

구조안전성능 자료 _ 오로교

자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

2.8 구조해석 및 내하력 평가

2.8.1 개요

가. 교량제원

- 1) 형 식 : PSC 빔거더교
- 2) 교량등급 : 1등급
- 3) 교 장 : 3@35 m
- 4) 폭 원 : 12.6 m
- 5) 지 간 : 35 m
- 6) 거더간격 : 2.55 m
- 7) 사 각 : 7.59 °

나. 하중

- 1) 활 하 중 : DB -24 적용
- 2) 충격계수 : $i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$
- 3) 고정하중 : 철근콘크리트 = 25 kN/m²
포 장 = 23.5 kN/m²

다. 사용재료

- 1) 콘크리트
 - ① 바닥 판 : fck = 27MPa
 - ② P S C 거더 : fck = 40MPa
- 2) 철 근
 - ① 바닥 판 : fy = 400MPa
 - ② P S C 거더 : fy = 400MPa

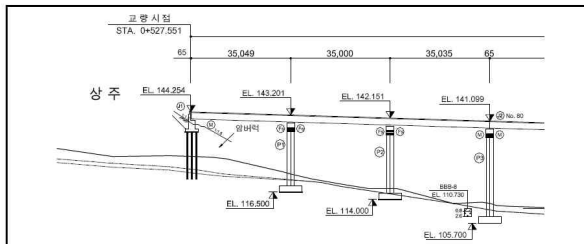
라. 허용응력

- 1) 바닥판 콘크리트
 - ① 허용휨압축응력 : fca = 0.8fck = 10.8MPa

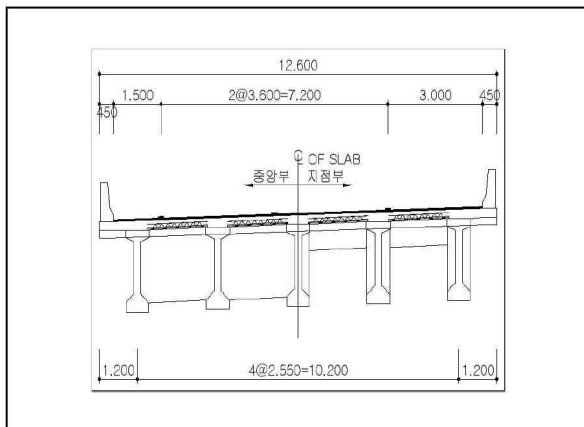
2.8.2 구조해석

가. 검토단면

- 1) 종단면도



- 2) 횡단면도



- 2) 프리스트레스 콘크리트 (PSC 거더)

① 프리스트레스 도입시 압축강도

$$\textcircled{1} f_{ci} = 0.8f_{ck} = 32\text{MPa}$$

② 프리스트레스 도입 직후

$$\textcircled{1} \text{허용휨압축응력} : 0.55f_{ci} = 17.06\text{MPa}$$

$$\textcircled{2} \text{허용휨인장응력} : 0.25\sqrt{f_{ci}} = 1.41\text{MPa}$$

③ 설계하중 작용시

$$\textcircled{1} \text{허용휨압축응력} : 0.4f_{ck} = 16\text{ MPa}$$

$$\textcircled{2} \text{허용휨인장응력} : 0.25\sqrt{f_{ck}} = 1.58\text{ MPa}$$

- 3) PS강재 (Low-Relaxation)

극한강도(fpu) : 1,900 MPa , 항복강도(fpy) : 1,600 MPa

$$\textcircled{1} \text{허용최대인장응력} : 0.9f_{py} = 1,440\text{MPa}$$

$$\textcircled{2} \text{정착 직후 정착부에서의 응력} : 0.7f_{py} = 1,120\text{MPa}$$

$$\textcircled{3} \text{손실 후 사용하중상태에서의 응력} : 0.8f_{py} = 1,280\text{MPa}$$

- 4) 탄성계수

① 콘크리트

$$\textcircled{1} E_c = 4700\sqrt{f_{ck}} \text{ (} f_{ck} \leq 30 \text{ Mpa)}$$

$$\textcircled{2} E_c = 3300\sqrt{f_{ck}} + 7,700 \text{ (} f_{ck} > 30 \text{ Mpa)}$$

② 철근 및 PS강연선

$$\textcircled{1} E_s = 200,000 \text{ MPa}$$

- 5) 마찰계수

$$\textcircled{1} \text{곡률마찰계수} : \mu = 0.25 \text{ /rad}$$

$$\textcircled{2} \text{파상마찰계수} : \kappa = 0.005 \text{ /rad}$$

마. 검토방법

- 1) 바닥판 : 강도 설계법
- 2) PSC BEAM : 허용응력 설계법

나. 바닥판 검토

- 1) 좌측 캔틸레버부(방호벽)
- ① 고정하중

방향벽 및 난간하중	Pr	96,000 KN	L1	0.135 m
	V	100,000 km/h	L2	0.135 m
	H1	0.050 m	L3	0.892 m
	H2	0.240 m	L4	0.030 m
	H3	0.175 m	L5	0.230 m
	H4	0.175 m	L6	0.070 m
	H5	0.700 m	L7	0.120 m
	H6	2.200 m	L8	0.300 m
	B	12.600 m	L9	0.142 m

No	작용 하중 (kN)	거리(m)	모멘트(kNm)
아스콘	(L3-L4-L5-L6 -L7) × H1 × Yac	=0.519	0.348
슬래브	L2 × L3 × Yc	=5.352	2.387
방호벽	1 L5 × (H3 + H4 + H5) × Yc	=6.038	0.145
	2 L6 × (H3 + H4) × Yc	=0.613	0.181
	3 L7 × H3 × Yc	=0.525	0.205
	4 L6 × H5 / 2 × Yc	=0.613	0.173
	5 L7 × H4 / 2 × Yc	=0.263	0.097
Total		=13.921	4.266

$$\therefore X = 4.266 / 13.921 = 0.306 \text{ m}$$

$$- M_d = 13.921 \times (0.892 - 0.306) = 8.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 활하중 (DB-24) 적용시

