

구조안전성능 자료 _ 마석IC3교

구조안전성능 자료 _ 마석IC3교 준공도면, 구조계산서

(가) 교량형식 : 4경간 연속교(강합성)

(나) 교량제원 : $L=40.0+2@47.5+40.0=175.0\text{m}$, $B=7.5\text{m}$

(다) 활하중 : DB-24, DL-24

(라) 충격계수 : $I = 15/40+L = 15/(40+39.40) = 0.189$
 $= 15/(40+47.50) = 0.171$

(마) 바닥콘크리트와 강형과의 온도차 : $\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$

(바) 재료물리상수

(1) 콘크리트 바닥판

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 270\text{ kgf/cm}^2$

(2) 강재

- 항복응력 : $f_y = 4000\text{ kgf/cm}^2$

- 허용응력 : $f_{sa} = 1600\text{ kgf/cm}^2$

- 탄성계수 : $E_s = 2.04\text{E}+06\text{ kgf/cm}^2$

(사) 단위중량

- Steel = 7.85 tf/m^3

- con'c = 2.50 tf/m^3

- ASP = 2.30 tf/m^3

구조안전성능 자료 _ 마석IC3교 준공도면, 구조계산서

1. 설계조건

1) 교량제원

- (1) 형 식 : 4경간 연속 STEEL BOX GIRDER교
- (2) 교 장 : 40 + 2 @ 47.5 + 40 = 175.0^m
- (3) 평면선형 : R = 450^m
- (4) 설계하중 : DB-24, DL-24

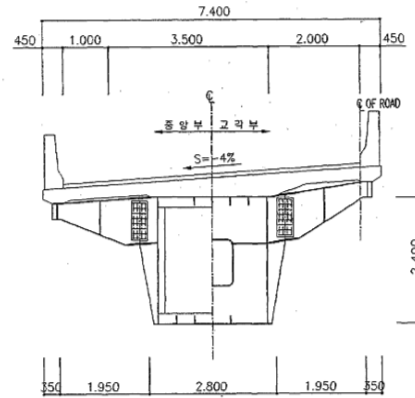
2) 사용재료

- (1) 콘크리트 : $\sigma_{ck} = 270 \text{ kg/cm}^2$
 $\gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3$
- (2) 강 재 : SWS 490 (주부재)
SWS 400 (부부재)
 $\gamma_s = 7.85 \text{ t/m}^3$
- (3) 철 근 : $\sigma_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

3) 참고자료

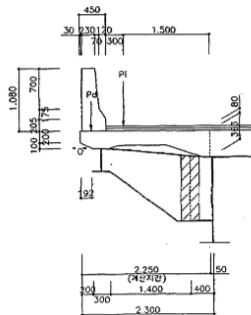
- (1) 도로교 표준시방서 - 건설부
- (2) 철근 콘크리트 표준시방서 - 건설부
- (3) 철근 콘크리트 설계편람 - 건설부

2. 가 정 단 면



5020

3. SLAB 설계



* 방호벽

$$A = 0.23 \times 1.08 + \frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.70 + 0.07 \times 0.175 + \frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 + 0.205 \times 0.190 = 0.3346 \text{ m}^2$$

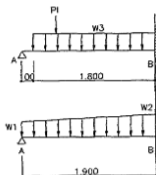
$$P_d = 0.3346 \times 2.50 = 0.837 \text{ t/m}$$

$$G_o = 0.23 \times 1.08 \times (0.03 + 0.23/2) + \frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.70 \times (0.26 + 0.07/3) + 0.07 \times 0.175 \times (0.26 + 0.07/2) + \frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times (0.33 + 0.12/3) + 0.205 \times 0.19 \times (0.26 + 0.19/2) = 0.0644$$

