

구조안전성능 자료 _ 오실교

자료 _ 오실교(초기안전점검 보고서)

4.8 구조해석 및 내하력 평가

4.8.1 개요

가. 교량제원

- 1) 교량형식 : I.P.C Girder교
- 2) 경 간 : 40,000 mm + 40,000 mm
- 3) 폭 원 : 12,455mm
- 4) 교량등급 : DB-24, DL-24(1등급교)
- 5) 거더길이 : 39,800mm + 39,800mm
- 6) 지간길이 : 38,950mm + 38,950mm
- 7) 단위중량 : 콘크리트(철근) 2500kgf/
콘크리트(무근) 2350kgf/m³
콘크리트 마모층 포장 2350 kgf/m³

나. 재료의 물리상수 및 허용응력

1) 슬래브

- ① 콘크리트 : $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
 $E_{c2} = 0.043 \times W_o^{1.5} \times \sqrt{f_{ck}} = 25,500 \text{ MPa}$
- ② 철근(SD400) : $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

2) I.P.C Girder

- ① 콘크리트 : $f_{ck} = 40.0 \text{ MPa}$
 $E_{c2} = 0.03 \times W_o^{1.5} \times \sqrt{f_{ck}} + 7,700 = 29,300 \text{ MPa}$
- ② 철근(SD300) : $f_y = 300 \text{ MPa}$
 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

3) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력

- ① 허용 휨 압축응력 ($f_{ci}' = 0.8 \times f_{ck} = 32 \text{ MPa}$)
② $f_{ci} = 0.55 \times f_{ci}' = 17.6 \text{ MPa}$
- ② 허용 휨 인장응력
③ 부착된 철근이 없는 인장구역
 $f_{ti} = 1.4 \text{ MPa}$ 또는 $0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.41$ 중 작은값

① 정착 후 경작부에서의 허용응력

- ③ $f_{pa} = 0.7 \times f_{pu} = 1,330 \text{ MPa}$

② 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력

- ③ $f_{pa} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ MPa}$

③ 정착 후 활중에 의한 손실 구역 끝부분에서의 허용응력

- ③ $f_{pa} = 0.83 \times f_{py} = 1,328 \text{ MPa}$

라. 포스트텐션 긴장재 배치를 위한 쉬스 규격

구분	단위	1차 긴장용	2차 긴장용
쉬스관의 외경	mm	80	80
쉬스관의 두께	mm	5	5
수용가능 긴장재 면적	mm ²	2208	2208
수용가능 긴장재 개수	개	16	16
쉬스관 순간격	mm	40	40
쉬스의 덮개	mm	40	40
파상 마찰 계수 K	K/m	0.005	0.005
곡률 마찰 계수 μ	m/rad	0.25	0.25

마. 검토방법

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

바. 설계 방법 (강도설계법)

- $U = 1.3 \times M_d + 2.15 \times M_L + 1$
- $U = 1.3 \times M_d + 1.3 \times M_h + 1.3 \times M_L + 1$
- $U = 1.3 \times M_d + 0.65 \times M_w + 1.3 \times M_L + 1$

$$\therefore f_{ti} = 1.4 \text{ MPa}$$

㉞ 부착된 철근이 있는 인장 구역

$$f_{ti} = 0.5 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.83 \text{ MPa}$$

4) 모트 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력

① 허용 휨 압축응력

$$f_{cag} = 0.4 \times f_{ck} = 16 \text{ MPa}$$

② 허용 휨 인장응력

$$\text{㉞ 미리 압축력을 가한 인장구역에서 부착된 철근을 갖는 부재}$$

$$f_{cag} = 0.5 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.16 \text{ MPa}$$