- 충격계수(i)

$$i = 15 / (40 + L) = 0.374 > \text{최대 } 0.3 \therefore i = 0.3$$

- 차관 하중 분포폭 (주철근 방향이 차량 진행방향에 직각인 경우)

$$E = 0.8 \times 0.142 + 1.14 = 1.254 \text{ m}$$

$$M(I+i) = 96.0 \times 0.142 \times (1 + 0.3) / 1.254 = 14.132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

③ 총돌 하중

- 작용높이 : 1.050 m
- $P0 = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M0 = 1.050 \times 23.333 = 24.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 방호벽 상단에 10kN/m의 수평하중을 재하 (작용높이 : 1.050 m)
- $M0 = 1.050 \times 10.000 = 10.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 적용 모멘트 (곡선부($R \leq 200\text{m}$)의 경우 2배를 취함)
- $M0 = 24.500 \times 1 = 24.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$

④ 풍하중

- $D = \text{BEAM 높이}(2.2\text{m}) + H2 + H3 + H4 + H5 + \text{방음벽 높이} = 3.490 \text{ m}$
- $1 \leq B/D = 12.600 / 3.490 = 3.610 < 8$
- 방호벽+방음벽 1m당 작용하는 풍하중
- $Pw = [4 - 0.2(B/D)] \times D1 = 3.442 \text{ kN/m}$
- $Mw = 3.442 \times 1.050 / 2 = 1.807 \text{ kN} \cdot \text{m}$

⑤ 하중조합(MAX)

$$Mu = 1.3 Md + 1.3 M(i+i) + 1.3 M0$$

$$= 1.3 \times 8.158 + 1.3 \times 14.132 + 1.3 \times 24.5 = 60.827 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

⑥ 단면검토

- $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
- $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
- 부재폭 : $b = 1000.0 \text{ mm}$
- 부재높이 : $h = 240.0 \text{ mm}$
- 유효높이 : $d = 180.0 \text{ mm}$
- 인장피복두께 : $d' = 60.0 \text{ mm}$
- $\Phi = 0.85$
- $M_u = 60.827 \text{ kNm}$
- 사용철근량 : $As = 1046.98 \text{ mm}^2$

$$\therefore \Phi M_u = \Phi f_y \times As \times (d-a/2) = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 48.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow 0.K$$

- $\Phi = 0.85$
- $M_u = 85.714 \text{ kNm}$
- 사용철근량 : $As = 1,588.8 \text{ mm}^2$

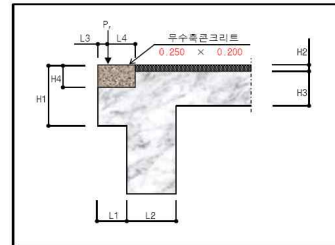
$$\therefore \Phi M_u = \Phi f_y \times As \times (d-a/2) = 116.765 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 85.714 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow 0.K$$

3) 구조검토 결과

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

2) 슬래브(단부)

① 고정하중



Pr	96.000 kN	L1	0.445 m
H1	0.490 m	L2	0.400 m
H2	0.050 m	L3	0.100 m
H3	0.240 m	L4	0.150 m
H4	0.200 m		

- $Pd = 0.445 \times 0.490 \times 25.0 = 5.454 \text{ kN/m}$
- ▶ $Md = 5.454 \times 0.445 / 2 = 1.214 \text{ kN} \cdot \text{m}$

② 활하중

- 충격계수
- $i = 15 / (40 + L) = 0.371 \geq \text{최대 } 0.300$
- $\therefore i = 0.300$
- 차량하중 분포폭 (주철근의 방향이 차량 진행방향인 경우)
- $E = 0.35 \times 0.345 + 0.98 = 1.101 \text{ m} < 2.10\text{m}$
- $\therefore E = 1.101 \text{ m}$
- ▶ $M(i+i) = Pr \cdot (1+i) \cdot X / E = 96.0 \times (1+0.30) \times 0.345 / 1.101$
- $= 39.133 \text{ kN} \cdot \text{m}$

③ 하중조합

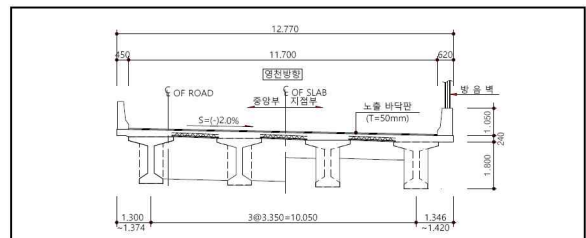
$$Mu = 1.3 Md + 2.15 M(i+i) = 85.714 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

④ 단면검토

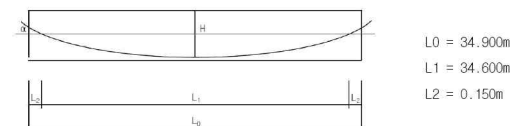
- $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
- $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
- 부재폭 : $b = 1000.0 \text{ mm}$
- 부재높이 : $h = 290.0 \text{ mm}$
- 유효높이 : $d = 230.0 \text{ mm}$
- 인장피복두께 : $d' = 60.0 \text{ mm}$

다. 주형 검토

본 검토 대상구조물인 오로교(영천방향)은 PSC Beam교로서, 4개의 Beam으로 구성되어 있고, 실시설계 시 검토한 구조계산서에 근거하여 단면력 산출 및 응력검토 결과를 반영하였다.



