

구조안전성능 자료 _ 신녕교

자료 _ 신녕교(초기안전점검 보고서)

제 5 장 구조안전성 및 내하력평가

5.1 개요

5.1.1 검토 조건

안전성평가에 사용한 구조해석 프로그램은 MIDAS/Civil 8.3.1을 사용하였으며, 구조개산시상에 정리된 교량제원, 사용재료 및 허용응력, CASE별 설계하중에 따른 응력 비교 결과를 정리하면 다음과 같다.

가. 구조물 제원

교량명	신녕교		
형식	PCS Beam Girder	교량등급	1등급
연장	$L = 30.079 + 29.998 + 30.136 + 30.210 = 120.423 \text{ m}$	교량폭원	$B = 11.995 \text{ m}$

나. 사용재료

1) 콘크리트

바닥판	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$ $E_c = 2.55E+04 \text{ MPa}$	PSC Beam	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ $E_c = 3.14E+04 \text{ MPa}$
-----	---	----------	---

2) P.S 강재

종류	KS D 7002, SWPC 7B $\phi 12.7 \text{ mm}$ 7연선 $A = 1185 \text{ mm}^2$ (Strand 1개소당 단면적)
탄성계수	$E_p = 2.00E+05 \text{ MPa}$
f_{py}	1600 MPa
f_{pu}	1900 MPa
곡률 마찰계수	0.25/Radian
파상 마찰계수	0.005/m
슬림량	6.000 m

3) 철근

철근	$f_y = 400 \text{ MPa}$ $E_c = 2.00E+05 \text{ MPa}$
----	---

5.1.3 하중산정

가. 고정하중

구분	콘크리트	강재	포장
단위중량(kN/m ³)	25.00	78.50	23.50

: PSC 거더 자중은 프로그램내에서 자동으로 계산.

- 1) 합성전 바닥판 타설하중 (PSC 거더 적용)
- 2) 합성후 고정하중(방호벽, 포장하중)
 - ① 좌측방호벽+방음벽 = $(1.000 + 0.500 \times 25.00) / 0.59 = 22.902 \text{ kN/m}^2$
 - ② 포장 = $0.050 \times 23.50 = 1.175 \text{ kN/m}^2$

나. 활 하중

1) 설계차로폭 및 차로수

- 일반구간 : 인식간 교폭 : $W_c = 11.322 \text{ m}$

$\therefore$ 설계차로수, $N = 3$ ($9.1 \text{ m} \leq W_c < 12.8 \text{ m}$)

설계차로폭 : $W = W_c / N = 11.322 / 3 = 3.774 > 3.600 \text{ m} \therefore 3.600 \text{ m}$

2) 하중강도와 충격계수

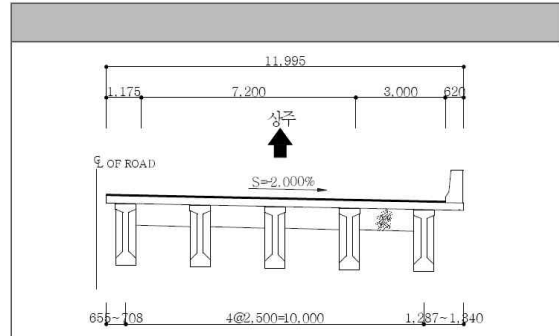
- ① 차선하중 (DL-24) : $W_L = 12.7 \text{ kN/m}$, $P_m = 108 \text{ kN}$, $P_s = 156 \text{ kN}$
- ② 차륜하중 (DB-24) : 전륜하중, $P_f = 24.0 \text{ kN}$, 후륜하중, $P_r = 96.0 \text{ kN}$
- ③ 제하차량

