \right)$

$= 14.629$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.024 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 14.629 + -3.024 $)$
  $=$ 11.605 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 11.605 $=$ 83.491 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.057 + -0.164 $)$
  $=$ 0.221 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.605 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 11.605 $- 7 \times$ 0.221
  $=$ 137.714 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 83.491 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 137.714 $)$
$=$ 17.490 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 83.491 $=$ 1,286.51 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times$ 138.7 $\times$ 1,286.5
$=$ 1,784.39 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,286.51 $-$ 137.71 $-$ 45.50 $-$ 17.49
$=$ 1,085.81 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,085.81}{1,286.51} =$ 0.844

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.844 $\times$ 1,784.39 $=$ 1,506.01 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}784.39 \times -37.95 / 1{,}000 = -67.726$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}506.01 \times -38.23 / 1{,}000 = -57.574$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}784{,}388}{193{,}001} + \frac{-67{,}726{,}385}{5{,}896{,}268} = -2.241$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}784{,}388}{193{,}001} + \frac{-67{,}726{,}385}{-15{,}075{,}858} = 13.738$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}784{,}388}{193{,}001} + \frac{-67{,}726{,}385}{-6{,}155{,}708} = 20.248$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}506{,}012}{191{,}614} + \frac{-57{,}574{,}374}{5{,}892{,}211} = -1.912$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}506{,}012}{191{,}614} + \frac{-57{,}574{,}374}{-14{,}914{,}872} = 11.720$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}506{,}012}{191{,}614} + \frac{-57{,}574{,}374}{-6{,}115{,}981} = 17.273$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{32{,}503{,}434}{5{,}891{,}390} \times 1.000 = 5.517$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{32{,}503{,}434}{-14{,}882{,}675} \times 1.000 = -2.184$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{32{,}503{,}434}{-6{,}107{,}995} \times 1.000 = -5.321$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{32{,}503{,}434}{5{,}888{,}071} \times 1.000 = 5.520$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{32{,}503{,}434}{-14{,}753{,}886} \times 1.000 = -2.203$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{32{,}503{,}434}{-6{,}075{,}913} \times 1.000 = -5.350$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{605,014}{5,888,071} \times 1.000 = 0.103$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{605,014}{-14,753,886} \times 1.000 = -0.041$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{605,014}{-6,075,913} \times 1.000 = -0.100$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{1,568,932}{5,888,071} \times 1.000 = 0.266$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{1,568,932}{-14,753,886} \times 1.000 = -0.106$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{1,568,932}{-6,075,913} \times 1.000 = -0.258$ MPa (인장)

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{35,200,000}{5,888,071} \times 1.000 = 5.978$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{35,200,000}{-14,753,886} \times 1.000 = -2.386$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{35,200,000}{-6,075,913} \times 1.000 = -5.793$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{191,336} + \frac{-38.29}{-14,882,675})$

$= 11.855$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.184 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 11.855 + -2.184 $)$
  $=$ 9.671 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 9.671 $=$ 69.579 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.041 + -0.106 $)$
  $=$ 0.147 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.671 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} =$ 12 × 9.671 − 7 × 0.147
  $=$ 115.026 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} =$ 119 − 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$=$ 119 − 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} =$ 35 − 0.1 × Δfpel − 0.05 × (Δfpsh + Δfpcr)
$=$ 35 − 0.1 × 69.579 − 0.05 × (45.500 + 115.026)
$=$ 20.016 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 − 69.579 $=$ 1,300.42 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 8 × 138.7 × 1,300.4
$=$ 1,442.95 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,300.42 − 115.03 − 45.50 − 20.02
$=$ 1,119.88 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,119.88}{1,300.42} =$ 0.861

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.861 × 1,442.95 $=$ 1,242.62 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}442.95 \times -38.29 / 1{,}000 = -55.243$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}242.62 \times -38.51 / 1{,}000 = -47.851$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}442{,}947}{191{,}336} + \frac{-55{,}243{,}409}{5{,}891{,}390} = -1.836$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}442{,}947}{191{,}336} + \frac{-55{,}243{,}409}{-14{,}882{,}675} = 11.253$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}442{,}947}{191{,}336} + \frac{-55{,}243{,}409}{-6{,}107{,}995} = 16.586$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}242{,}618}{190{,}227} + \frac{-47{,}851{,}267}{5{,}888{,}071} = -1.595$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}242{,}618}{190{,}227} + \frac{-47{,}851{,}267}{-14{,}753{,}886} = 9.776$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}242{,}618}{190{,}227} + \frac{-47{,}851{,}267}{-6{,}075{,}913} = 14.408$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,274.71	1,286.51	1,300.42
유효 긴장응력	1,057.75	1,085.81	1,119.88

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,057.8	1,085.8	1,119.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-2.631	23.770	-2.241	20.248	-1.836	16.586
풍도슬래브	10.577	-10.062	7.732	-7.407	5.517	-5.321

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-2.211	19.977	-1.912	17.273	-1.595	14.408
고정 하중	풍도슬래브	10.586	-10.139	7.738	-7.455	5.520	-5.350
	CIP 몰탈	0.197	-0.189	0.144	-0.139	0.103	-0.100
	격벽하중	0.856	-0.820	0.416	-0.401	0.266	-0.258
활하중	작업하중 또는 풍하중	11.464	-10.981	8.380	-8.073	5.978	-5.793

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.946	13.708	5.492	12.841	3.682	11.264
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	8.375	9.837	5.826	9.819	3.926	9.058
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	8.572	9.649	5.970	9.680	4.028	8.959
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	9.428	8.828	6.386	9.279	4.295	8.701
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	20.892	-2.152	14.766	1.206	10.273	2.907
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,280,228.000 \quad \times \quad 10500 \quad) / (\quad 1664.400 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 71.925 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	82.353	1.6 ×(Σ작업하중)	108.150	190.503

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 190.503 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 135 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1000.0 \times 135.0} = 0.0123$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,379 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,379 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 54.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,379 \times 135.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{17.00}{50}\right)$$

$$= 211 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 211 kN·m > 190.50 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 19.977)× 6,155,708 / 1.0E+06

= 150.39 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 210.55 kN·m

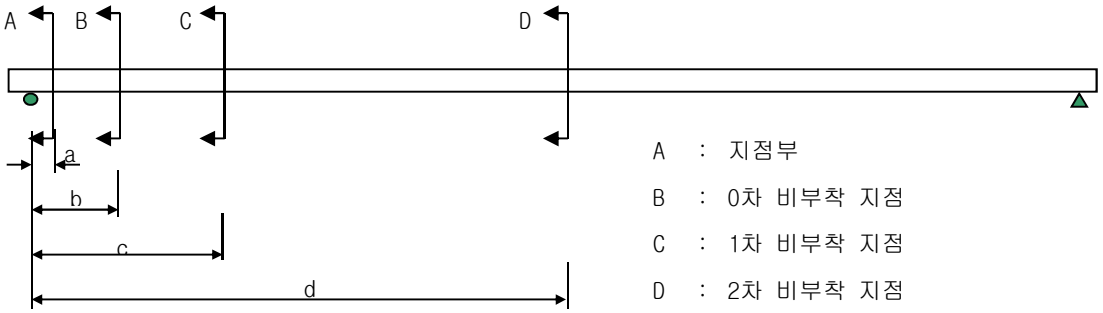
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 150.39 = 180.47 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부

B : 0차 비부착 지점

C : 1차 비부착 지점

D : 2차 비부착 지점

E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	23.777	1.462	25.239	25.750	50.989
B	20.084	1.393	21.477	21.750	43.227
C	16.390	1.325	17.715	17.750	35.465
D	12.235	1.247	13.482	13.250	26.732
E	0.000	1.019	1.019	0.000	1.019

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	17.729	1.114	18.844	19.200	38.044
C	32.503	2.174	34.677	35.200	69.877
D	45.593	3.300	48.893	49.375	98.268
E	62.416	6.212	68.627	67.594	136.221

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	28.533	1.754	30.287	41.200	71.487
B	24.101	1.672	25.772	34.800	60.572
C	19.668	1.589	21.258	28.400	49.658
D	14.682	1.497	16.179	21.200	37.379
E	0.000	1.223	1.223	0.000	1.223

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.275	1.337	22.612	30.720	53.332
C	39.004	2.609	41.613	56.320	97.933
D	54.711	3.960	58.671	79.000	137.671
E	74.899	7.454	82.353	108.150	190.503

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.776	0.000	568,149,145	93.5	80.877
B	50.0	9.776	3.101	568,149,145	93.5	62.034
C	50.0	9.776	5.707	568,149,145	93.5	46.200
D	50.0	11.720	7.994	570,191,039	93.2	44.409
E	50.0	13.554	11.149	572,203,586	93.0	36.572

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	152.0	50.989	20.498	80.877	0.000	∞
B	50.0	1,000	152.0	43.227	17.345	62.034	15.289	167.346
C	50.0	1,000	152.0	35.465	14.193	46.200	28.055	112.577
D	50.0	1,000	152.0	26.732	10.646	44.409	39.404	92.471
E	50.0	1,000	152.0	1.019	0.204	36.572	54.282	54.897

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.532	1,000.0	152.0	0.00	609.566
B	50.0	6.532	1,000.0	152.0	0.00	609.566
C	50.0	6.532	1,000.0	152.0	0.00	609.566
D	50.0	7.860	1,000.0	152.0	0.00	670.092
E	50.0	9.122	1,000.0	152.0	0.00	727.650

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	609.566	609.566
B	167.346	609.566	167.346
C	112.577	609.566	112.577
D	92.471	670.092	92.471
E	54.897	727.650	54.897

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

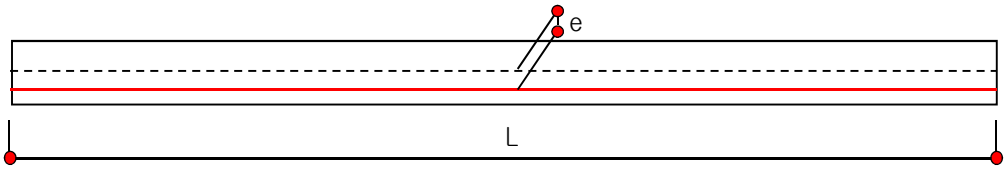
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	71.487	609.566	0.750	457.174	-385.69	0.156	전단보강 불필요
B	60.572	167.346	0.750	125.509	-64.94	0.483	전단보강 불필요
C	49.658	112.577	0.750	84.433	-34.77	0.588	전단보강 불필요
D	37.379	92.471	0.750	69.353	-31.97	0.539	전단보강 불필요
E	1.223	54.897	0.750	41.173	-39.95	0.030	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

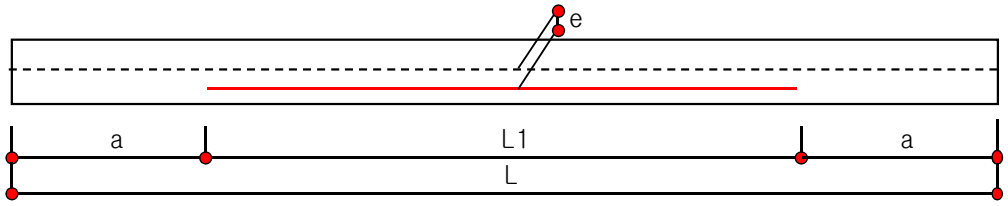
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}122 \times 38.0 \times 10.3^2}{8 \times 32{,}300 \times 572203585.5} - \frac{337 \times 38.2 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 572203585.5}$$

$$- \frac{341 \times 38.5 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 572203585.5}$$

$$= 57.78 - 2.180 - 0.911 = 54.7 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,300 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	80.526	574,580,785	-54.69	
풍도슬래브 자중	62.416	574,580,785	42.36	
접합 몰탈	1.162	574,580,785	0.75	
격벽 하중(집중하중)	5.050	574,580,785	2.46	
합 계(고정하중)			-9.12	
작업하중 및 풍하중	67.594	574,580,785	43.57	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE6

(L= 10.260 m, B= 1.000 m, H= 0.190 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

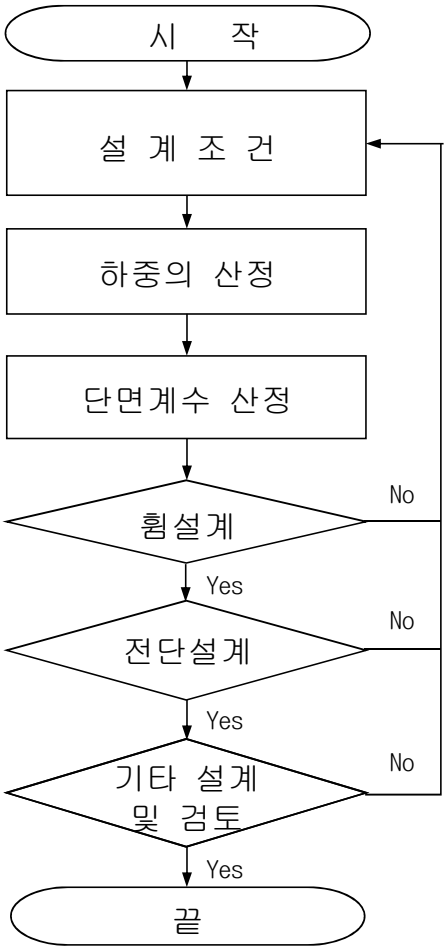
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

제8장 지점부 검토
8.1 프리스트레스의 손실량 산정
8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 10.260 m

㉯ 계산지간 : 10.060 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.190 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

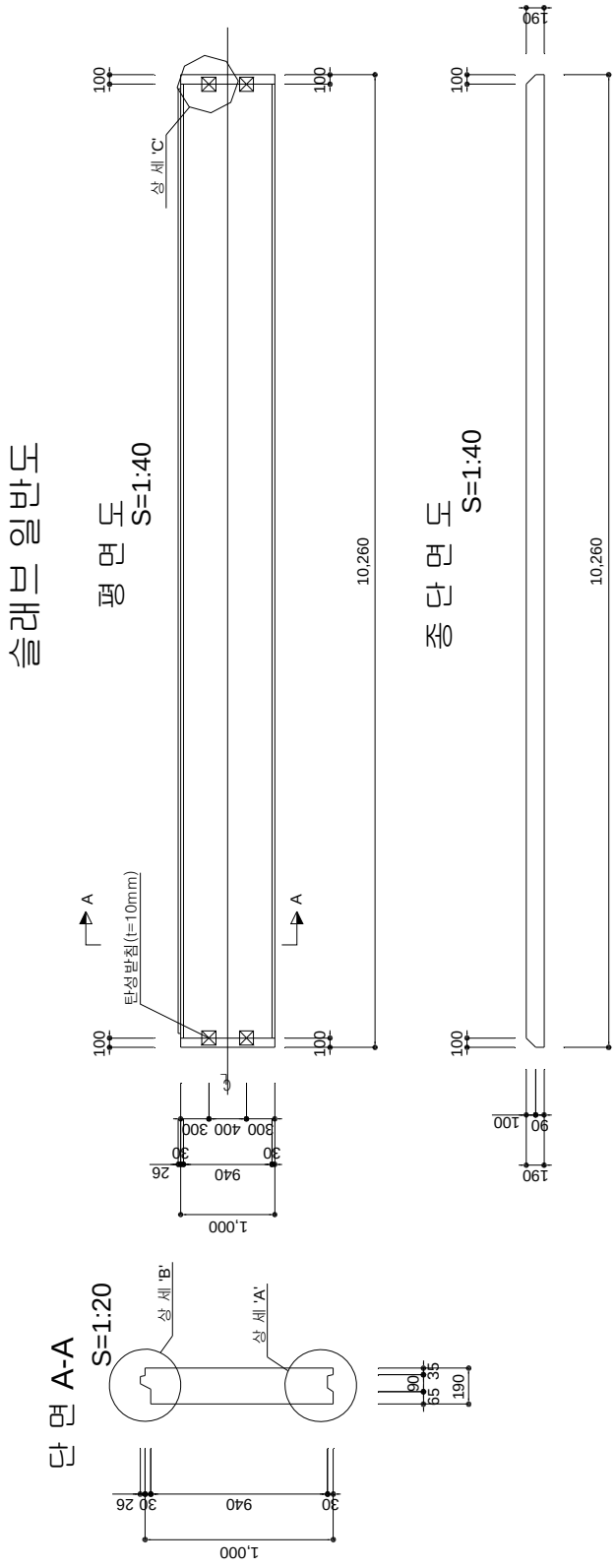
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

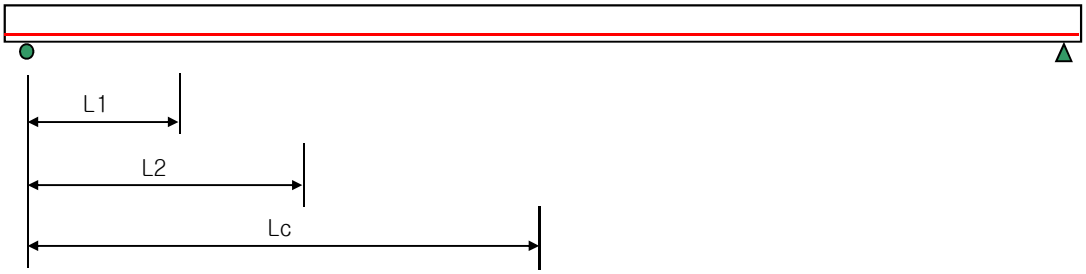
단 면 적 = 184,679 ㎟

하중계산 = 184,679 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.617 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,657 ㎟

하중계산 = 3,657 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.086 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

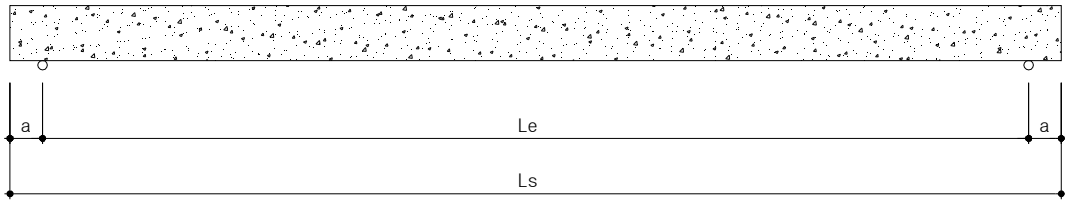
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.617	0.086	0.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.70
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	9.70
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.70
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	6.58
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	13.64
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	5.64
MAX						13.64

3.5 단면력 산정

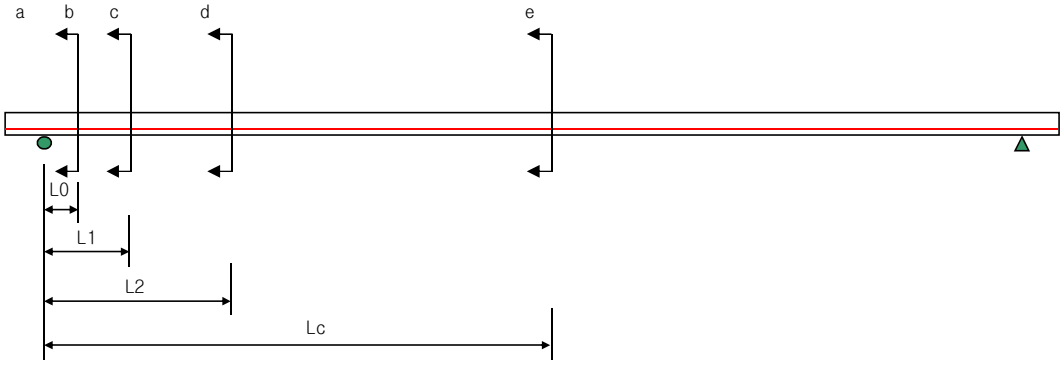
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.260 m
- 계산지간(Le) : 10.060 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.030 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.617 × 10.060)/ 2 = 23.223 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.617 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 17.286 kN-m

M_3 = 4.617 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 31.617 kN-m

M_4 = 4.617 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 44.207 kN-m

M_5 = 4.617 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 59.568 kN-m

③ 전단력

S_1 = 23.223 kN

S_2 = 23.223 - (4.617 × 0.800) = 19.530 kN

S_3 = 23.223 - (4.617 × 1.600) = 15.836 kN

S_4 = 23.223 - (4.617 × 2.500) = 11.681 kN

S_5 = 23.223 - (4.617 × 5.030) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.086 × 10.060)/ 2 = 0.432 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.086 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 0.322 kN-m

M_3 = 0.086 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 0.589 kN-m

M_4 = 0.086 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 0.823 kN-m

M_5 = 0.086 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 1.109 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.432 kN

S_2 = 0.432 - (0.086 × 0.800) = 0.364 kN

S_3 = 0.432 - (0.086 × 1.600) = 0.295 kN

S_4 = 0.432 - (0.086 × 2.500) = 0.217 kN

S_5 = 0.432 - (0.086 × 5.030) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.030 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.060)/ 2 = 25.150 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 18.720 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 34.240 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 47.875 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 64.510 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.150 kN

S_2 = 25.150 - (5.000 × 0.800) = 21.150 kN

S_3 = 25.150 - (5.000 × 1.600) = 17.150 kN

S_4 = 25.150 - (5.000 × 2.500) = 12.650 kN

S_5 = 25.150 - (5.000 × 5.030) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	17.286	0.322	0.000	18.720	36.328	0차비부착부
	c	31.617	0.589	0.000	34.240	66.445	1차비부착부
	d	44.207	0.823	0.000	47.875	92.905	2차비부착부
	e	59.568	1.109	0.000	64.510	125.186	중앙부
전단력 (KN/m)	a	23.223	0.432	0.000	25.150	48.806	지점부(전단검토)
	b	19.530	0.364	0.000	21.150	41.043	0차비부착부
	c	15.836	0.295	0.000	17.150	33.281	1차비부착부
	d	11.681	0.217	0.000	12.650	24.548	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

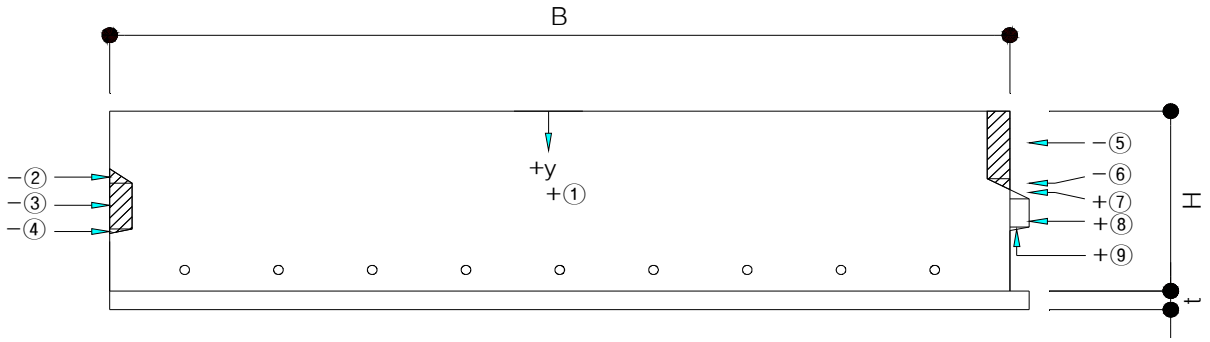
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	23.223	0.432	0.000		23.656	
LC-2	23.223	0.432	0.000	25.150	48.806	
MAX					48.806	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	190	190,000	95.0	18,050,000	9,025	3,008	12,033	2,286,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	78.3	-23,500	6,136	22	6,158	-1,847,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	117.0	-224,640	13,689	341	14,030	-26,938,240
④ ▽	-1	30.0	6	-90	151.0	-13,590	22,801	2	22,803	-2,052,270
⑤ □	-1	30.0	79	-2,370	39.5	-93,615	1,560	520	2,080	-4,930,390
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	84.0	-18,900	7,056	13	7,069	-1,590,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	102.7	17,351	10,540	9	10,550	1,782,922
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	126.5	128,271	16,002	127	16,129	16,354,806
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	147.7	9,598	21,805	1	21,807	1,417,444
Ap1	-12			-1,664	135.0	-224,694	18,225			-30,365,117
Ap2	0			0	85.0	0	7,225			0
합 계				184,679		17,606,281				2,238,164,576

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 184,678.60 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 17,606,281 / 184,679 = 95.33 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 95.33 - 190.00 = -94.67 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

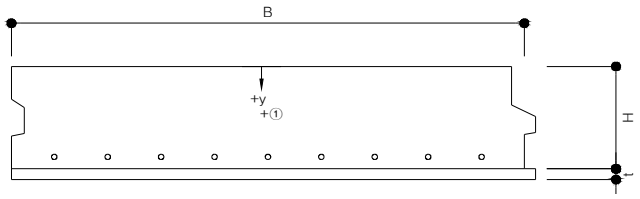
= 2,238,164,576 - 95.33 × 17,606,281 = 559,674,861 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{559,674,861}{95.33} =$ 5,870,630.5 ㎥

