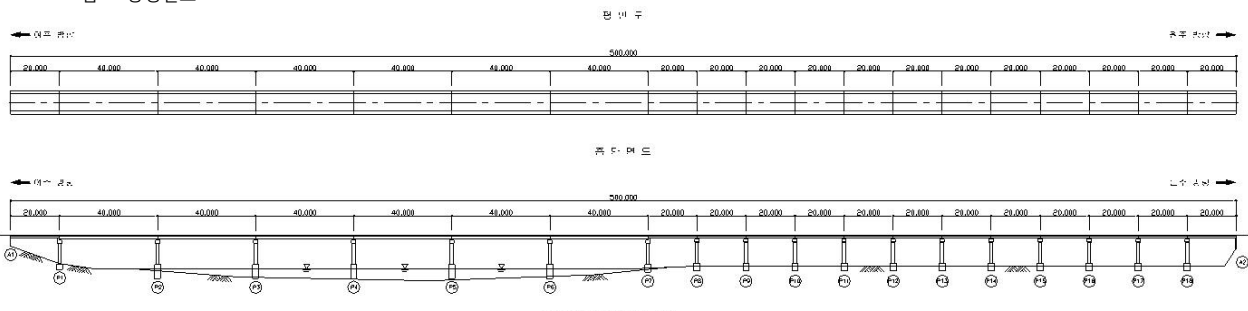


1) 교량제원

7

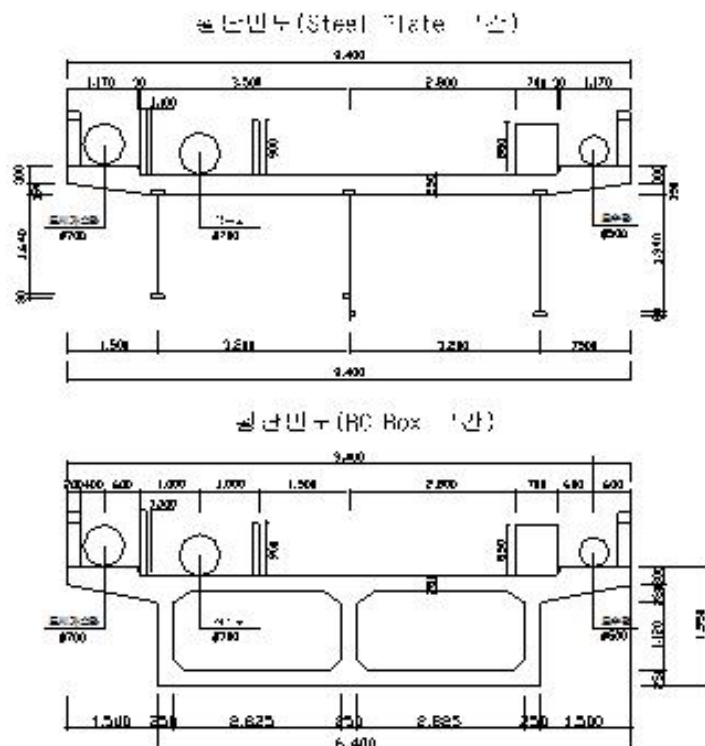
구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		연인교		시설물번호		-	
준공년월일		1964년 8월 10일		관리주체		여주시청	
시설물위치		여주시 상동~천송동					
설계하중		보도교로 공용중		노선명(이정)		-	
제 원	연장	L = 500.0m (20+2@40+2@40+2@40+12@20=500.0m)					
	폭	B = 4.3m					
구조형식	상부	RC BOX SPG형		기초형식	교대	중력식	
	하부	문형식			교각	중력식 + 우물통기초	
교량받침		편받침,롤러받침,탄성패드		신축이음		트랜스플렉스,맞댐식	
교차시설물		-		난 간		-	
통과높이		-		부착시설내용		-	

- 해석대상 교량은 연인교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.



- RC BOX SPG형

- RC BOX SPG형

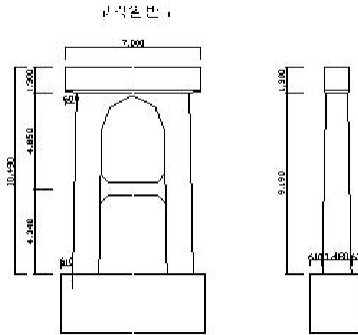
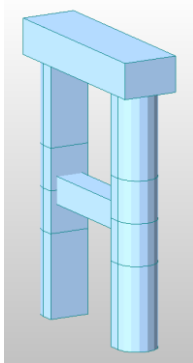


