

공학석사 학위논문

곡선교의 안정성 확보에 관한 연구

지도교수 이 동 욱

이 논문을  학위논문으로 출함.

2004년 2월

부경대학교 산업대학원

토 목 공 학 과

정 영 철

이 논문을 정영철의 공학석사
학위논문으로 인준함

2003년 12월 13일

주	심	공학박사	국	승	규	
위	원	공학박사	이	환	우	
위	원	공학박사	이	동	욱	

목 차

그림 목차	ii
표 목차	iii
ABSTRACT	iv
1. 서 론	1
2. 곡선교에 대한 국내·외 시방규정	3
2.1 국내의 설계기준	3
2.2 국외의 설계기준	4
3. 곡선교 해석에 관한 기본적 이론	8
3.1 곡선교의 거동적 특성	8
4. 지점의 들림현상 분석	10
4.1 대상교량의 제원	10
4.2 지점의 들림변위량 측정	12
4.3 구조검토	15
5. 곡선교의 부반력 제어 방안	24
5.1 매스 콘크리트 미타설시 단면력	24
5.2 비틀림모멘트에 의한 부반력 제어방안	26
5.3 매스 콘크리트 타설길이 검토	32
5.4 부반력 방지용 앵커	37
5.5 보강후 내진해석	39
5.6 낙교방지장치 검토	43
6. 결 론	47
참고문헌	48
감사의 글	50

그림 목차

- 그림 4.1 대상교량의 종·평면도
- 그림 4.2 들림변위 발생 위치도
- 사진 4.1 교대 A1 우측 솟음변위 전경
- 그림 4.3 a) 단지점부 단면형상
- 그림 4.3 b) 중간지점부 단면형상
- 그림 4.4 해석모델링(120절점)
- 그림 4.5 해석모델링(SHELL요소)
- 그림 4.6 강재자중에 의한 변위도
- 그림 5.1 교각부(P1, P2) 탄성받침 위치도
- 그림 5.2 교각부(P1, P2) 탄성받침 상세도
- 그림 5.3 해석 모델링 및 탄성받침 모델링
- 그림 5.4 탄성받침 미설치시 비틀림 모멘트도
- 그림 5.5 탄성받침 설치시 비틀림 모멘트도
- 그림 5.6 교대 A1 좌측 지점부 반력 변화도
- 그림 5.7 교대 A1 우측 지점부 반력 변화도
- 그림 5.8 매스 콘크리트 타설 위치도
- 그림 5.9 매스 콘크리트 타설 단면
- 그림 5.10 매스 콘크리트 타설 측면도
- 그림 5.11 교대부(A1, A2) 부반력 방지용 앵커 위치도
- 그림 5.12 교대부(A1, A2) 부반력 방지용 앵커 상세도
- 그림 5.13 내진해석시 모델링
- 그림 5.14 파괴메카니즘 검토
- 그림 5.15 모델링
- 그림 5.16 점성댐퍼의 구조도
- 그림 5.17 파괴메카니즘 검토

표 목차

- 표 4.1 단면1의 세원
- 표 4.2 뼈대구조 해석 지점반력
- 표 4.3 뼈대구조 해석과 Shell요소 해석의 지점반력 비교
- 표 4.4 시간대별 교대 A1의 교좌장치 들림변위 측정결과
- 표 5.1 매스 콘크리트 미타설시 지점반력
- 표 5.2 휨모멘트 집계표
- 표 5.3 전단력 집계표
- 표 5.4 비틀림모멘트 집계표
- 표 5.5 교각부(P1, P2)에 설치한 탄성받침에 작용하는 반력
- 표 5.6 교각부(P1, P2) 탄성받침 설치에 따른 비틀림모멘트
- 표 5.7 교각부(P1, P2) 탄성받침 설치에 따른 교대 A1 반력
- 표 5.8 교각부(P1, P2) 탄성받침 설치에 따른 교대 A2 반력
- 표 5.9 매스 콘크리트 타설시 교대 A1의 반력(적용길이 8.65m)
- 표 5.10 매스 콘크리트 타설시 및 부반력 앵커 설치시의 지점반력
- 표 5.11 교좌장치에 작용하는 수평력
- 표 5.12 교각기둥 하단에 작용하는 수평력과 모멘트
- 표 5.13 교좌장치와 교각기둥의 강도비(교축방향)
- 표 5.14 교좌장치와 교각기둥의 강도비(교축직각방향)
- 표 5.15 점성댐퍼의 설계변수
- 표 5.16 해석방향별 작용변위
- 표 5.17 해석방향별 단면력
- 표 5.18 교좌장치와 교각기둥의 강도비(교축방향)
- 표 5.19 교좌장치와 교각기둥의 강도비(교축직각방향)

Stability of a Curved Steel Bridge

Young-Chul Jeong

*Department of Construction Engineering, Graduate School of
Industry, Pukyong National University*

ABSTRACT

Need to build to elevated bridge and lamp faith to scatter passing traffic discharge of big city harmoniously along with progress of industry and regulate to give protective care flowing of traffic.

Specially, traffic discharges of several direction set, interchange of discrete freeway and bridge connection section etc. for smooth traffic mutual understanding construction of curved bridge essential .

Curved bridge receives torsional bending moment as well as bending moment by effect of curvature unlike straight line faith, and pure torsional moment and warping rain frame rim certain warping torsional moment happen in section by this torsional bending moment. Arrange regulation department now about negative reaction of curved bridge in this research and execute structural examination about bridge that Jijeomdeulrimhyeon happens at construction of curved bridge and present negative reaction control way and studied about stability security of curved bridge.

Structure that could not control entirely about thraw of angle of intersection being designed by study finding for curved bridge, very

first time 1 Shoe elasticity support install, and controlled torsional bending moment by placing.

But, negative reaction that act to alternation A1 installing anchor for negative reaction prevention by each 2 places in point department because can not control stability about negative reaction.

1. 서론

산업의 발달과 더불어 대도시의 통행교통량을 원활히 분산하고 교통의 흐름을 양호하게 조절하기 위하여 고가교 및 램프교로 건설할 필요가 있다. 특히 여러방향의 교통량이 집합, 분산되는 고속도로의 인터체인지와 교량 접속구간등에서 원활한 교통소통을 위하여 곡선교의 건설은 필수적이다^{1)~4)}.

곡선교에서 직선주형을 사용할 경우에는 바닥판의 쉐럴레버 부분의 길이가 제한되어야 하므로 보의 지간이 상대적으로 짧아져야 하며 보의 지지도 단순보의 조합형태가 되어 상당히 많은 하부구조가 필요하다. 그러나 곡선주형을 사용하면 효과적인 단면으로 설계될 뿐만아니라 장지간화 및 하부구조 감소에 따른 경제적인 면에서 유리하다. 이러한 장점이 있음에도 불구하고 곡선교량은 설계 및 시공단계에서 많은 주의를 필요로 한다. 특히 곡선교량의 구조적인 특성이 직선교량과 현저히 다르고 복잡하여 해석 및 설계지침 또한 많이 미흡한 실정이다.

곡선교에 대한 설계지침은 미국의 AASHTO의 Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges와 일본 한신고속도로 공단의 설계지침이 곡선교에 대하여 알려진 대표적인 설계지침이며, 우리나라에서는 곡선교에 대한 설계지침이 아직 확립되어 있지 않은 실정이다^{2), 10)~12)}.

곡선교는 직선교와 달리 곡률의 영향으로 휨모멘트뿐만 아니라 비틀림모멘트를 받게 되며, 이 비틀림모멘트에 의해 단면에서는 순수비틀림모멘트(pure torsional moment)와 뒤틀비틀림모멘트(warping torsional moment)가 발생하기도 한다^{13)~16)}. 일반적으로 단순곡선교에서 단지점부를 2수로 설계할 경우, 외측지점에서는 연직반력과 비틀림 반력의 합력으로 인해 과도한 정반력이 발생하는 반면에 내측지점에서는 비틀림 반력에 의해 부반력이 발생하는 경우가 있다^{12), 17)~19)}. 이 비틀림 반력에 의해 발생하는 부반력을 방지하기 위해서는 교량 계획단계에서 충분한 예비설계를 통해 부

반력을 제어할 수 있는 방안을 검토하여 교량구조물에서는 가능한 한 부반력이 발생되지 않아야 한다.^{13), 20), 23)}

본 연구에서는 곡선교의 부반력에 대한 국·내외 시방규정을 정리하고 곡선교의 가설시 지점들림현상이 발생한 교량에 대하여 구조적인 검토를 실시하고 부반력 제어 방안을 제시하여 곡선교의 안정성 확보에 대하여 연구하였다.

2. 곡선교에 대한 국내·외 시방규정

2.1 국내의 설계기준

도로교 설계기준(2000년)에 의하면, 교량의 곡선부는 모든 설계차로에 재하된 DB하중의 백분율로서 표현되는 다음과 같은 원심하중에 의해 설계하여야 한다.

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

여기서, CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

한편, 곡선궤도의 경우 원심하중은 궤도차량의 8%로 본다. 원심하중은 교편상 또는 레일면상 1.8m 높이에서 횡방향으로 작용하는 것으로 한다.

바닥판이 지지들거더에 의해 지지되어 있는 경우 바닥판은 동일평면 내에서 원심하중에 저항할 수 있도록 설계하여야 한다. 이 원심하중은 지점을 통하여 하부구조로 전달되므로 하부구조의 설계시에도 원심하중을 고려하여야 한다.

한편 하부구조의 받침에 부(-)의 반력이 작용하는 경우 받침은 식(2.1), 식(2.2)에 의해 구해진 부의 반력중 불리한 값을 사용하여 설계하는 것을 원칙으로 한다.

$$R = 2R_{L+1} + R_D \quad \text{식(2.1)}$$

$$R = R_D + R_W \quad \text{식(2.2)}$$

여기서, R : 받침반력(ton)

R_{L+1} : 충격을 포함한 활하중에 의한 최대 부반력(ton)

R_D : 받침에 부의 반력을 일으키는 부분에 가해지는 고정하중에 의한 받침 반력(ton)

R_W : 풍하중에 의한 최대 부반력(ton)

2.2 국외의 설계기준

1) 미국

미국의 설계기준(AASHTO)에 의하면, 원심하중에 대해서 교량의 곡선부는 모든 설계차선에 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율과 같은 횡방향 하중을 고려하여야 하며, 이때 교량의 경사 영향도 고려되어야 한다

$$C = 0.00117S^2D = \frac{6.68S^2}{R}$$

여기서, C : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

S : 설계속도(miles/h)

D : 곡률각도

R : 곡률반경(ft)

원심하중은 도로 중심선을 따라 교면상 6ft의 높이에서 가해져야 하며, 도로 중심선을 따라 측정되어야 한다. 설계속도는 도로에 주어진 경사를 고려하여 결정하여야 한다. 차선하중은 최대하중 위치에 재하된 각 설계차선에 표준트럭 1대에 대해 3.7조항에 따라 재하되어야 한다.

부반력을 받는 지점에 대해서는 계산된 부반력을 하부구조에 안전하게 전달되어야 한다.

2) 일본

일본의 도로교시방서·동해설(1996년)의 시방서 규정에 의하면, 원심하중은 곡선궤도의 경우 궤도차량의 8%로 보고, 레일면상 1.8m 높이에서 횡방향으로 작용하는 것으로 한다. 특별한 경우 자동차에 대한 원심하중을 고려한다. 자동차의 제동하중 및 궤도차량의 제동하중은 극단적으로 가벼운 교량 및 궤도가 있는 등 특별한 경우에 고려 하는 것으로 한다. 자동차의 제동하중은 2.5t이상, 교면상 1.8m 높이에서 자동차의 진행방향으로 작용하는 것으로 한다. 궤도차량의 제동하중은 총분하중의 10%이상, 레일

면상 1.8m 높이에서 자동차의 진행방향으로 작용하는 것으로 한다. 받침에 작용하는 부반력은 식(2.3) 및 식(2.4)에 따라 구해진 부반력중 불리한 값을 취하여 설계하는 것을 원칙으로 한다.

$$R_u = 2R_{L+1} + R_D \quad (2.3)$$

$$R_u = R_D + R_W \quad (2.4)$$

여기서,

R_u : 받침에 생기는 부반력(ton)

R_{L+1} : 충격울 포함한 활하중에 의한 최대부반력(ton)

R_D : 사하중에 의한 받침반력(ton)

R_W : 풍하중에 의한 최대부반력(ton)

3) 영국

부반력에 관련된 영국(BS 5400 Part 9(1983))의 규정에 의하면, 부반력이 발생하면 설계자는 부반력에 대해 수치의 한계값에 저항하도록 설계하여야 한다. 원심하중은 곡선교량에서 점하중(point load)으로 도로의 표면에서 반경 방향이나 그것에 평행하게 움직이는 50m 중심에서 설계 차선에 적용되어진다. 공칭원심하중 F_c 는 아래와 같이 나타낸다.

$$F_c = \frac{3000}{r+150} \text{ kN}$$

여기서, r 은 차선의 곡률반경(m)

각각의 하중 F_c 는 교축방향으로 5m 중심에서 하나의 하중이나 F_c 의 1/3이나 2/3의 두부분으로 나누어지는 것과 어느것이든 영향이 적은 것으로 취해진다. 연관된 광칭 주 활하중은 각각의 원심 하중은 수직활하중 300kN과 5m길이에 대한 이론적인 차선에 일정하지 않게 분포한다. 여기서, 원심하중은 분할되어지고 수직활하중은 같은 비율로 분할되어진다.