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{559,674,861}{-94.67} =$ -5,912,144.4 ㎥

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	12	9,986.40	135.0	1,348,164	18,225	0	18,225	182,002,140
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		12	194,665.00		18,954,445				2,420,166,716

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 194,665.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,954,445 / 194,665 = 97.37 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 97.37 − 190.00 = -92.63 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (12 × 135.0 + 0 × 85.0)/12

= 97.37 − 135.00 = -37.63 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

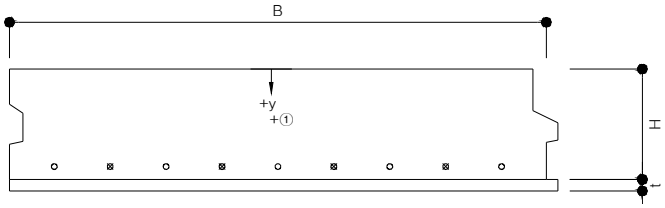
= 2,420,166,716 − 97.37 × 18,954,445 = 574,580,785 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{574,580,785}{97.37} = 5,901,031.0 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{574,580,785}{-37.63} = -15,269,041.6 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{574,580,785}{-92.63} = -6,202,936.9 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	10	8,322.00	135.0	1,123,470	18,225	0	18,225	151,668,450
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		10	193,000.60		18,729,751				2,389,833,026

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 193,000.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,729,751 / 193,001 = 97.05 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 97.05 − 190.00 = -92.95 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (10 × 135.0 + 0 × 85.0) / 10

= 97.05 − 135.00 = -37.95 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

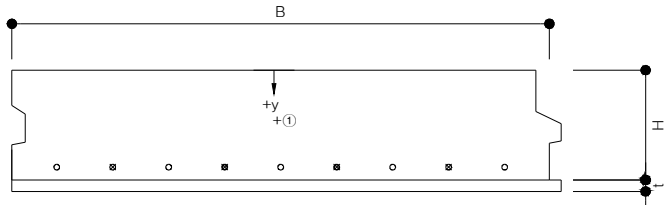
= 2,389,833,026 − 97.05 × 18,729,751 = 572,203,586 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{572,203,586}{97.05} = 5,896,268.2$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{572,203,586}{-37.95} = -15,075,858.1$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{572,203,586}{-92.95} = -6,155,708.0$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	8	6,657.60	135.0	898,776	18,225	0	18,225	121,334,760
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		8	191,336.20		18,505,057				2,359,499,336

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 191,336.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,505,057 / 191,336 = 96.71 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 96.71 − 190.00 = -93.29 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 × 135.0+ 0 × 85.0) / 8

= 96.71 − 135.00 = -38.29 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,359,499,336 − 96.71 × 18,505,057 = 569,785,029 ㎜⁴

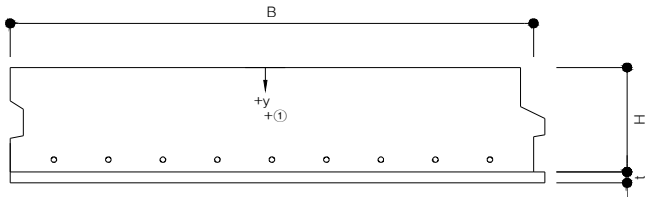
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{569,785,029}{96.71} = 5,891,389.7$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{569,785,029}{-38.29} = -14,882,674.5$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{569,785,029}{-93.29} = -6,107,994.6$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	12	8,322.00	135.0	1,123,470	18,225	0	18,225	151,668,450
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		12	193,000.60		18,729,751				2,389,833,026

N_c = 6.00

A_{vc1} = 193,000.60 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,729,751 / 193,001 = 97.05 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 97.05 − 190.00 = -92.95 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (12 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 12$

= 97.05 − 135.00 = -37.95 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

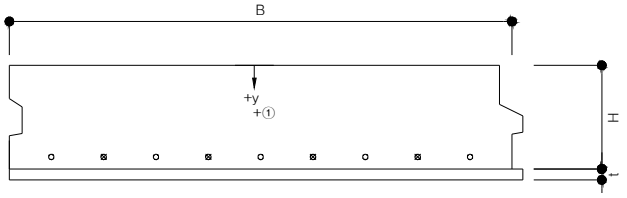
= 2,389,833,026 − 97.05 × 18,729,751 = 572,203,586 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{572,203,586}{97.05} = 5,896,268.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{572,203,586}{-37.95} = -15,075,858.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{572,203,586}{-92.95} = -6,155,708.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	10	6,935.00	135.0	936,225	18,225	0	18,225	126,390,375
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		10	191,613.60		18,542,506				2,364,554,951

N_c = 6.00

A_{vb1} = 191,613.60 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,542,506 / 191,614 = 96.77 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 96.77 − 190.00 = -93.23 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×135.0+0 ×85.0) / 10

= 96.77 − 135.00 = -38.23 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

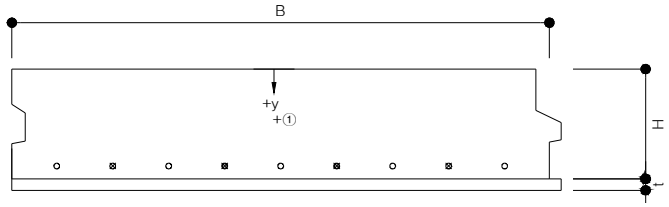
= 2,364,554,951 − 96.77 × 18,542,506 = 570,191,039 ㎜^{4}

Z_{tb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{570,191,039}{96.77}$ = 5,892,211.0 ㎣

Z_{eb1} = $\frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{570,191,039}{-38.23}$ = -14,914,871.8 ㎣

Z_{bb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{570,191,039}{-93.23}$ = -6,115,980.8 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			184,678.60		17,606,281				2,238,164,576
Ap1	138.7	8	5,548.00	135.0	748,980	18,225	0	18,225	101,112,300
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		8	190,226.60		18,355,261				2,339,276,876

N_c = 6.00

A_{va1} = 190,226.60 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,355,261 / 190,227 = 96.49 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 96.49 − 190.00 = -93.51 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×135.0+0 ×85.0) / 8

= 96.49 − 135.00 = -38.51 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,339,276,876 − 96.49 × 18,355,261 = 568,149,145 ㎜^{4}

Z_{ta1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{568,149,145}{96.49}$ = 5,888,071.0 ㎣

Z_{ea1} = $\frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{568,149,145}{-38.51}$ = -14,753,885.5 ㎣

Z_{ba1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{568,149,145}{-93.51}$ = -6,075,912.9 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	184,678.6	A_{vc1}'	194,665.0	mm^2
Y_{tc0}	95.3	Y_{tc1}'	97.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-37.6	mm
Y_{bc0}	-94.7	Y_{bc1}'	-92.6	mm
I_{vc0}	559,674,860.8	I_{vc1}'	574,580,784.7	mm^4
Z_{tc0}	5,870,630.5	Z_{tc1}'	5,901,031.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,269,041.6	mm^3
Z_{bc0}	-5,912,144.4	Z_{bc1}'	-6,202,936.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	184,678.6	A_{vb1}'	193,000.6	mm^2
Y_{tb0}	95.3	Y_{tb1}'	97.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-38.0	mm
Y_{bb0}	-94.7	Y_{bb1}'	-93.0	mm
I_{vb0}	559,674,860.8	I_{vb1}'	572,203,585.5	mm^4
Z_{tb0}	5,870,630.5	Z_{tb1}'	5,896,268.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-15,075,858.1	mm^3
Z_{bb0}	-5,912,144.4	Z_{bb1}'	-6,155,708.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	184,678.6	A_{va1}'	191,336.2	mm^2
Y_{ta0}	95.3	Y_{ta1}'	96.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-38.3	mm
Y_{ba0}	-94.7	Y_{ba1}'	-93.3	mm
I_{va0}	559,674,860.8	I_{va1}'	569,785,028.7	mm^4
Z_{ta0}	5,870,630.5	Z_{ta1}'	5,891,389.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,882,674.5	mm^3
Z_{ba0}	-5,912,144.4	Z_{ba1}'	-6,107,994.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	184,678.6	A_{vc1}	193,000.6	mm^2
Y_{tc0}	95.3	Y_{tc1}	97.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-38.0	mm
Y_{bc0}	-94.7	Y_{bc1}	-93.0	mm
I_{vc0}	559,674,860.8	I_{vc1}	572,203,585.5	mm^4
Z_{tc0}	5,870,630.5	Z_{tc1}	5,896,268.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-15,075,858.1	mm^3
Z_{bc0}	-5,912,144.4	Z_{bc1}	-6,155,708.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	184,678.6	A_{vb1}	191,613.6	mm^2
Y_{tb0}	95.3	Y_{tb1}	96.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-38.2	mm
Y_{bb0}	-94.7	Y_{bb1}	-93.2	mm
I_{vb0}	559,674,860.8	I_{vb1}	570,191,039.3	mm^4
Z_{tb0}	5,870,630.5	Z_{tb1}	5,892,211.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,914,871.8	mm^3
Z_{bb0}	-5,912,144.4	Z_{bb1}	-6,115,980.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	184,678.6	A_{va1}	190,226.6	mm^2
Y_{ta0}	95.3	Y_{ta1}	96.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-38.5	mm
Y_{ba0}	-94.7	Y_{ba1}	-93.5	mm
I_{va0}	559,674,860.8	I_{va1}	568,149,145.0	mm^4
Z_{ta0}	5,870,630.5	Z_{ta1}	5,888,071.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,753,885.5	mm^3
Z_{ba0}	-5,912,144.4	Z_{ba1}	-6,075,912.9	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{59,567,852}{5,901,031} \times 1.000 = 10.094$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{59,567,852}{-15,269,042} \times 1.000 = -3.901$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{59,567,852}{-6,202,937} \times 1.000 = -9.603$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{59,567,852}{5,896,268} \times 1.000 = 10.103$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{59,567,852}{-15,075,858} \times 1.000 = -3.951$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{59,567,852}{-6,155,708} \times 1.000 = -9.677$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,108,787}{5,896,268} \times 1.000 = 0.188$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,108,787}{-15,075,858} \times 1.000 = -0.074$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,108,787}{-6,155,708} \times 1.000 = -0.180$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,896,268} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-15,075,858} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-6,155,708} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{64,509,750}{5,896,268} \times 1.000 = 10.941$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{64,509,750}{-15,075,858} \times 1.000 = -4.279$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{64,509,750}{-6,155,708} \times 1.000 = -10.480$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{194,665} + \frac{-37.63}{-15,269,042}\right)$

$= 17.333$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -3.901$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.333 + -3.901)$

$= 13.432$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.432 = 96.633$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.074 + 0.000)
  = 0.074 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.432 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.432 - 7 × 0.074
  = 160.669 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 96.633 - 0.05 × (45.500 + 160.669)
= 15.028 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 96.633 = 1,273.37 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 12 × 138.7 × 1,273.4
= 2,119.39 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,273.37 - 160.67 - 45.50 - 15.03
= 1,052.17 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,052.17}{1,273.37} = 0.826$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.826 × 2,119.39 = 1,751.23 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,119.39 × -37.63 / 1,000 = -79.754 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,751.23 × -37.95 / 1,000 = -66.468 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,119,392}{194,665} + \frac{-79,753,659}{5,901,031} = -2.628$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,119,392}{194,665} + \frac{-79,753,659}{-15,269,042} = 16.111$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,119,392}{194,665} + \frac{-79,753,659}{-6,202,937} = 23.745$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,751,231}{193,001} + \frac{-66,467,913}{5,896,268} = -2.199$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,751,231}{193,001} + \frac{-66,467,913}{-15,075,858} = 13.483$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,751,231}{193,001} + \frac{-66,467,913}{-6,155,708} = 19.871$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{44,207,440}{5,896,268} \times 1.000 = 7.498$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{44,207,440}{-15,075,858} \times 1.000 = -2.932$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{44,207,440}{-6,155,708} \times 1.000 = -7.182$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{44,207,440}{5,892,211} \times 1.000 = 7.503$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{44,207,440}{-14,914,872} \times 1.000 = -2.964$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{44,207,440}{-6,115,981} \times 1.000 = -7.228$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{822,871}{5,892,211} \times 1.000 = 0.140$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{822,871}{-14,914,872} \times 1.000 = -0.055$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{822,871}{-6,115,981} \times 1.000 = -0.135$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,892,211} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-14,914,872} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-6,115,981} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{47,875,000}{5,892,211} \times 1.000 = 8.125$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{47,875,000}{-14,914,872} \times 1.000 = -3.210$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{47,875,000}{-6,115,981} \times 1.000 = -7.828$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{193,001} + \frac{-37.95}{-15,075,858} \right)$

$= 14.629$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.932 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.629 + -2.932)$
  $=$ 11.697 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.697 =$ 84.152 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.055 + 0.000)$
  $=$ 0.055 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.697 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 11.697 - 7 \times 0.055$
  $=$ 139.979 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 84.152 - 0.05 \times (45.500 + 139.979)$
$=$ 17.311 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 84.152 =$ 1,285.85 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,285.8$
$=$ 1,783.47 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,285.85 - 139.98 - 45.50 - 17.31$
$=$ 1,083.06 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,083.06}{1,285.85} =$ 0.842

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.842 $\times$ 1,783.47 = 1,502.20 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}783.47 \times -37.95 / 1{,}000 = -67.692$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}502.20 \times -38.23 / 1{,}000 = -57.429$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}783{,}471}{193{,}001} + \frac{-67{,}691{,}589}{5{,}896{,}268} = -2.240$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}783{,}471}{193{,}001} + \frac{-67{,}691{,}589}{-15{,}075{,}858} = 13.731$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}783{,}471}{193{,}001} + \frac{-67{,}691{,}589}{-6{,}155{,}708} = 20.237$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}502{,}202}{191{,}614} + \frac{-57{,}428{,}728}{5{,}892{,}211} = -1.907$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}502{,}202}{191{,}614} + \frac{-57{,}428{,}728}{-14{,}914{,}872} = 11.690$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}502{,}202}{191{,}614} + \frac{-57{,}428{,}728}{-6{,}115{,}981} = 17.230$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{31{,}616{,}976}{5{,}891{,}390} \times 1.000 = 5.367$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{31{,}616{,}976}{-14{,}882{,}675} \times 1.000 = -2.124$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{31{,}616{,}976}{-6{,}107{,}995} \times 1.000 = -5.176$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{31{,}616{,}976}{5{,}888{,}071} \times 1.000 = 5.370$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{31{,}616{,}976}{-14{,}753{,}886} \times 1.000 = -2.143$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{31{,}616{,}976}{-6{,}075{,}913} \times 1.000 = -5.204$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{588,514}{5,888,071} \times 1.000 = 0.100$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{588,514}{-14,753,886} \times 1.000 = -0.040$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{588,514}{-6,075,913} \times 1.000 = -0.097$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,888,071} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-14,753,886} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-6,075,913} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{34,240,000}{5,888,071} \times 1.000 = 5.815$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{34,240,000}{-14,753,886} \times 1.000 = -2.321$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{34,240,000}{-6,075,913} \times 1.000 = -5.635$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{191,336} + \frac{-38.29}{-14,882,675})$

$= 11.855$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.124 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 11.855 + -2.124 $)$
  $=$ 9.731 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 9.731 $=$ 70.008 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.040 + 0.000 $)$
  $=$ 0.040 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.731 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 9.731 $- 7 \times$ 0.040
  $=$ 116.493 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 70.008 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 116.493 $)$
$=$ 19.900 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 70.008 $=$ 1,299.99 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,300.0
$=$ 1,442.47 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,299.99 $-$ 116.49 $-$ 45.50 $-$ 19.90
$=$ 1,118.10 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,118.10}{1,299.99} =$ 0.860

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.860 $\times$ 1,442.47 $=$ 1,240.64 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,442.47 \times -38.29 / 1,000 = -55.225$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,240.64 \times -38.51 / 1,000 = -47.775$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,442,472}{191,336} + \frac{-55,225,205}{5,891,390} = -1.835$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,442,472}{191,336} + \frac{-55,225,205}{-14,882,675} = 11.250$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,442,472}{191,336} + \frac{-55,225,205}{-6,107,995} = 16.580$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,240,643}{190,227} + \frac{-47,775,240}{5,888,071} = -1.592$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,240,643}{190,227} + \frac{-47,775,240}{-14,753,886} = 9.760$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,240,643}{190,227} + \frac{-47,775,240}{-6,075,913} = 14.385$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,273.37	1,285.85	1,299.99
유효 긴장응력	1,052.17	1,083.06	1,118.10

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,052.2	1,083.1	1,118.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-2.628	23.745	-2.240	20.237	-1.835	16.580
풍도슬래브	10.094	-9.603	7.498	-7.182	5.367	-5.176

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-2.199	19.871	-1.907	17.230	-1.592	14.385
고정 하중	풍도슬래브	10.103	-9.677	7.503	-7.228	5.370	-5.204
	CIP 몰탈	0.188	-0.180	0.140	-0.135	0.100	-0.097
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.941	-10.480	8.125	-7.828	5.815	-5.635

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.467	14.142	5.258	13.056	3.532	11.404
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.903	10.195	5.596	10.002	3.778	9.181
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	8.092	10.015	5.736	9.867	3.878	9.084
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	8.092	10.015	5.736	9.867	3.878	9.084
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	19.032	-0.465	13.861	2.039	9.693	3.449
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (2,280,228.000 × 10260) / (1664.400 × 200,000)

= 70.281 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	72.812	1.6 ×(Σ작업하중)	103.216	176.028

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 176.028 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 135 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1000.0 \times 135.0} = 0.0123$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,379 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,379 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 54.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,379 \times 135.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{17.00}{50}\right)$$

$$= 211 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 211 kN·m > 176.03 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 19.871)× 6,155,708 / 1.0E+06

= 149.75 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 210.55 kN·m

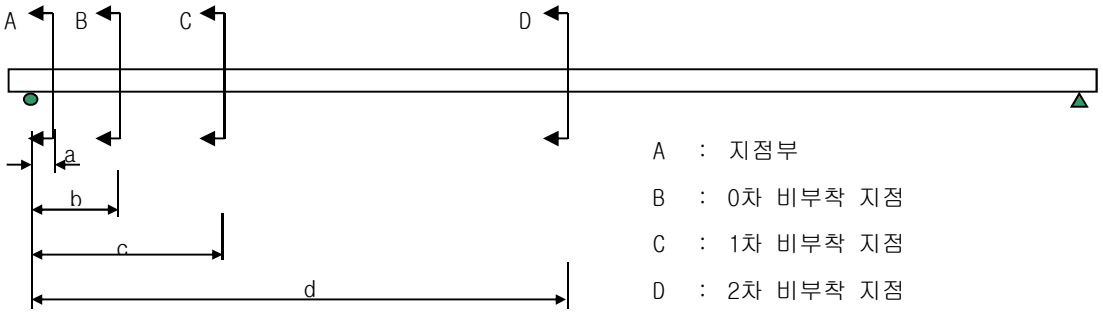
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 149.75 = 179.69 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	23.223	0.432	23.656	25.150	48.806
B	19.530	0.364	19.893	21.150	41.043
C	15.836	0.295	16.131	17.150	33.281
D	11.681	0.217	11.898	12.650	24.548
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	17.286	0.322	17.608	18.720	36.328
C	31.617	0.589	32.205	34.240	66.445
D	44.207	0.823	45.030	47.875	92.905
E	59.568	1.109	60.677	64.510	125.186

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.868	0.519	28.387	40.240	68.627
B	23.436	0.436	23.872	33.840	57.712
C	19.003	0.354	19.357	27.440	46.797
D	14.017	0.261	14.278	20.240	34.518
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	20.743	0.386	21.129	29.952	51.081
C	37.940	0.706	38.647	54.784	93.431
D	53.049	0.987	54.036	76.600	130.636
E	71.481	1.331	72.812	103.216	176.028

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.760	0.000	568,149,145	93.5	80.783
B	50.0	9.760	2.898	568,149,145	93.5	63.175
C	50.0	9.760	5.301	568,149,145	93.5	48.577
D	50.0	11.690	7.363	570,191,039	93.2	48.090
E	50.0	13.483	9.857	572,203,586	93.0	44.082

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	152.0	48.806	19.821	80.783	0.000	∞
B	50.0	1,000	152.0	41.043	16.669	63.175	14.754	166.159
C	50.0	1,000	152.0	33.281	13.516	48.577	26.985	111.352
D	50.0	1,000	152.0	24.548	9.970	48.090	37.731	90.995
E	50.0	1,000	152.0	0.000	0.000	44.082	50.841	53.740

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.522	1,000.0	152.0	0.00	609.092
B	50.0	6.522	1,000.0	152.0	0.00	609.092
C	50.0	6.522	1,000.0	152.0	0.00	609.092
D	50.0	7.840	1,000.0	152.0	0.00	669.185
E	50.0	9.074	1,000.0	152.0	0.00	725.454

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	609.092	609.092
B	166.159	609.092	166.159
C	111.352	609.092	111.352
D	90.995	669.185	90.995
E	53.740	725.454	53.740

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

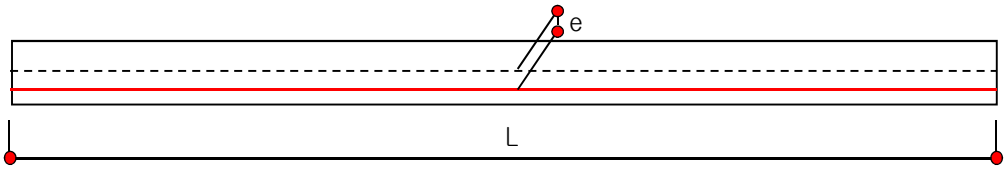
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	68.627	609.092	0.750	456.819	-388.19	0.150	전단보강 불필요
B	57.712	166.159	0.750	124.619	-66.91	0.463	전단보강 불필요
C	46.797	111.352	0.750	83.514	-36.72	0.560	전단보강 불필요
D	34.518	90.995	0.750	68.246	-33.73	0.506	전단보강 불필요
E	0.000	53.740	0.750	40.305	-40.31	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

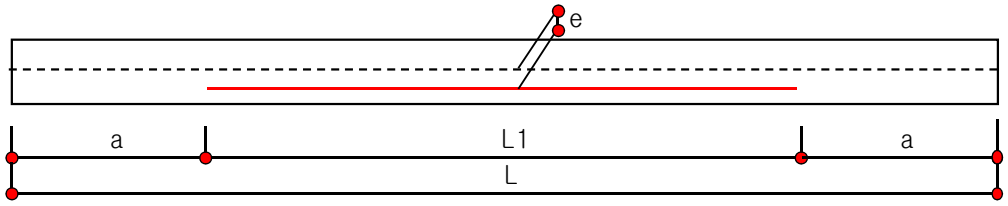
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}119 \times 38.0 \times 10.06^2}{8 \times 32{,}300 \times 572203585.5} - \frac{336 \times 38.2 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 572203585.5}$$

$$- \frac{341 \times 38.5 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 572203585.5}$$

$$= 55.06 - 2.171 - 0.909 = 52.0 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,060 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	80.441	574,580,785	-51.98	
풍도슬래브 자중	59.568	574,580,785	38.55	
접합 몰탈	1.109	574,580,785	0.68	
격벽 하중(집중하중)	0.000	574,580,785	0.00	
합 계(고정하중)			-12.75	
작업하중 및 풍하중	64.510	574,580,785	39.65	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE6-1

(L= 10.260 m, B= 0.750 m, H= 0.190 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

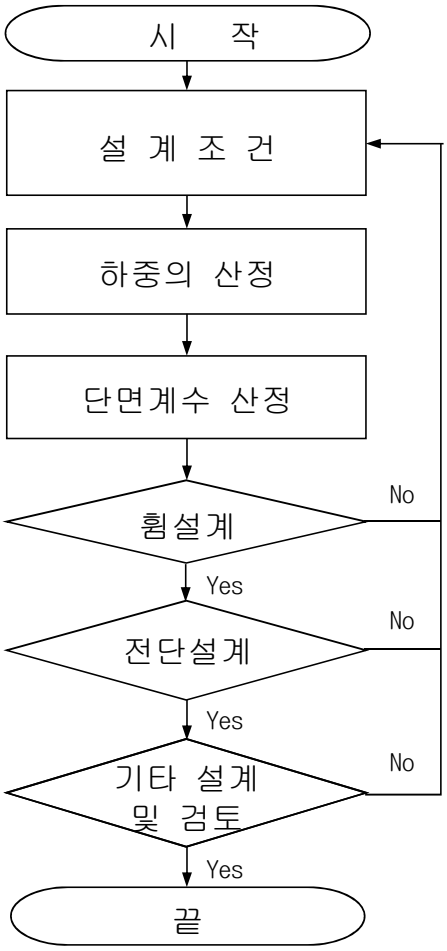
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