• 설계기준강도

RC BOX : fck = 40 MPa
SPG : SM 490 MPa

<그림 3> 하부구조 단면특성

• 문형식

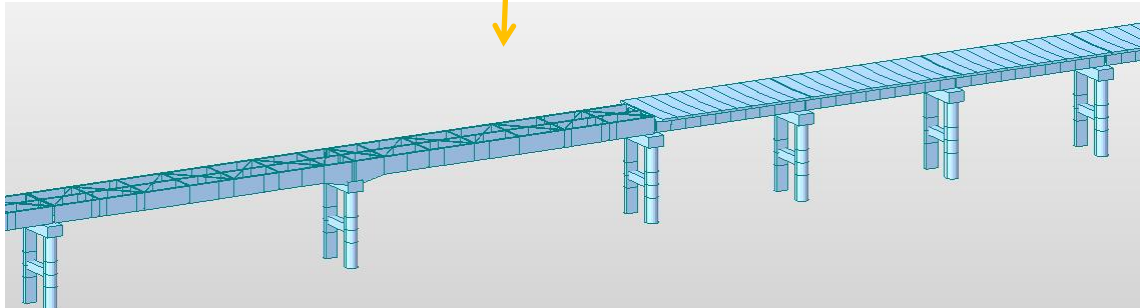
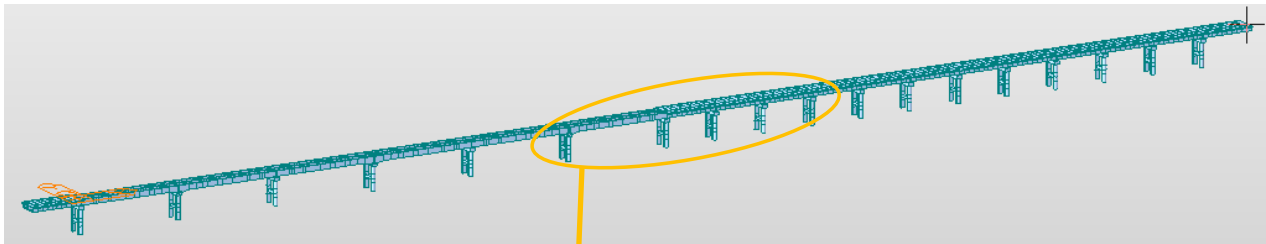


• 설계기준강도

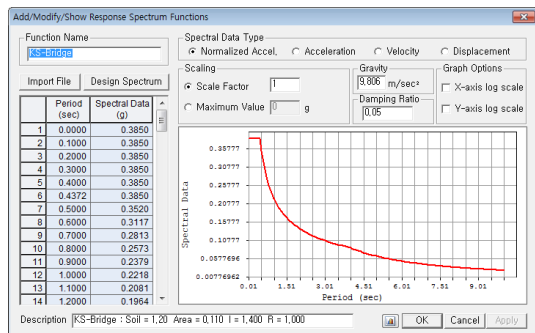
문형식 교각 : fck = 21 MPa

<그림 4> 대상교량 모델링

• 연인교 L = 500.0m (20+2@40+2@40+2@40+12@20=500.0m)



• 내진설계상수



내진등급	1등급교	
지진구역계수	0.11	여주시 상동~천송동
위험도계수	1.4	
가속도계수	0.154	
지반계수	1.2	(지반종류 2)
고유치 해석방법	Eigen Value Analysis	
MODE 조합방법	C.Q.C 방법	
받침형식	교대	탄성패드 1350 kN
	교각	롤러받침 1000, 2500 kN

• 고정하중 산정

1차 고정하중 : 프로그램내 자동계산 (자중에 의한 자동 하중 산정)

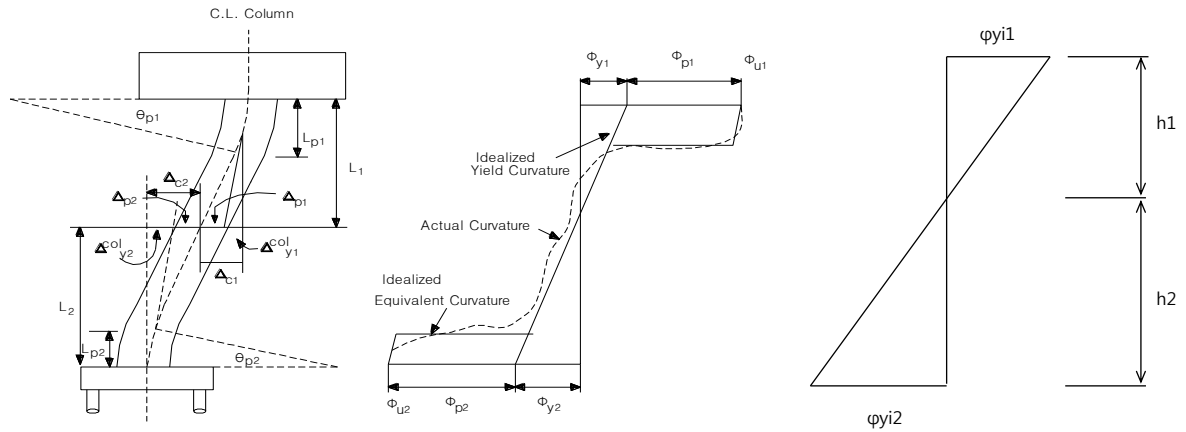
2차 고정하중

- ① 슬라브 : $9.400 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 25.0 \text{ kN/m}^3 = 35.250 \text{ kN/m}$
 ② 아스팔트 포장 : $9.400 \text{ m} \times 0.08 \text{ m} \times 23.5 \text{ kN/m}^3 = 17.672 \text{ kN/m}$
 ③ 연석 : 21.000 kN/m
 ④ 난간 : 1.000 kN/m

$$\Sigma = 74.922 \text{ kN/m}$$

- 거더 개수 : 3 EA • 거더 개수 : 1 EA
 • 거더 단위길이상 중량 : $\Sigma 24.9740 \text{ kN/m}$ • 거더 단위길이상 중량 : $\Sigma 74.9220 \text{ kN/m}$

