

구조안전성능 자료 _ 산성교

자료 _ 산성교(초기안전점검 보고서)

5.1 개요

5.1.1 검토 조건

안전성평가에 사용한 구조해석 프로그램은 MIDAS/Civil을 사용하였으며, 구조계산서상에 정리된 교량제원, 사용재료 및 허용응력, CASE별 설계하중에 따른 응력 비교 결과를 정리하면 다음과 같다.

가. 구조물 제원

교량명	산성교(상주방향)		
형식	IPC Beam Girder	교량등급	1등급
연장	L = 39.8 + 39.7 + 39.8 = 119.3 m	교량폭원	B = 11.995 m

나. 사용재료

1) 콘크리트

바닥판	fck = 27 MPa Ec = 2.55E+04 MPa	IPC Beam	fck = 40 MPa Ec = 2.93E+04 MPa
-----	-----------------------------------	----------	-----------------------------------

2) P.S 강재

종류	KS D 7002, SWPC 7B ϕ 15.2mm A = 138.7mm ² /EA
탄성계수	Ep = 2.00E+05 MPa
ipy	1600 MPa
ipu	1900 MPa
곡률 마찰계수	0.250Radian
파장 마찰계수	0.005/m
슬림량	6.000 mm

3) 철근

철근	fy = 400 MPa Ec = 2.00E+05 MPa
----	-----------------------------------

5.1.3 하중산정

가. 고정하중

구분	콘크리트	강재	노출콘크리트 포장
단위중량(kN/m ³)	25.000	78.50	25.00

: PSC 거더 자중은 프로그램내에서 자동으로 계산.

1) 합성전 바닥판 타설하중 (IPC 거더 적용)

2) 합성후 고정하중(방호벽, 포장하중)

$$\textcircled{1} \text{ 방호벽 및 방음벽} = (1.000 + 0.500 \times 25.000) / 0.590 = 22.903 \text{ kN/m}^2$$

$$\textcircled{2} \text{ 노출콘크리트포장} = 0.050 \times 25.0 = 1.250 \text{ kN/m}^2$$

나. 활하중

1) 설계차로폭 및 차로수

$$\text{— 일반구간: 연석간 폭: } W_c = 11.875 - 0.620 = 11.255 \text{ m}$$

$$\therefore \text{설계차로수, } N = 3 \text{ (9.100m} \leq W_c < 12.800\text{m)}$$

$$\text{설계차로폭: } W = W_c / N = 11.255 / 3 = 3.752 > 3.600\text{m} \therefore 3.600\text{m}$$

2) 하중강도와 충격계수

$$\textcircled{1} \text{ 차선하중 (DL-24): } W_L = 12.7 \text{ kN/m, } P_m = 108 \text{ kN, } P_s = 156 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} \text{ 차륜하중 (DB-24): } \text{전륜하중, } P_f = 24.0\text{kN, 후륜하중, } P_r = 96.0\text{kN}$$

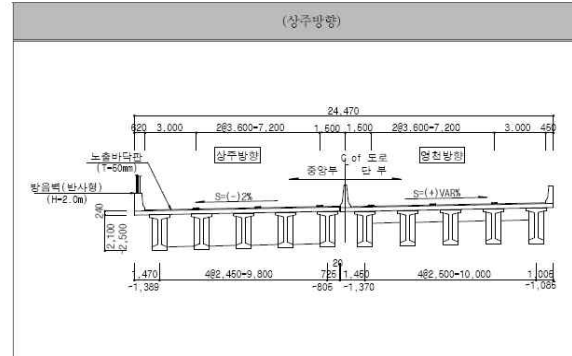
③ 제하차량

④ 충격계수

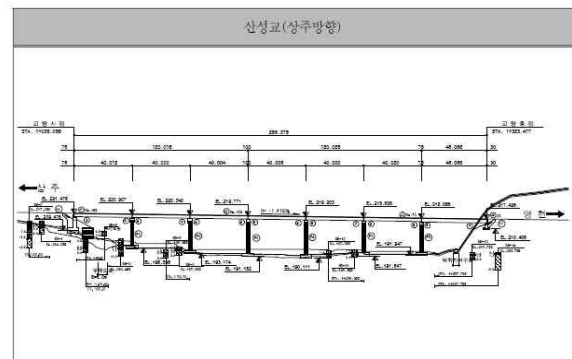
구분	지간장.L(m)	충격계수, 1.5/(40+L)
1경간	39.80	0.188
2경간	39.70	0.188
지점부	39.75	0.188