제8장 지점부 검토
8.1 프리스트레스의 손실량 산정
8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 10.260 m

㉯ 계산지간 : 10.060 m

㉰ 폭 원 : 0.750 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.190 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 0.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

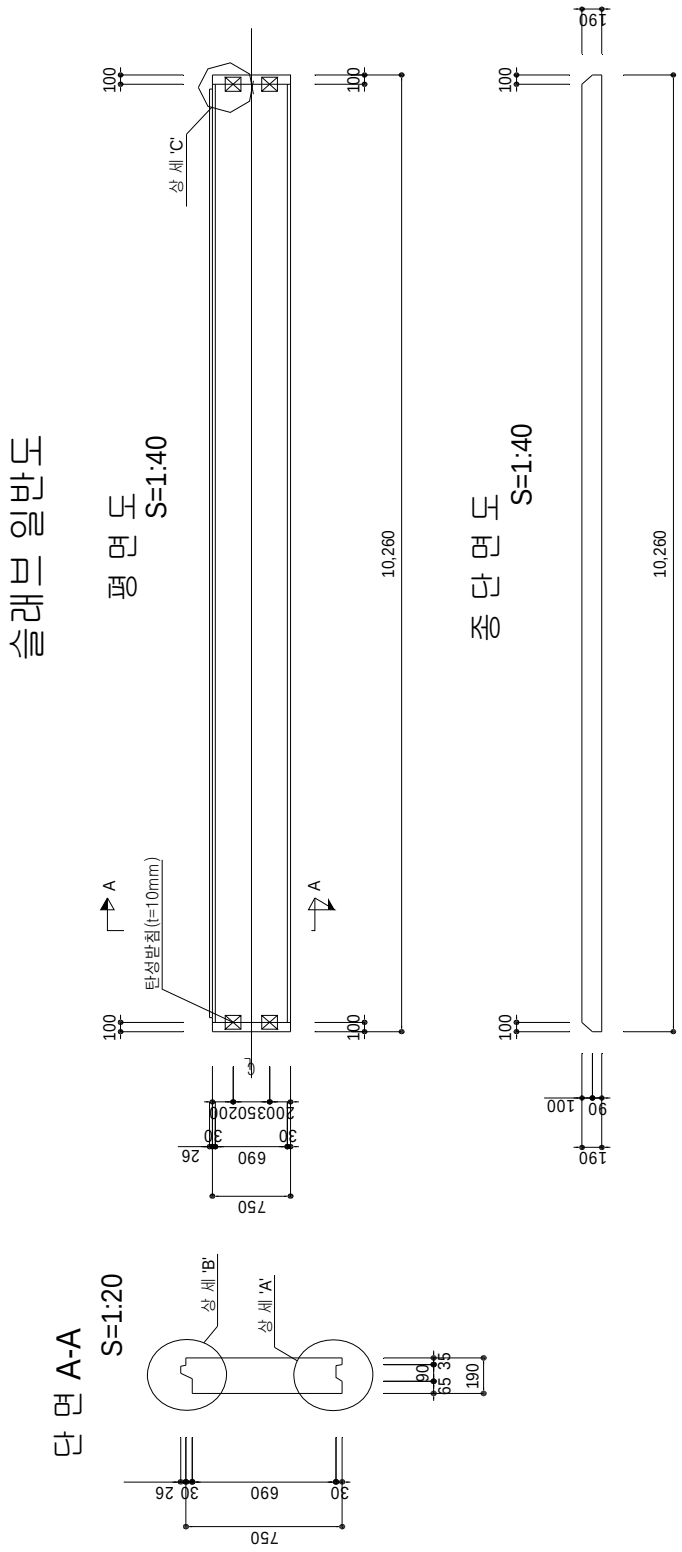
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.75m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

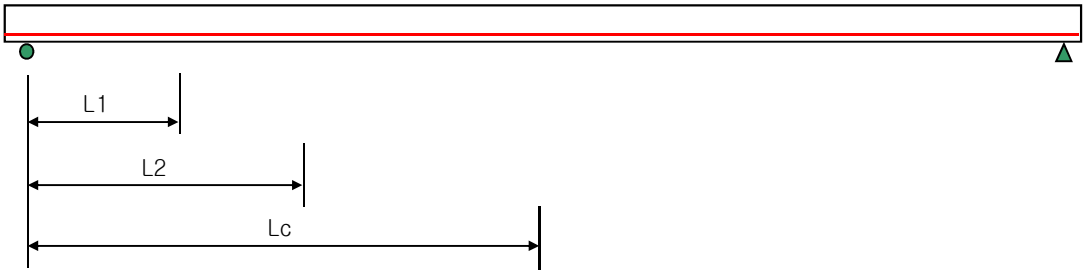
단 면 적 = 137,456 ㎟

하중계산 = 137,456 / 1.0E+06 × 25.00 = 3.436 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 750.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,657 ㎟

하중계산 = 3,657 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.086 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.750 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.750 = 3.750 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.750 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

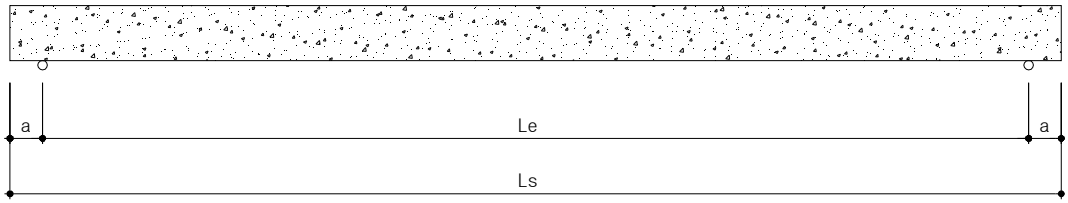
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	3.436	0.086	0.000	3.750	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	3.52
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	7.27
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	3.52
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	4.93
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	10.23
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	4.23
MAX						10.23

3.5 단면력 산정

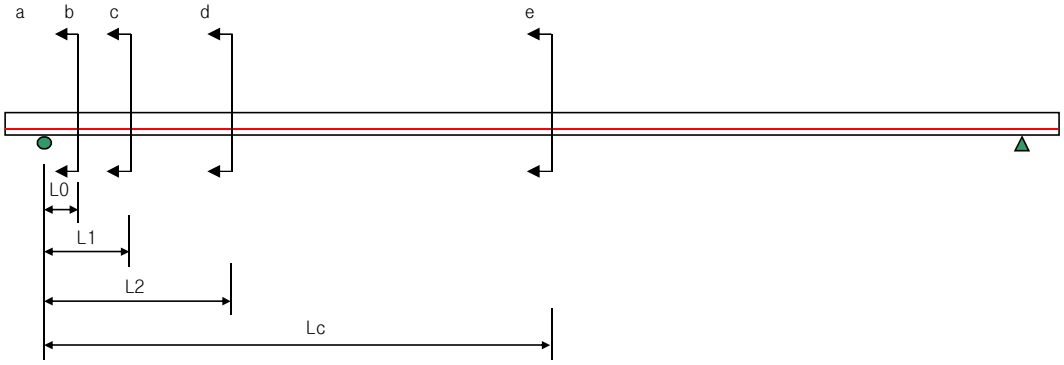
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.260 m
- 계산지간(Le) : 10.060 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.030 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.582 × 10.060) / 2 = 23.047 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.582 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 17.155 kN-m

M_3 = 4.582 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 31.377 kN-m

M_4 = 4.582 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 43.871 kN-m

M_5 = 4.582 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 59.115 kN-m

③ 전단력

S_1 = 23.047 kN

S_2 = 23.047 - (4.582 × 0.800) = 19.381 kN

S_3 = 23.047 - (4.582 × 1.600) = 15.716 kN

S_4 = 23.047 - (4.582 × 2.500) = 11.592 kN

S_5 = 23.047 - (4.582 × 5.030) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.115 × 10.060)/ 2 = 0.576 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.115 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 0.429 kN-m

M_3 = 0.115 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 0.785 kN-m

M_4 = 0.115 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 1.097 kN-m

M_5 = 0.115 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 1.478 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.576 kN

S_2 = 0.576 - (0.115 × 0.800) = 0.485 kN

S_3 = 0.576 - (0.115 × 1.600) = 0.393 kN

S_4 = 0.576 - (0.115 × 2.500) = 0.290 kN

S_5 = 0.576 - (0.115 × 5.030) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.030 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.060)/ 2 = 25.150 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 18.720 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 34.240 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 47.875 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 64.510 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.150 kN

S_2 = 25.150 - (5.000 × 0.800) = 21.150 kN

S_3 = 25.150 - (5.000 × 1.600) = 17.150 kN

S_4 = 25.150 - (5.000 × 2.500) = 12.650 kN

S_5 = 25.150 - (5.000 × 5.030) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	17.155	0.429	0.000	18.720	36.304	0차비부착부
	c	31.377	0.785	0.000	34.240	66.401	1차비부착부
	d	43.871	1.097	0.000	47.875	92.844	2차비부착부
	e	59.115	1.478	0.000	64.510	125.103	중앙부
전단력 (KN/m)	a	23.047	0.576	0.000	25.150	48.773	지점부(전단검토)
	b	19.381	0.485	0.000	21.150	41.016	0차비부착부
	c	15.716	0.393	0.000	17.150	33.259	1차비부착부
	d	11.592	0.290	0.000	12.650	24.532	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

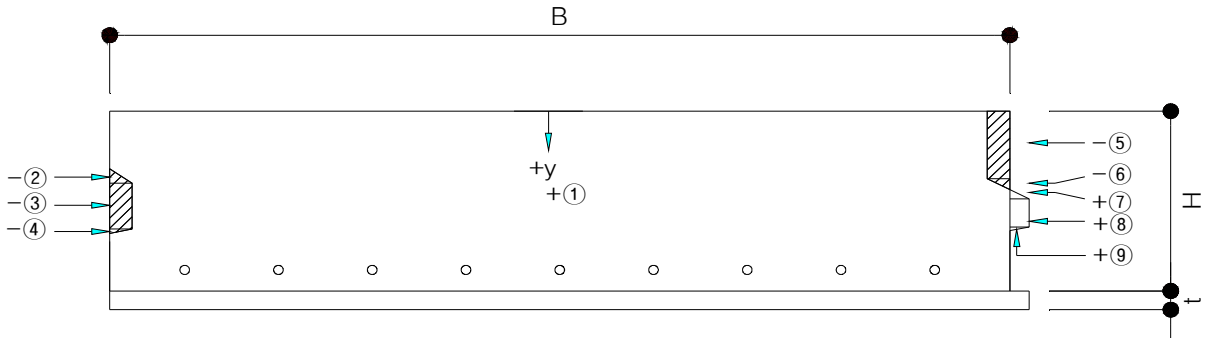
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	23.047	0.576	0.000		23.623	
LC-2	23.047	0.576	0.000	25.150	48.773	
MAX					48.773	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	750	190	142,500	95.0	13,537,500	9,025	3,008	12,033	1,714,750,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	48.3	-14,500	2,336	22	2,358	-707,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	87.0	-167,040	7,569	341	7,910	-15,187,840
④ ▽	-1	30.0	6	-90	121.0	-10,890	14,641	2	14,643	-1,317,870
⑤ □	-1	30.0	79	-2,370	39.5	-93,615	1,560	520	2,080	-4,930,390
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	84.0	-18,900	7,056	13	7,069	-1,590,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	102.7	17,351	10,540	9	10,550	1,782,922
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	126.5	128,271	16,002	127	16,129	16,354,806
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	147.7	9,598	21,805	1	21,807	1,417,444
Ap1	-10			-1,387	135.0	-187,245	18,225			-25,304,264
Ap2	0			0	85.0	0	7,225			0
합 계				137,456		13,200,530				1,685,266,895

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 137,456.00 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 13,200,530 / 137,456 = 96.03 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 96.03 - 190.00 = -93.97 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

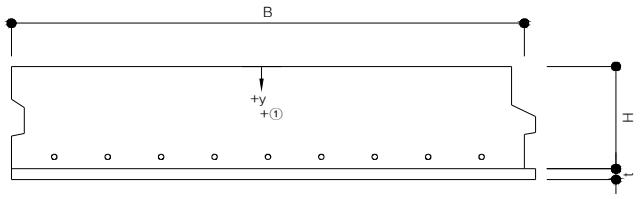
= 1,685,266,895 - 96.03 × 13,200,530 = 417,559,467 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{417,559,467}{96.03} = 4,348,011.3$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{417,559,467}{-93.97} = -4,443,757.0$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			137,456.00		13,200,530				1,685,266,895
Ap1	138.7	10	8,322.00	135.0	1,123,470	18,225	0	18,225	151,668,450
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		10	145,778.00		14,324,000				1,836,935,345

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 145,778.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 14,324,000 / 145,778 = 98.26 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 98.26 − 190.00 = -91.74 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 135.0 + 0 \times 85.0)/10$

= 98.26 − 135.00 = -36.74 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

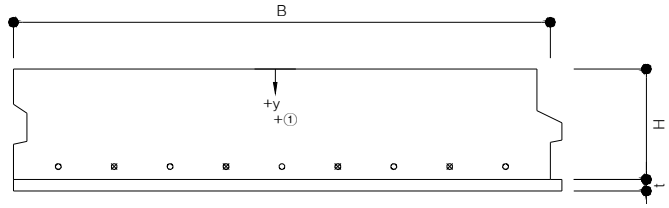
= 1,836,935,345 − 98.26 × 14,324,000 = 429,473,479 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{429,473,479}{98.26} = 4,370,831.1 \text{ ㎥}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{429,473,479}{-36.74} = -11,689,214.7 \text{ ㎥}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{429,473,479}{-91.74} = -4,681,368.9 \text{ ㎥}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			137,456.00		13,200,530				1,685,266,895
Ap1	138.7	8	6,657.60	135.0	898,776	18,225	0	18,225	121,334,760
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		8	144,113.60		14,099,306				1,806,601,655

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 144,113.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 14,099,306 / 144,114 = 97.83 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 97.83 − 190.00 = -92.17 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×135.0 + 0 ×85.0) / 8

= 97.83 − 135.00 = -37.17 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

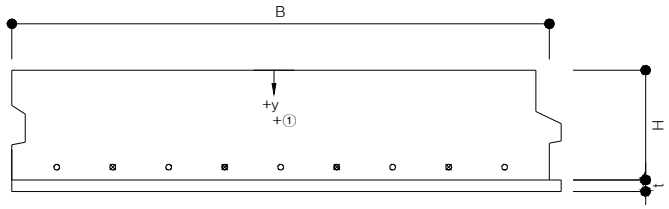
= 1,806,601,655 − 97.83 × 14,099,306 = 427,200,754 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{427,200,754}{97.83} = 4,366,558.1$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{427,200,754}{-37.17} = -11,494,603.0$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{427,200,754}{-92.17} = -4,635,156.6$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			137,456.00		13,200,530				1,685,266,895
Ap1	138.7	6	4,993.20	135.0	674,082	18,225	0	18,225	91,001,070
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		6	142,449.20		13,874,612				1,776,267,965

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 142,449.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 13,874,612 / 142,449 = 97.40 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 97.40 − 190.00 = -92.60 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×135.0+ 0 ×85.0) / 6

= 97.40 − 135.00 = -37.60 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,776,267,965 − 97.40 × 13,874,612 = 424,874,920 $㎜^4$

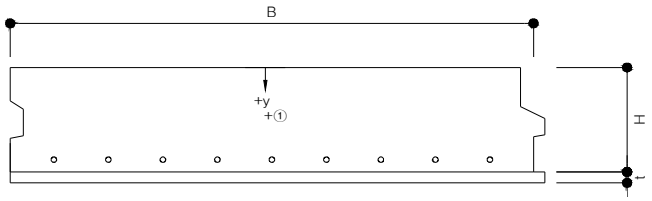
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{424,874,920}{97.40} = 4,362,146.7$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{424,874,920}{-37.60} = -11,299,991.3$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{424,874,920}{-92.60} = -4,588,302.9$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			137,456.00		13,200,530				1,685,266,895
Ap1	138.7	10	6,935.00	135.0	936,225	18,225	0	18,225	126,390,375
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		10	144,391.00		14,136,755				1,811,657,270

N_c = 6.00

A_{vc1} = 144,391.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 14,136,755 / 144,391 = 97.91 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 97.91 − 190.00 = -92.09 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 10$

= 97.91 − 135.00 = -37.09 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

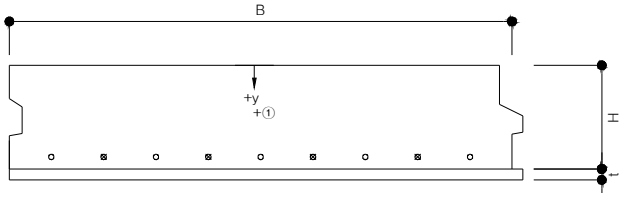
= 1,811,657,270 − 97.91 × 14,136,755 = 427,583,180 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{427,583,180}{97.91} = 4,367,279.7 \ mm^3$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{427,583,180}{-37.09} = -11,527,038.3 \ mm^3$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{427,583,180}{-92.09} = -4,642,902.8 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			137,456.00		13,200,530				1,685,266,895
Ap1	138.7	8	5,548.00	135.0	748,980	18,225	0	18,225	101,112,300
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		8	143,004.00		13,949,510				1,786,379,195

N_c = 6.00

A_{vb1} = 143,004.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 13,949,510 / 143,004 = 97.55 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 97.55 - 190.00 = -92.45 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (8 ×135.0+0 ×85.0) / 8

= 97.55 - 135.00 = -37.45 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

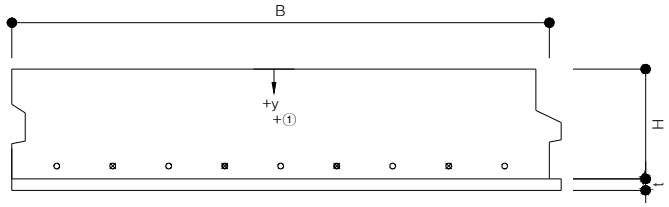
= 1,786,379,195 - 97.55 × 13,949,510 = 425,656,214 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{425,656,214}{97.55} = 4,363,632.9$ ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{425,656,214}{-37.45} = -11,364,861.9$ ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{425,656,214}{-92.45} = -4,603,992.9$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			137,456.00		13,200,530				1,685,266,895
Ap1	138.7	6	4,161.00	135.0	561,735	18,225	0	18,225	75,834,225
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		6	141,617.00		13,762,265				1,761,101,120

N_c = 6.00

A_{va1} = 141,617.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 13,762,265 / 141,617 = 97.18 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 97.18 - 190.00 = -92.82 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×135.0+0 ×85.0) / 6

= 97.18 - 135.00 = -37.82 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,761,101,120 - 97.18 × 13,762,265 = 423,691,502 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{423,691,502}{97.18} = 4,359,886.9$ ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{423,691,502}{-37.82} = -11,202,685.5$ ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{423,691,502}{-92.82} = -4,564,631.4$ ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	137,456.0	A_{vc1}'	145,778.0	mm^2
Y_{tc0}	96.0	Y_{tc1}'	98.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-36.7	mm
Y_{bc0}	-94.0	Y_{bc1}'	-91.7	mm
I_{vc0}	417,559,466.8	I_{vc1}'	429,473,478.5	mm^4
Z_{tc0}	4,348,011.3	Z_{tc1}'	4,370,831.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-11,689,214.7	mm^3
Z_{bc0}	-4,443,757.0	Z_{bc1}'	-4,681,368.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	137,456.0	A_{vb1}'	144,113.6	mm^2
Y_{tb0}	96.0	Y_{tb1}'	97.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-37.2	mm
Y_{bb0}	-94.0	Y_{bb1}'	-92.2	mm
I_{vb0}	417,559,466.8	I_{vb1}'	427,200,754.2	mm^4
Z_{tb0}	4,348,011.3	Z_{tb1}'	4,366,558.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-11,494,603.0	mm^3
Z_{bb0}	-4,443,757.0	Z_{bb1}'	-4,635,156.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	137,456.0	A_{va1}'	142,449.2	mm^2
Y_{ta0}	96.0	Y_{ta1}'	97.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-37.6	mm
Y_{ba0}	-94.0	Y_{ba1}'	-92.6	mm
I_{va0}	417,559,466.8	I_{va1}'	424,874,920.2	mm^4
Z_{ta0}	4,348,011.3	Z_{ta1}'	4,362,146.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-11,299,991.3	mm^3
Z_{ba0}	-4,443,757.0	Z_{ba1}'	-4,588,302.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	137,456.0	A_{vc1}	144,391.0	mm^2
Y_{tc0}	96.0	Y_{tc1}	97.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-37.1	mm
Y_{bc0}	-94.0	Y_{bc1}	-92.1	mm
I_{vc0}	417,559,466.8	I_{vc1}	427,583,180.2	mm^4
Z_{tc0}	4,348,011.3	Z_{tc1}	4,367,279.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-11,527,038.3	mm^3
Z_{bc0}	-4,443,757.0	Z_{bc1}	-4,642,902.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	137,456.0	A_{vb1}	143,004.0	mm^2
Y_{tb0}	96.0	Y_{tb1}	97.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-37.5	mm
Y_{bb0}	-94.0	Y_{bb1}	-92.5	mm
I_{vb0}	417,559,466.8	I_{vb1}	425,656,213.7	mm^4
Z_{tb0}	4,348,011.3	Z_{tb1}	4,363,632.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-11,364,861.9	mm^3
Z_{bb0}	-4,443,757.0	Z_{bb1}	-4,603,992.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	137,456.0	A_{va1}	141,617.0	mm^2
Y_{ta0}	96.0	Y_{ta1}	97.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-37.8	mm
Y_{ba0}	-94.0	Y_{ba1}	-92.8	mm
I_{va0}	417,559,466.8	I_{va1}	423,691,501.8	mm^4
Z_{ta0}	4,348,011.3	Z_{ta1}	4,359,886.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-11,202,685.5	mm^3
Z_{ba0}	-4,443,757.0	Z_{ba1}	-4,564,631.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.75m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{59,115,015}{4,370,831} \times 0.750 = 10.144$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{59,115,015}{-11,689,215} \times 0.750 = -3.793$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{59,115,015}{-4,681,369} \times 0.750 = -9.471$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{59,115,015}{4,367,280} \times 0.750 = 10.152$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{59,115,015}{-11,527,038} \times 0.750 = -3.846$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{59,115,015}{-4,642,903} \times 0.750 = -9.549$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,478,383}{4,367,280} \times 0.750 = 0.254$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,478,383}{-11,527,038} \times 0.750 = -0.096$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,478,383}{-4,642,903} \times 0.750 = -0.239$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{4,367,280} \times 0.750 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-11,527,038} \times 0.750 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-4,642,903} \times 0.750 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{64,509,750}{4,367,280} \times 0.750 = 11.078$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{64,509,750}{-11,527,038} \times 0.750 = -4.197$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{64,509,750}{-4,642,903} \times 0.750 = -10.421$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{145,778} + \frac{-36.74}{-11,689,215}\right)$

$= 19.007$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -3.793$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (19.007 + -3.793)$

$= 15.214$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 15.214 = 109.457$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.096 + 0.000)
  = 0.096 MPa (압축)
- f_{cir} = 15.214 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 15.214 - 7 × 0.096
  = 181.901 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 109.457 - 0.05 × (45.500 + 181.901)
= 12.684 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 109.457 = 1,260.54 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,260.5
= 1,748.37 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,260.54 - 181.90 - 45.50 - 12.68
= 1,020.46 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,020.46}{1,260.54} = 0.810$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.810 × 1,748.37 = 1,415.38 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,748.37 × -36.74 / 1,000 = -64.237 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,415.38 × -37.09 / 1,000 = -52.502 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,748,373}{145,778} + \frac{-64,236,996}{4,370,831} =$ -2.703 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,748,373}{145,778} + \frac{-64,236,996}{-11,689,215} =$ 17.489 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,748,373}{145,778} + \frac{-64,236,996}{-4,681,369} =$ 25.715 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,415,376}{144,391} + \frac{-52,501,854}{4,367,280} =$ -2.219 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,415,376}{144,391} + \frac{-52,501,854}{-11,527,038} =$ 14.357 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,415,376}{144,391} + \frac{-52,501,854}{-4,642,903} =$ 21.110 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{43,871,373}{4,366,558} \times 0.750 =$ 7.535 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{43,871,373}{-11,494,603} \times 0.750 =$ -2.863 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{43,871,373}{-4,635,157} \times 0.750 =$ -7.099 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{43,871,373}{4,363,633} \times 0.750 =$ 7.540 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{43,871,373}{-11,364,862} \times 0.750 =$ -2.895 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{43,871,373}{-4,603,993} \times 0.750 =$ -7.147 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,097,161}{4,363,633} \times 0.750 = 0.189$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,097,161}{-11,364,862} \times 0.750 = -0.072$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,097,161}{-4,603,993} \times 0.750 = -0.179$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{4,363,633} \times 0.750 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-11,364,862} \times 0.750 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-4,603,993} \times 0.750 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{47,875,000}{4,363,633} \times 0.750 = 8.229$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{47,875,000}{-11,364,862} \times 0.750 = -3.159$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{47,875,000}{-4,603,993} \times 0.750 = -7.799$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{144,114} + \frac{-37.17}{-11,494,603} \right)$