④ 충격계수

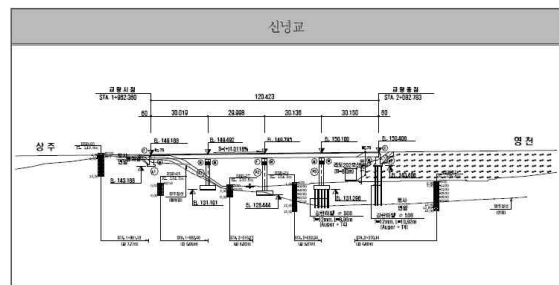
구분	지간장, L(m)	충격계수, $1.5/(40+L)$
1경간	30.00	0.214
2경간	30.00	0.214
지점부	30.00	0.214

5.1.2 검토 단면

가. 횡단면도

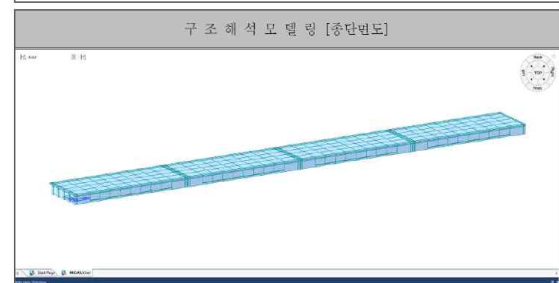
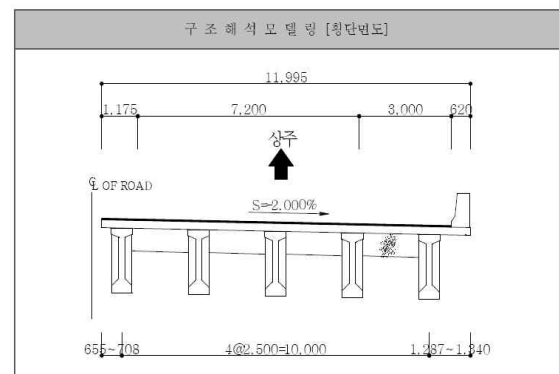


나. 종단면도



5.2 PCS Beam Girder 구조해석

5.2.1 모델링



※ 사용 구조해석 프로그램명 : MIDAS CIVIL

자료 _ 신녕교(초기안전점검 보고서)

5.2.2 용력검토

가. 작용하중에 의한 용력(외측거더)

구분		모멘트 (kN.m)	단면 계수 Z(m³)	콘크리트단면 휨용력(MPa)				P.S강선 (MPa)
				슬래브	P.S.C BEAM			
				상 인	상 인	하 인	강선 도심	강선 도심
고하중	BEA M자중	1875.3	313263		5.987			
			-328013			-5.717		
			-369629				-5.074	
	합성전	2151.8	322544		6.672			
			-366653			-5.869		
			-415481			-5.179	35.354	
	합성후	2114.6	1421211		1.488			
			-529662			-3.993		
			985591	2.146				
			-572916			-3.691	25.196	
활 하 중	2218.7	1421211		1.561				
		-529662			-4.189			
		985591	2.251					
		-572916			-3.873	26.435		
합 계		8360.7		4.397	15.703	-19.768	-17.817	86.985

나. 허용용력 검토 결과(외측거더)

구 분		프리스트레스 도입직후					비 고
		PRESTRESS	BEAM자중	합 계	허용용력	안전여부	
주BEAM	상 인	-6.035	5.987	0.098	17.600	-O.K-	
	하 인	20.314	-5.717	14.597	17.600	-O.K-	
구 분		설계하중 작용시					비 고
		유효P.S	총 하 중	합 계	허용용력	안전여부	
주BEAM	상 인	-5.450	15.703	10.253	16.000	-O.K-	
	하 인	18.190	19.768	-1.578	-3.200	-O.K-	
슬 레 브		-	4.397	4.397	11.000	-O.K-	

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	6141.974	2218.763	
내측거더	3951.432	10382.002	

나. 최대 계수 모멘트 계산 (외측거더)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 12754.907 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\phi M_u = \phi \times A_p \times f_{ps} \times d_p (1 - 0.59 \times (\frac{\rho_b \times f_{ps}}{f_{ck}})) \\ = 14546.052 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 12754.907 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$$