100kN의 F_c 의 1/3에 부합하는 점하중과 같이 활동하는 것으로 고려되어
지고 200kN의 일부분은 단위길이에 대한 설계 차선 위에 일정하게 적용
되는 등분포하중이나 F_c 하중의 2/3에 부합하는 점하중(point load)과 같이
가해지는 것으로 고려한다.

4) 캐나다

캐나다의 Ontario Highway Bridge Design(1983) 규정에 의하면, 원심
하중은 교량의 곡선부에서 수평 원심하중은 $v^2/127r$ 로 표현되는 무차원
인 동하중없이 선하중을 포함하는 활하중을 곱하므로써 계산되며 계산차
선의 중심에 교면상 1.8m의 높이에서 수평과 진행방향에 직각으로 가해진
다.

부재 설계에서 규정 하중을 재하하는 것 외에 전도, 부반력 그리고 횡변
위를 고려하도록 되어 있으며 전도 또는 부반력을 받는 구조물은 어떤 하
중조합에서 부반력 또는 전도를 초과하지 않도록 조절되어야 한다.

최근 전자계산기의 발달과 임의형 평면격자 해석방법의 일반화에 의해
곡선교도 직교와 같이 해석할 수 있게 되었다. 그러나, 곡선이라는 조건은
교량 각부에 다양한 영향을 주므로 직교와 다른 곡선교 특유의 문제에 대
한 거동 분석과 이에 따른 계획, 설계가 필요하게 된다. 따라서 최근 국내
외적으로 곡선교 해석에 대하여 많은 연구가 진행되고 있다. 이와 관련하
여 곡선교에 관한 외국의 설계기준을 조사하였다.

곡선부의 교량은 차량이 주행할 때 원심력에 의한 수평하중을 받게된다.
이러한 수평하중은 그 크기가 교량의 곡선반경과 차량의 주행속도에 의해
결정되며, 곡선교를 설계하는 과정에서 원심하중으로 정의하여 교면상
1.8m 높이에서 재하하게 된다.

곡선교에 있어 원심하중은 반침에 부의 반력을 일으키는 원인이 되며,

받침구조에 부반력이 발생하게 되면 구조물의 안정 조건상 교량은 전도의 위험성이 크게 되므로 각국은 부반력 발생조건에 관하여 특별한 규정을 두고 있다.

미국의 경우, 활하중과 충격을 100% 증가시킨 2배의 하중효과와 증가시키지 않은 다른 하중이 조합된 상태의 설계 부반력을 사용하여 인장을 받는 앵커볼트등 각 구조요소에 대하여 허용응력을 1.5배로 증가시킨 조건에서 안전을 유지하도록 규정하고 있다.

일본의 경우, 받침을 설계할 때 충격을 포함한 활하중(R_{L+I})에 2배의 하중계수를 적용하도록 하고 있으나, 이때는 단지 사하중만 추가로 조합시켜 계산할 수 있으며 미국과 같이 별도로 허용응력에 관한 증가계수는 고려하지 않도록 하고 있다.

부반력 조건으로서 별도로 2배의 하중계수를 적용하는 미국과 일본의 경우와 달리 영국은, 재료의 강도를 기준으로 하는 극한 한계상태와 허용응력을 기준으로 하는 사용한계 상태에 대하여 각각 받침 구조가 안전하게 설계되도록 규정하고 있다.

캐나다와 독일의 경우, 영국과 비슷한 방법으로 하중계수를 사용한 안전성을 확보토록 규정하고 있다. 특히 독일의 경우는, 구조상 부반력에 민감한 교좌장치는 앵커링을 하는 것이 필요하며, 이때는 하중계수를 곱한 부반력의 크기에 대해 앵커의 신장이 일어나지 않을 정도로 프리스트레스를 도입하도록 규정하고 있다.

3. 곡선교 해석에 관한 기본적 이론

3.1 곡선교의 거동적 특성

곡선교량은 휨 거동에 의하여 지배를 받는 직선교량과 달리 상대적으로 비틀림에 의하여도 많은 지배를 받는 교량이다. 중력하중만에 의하여서도 휨과 더불어 상당한 비틀림 모멘트가 발생하게 된다. 이러한 비틀림 모멘트의 영향은 곡률이 증가될수록 더욱 커지게 된다. 그러므로 직선교량과 달리 곡선교량은 휨 거동만이 중요한 구조로 인식되어서는 안되고 휨과 비틀림 거동이 모두 중요한 구조 부재로 인식 되어져야 한다.

곡선교량에서는 초기 곡률에 의한 기하학적인 영향에 의하여 휨과 비틀림이 독립적으로 거동하는 것이 아니라 서로 연관되어 있어 동시에 발생한다. 그렇기 때문에 고정하중이 도심축에 작용하더라도 휨뿐만 아니라 비틀림도 동시에 발생하는 구조이다. 초기 곡률에 의한 추가적인 비틀림 거동은 휨 거동에도 영향을 미쳐 휨 강성도 역시 저하시키는 경향이 있어 같은 제원의 직선 교량에 비하여 휨 강성은 초기 곡률 증가에 따라 상대적으로 현저히 감소한다.

교량의 비틀림 거동은 휨 거동에 비하여 상대적으로 매우 복잡하다. 더욱이 곡선 교량은 휨과 비틀림과의 연성(Coupling)효과 때문에 그 복잡성은 더욱 심하다. 일반적으로 단면에 발생하는 비틀림 모멘트는 단면의 회전을 유발하여 단면에 전단응력을 발생함으로써 저항하게 되는 순수 비틀림(Pure Torsion)과 축방향 변형이 발생하여 이 때문에 추가적으로 야기되는 전단력(Shear Flow)이 발생하게 되어 이 전단력이 비틀림 모멘트에 저항하도록 하는 뒹비틀림(Warping Torsion)에 의하여 주로 저항된다. 충실단면이나 상자형과 같은 폐단면인 경우는 주로 순수비틀림의 효과가 크고 뒹비틀림의 영향은 많은 경우에 무시할 수 있을 만큼 작다. 그러나 I형이나 II형과 같은 개단면에서는 뒹비틀림의 효과가 매우 크다. 또한 상자형과

같은 폐합 단면에서는 비틀림 거동은 뒤틀림(Distorsion)을 수반하여 그 거동이 더욱 더 복잡해 진다고 할 수 있다.

교량의 지점은 운동 성분을 구속하여 그에 상응하는 반력에 저항하는 중요한 구조 요소이다. 곡선교량에서의 연직 반력은 연직 운동을 구속하기 위하여 발생하는 성분과 단면의 비틀림 회전운동을 구속하기 위한 합으로 이루어 진다. 비틀림 회전운동을 구속하기 위한 반력의 크기가 연직운동을 구속하기 위한 반력의 크기와 비슷한 정도의 곡선교량은 비틀림과 휨이 동시에 지배하는 구조물이라고 할 수 있다. 그러므로 곡률 외측부에서는 연직운동 구속 반력과 비틀림 구속 반력이 서로 합력을 이루어 과도한 정반력이 발생할 수 있다. 이와 반대로 내측부 지점의 경우에는 비틀림을 구속하는 반력이 연직운동 구속반력과 반대 방향으로 작용함으로써 이의 영향으로 부반력이 발생하기에 쉬운 구조이다. 또한 고정하중에 의한 정반력이 거의 없는 상태이므로 활하중, 충격하중, 그리고 원심하중에 의하여 부반력은 항상 반복적으로 발생하며 이는 피로 유발 하중이 되어 부반력 지점에서의 각종 구조 요소의 피로 강도를 심각하게 저하시키는 요인이 된다. 곡선교량은 직선교와 달리 비틀림에 의하여 복잡한 변위를 갖게 된다. 단면의 회전 변위와 더불어 또 하나의 중요한 변위성분은 뒹 거동에 의한 교축방향 변위이다. 뒹 거동은 폐단면에서는 비교적 영향이 적으나 개단면에서는 그 영향이 상당하다. 뒹에 의한 교축방향 변위는 다른 변위 성분에 비하여 비교적 그 크기가 작지만 그 변위성분이 구속 되었을 경우에는 교축방향의 강성이 매우 크기 때문에 오히려 더욱 더 큰 반력이 생성 될 수 있다. 주목할 것은 상자형 교량이 폐단면이더라도 합성 후에는 슬래브의 합성 영향으로 비틀림에 대해서는 개단면의 특성을 갖는다는 점이다. 교축방향 뒹 반력은 타당하게 고려되지 않으면 과도한 수평진단력이 지점부의 각 구조 요소에 작용하여 파손 및 파괴를 초래할 수 있는 중요한 요인이 될 수 있다.

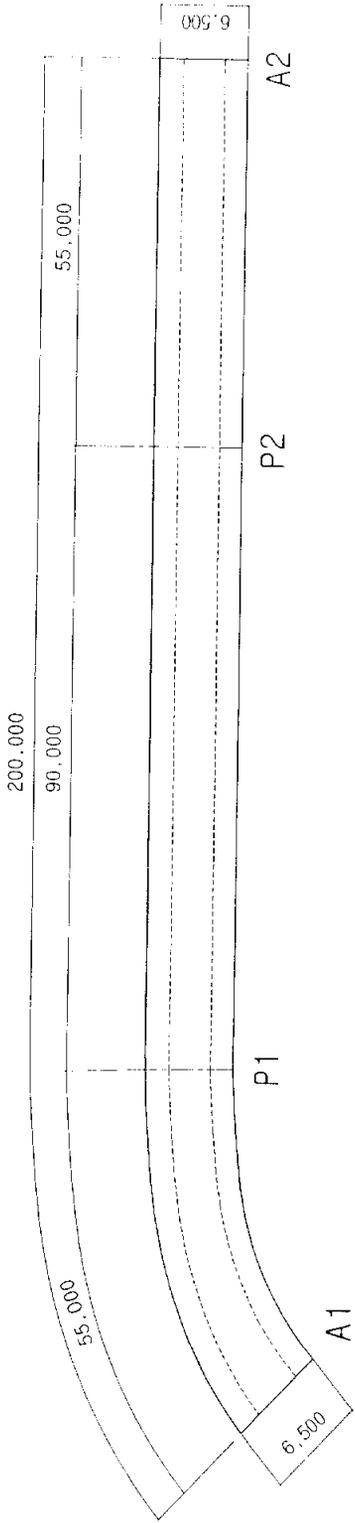
4 지점의 들림현상 분석

4.1 대상교량의 제원

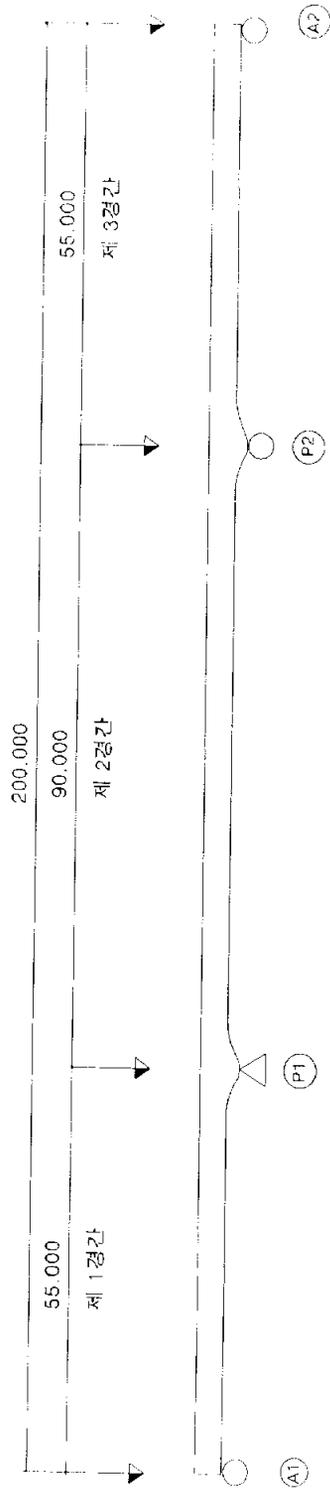
대상교량은 지점의 들림현상이 발생한 도로교(2차선)로서 3경간 연속 강상판상형교이다. 그림 4.1은 대상교량의 종·평면도를 나타내며, 교량의 시점 교대 A1에서 교각P1까지 곡선($R = 58m$)이며, 교각 P1에서 종점 교대 A2까지는 직선이다. 대상 교량은 곡선교 가설시 나타날 수 있는 지점의 들림현상이 발생하였으며, 지점의 들림현상에 대해 검토하였다.