$= 15.463$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.863 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (15.463 + -2.863)$
  $= 12.601$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.601 = 90.654$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.072 + 0.000)$
  $= 0.072$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 12.601$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 12.601 - 7 \times 0.072$
  $= 150.703$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 90.654 - 0.05 \times (45.500 + 150.703)$
$= 16.124$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 90.654 = 1,279.35$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,279.3$
$= 1,419.56$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,279.35 - 150.70 - 45.50 - 16.12$
$= 1,067.02$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,067.02}{1,279.35} = 0.834$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.834 \times 1,419.56 = 1,183.96$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}419.56 \times -37.17 / 1{,}000 = -52.759$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}183.96 \times -37.45 / 1{,}000 = -44.344$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}419{,}563}{144{,}114} + \frac{-52{,}758{,}522}{4{,}366{,}558} = -2.232$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}419{,}563}{144{,}114} + \frac{-52{,}758{,}522}{-11{,}494{,}603} = 14.440$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}419{,}563}{144{,}114} + \frac{-52{,}758{,}522}{-4{,}635{,}157} = 21.233$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}183{,}964}{143{,}004} + \frac{-44{,}343{,}830}{4{,}363{,}633} = -1.883$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}183{,}964}{143{,}004} + \frac{-44{,}343{,}830}{-11{,}364{,}862} = 12.181$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}183{,}964}{143{,}004} + \frac{-44{,}343{,}830}{-4{,}603{,}993} = 17.911$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{31{,}376{,}623}{4{,}362{,}147} \times 0.750 = 5.395$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{31{,}376{,}623}{-11{,}299{,}991} \times 0.750 = -2.083$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{31{,}376{,}623}{-4{,}588{,}303} \times 0.750 = -5.129$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{31{,}376{,}623}{4{,}359{,}887} \times 0.750 = 5.397$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{31{,}376{,}623}{-11{,}202{,}685} \times 0.750 = -2.101$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{31{,}376{,}623}{-4{,}564{,}631} \times 0.750 = -5.155$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{784,685}{4,359,887} \times 0.750 = 0.135$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{784,685}{-11,202,685} \times 0.750 = -0.053$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{784,685}{-4,564,631} \times 0.750 = -0.129$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{4,359,887} \times 0.750 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-11,202,685} \times 0.750 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-4,564,631} \times 0.750 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{34,240,000}{4,359,887} \times 0.750 = 5.890$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{34,240,000}{-11,202,685} \times 0.750 = -2.292$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{34,240,000}{-4,564,631} \times 0.750 = -5.626$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{142,449} + \frac{-37.60}{-11,299,991})$

$= 11.797$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.083 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.797 + -2.083)$
  $= 9.715$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.715 = 69.890$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.053 + 0.000)$
  $= 0.053$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 9.715$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.715 - 7 \times 0.053$
  $= 116.209$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 69.890 - 0.05 \times (45.500 + 116.209)$
$= 19.926$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 69.890 = 1,300.11$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,300.1$
$= 1,081.95$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,300.11 - 116.21 - 45.50 - 19.93$
$= 1,118.47$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,118.47}{1,300.11} = 0.860$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.860 \times 1,081.95 = 930.79$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}081.95 \times -37.60 / 1{,}000 = -40.681$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 930.79 \times -37.82 / 1{,}000 = -35.203$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}081{,}951}{142{,}449} + \frac{-40{,}680{,}915}{4{,}362{,}147} = -1.731$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}081{,}951}{142{,}449} + \frac{-40{,}680{,}915}{-11{,}299{,}991} = 11.195$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}081{,}951}{142{,}449} + \frac{-40{,}680{,}915}{-4{,}588{,}303} = 16.462$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{930{,}795}{141{,}617} + \frac{-35{,}203{,}156}{4{,}359{,}887} = -1.502$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{930{,}795}{141{,}617} + \frac{-35{,}203{,}156}{-11{,}202{,}685} = 9.715$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{930{,}795}{141{,}617} + \frac{-35{,}203{,}156}{-4{,}564{,}631} = 14.285$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,260.54	1,279.35	1,300.11
유효 긴장응력	1,020.46	1,067.02	1,118.47

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,020.5	1,067.0	1,118.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-2.703	25.715	-2.232	21.233	-1.731	16.462
풍도슬래브	10.144	-9.471	7.535	-7.099	5.395	-5.129

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 / (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-2.219	21.110	-1.883	17.911	-1.502	14.285
고정하중	풍도슬래브	10.152	-9.549	7.540	-7.147	5.397	-5.155
	CIP 몰탈	0.254	-0.239	0.189	-0.179	0.135	-0.129
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	11.078	-10.421	8.229	-7.799	5.890	-5.626

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.440	16.244	5.303	14.134	3.664	11.333
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.933	11.561	5.657	10.764	3.896	9.129
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	8.187	11.322	5.846	10.585	4.031	9.000
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	8.187	11.322	5.846	10.585	4.031	9.000
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	19.265	0.902	14.075	2.786	9.921	3.375
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (1,900,190.000 × 10260) / (1387.000 × 200,000)

= 70.281 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	54.534	1.6 ×(Σ작업하중)	77.412	131.946

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 131.946 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 135 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 750 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{750.0 \times 135.0} = 0.0137$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.014 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,323 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,323 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 750}$$

$$= 57.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,323 \times 135.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{18.13}{50}\right)$$

$$= 166 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 166 kN·m > 131.95 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 21.110)× 4,642,903 / 1.0E+06

= 118.70 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 165.58 kN·m

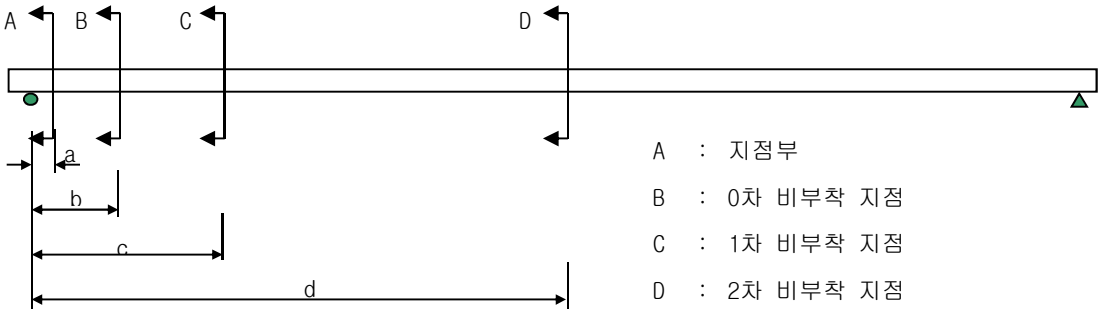
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 118.70 = 142.44 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	17.285	0.432	17.717	18.863	36.580
B	14.536	0.364	14.899	15.863	30.762
C	11.787	0.295	12.082	12.863	24.944
D	8.694	0.217	8.912	9.488	18.399
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.866	0.322	13.188	14.040	27.228
C	23.532	0.589	24.121	25.680	49.801
D	32.904	0.823	33.726	35.906	69.633
E	44.336	1.109	45.445	48.382	93.827

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	20.742	0.519	21.261	30.180	51.441
B	17.443	0.436	17.879	25.380	43.259
C	14.144	0.354	14.498	20.580	35.078
D	10.433	0.261	10.694	15.180	25.874
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	15.439	0.386	15.825	22.464	38.289
C	28.239	0.706	28.945	41.088	70.033
D	39.484	0.987	40.472	57.450	97.922
E	53.204	1.331	54.534	77.412	131.946

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.715	0.000	423,691,502	92.8	60.484
B	50.0	9.715	2.889	423,691,502	92.8	47.296
C	50.0	9.715	5.284	423,691,502	92.8	36.363
D	50.0	12.181	7.325	425,656,214	92.5	38.633
E	50.0	14.357	9.788	427,583,180	92.1	37.628

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	750	152.0	36.580	14.861	60.484	0.000	∞
B	50.0	750	152.0	30.762	12.497	47.296	11.062	124.503
C	50.0	750	152.0	24.944	10.134	36.363	20.232	83.462
D	50.0	750	152.0	18.399	7.475	38.633	28.289	68.912
E	50.0	750	152.0	0.000	0.000	37.628	38.118	40.305

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.573	750.0	152.0	0.00	458.553
B	50.0	6.573	750.0	152.0	0.00	458.553
C	50.0	6.573	750.0	152.0	0.00	458.553
D	50.0	8.279	750.0	152.0	0.00	516.919
E	50.0	9.802	750.0	152.0	0.00	569.011

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	458.553	458.553
B	124.503	458.553	124.503
C	83.462	458.553	83.462
D	68.912	516.919	68.912
E	40.305	569.011	40.305

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

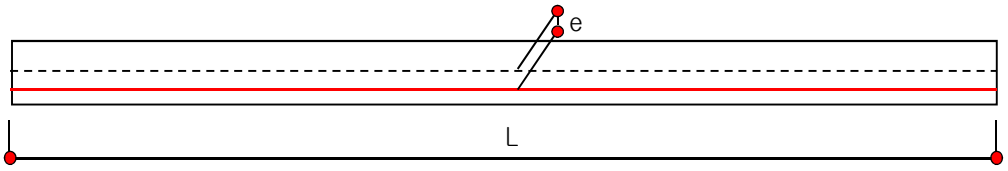
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	51.441	458.553	0.750	343.915	-292.47	0.150	전단보강 불필요
B	43.259	124.503	0.750	93.377	-50.12	0.463	전단보강 불필요
C	35.078	83.462	0.750	62.597	-27.52	0.560	전단보강 불필요
D	25.874	68.912	0.750	51.684	-25.81	0.501	전단보강 불필요
E	0.000	40.305	0.750	30.229	-30.23	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

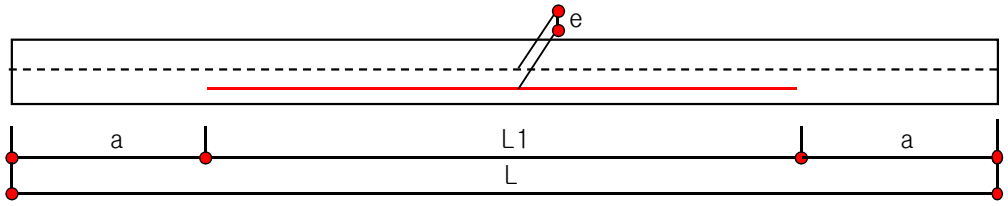
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 . x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}748 \times 37.1 \times 10.06^2}{8 \times 32{,}300 \times 427583180.2} - \frac{329 \times 37.5 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 427583180.2}$$

$$- \frac{338 \times 37.8 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 427583180.2}$$

$$= 59.40 - 2.787 - 1.183 = 55.4 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,060 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	64.854	429,473,479	-55.43	
풍도슬래브 자중	59.115	429,473,479	38.38	
접합 몰탈	1.478	429,473,479	0.91	
격벽 하중(집중하중)	0.000	429,473,479	0.00	
합 계(고정하중)			-16.14	
작업하중 및 풍하중	64.510	429,473,479	39.78	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE7

(L= 12.240 m, B= 1.250 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

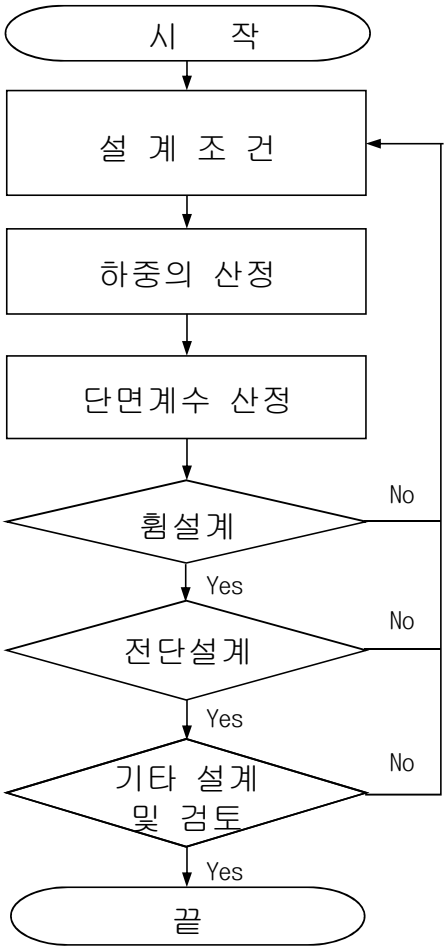
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

제8장 지점부 검토
8.1 프리스트레스의 손실량 산정
8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.240 m

㉯ 계산지간 : 12.040 m

㉰ 폭 원 : 1.250 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 10.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

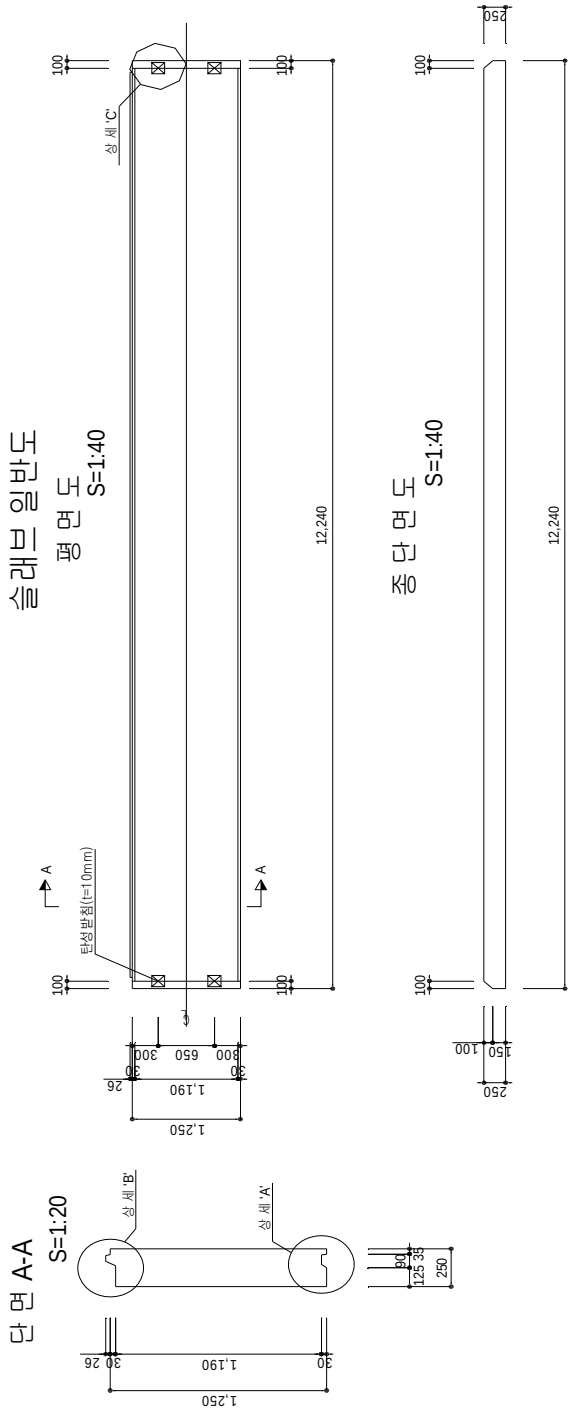
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.25m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

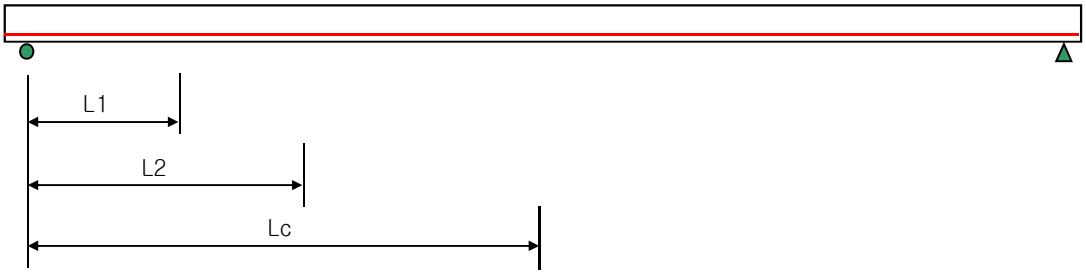
단 면 적 = 304,824 ㎟

하중계산 = 304,824 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.621 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,250.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 10.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 10.000 × 4.000 × 0.00 × 12.240 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 6.120 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.250 = 6.250 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.250 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

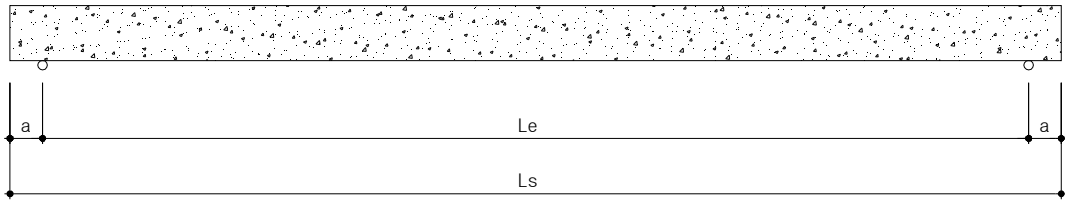
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.621	0.128	0.000	6.250	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.75
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.00
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.75
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	10.85
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.30
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.30
MAX						19.30

3.5 단면력 산정

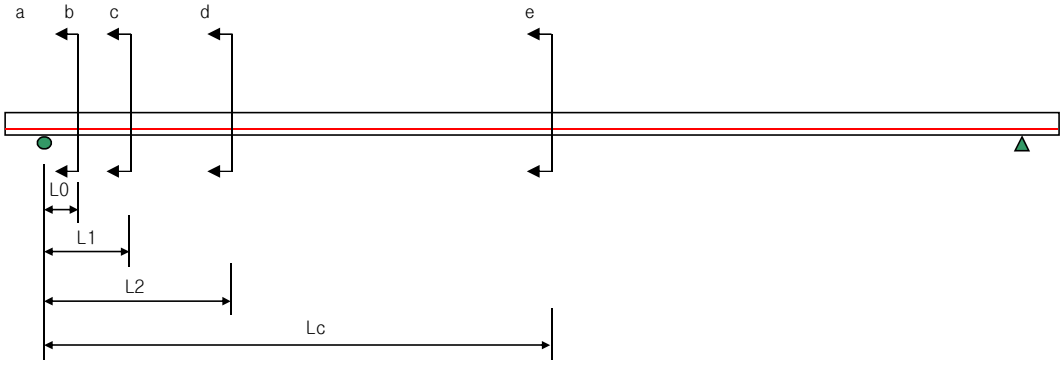
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.240 m
- 계산지간(Le) : 12.040 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 6.020 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.096 × 12.040)/ 2 = 36.701 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.096 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 27.654 kN-m

M_3 = 6.096 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 51.405 kN-m

M_4 = 6.096 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 73.463 kN-m

M_5 = 6.096 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 112.304 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.701 kN

S_2 = 36.701 - (6.096 × 0.800) = 31.824 kN

S_3 = 36.701 - (6.096 × 1.600) = 26.946 kN

S_4 = 36.701 - (6.096 × 2.500) = 21.460 kN

S_5 = 36.701 - (6.096 × 6.020) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.103 × 12.040)/ 2 = 0.618 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.103 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 0.465 kN-m

M_3 = 0.103 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 0.865 kN-m

M_4 = 0.103 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 1.236 kN-m

M_5 = 0.103 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 1.890 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.618 kN

S_2 = 0.618 - (0.103 × 0.800) = 0.536 kN

S_3 = 0.618 - (0.103 × 1.600) = 0.453 kN

S_4 = 0.618 - (0.103 × 2.500) = 0.361 kN

S_5 = 0.618 - (0.103 × 6.020) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 6.020 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 12.040)/ 2 = 30.100 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 22.680 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 42.160 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 60.250 kN-m

M_5 = 5.000 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 92.106 kN-m

③ 전단력

S_1 = 30.100 kN

S_2 = 30.100 - (5.000 × 0.800) = 26.100 kN

S_3 = 30.100 - (5.000 × 1.600) = 22.100 kN

S_4 = 30.100 - (5.000 × 2.500) = 17.600 kN

S_5 = 30.100 - (5.000 × 6.020) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.654	0.465	0.000	22.680	50.799	0차비부착부
	c	51.405	0.865	0.000	42.160	94.431	1차비부착부
	d	73.463	1.236	0.000	60.250	134.949	2차비부착부
	e	112.304	1.890	0.000	92.106	206.300	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.701	0.618	0.000	30.100	67.418	지점부(전단검토)
	b	31.824	0.536	0.000	26.100	58.459	0차비부착부
	c	26.946	0.453	0.000	22.100	49.500	1차비부착부
	d	21.460	0.361	0.000	17.600	39.421	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

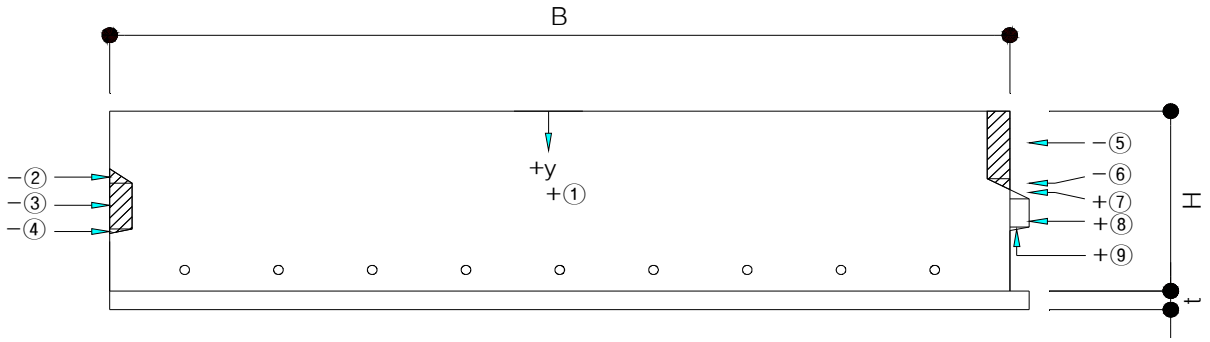
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.701	0.618	0.000		37.318	
LC-2	36.701	0.618	0.000	30.100	67.418	
MAX					67.418	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1250	250	312,500	125.0	39,062,500	15,625	5,208	20,833	6,510,416,667
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-16			-2,219	195.0	-432,744	38,025			-84,426,983
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				304,824		38,137,311				6,366,577,843

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 304,823.80 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 38,137,311 / 304,824 = 125.11 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 125.11 - 250.00 = -124.89 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

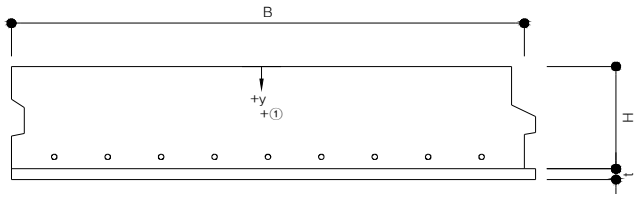
= 6,366,577,843 - 125.11 × 38,137,311 = 1,595,118,101 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,595,118,101}{125.11}$ = 12,749,455.8 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,595,118,101}{-124.89}$ = -12,772,454.5 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	16	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			304,823.80		38,137,311				6,366,577,843
Ap1	138.7	16	13,315.20	195.0	2,596,464	38,025	0	38,025	506,310,480
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		16	318,139.00		40,733,775				6,872,888,323

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 318,139.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 40,733,775 / 318,139 = 128.04 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 128.04 − 250.00 = −121.96 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (16 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/16$