다. 최대 계수 모멘트 계산 (내측거더)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 10382.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\phi M_u = \phi \times A_p \times f_{ps} \times d_p (1 - 0.59 \times (\frac{\rho_b \times f_{ps}}{f_{ck}})) \\ = 14528.304 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 10382.002 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$$

위 치	Φ (kN · m)	M_u (kN · m)	M_u (kN · m)	M_u (kN · m)	비 고
외측거더	14546.052	12754.907	6141.974	2218.763	
내측거더	14528.304	10382.002	3951.432	2439.600	

다. 작용하중에 의한 용력(내측거더)

구분		모멘트 (kN.m)	단면 계수 Z(m³)	콘크리트단면 휨용력(MPa)				P.S강선 (MPa)
				슈래브	P.S.C BEAM			
					상인	상인	하인	강선 도심
고정하중	BEA M자중	1875.3	313263		5.990			
			-328013			-5.720		
			-369629				-5.070	
	합성전	1923.3	322544		5.960			
			-366653			-5.250		
			-415481				-4.630	31.610
	합성후	152.2	1376263		0.110			
			-527282			-0.290		
			960264	0.160				
			-570696				-0.270	1.820
활하중	2439.6	1376263		1.770				
		-527282			-4.630			
		960264	2.540					
		-570696				-4.270	29.180	
합계		6391.0		2.700	13.830	-15.890	-14.240	62.610

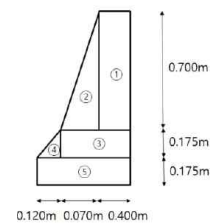
라. 허용용력 검토 결과(내측거더)

구 분		프리스트레스 도입직후					비 고
		PRESTRESS	BEAM자중	합 계	허용용력	안전여부	
주BEAM	상 인	-6.267	7.400	1.133	-1.400	-O.K-	
	하 인	21.069	-7.100	13.969	17.600	-O.K-	
구 분		설계하중 작용시					비 고
		유효P.S	총 하 중	합 계	허용용력	안전여부	
주BEAM	상 인	5.290	13.830	8.540	16.000	-O.K-	
	하 인	17.670	15.890	1.780	16.000	-O.K-	
슬 레 브		-	2.730	2.730	11.000	-O.K-	

5.2.4 바닥판 부재검토

가. 캔틸레버부의 단면력 검토

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



구 분	고정하중(kN)	거리(m)	모멘트(kN.m)
인식	① 0.400 × 0.700 × 1.00 × 25.0 =	7.000	0.763
	② 1/2 × 0.07 × 0.700 × 1.00 × 25.0 =	0.613	0.540
	③ 0.470 × 0.175 × 1.0 × 25.0 =	2.056	0.728
	④ 1/2 × 0.120 × 0.175 × 1.0 × 25.0 =	0.283	0.453
	⑤ 0.590 × 0.175 × 1.0 × 25.0 =	2.581	0.668
포 장	⑥ 0.05 × 0.373 × 1.0 × 23.5 =	0.438	0.187
바닥판	⑦ 0.993 × 0.240 × 1.0 × 25.0 =	5.958	0.497
방음벽	⑧	1.000	0.763
계			12.818

- 활하중 산정

- $X = 0.073$
- $i = 15 / (0.073 + 40) = 0.374 > 0.3$ 이므로 $i = 0.3$
- $E = 0.8X + 1.14 = 1.198$
- $M_l = \frac{P}{E} \times (1+i) = \frac{96}{1.198} \times 0.073 \times (1+0.3) = 7.605 \text{ kN.m}$

자료 _ 신녕교(초기안전점검 보고서)

나. 최대 계수 모멘트 계산 (캔틸레버부)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 33.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \\ &= 0.85 \times 1626.5 \times 400 \times (180.0 - \frac{28.349}{2}) \\ &= 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > Mu = 33.014 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