∴ 점 "O"로부터 방호벽 도설까지의 거리

$$x = G/A = 0.0644 / 0.3346 = 0.192 \text{ m}$$

1) 사하중의 의한 부재력



$$W_1 = 0.25 \times 2.50 = 0.625 \text{ t/m}$$

$$W_2 = 0.412 \times 2.50 = 1.030 \text{ t/m}$$

$$W_3 = 0.08 \times 2.30 = 0.184 \text{ t/m}$$

$$R_{A1} = \frac{W_1 L^2}{8} (4a + 3b) = \frac{0.184 \times 1.90^2}{8 \times 1.90^3} \times (4 \times 0.10 + 3 \times 1.80) = 0.063 \text{ t/m}$$

$$M_{B1} = R_{A1} \cdot x - \frac{W_1 \cdot x^2}{2} = 0.119 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{B2} = \frac{W_2 \cdot L^2}{8} + \frac{W_2 \cdot L^2}{15} = \frac{0.625 \times 1.90^2}{8} + \frac{1.030 \times 1.90^2}{15} = 0.530 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_d = M_{B1} + M_{B2} = 0.649 \text{ t} \cdot \text{m}$$

2) 활하중에 의한 부재력

* 충격계수

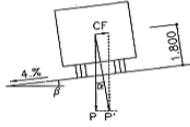
$$i = \frac{15}{40 + 1.500} = 0.361 > 0.3 \quad \therefore i = 0.3$$

$$M_I = \frac{1.50 + 0.6}{9.6} \times 9.6 \times (1 + 0.3) = 2.730 \text{ t} \cdot \text{m}$$

5022

5023

3) 원심하중 (도 · 시 P 70)



$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%)$$

· 설계속도
 $V = 60 \text{ km/h}$

· 곡선반경 $R = 450.0 \text{ m}$

$$CF = 0.79 \frac{60^2}{450.0}$$

$$= 6.32 \%$$

$$P' = \sqrt{P^2 + CF^2} = \sqrt{1.0^2 + 0.063^2} = 1.002$$

$$\alpha = \tan^{-1}(CF/P) = \tan^{-1}(0.063 / 1.0) = 3.605$$

$$\beta = \tan^{-1} \cdot 0.04 = 2.291$$

$$e = 1.8 \tan(\alpha - \beta) = 1.8 \tan(3.605 - 2.291)$$

$$= 0.041$$

(원심하중률 : Δ)

$$\Delta = \frac{2P}{P} \times \frac{(0.9+e)}{1.8} - 1$$

$$= \frac{2 \times 1.002}{1.0} \times \frac{(0.9+0.041)}{1.8} - 1$$

$$= 0.048$$

$$M_{CF} = \frac{L+0.6}{9.6} \times P_{24} \times \Delta$$

$$= \frac{1.50+0.6}{9.6} \times 9.6 \times 0.048$$

$$= 0.101 \text{ t-m/m}$$

4) 충돌하중

· 설계속도 : $V = 60 \text{ km/h}$

· 작용점의 높이 : $H = 1.00 \text{ m}$

$$P_c = (V/60)^2 \times 0.75 + 0.25 = 1.00 \text{ ton}$$

$$M_c = 1.00 \times 1.0 = 1.00 \text{ t-m}$$

5) 하중조합

· CASE 1 : $1.3D + 2.15L + 1.3CF$

$$= 1.3 \times 0.649 + 2.15 \times 2.730 + 1.3 \times 0.101$$

$$= 6.845 \text{ t/m}$$

· CASE 2 : $1.3D + 1.3L + 1.3CF + 1.3C_0$

$$= 1.3 \times 0.649 + 1.3 \times 2.730 + 1.3 \times 0.101 + 1.3 \times 1.0$$

$$= 5.824 \text{ t/m}$$

∴ CASE 1 적용

5024

5025

6) PIER 지점부 보강철근 검토

(1) 철근비 검토

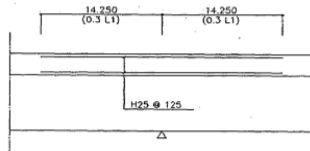
· 사용철근 : H25 @ 125

$$\text{철근비 } P = \frac{40.536 \text{ cm}^2 \times 2.54}{100 \times 25} = 3.24\% > 2\%$$