교량의 제원은 다음과 같다.

- ① 형 식 : 3경간 연속 강상판상형교(1면)
- ② 연 장 : $L = 55 + 90 + 55 = 200m$
- ③ 폭 원 : $B = 6.5m$
- ④ 강 종 : SM490B
- ⑤ 평면선형 : 곡선(도로중심 $R=60.0m$) + 직선
- ⑥ 데크 플레이트 : $t = 15mm$
- ⑦ 편 구 배 : $-6\% \sim -2\%$
- ⑧ 종 구 배 : $+6.76\% \sim -2.99\%$
- ⑨ 교좌장치 배 치 : 1열(중간지점부), 2열(단지점부)
- ⑩ 총 중 량 : 736.7ton



a) 대상교량의 평면도



b) 대상교량의 종단면도

그림 4.1 대상교량의 종·평면도

4.2 지점의 들림변위량 측정

상부구조를 현장에 설치한 후, 교대A1 우측(A1→A2방향) 지점부가 강재자중+방호벽의 자중만으로 약 16~47mm정도 들림변위가 발생하였다. 그림 4.2에 교대 A1 우측의 들림변위가 발생한 위치를 나타내며, 사진 4.1에 교대 A1 우측의 들림변위 전경을 각각 나타낸다.

지점의 들림변위량은 시간대별로 강교에 작용하는 온도에 따라 들림량이 변화하였으며 그 변화량은 온도가 가장 높은 낮시간대에 최대 47mm, 아침 및 저녁시간대에는 최소 19mm정도로 일반 대기의 온도변화에 따른 들림량이 28mm로 차이를 나타내었다.

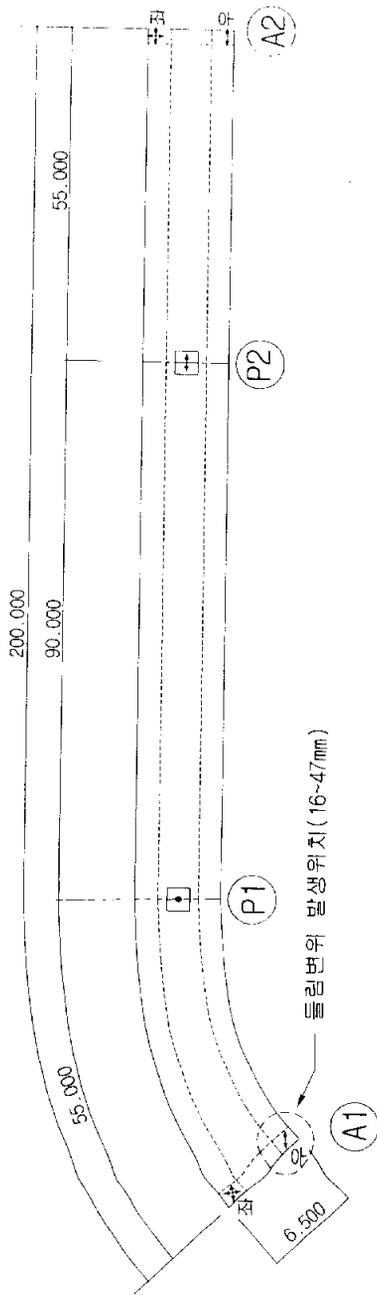


그림 4.2 들림변위 발생 위치도

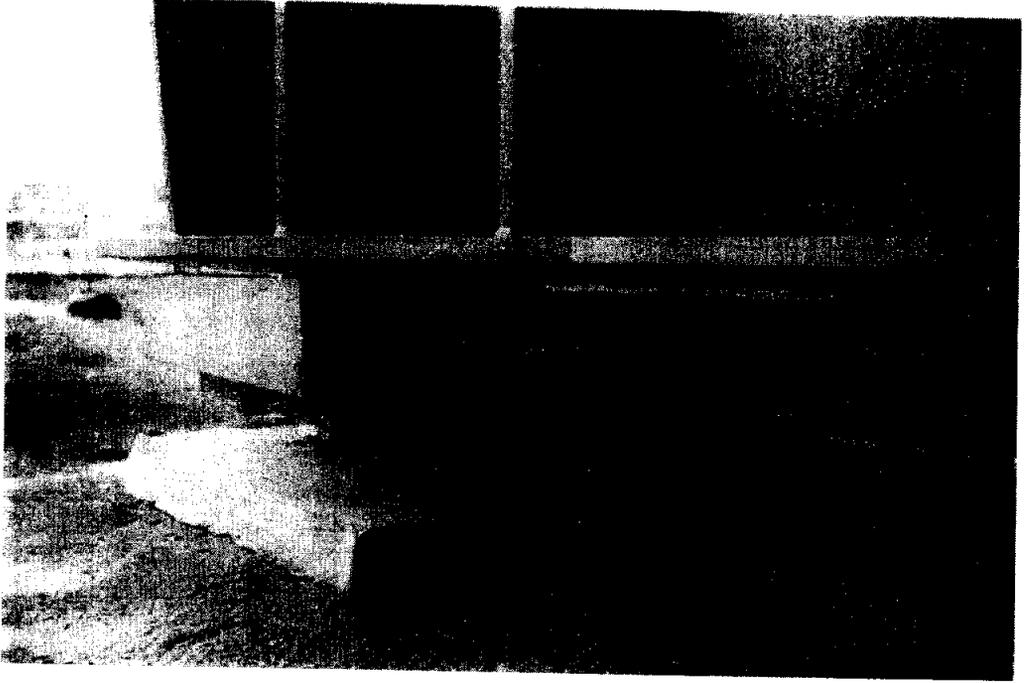


사진 4.1 교대 A1 우측 솟음변위 전경

4.3 구조검토

지점의 들림현상에 대해 구조적인 면에서 분석하기 위해 일반적으로 사용하는 방법인 3차원 뼈대구조 해석과 MIDAS를 이용한 3차원 셀요소 해석으로 구조해석을 실시하였다. 도로교설계기준에 의하면 주하중은 고정하중, 활하중, 충격을 고려하며 부하중은 지진의 영향을 고려하여야 하나, 강제자중+방호벽만의 하중으로 지점들림현상이 발생하였으므로 강제자중+방호벽 하중을 재하하여 지점의 들림변위 발생 가능여부에 대해서 비교·검토하였다.

4.3.1 뼈대구조 해석

1) 해석모델

본 연구에서는 현재 가설된 교량에 대해 상세한 모델링을 위해 shop drawing의 치수로 모델링하여 구조계산을 실시하였다. 그림 4.3에 단지점부와 중간지점부의 단면형상을, 그림 4.4에 해석모델링을 각각 나타낸다. 해석 모델에 사용된 절점과 경계조건은 다음과 같다.

- 절점수 : 120 node
- 경계조건 : 고정 1개소, 1방향 3개소, 2방향 2개소

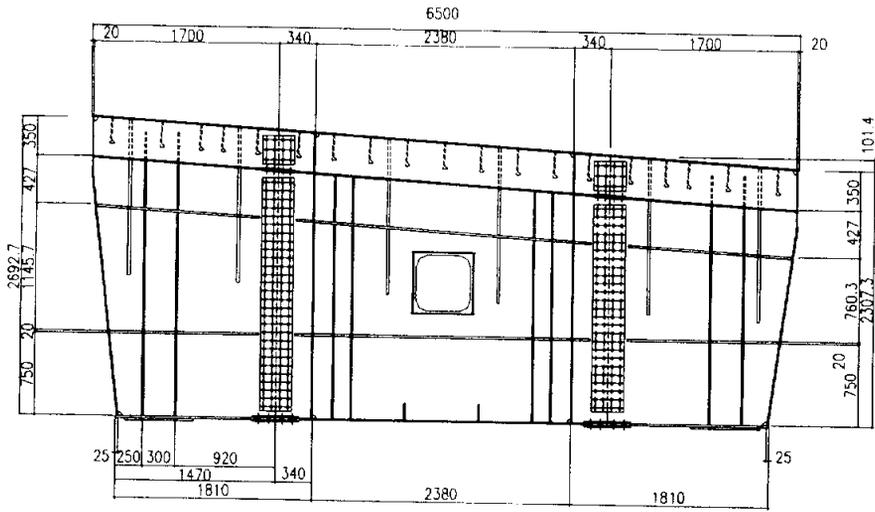


그림 4.3 a) 단지점부 단면형상

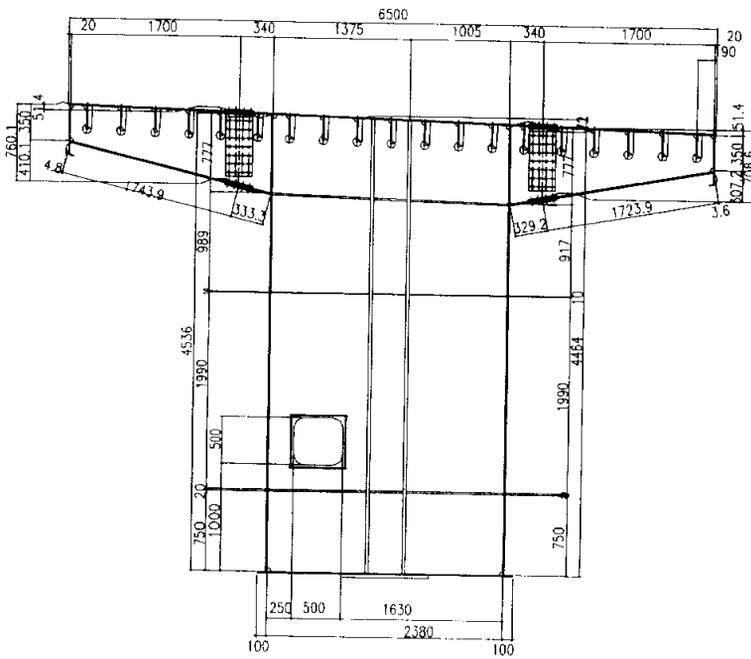


그림 4.3 b) 중간지점부 단면형상

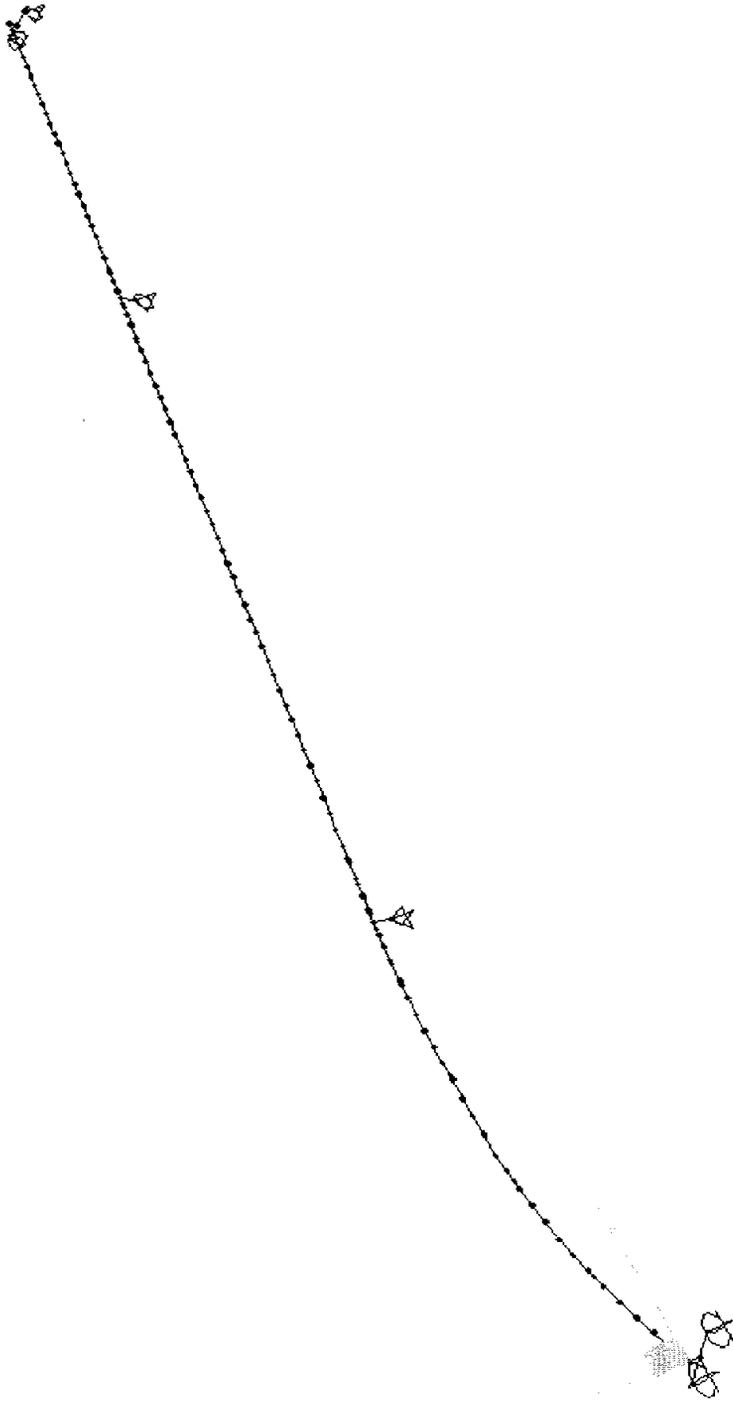


그림 4.4 해석 모델링(120절점)