= 128.04 − 195.00 = −66.96 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

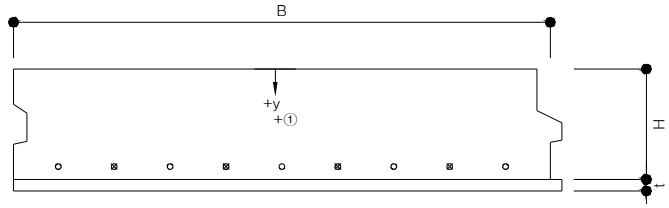
= 6,872,888,323 − 128.04 × 40,733,775 = 1,657,430,848 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,657,430,848}{128.04} = 12,944,869.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,657,430,848}{-66.96} = -24,751,688.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,657,430,848}{-121.96} = -13,589,694.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			304,823.80		38,137,311				6,366,577,843
Ap1	138.7	12	9,986.40	195.0	1,947,348	38,025	0	38,025	379,732,860
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		12	314,810.20		40,084,659				6,746,310,703

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 314,810.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 40,084,659 / 314,810 = 127.33 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.33 − 250.00 = -122.67 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (12 × 195.0 + 0 × 145.0) / 12

= 127.33 − 195.00 = -67.67 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

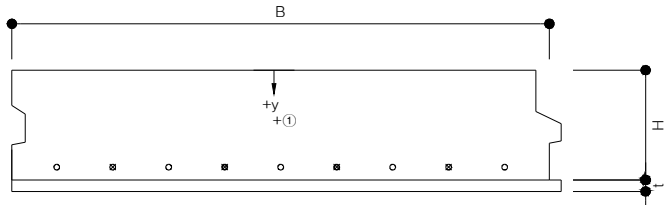
= 6,746,310,703 − 127.33 × 40,084,659 = 1,642,346,832 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,642,346,832}{127.33}$ = 12,898,389.2 ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,642,346,832}{-67.67}$ = -24,269,798.9 ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,642,346,832}{-122.67}$ = -13,388,290.3 ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			304,823.80		38,137,311				6,366,577,843
Ap1	138.7	8	6,657.60	195.0	1,298,232	38,025	0	38,025	253,155,240
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		8	311,481.40		39,435,543				6,619,733,083

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 311,481.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 39,435,543 / 311,481 = 126.61 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 126.61 − 250.00 = -123.39 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 × 195.0+ 0 × 145.0) / 8

= 126.61 − 195.00 = -68.39 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 6,619,733,083 − 126.61 × 39,435,543 = 1,626,940,410 $㎜^4$

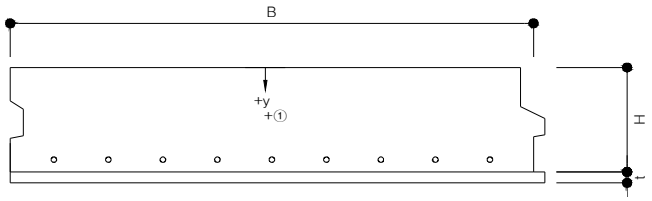
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,626,940,410}{126.61}$ = 12,850,379.1 ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,626,940,410}{-68.39}$ = -23,787,909.1 ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,626,940,410}{-123.39}$ = -13,184,967.4 ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	16	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			304,823.80		38,137,311				6,366,577,843
Ap1	138.7	16	11,096.00	195.0	2,163,720	38,025	0	38,025	421,925,400
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		16	315,919.80		40,301,031				6,788,503,243

N_c = 6.00

A_{vc1} = 315,919.80 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 40,301,031 / 315,920 = 127.57 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.57 − 250.00 = −122.43 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (16 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 16$

= 127.57 − 195.00 = −67.43 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

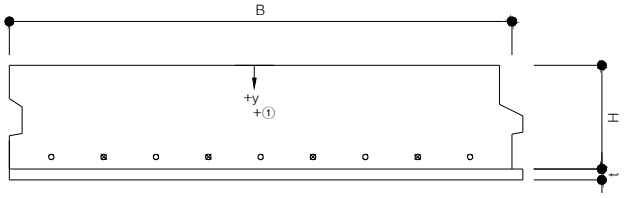
= 6,788,503,243 − 127.57 × 40,301,031 = 1,647,410,157 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,647,410,157}{127.57} = 12,914,049.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,647,410,157}{-67.43} = -24,430,428.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,647,410,157}{-122.43} = -13,455,636.8 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			304,823.80		38,137,311				6,366,577,843
Ap1	138.7	12	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		12	313,145.80		39,760,101				6,683,021,893

N_c = 6.00

A_{vb1} = 313,145.80 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 39,760,101 / 313,146 = 126.97 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 126.97 − 250.00 = -123.03 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (12 ×195.0+0 ×145.0) / 12

= 126.97 − 195.00 = -68.03 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

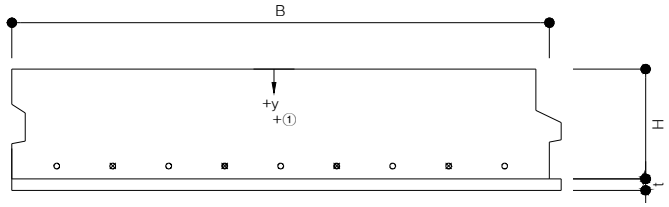
= 6,683,021,893 − 126.97 × 39,760,101 = 1,634,684,564 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,634,684,564}{126.97}$ = 12,874,580.1 ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,634,684,564}{-68.03}$ = -24,028,854.0 ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,634,684,564}{-123.03}$ = -13,286,870.4 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			304,823.80		38,137,311				6,366,577,843
Ap1	138.7	8	5,548.00	195.0	1,081,860	38,025	0	38,025	210,962,700
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		8	310,371.80		39,219,171				6,577,540,543

N_c = 6.00

A_{va1} = 310,371.80 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 39,219,171 / 310,372 = 126.36 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 126.36 − 250.00 = -123.64 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 ×195.0+0 ×145.0) / 8

= 126.36 − 195.00 = -68.64 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 6,577,540,543 − 126.36 × 39,219,171 = 1,621,731,498 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,621,731,498}{126.36}$ = 12,834,022.5 ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,621,731,498}{-68.64}$ = -23,627,279.1 ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,621,731,498}{-123.64}$ = -13,116,761.9 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	304,823.8	A_{vc1}'	318,139.0	mm^2
Y_{tc0}	125.1	Y_{tc1}'	128.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-67.0	mm
Y_{bc0}	-124.9	Y_{bc1}'	-122.0	mm
I_{vc0}	1,595,118,100.6	I_{vc1}'	1,657,430,847.9	mm^4
Z_{tc0}	12,749,455.8	Z_{tc1}'	12,944,869.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-24,751,688.7	mm^3
Z_{bc0}	-12,772,454.5	Z_{bc1}'	-13,589,694.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	304,823.8	A_{vb1}'	314,810.2	mm^2
Y_{tb0}	125.1	Y_{tb1}'	127.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.7	mm
Y_{bb0}	-124.9	Y_{bb1}'	-122.7	mm
I_{vb0}	1,595,118,100.6	I_{vb1}'	1,642,346,831.9	mm^4
Z_{tb0}	12,749,455.8	Z_{tb1}'	12,898,389.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-24,269,798.9	mm^3
Z_{bb0}	-12,772,454.5	Z_{bb1}'	-13,388,290.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	304,823.8	A_{va1}'	311,481.4	mm^2
Y_{ta0}	125.1	Y_{ta1}'	126.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-68.4	mm
Y_{ba0}	-124.9	Y_{ba1}'	-123.4	mm
I_{va0}	1,595,118,100.6	I_{va1}'	1,626,940,410.2	mm^4
Z_{ta0}	12,749,455.8	Z_{ta1}'	12,850,379.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-23,787,909.1	mm^3
Z_{ba0}	-12,772,454.5	Z_{ba1}'	-13,184,967.4	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	304,823.8	A_{vc1}	315,919.8	mm^2
Y_{tc0}	125.1	Y_{tc1}	127.6	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.4	mm
Y_{bc0}	-124.9	Y_{bc1}	-122.4	mm
I_{vc0}	1,595,118,100.6	I_{vc1}	1,647,410,156.8	mm^4
Z_{tc0}	12,749,455.8	Z_{tc1}	12,914,049.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-24,430,428.8	mm^3
Z_{bc0}	-12,772,454.5	Z_{bc1}	-13,455,636.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	304,823.8	A_{vb1}	313,145.8	mm^2
Y_{tb0}	125.1	Y_{tb1}	127.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-68.0	mm
Y_{bb0}	-124.9	Y_{bb1}	-123.0	mm
I_{vb0}	1,595,118,100.6	I_{vb1}	1,634,684,564.4	mm^4
Z_{tb0}	12,749,455.8	Z_{tb1}	12,874,580.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-24,028,854.0	mm^3
Z_{bb0}	-12,772,454.5	Z_{bb1}	-13,286,870.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	304,823.8	A_{va1}	310,371.8	mm^2
Y_{ta0}	125.1	Y_{ta1}	126.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.6	mm
Y_{ba0}	-124.9	Y_{ba1}	-123.6	mm
I_{va0}	1,595,118,100.6	I_{va1}	1,621,731,497.7	mm^4
Z_{ta0}	12,749,455.8	Z_{ta1}	12,834,022.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-23,627,279.1	mm^3
Z_{ba0}	-12,772,454.5	Z_{ba1}	-13,116,761.9	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.25m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{112,304,404}{12,944,869} \times 1.250 = 10.844$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{112,304,404}{-24,751,689} \times 1.250 = -5.672$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{112,304,404}{-13,589,694} \times 1.250 = -10.330$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{112,304,404}{12,914,049} \times 1.250 = 10.870$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{112,304,404}{-24,430,429} \times 1.250 = -5.746$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{112,304,404}{-13,455,637} \times 1.250 = -10.433$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,889,860}{12,914,049} \times 1.250 = 0.183$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,889,860}{-24,430,429} \times 1.250 = -0.097$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,889,860}{-13,455,637} \times 1.250 = -0.176$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{12,914,049} \times 1.250 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-24,430,429} \times 1.250 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-13,455,637} \times 1.250 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{92,106,000}{12,914,049} \times 1.250 = 8.915$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{92,106,000}{-24,430,429} \times 1.250 = -4.713$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{92,106,000}{-13,455,637} \times 1.250 = -8.556$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times \left(\frac{1}{318,139} + \frac{-66.96}{-24,751,689}\right)$

$= 17.782$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.672$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.782 + -5.672)$

$= 12.110$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.110 = 87.123$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.097 + 0.000)
  = 0.097 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.110 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.110 - 7 × 0.097
  = 144.644 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 87.123 - 0.05 × (45.500 + 144.644)
= 16.780 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 87.123 = 1,282.88 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 16 × 138.7 × 1,282.9
= 2,846.96 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,282.88 - 144.64 - 45.50 - 16.78
= 1,075.95 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,075.95}{1,282.88} = 0.839$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.839 × 2,846.96 = 2,387.75 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,846.96 × -66.96 / 1,000 = -190.639 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,387.75 × -67.43 / 1,000 = -161.013 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,846,961}{318,139} + \frac{-190,639,121}{12,944,869} =$ -5.778 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,846,961}{318,139} + \frac{-190,639,121}{-24,751,689} =$ 16.651 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,846,961}{318,139} + \frac{-190,639,121}{-13,589,694} =$ 22.977 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,387,753}{315,920} + \frac{-161,012,661}{12,914,049} =$ -4.910 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,387,753}{315,920} + \frac{-161,012,661}{-24,430,429} =$ 14.149 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,387,753}{315,920} + \frac{-161,012,661}{-13,455,637} =$ 19.524 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{73,462,536}{12,898,389} \times 1.250 =$ 7.119 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{73,462,536}{-24,269,799} \times 1.250 =$ -3.784 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{73,462,536}{-13,388,290} \times 1.250 =$ -6.859 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{73,462,536}{12,874,580} \times 1.250 =$ 7.133 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{73,462,536}{-24,028,854} \times 1.250 =$ -3.822 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{73,462,536}{-13,286,870} \times 1.250 =$ -6.911 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,236,229}{12,874,580} \times 1.250 = 0.120$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,236,229}{-24,028,854} \times 1.250 = -0.064$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,236,229}{-13,286,870} \times 1.250 = -0.116$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{12,874,580} \times 1.250 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-24,028,854} \times 1.250 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-13,286,870} \times 1.250 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{60,250,000}{12,874,580} \times 1.250 = 5.850$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{60,250,000}{-24,028,854} \times 1.250 = -3.134$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{60,250,000}{-13,286,870} \times 1.250 = -5.668$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{314,810} + \frac{-67.67}{-24,269,799} \right)$

$= 13.601$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -3.784$ MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.601 + -3.784)$
  $= 9.817$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.817 = 70.629$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.064 + 0.000)$
  $= 0.064$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 9.817$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 9.817 - 7 \times 0.064$
  $= 117.359$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 70.629 - 0.05 \times (45.500 + 117.359)$
$= 19.794$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 70.629 = 1,299.37$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,299.4$
$= 2,162.67$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,299.37 - 117.36 - 45.50 - 19.79$
$= 1,116.72$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,116.72}{1,299.37} = 0.859$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.859 \times 2,162.67 = 1,858.67$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,162.67 \times -67.67 / 1,000 = -146.349$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,858.67 \times -68.03 / 1,000 = -126.445$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,162,673}{314,810} + \frac{-146,348,962}{12,898,389} = -4.477$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,162,673}{314,810} + \frac{-146,348,962}{-24,269,799} = 12.900$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,162,673}{314,810} + \frac{-146,348,962}{-13,388,290} = 17.801$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,858,666}{313,146} + \frac{-126,445,178}{12,874,580} = -3.886$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,858,666}{313,146} + \frac{-126,445,178}{-24,028,854} = 11.198$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,858,666}{313,146} + \frac{-126,445,178}{-13,286,870} = 15.452$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{51,405,486}{12,850,379} \times 1.250 = 5.000$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{51,405,486}{-23,787,909} \times 1.250 = -2.701$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{51,405,486}{-13,184,967} \times 1.250 = -4.873$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{51,405,486}{12,834,023} \times 1.250 = 5.007$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{51,405,486}{-23,627,279} \times 1.250 = -2.720$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{51,405,486}{-13,116,762} \times 1.250 = -4.899$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{865,052}{12,834,023} \times 1.250 = 0.084$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{865,052}{-23,627,279} \times 1.250 = -0.046$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{865,052}{-13,116,762} \times 1.250 = -0.082$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{12,834,023} \times 1.250 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-23,627,279} \times 1.250 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-13,116,762} \times 1.250 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{42,160,000}{12,834,023} \times 1.250 = 4.106$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{42,160,000}{-23,627,279} \times 1.250 = -2.230$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{42,160,000}{-13,116,762} \times 1.250 = -4.018$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{311,481} + \frac{-68.39}{-23,787,909})$

$= 9.251$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.701 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.251 + -2.701)$
  $= 6.550$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.550 = 47.121$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.046 + 0.000)$
  $= 0.046$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 6.550$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.550 - 7 \times 0.046$
  $= 78.277$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 47.121 - 0.05 \times (45.500 + 78.277)$
$= 24.099$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.121 = 1,322.88$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.9$
$= 1,467.87$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,322.88 - 78.28 - 45.50 - 24.10$
$= 1,175.00$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,175.00}{1,322.88} = 0.888$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,467.87 = 1,303.78$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.87 \times -68.39 / 1,000 = -100.393$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,303.78 \times -68.64 / 1,000 = -89.489$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,867}{311,481} + \frac{-100,392,664}{12,850,379} = -3.100$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,867}{311,481} + \frac{-100,392,664}{-23,787,909} = 8.933$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,867}{311,481} + \frac{-100,392,664}{-13,184,967} = 12.327$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,303,783}{310,372} + \frac{-89,489,189}{12,834,023} = -2.772$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,303,783}{310,372} + \frac{-89,489,189}{-23,627,279} = 7.988$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,303,783}{310,372} + \frac{-89,489,189}{-13,116,762} = 11.023$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,282.88	1,299.37	1,322.88
유효 긴장응력	1,075.95	1,116.72	1,175.00

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,076.0	1,116.7	1,175.0	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-5.778	22.977	-4.477	17.801	-3.100	12.327
풍도슬래브	10.844	-10.330	7.119	-6.859	5.000	-4.873

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-4.910	19.524	-3.886	15.452	-2.772	11.023
고정 하중	풍도슬래브	10.870	-10.433	7.133	-6.911	5.007	-4.899
	CIP 몰탈	0.183	-0.176	0.120	-0.116	0.084	-0.082
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.915	-8.556	5.850	-5.668	4.106	-4.018

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.066	12.647	2.643	10.942	1.900	7.453
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.960	9.091	3.247	8.541	2.235	6.124
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.143	8.916	3.367	8.425	2.319	6.042
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.143	8.916	3.367	8.425	2.319	6.042
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.059	0.359	9.216	2.756	6.425	2.024
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (3,040,304.000 × 12240) / (2219.200 × 200,000)

= 83.844 ㎜

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	171.291	1.6 ×(Σ작업하중)	184.212	355.503

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 355.503 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1250 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2219.20}{1250.0 \times 195.0} = 0.0091$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,510 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{2219.20 \times 1,510 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1250}$$

$$= 63.1 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 2,219.20 \times 1,510 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.75}{50}\right)$$

$$= 465 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 465 kN·m > 355.50 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

M^*_{cr} = $(f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

= $(0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 19.524)× 13,455,637 / 1.0E+06

= 322.65 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 465.36 kN·m

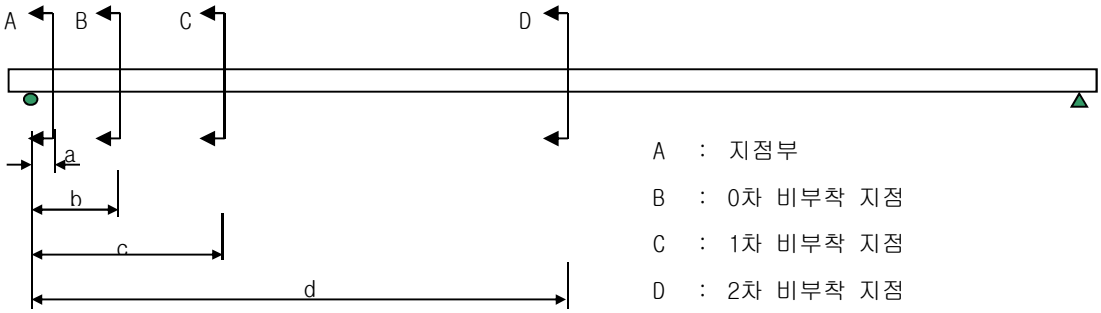
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 322.65 = 387.18 kN·m

ΦM_n > $1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	45.876	0.772	46.648	37.625	84.273
B	39.780	0.669	40.449	32.625	73.074
C	33.683	0.567	34.250	27.625	61.875
D	26.824	0.451	27.276	22.000	49.276
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	34.567	0.582	35.149	28.350	63.499
C	64.257	1.081	65.338	52.700	118.038
D	91.828	1.545	93.373	75.313	168.686
E	140.381	2.362	142.743	115.133	257.875

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	55.051	0.926	55.978	60.200	116.178
B	47.735	0.803	48.539	52.200	100.739
C	40.420	0.680	41.100	44.200	85.300
D	32.189	0.542	32.731	35.200	67.931
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	41.480	0.698	42.178	45.360	87.538
C	77.108	1.298	78.406	84.320	162.726
D	110.194	1.854	112.048	120.500	232.548
E	168.457	2.835	171.291	184.212	355.503

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.988	0.000	1,621,731,498	123.6	151.155
B	50.0	7.988	2.680	1,621,731,498	123.6	116.006
C	50.0	7.988	4.981	1,621,731,498	123.6	85.817
D	50.0	11.198	7.027	1,634,684,564	123.0	102.385
E	50.0	14.149	10.608	1,647,410,157	122.4	95.211

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,250	200.0	84.273	31.905	151.155	0.000	∞
B	50.0	1,250	200.0	73.074	27.665	116.006	24.040	294.961
C	50.0	1,250	200.0	61.875	23.425	85.817	44.688	195.248
D	50.0	1,250	200.0	49.276	18.655	102.385	63.862	167.573
E	50.0	1,250	200.0	0.000	0.000	95.211	97.628	88.388

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.201	1,250.0	200.0	0.00	827.706
B	50.0	4.201	1,250.0	200.0	0.00	827.706
C	50.0	4.201	1,250.0	200.0	0.00	827.706
D	50.0	5.935	1,250.0	200.0	0.00	957.812
E	50.0	7.558	1,250.0	200.0	0.00	1,079.510

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	827.706	827.706
B	294.961	827.706	294.961
C	195.248	827.706	195.248
D	167.573	957.812	167.573
E	88.388	1,079.510	88.388

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

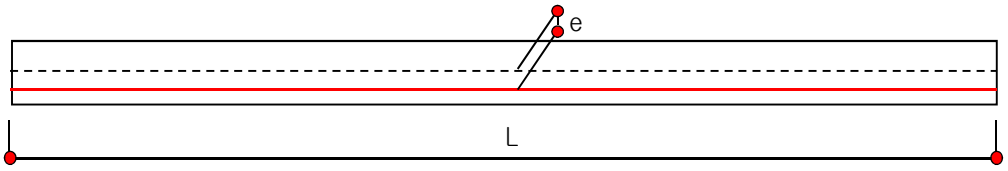
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	116.178	827.706	0.750	620.779	-504.60	0.187	전단보강 불필요
B	100.739	294.961	0.750	221.221	-120.48	0.455	전단보강 불필요
C	85.300	195.248	0.750	146.436	-61.14	0.583	전단보강 불필요
D	67.931	167.573	0.750	125.679	-57.75	0.541	전단보강 불필요
E	0.000	88.388	0.750	66.291	-66.29	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

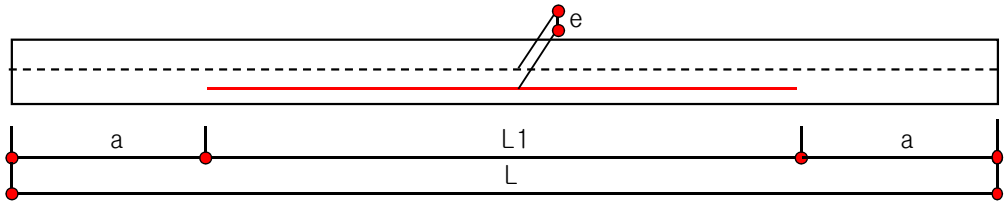
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}847 \times 67.4 \times 12.04^2}{8 \times 32{,}300 \times 1647410157} - \frac{684 \times 68.0 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1647410157}$$

$$- \frac{695 \times 68.6 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1647410157}$$

$$= 65.37 - 2.734 - 1.147 = 61.5 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (12,040 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	191.978	1,657,430,848	-61.49	
풍도슬래브 자중	112.304	1,657,430,848	45.25	
접합 몰탈	1.890	1,657,430,848	0.72	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,657,430,848	0.00	
합 계(고정하중)			-15.52	
작업하중 및 풍하중	92.106	1,657,430,848	35.25	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE7-1

(L= 12.240 m, B= 1.000 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

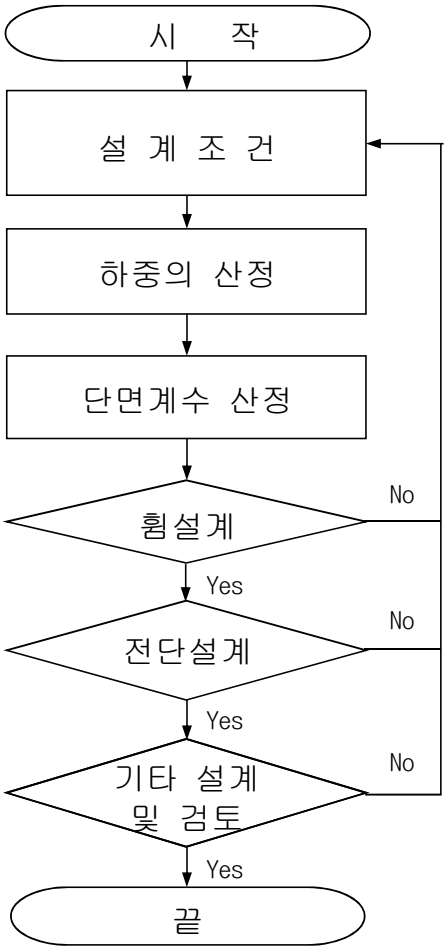
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

제8장 지점부 검토
8.1 프리스트레스의 손실량 산정
8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.240 m

㉯ 계산지간 : 12.040 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 10.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = 0.60 x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci}$ = 7.0