(2) 주장률 검토

· 철근 f_{EA} 의 주장 : 7.980 cm

$$\text{주장률} = \frac{8.0 \times 2.54 \times 7.980}{100 \times 25} = 0.051 \text{ cm/cm} > 0.045 \text{ cm/cm}$$



7) 사용성 검토

(1) 단면재형 및 하중

$b = 100 \text{ cm}$, $dc = 4.0 \text{ cm}$, $d = 21.0 \text{ cm}$

$M_t = 6.845 \text{ t-m}$

$A_s = H16 \times 10EA = 19.800 \text{ cm}^2$

$P = A_s/bd = 0.00946$

$K = -np + \sqrt{(np^2 + 2np)} = 0.3206$

$j = 1 - K/3 = 0.89313$

(2) 균열폭에 의한 검토

$$Z = \sigma_m \sqrt{(dc \cdot A)}$$

$$\sigma_m = \frac{M_t}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1837.084 \text{ kg/cm}^2$$

$A = 2 \cdot dc \cdot b / N_{br} = 80 \text{ cm}^2$

$$\therefore Z = 1837.084 \times \sqrt{4.0 \times 80}$$

$$= 12565 \text{ kg/cm} < 23170 \text{ kg/cm}$$

5027

5026

구조안전성능 자료 _ 마석IC3교 준공도면, 구조계산서

11. 최종설계 단면력 및 2차 응력에 의한 주요부재 검토

1) 2차 응력의 산정

CREEP, TEMPERATURE, SHRINKAGE에 의한 작용 MOMENT는 부정정 구조물에 의한 2차 응력이 발생한다. 그러므로 정정 구조계에서 구한 MOMENT에 의한 2차 MOMENT를 산출하여 2차 응력을 검토한다.
2차 응력은 정정 구조계의 MOMENT가 작용시 변형 일치법에 의해 부정정 구조계의 MOMENT를 산출하는 방법을 사용하여 구하도록 한다.

절점번호		I	CREEP	건조수축	온도차
1 SPAN	1, 2	31456643	51.125	251.665	300.069
	3, 4, 5	38996674	94.989	276.372	346.213
	6, 7	36497948	51.574	277.676	332.844
	8, 9, 10	27819710	-184.090	240.369	322.594
2 SPAN	11, 12	31606096	40.087	220.910	282.951
	13, 14, 15	38896749	73.594	274.101	344.426
	16, 17	23462877	-37.228	235.550	300.466
	18, 19	28236565	-169.647	245.375	328.128

5. 荷重組合에 대한 許容應力檢討

鋼種 = SW350 (單位 : kg/cm²)

荷重組合	바닥슬래브의 應力	鋼 桁
CASE	σ_{ru} σ_{rl}	σ_{su} σ_{sl}
CASE 1	-	-
CASE 2	-531 -465	-643 583
CASE 3	-402 -353	-1238 1367
CASE 4	33 48	-1152 1258
CASE 5	-836 -755	-815 946
CASE 6	-97 -64	-1188 1242
CASE 7	-966 -867	-890 1041
		-1263 1337

剪斷應力 : $\tau_{max} = 666$

● 許容應力 : $\sigma_{ca} = 81 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ra} = 1600 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{sca} = 1900 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{sta} = 1900 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau_{sa} = 1100 \text{ kg/cm}^2$

● 鋼桁의 合成應力 檢討

- UPPER FLG :
 $(1263 / 1900) \times 2 + (666 / 1100) \times 2 = .81 < 1.2 \therefore \text{O.K. !}$
 - LOWER FLG :
 $(1367 / 1900) \times 2 + (666 / 1100) \times 2 = .88 < 1.2 \therefore \text{O.K. !}$