다. 중앙부의 단면력 검토

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

2) 하중의 산정

- 고정하중에 의한 발생력 산정

$$\begin{aligned} \cdot \text{지 간} &: 1.800\text{m} \\ \cdot \text{포 장} &: 0.050 \times 23.5 = 1.175 \text{ kN/m} \\ \cdot \text{콘크리트} &: 0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m} \\ \cdot \text{합 계} &: 7.175 \text{ kN/m} \\ \cdot M_d &= \frac{W_d l^2}{10} = \frac{7.175 \times 1.800^2}{10} = 2.325 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 활하중 산정

$$\begin{aligned} \cdot i &= 15 / (1.80 + 40) = 0.359 > 0.3 \text{ 이므로 } i = 0.3 \\ \cdot M_{f+i} &= \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_f (1+i) \times 0.8 = 24.960 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

라. 최대 계수 모멘트 계산 (중앙부)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 56.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \\ &= 0.85 \times 993.0 \times 400 \times (200.0 - \frac{17.310}{2}) \\ &= 64.602 \text{ kN} \cdot \text{m} > Mu = 56.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

5.2.6 실측보정계수 산정

Load Case별 처짐량과 차량하중이 적절적으로 제한되는 위치에서 계산치 처짐량과 실측처짐량에 충격계수를 고려하여 실측보정계수(Ks)를 다음과 같이 구하였다.

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

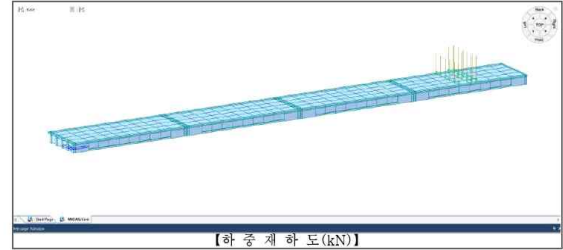
여기서, δ 계산 = 이론 처짐량 i 계산 = 이론 충격계수
 δ 실측 = 실측 처짐량 i 실측 = 실측 충격계수

【처짐량에 의한 실측보정계수】

구 분	제하 경우	변위계	계산처짐 (mm)	실측처짐 (mm)	δ 계산 δ 실측	$1+i$ 계산 $1+i$ 실측	실측보정계수 (Ks)
신녕교	LC.1	Disp.1	-1.854	-1.630	1.137		1.159
		Disp.2	-1.180	-1.081	1.092		1.113
		Disp.3	-0.559	-0.609	0.092		0.094
		Disp.4	-0.124	-0.193	0.642		0.654
		Disp.5	0.232	0.263	0.882		0.899
	LC.2	Disp.1	-0.527	-0.576	0.915		0.932
		Disp.2	-0.741	-0.664	1.116		1.137
		Disp.3	-0.907	-0.709	1.279	1.019	1.303
		Disp.4	-0.718	-0.688	1.044		1.064
		Disp.5	-0.486	-0.531	0.915		0.932
	LC.3	Disp.1	0.221	0.189	1.169		1.192
		Disp.2	-0.121	-0.165	0.733		0.747
		Disp.3	-0.539	-0.553	0.975		0.993
		Disp.4	-1.135	-1.104	1.028		1.048
		Disp.5	-1.765	-1.565	1.128		1.149

5.2.5 재하시험에 의한 구조해석

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



구 분	LC1	LC2	LC3
D1(mm)	-1.854	-0.527	0.221
D2(mm)	-1.180	-0.741	-0.121
D3(mm)	-0.559	-0.907	-0.539
D4(mm)	-0.124	-0.718	-1.135
D5(mm)	0.232	-0.486	-1.765

: 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

$$R.F = \frac{f_a - f_b}{f_i} = \frac{f_a - (f_t - f_i)}{f_i}$$

여기서, f_a : 실측 허용 능력
 f_b : 총하중에 의한 단면 상, 하연에서의 휨응력
 f_t : 실측 고정하중에 의한 응력
 f_i : 활하중(충격계수포함)에 의한 단면 상, 하연에서의 휨응력

【허용응력설계법에 의한 내하율(R.F)】

구 분	고정하중응력 (MPa)	활하중응력 (MPa)	유효프리스트레스 (MPa)	허용응력 (MPa)	R.F
신녕교	상연	14.147	1.561	5.45	4.678
	하연	19.768	4.189	18.19	3.443
	상연	12.060	1.770	5.29	5.215
	하연	11.260	4.630	17.67	2.071