5.1.2 검토 단면

가. 횡단면도

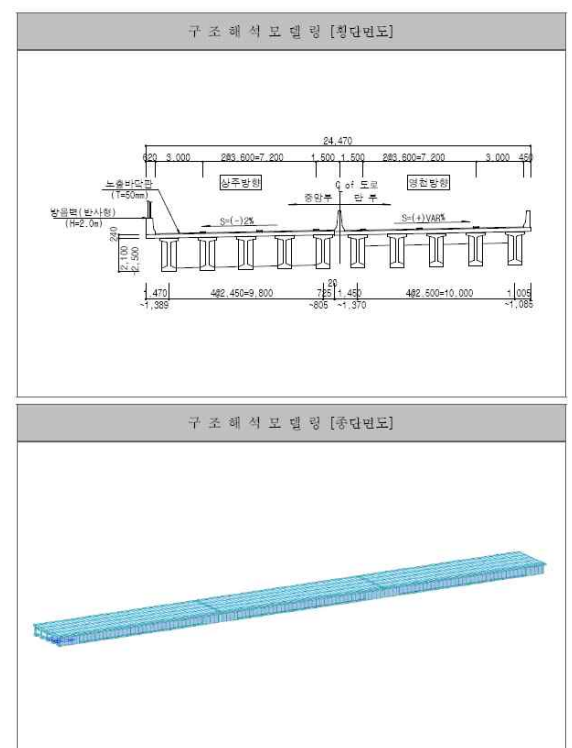


나. 종단면도



5.2 구조해석

5.2.1 모델링



※ 사용 구조해석 프로그램명 : MIDAS CIVIL

자료 _ 산성교(초기안전점검 보고서)

5.2.2 용력검토

가. 작용하중에 의한 응력(외측거더)

하중 단계	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면
부재의 자중	8.890	-9.880			8.890	-9.880
1차 긴장응력(초기) (유효1차 긴장응력)	-5.710	24.489				
바닥판의 자중	7.820	-7.880			7.820	-7.880
시공 도중 긴장력의 감소			0.191	0.052	0.060	-1.335
2차 긴장응력(초기) (유효2차 긴장응력)			-0.600 (-0.52)	-0.040 (-0.03)	-0.040 (-0.03)	5.590 (4.85)
2차긴장시1차응력손실량			0.054	0.015	0.017	-0.375
2차 모멘트			0.430	0.300	0.350	-0.890
추가 고정하중			0.830	0.590	0.680	-1.730
최종 긴장력 감소			0.280	0.060	0.070	-2.040
활하중			1.960	1.390	1.600	-4.070

나. 허용응력 검토 결과(외측거더)

하중 단계	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면
1차 긴장력 도입 후	3.18 O.K	14.61 O.K				
바닥판 타설시	11.00 O.K	6.73 O.K				
바닥판 경화 후			0.19 O.K	0.05 O.K	11.06 O.K	5.39 O.K
2차 긴장력 도입 후			0.07 O.K	0.33 O.K	11.39 O.K	9.72 O.K
방호벽, 포장, 연석 등			0.90 O.K	0.92 O.K	12.07 O.K	7.99 O.K
최종 감소 손실 발생 후			1.18 O.K	0.98 O.K	12.14 O.K	5.95 O.K
활하중 작용시			3.14 O.K	2.37 O.K	13.74 O.K	1.88 O.K
허용 응력	인장 -1.40	압축 17.60	인장 -2.60	압축 10.80	압축 16.00	인장 -3.16

5.2.3 PSC 거더 부재검토

가. 외력에 의한 계수 모멘트

구 분	고정하중(D) (kN · m)	활하중(L+i) (kN · m)	비 고
외측거더	9295.896	2687.369	
내측거더	8865.298	2194.794	

나. 최대 계수 모멘트 계산

$$\text{외측거더} = 1.3D + 2.15L = 17,863.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{내측거더} = 1.3D + 2.15L = 16,244.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토(외측거더)

$$\begin{aligned} \phi M_u &= \phi \times A_p \times f_{ps} \times d_p (1 - 0.59 \times (\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{cs}})) \\ &= 27,252 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 17,863 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 단면검토(내측거더)

$$\begin{aligned} \phi M_u &= \phi \times A_p \times f_{ps} \times d_p (1 - 0.59 \times (\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{cs}})) \\ &= 27,102 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 16,244 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

위 치	ϕ (kN · m)	M_u (kN · m)	M_u (kN · m)	M_u (kN · m)	비 고
외측거더	27252.000	17863.000	9295.896	2687.369	
내측거더	27102.000	16244.000	8865.295	2194.794	