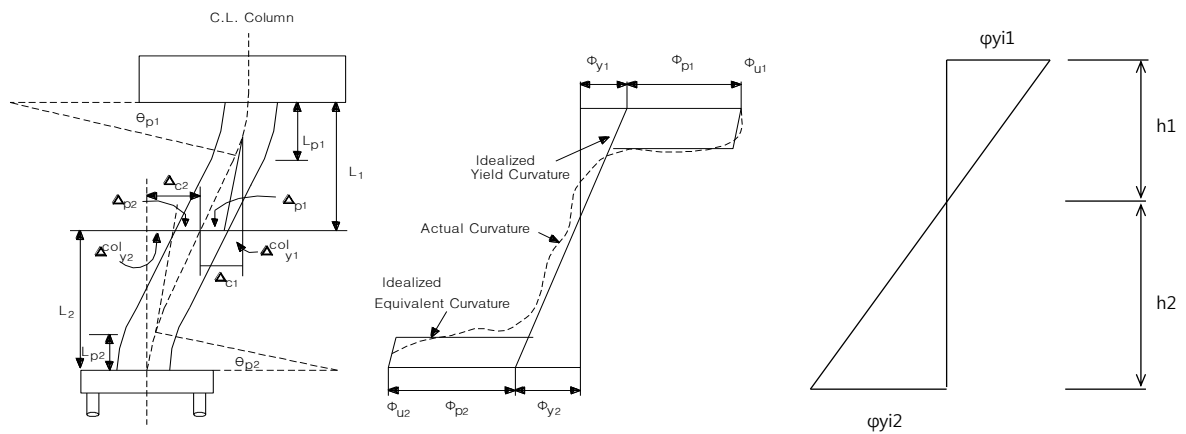
- P4 C2 다주식 교각의 교축직각방향 이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



모멘트 팔길이(He) 산정

$$\begin{aligned}
 h1 &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.2 \times 0.00196225 / (0.00196225 + 0.00199689) = 4.55 \\
 h2 &= 4.64
 \end{aligned}$$

- P13 C1 다주식 교각의 교축직각방향 이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



모멘트 팔길이(He) 산정

$$\begin{aligned}
 h1 &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.2 \times 0.00196225 / (0.00196225 + 0.00199689) = 4.55 \\
 h2 &= 4.64
 \end{aligned}$$

2.1 교각의 내진성능평가 (교각 4 C2)

1) 모멘트-곡률 곡선 (Moment-Curvature Curve)

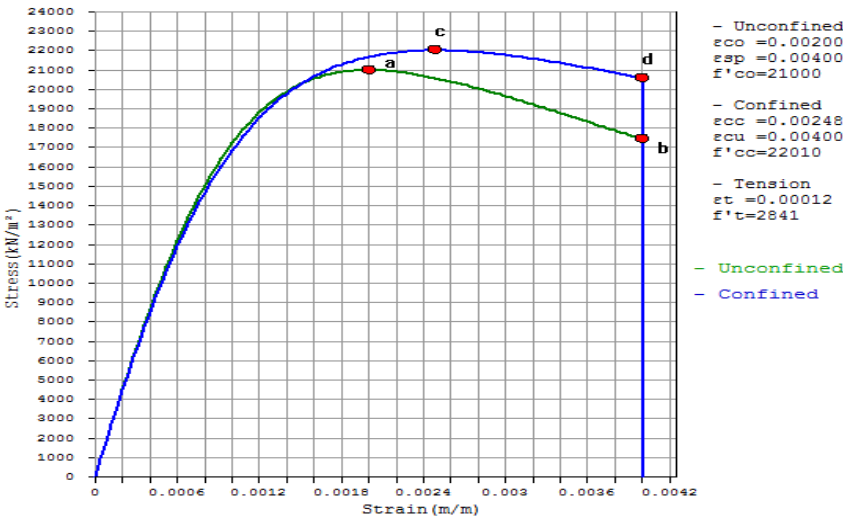
모멘트 곡률 해석은 아래의 <표 1>과 같은 조건으로 해석하였으며, 모멘트 곡률 해석에 의한 해당 단면의 모멘트 및 곡률을 <표 2>에 정리하였다.

이때, 콘크리트 및 철근의 해석 자료들은 원설계 구조계산서 및 도면을 참조하여 적용하였다.

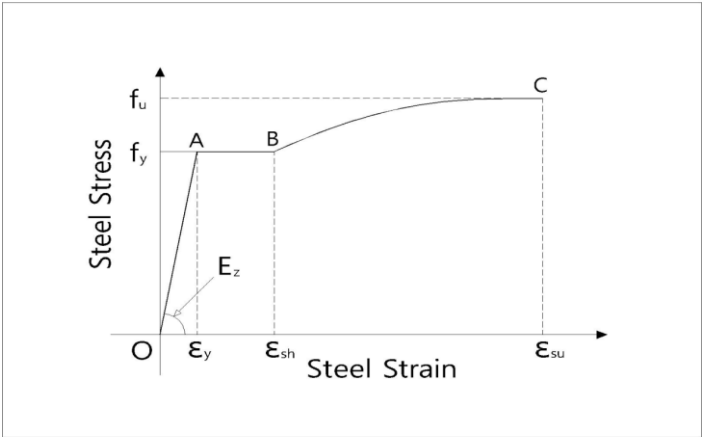
또한, 모멘트 곡률 해석 시 고정하중에 의한 축력을 고려하였다.

