

구조안전성능 자료 _ 장기교

자료 _ 장기교(초기안전점검 보고서)

1.8 구조해석 및 내하력 평가

1.8.1 상주방향

상주방향은 영천방향과 형식 및 길이 등이 동일하여 재하시험을 수행하지 않은 관계로 구조해석 및 내하력 평가는 영천방향만 실시함.

1.8.2 영천방향

가. 개 요

1) 교량제원

- ① 교량형식 : INCREMENTALLY POST TENSIONING TYPE I.P.C GIRDER교
- ② 교량등급 : 도로교 1등급 (DB & DL-24)
- ③ 교량연장 : 45 + 45 = 90.000 m
- ④ 교량폭원 : B = 12.455 m

2) 단위중량

- ① 철근 콘크리트 : $W_{c1} = 2,500 \text{ kgf/m}^3$
- ② 무근 콘크리트 : $W_{c2} = 2,350 \text{ kgf/m}^3$
- ③ 노출 콘크리트 : $W_s = 2,350 \text{ kgf/m}^2$

3) 재료의 물리상수

- ① 슬래브
 - ㉠ 콘 크 리 트 : 설계기준강도 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
탄성계수 $E_c = 25,500 \text{ MPa}$
 - ㉡ 철 근 : 항복강도 $f_y = 400 \text{ MPa}$, 탄성계수 $E_c = 200,000 \text{ MPa}$
- ② I.P.C 거더
 - ㉠ 콘 크 리 트 : 설계기준강도 $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
탄성계수 $E_c = 29,300 \text{ MPa}$
 - ㉡ 철 근 : 항복강도 $f_y = 300 \text{ MPa}$, 탄성계수 $E_c = 200,000 \text{ MPa}$
- ③ PS강재 : SWPC 7B $\phi 15.2 \text{ mm}$
인장강도 $f_{pu} = 1,900 \text{ MPa}$, 항복강도 $f_{py} = 1,600 \text{ MPa}$,
탄성계수 $E_p = 200,000 \text{ MPa}$

5) 검토방법

- ① 바닥판 : 강도 설계법
- ② I.P.C 거더 : 허용응력 설계법

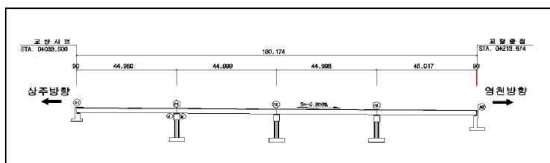
6) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준 - 한국도로교통학회
- ② 도로교 설계기준 해설편 - 대한 토목학회
- ③ 구조 설계기준 - 콘크리트학회
- ④ 도로 설계요령 - 한국도로공사

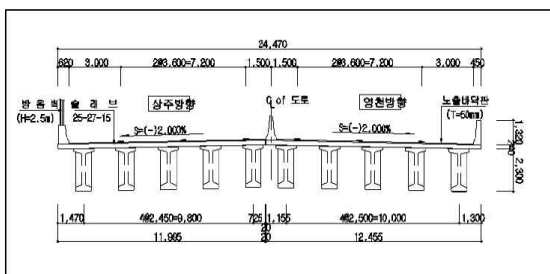
나. 구조해석

1) 검토단면

① 종단면도



② 횡단면도



4) 허용응력

구 분	항 목	산 식
슬래브 콘크리트	허용응력	$\cdot f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
I.P.C	크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전	허용압축응력 $\cdot 0.55 f_{ci} = 17.6 \text{ MPa}$
		허용인장응력 $\cdot f_{ti} = 1.4 \text{ MPa}$
	사용하중 상태	허용압축응력 $\cdot 0.4 f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
		허용인장응력 $\cdot 0.5 \sqrt{f_{ck}} = 3.16 \text{ MPa}$
PS 강재	허용 균열응력	$\cdot f_{cr} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$
	인장강도	$\cdot f_{pu} = 1900 \text{ MPa}$
	항복강도	$\cdot f_{py} = 1600 \text{ MPa}$
	Jack에 의한 최대인장력	$\cdot 0.90 f_{py} = 1440 \text{ MPa}$
	정착구에서의 응력	$\cdot 0.7 f_{pu} = 1330 \text{ MPa}$
	손실발생후 사용 하중 상태에서의 응력	$\cdot 0.8 f_{py} = 1280 \text{ MPa}$
	정착후 활동에 의한 손실구역 끝부분에서의 응력	$\cdot 0.83 f_{py} = 1328 \text{ MPa}$