㉞ 해변지역과 같이 심각한 부식에 노출된 상태

$$f_{cag} = 0.25 \times \sqrt{f_{ck}} = 1.58 \text{ MPa}$$

㉞ 미리 압축력을 가한 인장구역에서 부착된 철근이 없는 부재

$$f_{cag} = 0 \text{ MPa}$$

5) 허용 교열 응력

$$\text{① 보통 콘크리트 : } f_{tor} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$$

$$\text{② 부분 경량 콘크리트 : } f_{tor} = 0.54 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.42 \text{ MPa}$$

$$\text{③ 전 경량 콘크리트 : } f_{tor} = 0.47 \times \sqrt{f_{ck}} = 2.97 \text{ MPa}$$

6) 정착부의 허용지압응력

$$\text{① 긴장재 정착 직후 } f_{cr} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(A' b / A b - 0.2)} \leq 1.10 \times f_{ci}$$

$$\text{② 프리스트레스 손실 발생 후 } f_{cr} = 0.5 \times f_{ci} \times \sqrt{(A' b / A b)} \leq 0.90 \times f_{ci}$$

다. P.S STRAND(SWPC 7B $\Phi 15.2\text{mm}$)

$$A = 138.7\text{mm}^2/\text{ea}$$

$$E_p = 200,000 \text{ MPa}$$

1) 인장강도 : $f_{pu} = 1,900 \text{ MPa}$

2) 항복강도 : $f_{py} = 1,600 \text{ MPa}$

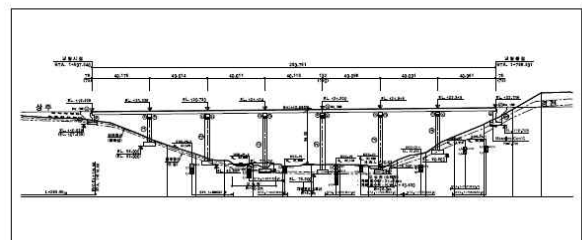
3) JACK에 의한 최대 긴장응력 : $0.9 \times f_{py} = 1,440 \text{ MPa}$

4) 허용 인장 응력

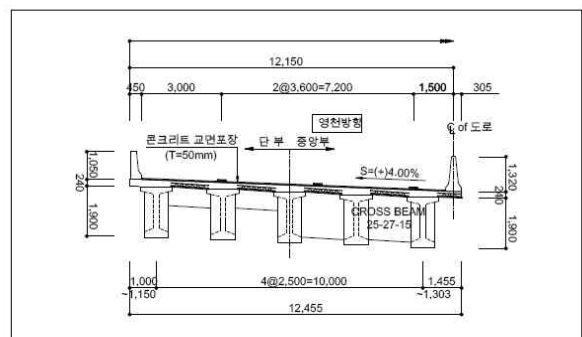
4.8.2 구조해석

가. 검토단면

1) 종단면도



2) 횡단면도

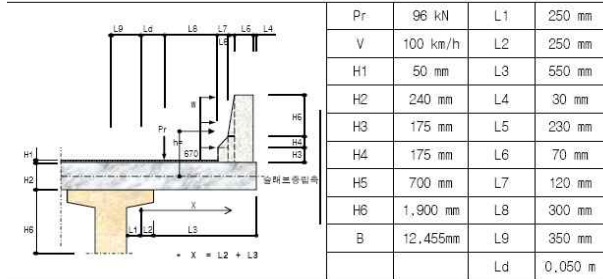


자료 _ 오실교(초기안전점검 보고서)

나, 바닥판 검토

1) 캔틸레버부(방호벽측 G1측)

① 고정하중



No	작 용 하 중 (kN)	거리(m)	모멘트(kNm)
아스콘	$(L8 + Ld) \times H1 \times \gamma_{ac}$	= 0,353	0,150
슬래브	$(L2 + L3) \times \gamma_c$	= 4,800	0,400
방호벽	1 $L5 \times (H3 + H4 + H5) \times \gamma_c$	=6,037	0,655
	2 $L6 \times (H3 + H4) \times \gamma_c$	=0,612	0,505
	3 $L7 \times H3 \times \gamma_c$	=0,525	0,410
	4 $L6 \times H5 / 2 \times \gamma_c$	=0,612	0,517
	5 $L7 \times H4 / 2 \times \gamma_c$	=0,262	0,430
Total		13,201	6,880