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

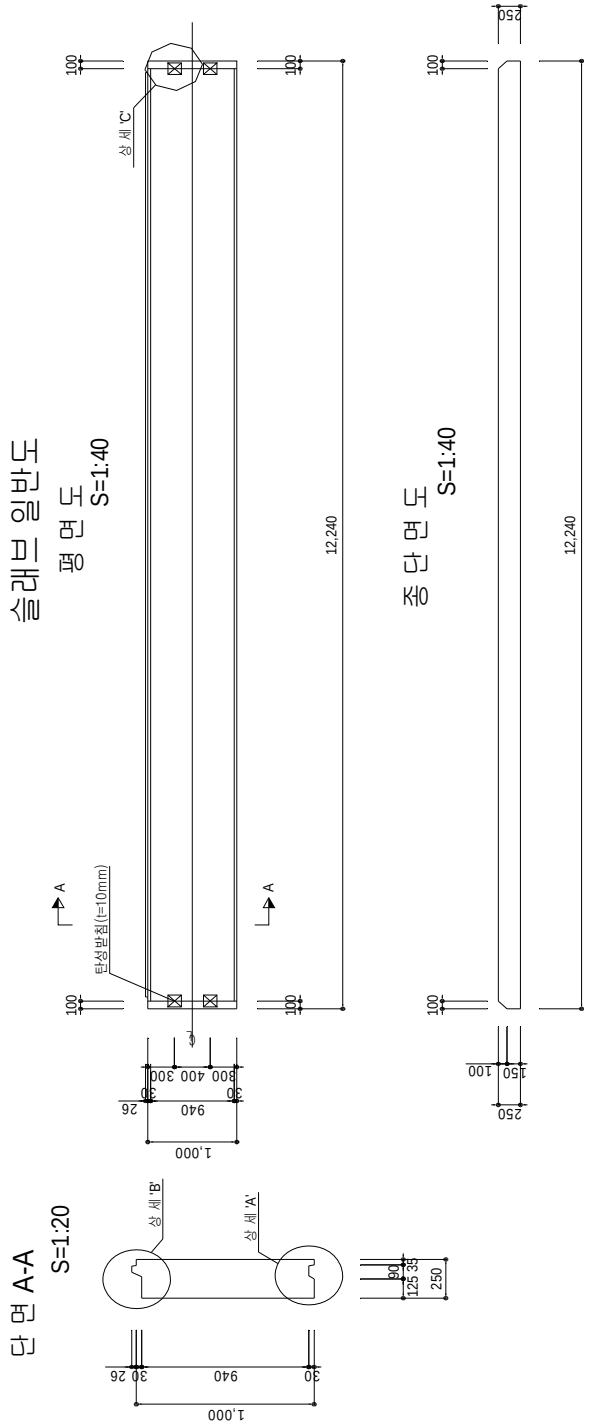
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

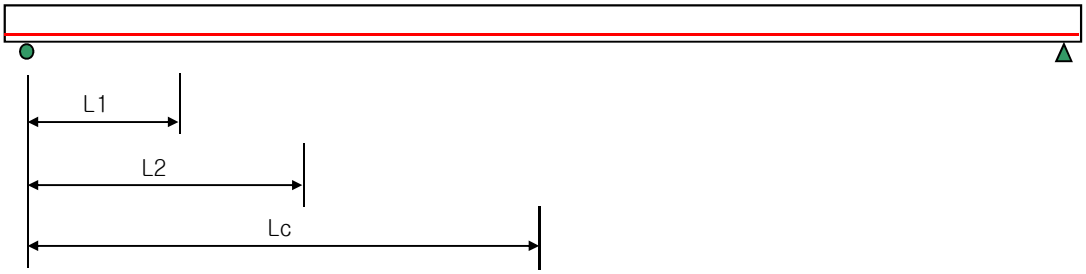
단 면 적 = 242,601 ㎟

하중계산 = 242,601 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.065 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 10.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 10.000 × 4.000 × 0.00 × 12.240 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 6.120 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

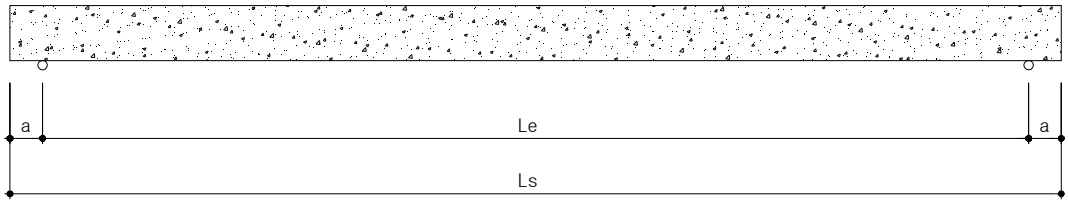
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.065	0.128	0.000	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.19
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	11.19
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.19
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	8.67
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	15.43
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.43
MAX						15.43

3.5 단면력 산정

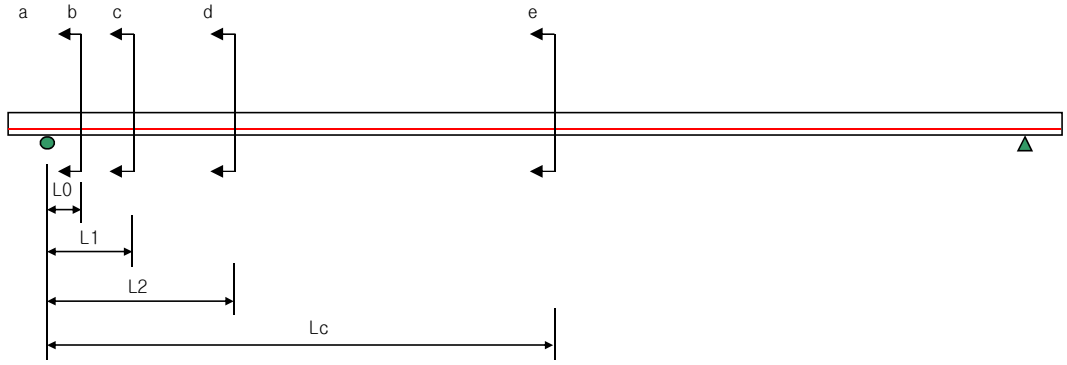
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.240 m
- 계산지간(Le) : 12.040 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 6.020 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2) : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.065 × 12.040)/ 2 = 36.511 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.065 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 27.511 kN-m

M_3 = 6.065 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 51.140 kN-m

M_4 = 6.065 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 73.084 kN-m

M_5 = 6.065 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 111.725 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.511 kN

S_2 = 36.511 - (6.065 × 0.800) = 31.659 kN

S_3 = 36.511 - (6.065 × 1.600) = 26.807 kN

S_4 = 36.511 - (6.065 × 2.500) = 21.349 kN

S_5 = 36.511 - (6.065 × 6.020) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.128 × 12.040)/ 2 = 0.772 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.128 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 0.582 kN-m

M_3 = 0.128 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 1.081 kN-m

M_4 = 0.128 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 1.545 kN-m

M_5 = 0.128 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 2.362 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.772 kN

S_2 = 0.772 - (0.128 × 0.800) = 0.669 kN

S_3 = 0.772 - (0.128 × 1.600) = 0.567 kN

S_4 = 0.772 - (0.128 × 2.500) = 0.451 kN

S_5 = 0.772 - (0.128 × 6.020) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 6.020 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 12.040)/ 2 = 30.100 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 22.680 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 42.160 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 60.250 kN-m

M_5 = 5.000 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 92.106 kN-m

③ 전단력

S_1 = 30.100 kN

S_2 = 30.100 - (5.000 × 0.800) = 26.100 kN

S_3 = 30.100 - (5.000 × 1.600) = 22.100 kN

S_4 = 30.100 - (5.000 × 2.500) = 17.600 kN

S_5 = 30.100 - (5.000 × 6.020) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.511	0.582	0.000	22.680	50.773	0차비부착부
	c	51.140	1.081	0.000	42.160	94.382	1차비부착부
	d	73.084	1.545	0.000	60.250	134.879	2차비부착부
	e	111.725	2.362	0.000	92.106	206.193	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.511	0.772	0.000	30.100	67.383	지점부(전단검토)
	b	31.659	0.669	0.000	26.100	58.429	0차비부착부
	c	26.807	0.567	0.000	22.100	49.474	1차비부착부
	d	21.349	0.451	0.000	17.600	39.400	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

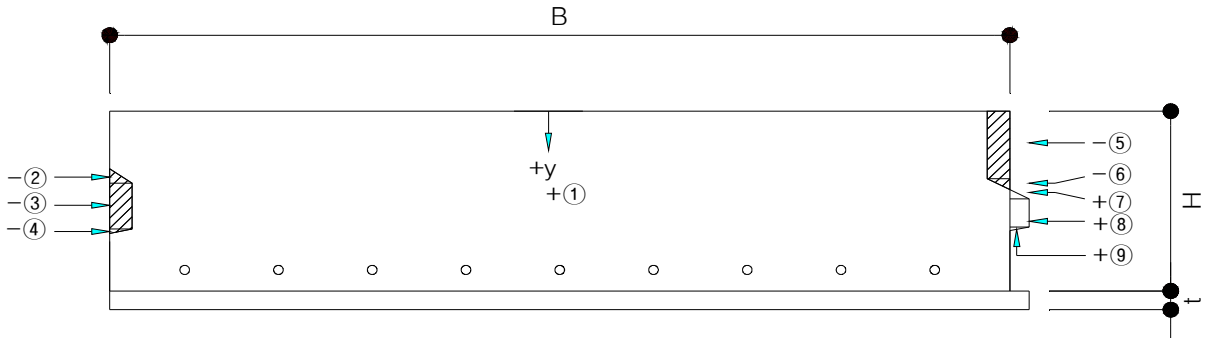
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.511	0.772	0.000		37.283	
LC-2	36.511	0.772	0.000	30.100	67.383	
MAX					67.383	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	250	250,000	125.0	31,250,000	15,625	5,208	20,833	5,208,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-14			-1,942	195.0	-378,651	38,025			-73,873,610
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				242,601		30,378,904				5,075,047,883

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 242,601.20 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 30,378,904 / 242,601 = 125.22 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 125.22 - 250.00 = -124.78 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

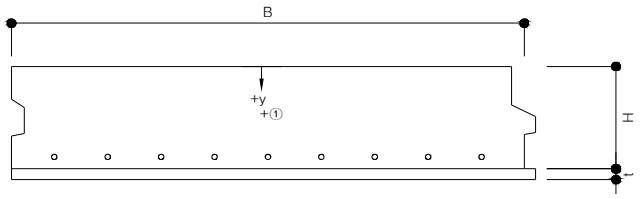
= 5,075,047,883 - 125.22 × 30,378,904 = 1,270,953,722 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,270,953,722}{125.22}$ = 10,149,638.7 ㎜^{3}

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,270,953,722}{-124.78}$ = -10,185,684.8 ㎜^{3}

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	14	11,650.80	195.0	2,271,906	38,025	0	38,025	443,021,670
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	254,252.00		32,650,810				5,518,069,553

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 254,252.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 32,650,810 / 254,252 = 128.42 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 128.42 − 250.00 = −121.58 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (14 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/14$

= 128.42 − 195.00 = −66.58 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

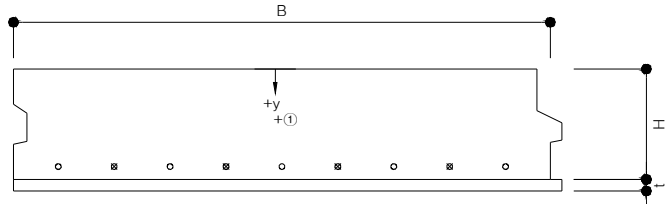
= 5,518,069,553 − 128.42 × 32,650,810 = 1,325,082,305 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,325,082,305}{128.42} = 10,318,421.7 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,325,082,305}{-66.58} = -19,901,834.8 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,325,082,305}{-121.58} = -10,898,769.3 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	250,923.20		32,001,694				5,391,491,933

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 250,923.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 32,001,694 / 250,923 = 127.54 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.54 - 250.00 = -122.46 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (10 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 10$

= 127.54 - 195.00 = -67.46 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

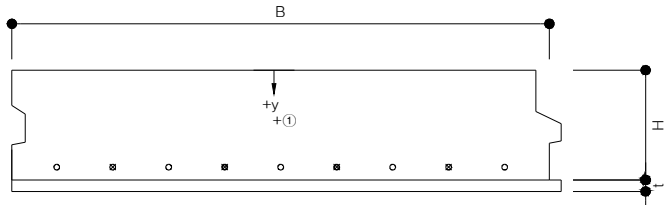
= 5,391,491,933 - 127.54 × 32,001,694 = 1,310,129,911 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,310,129,911}{127.54} =$ 10,272,643.4 ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,310,129,911}{-67.46} =$ -19,419,635.0 ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,310,129,911}{-122.46} =$ -10,698,065.5 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	6	4,993.20	195.0	973,674	38,025	0	38,025	189,866,430
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	247,594.40		31,352,578				5,264,914,313

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 247,594.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 31,352,578 / 247,594 = 126.63 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 126.63 - 250.00 = -123.37 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (6 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 6$

= 126.63 - 195.00 = -68.37 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 5,264,914,313 - 126.63 × 31,352,578 = 1,294,775,460 ㎜⁴

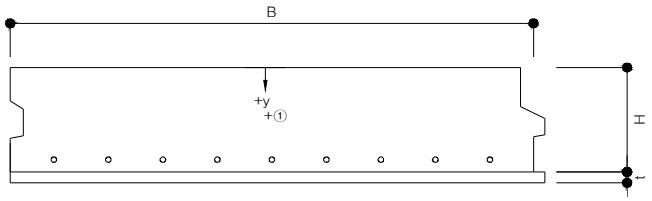
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,294,775,460}{126.63} =$ 10,224,969.5 ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,294,775,460}{-68.37} =$ -18,937,435.2 ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,294,775,460}{-123.37} =$ -10,494,955.9 ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	14	9,709.00	195.0	1,893,255	38,025	0	38,025	369,184,725
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	252,310.20		32,272,159				5,444,232,608

N_c = 6.00

A_{vc1} = 252,310.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 32,272,159 / 252,310 = 127.91 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.91 − 250.00 = −122.09 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (14 × 195.0+0 × 145.0) / 14

= 127.91 − 195.00 = −67.09 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

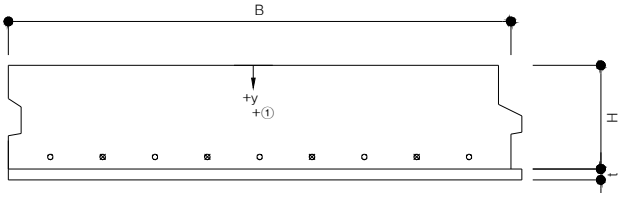
= 5,444,232,608 − 127.91 × 32,272,159 = 1,316,408,023 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,316,408,023}{127.91} = 10,291,941.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,316,408,023}{-67.09} = -19,620,551.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,316,408,023}{-122.09} = -10,781,982.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	249,536.20		31,731,229				5,338,751,258

N_c = 6.00

A_{vb1} = 249,536.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 31,731,229 / 249,536 = 127.16 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 127.16 − 250.00 = -122.84 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (10 ×195.0+0 ×145.0) / 10

= 127.16 − 195.00 = -67.84 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

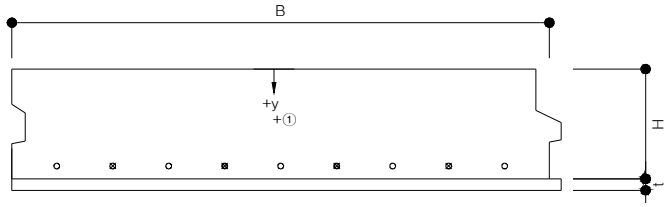
= 5,338,751,258 − 127.16 × 31,731,229 = 1,303,782,007 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,303,782,007}{127.16} = 10,253,016.3$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,303,782,007}{-67.84} = -19,218,718.4$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,303,782,007}{-122.84} = -10,613,731.4$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	6	4,161.00	195.0	811,395	38,025	0	38,025	158,222,025
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	246,762.20		31,190,299				5,233,269,908

N_c = 6.00

A_{va1} = 246,762.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 31,190,299 / 246,762 = 126.40 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 126.40 − 250.00 = -123.60 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×195.0+0 ×145.0) / 6

= 126.40 − 195.00 = -68.60 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 5,233,269,908 − 126.40 × 31,190,299 = 1,290,872,119 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,290,872,119}{126.40} = 10,212,741.0$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,290,872,119}{-68.60} = -18,816,885.3$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,290,872,119}{-123.60} = -10,443,797.5$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	242,601.2	A_{vc1}'	254,252.0	mm^2
Y_{tc0}	125.2	Y_{tc1}'	128.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-66.6	mm
Y_{bc0}	-124.8	Y_{bc1}'	-121.6	mm
I_{vc0}	1,270,953,722.3	I_{vc1}'	1,325,082,305.3	mm^4
Z_{tc0}	10,149,638.7	Z_{tc1}'	10,318,421.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-19,901,834.8	mm^3
Z_{bc0}	-10,185,684.8	Z_{bc1}'	-10,898,769.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	242,601.2	A_{vb1}'	250,923.2	mm^2
Y_{tb0}	125.2	Y_{tb1}'	127.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.5	mm
Y_{bb0}	-124.8	Y_{bb1}'	-122.5	mm
I_{vb0}	1,270,953,722.3	I_{vb1}'	1,310,129,911.0	mm^4
Z_{tb0}	10,149,638.7	Z_{tb1}'	10,272,643.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-19,419,635.0	mm^3
Z_{bb0}	-10,185,684.8	Z_{bb1}'	-10,698,065.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	242,601.2	A_{va1}'	247,594.4	mm^2
Y_{ta0}	125.2	Y_{ta1}'	126.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-68.4	mm
Y_{ba0}	-124.8	Y_{ba1}'	-123.4	mm
I_{va0}	1,270,953,722.3	I_{va1}'	1,294,775,459.7	mm^4
Z_{ta0}	10,149,638.7	Z_{ta1}'	10,224,969.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-18,937,435.2	mm^3
Z_{ba0}	-10,185,684.8	Z_{ba1}'	-10,494,955.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	242,601.2	A_{vc1}	252,310.2	mm^2
Y_{tc0}	125.2	Y_{tc1}	127.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.1	mm
Y_{bc0}	-124.8	Y_{bc1}	-122.1	mm
I_{vc0}	1,270,953,722.3	I_{vc1}	1,316,408,023.1	mm^4
Z_{tc0}	10,149,638.7	Z_{tc1}	10,291,941.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-19,620,551.6	mm^3
Z_{bc0}	-10,185,684.8	Z_{bc1}	-10,781,982.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	242,601.2	A_{vb1}	249,536.2	mm^2
Y_{tb0}	125.2	Y_{tb1}	127.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-67.8	mm
Y_{bb0}	-124.8	Y_{bb1}	-122.8	mm
I_{vb0}	1,270,953,722.3	I_{vb1}	1,303,782,007.4	mm^4
Z_{tb0}	10,149,638.7	Z_{tb1}	10,253,016.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-19,218,718.4	mm^3
Z_{bb0}	-10,185,684.8	Z_{bb1}	-10,613,731.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	242,601.2	A_{va1}	246,762.2	mm^2
Y_{ta0}	125.2	Y_{ta1}	126.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.6	mm
Y_{ba0}	-124.8	Y_{ba1}	-123.6	mm
I_{va0}	1,270,953,722.3	I_{va1}	1,290,872,118.7	mm^4
Z_{ta0}	10,149,638.7	Z_{ta1}	10,212,741.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-18,816,885.3	mm^3
Z_{ba0}	-10,185,684.8	Z_{ba1}	-10,443,797.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{111,725,131}{10,318,422} \times 1.000 = 10.828$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{111,725,131}{-19,901,835} \times 1.000 = -5.614$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{111,725,131}{-10,898,769} \times 1.000 = -10.251$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{111,725,131}{10,291,941} \times 1.000 = 10.856$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{111,725,131}{-19,620,552} \times 1.000 = -5.694$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{111,725,131}{-10,781,982} \times 1.000 = -10.362$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,362,325}{10,291,941} \times 1.000 = 0.230$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,362,325}{-19,620,552} \times 1.000 = -0.120$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,362,325}{-10,781,982} \times 1.000 = -0.219$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{10,291,941} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-19,620,552} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-10,781,982} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{92,106,000}{10,291,941} \times 1.000 = 8.949$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{92,106,000}{-19,620,552} \times 1.000 = -4.694$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{92,106,000}{-10,781,982} \times 1.000 = -8.543$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times (\frac{1}{254,252} + \frac{-66.58}{-19,901,835})$

$= 19.363$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.614$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (19.363 + -5.614)$

$= 13.749$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.749 = 98.915$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.120 + 0.000)
  = 0.120 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.749 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.749 - 7 × 0.120
  = 164.147 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 98.915 - 0.05 × (45.500 + 164.147)
= 14.626 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 98.915 = 1,271.09 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 14 × 138.7 × 1,271.1
= 2,468.19 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,271.09 - 164.15 - 45.50 - 14.63
= 1,046.81 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,046.81}{1,271.09} = 0.824$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.824 × 2,468.19 = 2,032.70 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,468.19 × -66.58 / 1,000 = -164.335 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,032.70 × -67.09 / 1,000 = -136.381 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,468,194}{254,252} + \frac{-164,334,585}{10,318,422} = -6.219$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,468,194}{254,252} + \frac{-164,334,585}{-19,901,835} = 17.965$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,468,194}{254,252} + \frac{-164,334,585}{-10,898,769} = 24.786$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,032,701}{252,310} + \frac{-136,380,634}{10,291,941} = -5.195$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,032,701}{252,310} + \frac{-136,380,634}{-19,620,552} = 15.007$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,032,701}{252,310} + \frac{-136,380,634}{-10,781,982} = 20.705$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{73,083,612}{10,272,643} \times 1.000 = 7.114$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{73,083,612}{-19,419,635} \times 1.000 = -3.763$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{73,083,612}{-10,698,066} \times 1.000 = -6.831$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{73,083,612}{10,253,016} \times 1.000 = 7.128$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{73,083,612}{-19,218,718} \times 1.000 = -3.803$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{73,083,612}{-10,613,731} \times 1.000 = -6.886$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,545,286}{10,253,016} \times 1.000 = 0.151$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,545,286}{-19,218,718} \times 1.000 = -0.080$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,545,286}{-10,613,731} \times 1.000 = -0.146$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{10,253,016} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-19,218,718} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-10,613,731} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{60,250,000}{10,253,016} \times 1.000 = 5.876$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{60,250,000}{-19,218,718} \times 1.000 = -3.135$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{60,250,000}{-10,613,731} \times 1.000 = -5.677$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{250,923} + \frac{-67.46}{-19,419,635} \right)$

$= 14.174$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.763 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 14.174 + -3.763 $)$
  $=$ 10.411 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 10.411 = 74.897 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.080 + 0.000 $)$
  $=$ 0.080 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.411 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 10.411 $- 7 \times$ 0.080
  $=$ 124.366 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 74.897 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 124.366 $)$
$=$ 19.017 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 74.897 $=$ 1,295.10 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times$ 1,295.1
$=$ 1,796.31 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,295.10 $-$ 124.37 $-$ 45.50 $-$ 19.02
$=$ 1,106.22 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,106.22}{1,295.10} =$ 0.854

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.854 $\times$ 1,796.31 $=$ 1,534.33 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}796.31 \times -67.46 / 1{,}000 = -121.186$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}534.33 \times -67.84 / 1{,}000 = -104.088$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}796{,}308}{250{,}923} + \frac{-121{,}186{,}437}{10{,}272{,}643} = -4.638$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}796{,}308}{250{,}923} + \frac{-121{,}186{,}437}{-19{,}419{,}635} = 13.399$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}796{,}308}{250{,}923} + \frac{-121{,}186{,}437}{-10{,}698{,}066} = 18.487$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}534{,}327}{249{,}536} + \frac{-104{,}087{,}509}{10{,}253{,}016} = -4.003$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}534{,}327}{249{,}536} + \frac{-104{,}087{,}509}{-19{,}218{,}718} = 11.565$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}534{,}327}{249{,}536} + \frac{-104{,}087{,}509}{-10{,}613{,}731} = 15.956$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{51{,}140{,}333}{10{,}224{,}969} \times 1.000 = 5.002$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{51{,}140{,}333}{-18{,}937{,}435} \times 1.000 = -2.700$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{51{,}140{,}333}{-10{,}494{,}956} \times 1.000 = -4.873$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{51{,}140{,}333}{10{,}212{,}741} \times 1.000 = 5.008$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{51{,}140{,}333}{-18{,}816{,}885} \times 1.000 = -2.718$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{51{,}140{,}333}{-10{,}443{,}797} \times 1.000 = -4.897$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{1,081,315}{10,212,741} \times 1.000 = 0.106$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{1,081,315}{-18,816,885} \times 1.000 = -0.057$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{1,081,315}{-10,443,797} \times 1.000 = -0.104$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{10,212,741} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-18,816,885} \times 1.000 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-10,443,797} \times 1.000 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{42,160,000}{10,212,741} \times 1.000 = 4.128$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{42,160,000}{-18,816,885} \times 1.000 = -2.241$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{42,160,000}{-10,443,797} \times 1.000 = -4.037$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{247,594} + \frac{-68.37}{-18,937,435})$