<표 1> 재료 제원

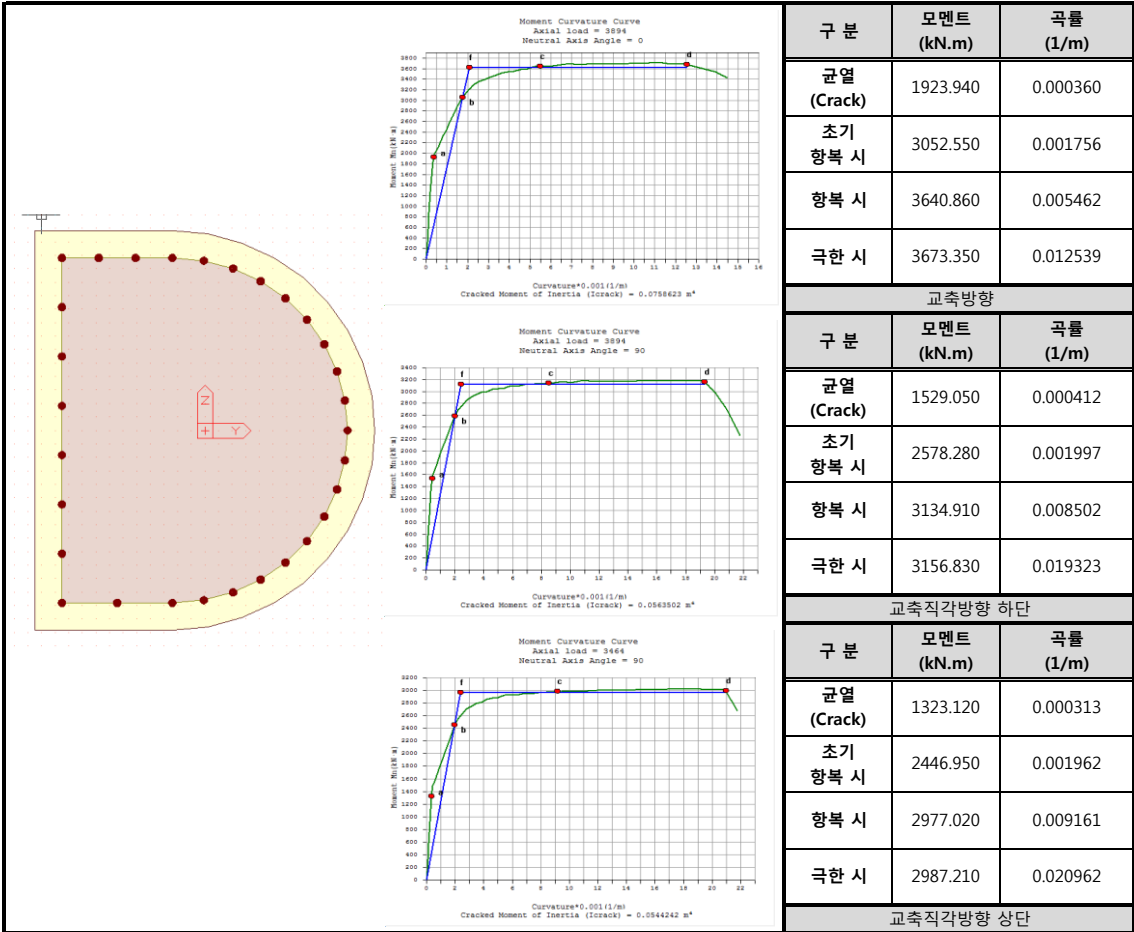
구 분		내 용			
기둥 형상 / 직경 (m)		트랙형		-	
기둥 높이 (m)		교축방향	9.19	교축직각방향(상단/하단)	4.55 4.64
콘크리트	압축강도 (MPa)	21			
	초기 변형률	0.002			
	극한 변형률	0.004			
	해석 모델	Mander Model			



철근	항복강도 (MPa)	300			
	극한강도 (MPa)	345			
	항복 변형률	0.0015			
	경화시 변형률	0.0150			
	극한 변형률	0.0900			
	해석 모델	Park Strain Model			
	사용철근	축방향	D19	- 30	EA
		횡방향	D13	- 3	EA
피복 (mm)		100.000			



<표 2> 모멘트 곡률 해석 결과



2) 교각의 유효강성

모멘트 곡률관계에 의한 유효강성과 도로교 설계기준에 의한 유효강성이 다르기 때문에 보수적인 단면력 산정을 위해서 초기 항복시의 모멘트 곡률을 적용한 계산치와 실험데이터를 비교하여 큰 유효강성비를 적용하였다.