2) 단면제원

단면1의 Shop drawing 제원을 표 4.1에 나타낸다.

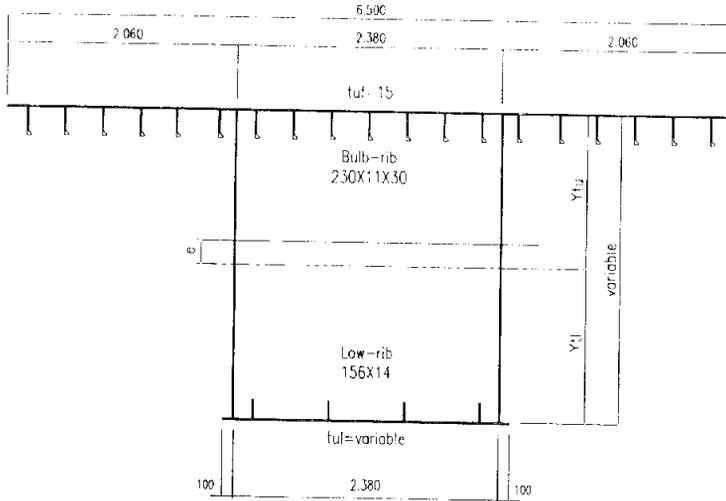


표 4.1 단면1의 제원

구 분	B(cm)	H(cm)	A(cm ²)	X(cm)	A×X(cm ³)	A×X ² (cm ³)	I _c (cm ⁴)	비 고
UPP FLG	650.0	1.5	975.0	122.2	119096.3	14547606.9	182.8	1ea
WEB PLT	242.8	1.2	582.7	0.0	0.0	0.0	2862701.4	2ea
LOW FLG	258.0	1.6	412.8	-122.2	-50444.2	6164276.3	88.1	1ea
UPP RIB	J형(23×1.1×3.0)		607.6	607.6	68077.7	7627430.5	31920.0	19ea
LOW RIB	15.6	1.4	87.3	-113.6	-9924.1	1127377.3	1771.6	4ea
SUM			2,665.4		7,686,158.3	21,871,181.0	3071189.8	

- e(편심거리) = 126805.70 / 2665.500 = 47.573 cm
- Y_{tu} = 242.8 / 2 - 47.573 + 1.5 = 75.327 cm
- Y_t = 242.8 / 2 + 47.573 + 1.6 = 170.573 cm
- I₃₃ = ΣI_c + ΣA×X² - A×e² = 32363355.010 - 6032533.820
= 26330821.190 cm⁴
- I₂₂ = 44869894.4 cm⁴
- J_s = 19079307.417 cm⁴

3) 뼈대구조 해석결과

뼈대구조 해석결과, 표 4.2에 뼈대구조 해석 지점반력을 나타낸다.

표 4.2 뼈대구조 해석 지점반력(단위 : ton)

구 분		교대 A1		교대 A2	
		좌측(t)	우측(t)	좌측(t)	우측(t)
1차 사하중		18.98	35.29	17.59	35.34
2차 사하중		6.68	8.90	5.43	9.81
활하중	최 대	88.21	67.61	63.21	64.09
	최 소	-57.08	-44.85	-41.79	-30.36
지점침하	최 대	3.05	2.13	0.47	1.50
	최 소	-3.05	-2.13	-0.44	-1.50
합 계	최 대	117.00	113.92	86.69	110.74
	최 소	-34.39	-2.79	-19.22	13.29

4.3.2 셸요소 해석

구조물의 거동 즉, 외적 안정성을 확인 하기 위해 MIDAS를 이용하여 3차원 해석을 실시하였다. 해석모델은 그림 4.5와 같으며, 강제자중+방호벽자중(매스 콘크리트 미타설)만 재하하였을 때의 지점반력을 해석하였다. 그림 4.6에 강제자중에 의한 변위도를 나타낸다.

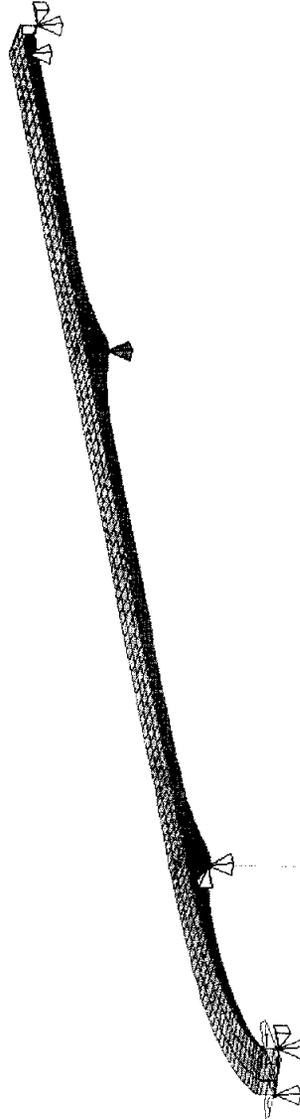


그림 4.5 해석모델링(SHELL)

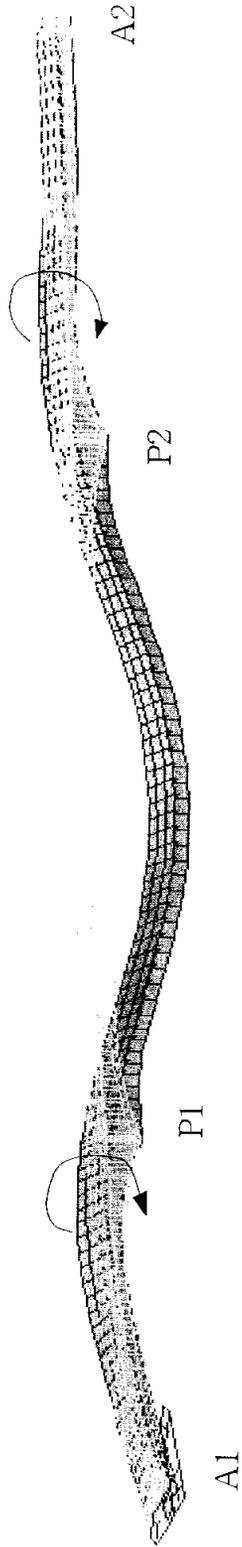


그림 4.6 강재자중에 의한 변위도

4.3.3 뱀대구조 및 셸요소 해석 비교·검토

1) 뱀대구조 해석결과

뱀대구조 해석을 실시한 결과, 강재자중+방호벽 하중만을 재하하였을 경우에는 교대 A1 및 A2의 검토한 결과, 교대 A1의 우측지점부에 들림현상은 발생하지 않고 정반력이 35.29ton이 발생하였다.

2) Shell요소 해석결과

Shell요소 해석을 실시한 결과, 지점들림현상은 발생하지 않고 교대 A1 우측지점의 반력이 좌측지점의 반력보다 크게 발생하였다. 뱀대구조 해석결과와 거의 같은 지점반력이 발생하였다.

3) 뱀대구조 해석과 Shell요소 해석결과 분석

뱀대구조 해석과 Shell요소 해석의 지점반력 비교는 표 4.3에 나타낸다.

뱀대구조 해석과 Shell요소 해석 모두 교대 A1 우측지점의 반력이 좌측지점의 반력보다 크게 작용하였다.

Shell요소 해석에서는 중앙 경간(90m)의 처짐 영향으로 인해 1경간의 교각 P1측과 3경간의 교각 P2측에 연직변위가 시계방향으로 회전함을 알 수 있었다.

표 4.3 뱀대구조 해석과 Shell요소 해석의 지점반력 비교(단위 : ton)

구분	교대 A1		교대 A2	
	좌측	우측	좌측	우측
Shell요소	25.18	34.97	23.00	35.27
뱀대구조 해석	18.98	35.29	17.59	35.34

4.3.4 지점의 들림현상 분석

구조 해석결과에서는 지점에 들림현상은 발생하지 않았으나, 가설현장에서는 들림현상이 발생하였다. 이러한 들림현상의 발생은 편구배가 6% → 2%, 형고 2.5m → 4.5m, 좌·우측 웨브 높이도 서로 다른 3차원으로 변화하는 곡선교이므로 제작·설치시 정밀성 부족, 데크플레이트에 방호벽을 부착할 때 상판의 우측과 좌측의 용접입열량 차이, 그리고 교대 A1 및 A2에서는 2슈, 교각 P1 및 P2는 1슈이므로 교각 P1 및 P2에서 교축방향 좌·우로 스틸박스 자체 하중의 불균형재하 등을 생각할 수 있다. 따라서 교대 A1의 우측 지점부(소울플레이트)의 들림현상을 표 4.4와 같이 일출 후에 측정하였다. 측정결과, 온도가 가장 높은 11:00 및 14:30에 들림변위가 가장 컸으므로 일출 후 온도 변화에 따라 들림현상이 달라지는 것을 알 수 있었다. 즉 교각 P1 및 P2가 1슈이므로 온도변화에 따른 스틸박스의 데크플레이트 및 웨브측의 신장량의 차이에 따라 스틸박스 자체 하중의 불균형 재하로 인해 교대 A1의 우측 지점부에 들림현상이 발생하였다.

표 4.4 시간대별 교대 A1의 교좌장치 들림변위 측정결과

(단위 : mm)

구 분		①	②	③	④	측정위치
2002. 6. 14.	09:00	23	27	26	25	
	11:00	41	47	40	46	
	14:30	43	47	42	47	
	18:00	16	20	17	19	

5. 곡선교의 부반력 제어 방안

원설계에서는 교대 A1 및 A2에 작용하는 부반력을 제거하기 위해 교대 A1측 및 A2측 박스 내부에 타설높이를 0.937m, 타설길이를 각각 35.65m 및 23.65m씩 매스 콘크리트를 타설하도록 설계되어 있다.

5.1 매스 콘크리트 미타설시 단면력

매스 콘크리트 미타설시 지점반력 및 휨모멘트, 전단력, 비틀림모멘트를 표 5.1 및 표 5.2~5.4에 각각 나타낸다. 최소 지점반력은 교대 A1에서 좌측 -34.386ton, 우측 -2.787ton, 교대 A2에서는 좌측 -19.223ton, 우측이 13.294ton으로 부반력이 발생하였다. 교대 A1 및 A2의 좌·우반력의 차이가 크게 발생하는 것은 곡선구간(교대 A1~교각 P1)에 의한 비틀림모멘트의 영향으로 인해 우측 보다 좌측지점에 더 큰 부반력이 작용하므로 비틀림모멘트를 완화시킬 필요가 있다.