나. 강도설계법에 의한 내하율 산정

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

ϕM_n : 극한저항모멘트($\phi=0.85$)
 M_d : 총하중에 의한 극한모멘트
 $\gamma_a M$: 실측 고정하중모멘트(γ_a : 고정하중 계수 = 1.3)
 $\gamma_i M$: 활하중(충격계수포함)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 (kN · m)	$\gamma_a M_d$ (kN · m)	$\gamma_i M (1+i)$ (kN · m)	R.F
캔틸레버부	91.703	12.818	7.605	16.663	16.351	4.589
중 양 부	64.602	2.325	24.960	3.023	53.664	1.147

자료 _ 신녕교(초기안전점검 보고서)

【강도설계법에 의한 내하율 : 거더 (R.F)】

위 치	(kN·m)	M _s (kN·m)	M _t (kN·m)	γ _s M _s (kN·m)	γ _t M _t (1+i) (kN·m)	R.F
외측거더	14546.052	6141.974	2218.763	7,964.566	4,770.340	1.375
내측거더	14528.304	3951.432	2439.600	5,136.862	5,245.140	1.791

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

$$K_s : \text{실측보정계수} = \frac{s}{s_{\text{설계}}} \times \left(\frac{1+i_{\text{실측}}}{1+i_{\text{설계}}} \right)$$

다. 공용내하력 산정 결과

구 분		R.F	기본내하력	Ks	공용내하력	비 고
신녕교	거더 (허용응력)	2.071	DB- 49.704	1.084	DB- 53.879	DB-24 이상
	거더 (강도설계법)	1.375	DB- 33.000	1.084	DB- 35.772	DB-24 이상
	바닥판	1.147	DB- 27.528	-		DB-24 이상

나. 거더

구 분	σMn (kN-m)	Mu (kN-m)	SF(안전율)	비 고
외측거더	14546.052	12754.907	1.140	SF = 1.0 이상
내측거더	14528.304	10382.002	1.399	SF = 1.0 이상

5.3.3 구조안전성 및 내하력에 의한 평가

【신녕교 구조안전성 및 내하력에 의한 평가】

부 재 명	최소안전율(SF)	내하율(R.F)	공용내하력	평가	비 고	
바닥판	켄틸레버	2.778	4.589	DB-24이상	A	강도설계법
	중 앙 부	1.140	1.147	DB-24이상	A	강도설계법
거 더	외측거더	1.561	3.443	DB-24이상	A	허용응력설계법
	내측거더	1.770	2.071	DB-24이상	A	허용응력설계법
결과분석	●강도설계법에 의한 바닥판 검토결과 최소 안전율은 1.140로 평가되었으며, 허용응력에 의한 거더 검토결과 최소 안전율은 1.561로 평가되어 구조적 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. ●최소안전율 및 내하율에 의한 공용내하력평가 결과 전구간에서 DB-24 이상을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.					

5.3 PCS Beam Girder안전성평가

【구조물의 안전성평가 기준】

등급	안전성평가 기준	비 고
A	SF > 1.0	
B	0.9 ≤ SF < 1.0 이나, 공용내하력이 설계하중 보다 크게 평가된 경우	*허용응력설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_s}{f_{d+1}}$
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)	PRESTRESS (MPa)	고정하중 (MPa)	활하중(1+i) (MPa)	S.F
신녕교	외측 거터	상면	16.000	5.45	14.147	1.561	1.560
		하면	16.000	18.19	19.768	4.189	2.774
	내측 거터	상면	16.000	5.29	12.060	1.770	1.874
		하면	16.000	17.67	11.260	4.630	8.989

5.3.2 강도설계법

가. 바닥판

구 분	σMn (kN-m)	Mu (kN-m)	SF(안전율)	비 고
켄틸레버부	91.703	33.014	2.778	SF = 1.0 이상
중 앙 부	64.602	56.686	1.140	SF = 1.0 이상