<표 3> 모멘트 곡률 곡선에 의한 유효강성비

구 분	M_{yi} (kN/m)	Φ_{yi} (1/m)	단면2차모멘트(I_{eff}) (m^4)	단면2차모멘트(I_g) (m^4)	유효강성비
교축방향	3052.550	0.001756	0.070	0.256	0.273
교축직각방향 하단	2578.280	0.001997	0.052	0.256	0.203
교축직각방향 상단	2446.950	0.001962	0.050	0.256	0.196

<표 4> 기준식에 의한 유효강성비

구 분	축력 (kN)	기둥 단면적 (m^2)	주철근량	철근비	유효강성비
교축방향	3,894	1,614,968	D19 - 30 EA	0.005	0.320
교축직각방향 하단	3,894	1,614,968	D19 - 30 EA	0.005	0.320
교축직각방향 상단	3,464	1,614,968	D19 - 30 EA	0.005	0.316

3) 교각의 수평변위 산정

모멘트 곡률 해석을 통해 산정된 교각의 공급 변위연성도를 <표2.5>에 정리하였다.

<표 5> 교각의 공급 변위연성도

구 분	교축방향	교축직각방향 교각하단	교축직각방향 교각상단	비 고
항복 변위(m)	0.049	0.014	0.014	Δ_y
등가소성길이(m)	0.861	0.497	0.490	l_p
소성회전각(θ)	0.009287	0.008615	0.009311	θ_p
소성 변위(m)	0.085	0.040	0.042	Δ_p
극한 변위(m)	0.074	0.021	0.020	Δ_u
공급 변위연성도	1.500	1.500	1.500	

4) 교각의 내진성능평가

공급 변위연성도와 소요 변위연성도에 따른 교각의 내진성능 상세평가 결과는 <표2.6>에 정리하였다.

<표 6> 교각의 내진성능 상세평가 결과

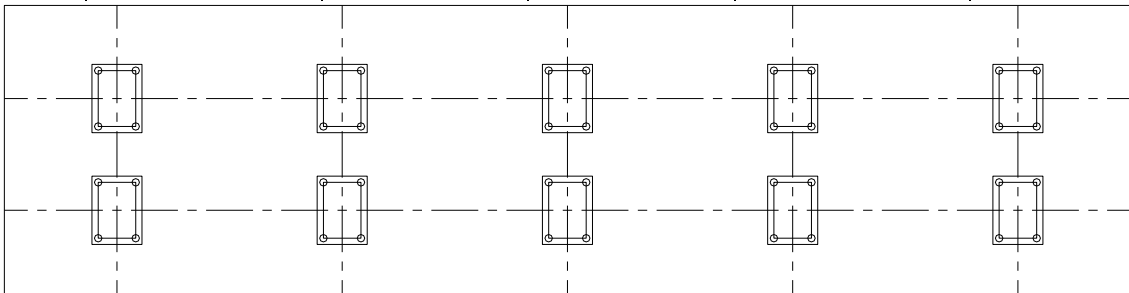
구 분	교축방향	교축직각방향 교각하단	교축직각방향 교각상단	비 고
단면 강도	397.203	676.475	654.649	$P_n = M_n / H$
탄성 지진력	1073.123	387.716	422.418	$P_e = M_y / H$
조합 지진하중	1095.818	503.951	531.112	$\{P_E^L\}_{com} = [(P_E^L)^2 + (0.3P_E^T)^2]^{1/2}$
R _{capacity}	1.500	1.500	1.500	$\{P_E^T\}_{com} = [(0.3P_E^L)^2 + (P_E^T)^2]^{1/2}$
등가 탄성강도	595.805	1014.713	981.973	
R _{demand}	2.759	0.745	0.811	
성능평가	N.G	O.K	O.K	$R_D < R_C$
비 고	내진보강 필요	탄성거동	탄성거동	

3.1 교량 받침의 내진성능평가 (교각 4)

1) 받침 본체

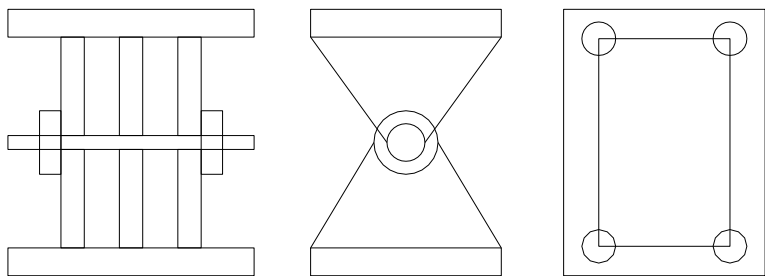
받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

<표 1> 받침본체

구 분		내 용			
받침 종류 / 받침 용량		롤러받침		2,500 kN	
공급역량	횡방향 저항용량 (EA당)	교축방향	250 kN	교축직각방향	250 kN
	횡방향 저항수량		3 EA		3 EA
	횡방향 저항용량 (합계)		750 kN		750 kN
소요역량	교각의 단면강도	교축방향	400 kN	교축직각방향	669 kN
	받침부 발생지진력		918 kN		548 kN
	위 값중 작은 값		400 kN		548 kN
					
내진성능평가	교축방향	공급역량	750 kN	소요역량	799 kN
	교축직각방향	공급역량	750 kN	소요역량	1,096 kN
	교축방향	공급역량/소요역량	0.94	평가	N.G
	교축직각방향	공급역량/소요역량	0.68	평가	N.G