5.2.4 바닥판 부재검토

가. 쉘릴레버부의 단면력 검토

- 1) 바닥판의 최소 두께 : 바닥판의 최소두께는 220mm < 240mm(사용두께) O.K.
- 2) 하중의 산정

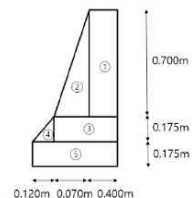
다. 작용하중에 의한 응력(내측거더)

하중 단계	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면
부재의 자중	8.89	-9.88			8.89	-9.88
1차 긴장응력(초기) (유효1차 긴장응력)	-5.71	24.49				
바닥판의 자중	7.68	-7.73			7.68	-7.73
시공 도중 긴장력의 감소			0.20	0.06	0.07	-1.34
2차 긴장응력(초기) (유효2차 긴장응력)			-0.62 (-0.53)	-0.06 (-0.05)	-0.06 (-0.05)	5.60 (4.83)
2차긴장시1차응력손실량			0.06	0.02	0.02	-0.37
2차 모멘트			0.45	0.32	0.37	-0.90
추가 고정하중			0.60	0.43	0.50	-1.20
최종 긴장력 감소			0.30	0.08	0.09	-2.12
활하중			1.68	1.21	1.39	-3.35

라. 허용응력 검토 결과(내측거더)

하중 단계	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면
1차 긴장력 도입 후	3.18 O.K	14.61 O.K				
바닥판 타설시	10.86 O.K	6.88 O.K				
바닥판 경화 후			0.20 O.K	0.06 O.K	10.93 O.K	5.54 O.K
2차 긴장력 도입 후			0.09 O.K	0.34 O.K	11.26 O.K	9.86 O.K
방호벽, 포장, 연석 등			0.69 O.K	0.77 O.K	11.76 O.K	8.66 O.K
최종 감소 손실 발생 후			0.99 O.K	0.85 O.K	11.85 O.K	6.54 O.K
활하중 작용시			2.67 O.K	2.06 O.K	13.24 O.K	3.19 O.K
허용 응력	인장 -1.40	압축 17.60	인장 -2.60	압축 10.80	압축 16.00	인장 -3.16

- 고정하중 산정



구 분	고정하중(kN)	거리(m)	모멘트(kNm)
①	$0.400 \times 0.700 \times 1.00 \times 25.0 =$	7.000	0.890
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 1.00 \times 25.0 =$	0.613	0.667
③	$0.470 \times 0.175 \times 1.0 \times 25.0 =$	2.056	0.855
④	$1/2 \times 0.120 \times 0.175 \times 1.0 \times 25.0 =$	0.263	0.580
⑤	$0.590 \times 0.240 \times 1.0 \times 25.0 =$	2.581	0.795
포장	$0.050 \times 0.500 \times 1.0 \times 25.0 =$	0.625	0.250
바닥판			3.763
방음벽		1.000	0.890
계			15.411

- 활하중 산정

- $X = 0.200$
- $i = 15 / (0.200 + 40) = 0.373 > 0.3$ 이므로 $i = 0.3$
- $E = 0.8X + 1.14 = 1.300$
- $M_u = \frac{P}{E} X(1+i) = \frac{96}{1.30} \times 0.200 \times (1+0.3) = 19.2 \text{ kNm}$

자료 _ 산성교(초기안전점검 보고서)

나. 최대 계수 모멘트 계산 (캔틸레버부)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 61.314 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\begin{aligned} oM_n &= o \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \\ &= 0.85 \times 1627.00 \times 400 \times (180.0 - \frac{28.000}{2}) \\ &= 91.800 \text{ kN} \cdot \text{m} > Mu = 61.314 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

다. 중앙부의 단면적 검토

1) 바닥판의 최소 두께 : 바닥판의 최소두께는 220mm < 240mm(사용두께) O.K.

2) 하중의 산정

- 고정하중에 의한 발생력 산정

- 지 간 : 1.75m
- 포 장 : $0.050 \times 25.0 = 1.250 \text{ kN/m}$
- 콘크리트 : $0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}$
- 합 계 : 7.250 kN/m

$$M_g = \frac{W_g l}{10} = \frac{7.250 \times 1.75^2}{10} = 2.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 활하중 산정

$$i = 15 / (1.75 + 40) = 0.359 > 0.3 \text{ 이므로 } i = 0.3$$

$$M_{f+i} = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_f (1+i) \times 0.8 = 24.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