2) 바닥판 검토

① 캔틸레버 (방호벽 G1측)

㉠ 고정하중

	Pr	96 kN	L1	250 mm
	V	100 Km/h	L2	250 mm
	H1	50 mm	L3	700 mm
	H2	240 mm	L4	30 mm
	H3	175 mm	L5	230 mm
	H4	175 mm	L6	70 mm
	H5	970 mm	L7	120 mm
	H6	2,300 mm	L8	300 mm
	B	12,455 mm	L9	350 mm
			Ld	0.200 mm

No	작 용 하 중 (kN)	거리 (m)	모멘트 (kNm)
방호벽	1 $L5 \times (H3 + H4 + H5) \times Y_G = 7.590$	0.805	6.110
	2 $L6 \times (H3 + H4) \times Y_G = 0.613$	0.655	0.401
	3 $L7 \times H3 \times Y_G = 0.525$	0.560	0.294
	4 $L6 \times H5/2 \times Y_G = 0.849$	0.667	0.566
	5 $L7 \times H4/2 \times Y_G = 0.263$	0.560	0.152
슬래브	$(L2 + L3) \times H2 \times Y_G = 5.700$	0.475	2.708
포장	$(L8 + Ld) \times H1 \times Y_{G0} = 0.588$	0.250	0.147
계	16.126		10.378

$$\therefore M_G = 16.126 \times (10.378/16.126) = 10.385 \text{ kNm}$$

㉡ 활하중 (DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 차량 하중 분포폭 (E)

$$E = 0.8 \cdot L + 1.14 = 0.8 \times 0.2 + 1.14 = 1.30 \text{ m}$$

- 충격계수 (i)

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.2) = 0.373 > 0.3$$

$$\therefore i = 0.300$$

자료 _ 장기교(초기안전점검 보고서)

$$M_{ti} = Pr \cdot L \cdot (1+i) / E$$

$$= 96.0 \times 0.2 \times (1 + 0.300) / 1.3 = 19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉔ 총돌하중

- 작용높이 : 노면상 (= 1.000 m)

$$P_0 = (V/60)^2 \times 750 + 250 = 2.333 \text{ tonf/m}$$

$$M_0 = 1.000 \times 2.333 \times 10 = 23.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 작용높이 : 방호벽 상단

(직선부 = 10 kN/m, 곡선부 ($R \leq 200 \text{ m}$) = 20 kN/m)

$$M_0 = 1.320 \times 10 = 13.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_0 = 23.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉕ 풍하중

$$P_w = 3.00 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.00 \text{ kN/m} \times 1.27 \text{ m} \times 0.685 \text{ m} = 2.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉖ 원심하중

보의 수	단일 지간	복수 지간
2	2 °	3 °
3 또는 4	3 °	4 °
5 이상	4 °	5 °

- 개단면 상부구조에서 중심각이 위의 표에서 주어진 중심각

보다 작은 지간에는 곡률의 영향을 무시할 수 있다.

- 중심각 : $(45.0 \times 180)/(0 \times \pi) = 0.000^\circ < 4^\circ$

$\therefore$ 곡률의 영향 무시(0.K)

- 작용 높이 : $H = 1.800 \text{ m}$

$$CF = 0.790 \times V^2/R = 0.790 \times 100^2/0 = 0.000 \%$$

$$P_{cf} = 96.0 \times 0.000/100 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\therefore M_{cf} = 0.000 \times 1.800 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(1), (2)에 의해 요구철근량

$$q \cdot A_s = \frac{d - d^2 - 1.445 \cdot f_{ck} \cdot b}{2 \cdot f_y} = 1.193$$

$$\therefore \text{균형철근비} (\rho_b) = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 0.02926$$

$$\therefore \text{최대철근비} (\rho_{max}) = 0.75 \cdot \rho_b = 0.02195$$

$$\therefore \text{최소철근비} (\rho_{min}) = 1.4/f_y = 0.00350$$

$$\therefore \text{최소철근량} (A_{smin}) = \rho_{min} \times b \times d = 630 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{최소철근량} (A_{smin}) = \frac{0.25 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d}{f_y} = 585 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{최소철근량} (A_{smin}) = 630 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Req.As} = 1,193 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 630 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{요구되는 철근량 (Req.As)} = 1,193 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{사용철근량 (UseAs)} = H16@200 = 993 \text{ mm}^2$$

$$= H13@200 = 634 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{총 사용철근량 (UseAs)} = 1,627 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots 0.K!!!$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 91.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n = 91.80 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_0 = 68.79 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots 0.K!!!$$