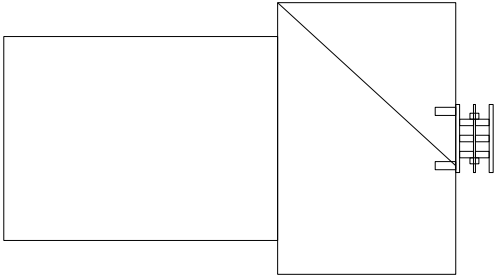
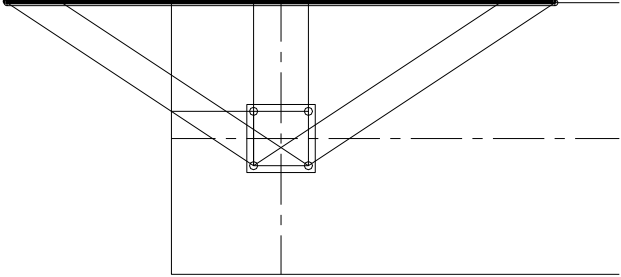
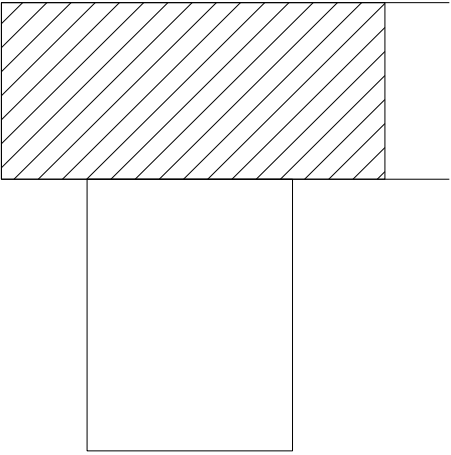
2) 앵커 볼트

<표 2> 앵커 볼트

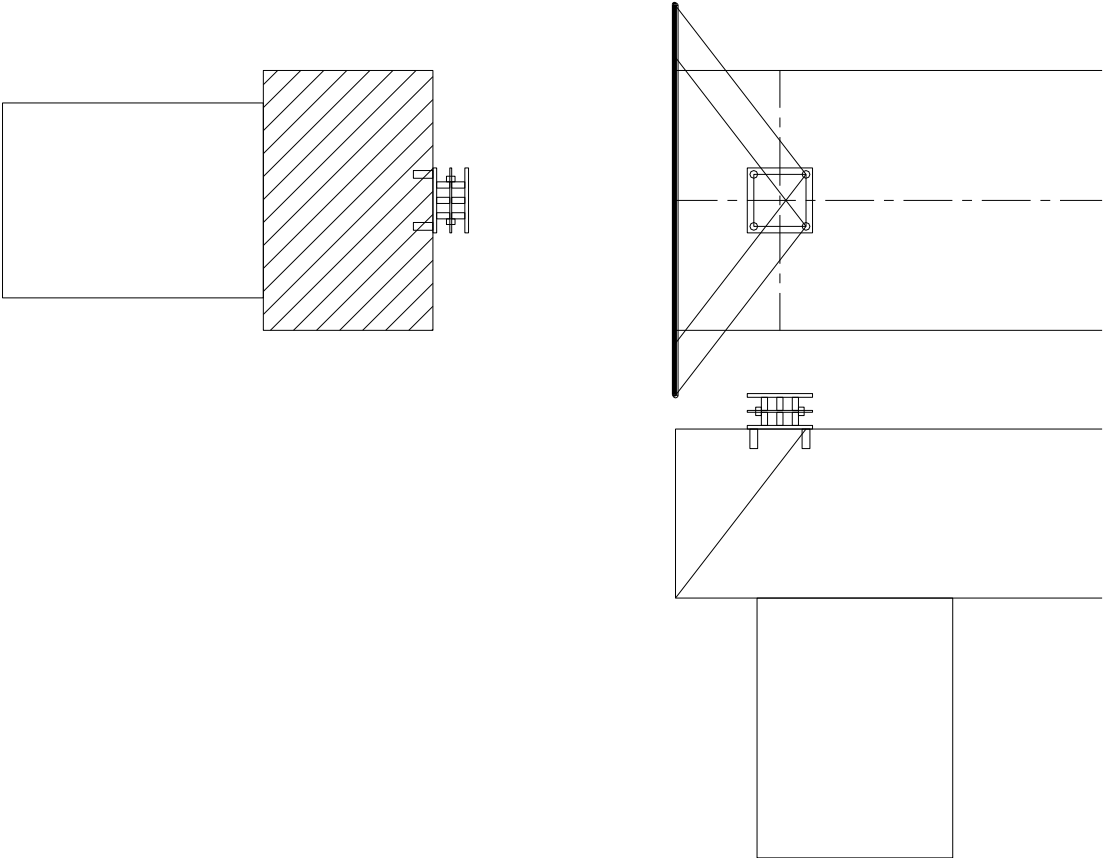
구 분		내 용				
받침 종류 / 받침 용량		롤러받침		2,500 kN		
						