6. 極限狀態에서의 應力檢討

鋼種 = SW350 (單位 : kg/cm²)

荷重組合	바닥슬래브의 應力	鋼 桁
CASE	σ_{ru} σ_{rl}	σ_{su} σ_{sl}
CASE 1	-	-
CASE 2	-903 -791	-1045 948
CASE 3	-774 -679	-1784 2033
CASE 4	-339 -278	-1498 1924
CASE 5	-1208 -1081	-1483 1754
CASE 6	-469 -390	-1912 2094
CASE 7	-1338 -1193	-1569 1863
		-1998 2203

● 降伏應力 : $\sigma_{cy} = 162 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ry} = 4000 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{sy} = 3200 \text{ kg/cm}^2$

5277

13. 구조물 피로에 의한 영향검토

1) 개 요

MAIN BOX 및 BRACKET, 외측 BEAM 부재의 응점부위에서의 피로응력을 검토하도록하며
 사용부재력은 정적해석에서의 산출된 전산출력 결과를 부재력으로 사용하였다.

2) 검토 방법

피로 응력 검토 결과 방법에는 국내 도로교 시방서에 의거한 검토 방법과 최근 제정된
 AASHTO LRFD 시방서(1994)에 의한 검토 방법이 있으나 국내시방서에 준하여 검토하였다.

3) 피로 설계 검토 결과

- (1) 피로 설계 검토 대상부재의 설정
- (2) 활하중 (DB-24, DL-24)에 의한 단면력 산정 (중격포함)
- (3) 응력 변동 산출
- (4) 허용 피로 응력 결정
- (5) 부재별 피로의 영향 판정

4) 도로교 시방서에 따른 피로 검토

(1) MAIN BOX

i) 피로 설계 검토 대상 부재의 설정

- 응력 변동값이 큰 +Mmax 지점과 -Mmax 지점에 설정
- SECTION "C"를 기준

ii) 활하중에 의한 단면력 산정 (중격포함)

SECTION	CASE	BENDING MOMENT	AXIAL TORG	SHEAR FORCE	비 고
C	MAX	393.281	105.800	42.950	
	MIN	-411.777	3.272	227.981	

iii) 응력 변동값 산정

- TOP

$$\sigma_{max} = \frac{M}{I} Y$$

$$= \frac{393.281 \times 10^8}{36497948} \times 42.62 = 45.925 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{-411.777 \times 10^8}{36497948} \times 42.62 = -48.084 \text{ Kg/cm}^2$$

- BOTTOM

$$\sigma_{max} = \frac{393.281 \times 10^8}{36497948} \times 200.38 = 215.917 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{-411.777 \times 10^8}{36497948} \times 200.38 = -226.071 \text{ Kg/cm}^2$$

구 분	응 력 위 치	σ_{max}	σ_{min}	$\Delta \sigma$
SECTION	TOP	45.925	-48.084	94.009
"C"	BOTTOM	215.917	-226.071	441.988

iv) 허용 피로 응력 범위

a) 응력 반복 횟수 (도·시 P.148)

ADTT	DB-24	DL-24	비 고
2500 이상	2 백만	5 십만	○
2500 이하	5 십만	1 십만	

b) 허용 피로 응력 범위 (도·시 P.142)

주부재이므로 (한 부재의 피로로 전체구조가 붕괴 우려)

단재하 검토 구조물 적용

v) 부재별 허용 피로 응력 판정

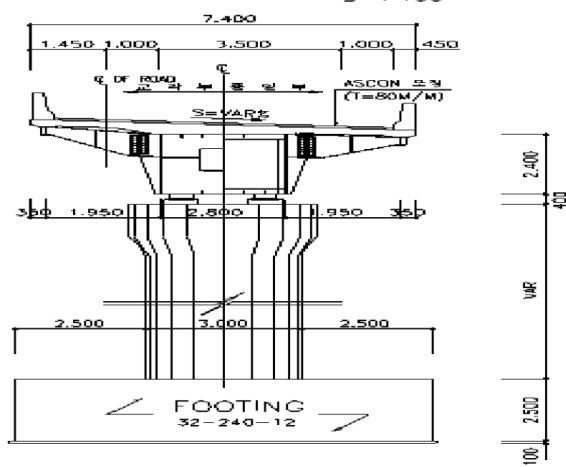
SECTION	$\Delta \sigma_{max} (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_{sr} (\text{kg/cm}^2)$	판 정
C	4.42	11.2	O·K