$= 8.721$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.700 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 8.721 + -2.700 $)$
  $=$ 6.021 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 6.021 = 43.313 MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.057 + 0.000 $)$
  $=$ 0.057 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.021 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 6.021 $- 7 \times$ 0.057
  $=$ 71.844 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 43.313 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 71.844 $)$
$=$ 24.802 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 43.313 $=$ 1,326.69 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,326.7
$=$ 1,104.07 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,326.69 $-$ 71.84 $-$ 45.50 $-$ 24.80
$=$ 1,184.54 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,184.54}{1,326.69} =$ 0.893

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.893 $\times$ 1,104.07 $=$ 985.78 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,104.07 \times -68.37 / 1,000 = -75.487$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 985.78 \times -68.60 / 1,000 = -67.626$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,104,069}{247,594} + \frac{-75,486,531}{10,224,969} = -2.923$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,104,069}{247,594} + \frac{-75,486,531}{-18,937,435} = 8.445$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,104,069}{247,594} + \frac{-75,486,531}{-10,494,956} = 11.652$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{985,775}{246,762} + \frac{-67,625,968}{10,212,741} = -2.627$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{985,775}{246,762} + \frac{-67,625,968}{-18,816,885} = 7.589$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{985,775}{246,762} + \frac{-67,625,968}{-10,443,797} = 10.470$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,271.09	1,295.10	1,326.69
유효 긴장응력	1,046.81	1,106.22	1,184.54

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,046.8	1,106.2	1,184.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-6.219	24.786	-4.638	18.487	-2.923	11.652
풍도슬래브	10.828	-10.251	7.114	-6.831	5.002	-4.873

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-5.195	20.705	-4.003	15.956	-2.627	10.470
고정 하중	풍도슬래브	10.856	-10.362	7.128	-6.886	5.008	-4.897
	CIP 몰탈	0.230	-0.219	0.151	-0.146	0.106	-0.104
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.949	-8.543	5.876	-5.677	4.128	-4.037

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	4.609	14.535	2.476	11.655	2.078	6.779
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.661	10.343	3.125	9.070	2.381	5.573
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	5.890	10.124	3.276	8.924	2.486	5.470
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	5.890	10.124	3.276	8.924	2.486	5.470
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.840	1.581	9.152	3.248	6.615	1.433
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,660,266.000 \quad \times \quad 12240 \quad) / (\quad 1941.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 83.844 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	136.905	1.6 ×(Σ작업하중)	147.370	284.275

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 284.275 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1941.80}{1000.0 \times 195.0} = 0.0100$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,475 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1941.80 \times 1,475 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 67.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,941.80 \times 1,475 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.69}{50}\right)$$

$$= 393 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 393 kN·m > 284.27 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 20.705)× 10,781,982 / 1.0E+06

= 271.28 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 392.55 kN·m

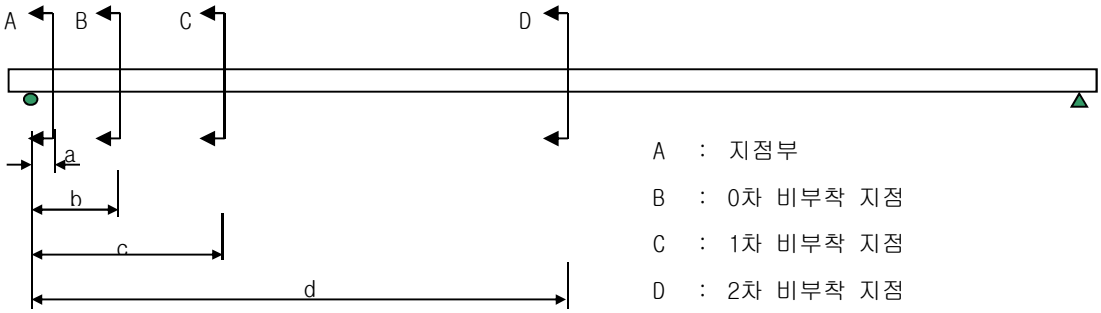
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 271.28 = 325.53 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	36.511	0.772	37.283	30.100	67.383
B	31.659	0.669	32.329	26.100	58.429
C	26.807	0.567	27.374	22.100	49.474
D	21.349	0.451	21.800	17.600	39.400
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	27.511	0.582	28.093	22.680	50.773
C	51.140	1.081	52.222	42.160	94.382
D	73.084	1.545	74.629	60.250	134.879
E	111.725	2.362	114.087	92.106	206.193

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	43.814	0.926	44.740	48.160	92.900
B	37.991	0.803	38.795	41.760	80.555
C	32.169	0.680	32.849	35.360	68.209
D	25.619	0.542	26.160	28.160	54.320
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	33.013	0.698	33.711	36.288	69.999
C	61.368	1.298	62.666	67.456	130.122
D	87.700	1.854	89.555	96.400	185.955
E	134.070	2.835	136.905	147.370	284.275

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.589	0.000	1,290,872,119	123.6	116.180
B	50.0	7.589	2.690	1,290,872,119	123.6	88.087
C	50.0	7.589	5.000	1,290,872,119	123.6	63.958
D	50.0	11.565	7.031	1,303,782,007	122.8	85.641
E	50.0	15.007	10.581	1,316,408,023	122.1	85.841

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	200.0	67.383	25.517	116.180	0.000	∞
B	50.0	1,000	200.0	58.429	22.126	88.087	19.227	230.509
C	50.0	1,000	200.0	49.474	18.735	63.958	35.740	153.711
D	50.0	1,000	200.0	39.400	14.920	85.641	51.076	135.128
E	50.0	1,000	200.0	0.000	0.000	85.841	78.081	70.711

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	3.995	1,000.0	200.0	0.00	649.812
B	50.0	3.995	1,000.0	200.0	0.00	649.812
C	50.0	3.995	1,000.0	200.0	0.00	649.812
D	50.0	6.149	1,000.0	200.0	0.00	779.045
E	50.0	8.056	1,000.0	200.0	0.00	893.503

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	649.812	649.812
B	230.509	649.812	230.509
C	153.711	649.812	153.711
D	135.128	779.045	135.128
E	70.711	893.503	70.711

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

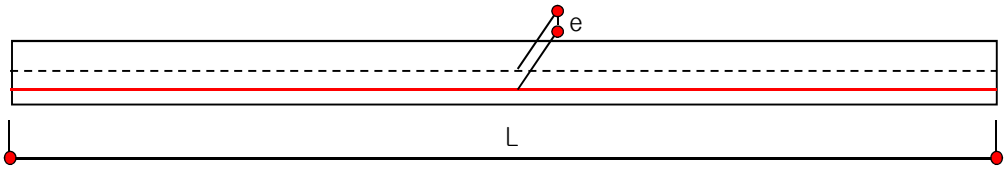
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	92.900	649.812	0.750	487.359	-394.46	0.191	전단보강 불필요
B	80.555	230.509	0.750	172.882	-92.33	0.466	전단보강 불필요
C	68.209	153.711	0.750	115.283	-47.07	0.592	전단보강 불필요
D	54.320	135.128	0.750	101.346	-47.03	0.536	전단보강 불필요
E	0.000	70.711	0.750	53.033	-53.03	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

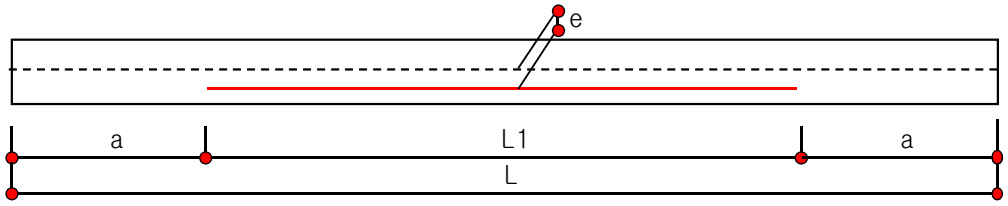
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}468 \times 67.1 \times 12.04^2}{8 \times 32{,}300 \times 1316408023} - \frac{672 \times 67.8 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1316408023}$$

$$- \frac{692 \times 68.6 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1316408023}$$

$$= 70.57 - 3.350 - 1.430 = 65.8 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (12,040 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	165.599	1,325,082,305	-65.79	
풍도슬래브 자중	111.725	1,325,082,305	45.05	
접합 몰탈	2.362	1,325,082,305	0.90	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,325,082,305	0.00	
합 계(고정하중)			-19.84	
작업하중 및 풍하중	92.106	1,325,082,305	35.27	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE7-1 격벽

(L= 12.300 m, B= 1.000 m, H= 0.250 m)

2019.10

목 차

제1장 설계개요
1.1 설계조건

제2장 단면도
2.1 표준단면도

제3장 하중산정
3.1 고정하중
3.2 격벽하중
3.3 작업하중 또는 풍하중
3.4 하중조합
3.5 단면력산정
3.6 반력산정

제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

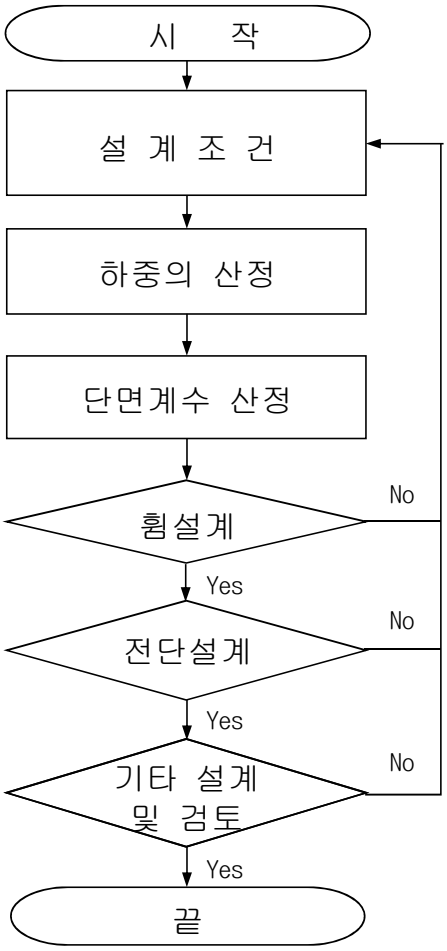
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

제8장 지점부 검토
8.1 프리스트레스의 손실량 산정
8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별 : 풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 고정하중 및 풍하중 외

(라) 적용지간

㉮ 슬래브 전장 : 12.300 m

㉯ 계산지간 : 12.100 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.250 m

㉲ 내화피복 두께 : 0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 내화 몰탈 : 15.15 kN/m^3

(라) 작업하중 : 5.00 kN/m^2

(마) 풍하중 (풍압) : 0.00 kN/m^2

(바) 격벽(마감벽)하중 : 10.00 kN/m^3

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복강도 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

: f_{cia} = #### x $f_{ci'}$ = 18.00 Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 1.37 Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'}$ = 0.50 x $\sqrt{f_{ci'}}$ = 2.74 Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : f_{ca} = 0.50 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,800 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,300 Mpa

f_{cu} = f_{ck} + 5

㉳ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'}$ = E_p / E_{ci} = 7.0

사용하중 도입시 : n_p = E_p / E_{pc} = 6.0

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

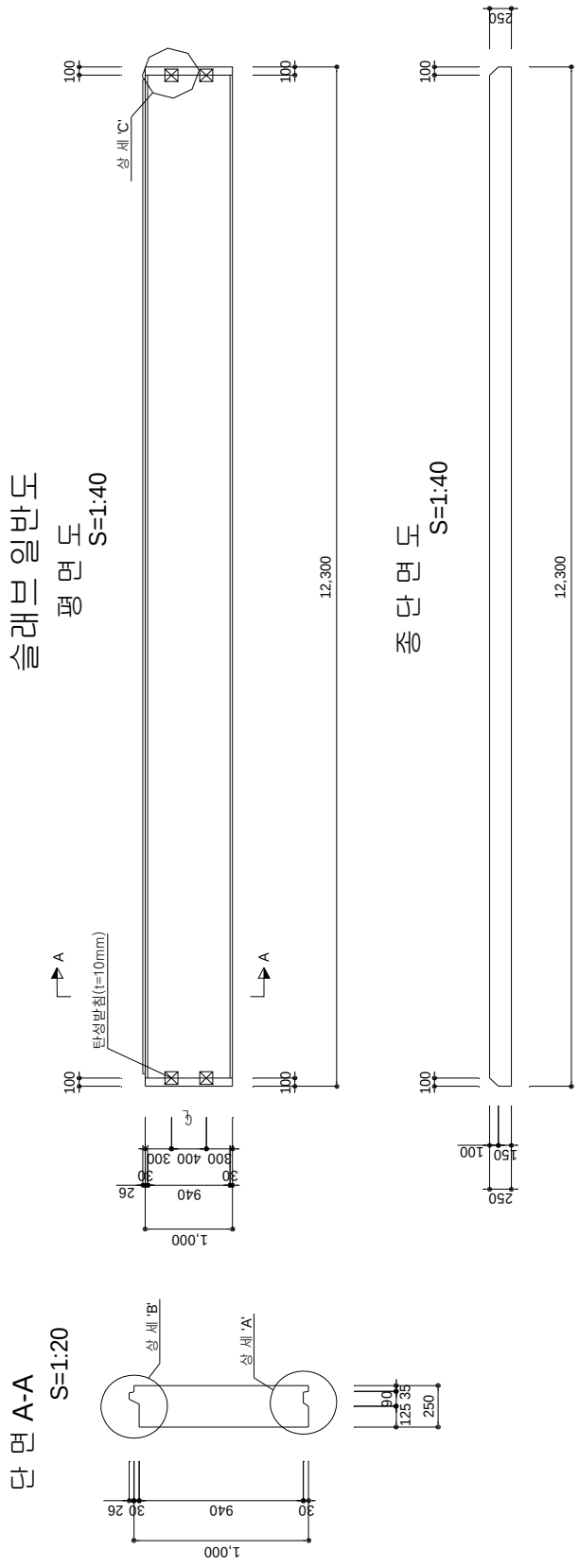
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

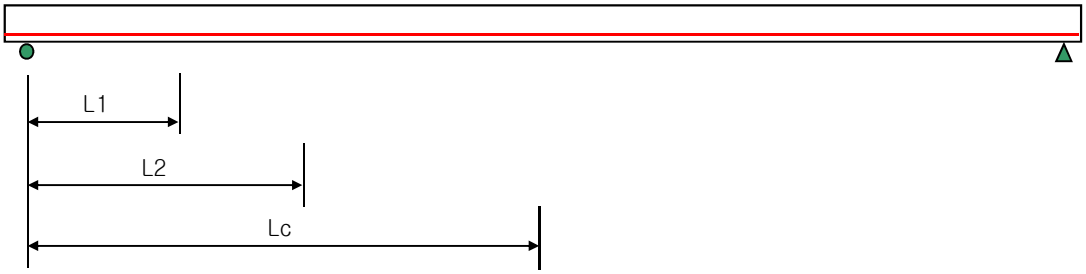
단 면 적 = 242,601 ㎟

하중계산 = 242,601 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.065 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,457 ㎟

하중계산 = 5,457 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.128 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 10.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 10.000 × 1.300 × 0.10 × 12.300 / 2 = 15.990 kN

작용위치 : 지점으로 부터 6.150 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.000 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

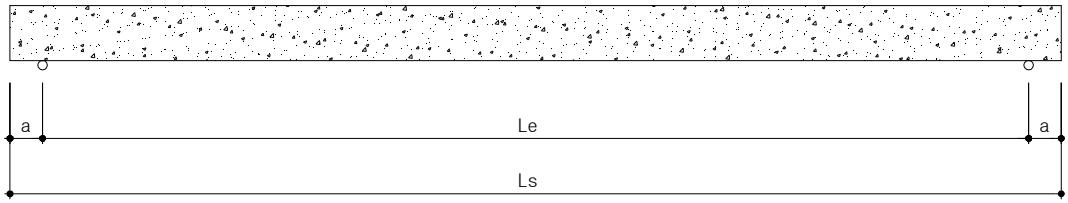
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.065	0.128	2	5.000	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.19
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.19
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	8.19
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	11.47
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.83
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.83
MAX						17.83

3.5 단면력 산정

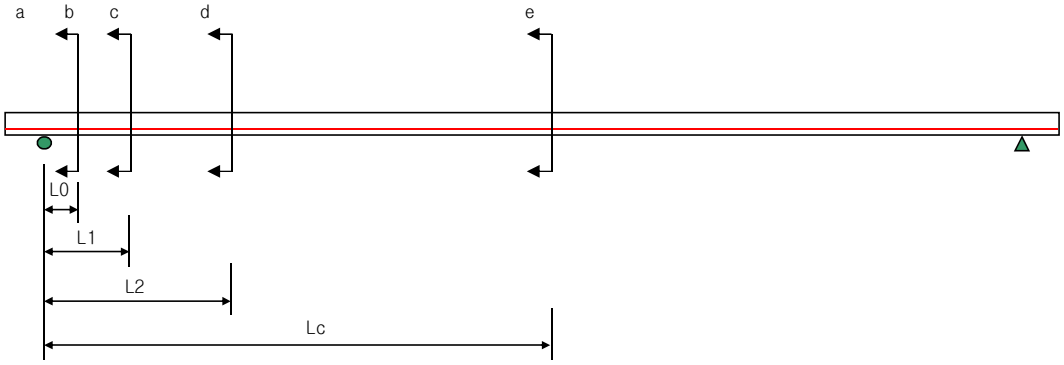
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.300 m
- 계산지간(Le) : 12.100 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 6.050 m

L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m

L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m

L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2 : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m

0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (6.065 × 12.100)/ 2 = 36.693 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.065 × 0.800 / 2 × (12.200 - 0.800) = 27.657 kN-m

M_3 = 6.065 × 1.600 / 2 × (12.200 - 1.600) = 51.431 kN-m

M_4 = 6.065 × 2.500 / 2 × (12.200 - 2.500) = 73.538 kN-m

M_5 = 6.065 × 6.050 / 2 × (12.200 - 6.050) = 112.832 kN-m

③ 전단력

S_1 = 36.693 kN

S_2 = 36.693 - (6.065 × 0.800) = 31.841 kN

S_3 = 36.693 - (6.065 × 1.600) = 26.989 kN

S_4 = 36.693 - (6.065 × 2.500) = 21.531 kN

S_5 = 36.693 - (6.065 × 6.050) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.128 × 12.100)/ 2 = 0.776 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.128 × 0.800 / 2 × (12.200 - 0.800) = 0.585 kN-m

M_3 = 0.128 × 1.600 / 2 × (12.200 - 1.600) = 1.087 kN-m

M_4 = 0.128 × 2.500 / 2 × (12.200 - 2.500) = 1.555 kN-m

M_5 = 0.128 × 6.050 / 2 × (12.200 - 6.050) = 2.386 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.776 kN

S_2 = 0.776 - (0.128 × 0.800) = 0.673 kN

S_3 = 0.776 - (0.128 × 1.600) = 0.571 kN

S_4 = 0.776 - (0.128 × 2.500) = 0.455 kN

S_5 = 0.776 - (0.128 × 6.050) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 1.017 kN/m

R_B = 0.983 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.983 × 0.800 = 0.787 kN-m

M_3 = 0.983 × 1.600 = 1.574 kN-m

M_4 = 0.983 × 2.500 = 2.459 kN-m

M_5 = 0.983 × 6.050 = 5.950 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.017 kN

S_2 = 1.017 kN

S_3 = 1.017 kN

S_4 = 1.017 kN

S_5 = 1.017 kN

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 12.100)/ 2 = 30.250 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.200 - 0.800) = 22.800 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.200 - 1.600) = 42.400 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.200 - 2.500) = 60.625 kN-m

M_5 = 5.000 × 6.050 / 2 × (12.200 - 6.050) = 93.019 kN-m

③ 전단력

S_1 = 30.250 kN

S_2 = 30.250 - (5.000 × 0.800) = 26.250 kN

S_3 = 30.250 - (5.000 × 1.600) = 22.250 kN

S_4 = 30.250 - (5.000 × 2.500) = 17.750 kN

S_5 = 30.250 - (5.000 × 6.050) = 0.000 kN

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	27.657	0.585	0.787	22.800	51.828	0차비부착부
	c	51.431	1.087	1.574	42.400	96.492	1차비부착부
	d	73.538	1.555	2.459	60.625	138.177	2차비부착부
	e	112.832	2.386	5.950	93.019	214.187	중앙부
전단력 (KN/m)	a	36.693	0.776	1.017	30.250	68.736	지점부(전단검토)
	b	31.841	0.673	1.017	26.250	59.781	0차비부착부
	c	26.989	0.571	1.017	22.250	50.827	1차비부착부
	d	21.531	0.455	1.017	17.750	40.753	2차비부착부
	e	0.000	0.000	1.017	0.000	1.017	중앙부

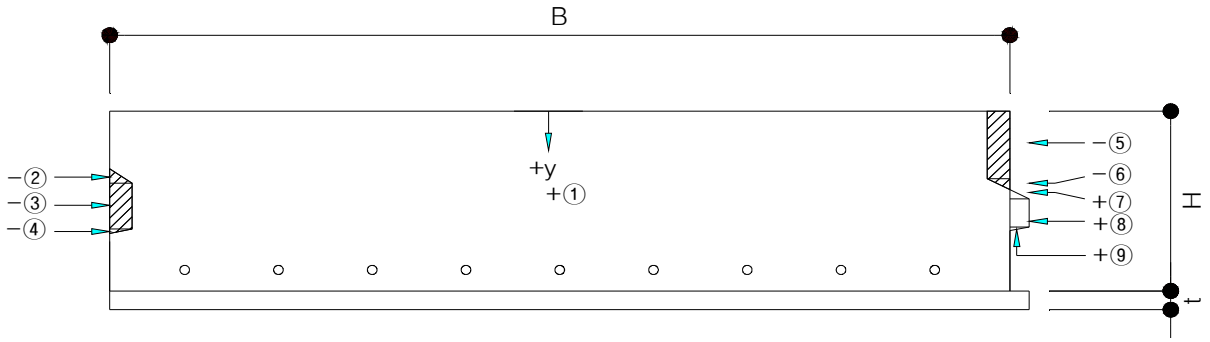
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	36.693	0.776	1.017		38.486	
LC-2	36.693	0.776	1.017	30.250	68.736	
MAX					68.736	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	250	250,000	125.0	31,250,000	15,625	5,208	20,833	5,208,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	138.3	-41,500	19,136	22	19,158	-5,747,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	177.0	-339,840	31,329	341	31,670	-60,807,040
④ ▽	-1	30.0	6	-90	211.0	-18,990	44,521	2	44,523	-4,007,070
⑤ □	-1	30.0	139	-4,170	69.5	-289,815	4,830	1,610	6,440	-26,856,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	144.0	-32,400	20,736	13	20,749	-4,668,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	162.7	27,491	26,460	9	26,470	4,473,402
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	186.5	189,111	34,782	127	34,909	35,397,726
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	207.7	13,498	43,125	1	43,127	2,803,244
Ap1	-14			-1,942	195.0	-378,651	38,025			-73,873,610
Ap2	0			0	145.0	0	21,025			0
합 계				242,601		30,378,904				5,075,047,883

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 242,601.20 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 30,378,904 / 242,601 = 125.22 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 125.22 - 250.00 = -124.78 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

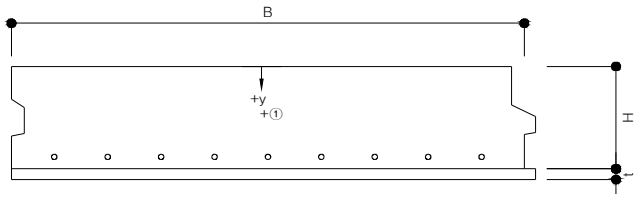
= 5,075,047,883 - 125.22 × 30,378,904 = 1,270,953,722 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,270,953,722}{125.22}$ = 10,149,638.7 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,270,953,722}{-124.78}$ = -10,185,684.8 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.050m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	14	11,650.80	195.0	2,271,906	38,025	0	38,025	443,021,670
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	254,252.00		32,650,810				5,518,069,553

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 254,252.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 32,650,810 / 254,252 = 128.42 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 128.42 − 250.00 = −121.58 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (14 \times 195.0 + 0 \times 145.0)/14$