라. 최대 계수 모멘트 계산 (중앙부)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 55.432 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\begin{aligned} oM_n &= o \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \\ &= 0.85 \times 1627.00 \times 400 \times (200.0 - \frac{28.000}{2}) \\ &= 102.860 \text{ kN} \cdot \text{m} > Mu = 61.606 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

5.2.6 실측보정계수 산정

Load Case별 처짐량중 차량축하중이 직접적으로 재하되는 위치에서 계산처짐량과 실측처짐량에 총력계수를 고려하여 실측보정계수(Ks)를 다음과 같이 구하였다.

$$K_s = \frac{\epsilon \text{ 계산}}{\epsilon \text{ 실측}} \times \left(\frac{1+i \text{ 계산}}{1+i \text{ 실측}} \right) \quad \text{or} \quad \frac{\delta \text{ 계산}}{\delta \text{ 실측}} \times \left(\frac{1+i \text{ 계산}}{1+i \text{ 실측}} \right)$$

여기서, δ 계산 = 이론 처짐량 i 계산 = 이론 총력계수

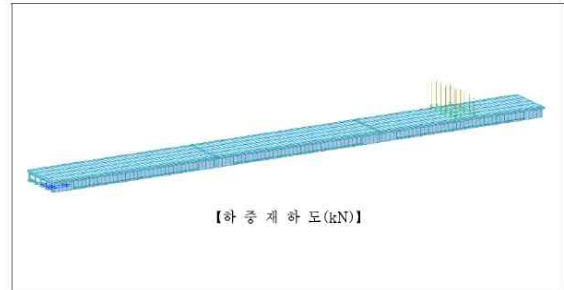
δ 실측 = 실측 처짐량 i 실측 = 실측 총력계수

【처짐량에 의한 실측보정계수】

구 분	재하 경우	변위계	계산처짐 (mm)	실측처짐 (mm)	δ 계산 δ 실측	$1+i$ 계산 $1+i$ 실측	실측보정계수 (Ks)
산성교	LC.1	Disp.1	-3.237	-2.134	1.517		1.538
		Disp.2	-2.162	-1.524	1.419		1.439
		Disp.3	-1.157	-0.942	1.223		1.245
		Disp.4	-0.314	-0.477	0.653		0.667
		Disp.5	0.445	0.093	4.785		4.852
	LC.2	Disp.1	-1.137	-0.660	1.723		1.747
		Disp.2	-1.307	-0.971	1.346		1.365
		Disp.3	-1.418	-1.087	1.305	1.014	1.323
		Disp.4	-1.257	-1.061	1.185		1.202
		Disp.5	-1.039	-0.908	1.144		1.160
LC.3		Disp.1	0.432	0.099	4.364		4.425
		Disp.2	-0.283	-0.306	0.925		0.938
		Disp.3	-1.073	-0.764	1.404		1.424
		Disp.4	-2.015	-1.416	1.423		1.443
		Disp.5	-3.018	-2.021	1.493		1.514

5.2.5 재하시험에 의한 구조해석

실용담보정계수(Ks)를 산정하기 위해 재하시험과 동일한 위치에 차량 하중을 재하하여 Plate 요소를 이용한 3D 구조해석을 실시하였으며, 그 결과는 다음과 같다.



구 분	LC1	LC2	LC3
D1(mm)	-3.237	-1.137	0.432
D2(mm)	-2.162	-1.307	-0.283
D3(mm)	-1.157	-1.418	-1.073
D4(mm)	-0.314	-1.257	-2.015
D5(mm)	0.445	-1.039	-3.018

: 교량 좌, 우측은 교량 시점측(A1)에서 종점측(A2)을 바라봤을 경우에 해당함.

5.2.7 내하율(R.F)산정

가. 허용응력법에 의한 내하율 산정

$$R.F = \frac{f_s - f_a}{f_i} = \frac{f_s - (f_i - f_1)}{f_i}$$

여기서, f_s : 실측 허용 능력

f_i : 총하중에 의한 단면 상, 하연에서의 휨응력

f_a : 실측 고정하중에 의한 응력

f_1 : 활하중(총력계수포함)에 의한 단면 상, 하연에서의 휨응력

【허용응력설계법에 의한 내하율(R.F)】

구 분	외측 거더	내측 거더	상연	하연	간장력+고정하중응력 (MPa)	활하중응력 (MPa)	허용응력 (MPa)	R.F
산성교			상연	하연	12.140	1.600	16.000	2.412
			하연	상연	5.950	4.070	16.000	2.469
			상연	하연	11.850	1.390	16.000	2.986
			하연	상연	6.540	3.350	16.000	2.824