- 방호벽의 무게중심 $X1 = 4,907 / 8,048 = 0,610$ M
- 슬래브의 무게중심 $X2 = 1,920 / 4,800 = 0,400$ M
- 포장의 무게중심 $X3 = 0,053 / 0,353 = 0,150$ M
- $\bar{X} = 6,880 / 13,201 = 0,501$ M
- $M_d = 13,201 \times 0,521 = 6,878$ KN-m

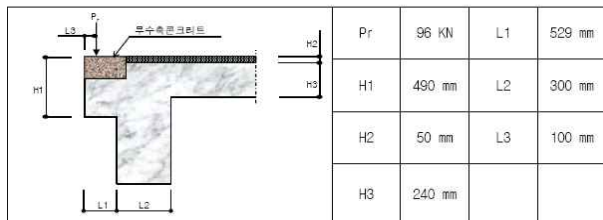
$$\therefore M_d = 6,878 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \phi &= 0,85 & M_u &= 47,662 \text{ kNm} \\ \text{사용철근량} &: A_s = 993,0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \phi M_n = \phi f_y \times A_s \times (d-a/2) = 57,90 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 47,66 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ---OK}$$

2) 슬래브(단부)

① 고정하중



$$\begin{aligned} - Pd &= 529 \times 490 \times 2,500 \times 10 = 6,480 \text{ KN/M} \\ \blacktriangleright M_d &= 6,480 \times 0,529 \times 0,5 = 1,71 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

② 활하중

$$\begin{aligned} - \text{충격계수 } i &= 15 / (40 + L) = 0,371 \geq \text{최대 } 0,300 \therefore i = 0,300 \\ - \text{차량하중 분포폭 (주철근 방향이 차량 진행방향인 경우)} \\ E &= 0,35 \times 0,429 + 0,980 = 1,130 \text{ m} < 2,10 \text{ m} \therefore E = 1,130 \text{ m} \\ \blacktriangleright M &= 96 \times 0,429 \times (1 + 0,300) / 1,130 = 47,380 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

③ 하중조합

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 M_d + 2,15 M \\ &= 1,3 \times 1,71 + 2,15 \times 47,380 = 104,09 \text{ kNm} \end{aligned}$$

④ 단면검토

$$\begin{aligned} \cdot f_{ck} &= 27,0 \text{ MPa} & \cdot f_y &= 400,0 \text{ MPa} \\ \cdot \text{부재폭} &: b = 1000,0 \text{ mm} & \cdot \text{부재높이} &: h = 260,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 활하중

$$\begin{aligned} - \text{차량하중 분포폭 (주철근의 방향이 차량 진행방향에 직각인 경우)} \\ E &= 0,800 \times 0,050 + 1,140 = 1,180 \text{ m} \\ - \text{충격계수} \\ i &= 15 / (40 + L) = 0,375 > \text{최대 } 0,300 \therefore i = 0,3 \\ \blacktriangleright M &= 96 \times 0,050 \times (1 + 0,300) \times 1,180 = 5,288 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

③ 충돌 하중

$$\begin{aligned} - \text{작용높이} &: \text{노면상 } 1,050 \text{ m} \\ P_0 &= (V / 60)^2 \times 750 + 250 = 2,333 \text{ tonf/m} \\ M_0 &= 1,050 \times 2,333 \times 10 = 24,50 \text{ KN-m} \\ - \text{작용높이} &: \text{방호벽 상단} \\ \text{직선부는 } 10 \text{ KN/m, 곡선부 (R} \leq 200\text{m)는 } 20 \text{ KN/m를 적용} \\ M_0 &= 1,050 \times 10 = 10,50 \text{ KN-m} \\ - \text{적용모멘트} \\ M_0 &= 24,50 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

④ 풍하중

$$\begin{aligned} - 1\text{m당 작용하는 풍하중} &= 3,00 \text{ KN/} \\ \therefore P_w &= 3,00 \text{ KN/m} \\ M_w &= 3,00 \times 1,000 \times 0,670 = 2,01 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

⑤ 하중조합(MAX)

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 M_d + 1,3 M + 1,3 M_0 \\ &= 1,3 \times 6,878 + 1,3 \times 5,288 + 1,3 \times 24,5 = 47,662 \text{ kN-m/m} \end{aligned}$$