표 5.1 매스 콘크리트 미타설시 지점반력(단위 : ton)

구 분		교대 A1		교대 A2	
		좌 측	우 측	좌 측	우 측
1차 사하중		18.979	35.289	17.586	35.344
2차 사하중		6.675	8.900	5.426	9.809
완하중	최 대	88.211	67.609	63.213	64.088
	최 소	-57.083	-44.851	-41.793	-30.357
지 점 침 하	최 대	3.047	2.125	0.469	1.502
	최 소	-3.047	-2.125	-0.442	-1.502
합 계	최 대	117.002	113.923	86.694	110.743
	최 소	-34.386	-2.787	19.223	13.294

표 5.2 휨모멘트 집계표(단위 : t · m)

구분		교대 A1	1 경간	교각 P1	2 경간	교각 P2	3 경간	교대 A2
1차 사하중		-1.05	356.44	-2448.46	1443.45	-2385.2	399.21	0.07
2차 사하중		-0.38	109.23	-650.69	373.6	-671.29	117.12	0.02
활하중	최대	1.62	987.01	185.48	1249.41	241.88	1026.51	0.15
	최소	-4.04	-233.27	-1497.71	-404.15	-1494.37	-302.24	-0.11
지점 침하	최대	0.08	18.88	67.01	14.4	71.05	22.57	1.68
	최소	-0.08	-18.88	-67.01	-12.38	-71.05	-22.57	-1.68
합계	최대	0.27	1471.56	-2846.66	3080.86	-2743.56	1565.41	1.92
	최소	-5.55	213.52	-4663.87	1400.52	-4621.91	191.52	-1.7

표 5.3 전단력 집계표(단위 : ton)

구분		교대 A1	1 경간	교각 P1	2 경간	교각 P2	3 경간	교대 A2
1차 사하중		-50.73	-7.37	-177.34	1.83	174.27	-9.82	49.11
2차 사하중		-12.79	-0.52	-44.7	0.31	45.32	-2.2	14.17
활하중	최대	15.51	38.72	7.95	53.85	101.97	59.11	94.91
	최소	-96.08	-66.16	-104.38	-53.53	-10.33	-50.6	-18.82
지점 침하	최대	1.3	1.3	1.53	1.53	1.53	1.53	1.31
	최소	-1.3	-1.3	-1.53	-1.53	-1.53	-1.53	-1.31
합계	최대	-46.71	32.13	-212.56	57.52	323.09	48.62	159.5
	최소	-160.9	-75.35	-327.95	-52.92	207.73	-64.15	43.15

표 5.4 비틀림모멘트 집계표(단위 : t · m)

구분		교대 A1	1 경간	교각 P1	2 경간	교각 P2	3 경간	교대 A2
1차 사하중		-44.28	7.54	-177.34	-9.58	-9.61	-2.32	-1.38
2차 사하중		-16.23	-0.94	8.04	-2.33	-2.34	-0.61	-0.34
활하중	최대	106.63	82.54	21.05	35.27	93.05	66.77	94.55
	최소	-237.86	-158.06	-111.31	-50.89	-11.63	-18.58	-1.83
지점 침하	최대	4.31	3.27	0.71	0.61	0.6	0.1	0.07
	최소	-4.31	-2.27	-0.71	-0.61	-0.6	-0.1	-0.07
합계	최대	50.43	92.41	-147.54	23.97	81.7	63.94	92.9
	최소	-302.68	-153.73	-281.32	-63.41	-24.18	-21.61	-3.62

5.2 비틀림모멘트에 의한 부반력 제어방안

원설계에서는 부반력을 제어할 목적으로 박스 내부에 매스 콘크리트를 교대 A1측에는 34.50m, 교대 A2측에는 23.65m를 타설하고, 또한 주형의 비틀림을 억제하기 위해 레그부재를 설치하였다. 그러나 5.1.2에서 서술한 바와 같이 매스 콘크리트를 박스내부에 14.00m 타설하여도 교대 A1 좌측의 최소지점반력이 0.259t이므로 정반력값을 더욱 증가시키기 위해 여러가지 방안을 검토하였다. “4.3.4 지점의 들림현상 분석”에서 교대 A1의 우측 지점부의 들림현상은 교각 P1 및 P2가 1슈로 지지되어 온도변화에 따른 스틸박스의 신축으로 인해 스틸박스 자체 하중이 교축방향 좌·우로 불균형 재하되어 들림현상이 발생하였다. 따라서 교각 P1 및 P2의 좌·우에 탄성받침 설치, 교대 A1측 박스내부에 매스 콘크리트를 타설, 교대 A1의 레그부재 및 교각 P1, P2에 부반력 앵커를 각각 설치하여 비틀림모멘트에 의한 부반력을 제거하기로 하였다.

5.2.1 해석방법

대상교량은 곡선교이므로 교대 A1의 우측에 작용하는 비틀림 모멘트에 의한 부반력을 완화하기 위해 교각부의 좌·우측에 탄성받침을 그림 5.1와 그림 5.2와 같이 2개소 설치하여 박스에 작용하는 비틀림모멘트 및 지점반력 해석을 다시 실시하였다. 해석모델링 및 탄성받침 모델링을 그림 5.3에 나타낸다.

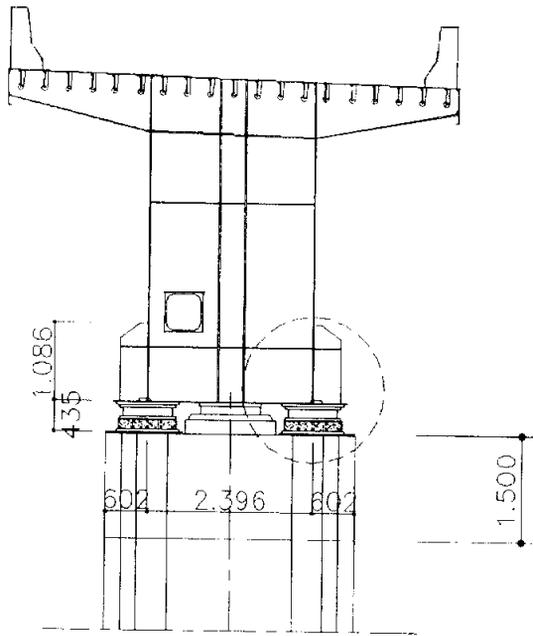


그림 5.1 교각부(P1, P2) 탄성받침 위치도

상 세 도

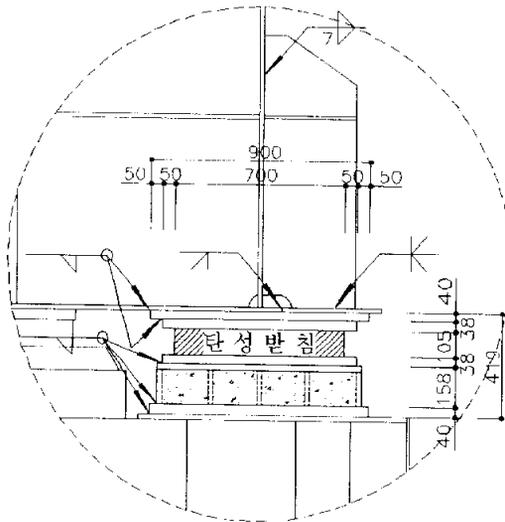


그림 5.2 교각부(P1, P2) 탄성받침 상세도

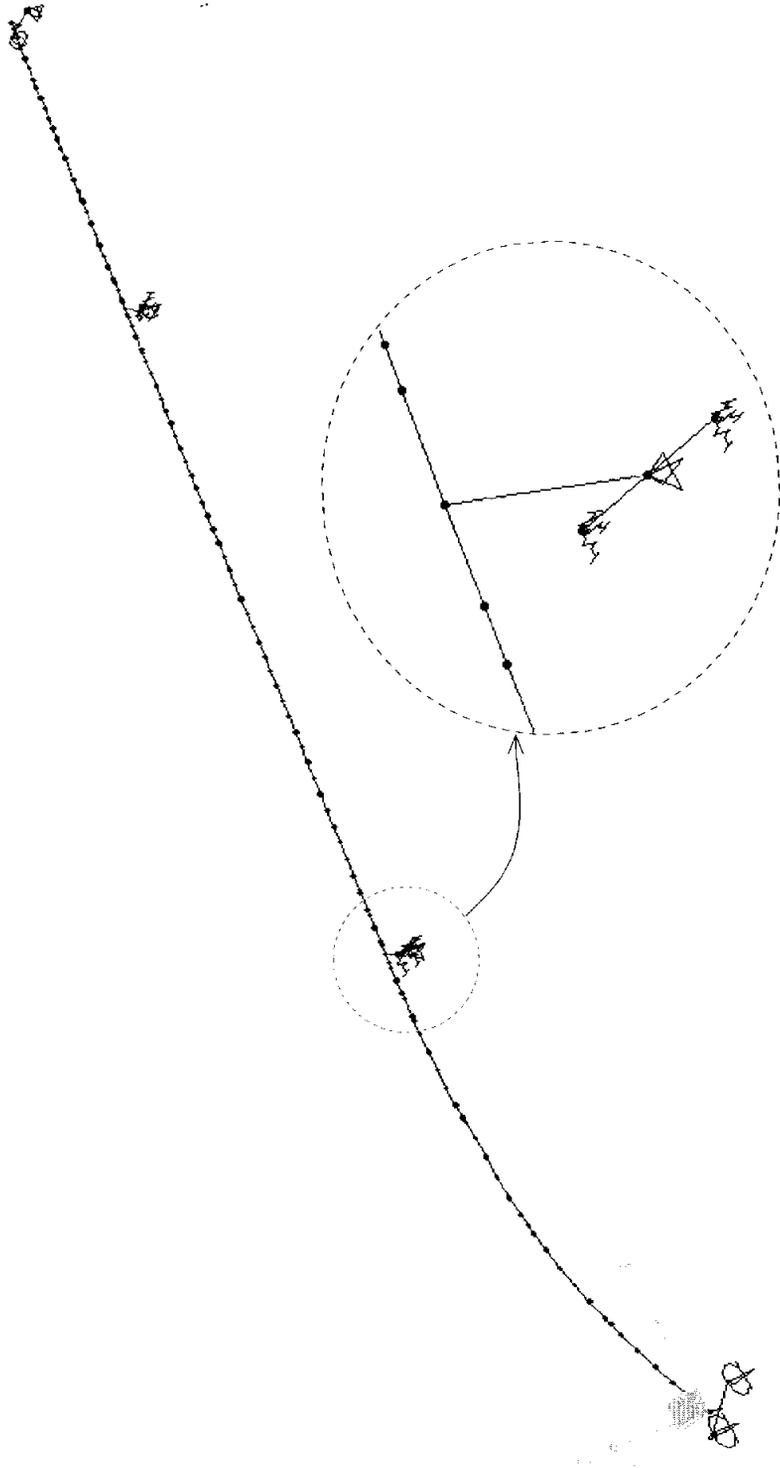


그림 5.3 해석 모델링 및 탄성반침 모델링

5.2.2 해석결과

해석결과, 교각 P1, P2에 설치한 탄성받침의 반력을 표 5.5에 나타낸다. 표 5.6, 그림 5.4와 그림 5.5에 나타난 바와 같이 교각 양단에 탄성받침 설치로 인해 박스에 작용하는 비틀림모멘트는 교대 A1에서는 거의 동일한 값을 나타냈으며, 교대 2에서는 교각 P1, P2의 교좌장치가 1개일 경우에 비해 -297.859ton에서 -100.058ton으로 감소되었다.

지점반력에 대해서는 표 5.7 및 표 5.8에 나타난 바와 같이 교대 A1에서는 좌측 -34.386ton → 13.006ton, 우측 -2.787ton → -1.041ton, 교대 A2에서는 좌측 -19.223ton → 20.215ton, 우측 13.239ton → 21.342ton으로 정반력이 증가하여 부반력이 상당히 감소되었음을 알 수 있었다. 그러나 교각 P1, P2에 탄성받침을 설치하여도 교대 A1 우측지점에 부반력(-1.041ton)이 발생하므로 매스 콘크리트를 타설하여 부반력을 제거할 필요가 있다.