㉗ 하중조합 - 단면 검토시 (방호벽 G1측)

조합번호	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	원심하중	계수하중 (kN · m)	사용하중 (kN · m)
	10.385	19.200	23.330	2.610	0.000		
①	1.300	2.150	0.000	0.000	1.300	54.781	29.585
②	1.300	0.000	0.000	1.300	0.000	16.893	11.168
③	1.300	1.300	0.000	0.650	1.300	40.157	30.368
④	1.250	1.250	0.000	0.625	1.250	38.612	30.368
⑤	1.300	1.300	1.300	0.000	1.300	68.790	-
⑥	1.200	0.000	1.200	1.200	0.000	43.590	-

㉘ 적용하중

구 분	계수하중(kN · m)	사용하중(kN · m)	비 고
적용하중 (kN · m)	68.790	30.368	-

㉙ 단면 설계

설계기준강도	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
설계 모멘트	$M_u = 68.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$	강도감소계수	$\phi_r = 0.85$
부재 높이	$H = 240 \text{ mm}$	부재 폭	$b = 1,000 \text{ mm}$
인장피복	$d' = 60 \text{ mm}$	유효 높이	$d = 180 \text{ mm}$

㉚ 설계모멘트강도(Md)검토

- 철철근량 산정

$$= \frac{f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} \dots\dots\dots (1)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \dots\dots\dots (2)$$

㉛ 캔틸레버(중분대 G5측)

㉜ 고정하중

	Pr	96 kN	L1	250 mm
	V	100 Km/h	L2	250 mm
	H1	50 mm	L3	555 mm
	H2	240 mm	L4	125 mm
	H3	155 mm	L5	105 mm
	H4	175 mm	L6	150 mm
	H5	1,020 mm	L7	105 mm
	H6	2,300 mm	L8	125 mm
	B	12,455 mm	L9	300 mm
	Ld	- 0.105 mm	L10	350 mm

No	작 용 하 중 (kN)	거리(m)	모멘트(kNm)
방호벽	1 L6 x (H3 + H4 + H5) x Y _c = 4.759	0.500	2.380
	2 L5 x (H3 + H4) x Y _c = 0.814	0.628	0.511
	3 L7 x (H3 + H4) x Y _c = 0.814	0.373	0.303
	4 L4 x H3 x Y _c = 0.455	0.743	0.338
	5 L8 x H3 x Y _c = 0.455	0.258	0.117
	6 L5 x H5 / 2 x Y _c = 1.258	0.610	0.767
	7 L7 x H5 / 2 x Y _c = 1.258	0.390	0.491
	8 L4 x H4 / 2 x Y _c = 0.257	0.722	0.185
	9 L8 x H4 / 2 x Y _c = 0.257	0.278	0.072
슬래브	(L2 + L3) x H2 x Y _c = 4.830	0.403	1.944
포장	(L9 + Ld) x H1 x Y _{so} = 0.229	0.098	0.022
계	15.386		7.130

$$\therefore M_0 = 15.386 \times (7.130/15.386) = 7.124 \text{ kNm}$$

자료 _ 장기교(초기안전점검 보고서)

㉞ 활하중(DB-24 : Pr = 96 kN)

- 차량 하중 분포폭(E)

$$E = 0.8 \cdot L + 1.14 = 0.8 \times 0.000 + 1.14 = 1.140 \text{ m}$$

- 충격계수(i)

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.000) = 0.375 > 0.3$$

$$\therefore i = 0.300$$

$$M1+i = Pr \cdot L \cdot (1+i) / E = 96.0 \times 0.000 \times (1 + 0.300) / 1.140 \\ = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉞ 충돌 하중

- 작용높이 : 노면상 (= 1.000 m)

$$P_0 = (V/60)^2 \times 750 + 250 = 2.333 \text{ tonf/m}$$

$$M_0 = 1.000 \times 2.333 \times 10 = 23.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 작용높이 : 종보대 상단

(직선부 = 10 kN/m, 곡선부(R ≤ 200 m) = 20 kN/m)

$$M_0 = 1.350 \times 10 = 13.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_0 = 23.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉞ 풍하중

$$P_w = 3.00 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.00 \text{ kN/m} \times 1.300 \text{ m} \times 0.795 = 3.101 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉞ 원심하중