1) 광연선 배치



① 각 단면별 긴장재가 PSC GIRDER 하단에서 떨어진 거리

CABLE NO.	DISTANCE FROM CENTER (m)				
	17.3000	12.9750	8.6500	4.3250	0.0000
1	1.900	1.179	0.663	0.354	0.251
2	1.500	0.948	0.554	0.318	0.239
3	1.100	0.667	0.358	0.173	0.111
4	0.700	0.437	0.249	0.136	0.098
5	0.300	0.206	0.140	0.099	0.086
평균	1.100	0.687	0.393	0.216	0.157

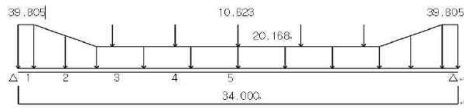
자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

ii) 내측빔

㉔ 종상부 $W_c = 12,986 \times 2 = 25,971\text{kN}$

㉕ 단 부 $W_c = 6,1892 \times 2 = 12,378\text{kN}$

㉖ 거더자중에 의한 단면력 산정 (외측빔, 내측빔)



$R_a = R_b = 39,805 \times 0.250 + (39,805 + 20,168) \times \frac{1}{2} \times 3.500$
 $+ 20,168 \times 26.500 / 2 + 10,623 \times 1 / 2 = 387,434\text{kN}$

$M_1 = 0.000\text{kN.m}$

$M_3 = 387,434 \times 8.350 - 20,168 \times 8.350 / 2 - 19.63 \times 8 \times 0.250 \times (8.350 - 0.125)$

$- \frac{1}{2} \times 19.638 \times 3.500 \times (8.350 - 0.250 - 3.500 / 3)$

$- 0.000 \times (0.000 - 0.000) - 0.000 \times (0.000 - 0.000)$

$= 2253.360\text{kN.m}$

$M_5 = 387,434 \times 17.000 - 20,168 \times 17.000 / 2 - 19.638 \times 0.250$
 $\times (17.000 - 0.125) - \frac{1}{2} \times 19.638 \times 3.500 \times (17.000 - 0.250$

$- 3.500 / 3) - 0.000 \times (0.000 - 0.000) - 0.000 \times (0.000$

$- 0.000) = 3053.794\text{kN.m}$

$V_1 = R_a = 387,434\text{kN}$

$V_3 = 387,434 - 20,168 \times 8.350 - 19.638 \times 0.250 - \frac{1}{2} \times 19.638 \times 3.500$
 $- 0.000 - 0.000 = 179,760\text{kN}$

㉗ 합성전 고정하중에 의한 단면력 산정

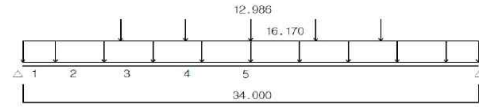
i) 외측거더

㉔ 바닥판 종량 $w_s = 0.240 \times 25.000 \times (1.200 + 2.500/2)$
 $= 14.700\text{kN/m}$

㉕ 거푸집 종량 $w_f = 14.700 \times 0.100 = 1.4700\text{kN/m}$

(바닥판종량의 10%로 추정계산)

$w = w_s + w_f = 16,170\text{kN/m}$



$R = R_b = 16,170 \times 34,000/2 + 12,986 \times 1/2 = 281,383\text{kN}$

$M_1 = 0.000\text{kN.m}$

$M_3 = 281,383 \times 8,350 - 16,170 \times 8,350/2 - 0.000 \times (0.000 - 0.000)$
 $- 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 1785,841\text{kN.m}$

$M_5 = 281,383 \times 17,000 - 16,170 \times 17,000/2 - 0.000 \times (0.000 - 0.000)$
 $- 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 2446,944\text{kN.m}$

$V_1 = R_a = 281,383\text{kN}$

$V_3 = 281,383 - 16,170 \times 8,350 - 0.000 - 0.000 = 146,363\text{kN}$

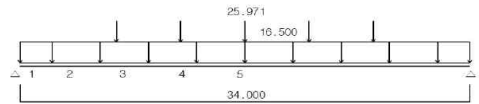
ii) 내측거더

㉔ 바닥판 종량 $w_s = 0.240 \times 25.00 \times 2.500 = 15,000\text{kN/m}$

㉕ 거푸집 종량 $w_f = 15,000 \times 0.100 = 1,500\text{kN/m}$

(바닥판종량의 10%로 추정계산)

$w = w_s + w_f = 16,500\text{kN/m}$



$R_a = R_b = 16,500 \times 34,000/2 + 25,971 \times 1/2 = 293,486\text{kN}$

$M_1 = 0.000\text{kN.m}$

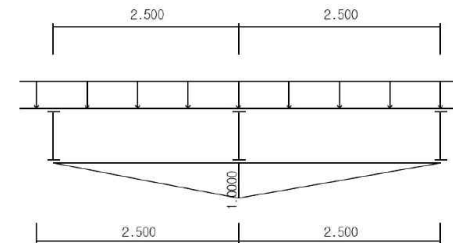
$M_3 = 293,486 \times 8,350 - 16,500 \times 8,350/2 - 0.000 \times (0.000 - 0.000)$
 $- 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 1875,395\text{kN.m}$

$M_5 = 293,486 \times 17,000 - 16,500 \times 17,000/2 - 0.000 \times (0.000 - 0.000)$
 $- 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 2605,007\text{kN.m}$

$V_1 = R_a = 293,486\text{kN}$

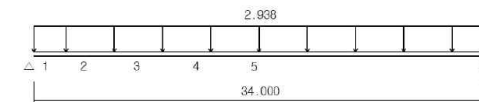
$V_3 = 293,486 - 16,500 \times 8,350 - 0.000 - 0.000 = 155,711\text{kN}$

ii) 내측거더



㉔ 표장 종량 : $w_p = (0.050 \times 23.50) \times 1.000 \times 5,000/2 = 2,938\text{kN/m}$