표 5.5 교각부(P1, P2)에 설치한 탄성받침에 작용하는 반력(단위 : ton)

구 분		1차 사하중	2차 사하중	활 하 중	지점침하	합 계
교각 P1	좌측	-	-	168.541	7.956	176.497
	우측	139.892	36.327	247.894	7.963	432.076
교각 P2	좌측	-	-	119.423	0.218	119.641
	우측	7.772	2.009	125.096	0.217	135.094

표 5.6 교각부(P1, P2) 탄성받침 설치에 따른 비틀림모멘트(단위 : ton · m)

구 분	교각에 1개의 교좌장치 설치시 비틀림 모멘트	탄성받침 추가 설치시 비틀림 모멘트	비 고
교대 A1	-321.995	327.802	
1경간 중앙	422.692	132.016	
교각 P1	-173.833	-322.399	
2경간 중앙	-138.110	-64.601	
교각 P2	-214.046	-114.988	
3경간 중앙	-263.146	-64.336	
교대 A2	-297.859	-100.058	

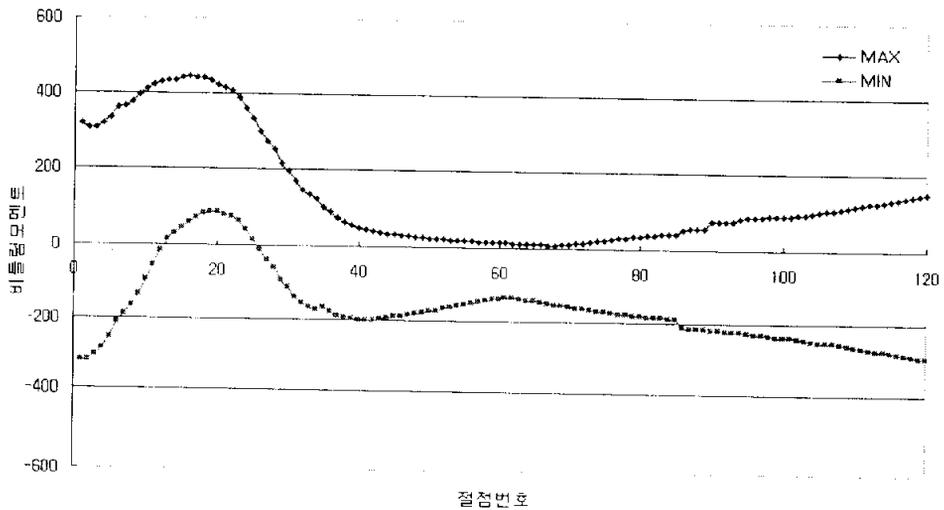


그림 5.4 탄성받침 미설치시 비틀림 모멘트도

표 5.7 교각부(P1, P2) 탄성받침 설치에 따른 교대 A1 반력(단위 : ton)

구 분		탄성받침 미설치		탄성받침 설치	
		교대 A1(좌)	교대 A1(우)	교대 A1(좌)	교대 A1(우)
1차 사하중		18.979	35.289	33.795	16.937
2차 사하중		6.765	8.900	10.428	4.363
활하중	최 대	88.211	67.609	75.951	49.564
	최 소	-57.083	-44.851	-29.757	-22.003
지 점 침 하	최 대	3.047	2.125	1.460	0.497
	최 소	-3.047	-2.125	-1.460	-0.338
합 계	최 대	117.002	113.923	121.634	71.361
	최 소	-34.386	-2.787	13.006	-1.041

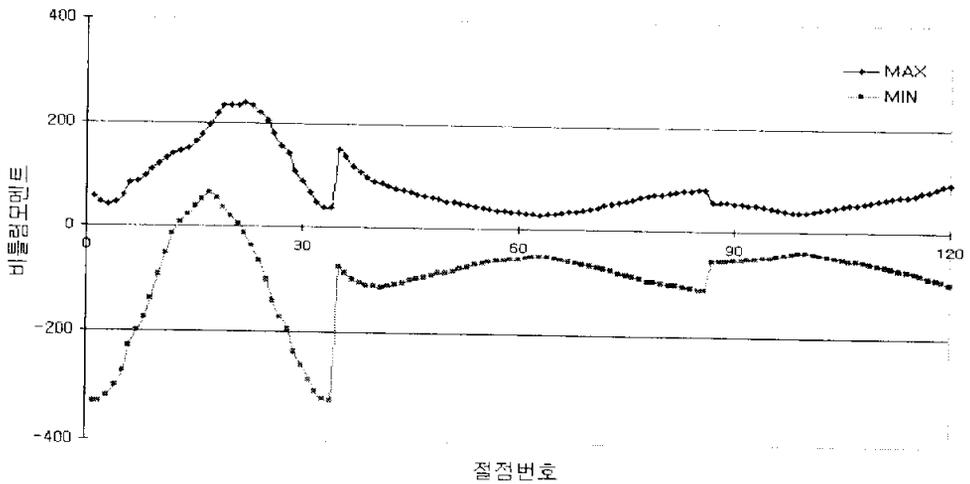


그림 5.5 탄성받침 설치시 비틀림 모멘트도

표 5.8 교각부(P1, P2) 탄성받침 설치에 따른 교대 A2 반력(단위 : ton)

구 분		탄성받침 미설치시		탄성받침 설치시	
		교대 A2(좌)	교대 A2(우)	교대 A2(좌)	교대 A2(우)
1차 사하중		17.586	35.344	26.650	27.046
2차 사하중		5.426	9.809	7.668	7.756
활하중	최 대	63.213	64.088	50.378	49.746
	최 소	-41.793	-30.357	-13.626	-12.922
지 점 침 하	최 대	0.469	1.502	0.636	0.667
	최 소	-0.442	-1.502	-0.636	-0.667
합 계	최 대	86.694	110.743	85.491	85.344
	최 소	-19.223	13.294	20.215	21.342

5.3 매스 콘크리트 타설길이 검토

교각 P1, P2에 탄성받침을 설치하여도 교대 A1 우측에서는 부반력이 발생하므로 부반력을 해소하기 위해 매스콘크리트를 타설하였으며, 매스콘크리트 타설높이는 설계도의 격막(일반부 다이어플램, 중간부 다이어플램)의 크로스 리브의 높이가 0.75m인 점을 고려하여 0.70m로 하여 매스콘크리트 타설길이를 검토한 결과는 다음과 같다.

그림 5.6에 나타난 바와 같이 교대 A1 좌측지점에서는 매스 콘크리트의 타설길이가 증가할수록 반력도 증가하였다. 한편 교대 A1의 우측지점에서는 그림 5.7와 같이 매스 콘크리트의 타설길이가 10m이상으로 증가하면 매스 콘크리트에 의한 비틀림모멘트가 증가하여 지점반력이 감소됨을 알 수 있다. 그러므로 교대 A1의 우측지점에서 가장 효과적인 타설길이인 8.65m를 교대 A1에서의 타설길이로 하였다. 매스 콘크리트 타설길이를

8.65m로 하였을 때의 교대 A1의 지점반력을 표 5.9에 나타낸다. 그림 5.8, 그림 5.9 및 그림 5.10에는 매스콘크리트 타설 위치도, 매설콘크리트 타설 단면 및 매설콘크리트 타설 측면도를 각각 나타낸다. 한편, 교대 A1의 우측지점에서는 매스 콘크리트를 타설하여도 최소반력이 7.04t이므로 부분력 앵커를 설치할 필요가 있다.

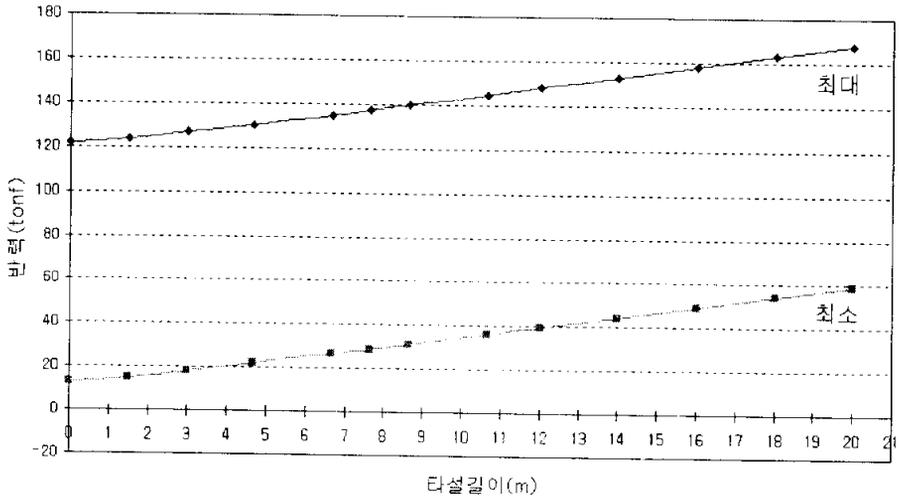


그림 5.6 교대 A1 좌측 지점부 반력 변화도

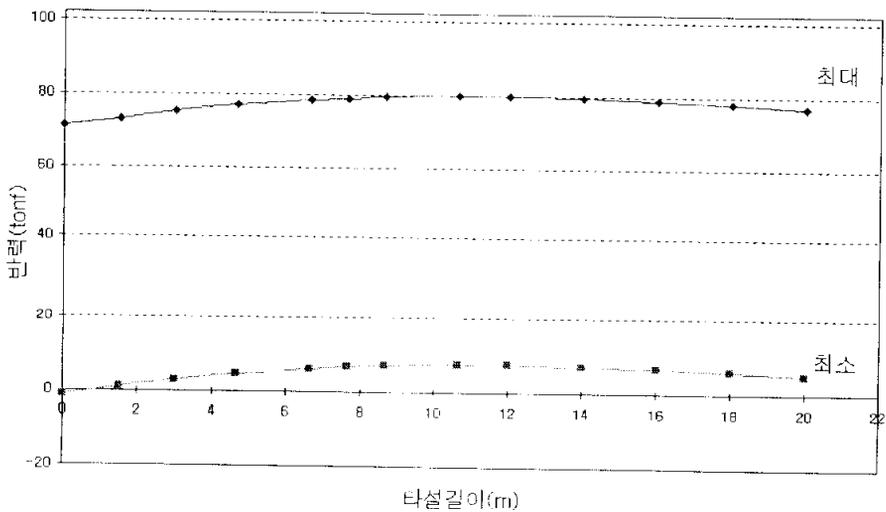


그림 5.7 교대 A1 우측 지점부 반력 변화도

표 5.9 매스 콘크리트 타설시 교대 A1의 반력(적용길이 8.65m)

(단위 : ton)

구 분		매스 콘크리트 미타설		매스 콘크리트 타설시	
		교대 A1(좌)	교대 A1(우)	교대 A1(좌)	교대 A1(우)
1차 사하중		33.795	16.937	51.862	25.019
2차 사하중		10.428	4.363	10.428	4.363
활하중	최 대	75.951	49.564	75.951	49.564
	최 소	-29.757	-22.003	-29.757	-22.003
지 점 침 하	최 대	1.460	0.497	1.460	0.497
	최 소	-1.460	-0.338	-1.460	-0.338
합 계	최 대	121.634	71.361	139.701	79.443
	최 소	13.006	-1.041	31.073	7.041