공급역량	강재강도		교축방향	696 kN	교축직각방향	696 kN
소요역량	받침1기당 평가지지력			266 kN		365 kN
내진성능평가	교축방향	공급역량/소요역량	2.61	평가	O.K	
	교축직각방향	공급역량/소요역량	1.90	평가	O.K	

3) 콘크리트 파괴

<표 3> 콘크리트 파괴 - 교축 방향

구 분		내 용 (교 축 방 향)											
													
													
ca1	1,200	ca2	600	1.5 ca1	1,800	$\phi_{ed,V}$	0.80	hef	150	do	30	le	150
Avc	3,640,000	Avco	6,480,000	Vcbg	388.2 kN					fck	21	Vb	864

<표 4> 콘크리트 파괴 - 교축 직각 방향

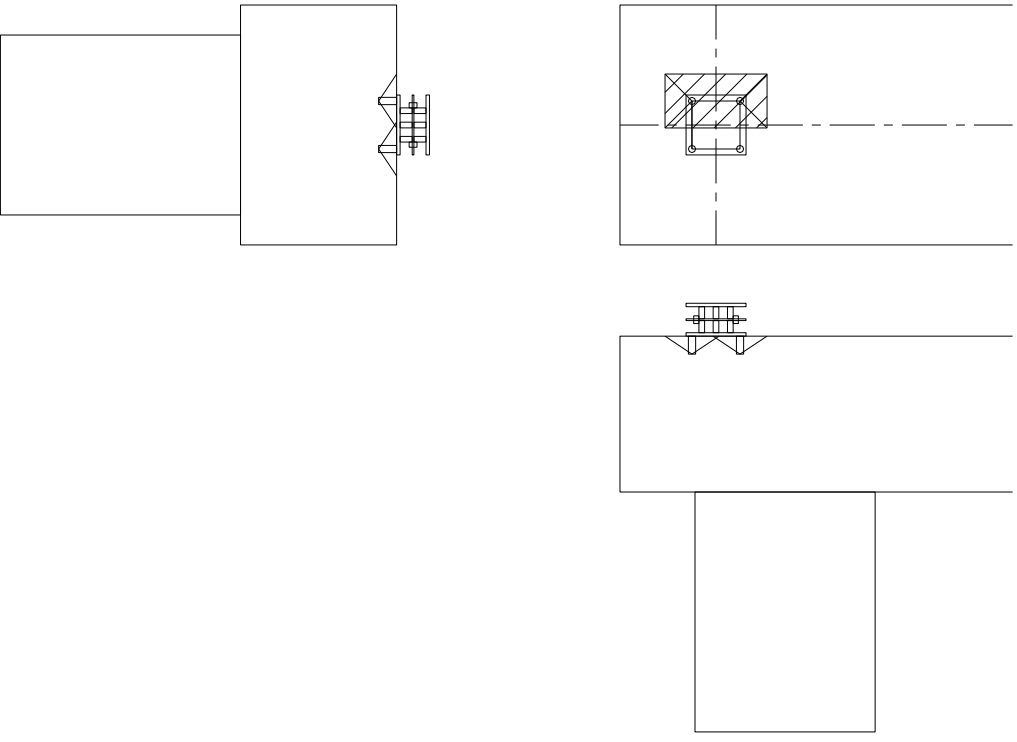
구 분		내 용 (교 축 직 각 방 향)											
													
ca1	600	ca2	800	1.5 ca1'	1,300	φped,V	0.88	hef	150	do	30	le	150
Avc	2,600,000	Avco	3,380,000	Vcbg	207.8 kN			ca1'	867	fck	21	Vb	305

<표 5> 콘크리트 파괴 - 검토

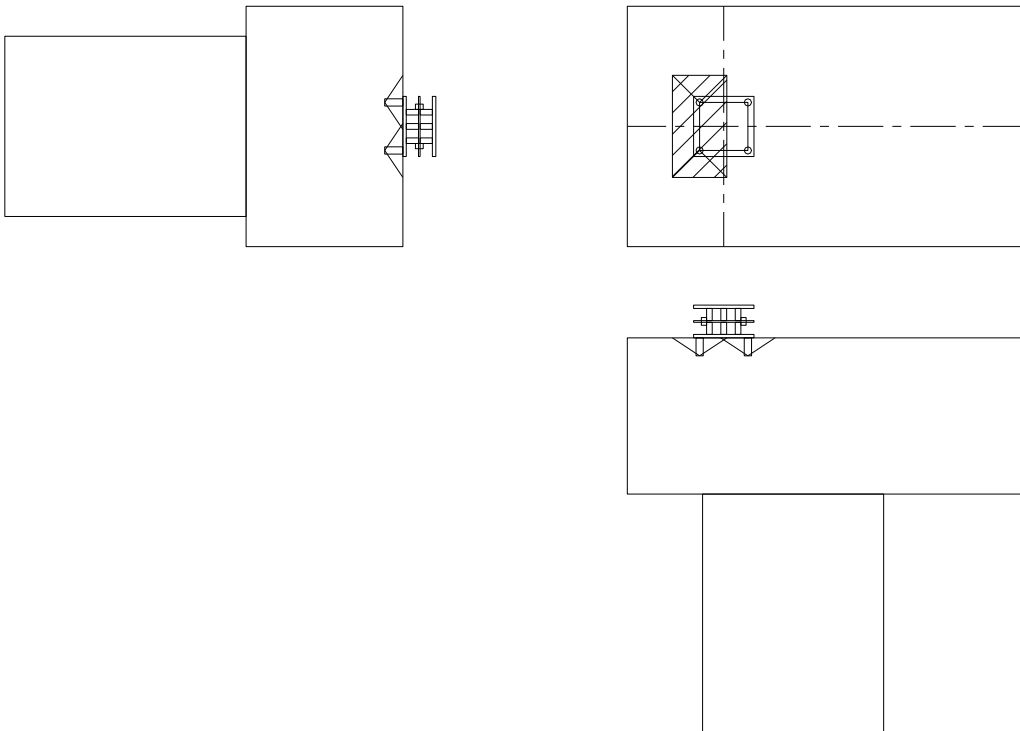
구 분		콘크리트 파괴검토			
공급역량	콘크리트 파괴강도	교축방향	388.15 kN	교축직각방향	207.80 kN
소요역량	방향별 평가지지력		266.47 kN		365.34 kN
내진성능평가	교축방향	공급역량/소요역량	1.46	평가	O.K
	교축직각방향	공급역량/소요역량	0.57	평가	N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