$w = w_p = 2,938\text{kN/m}$



$R_a = R_b = 2,938 \times 34,000/2 = 49,938\text{kN}$

$M_1 = 0.000\text{kN.m}$

$M_3 = 49,938 \times 8,350 - 2,938 \times 8,350/2 = 314,573\text{kN.m}$

$M_5 = 49,938 \times 17,000 - 2,938 \times 17,000/2 = 424,469\text{kN.m}$

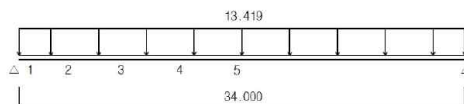
$V_1 = R_a = 49,938\text{kN}$

$V_3 = 49,938 - 2,938 \times 8,350 = 25,409\text{kN}$

㉘ 활하중 (DB24적용)

㉙ 총적계수

$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 34,000) = 0.203 < 0.300 \therefore 0.203$



$R_a = R_b = 13,419 \times 34,000/2 = 228,115\text{kN}$

$M_1 = 0.000\text{kN.m}$

$M_3 = 228,115 \times 8,350 - 13,419 \times 8,350/2 = 1436,970\text{kN.m}$

$M_5 = 228,115 \times 17,000 - 13,419 \times 17,000/2 = 1938,973\text{kN.m}$

$V_1 = R_a = 228,115\text{kN}$

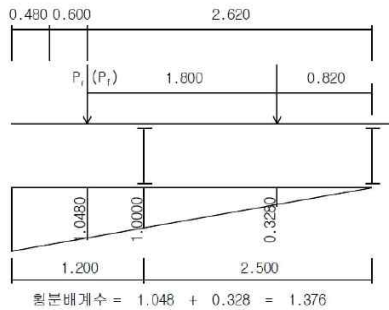
$V_3 = 228,115 - 13,419 \times 8,350 = 116,070\text{kN}$

자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

㉔ 횡분배계수

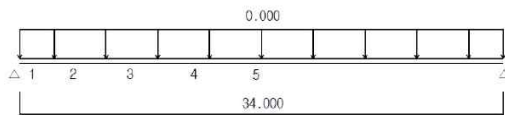
i) 외측거더

㉑ 차도부 활하중



㉒ 보도부 활하중 ; 종거는 보도부 고정하중 참조

$$w_r = 3.500 \times (1.288 + 1.288) \times 0.000 / 2 = 0.000\text{kN} / 0.000\text{m}$$



$$- R_a = R_b = 0.000 \times 34.000 / 2 = 0.000\text{kN}$$

$$- M_1 = 0.000\text{kN.m}$$

$$- M_3 = 0.000 \times 8.350 - 0.000 \times 8.3502 / 2 = 0.000\text{kN.m}$$

$$- M_5 = 0.000 \times 17.000 - 0.000 \times 17.0002 / 2 = 0.000\text{kN.m}$$

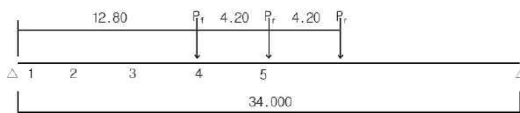
$$- V_1 = R_a = 0.000\text{kN}$$

$$- V_3 = 0.000 - 0.000 \times 8.350 = 0.000\text{kN}$$

$$- M_3\text{외} = (39.728 \times 29.850 + 158.912 \times 25.650 + 158.912 \times 21.450) / 34.000 \times 8.350 - 39.728 \times 4.200 + 0.000 = 1962.542\text{kN.m}$$

$$- M_3\text{내} = (36.956 \times 29.850 + 147.825 \times 25.650 + 147.825 \times 21.450) / 34.000 \times 8.350 - 36.956 \times 4.200 = 1825.624\text{kN.m}$$

iii) M5

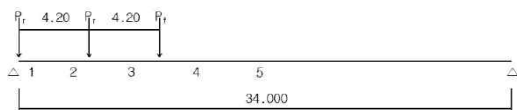


$$- M_5\text{외} = (39.728 \times 21.200 + 158.912 \times 17.000 + 158.912 \times 12.800) / 34.000 \times 17.000 - 39.728 \times 4.200 + 0.000 = 2622.040\text{kN.m}$$

$$- M_5\text{내} = (36.956 \times 21.200 + 147.825 \times 17.000 + 147.825 \times 12.800) / 34.000 \times 17.000 - 36.956 \times 4.200 = 2439.111\text{kN.m}$$

㉕ 전단력 산정 (외측거더, 내측거더)

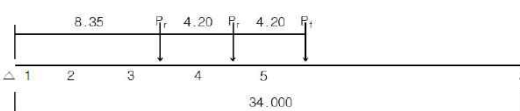
i) V1



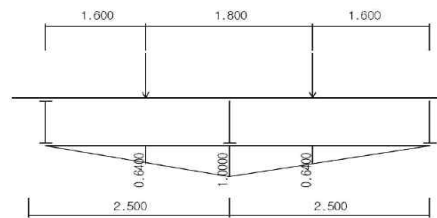
$$- V_1\text{외} = (158.912 \times 34.000 + 158.912 \times 29.800 + 39.728 \times 25.600) / 34.000 + 0.000 = 328.106\text{kN.m}$$

$$- V_1\text{내} = (147.825 \times 34.000 + 147.825 \times 29.800 + 36.956 \times 25.600) / 34.000 = 305.215\text{kN.m}$$