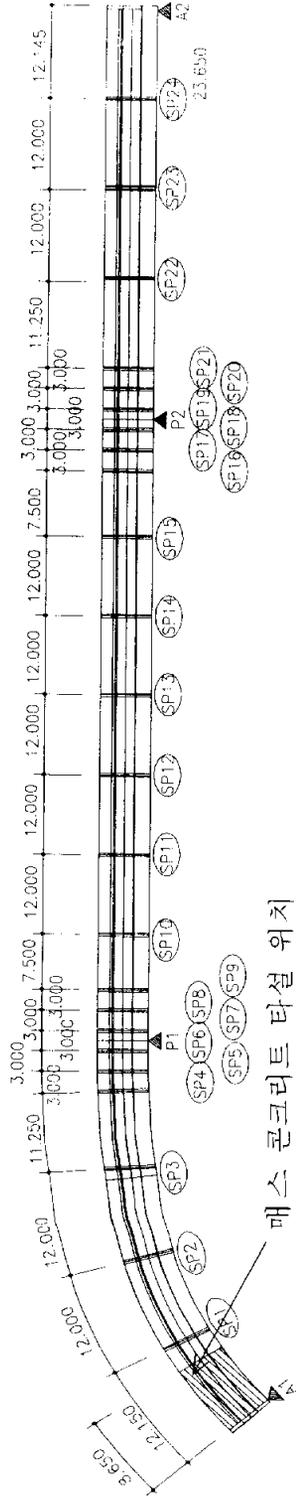


그림 5.8 매스 콘크리트 타설 위치도

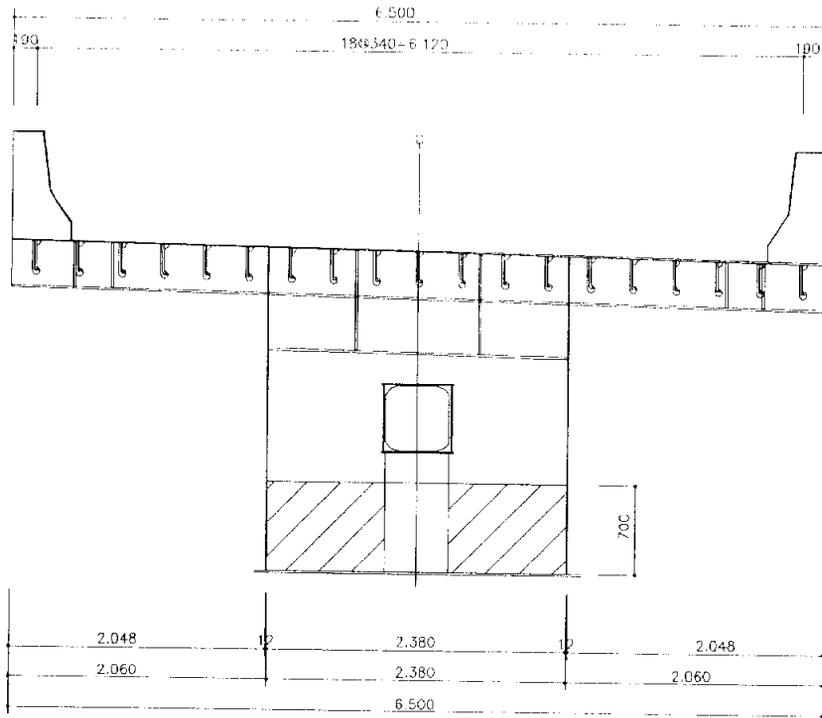


그림 5.9 매스 콘크리트 타설 단면

측 면 도

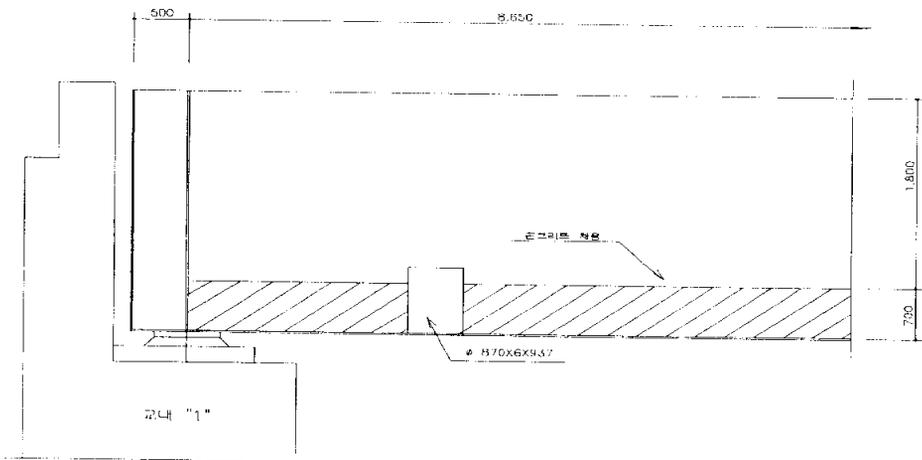


그림 5.10 매스 콘크리트 타설 측면도

5.4 부반력 방지용 앵커

매스 콘크리트를 타설하여도 교대 A1 우측의 최소반력(7.041ton)이 적게 나타나므로 부반력 방지용 앵커(M30, 매입길이 280mm(개소당 케미컬 앵커 인발력 8.66tonf 이상)을 설치하여 구조적 안정성을 높일 필요가 있으므로 교대부(A1, A2)의 좌·우 지점에 각각 2개소씩 설치하였다. 표 5.10에 매스 콘크리트 타설시 및 부반력 앵커 설치시에 교대 A1의 지점반력을 나타낸다. 그림 5.11 및 그림 5.12에 교대부(A1, A2)의 부반력 방지용 앵커 위치도 및 상세도를 나타낸다.

표 5.10 매스 콘크리트 타설시 및 부반력 앵커 설치시의 지점반력

(단위 : ton)

구 분		교대 A1		비 고
		좌측	우측	
매스 콘크리트 타설시 지점반력	최 대	139.701	79.443	
	최 소	31.073	7.041	
부반력 앵커 설치시 지점반력		17.320	17.320	
매스 콘크리트 타설시 + 부반력 앵커 설치시 지점반력	최 대	157.021	96.763	
	최 소	48.393	24.361	

평면도

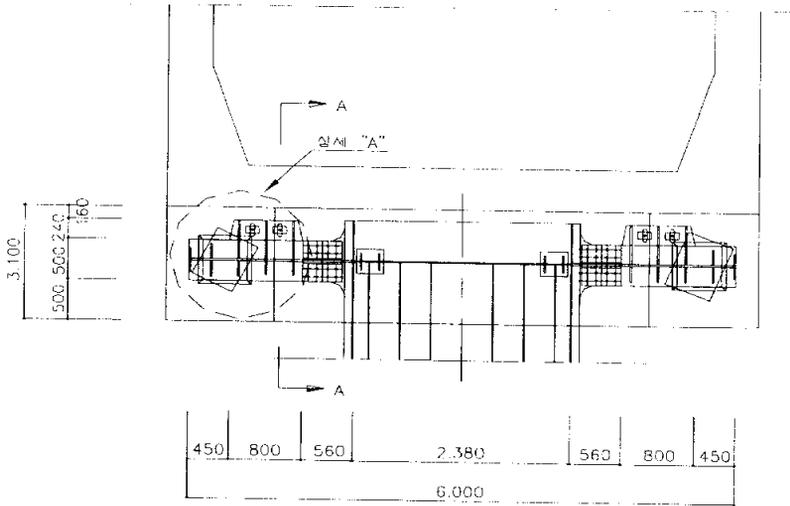


그림 5.11 교대부(A1, A2) 부반력 방지용 앵커 위치도

상세 "A"

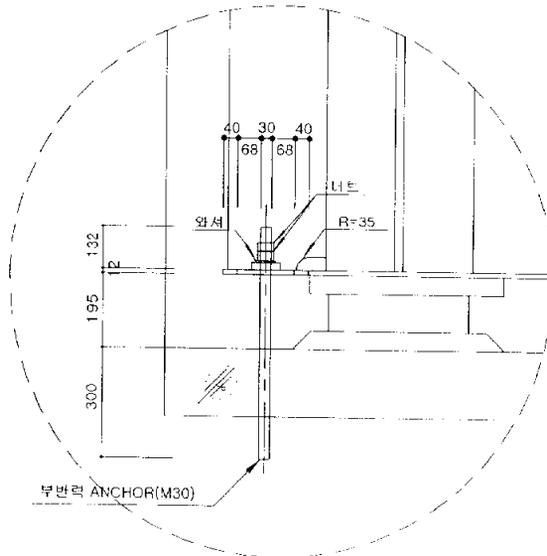


그림 5.12 교대부(A1, A2) 부반력 방지용 앵커 상세도

5.5 보강후 내진해석

5.2에서 설명한 탄성받침은 내진해석시 지진력을 부담하지 않는 것으로 하여 계산을 실시하였으며, 내진해석 방법은 응답스펙트럼법을 사용하였다.

1) 내진해석시 입력데이터

(1) 모델링

내진설계 모델링을 그림 5.13에 나타낸다.

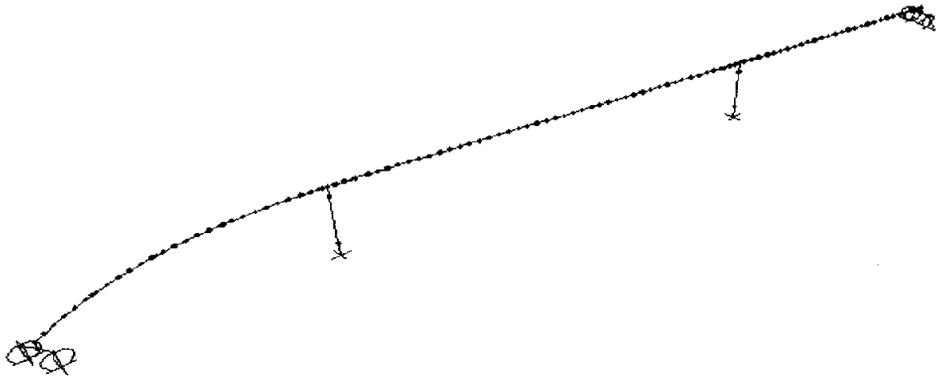


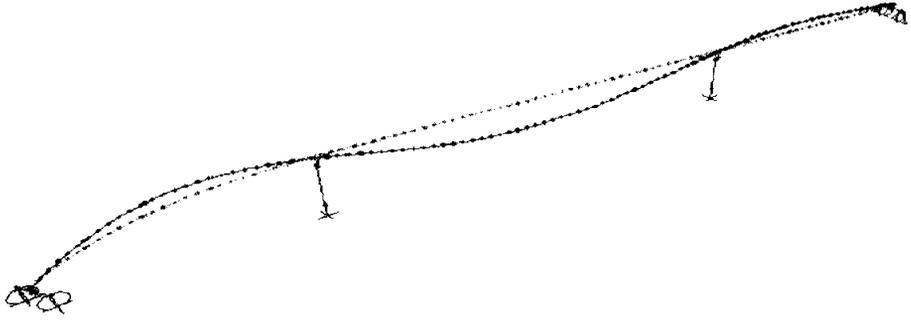
그림 5.13 내진해석시 모델링

(2) 지진가속도계수 산정

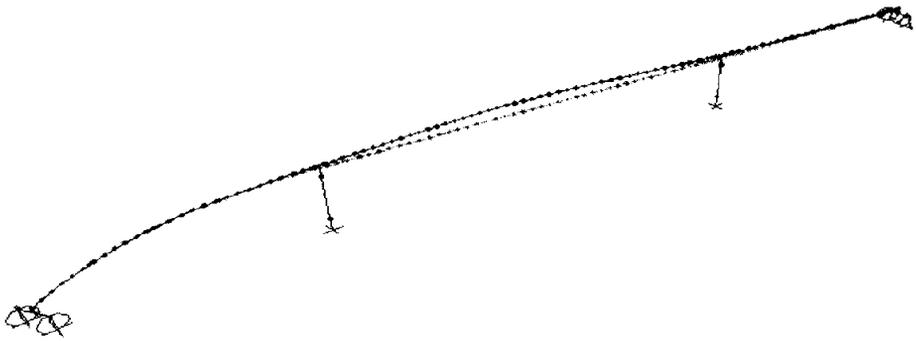
지진구역	I	지진구역계수	0.11
내진등급	내진1등급	위험도 계수	1.4
지반종류	IV	지반계수	2.0
가속도계수 $A=0.11 \times 1.4 = 0.154$			

(3) Mode형상

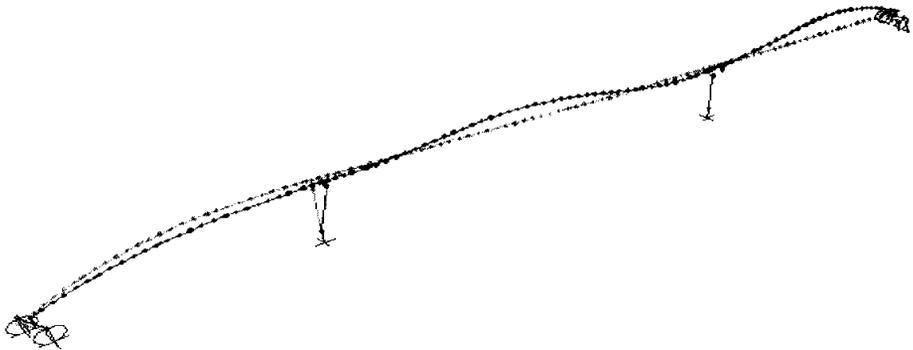
Mode 1 (Z 방향 : 주기 1.0213초)



Mode 2 (Y방향 : 주기 0.8738초)



Mode 7 (X방향 : 주기 0.4994초)



(4) 단번력

교좌장치에 작용하는 수평력을 표 5.11에, 기둥에 작용하는 수평력 및 모멘트를 표 5.12에 각각 나타낸다.