보의 수	단일 지간	복수 지간
2	2 *	3 *
3 또는 4	3 *	4 *
5 이상	4 *	5 *

- 개단면 상부구조에서 중심각이 위의 표에서 주어진 중심각보다 작은 지간에는 곡률의 영향을 무시할 수 있다.

$$\text{- 중심각 : } (45.0 \times 180) / (0.0 \times \pi) = 0.000^\circ < 4^\circ$$

$\therefore$ 곡률의 영향 무시(0.K)

- 작용 높이 : H = 1.800 m

(1), (2)에 의해 요구철근량

$$q \cdot As = \frac{d - \frac{4M}{2f_y}}{1.445f_y} = 1.193$$

$$\cdot \text{균형철근비}(\rho_b) = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 0.02926$$

$$\cdot \text{최대철근비}(\rho_{max}) = 0.75 \cdot \rho_b = 0.02195$$

$$\cdot \text{최소철근비}(\rho_{min}) = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$\cdot \text{최소철근량}(A_{smin}) = \rho_{min} \times b \times d = 630 \text{ mm}^2$$

$$\cdot \text{최소철근량}(A_{smin}) = \frac{0.25 \cdot f_{ck}}{f_y} \cdot b \cdot d = 585 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{최소철근량}(A_{smin}) = 630 \text{ mm}^2$$

$$\cdot \text{Req.As} = 1.193 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 630 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{요구되는 철근량(Req.As)} = 1.193 \text{ mm}^2$$

$$\cdot \text{사용철근량(UseAs)} = H16@200 = 993 \text{ mm}^2$$

$$= H13@200 = 634 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{총 사용철근량(UseAs)} = 1,627 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots 0.K!!!$$

$$\phi M_n = \phi \cdot As \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 91.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n = 91.80 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 68.79 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots 0.K!!!$$

㉞ 구조검토 결과

장기교(영천방향) 바닥판에 대하여 구조검토를 실시한 결과, 설계 휨강도가 소요 휨강도보다 크게 산출되어 바닥판은 구조적으로 안전성이 확보되어 있는 것으로 평가되었다.

$$CF = 0.790 \times V^2/R = 0.790 \times 100^2/0 = 0.000 \%$$

$$P_{cf} = 96.0 \times 0.000/100 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\therefore M_{cf} = 0.000 \times 1.800 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉞ 하중조합 - 단면 검토시 (방호벽 G1측)

조합번호	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	원심하중	계수하중	사용하중
	7.124	0.000	23.330	3.101	0.000	(kN·m)	(kN·m)
①	1.300	2.150	0.000	0.000	1.300	9.261	7.124
②	1.300	0.000	0.000	1.300	0.000	13.292	8.054
③	1.300	1.300	0.000	0.650	1.300	11.277	8.054
④	1.250	1.250	0.000	0.625	1.250	10.843	8.054
⑤	1.300	1.300	1.300	0.000	1.300	39.590	-
⑥	1.200	0.000	1.200	1.200	0.000	40.265	-

㉞ 적용하중

구분	계수하중(kN·m)	사용하중(kN·m)	비고
적용하중(kN·m)	40.265	8.054	

㉞ 단면설계

설계기준강도	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
설계모멘트	$M_u = 40.265 \text{ kN} \cdot \text{m}$	강도감소계수	$\phi_f = 0.85$
부재높이	$H = 240 \text{ mm}$	부재폭	$b = 1,000 \text{ mm}$
인장피복	$d' = 60 \text{ mm}$	유효높이	$d = 180 \text{ mm}$

㉞ 설계모멘트강도(Md)검토

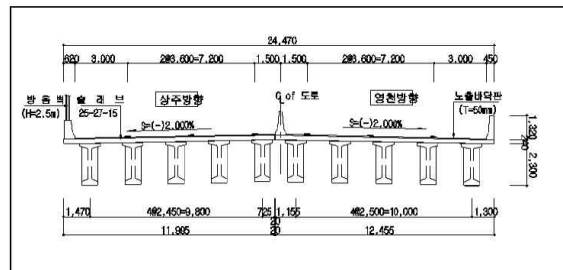
- 휨강도 산정

$$= \frac{f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} \dots\dots\dots (1)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \dots\dots\dots (2)$$

3) 주형 검토

본 검토 대상구조물인 장기교(영천방향)는 I.P.C Girder로서, 5개의 Girder로 구성되어 있고, 실시설계 시 검토한 구조제안서에 근거하여 단면력 산출 및 응력검토 결과를 반영하였다.