ii) V3



ii) 내측거더



㉕ 활하중 산정

i) 외측거더

$$\textcircled{a} P_f = 24.000 \times 1.203 \times 1.376 = 39.728\text{kN}$$

$$\textcircled{b} P_r = 96.000 \times 1.203 \times 1.376 = 158.912\text{kN}$$

ii) 내측거더

$$\textcircled{a} P_f = 24.000 \times 1.203 \times 1.280 = 36.956\text{kN}$$

$$\textcircled{b} P_r = 96.000 \times 1.203 \times 1.280 = 147.825\text{kN}$$

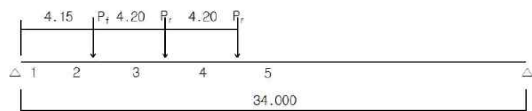
㉕ 모멘트 산정 (외측거더, 내측거더)

i) M1

$$- M1\text{외} = 0.000\text{kN.m}$$

$$- M1\text{내} = 0.000\text{kN.m}$$

ii) M3



$$- V_3\text{외} = (158.912 \times 25.650 + 158.912 \times 21.450 + 39.728 \times 17.250) / 34.000 + 0.000 = 240.295\text{kN.m}$$

$$- V_3\text{내} = (147.825 \times 25.650 + 147.825 \times 21.450 + 36.956 \times 17.250) / 34.000 = 223.531\text{kN.m}$$

㉕ 단면력 집계

㉑ 외측거더

i) 모멘트

구분	절점	거더자중	합성전사하중	합성후사하중	활 하 중	계
모멘트 (kN.m)	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	3	2253.360	1785.841	1436.970	1962.542	7438.713
	5	3053.794	2446.944	1938.973	2622.040	10061.751

ii) 전단력

구분	절점	거더자중	합성전사하중	합성후사하중	활 하 중	계
전단력 (kN)	1	387.434	281.383	228.115	328.106	1225.037
	3	179.760	146.363	116.070	240.295	682.488

㉒ 내측거더

i) 모멘트

구분	절점	거더자중	합성전사하중	합성후사하중	활 하 중	계
모멘트 (kN.m)	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	3	2253.360	1875.395	314.573	1825.624	6268.952
	5	3053.794	2605.007	424.469	2439.111	8522.381

ii) 전단력

구분	절점	거더자중	합성전사하중	합성후사하중	활 하 중	계
전단력 (kN)	1	387.434	293.486	49.938	305.215	1036.072
	3	179.760	155.711	25.409	223.531	584.411

자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

4) 휨응력 검토

- PSC GIRDER 및 바닥판 : $f = M / Z$
- PS강연선 : $f = n p \times M / Z, n p = 6.993$

① 외측거더

구분	모멘트 (kN.m)	단면계수 (mm3)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa)				PS 강연선 (MPa)
			바닥판	PSC GIRDER			
			상면	상면	하면	강연선 도심	
거더 자중	3053.794	Zt2= 414302331		7.371			
		Zb2= 432140734			-7.067		
		Zp2= 505901081				-6.036	
합성전 고정 하중	2446.944	Zt3= 426536738		5.737			
		Zb3= 483651020			-5.059		
		Zp3= 570533608				-4.289	29.992
합성후 고정 하중	1938.973	Zt4= 1492680172		1.299			
		Zb4= 673256938			-2.880		
		Zs = 1104905988	1.755				
		Zp4= 751026831				-2.582	18.054
활하중	2622.040	Zt4= 1492680172		1.757			
		Zb4= 673256938			-3.895		
		Zs = 1104905988	2.373				
		Zp4= 751026831				-3.491	24.414
계	10061.751		4.128	16.164	-18.901	-16.398	72.460

② 내측거더

구분	모멘트 (kN.m)	단면계수 (mm3)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa)				PS 강연선 (MPa)
			바닥판	PSC GIRDER			
				상면	상면	하면	
거더 자중	3053.794	Z12= 414302331		7.371			
		Zb2= 432140734			-7.067		
		Zp2= 505901081				-6.036	
합성전 고정 하중	2605.007	Z13= 426536738		6.107			
		Zb3= 483651020			-5.386		
		Zp3= 570533608				-4.566	31.929
합성후 고정 하중	424.469	Z14= 1515904486		0.280			
		Zb4= 674888813			-0.629		
		Zs = 1119470830	0.379				
		Zp4= 752497751				-0.564	3.945
활하중	2439.111	Z14= 1515904486		1.609			
		Zb4= 674888813			-3.614		
		Zs = 1119470830	2.179				
		Zp4= 752497751				-3.241	22.667
계	8522.381		2.558	15.367	-16.696	-14.407	58.541

5) 프리스트레스 계산

① 소요 PS강연선 갯수의 약산

㉠ 유효계수

$$\eta = P_e / P_t = 0.80 \text{로 가정} \quad \therefore P_t = P_e / 0.80$$

㉢ PS강연선의 소요인장력 (Pt)

$$P_e = (\sum f_t - f_{ot}) \times A_c / [1 + (y_{b2} / y_{c2}) \times e_p^2]$$

$$= (18.901 - 1.400) \times 789594 / [1 + (1077 / 589337) \times 920]$$

$$= 5154951N$$

여기서,

- $\sum f_t$: 외측 BEAM의 하면 휨 인장응력 (MPa)
- f_{ot} : 프리스트레스 도입 직후 하중인장응력 (MPa)
- A_c : 주 BEAM 순단면적 (mm²)
- y_{b2} : 주 BEAM 순단면의 도심에서 하면까지의 거리 (mm)
- y_{c2} : 주 BEAM 순단면의 단면 2차 반경 (mm²)

$$= 465336920940 / 789594 = 589337$$

$$P_t = 5154951 / 0.80 = 6443689N = 6443.689kN$$

㉢ PS강연선의 1SET 인장력 (Pt')

$$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p = 0.8 \times 1600 \times (98.71 \times 12) = 1516186 N$$

$$= 1516.186kN$$

㉢ PS강연선의 SET 갯수 (n)

$$n = P_t / P_t' = 6443.689 / 1516.186 = 4.25ea \quad \therefore PS \text{ 강연선 } 5SET \text{ 사용}$$