⑥ 단면검토

$$\begin{aligned} \cdot f_{ck} &= 27,0 \text{ MPa} & \cdot f_y &= 400,0 \text{ MPa} \\ \cdot \text{부재폭} &: b = 1000,0 \text{ mm} & \cdot \text{부재높이} &: h = 240,0 \text{ mm} \\ \cdot \text{유효높이} &: d = 180,0 \text{ mm} & \cdot \text{인장피복두께} &: d' = 60,0 \text{ mm} \\ \cdot \text{유효높이} &: d = 200,0 \text{ mm} & \cdot \text{인장피복두께} &: d' = 60,0 \text{ mm} \\ \cdot \phi &= 0,85 & \cdot M_u &= 104,090 \text{ kNm} \\ \cdot \text{사용철근량} &: A_s = 2,292,0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \phi M_n = \phi f_y \times A_s \times (d-a/2) = 140,27 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 104,09 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ---OK}$$

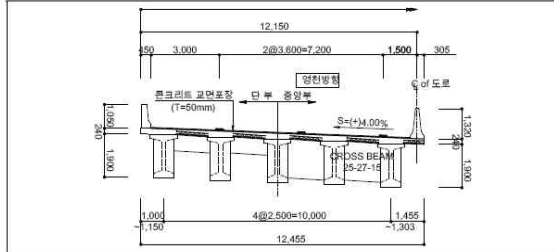
3) 구조검토 결과

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

자료 _ 오실교(초기안전점검 보고서)

다. 주형 검토

본 검토 대상구조물의 오실교(영현방향)는 PSC Beam교로서, 4개의 Beam으로 구성되어 있고, 실시설계 시 검토한 구조계산서에 근거하여 단면력 산출 및 응력검토 결과를 반영하였다.



1) 단면특성

구분	단면 (mm)	A (cm ²)	A.Y (cm ³)	A.Y ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
총 단면		7800	721777.5	99447272.75	6310138.8888
순 단면		7548.8	677641.66	91692605.662	6309134.0888

2) 응력 검토

① 내측거더 : 유효율 = 0.860 (+ : 압축응력, - : 인장응력)

하중단계	응력 (MPa)	합성 단면			
		바닥판		거더	
		상면	하면	상면	하면
바닥판 경화 후		0.21	0.05	11.53	5.81
		0.K	0.K	0.K	0.K
2차 긴장력 도입 후		0.05	0.35	11.89	10.39
		0.K	0.K	0.K	0.K
방수막, 포장, 연석 등		0.66	0.77	12.37	9.15
		0.K	0.K	0.K	0.K
최종감소 수축 발생 후		0.98	0.83	12.44	6.88
		0.K	0.K	0.K	0.K
활하중 작용시		2.87	2.14	13.94	3.05
		0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력		인장	압축	압축	인장
		-2.6	10.8	16.0	-3.2

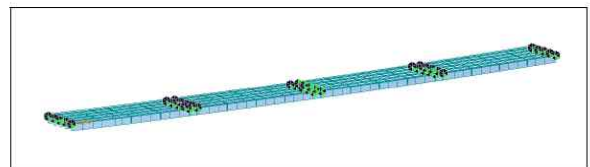
② 외측거더 : 유효율 = 0.852 (+ : 압축응력, - : 인장응력)

하중단계	응력 (MPa)	합성 단면			
		바닥판		거더	
		상면	하면	상면	하면
바닥판 경화 후		0.22	0.06	10.40	6.95
		0.K	0.K	0.K	0.K
2차 긴장력 도입 후		0.06	0.36	10.76	11.58
		0.K	0.K	0.K	0.K
방수막, 포장, 연석 등		0.65	0.77	11.24	10.45
		0.K	0.K	0.K	0.K
최종감소 수축 발생 후		0.98	0.84	11.32	8.18
		0.K	0.K	0.K	0.K
활하중 작용시		3.25	2.43	13.15	3.83
		0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력		인장	압축	압축	인장
		-2.6	10.8	16.0	-3.2