① 단면특성

구분	단면	A (mm ²)	A.Y (mm ³)	A.Y ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
전단면		860,000	966,777,550	1,588,522,727,500	124,616,055,555
순단면		839,666	938,083,238	1,483,936,730,764	124,606,997,955

자료 _ 장기교(초기안전점검 보고서)

구분	단면	A (mm ²)	A.Y (mm ³)	A.Y ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
P S 단 면		692,379	1,056,194,327	1,733,037,492,951	124,931,758,416
		1,424,819	971,301,527	1,740,754,618,951	127,437,470,416
		1,414,379	972,554,327	1,740,604,292,951	127,437,368,416

② 하중 단계별 응력집계 및 합성표

㉠ 응력집계 - 내측거더

구분	하중 단계	응 력(MPa)					
		합성 단면		합성 단면			
		거 더		바닥판		거 더	
		상면	하면	상면	하면	상면	하면
중앙부 (L1거더, L2거더)	부재의 자중	9.70	-10.81	-	-	9.70	-10.81
	1차 긴장응력	초기	-6.12	27.06	-	-	-
		유효	-	-	-	(-5.7)	(25.1)
	바닥판의 자중	8.07	-8.08	-	-	8.07	-8.08
	시공 도중 긴장력의 감소	-	-	0.24	0.09	0.10	-1.62
	2차 긴장응력	초기	-	-	-0.43	0.02	0.02
		유효	-	-	(-0.4)	(0.0)	(0.0)
	2차 긴장시 1차응력 손실량	-	-	0.07	0.02	0.03	-0.50
	2차 모멘트	-	-	0.29	0.21	0.25	-0.58
	추가 고정하중	-	-	0.48	0.36	0.41	-0.97
	최종 긴장력 감소	-	-	0.31	0.09	0.10	-2.37
	활하중	-	-	1.72	1.28	1.47	-3.44
지점부 (교각부)	부재의 자중	-	-	-	-	-	-
	1차 긴장응력	초기	-	-	-	-	-
		유효	-	-	-	-	-
	바닥판의 자중	-	-	-	-	-	-
	시공 도중 긴장력의 감소	-	-	-	-	-	-
	2차 긴장응력	초기	-	-	1.31	1.16	1.16
		유효	-	-	(1.1)	(1.0)	(1.0)
	2차 모멘트	-	-	0.55	0.43	0.43	-0.73
	추가 고정하중	-	-	-0.47	-0.37	-0.37	0.63
	최종 긴장력 감소	-	-	-0.24	-0.21	-0.21	0.04
	활하중	-	-	-1.87	-1.46	-1.46	2.50

㉡ 응력집계 - 외측거더

구분	하중 단계	응 력(MPa)					
		합성 단면		합성 단면			
		거 더		바닥판		거 더	
		상면	하면	상면	하면	상면	하면
중앙부 (L1거더, L2거더)	부재의 자중	9.70	-10.81	-	-	9.70	-10.81
	1차 긴장응력	초기	-6.12	27.06	-	-	-
		유효	-	-	-	(-5.7)	(25.1)
	바닥판의 자중	8.06	-8.07	-	-	8.06	-8.07
	시공 도중 긴장력의 감소	-	-	0.24	0.09	0.10	-1.62
	2차 긴장응력	초기	-	-	-0.43	0.03	0.03
		유효	-	-	(-0.4)	(0.0)	(0.0)
	2차 긴장시 1차응력 손실량	-	-	0.07	0.02	0.03	-0.49
	2차 모멘트	-	-	0.29	0.21	0.24	-0.58
	추가 고정하중	-	-	0.45	0.33	0.38	-0.90
	최종 긴장력 감소	-	-	0.31	0.08	0.10	-2.36
	활하중	-	-	2.03	1.50	1.73	-4.09
지점부 (교각부)	부재의 자중	-	-	-	-	-	-
	1차 긴장응력	초기	-	-	-	-	-
		유효	-	-	-	-	-
	바닥판의 자중	-	-	-	-	-	-
	시공 도중 긴장력의 감소	-	-	-	-	-	-
	2차 긴장응력	초기	-	-	1.29	1.15	1.15
		유효	-	-	(1.1)	(1.0)	(1.0)
	2차 모멘트	-	-	0.54	0.42	0.42	-0.73
	추가 고정하중	-	-	-0.61	-0.48	-0.48	0.82
	최종 긴장력 감소	-	-	-0.23	-0.21	-0.21	0.04
	활하중	-	-	-2.29	-1.79	-1.79	3.08