② 프리스트레스의 즉시손실 결정

㉠ 초기 프리스트레스

$$f_{pt1} = 0.80 \times f_{py} = 0.80 \times 1600 = 1280MPa \quad : \text{가정치}$$

㉢ PS강연선과 SHEATH 사이의 마찰에 의한 손실

$$x = L / 2 = 34.6874 / 2 = 17.3437m$$

: 정착단에서 거더중심까지의 강연선의 평균길이

$$kx + \mu \alpha = 0.005 \times 17.3437 + 0.250 \times 0.108589 = 0.113866$$

$$f_{pt} = f_{pt1} (1 - e^{-(kx + \mu \alpha)}) = 1280.0 \times (1 - e^{-0.113866}) = 137.86MPa$$

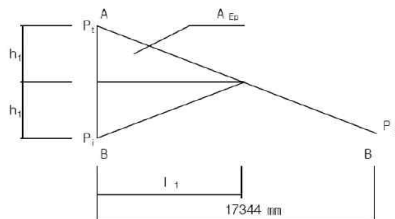
㉢ 정착장치 활동량에 의한 손실량

$$\Delta l = A_{ep} / (A_p \cdot E_p)$$

$$\therefore A_{ep} = \Delta l \cdot (A_p \cdot E_p) = 6.000 \times (98.71 \times 12 \times 5ea \times 200000)$$

$$= 7107120000N.mm$$

-마찰에 의한 손실은 직선으로 변환다고 가정한다.



$$P_t = 1280.0 \times 5 \times (98.71 \times 12) = 7580928N$$

$$P_B = (1280.0 - 137.8) \times (98.71 \times 12) \times 5 = 6764794N$$

$$\Delta P_t = P_t - P_B = 7580928 - 6764794 = 816134N$$

$$l_1 : h_1 = 17344 : 816134$$

$$h_1 = 816134 / 17344 \cdot l_1$$

$$AEP = \frac{1}{2} \times l_1 \times h_1 \times 2ea = 816134.0 / 17344 \cdot 12$$

$$l_1 = \sqrt{ (7107120000 / 17344 / 816134) } = 12290mm < 17344mm$$

$\therefore$ 정착부의 세트량에 의한 손실은 중앙 단면에는 영향이 미치지 않는다.

㉢ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pe1} = 0.5 \times E_s / E_{cixfcr} = 0.5 \times E_s / E_{cix} (f_{ctg}' + f_{dog})$$

여기서, E_s : P.C 강재의 탄성계수

$$E_{cix}' = 3300 \times \sqrt{ (32.00) } + 7700 = 26400MPa$$

자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

fi:프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강 = $0.8 \times 40 = 32.0$)

프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도

f_{air}:정착 직후 주 BEAM의 사하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트의 응력으로 f_{air}은 최대 모멘트가 발생하는단면에서 계산한다.

f_{ctg}:프리스트레스에 의한 P.C 광선 도심위치의 응력

f_{dog}:주 BEAM 자중에 의한 P.C 광선 도심위치의 응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps}$$

$$= 1260.0 - 137.8 - 0.0 = 1142.2\text{MPa}$$

$$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 1142.2 \times (98.71 \times 12) \times 5 = 6764794\text{N}$$

$$f_{ctg} = P_t' / A_o + P_t' \times e_p^2 / Z_p^2$$

$$= 6764794 / 789594 + 6764794 \times 919.8 / 505901081 = 20.867\text{MPa(압축)}$$

$$f_{dog} = M_d / Z_p^2$$

$$= 3053.794 \times 106 / 505901081 = -6.036\text{MPa(인장)}$$

$$f_{air} = (N - 1) / N \times f_{ctg} + f_{dog} = 4 / 5 \times 20.867 + -6.036 = 10.658\text{MPa}$$

$$\therefore f_{pe1} = 0.5 \times 200000 / 26400 \times 10.658 = 40.371\text{MPa}$$

㉔ PS광연선 초기응력 결정

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pe1}$$

$$= 1260 - 137.8 - 0.0 - 40.371 = 1101.829\text{MPa}$$

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1101.829 \times (98.71 \times 12 \times 5) = 6525692\text{N}$$

③ 프리스트레스의 시간적손실 결정

㉑ 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{psh} = 0.80 \times (119.0 - 1.050 \times H_r)$$

$$= 0.80 \times (119.0 - 1.050 \times 70.0) = 36.400\text{MPa}$$

(H_r:주위의 연간 평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 70.0%)

㉒ 콘크리트 CREEP에 의한 손실량

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times f_{air} - 7 \times f_{ods}$$

f_{ods}:프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 오

④ PS광연선의 유효응력

㉓ PS광연선의 유효인장응력

i) 외측거더

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr}$$

$$= 1101.829 - 36.400 - 121.031 - 13.445 = 930.953\text{MPa}$$

ii) 내측거더

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr}$$

$$= 1101.829 - 36.400 - 133.218 - 12.836 = 919.375\text{MPa}$$

㉔ PS광연선의 유효계수

i) 외측거더

$$\eta = f_{pe} / f_{pt} = 930.953 / 1101.829 = 0.845$$

ii) 내측거더

$$\eta = f_{pe} / f_{pt} = 919.375 / 1101.829 = 0.834$$

⑤ 프리스트레스 힘의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

㉑ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

i) 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1101.829 \times (98.71 \times 12 \times 5) = 6525692\text{N}$$