= 128.42 − 195.00 = −66.58 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

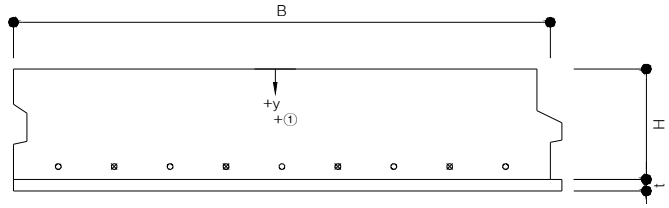
= 5,518,069,553 − 128.42 × 32,650,810 = 1,325,082,305 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,325,082,305}{128.42} = 10,318,421.7 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,325,082,305}{-66.58} = -19,901,834.8 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,325,082,305}{-121.58} = -10,898,769.3 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	10	8,322.00	195.0	1,622,790	38,025	0	38,025	316,444,050
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	250,923.20		32,001,694				5,391,491,933

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 250,923.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 32,001,694 / 250,923 = 127.54 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 127.54 - 250.00 = -122.46 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (10 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 10$

= 127.54 - 195.00 = -67.46 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

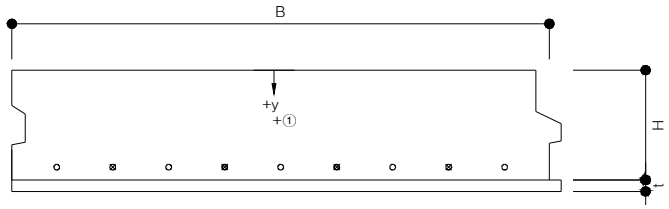
= 5,391,491,933 - 127.54 × 32,001,694 = 1,310,129,911 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,310,129,911}{127.54} =$ 10,272,643.4 ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,310,129,911}{-67.46} =$ -19,419,635.0 ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,310,129,911}{-122.46} =$ -10,698,065.5 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	6	4,993.20	195.0	973,674	38,025	0	38,025	189,866,430
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	247,594.40		31,352,578				5,264,914,313

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 247,594.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 31,352,578 / 247,594 = 126.63 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 126.63 - 250.00 = -123.37 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (6 \times 195.0 + 0 \times 145.0) / 6$

= 126.63 - 195.00 = -68.37 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 5,264,914,313 - 126.63 × 31,352,578 = 1,294,775,460 ㎜⁴

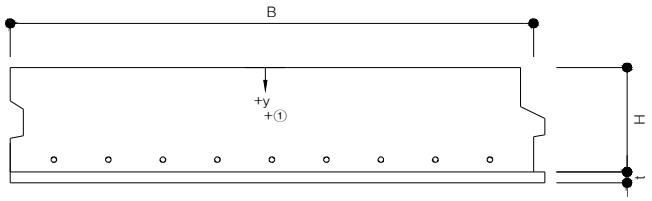
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,294,775,460}{126.63} =$ 10,224,969.5 ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,294,775,460}{-68.37} =$ -18,937,435.2 ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,294,775,460}{-123.37} =$ -10,494,955.9 ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.050m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	14	9,709.00	195.0	1,893,255	38,025	0	38,025	369,184,725
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		14	252,310.20		32,272,159				5,444,232,608

N_c = 6.00

A_{vc1} = 252,310.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 32,272,159 / 252,310 = 127.91 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 127.91 − 250.00 = −122.09 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (14 × 195.0+0 × 145.0) / 14

= 127.91 − 195.00 = −67.09 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

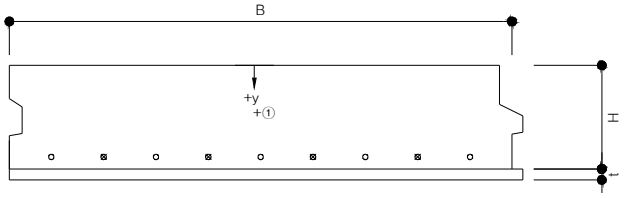
= 5,444,232,608 − 127.91 × 32,272,159 = 1,316,408,023 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,316,408,023}{127.91} = 10,291,941.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,316,408,023}{-67.09} = -19,620,551.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,316,408,023}{-122.09} = -10,781,982.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	195.0
Ap2	Φ15.2mm	0	145.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	10	6,935.00	195.0	1,352,325	38,025	0	38,025	263,703,375
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		10	249,536.20		31,731,229				5,338,751,258

N_c = 6.00

A_{vb1} = 249,536.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q$ / $\sum A$ = 31,731,229 / 249,536 = 127.16 ㎜

Y_{bb1} = Y_{tb1} - H = 127.16 - 250.00 = -122.84 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (10 ×195.0+0 ×145.0) / 10

= 127.16 - 195.00 = -67.84 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

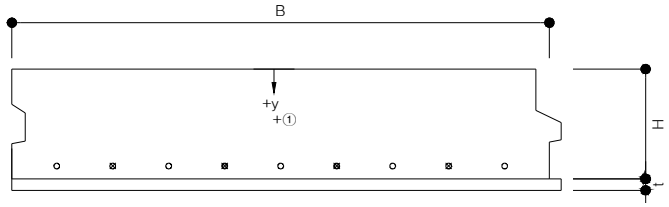
= 5,338,751,258 - 127.16 × 31,731,229 = 1,303,782,007 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,303,782,007}{127.16} = 10,253,016.3$ ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,303,782,007}{-67.84} = -19,218,718.4$ ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,303,782,007}{-122.84} = -10,613,731.4$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	195.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	145.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			242,601.20		30,378,904				5,075,047,883
Ap1	138.7	6	4,161.00	195.0	811,395	38,025	0	38,025	158,222,025
Ap2	138.7	0	0.00	145.0	0	21,025	0	21,025	0
합계		6	246,762.20		31,190,299				5,233,269,908

N_c = 6.00

A_{va1} = 246,762.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q$ / $\sum A$ = 31,190,299 / 246,762 = 126.40 ㎜

Y_{ba1} = Y_{ta1} - H = 126.40 - 250.00 = -123.60 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×195.0+0 ×145.0) / 6

= 126.40 - 195.00 = -68.60 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 5,233,269,908 - 126.40 × 31,190,299 = 1,290,872,119 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,290,872,119}{126.40} = 10,212,741.0$ ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,290,872,119}{-68.60} = -18,816,885.3$ ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,290,872,119}{-123.60} = -10,443,797.5$ ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.050m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	242,601.2	A_{vc1}'	254,252.0	mm^2
Y_{tc0}	125.2	Y_{tc1}'	128.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-66.6	mm
Y_{bc0}	-124.8	Y_{bc1}'	-121.6	mm
I_{vc0}	1,270,953,722.3	I_{vc1}'	1,325,082,305.3	mm^4
Z_{tc0}	10,149,638.7	Z_{tc1}'	10,318,421.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-19,901,834.8	mm^3
Z_{bc0}	-10,185,684.8	Z_{bc1}'	-10,898,769.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	242,601.2	A_{vb1}'	250,923.2	mm^2
Y_{tb0}	125.2	Y_{tb1}'	127.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-67.5	mm
Y_{bb0}	-124.8	Y_{bb1}'	-122.5	mm
I_{vb0}	1,270,953,722.3	I_{vb1}'	1,310,129,911.0	mm^4
Z_{tb0}	10,149,638.7	Z_{tb1}'	10,272,643.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-19,419,635.0	mm^3
Z_{bb0}	-10,185,684.8	Z_{bb1}'	-10,698,065.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	242,601.2	A_{va1}'	247,594.4	mm^2
Y_{ta0}	125.2	Y_{ta1}'	126.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-68.4	mm
Y_{ba0}	-124.8	Y_{ba1}'	-123.4	mm
I_{va0}	1,270,953,722.3	I_{va1}'	1,294,775,459.7	mm^4
Z_{ta0}	10,149,638.7	Z_{ta1}'	10,224,969.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-18,937,435.2	mm^3
Z_{ba0}	-10,185,684.8	Z_{ba1}'	-10,494,955.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.050m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	242,601.2	A_{vc1}	252,310.2	mm^2
Y_{tc0}	125.2	Y_{tc1}	127.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-67.1	mm
Y_{bc0}	-124.8	Y_{bc1}	-122.1	mm
I_{vc0}	1,270,953,722.3	I_{vc1}	1,316,408,023.1	mm^4
Z_{tc0}	10,149,638.7	Z_{tc1}	10,291,941.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-19,620,551.6	mm^3
Z_{bc0}	-10,185,684.8	Z_{bc1}	-10,781,982.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	242,601.2	A_{vb1}	249,536.2	mm^2
Y_{tb0}	125.2	Y_{tb1}	127.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-67.8	mm
Y_{bb0}	-124.8	Y_{bb1}	-122.8	mm
I_{vb0}	1,270,953,722.3	I_{vb1}	1,303,782,007.4	mm^4
Z_{tb0}	10,149,638.7	Z_{tb1}	10,253,016.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-19,218,718.4	mm^3
Z_{bb0}	-10,185,684.8	Z_{bb1}	-10,613,731.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	242,601.2	A_{va1}	246,762.2	mm^2
Y_{ta0}	125.2	Y_{ta1}	126.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-68.6	mm
Y_{ba0}	-124.8	Y_{ba1}	-123.6	mm
I_{va0}	1,270,953,722.3	I_{va1}	1,290,872,118.7	mm^4
Z_{ta0}	10,149,638.7	Z_{ta1}	10,212,741.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-18,816,885.3	mm^3
Z_{ba0}	-10,185,684.8	Z_{ba1}	-10,443,797.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{112,832,302}{10,318,422} \times 1.000 = 10.935$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{112,832,302}{-19,901,835} \times 1.000 = -5.669$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{112,832,302}{-10,898,769} \times 1.000 = -10.353$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{112,832,302}{10,291,941} \times 1.000 = 10.963$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{112,832,302}{-19,620,552} \times 1.000 = -5.751$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{112,832,302}{-10,781,982} \times 1.000 = -10.465$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,385,736}{10,291,941} \times 1.000 = 0.232$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,385,736}{-19,620,552} \times 1.000 = -0.122$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,385,736}{-10,781,982} \times 1.000 = -0.221$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{5,950,000}{10,291,941} \times 1.000 = 0.578$ MPa (압축)

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{5,950,000}{-19,620,552} \times 1.000 = -0.303$ MPa (인장)

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{5,950,000}{-10,781,982} \times 1.000 = -0.552$ MPa (인장)

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{93,018,750}{10,291,941} \times 1.000 = 9.038$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{93,018,750}{-19,620,552} \times 1.000 = -4.741$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{93,018,750}{-10,781,982} \times 1.000 = -8.627$ MPa (인장)

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{254,252} + \frac{-66.58}{-19,901,835}\right)$

$= 19.363$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.669$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (19.363 + -5.669)$

$= 13.693$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.693 = 98.514$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.122 + -0.303)
  = 0.425 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.693 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.693 - 7 × 0.425
  = 161.348 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 98.514 - 0.05 × (45.500 + 161.348)
= 14.806 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 98.514 = 1,271.49 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 14 × 138.7 × 1,271.5
= 2,468.97 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,271.49 - 161.35 - 45.50 - 14.81
= 1,049.83 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,049.83}{1,271.49} = 0.826$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.826 × 2,468.97 = 2,038.56 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,468.97 × -66.58 / 1,000 = -164.386 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,038.56 × -67.09 / 1,000 = -136.774 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,468,971}{254,252} + \frac{-164,386,329}{10,318,422} = -6.221$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,468,971}{254,252} + \frac{-164,386,329}{-19,901,835} = 17.971$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,468,971}{254,252} + \frac{-164,386,329}{-10,898,769} = 24.794$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,038,563}{252,310} + \frac{-136,773,952}{10,291,941} = -5.210$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,038,563}{252,310} + \frac{-136,773,952}{-19,620,552} = 15.051$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,038,563}{252,310} + \frac{-136,773,952}{-10,781,982} = 20.765$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{73,538,489}{10,272,643} \times 1.000 = 7.159$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{73,538,489}{-19,419,635} \times 1.000 = -3.787$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{73,538,489}{-10,698,066} \times 1.000 = -6.874$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{73,538,489}{10,253,016} \times 1.000 = 7.172$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{73,538,489}{-19,218,718} \times 1.000 = -3.826$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{73,538,489}{-10,613,731} \times 1.000 = -6.929$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,554,904}{10,253,016} \times 1.000 = 0.152$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,554,904}{-19,218,718} \times 1.000 = -0.081$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,554,904}{-10,613,731} \times 1.000 = -0.146$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{2,458,678}{10,253,016} \times 1.000 = 0.240$ MPa (압축)

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{2,458,678}{-19,218,718} \times 1.000 = -0.128$ MPa (인장)

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{2,458,678}{-10,613,731} \times 1.000 = -0.232$ MPa (인장)

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{60,625,000}{10,253,016} \times 1.000 = 5.913$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{60,625,000}{-19,218,718} \times 1.000 = -3.154$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{60,625,000}{-10,613,731} \times 1.000 = -5.712$ MPa (인장)

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{250,923} + \frac{-67.46}{-19,419,635} \right)$

$= 14.174$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.787 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.174 + -3.787)$
  $= 10.387$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.387 = 74.729$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.081 + -0.128)$
  $= 0.209$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 10.387$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 10.387 - 7 \times 0.209$
  $= 123.186$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 74.729 - 0.05 \times (45.500 + 123.186)$
$= 19.093$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 74.729 = 1,295.27$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,295.3$
$= 1,796.54$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,295.27 - 123.19 - 45.50 - 19.09$
$= 1,107.49$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,107.49}{1,295.27} = 0.855$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.855 \times 1,796.54 = 1,536.09$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}796.54 \times -67.46 / 1{,}000 = -121.202$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}536.09 \times -67.84 / 1{,}000 = -104.207$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}796{,}541}{250{,}923} + \frac{-121{,}202{,}206}{10{,}272{,}643} = -4.639$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}796{,}541}{250{,}923} + \frac{-121{,}202{,}206}{-19{,}419{,}635} = 13.401$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}796{,}541}{250{,}923} + \frac{-121{,}202{,}206}{-10{,}698{,}066} = 18.489$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}536{,}093}{249{,}536} + \frac{-104{,}207{,}267}{10{,}253{,}016} = -4.008$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}536{,}093}{249{,}536} + \frac{-104{,}207{,}267}{-19{,}218{,}718} = 11.578$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}536{,}093}{249{,}536} + \frac{-104{,}207{,}267}{-10{,}613{,}731} = 15.974$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{51{,}431{,}454}{10{,}224{,}969} \times 1.000 = 5.030$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{51{,}431{,}454}{-18{,}937{,}435} \times 1.000 = -2.716$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{51{,}431{,}454}{-10{,}494{,}956} \times 1.000 = -4.901$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{51{,}431{,}454}{10{,}212{,}741} \times 1.000 = 5.036$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{51{,}431{,}454}{-18{,}816{,}885} \times 1.000 = -2.733$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{51{,}431{,}454}{-10{,}443{,}797} \times 1.000 = -4.925$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{1,087,471}{10,212,741} \times 1.000 = 0.106$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{1,087,471}{-18,816,885} \times 1.000 = -0.058$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{1,087,471}{-10,443,797} \times 1.000 = -0.104$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{1,573,554}{10,212,741} \times 1.000 = 0.154$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{1,573,554}{-18,816,885} \times 1.000 = -0.084$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{1,573,554}{-10,443,797} \times 1.000 = -0.151$ MPa (인장)

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{42,400,000}{10,212,741} \times 1.000 = 4.152$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{42,400,000}{-18,816,885} \times 1.000 = -2.253$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{42,400,000}{-10,443,797} \times 1.000 = -4.060$ MPa (인장)

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{247,594} + \frac{-68.37}{-18,937,435})$

$= 8.721$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.716 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.721 + -2.716)$
  $= 6.005$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.005 = 43.202$ MPa (압축)

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.058 + -0.084)$
  $= 0.141$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 6.005$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.005 - 7 \times 0.141$
  $= 71.072$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 43.202 - 0.05 \times (45.500 + 71.072)$
$= 24.851$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 43.202 = 1,326.80$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,326.8$
$= 1,104.16$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,326.80 - 71.07 - 45.50 - 24.85$
$= 1,185.37$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,185.37}{1,326.80} = 0.893$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.893 \times 1,104.16 = 986.47$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,104.16 \times -68.37 / 1,000 = -75.493$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 986.47 \times -68.60 / 1,000 = -67.674$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,104,161}{247,594} + \frac{-75,492,824}{10,224,969} = -2.924$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,104,161}{247,594} + \frac{-75,492,824}{-18,937,435} = 8.446$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,104,161}{247,594} + \frac{-75,492,824}{-10,494,956} = 11.653$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{986,469}{246,762} + \frac{-67,673,528}{10,212,741} = -2.629$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{986,469}{246,762} + \frac{-67,673,528}{-18,816,885} = 7.594$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{986,469}{246,762} + \frac{-67,673,528}{-10,443,797} = 10.477$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,271.49	1,295.27	1,326.80
유효 긴장응력	1,049.83	1,107.49	1,185.37

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,049.8	1,107.5	1,185.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	-6.221	24.794	-4.639	18.489	-2.924	11.653
풍도슬래브	10.935	-10.353	7.159	-6.874	5.030	-4.901

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) / 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-5.210	20.765	-4.008	15.974	-2.629	10.477
고정 하중	풍도슬래브	10.963	-10.465	7.172	-6.929	5.036	-4.925
	CIP 몰탈	0.232	-0.221	0.152	-0.146	0.106	-0.104
	격벽하중	0.578	-0.552	0.240	-0.232	0.154	-0.151
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.038	-8.627	5.913	-5.712	4.152	-4.060

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	4.714	14.441	2.520	11.615	2.106	6.752
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.753	10.300	3.165	9.045	2.407	5.553
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	5.985	10.079	3.316	8.899	2.514	5.449
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.563	9.527	3.556	8.667	2.668	5.298
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.601	0.900	9.469	2.955	6.820	1.238
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,660,266.000 \quad \times \quad 12300 \quad) / (\quad 1941.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 84.255 \quad mm$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

M_u = 1.2MD + 1.6ML

하 중	고정하중 (kN·m)		작업하중 (kN·m)		M_u (kN·m)
지간중앙	1.2 ×(Σ고정하중)	145.402	1.6 ×(Σ작업하중)	148.830	294.232

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 294.232 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 195 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_1 = 0.696

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$

$\therefore \beta_1 = 0.696$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1941.80}{1000.0 \times 195.0} = 0.0100$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{r_p}{\beta 1}\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}\right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,475 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1941.80 \times 1,475 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 67.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p\left(1 - 0.59\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}}\right)]$$

$$= 0.85 \times 1,941.80 \times 1,475 \times 195.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.69}{50}\right)$$

$$= 393 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 393 kN·m > 294.23 (M_u) --> O.K

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M^*_{cr})

$M^*_{cr} = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(㎣)

$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (4.45 + 20.765)× 10,781,982 / 1.0E+06

= 271.92 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 392.55 kN·m

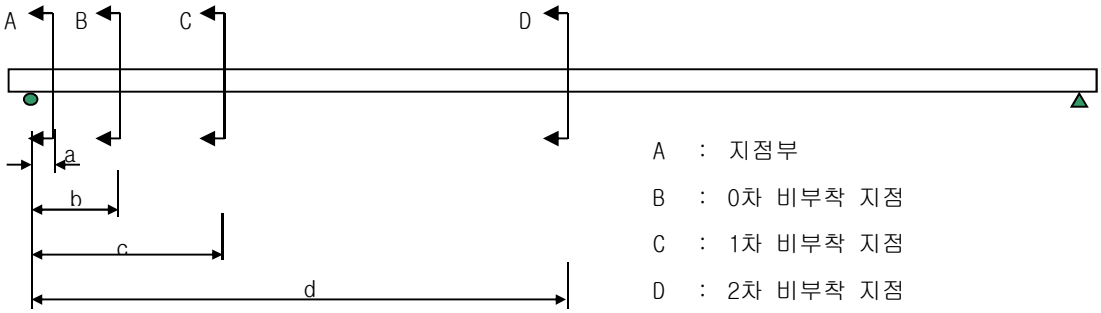
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 271.92 = 326.30 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	36.693	1.792	38.486	30.250	68.736
B	31.841	1.690	33.531	26.250	59.781
C	26.989	1.587	28.577	22.250	50.827
D	21.531	1.472	23.003	17.750	40.753
E	0.000	1.017	1.017	0.000	1.017

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	27.657	1.372	29.028	22.800	51.828
C	51.431	2.661	54.092	42.400	96.492
D	73.538	4.014	77.552	60.625	138.177
E	112.832	8.336	121.168	93.019	214.187

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	44.032	2.151	46.183	48.400	94.583
B	38.210	2.028	40.237	42.000	82.237
C	32.387	1.905	34.292	35.600	69.892
D	25.837	1.766	27.603	28.400	56.003
E	0.000	1.220	1.220	0.000	1.220

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	33.188	1.646	34.834	36.480	71.314
C	61.718	3.193	64.911	67.840	132.751
D	88.246	4.816	93.062	97.000	190.062
E	135.399	10.003	145.402	148.830	294.232

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

단, $V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$M_{max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.594	0.000	1,290,872,119	123.6	116.235
B	50.0	7.594	2.779	1,290,872,119	123.6	87.207
C	50.0	7.594	5.179	1,290,872,119	123.6	62.143
D	50.0	11.578	7.307	1,303,782,007	122.8	82.859
E	50.0	15.051	11.238	1,316,408,023	122.1	79.227

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,000	200.0	68.736	25.847	116.235	0.000	∞
B	50.0	1,000	200.0	59.781	22.456	87.207	19.486	230.994
C	50.0	1,000	200.0	50.827	19.065	62.143	36.258	154.213
D	50.0	1,000	200.0	40.753	15.251	82.859	51.885	135.818
E	50.0	1,000	200.0	1.017	0.203	79.227	80.045	71.928

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$

단, $d \geq 0.8 \cdot h$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	3.998	1,000.0	200.0	0.00	649.981
B	50.0	3.998	1,000.0	200.0	0.00	649.981
C	50.0	3.998	1,000.0	200.0	0.00	649.981
D	50.0	6.156	1,000.0	200.0	0.00	779.469
E	50.0	8.080	1,000.0	200.0	0.00	894.897

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	649.981	649.981
B	230.994	649.981	230.994
C	154.213	649.981	154.213
D	135.818	779.469	135.818
E	71.928	894.897	71.928

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$

단, $V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 1/2로 감소한다.

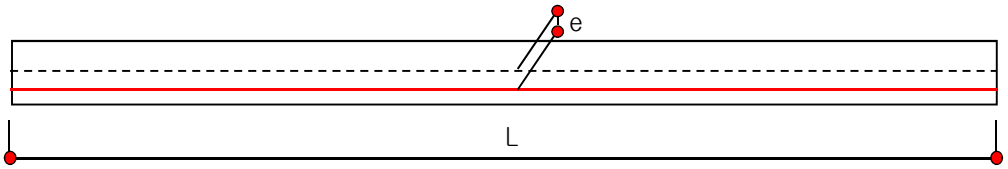
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	94.583	649.981	0.750	487.486	-392.90	0.194	전단보강 불필요
B	82.237	230.994	0.750	173.246	-91.01	0.475	전단보강 불필요
C	69.892	154.213	0.750	115.660	-45.77	0.604	전단보강 불필요
D	56.003	135.818	0.750	101.863	-45.86	0.550	전단보강 불필요
E	1.220	71.928	0.750	53.946	-52.73	0.023	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

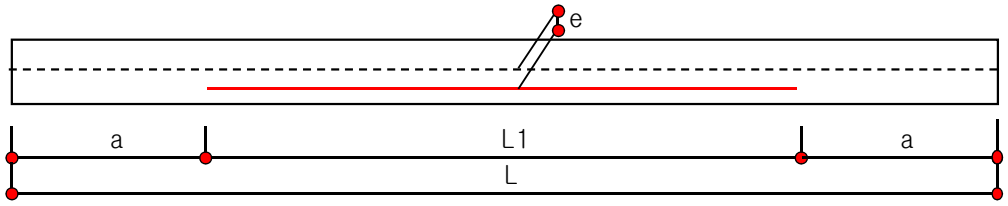
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}469 \times 67.1 \times 12.1^2}{8 \times 32{,}300 \times 1316408023} - \frac{672 \times 67.8 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1316408023}$$

$$- \frac{692 \times 68.6 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1316408023}$$

$$= 71.30 - 3.353 - 1.430 = 66.5 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (12,100 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm^4)	Δ (mm)	
프리스트레스	165.651	1,325,082,305	-66.52	
풍도슬래브 자중	112.832	1,325,082,305	45.95	
접합 몰탈	2.386	1,325,082,305	0.92	
격벽 하중(집중하중)	5.950	1,325,082,305	1.74	
합 계(고정하중)			-17.91	
작업하중 및 풍하중	93.019	1,325,082,305	35.98	