※ NOTE : σ_{sr} 값은 도·시 P.142 표 2.4.1의 단재하 검토 구조물 중에서
 응력 범주 "REV B"에 해당하는 값임.

5292

구조안전성능 자료 _ 마석IC3교 준공도면, 구조계산서

형 단 면 도



검토위치	Mu(kN-m)	Mn(kN-m)	안전율(S.F)	검 토
캔틸레버부	3.152	12.649	4.013	O.K
주형외측부	7.367	10.596	1.438	O.K

㉠ SECTION 1

구분	하중 경우	STEEL BOX		검 토
		상연(MPa)	하연(MPa)	
1	합성 전	345.435	-337.794	
2	합성 후	31.270	-153.464	
3	활하중	61.557	-302.098	
4	크리프	47.155	12.811	
5	건조수축	150.638	36.375	
6	온도차	167.266	16.344	
7	1+2+3	438.262	-793.356	
	허용응력	1900	-1900	
	안전성 판단	O.K	O.K	
8	1+2+3+4+5	636.056	-744.170	
	허용응력	1.15 f _{sa} = 2185.0	-1900	
	안전성 판단	O.K	O.K	
9	1+2+3+4+5+6	468.790	-727.826	
	허용응력	1.3 f _{sa} =2470.0	-1.15 f _{sa} = -2185.0	
	안전성 판단	O.K	O.K	

㉡ SECTION 2

구분	하중 경우	STEEL BOX		검 토
		상연(MPa)	하연(MPa)	
1	합성 전	284.533	-278.240	
2	합성 후	36.338	-128.471	
3	활하중	87.037	-307.717	
4	크리프	31.631	33.676	
5	건조수축	85.881	91.820	
6	온도차	117.939	127.919	
7	1+2+3	407.909	-714.428	
	허용응력	1900	-1900	
	안전성 판단	O.K	O.K	
8	1+2+3+4+5	525.420	-588.932	
	허용응력	1.15 f _{sa} = 2185.0	-1900	
	안전성 판단	O.K	O.K	
9	1+2+3+4+5+6	407.482	-461.013	
	허용응력	1.3 f _{sa} = 2470.0	-1.15 f _{sa} = -2185.0	
	안전성 판단	O.K	O.K	

㉢ SECTION 3

구분	하중 경우	STEEL BOX		검 토
		상연(MPa)	하연(MPa)	
1	합성 전	-631.799	573.245	
2	합성 후	-267.576	303.166	
3	활하중	-421.047	477.051	
4	크리프	-	-	
5	건조수축	76.953	159.844	
6	온도차	316.199	146.724	
7	1+2+3	-1320.422	1353.462	
	허용응력	-1900	1900	
	안전성 판단	O.K	O.K	
8	1+2+3+4+5	-1243.469	1513.306	
	허용응력	-1900	1900	
	안전성 판단	O.K	O.K	
9	1+2+3+4+5+6	-927.270	1206.738	
	허용응력	-1.15 f _{sa} = -2185.0	1.15 f _{sa} = 2185.0	
	안전성 판단	O.K	O.K	

구조안전성능 자료 _ 마석IC3교 준공도면, 구조계산서

구조안전성능평가 결과 산정

평가항목		평가	평가
안전성평가	바닥판	$S.F(=1.462) > 1.0$	a등급
	STEEL BOX GIRDER	$S.F(=1.779) > 1.0$	a등급
구조안전성능평가 결과			A(0.129)