- 상연응력

$$f_{ot} = P_t / A_o - P_t \times e_p^2 / Z_t^2$$

$$= 6525692 / 789594 - 6525692.0 \times 919.8 / 414302331$$

$$= 8.265 - 14.488 = -6.223\text{MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = P_t / A_o + P_t \times e_p^2 / Z_b^2$$

$$= 6525692 / 789594 + 6525692 \times 919.8 / 432140734$$

$$= 8.265 + 13.89 = 22.155\text{MPa}$$

ii) 거더자중에 의한 콘크리트 응력

- 상연응력

$$f_{ot} = M_d / Z_t^2 = 3053.794 \times 106 / 414302331 = 7.371\text{MPa}$$

트 고정하중에 의해 발생하는 PS 광연선 중심에서의 콘크리트의 응력

$$\Delta f_{air} = P_t / A_o + P_t \times e_p^2 / Z_p^2 - M_d / Z_p^2$$

$$= 6525692 / 789594 + 6525692 \times 919.8 / 505901081 - 3053.794$$

$$\times 106 / 505901081$$

$$= 8.265 + 11.865 - 6.036 = 14.094\text{MPa}$$

i) 외측거더

$$\Delta f_{ods} = 4.289 + 2.582 = 6.871\text{MPa(휨응력 참조)}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 14.094 - 7 \times 6.871 = 121.031\text{MPa}$$

ii) 내측거더

$$\Delta f_{ods} = 4.566 + 0.564 = 5.130\text{MPa(휨응력 참조)}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 14.094 - 7 \times 5.130 = 133.218\text{MPa}$$

㉔ PS광연선 RELAXATION에 의한 손실량 (저 릴랙세이션 광연선 사용)

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times \Delta f_{pf} - 0.1 \times \Delta f_{pe1} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

여기서, Δf_{pf}:고려되는 시점인 0.7f_{pu} 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pe1}:콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{psh}:콘크리트 건조수축에 의한 손실량

Δf_{pcr}:콘크리트 크리이프에 의한 손실량

i) 외측거더

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 137.800 - 0.10 \times 40.371 - 0.05$$

$$\times (36.400 + 121.031) = 13.445\text{MPa}$$

ii) 내측거더

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 137.800 - 0.10 \times 40.371 - 0.05$$

$$\times (36.400 + 133.218) = 12.836\text{MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = M_d / Z_b^2 = 3053.794 \times 106 / 432140734 = 7.067\text{MPa}$$

iii) 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

- 상연응력

$$f_{ot} = -6.223 + 7.371 = 1.148\text{MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = 22.155 - 7.067 = 15.088\text{MPa}$$

㉔ 유효 프리스트레스

i) 외측거더

-상연응력

$$f_{ot} = 0.845 \times -6.2 = -5.258\text{MPa}$$

-하연응력

$$f_{ob} = 0.845 \times 22.2 = 18.721\text{MPa}$$

ii) 내측거더

-상연응력

$$f_{ot} = 0.834 \times -6.2 = -5.190\text{MPa}$$

-하연응력

$$f_{ob} = 0.834 \times 22.2 = 18.477\text{MPa}$$

자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

㉔ 설계하중 작용시의 휨응력

㉔ 외측거더

구분	현	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더자중	계	유효프리스트레스	총하중 고정+활하중	계
거더	상면	-6.223	7.371	1.148	-5.258	16.164	10.906
	하면	22.155	-7.067	15.088	18.721	-18.901	-0.180
	허용	1.4(인장)	< 계 <	17.6(압축)	-3.2(인장)	< 계 <	16.0(압축)
바닥판	상면					4.128	4.128
	하면				0.0(압축)	< 계 <	10.8(압축)

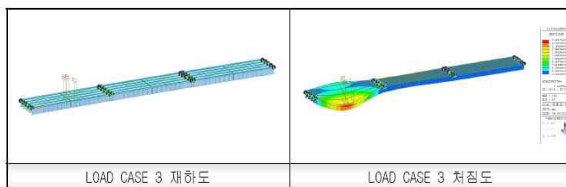
(+) : 압축, (-) : 인장

㉔ 내측거더

구분	현	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더자중	계	유효프리스트레스	총하중 고정+활하중	계
거더	상면	-6.223	7.371	1.148	-5.190	15.367	10.177
	하면	22.155	-7.067	15.088	18.477	-16.696	1.781
	허용	-1.4(인장)	< 계 <	17.6(압축)	-3.2(인장)	< 계 <	16.0(압축)
바닥판	상면					2.558	2.558
	하면				0.0(압축)	< 계 <	10.8(압축)

(+) : 압축, (-) : 인장

㉔ LOAD CASE 3



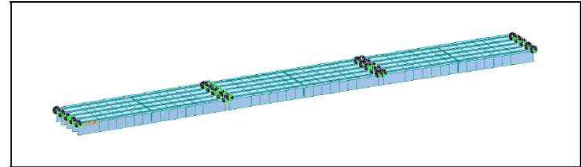
2) Load Case별 응력보정계수 산정

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	
S3	Load Case 1	실측치	-1.480	-0.485	0.240
		이론치	-2.272	-0.827	-0.435
		응답비	1.535	1.705	-
	Load Case 2	실측치	-0.665	-0.757	-0.538
		이론치	-0.804	-0.965	-0.787
		응답비	1.209	1.275	1.463
	Load Case 3	실측치	0.239	-0.436	-1.590
		이론치	-0.415	-0.827	-2.254
		응답비	-	1.897	1.418

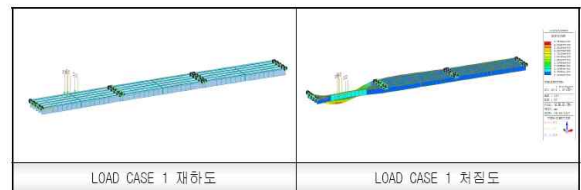
라. 시험차량에 의한 처짐해석

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.