<표 6> 콘크리트 프라이아웃 파괴 - 교축 방향

구 분		내 용 (교 축 방 향)											
													
ca1	800	ca2	600	s1	400	s2	400	hef	150	1.5 hef	225	$\phi_{ed,N}$	1.00
Anc	382,500	Anco	202,500	Vcbg	285.9 kN		Ncbg	2.0	fck	21	Nb	76	

<표 7> 콘크리트 프라이아웃 파괴 - 교축직각 방향

구 분		내 용 (교 축 직 각 방 향)											
													
ca1	600	ca2	800	s1	400	s2	400	hef	150	1.5 hef	225	$\phi_{ed,N}$	1.00
Anc	382,500	Anco	202,500	Vcbg	285.9 kN			Ncbg	2.0	fck	21	Nb	76

<표 8> 콘크리트 프라이아웃 파괴 - 검토

구 분	콘크리트 프라이아웃 파괴검토					
공급역량	콘크리트 파괴강도		교축방향	285.91 kN	교축직각방향	285.91 kN
소요역량	방향별 평가지지력			266.47 kN		365.34 kN
내진성능평가	교축방향	공급역량/소요역량	1.07	평가		O.K
	교축직각방향	공급역량/소요역량	0.78	평가		N.G

4. 종합평가

1) 교량제원

구 분		내 용	구 분		내 용
시설물명		연인교	시설물번호		-
준공년월일		1964년 8월 10일	관리번호		여주시청
시설물위치		여주시 상동~천송동			
설계하중		보도교로 공용중	노선명(이정)		-
제 원	연장	L = 500.0m (20+2@40+2@40+2@40+12@20=500.0m)			
	폭	B = 4.3m			
구조형식	상부	RC BOX SPG형	기초형식	교대	중력식
	하부	문형식		교각	중력식 + 우물통기초
교량받침		핀받침,롤러받침,탄성패드	신축이음		트랜스플렉스,맞댐식
교차시설물		-	난 간		-
통과높이		-	부착시설내용		-

2) 내진설계상수

내진등급	1등급교	
지진구역계수	0.11	- 여주시 상동~천송동
위험도계수	1.4	
가속도계수	0.154	
지반계수	1.2	(지반종류 2)
고유치 해석방법	Eigen Value Analysis	
MODE 조합방법	C.Q.C 방법	
받침형식	교대	탄성패드 1350
	교각	롤러받침 1000, 2500 kN

3) 교각의 내진성능평가

- 교각 4 C2 평가

구 분	교축방향	교축직각방향 교각하단	교축직각방향 교각상단	비 고
단면 강도	397.203	676.475	654.649	$P_n = M_n / H$
탄성 지진력	1073.123	387.716	422.418	$P_e = M_y / H$
조합 지진하중	1095.818	503.951	531.112	$[P_E^L]_{com} = [(P_E^L)^2 + (0.3P_E^T)^2]^{1/2}$ $[P_E^T]_{com} = [(0.3P_E^L)^2 + (P_E^T)^2]^{1/2}$
R _{capacity}	1.500	1.500	1.500	
등가 탄성강도	595.805	1014.713	981.973	
R _{demand}	2.759	0.745	0.811	
성능평가	N.G	O.K	O.K	$R_D < R_C$
비 고	내진보강 필요	탄성거동	탄성거동	

4) 받침부 내진성능평가

- 교각 4 평가

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	평가	공급역량	소요역량	평가
받침본체	750	799	0.94 N.G	750	1096	0.68 N.G
앵커 볼트	696	266	2.61 O.K	696	365	1.90 O.K
콘크리트 파괴	388	266	1.46 O.K	208	365	0.57 N.G
콘크리트 프라이아웃 파괴	286	266	1.07 O.K	286	365	0.78 N.G

5) 받침지지길이평가

구 분		
공급역량	받침 지지길이 (현장조사)	900
소요역량	응답변위 (최대값)	65.27
	Nmin	344
내진성능평가		900 > 344.09 O.K