나. 강도설계법에 의한 내하율 산정

$$R.F = \frac{\phi M_n - \gamma_a M_d}{\gamma_i M_d (1+i)}$$

ϕM_n : 극한저항모멘트($\phi=0.85$)

M_d : 총하중에 의한 극한모멘트

$\gamma_a M$: 실측 고정하중모멘트(γ_a : 고정하중 계수 = 1.3)

$\gamma_i M_d$: 활하중(총력계수포함)에 의한 휨모멘트(γ_i : 활하중 계수 = 2.15)

【강도설계법에 의한 내하율 : 바닥판 (R.F)】

위 치	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	M_d (kN · m)	$\gamma_a M_d$ (kN · m)	$\gamma_i M_d (1+i)$ (kN · m)	R.F
캔틸레버부	91.800	15.411	19.200	20.034	41.280	1.739
중 양 부	102.860	2.220	24.440	2.886	52.546	1.903

자료 _ 산성교(초기안전점검 보고서)

【강도설계법에 의한 내하율 : 거더 (R.F)】

위 치	(kN · m)	M ₀ (kN · m)	M ₁ (kN · m)	γ _d M ₀ (kN · m)	γ _d M ₁ (1+i) (kN · m)	R.F
외측거더	27252.000	9295.896	2687.369	12,084.665	5,777.843	2.625
내측거더	27102.000	8865.295	2194.794	11,524.884	4,718.807	3.301

5.2.8 공용내하력 산정

가. 기본내하력

$$P_0 = R.F \times P_L$$

P₀ : 기본내하력

R.F : 내하율

P_L : 설계활하중 (DB-24)

나. 공용내하력

$$P_0' = P_0 \times K_s$$

여기서, P₀' : 공용내하력

$$K_s : \text{설계보정계수} = \frac{d}{d_{\text{설계}}} \times \left(\frac{1+i_{\text{표준}}}{1+i_{\text{실측}}} \right)$$

다. 공용내하력 산정 결과

구 분		R.F	기본내하력	K _s	공용내하력	비 고
산성교	거더 (허용응력)	2.412	DB- 57.888	1.202	DB- 69.581	DB-24 이상
	거더 (강도설계법)	2.625	DB- 63.000	1.202	DB- 75.726	DB-24 이상
	바닥판	1.739	DB- 41.736	-		DB-24 이상

나. 거 더

구 분	∅ Mn (kN-m)	Mu (kN-m)	SF(안전율)	비 고
외측거더	27252.000	17863.000	1.526	SF = 1.0 이상
내측거더	27102.000	16244.000	1.668	SF = 1.0 이상

5.3.3 구조안전성 및 내하력에 의한 평가

【산성교 구조안전성 및 내하력에 의한 평가】

부 제 명	최소안전율(SF)	내하율(R.F)	공용내하력	평가	비 고	
바닥판	켄틸레버	1.497	1.739	DB-24이상	A	강도설계법
	중 앙 부	1.670	1.903	DB-24이상	A	강도설계법
거 더	외측거더	1.164	2.412	DB-24이상	A	허용응력설계법
	내측거더	1.208	2.824	DB-24이상	A	허용응력설계법
결과분석		•강도설계법에 의한 바닥판 검토결과 최소 안전율은 1.497로 평가되었으며, 허용응력에 의한 거더 검토결과 최소 안전율은 1.164로 평가되어 구조적 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. •최소안전율 및 내하율에 의한 공용내하력 평가 결과 전구간에서 DB-24 이상을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.				

5.3 안전성평가

【구조물의 안전성평가 기준】

등급	안전성평가 기준	비 고
A	SF > 1.0	
B	0.9 ≤ SF < 1.0 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	*허용응력설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{허용응력}}{\text{실제응력}} = \frac{f}{f_d + 1}$
C	0.9 ≤ SF < 1.0	
D	0.75 ≤ SF < 0.9	*강도설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
E	SF < 0.75	

5.3.1 허용응력설계법

구 분			허용응력 (MPa)	긴장력 + 고정하중 (MPa)	활하중(1+i) (MPa)	S.F
산성교	외측 거더	상연	16.00	12.140	1.600	1.164
		하연	16.00	5.950	4.070	1.597
	내측 거더	상연	16.00	11.850	1.390	1.208
		하연	16.00	6.540	3.350	1.618

5.3.2 강도설계법

가. 바닥판

구 분	∅ Mn (kN-m)	Mu (kN-m)	SF(안전율)	비 고
켄틸레버부	91.800	61.314	1.497	SF = 1.0 이상
중 앙 부	102.860	61.606	1.670	SF = 1.0 이상