구분	단면 (mm)	A (cm ²)	A.Y (cm ³)	A.Y ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
P S 강선	1차 환산 단면 	7975	754373	105504401	6324277
	2차 긴장력 도입 후 	8107	775843	108946739	6335166
슬라브 환산 단면	외측 	12805	719467	109623251	6560670
	내측 	13327	713203	109698419	6585726

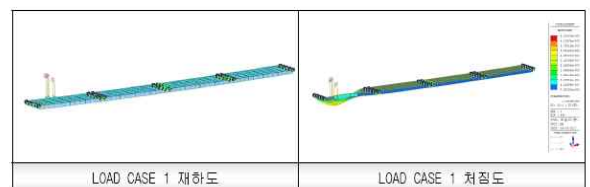
라, 시험차량에 의한 처짐해석

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

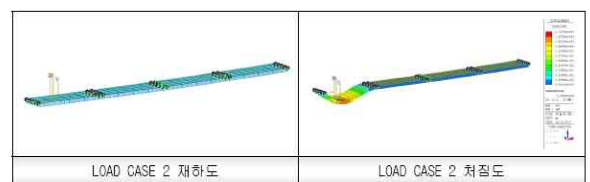


1) CASE별 하중 재하도 및 처짐도

① LOAD CASE 1

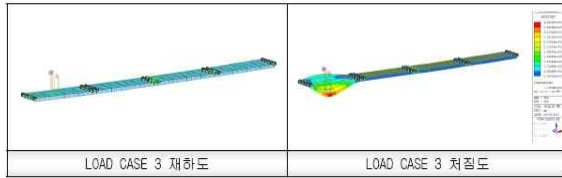


② LOAD CASE 2



자료 _ 오실교(초기안전점검 보고서)

③ LOAD CASE 3



2) Load Case별 응력보정계수 산정

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

구 분 (mm)			DT1	DT2	DT3	DT4	DT5
S3	Load Case 1	실험치	-2.64	-1.74	-1.06	-0.423	0.455
		이론치	-3.676	-2.542	-1.424	-0.432	-0.592
		응답비	1.392	1.461	1.343	1.021	-
	Load Case 2	실험치	-0.832	-1.07	-1.34	-1.04	-0.854
		이론치	-1.408	-1.585	-1.738	-1.647	-1.555
		응답비	1.692	1.481	1.297	1.584	1.821
	Load Case 3	실험치	0.55	-0.488	-1.04	-1.68	-2.48
		이론치	-0.522	-0.589	-1.624	-2.82	-3.97
		응답비	-	1.207	1.562	1.679	1.601

4.8.3 내하력 평가

가. 허용응력법에 의한 내하력 평가

1) 내하율 평가

허용 응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(1+)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따라 항복응력, 콘크리트의 경우 실험 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_{ps}	f_d	$f_i(1+i)$	RF
외측 주형	상면	16.0	-5.5	16.68	2.125	2.268
	하면	-3.2	29.0	-16.52	-5.050	2.709
내측 주형	상면	16.0	-5.5	17.82	1.742	2.113
	하면	-3.2	29.0	-19.77	-4.447	2.795

2) 기본 내하력 산정

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

여기서, P_r : 설계하중

구 분		내하율	설계하중	기본내하력
외측 주형	상면	2.268	DB-24	설계하중 이상
	하면	2.709	DB-24	설계하중 이상
내측 주형	상면	2.113	DB-24	설계하중 이상
	하면	2.795	DB-24	설계하중 이상

3) 응력보정계수

내하력 평가시 응력보정계수 적용은 재하시험 차량의 후륜축과 동일한 위치에 서의 이론적인 처짐 값과 실험된 처짐 값이 실제 거동과 유사한 지점에서의 응답비를 적용하였으며, 응답비 및 충격계수를 고려한 처짐 보정계수(K_s)를 적용하였다. 응력보정계수는 변형률의 실험치와 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 교역에 해당되는 교량의 경우 변형률 측정결과에 비해 처짐의 측정결과가 신뢰성이 높은 것으로 판단되어 처짐으로 응답보정계수(K_s)를 구하였으며, 하중 CASE에 따른 응답비중 최소값을 적용하였다.