㉢ 응력 합성 - 내측거더

구분	하중 단계	응 력(MPa)					
		합성 단면		합성 단면			
		거 더		바닥판		거 더	
		상면	하면	상면	하면	상면	하면
중앙부 (L1거더, L2거더)	1차 긴장시	3.58	16.25	-	-	-	-
		0.K	0.K	-	-	-	-
	바닥판 타설시	11.65	8.17	-	-	-	-
		0.K	0.K	-	-	-	-
	바닥판 경화 후	-	-	0.24	0.09	11.75	6.55
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	2차 긴장력 도입 후	-	-	0.17	0.34	12.05	10.52
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	방호벽, 포장, 연석 등	-	-	0.65	0.70	12.46	9.55
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	최종 감소 손실 발생 후	-	-	0.96	0.79	12.56	7.18
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
지점부 (교각부)	활하중 작용시	-	-	2.68	2.07	14.03	3.74
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	허용 응력	인장	압축	인장	압축	인장	압축
		-1.4	17.6	-2.6	10.8	16.0	-3.2
	1차 긴장시	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
	바닥판 타설시	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
	바닥판 경화 후	-	-	1.86	1.59	1.59	-0.97
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	2차 긴장력 도입 후	-	-	1.39	1.22	1.22	-0.34
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	방호벽, 포장, 연석 등	-	-	1.15	1.01	1.01	-0.30
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	최종 감소 손실 발생 후	-	-	-0.72	-0.45	-0.45	2.20
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	활하중 작용시	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
	허용 응력	인장	압축	인장	압축	인장	압축
		-1.40	17.60	-2.60	10.80	10.80	-2.60

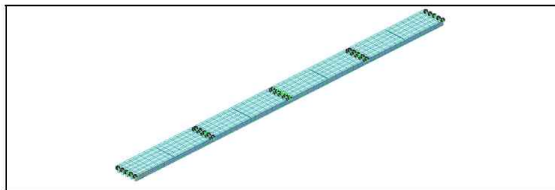
자료 _ 장기교(초기안전점검 보고서)

㉔ 응력 합성 - 외측거더

구분	하중 단계	응력(MPa)					
		합성 단면		합성 단면		합성 단면	
		거더		바닥판		거더	
		상면	하면	상면	하면	상면	하면
중앙부 (L1거더, L2거더)	1차 긴장시	3.58	16.25	-	-	-	-
		0.K	0.K	-	-	-	-
	바닥판 타설시	11.64	8.18	-	-	-	-
		0.K	0.K	-	-	-	-
	바닥판 경화 후	-	-	0.24	0.09	11.74	6.56
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	2차 긴장력 도입 후	-	-	0.17	0.34	12.04	10.54
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	방호벽, 포장, 연석 등	-	-	0.62	0.67	12.42	9.64
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
지점부 (교각부)	1차 긴장시	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
	바닥판 타설시	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
	바닥판 경화 후	-	-	-	-	-	-
	2차 긴장력 도입 후	-	-	1.83	1.57	1.57	-0.96
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	방호벽, 포장, 연석 등	-	-	1.22	1.09	1.09	-0.14
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	최종 랑소 손실 발생 후	-	-	0.99	0.88	0.88	-0.10
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	활하중 작용시	-	-	-1.30	-0.91	-0.91	2.98
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K
	허용 응력	인장	압축	인장	압축	압축	인장
		-1.4	17.6	-2.6	10.8	16.0	-3.2
		-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-

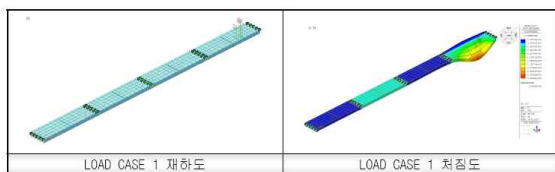
4) 시험차량에 의한 처짐해석

시험차량에 의한 구조해석은 이론적인 계산 처짐값과 현장 재하시험에서 측정된 실측 처짐값을 비교하여 응답비를 산출하기 위해 범용 프로그램인 MIDAS/Civil을 이용하여 모델링을 하였으며, 각각의 LOAD CASE별 처짐치와 실측치를 비교하였다.