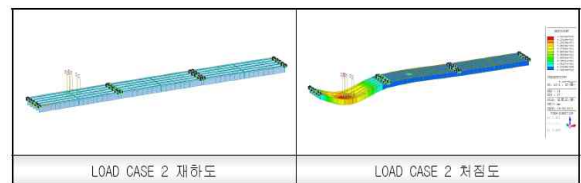


1) CASE별 하중 재하도 및 처짐도

① LOAD CASE 1



② LOAD CASE 2



3) 응력보정계수

내하력 평가시 응력보정계수 적용은 재하시험 차량의 후륜축과 동일한 위치에서의 이론적인 처짐 값과 실측된 처짐 값이 실제 거동과 유사한 지점에서의 응답비를 적용하였으며, 응답비 및 총계수를 고려한 처짐 보정계수(Ks)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 과제에 해당되는 교량의 경우 변형률 측정결과에 비해 처짐의 측정결과가 신뢰성이 높은 것으로 판단되어 처짐으로 응답보정계수(KS)를 구하였으며, 하중 CASE에 따른 응답비중 최소값을 적용하였다.

$$\begin{aligned}
 \circ K_s &: \text{응력보정계수} = \frac{\delta_{\text{재하}}(e_{\text{재하}})}{\delta_{\text{측}}(e_{\text{실측}})} = \frac{1+i(\text{계산})}{1+i(\text{측})} \\
 &= 1.209 \times \frac{1+0.200}{1+0.179} = 1.231
 \end{aligned}$$

자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

2.8.3 내하력 평가

가. 허용응력법에 의한 내하력 평가

1) 내하율 평가

허용 응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(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.

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

여기서, f_a = 재료의 허용응력

f_d = 설계 사하중 응력(활하중 이외의 응력)

f_i = 설계 활하중 응력

i = 실험 충격계수

구 분		f_a	f_{pe}	f_d	$f_i(1+i)$	RF
외측 주형	상면	16	-5.258	14.407	2.071	3.308
	하면	-3.2	18.721	-15.006	-4.592	1.506
내측 주형	상면	16	-5.192	13.758	1.897	3.919
	하면	-3.2	18.477	-13.082	-4.261	2.017

2) 기본 내하력 산정

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

여기서, P_r : 설계하중

구 분		내하율	설계하중	기본내하력
외측 주형	상면	3.308	DB-24	설계하중 이상
	하면	1.506	DB-24	설계하중 이상
내측 주형	상면	3.919	DB-24	설계하중 이상
	하면	2.017	DB-24	설계하중 이상

나. 강도설계법에 의한 내하력 평가

1) 내하율 평가

강도 설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시 하중조합으로는 1.3D + 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 현재 도로교 표준시방서의 설계 활하중(DB 또는 DL 하중)을 사용하여 구조해석을 수행한 후 구한다.

강도 설계법에 의한 내하율은 다음과 같다.

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

$$F = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma M_i}$$

여기서, ϕ = 강도 감소계수 (= 0.85)

γ_d = 사하중 계수 (= 1.3)

γ_i = 활하중 계수 (= 2.15)

M_n = 공칭 모멘트

M_d = 사하중 모멘트

M_i = 활하중 모멘트(실험 충격계수 고려)

구 분	ϕM_n	M_d	$M_i(1+i)$	RF
캔틸레버부(좌측)	109.86	8.16	16.66	2.771
바닥판(단부)	116.765	1.214	46.138	1.161

2) 기본 내하력 산정

구 분	내하율	설계하중	기본내하력
캔틸레버부(좌측)	2.771	DB-24	설계하중 이상
바닥판(단부)	1.161	DB-24	설계하중 이상

3) 공용 내하력 산정

$$P = P_o \times K_s$$

$$\text{여기서, } K_s = \frac{\delta_{\text{제1}}}{\delta_{\text{제2}}} \times \frac{1+i_{\text{제1}}}{1+i_{\text{제2}}}$$

구 분		내하율	응력보정계수(K_s)	기본내하력 (=24 x RF)	공용내하력
외측 주형	상면	3.308	1.231	79.4	DB-24이상
	하면	1.506		36.1	
내측 주형	상면	3.919		94.1	
	하면	2.017		48.4	

다. 내하력 평가결과

구 분		내하율	응답보정계수	기본내하력	공용내하력
주형	외측 주형	상면	1.231	DB-24이상	DB-24이상
		하면			
	내측 주형	상면			
		하면			
바닥판	캔틸레버부(좌측)	2.771	-	DB-24이상	-
	바닥판(단부)	1.161			

내하력 평가 결과

오로교(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.

라. 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. 안전성 검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일반성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 한다.

1) 안전성평가 기준

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

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

자료 _ 오로교(초기안전점검 보고서)

2) 안전성평가 결과

① 주형

구 분		fa(허용응력) (MPa)	fs(발생응력) (MPa)	최소 안전율(SF)	안전성 평가등급
외측 주형	상면	16	10.906	1.467	A
	하면	-3.2	-0.180	17.8	A
내측 주형	상면	16	10.177	1.572	A
	하면	-3.2	1.781	-	A
평 가 결 과					
·오로교(영천방향)에 대한 안전성평가 결과 주형의 안전율(SF)이 1.0이상으로 서 구조적으로 안전한 것으로 평가되었다.					

② 바닥판

구 분		ΦM_n (설계강도) (kN · m)	M_u (소요강도) (kN · m)	최소 안전율(SF)	안전성 평가등급
캔틸레버부(좌측)		109.86	71.37	1.539	A
바닥판(단부)		116.77	85.71	1.362	A
평 가 결 과					
·오로교(영천방향)에 대한 안전성평가 결과 바닥판의 안전율(SF)이 1.0이상으로 서 구조적으로 안전한 것으로 평가되었다.					