$$\begin{aligned} K_s &= \text{응력보정계수} = \frac{\delta_{\text{계산}}(e_{\text{계산}})}{\delta_{\text{측}}(e_{\text{실험}})} \times \frac{1+i(\text{계산})}{1+i(\text{측})} \\ &= 1.021 \times \frac{1+0.188}{1+0.161} = 1.045 \end{aligned}$$

3) 공용 내하력 산정

$$P = P_o \times K_s$$

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

구 분		내하율	응력보정계수(K_s)	기본내하력 (=24 x RF)	공용내하력
외측 주형	상면	2.268	1.045	54,432	DB-24이상
	하면	2.709		65,016	
내측 주형	상면	2.113		50,712	
	하면	2.795		67,080	

자료 _ 오실교(초기안전점검 보고서)

나. 강도설계법에 의한 내하력 평가

1) 내하를 평가

강도 설계법에 의한 교량부재의 내하를 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 현행 도로교 표준시방서의 설계 활하중(DB 또는 DL 하중)을 사용하여 구조해석을 수행한 후 구한다.

강도 설계법에 의한 내하율은 다음과 같다.

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

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

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_u = 활하중 모멘트(실측 충격계수 고려)

구 분	ϕM_n	M_d	$M_u(1+i)$	$R.F$
캔틸레버부(중분대G5측)	97.72	11.72	21,801	1.760
바닥판(단부)	140.27	1.71	55,001	1.167

2) 기본 내하력 산정

구 분	내하율	설계하중	기본내하력
캔틸레버부(중분대G5측)	1.760	D8-24	설계하중 이상
바닥판(단부)	1.167	D8-24	설계하중 이상

2) 안전성평가 결과

① 주형

구 분		fa(허용응력) (MPa)	fs(발생응력) (MPa)	최소 안전율(SF)	안전성 평가등급
외측 주형	상면	16.0	13.15	1.217	A
	하면	-3.2	3.83	1.836	A
내측 주형	상면	16.0	13.94	1.148	A
	하면	-3.2	3.05	2.049	A
평 가 결 과					
·오실교(영천방향)에 대한 안전성평가 결과 주형의 안전율(SF)이 1.0이상이므로 구조적으로 안전한 것으로 평가되었다.					

② 바닥판

구 분	ϕM_n (설계강도) (kN·m)	M_u (소요강도) (kN·m)	최소 안전율(SF)	안전성 평가등급
캔틸레버부(중분대G5측)	97.72	80.52	1.214	A
바닥판(단부)	140.27	104.09	1.348	A
평 가 결 과				
·오실교(영천방향)에 대한 안전성평가 결과 바닥판의 안전율(SF)이 1.0이상이므로 구조적으로 안전한 것으로 평가되었다.				

다. 내하력 평가결과

구 분	내하율	응답보정계수	기본내하력	공용내하력
주형	외측 주형	상면	1.045	D8-240이상
		하면		
	내측 주형	상면		
		하면		
바닥판	캔틸레버부(중분대G5측)	1.760	-	D8-240이상
	바닥판(단부)	1.167		

내하력 평가 결 과	오실교(영천방향)에 대한 허용응력 설계법에 의한 주형 부재의 공용 내하력을 산정한 결과, 주형 모두 D8-24 이상으로 통과하중에 대한 여유를 확보하고 있는 것으로 산출되었으며, 강도 설계법에 의한 바닥판의 내하력 평가도 설계하중인 D8-24 이상으로 통과하중에 대한 여유를 확보하고 있는 것으로 평가되었다.
---------------	--

라. 안전성 평가

구조물의 안전성 평가는 주요 구조부재의 정밀측안검사, 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 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 한다.

1) 안전성평가 기준

등급	안전성평가 기준	비 고
A	SF > 1.0	· 허용응력 설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{허용응력}}{\text{생성응력}} = \frac{f_a}{f_s}$ · 강도설계법 SF(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 전체시설물에 대해서만 (A, B, C, D, E)로 표기함.