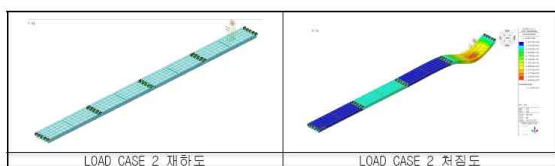


① CASE별 하중 재하도 및 처짐도

㉔ LOAD CASE 1



㉔ LOAD CASE 2

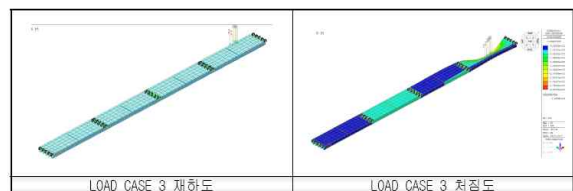


㉔ 합성응력의 검토

본 과업 대상교량의 구조해석은 프리스트레스 도입직후와 모든 손실이 발생된 고정하중 및 활하중, 그리고 프리스트레스 하중에 의해 발생되는 응력을 단계별로 도출하였다.

이와 같이 도출된 응력을 프리스트레스 도입직후와 설계하중 작용시로 구분하여 각각의 허용치와 비교하여 다음의 표에 나타내었고, 그 결과 본 교량은 내·외측빔 모두 설계하중에 대한 안전성을 확보하는 것으로 검토되었다.

㉔ LOAD CASE 3



② Load Case별 응력보정계수 산정

재하시험 결과로부터 산출한 실측 및 이론적인 응력 값의 관계 및 실측 처짐과 재하 경우별 구조해석에 의한 이론적인 처짐의 관계를 비교하여 응답비를 산출하였다.

구 분 (mm)			DT1	DT2	DT3
S4	Load Case 1	실측치	-1.627	-1.108	0.021
		이론치	-2.917	-1.140	0.038
		응답비	1.793	1.029	1.810
	Load Case 2	실측치	-0.996	-1.339	-0.809
		이론치	-1.120	-1.456	-1.179
		응답비	1.124	1.087	1.457
	Load Case 3	실측치	0.080	-1.113	-1.608
		이론치	0.097	-1.585	-2.877
		응답비	1.213	1.424	1.789

자료 _ 장기교(초기안전점검 보고서)

㉔ 응력보정계수

내하력 평가시 응력보정계수 적용은 재하시험 차량의 후륜축과 동일한 위치에서의 이론적인 처짐 값과 실측된 처짐 값이 실제 거동과 유사한 지점에서의 응답비를 적용하였으며, 응답비 및 충격계수를 고려한 처짐 보정계수(K_s)를 적용하였다. 응력보정계수는 변형률의 실측치와 계산치로 구하는 것이 일반적이지만, 처짐에 비해 변형률의 측정값에 포함된 오차가 크며, 여러 가지 요인에 의하여 국부적인 응력의 변동이 크게 발생하는 경우가 있으므로 교량의 전반적인 거동을 나타내는 처짐으로 구할 수도 있다.

본 과업에 해당되는 교량의 경우 변형률 측정결과에 비해 처짐의 측정결과가 신뢰성이 높은 것으로 판단되어 처짐으로 응답보정계수(K_s)를 구하였으며, 하중 CASE에 따른 응답비중 최소값을 적용하였다.

$$\begin{aligned} K_s &= \frac{\delta_{\text{계산}}(\epsilon_{\text{실측}})}{\delta_{\text{측}}(\epsilon_{\text{계산}})} = \frac{1+i(\text{계산})}{1+i(\text{측})} \\ &= 1.029 \times \frac{1+0.176}{1+0.138} = 1.063 \end{aligned}$$

다. 내하력 평가

1) 허용응력법에 의한 내하력 평가

① 내하율 평가

허용 응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 DL(1+i)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따라 항복응력, 콘크리트의 경우 실제 압축강도를 사용하여 도로교 표준시방서 규정에 의거 부재종류에 따라 결정한다.

허용 응력법에 의한 교량부재의 내하율은 다음 식으로 계산한다.

$$\cdot \cdot F = \frac{f_a - f_d}{f(1+i)}$$

여기서, f_a = 재료의 허용응력

f_d = 설계 사하중 응력(활하중 이외의 응력)

f_i = 설계 활하중 응력

2) 강도설계법에 의한 내하력 평가

① 내하율 평가

강도 설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시 하중조합으로는 1.30 + 2.15L (1.0 + i)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교 표준시방서의 공칭강도와 강도감소계수에 따라 계산한다. 사하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 적용하고 있는 사하중과 현행 도로교 표준시방서의 설계 활하중(DB 또는 DL 하중)을 사용하여 구조해석을 수행한 후 구한다.

강도 설계법에 의한 내하율은 다음과 같다.

$$\cdot P = P_r \times R.F \times K_s, \quad P_r \text{ : 설계하중}$$

$$\cdot \cdot F = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l}$$

여기서, ϕ = 강도 감소계수(= 0.85)

γ_d = 사하중 계수(= 1.3)

γ_l = 활하중 계수(= 2.15)

M_n = 공칭 모멘트

M_d = 사하중 모멘트

M_l = 활하중 모멘트(실측 충격계수 고려)

구 분	ϕM_n	M_d	$M_l(1+i)$	R.F
캔틸레버부(G1측)	91.80	10.385	19.20	1.896

② 기본 내하력 산정

구 분	내하율	설계하중	기본내하력
캔틸레버부(G1측)	1.896	DB-24	설계하중 이상

= 실측 충격계수

구 분		f	f_{pr}	f_d	$f_i(1+i)$	$\cdot F$
외측 주형	상면	16.0	-5.70	12.42	1.73	5.360
	하면	-3.2	29.4	-19.78	-4.09	3.134
내측 주형	상면	16.0	-5.7	12.46	1.470	6.285
	하면	-3.2	29.4	-19.86	-3.440	3.703

② 기본 내하력 산정

$$P_o = R.F \times P_r$$

여기서, P_r : 설계하중

구 분		내하율	설계하중	기본내하력
외측 주형	상면	5.360	DB-24	설계하중 이상
	하면	3.134	DB-24	설계하중 이상
내측 주형	상면	6.285	DB-24	설계하중 이상
	하면	3.703	DB-24	설계하중 이상

③ 공용 내하력 산정

$$P = P_o \times K_s$$

$$\text{여기서, } K_s = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

구 분		내하율	응력보정계수(K_s)	기본내하력 (=24 x RF)	공용내하력
외측 주형	상면	5.360	1.063	126.6	DB-240이상
	하면	3.134		75.2	
내측 주형	상면	6.285		150.8	
	하면	3.703		88.8	

3) 내하력 평가결과

구 분		내하율	응답보정계수	기본내하력	공용내하력
주형	외측 주형	상면	1.063	DB-240이상	DB-240이상
		하면			
	내측 주형	상면			
		하면			
바닥판	캔틸레버부(G1측)	1.896	-	DB-240이상	-

내하력 평가 결과	장기교(영천방향)에 대한 허용응력 설계법에 의한 주형 부재의 공용 내하력을 산정한 결과, 주형 모두 DB-24 이상으로 통과하중에 대한 여유를 확보하고 있는 것으로 산출되었으며, 강도 설계법에 의한 바닥판의 내하력 평가도 설계하중인 DB-24 이상으로 통과하중에 대한 여유를 확보하고 있는 것으로 평가되었다.
-----------	--

4) 안전성 평가

구조물의 안전성 평가는 주요 구조부재의 정밀육안검사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다. 안전성검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 한다.

① 안전성평가 기준

등급	안전성평가 기준	비 고
A	SF > 1.0	· 허용응력 설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{생용력}} = \frac{f_a}{f_i}$ · 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
B	$0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	
E	$SF < 0.75$	

* 안전성평가등급은 통합시설물까지는 소문자(a, b, c, d)로 표기하고 전체 시설물에 대해서는 (A, B, C, D, E)로 표기함.

자료 _ 장기교(초기안전점검 보고서)

② 안전성평가 결과

㉠ 주형

구 분		fa(허용응력) (MPa)	fs(발생응력) (MPa)	최소 안전율(SF)	안전성 평가등급
외측 주형	상연	16.000	14.25	1.122	A
	하연	16.000	3.19	5.015	A
내측 주형	상연	16.000	14.03	1.140	A
	하연	16.000	3.74	4.278	A

평 가 결 과

· 장기교(영천방향)에 대한 안전성평가 결과 주형의 안전율(SF)이 1.0이상으로
서 구조적으로 안전한 것으로 평가되었다.

㉡ 바닥판

구 분		ΦM_n (설계강도) (kN·m)	M_u (소요강도) (kN·m)	최소 안전율(SF)	안전성 평가등급
캔틸레버부(Q1측)		91.80	68.79	1.334	A
캔틸레버부(Q5측)		57.85	40.85	1.416	A

평 가 결 과

· 장기교(영천방향)에 대한 안전성평가 결과 바닥판의 안전율(SF)이 1.0이상으
로서 구조적으로 안전한 것으로 평가되었다.