표 5.11 교좌장치에 작용하는 수평력

구 분		사용슈(t)	지진시 수평력(t)		히용수평력(t)	
			교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
교대 A1	일방향	200	-	36.27	-	51.00
	양방향	200	-	-	-	-
교각 P1	교 축	700	376.47	90.80	450.00	450.00
	교 직		198.39	115.60	450.00	450.00
교각 P2	일방향	700	-	91.12	-	163.00
교대 A2	일방향	200	-	49.59	-	51.00
	양방향	200	-	-	-	-

표 5.12 교각기둥 하단에 작용하는 수평력과 모멘트

구 분	실제수평력(t)		실제모멘트(t)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
교각 P1	222.53	105.27	2573.32	1217.38
교각 P2	14.00	117.34	133.28	117.39

5.5.1 파괴메카니즘을 고려한 내진설계

응답 스펙트럼 해석을 실시하여 교좌장치와 교각기둥의 파괴메카니즘을 검토한 결과, 표 5.13과 표 5.14 및 그림 5.14에 나타난 바와 같이 교축방향에서는 교좌장치와 교각기둥의 강도비가 거의 동일하나, 설계지진력 이상의 지진력이 작용할 때에는 교좌장치가 먼저 항복할 가능성이 있어 상부구조의 손상이 예상되므로 낙교방지 장치를 설치 할 필요가 있다.

표 5.13 교좌장치와 교각기둥의 강도비(교축방향)

구 분		설계강도비	공칭강도비	초과강도비	비 고
교좌장치	수평력(tonf)	1.162	1.452	1.743	
교 각 기 둥	전단력(tonf)	5.791	7.239	9.411	
	모멘트(tonf · m)	1.176	1.470	1.911	

표 5.14 교좌장치와 교각기둥의 강도비(교축직각방향)

구 분		설계강도비	공칭강도비	초과강도비	비 고
교좌장치	수평력(tonf)	1.645	2.056	2.467	
교 각 기 둥	전단력(tonf)	8.226	10.283	13.367	
	모멘트(tonf · m)	1.670	2.088	2.714	

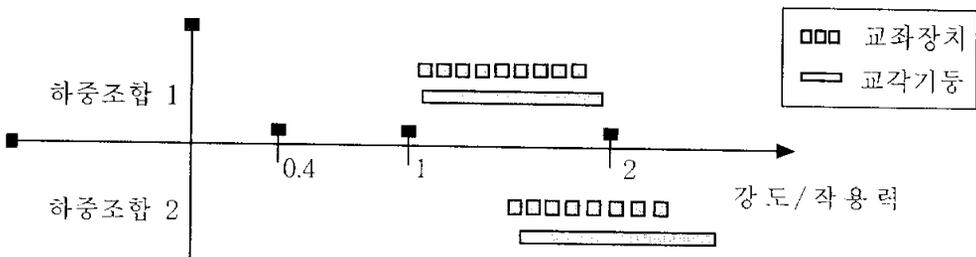


그림 5.14 파괴메카니즘 검토

5.6 낙교방지장치 검토

지진시 발생하는 수평력에 대하여 교축방향은 교각 P1에서만 거동하도록 설계되어 있다. 내진계산 결과에서 알 수 있는 바와 같이 파괴메카니즘 상에서 교축방향에 대해서 교좌장치가 먼저 파괴되므로 낙교를 방지하기 위해서 지진력을 충분히 분산시켜 줄 수 있는 점성댐퍼를 설치하여 지진시 교축방향에 대한 수평력을 분산하여야 한다. 대상교량의 설치위치가 고속도로를 횡단하는 교량으로 구조물의 중요도를 고려하여 낙교방지장치인 점성댐퍼를 설치하였다.

5.6.1 점성댐퍼 부착에 따른 내진설계

해석 프로그램은 감쇠장치의 비선형 거동의 적절한 해석을 수행하기 위하여 상용 유한요소 프로그램 SAP2000 Nonlinear를 사용하였고, 선형 거동이 예상되는 상부구조와 하부구조는 프레임 요소로 모델링하였다. 점성댐퍼는 비선형 이력을 지니는 요소를 사용하여 모델링하였다(그림 5.15 참조). 입력지진파는 설계 응답스펙트럼을 만족시키는 인공지진파를 생성하여 입력하였고, 방향별 해석결과 단면력 결과치의 최대값을 결과에 요약하였다. 진동모드수는 질량기여도 누계가 90%이상 확보하여 고려하였다.

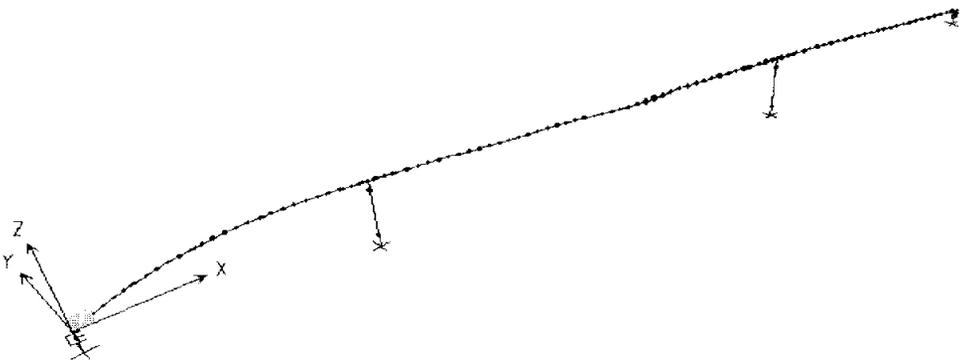


그림 5.15 모델링

5.6.2 점성댐퍼를 이용한 내진설계

(1) 적용범위

점성댐퍼를 설치한 교량의 내진설계는 내진 1등급에 해당하는 주요 교량 중에서, 중·대규모 교량의 내진설계 방법으로 지진력을 처리하기 곤란한 경우에 적용하며, 본 교량에서는 교대 A1 및 교대 A2측에 각각 1개씩 설치하여 해석을 실시하였다.

(2) 내진설계의 기본 방침

일반 교량의 동적 해석에 사용되는 해석방법으로는 모드 해석법에 의한 응답스펙트럼법 및 시간이력 해석법이 있다. 도로설계기준에서는 모드 해석에 의한 응답스펙트럼 방법을 원칙으로 하고 있으나, 시간이력 해석방법의 사용도 허용하고 있으며, 재료의 비선형성에 의한 직접적인 교량의 거동 파악을 위해서는 시간이력 해석법만이 만족할 만한 정확도를 갖기 때문에 지진 해석은 비선형 시간이력해석법으로 실시하였다.

(3) 점성댐퍼의 모형화

점성댐퍼의 설계변수는 표 5.15과 같으며, 점성댐퍼의 구조도를 그림 5.16에 나타낸다.

표 5.15 점성댐퍼의 설계변수

개 소	점성댐퍼의 설계변수			
	Damping coefficient	Damping exponent	Design velocity	Damping force
2개소	123.87(t/m/sec)	0.15	240(mm/sec)	100(t)

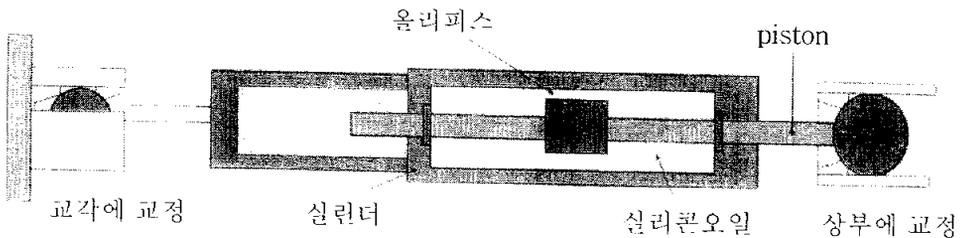


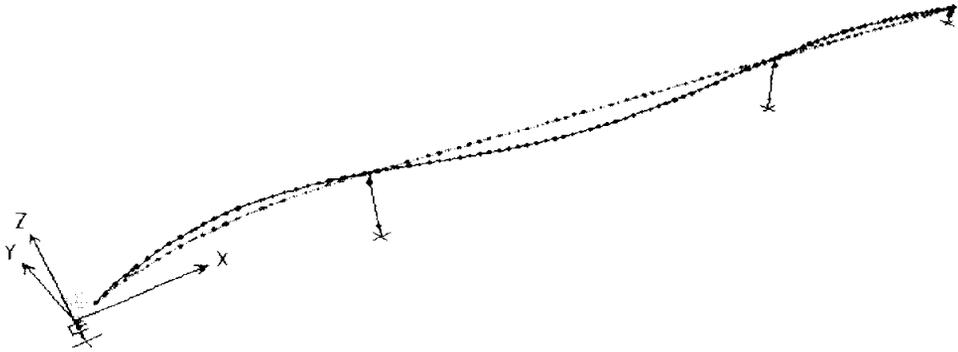
그림 5.16 점성댐퍼의 구조도

5.6.3 시간이력 해석 결과

(1) 해석결과

모드형상

1차모드 (주기 : 0.9512초)



(2) 작용변위 및 단면력

작용변위 및 단면력을 표 5.16와 5.17에 각각 나타낸다.

표 5.16 해석방향별 작용변위

구 분	교대 A1(m)	교각 P1(m)	교각 P2(m)	교대 A2(m)
교축방향	2.56E-04	3.73E-03	2.34E-03	3.86E-04
교직방향	-	4.30E-03	2.48E-03	-

표 5.17 해석방향별 단면력

구 분	교축방향 해석			교축직각방향 해석		
	교 각 부		교좌장치	교 각 부		교좌장치
	전 단 력 (t)	모 멘 트 (t·m)	전 단 력 (t)	전 단 력 (t)	모 멘 트 (t·m)	전 단 력 (t)
교대 A1	-	-	26.64	-	-	54.03
교각 P1	99.45	1150.03	71.52	106.26	1393.32	78.26
교각 P2	44.19	429.50	-	94.52	1137.94	85.05
교대 A2	-	-	27.15	-	-	50.85

5.6.4 파괴메카니즘을 고려한 내진설계

점성댐퍼를 부착한 후 교좌장치와 교각기둥의 파괴메카니즘을 검토한 결과, 표 5.18, 표 5.19 및 그림 5.19와 같이 교각기둥이 교좌장치보다 먼저 항복하여 상부구조의 피해를 최소화하는 붕괴방지수준을 만족하므로 지진력에 대해 안전성을 확보하였다.

표 5.18 교좌장치와 교각기둥의 강도비(교축방향)

구 분		설계강도비	공칭강도비	초과강도비	비 고
교좌장치	수평력(tonf)	3.090	3.863	4.635	
교 각 기 둥	전단력(tonf)	11.492	14.365	18.675	
	모멘트(tonf · m)	2.267	2.833	3.683	

표 5.19 교좌장치와 교각기둥의 강도비(교축직각방향)

구 분		설계강도비	공칭강도비	초과강도비	비 고
교좌장치	수평력(tonf)	2.825	3.532	4.238	
교 각 기 둥	전단력(tonf)	11.038	13.797	17.936	
	모멘트(tonf · m)	2.112	2.641	3.433	

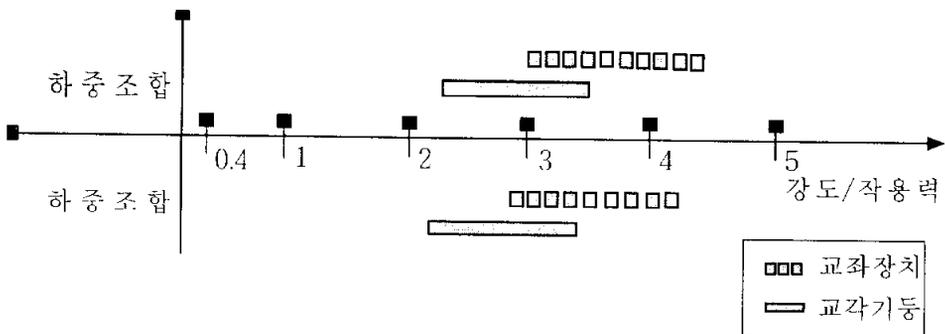


그림 5.17 파괴메카니즘 검토

6. 결 론

본 연구는 곡선교 안정성 확보를 위해 기설치된 강상판 상형교를 대상으로 설치 중 발생한 지점의 들림현상에 대해 구조적인 분석을 통해 발생 원인을 분석하고, 이에 대한 대책을 제시하였다.

뼈대구조와 SHELL요소 해석을 실시한 결과, 지점의 들림현상이 발생한 교대 A1 우측 지점부에 강제자중+방호벽자중에 의해 정반력이 35.289ton 발생하였으며 지점들림현상은 발생하지 않았다.

교대 A1의 우측 지점부의 들림현상은 교각 P1 및 P2가 1슈로 지지되어 온도변화에 따른 스틸박스의 신축으로 인해 스틸박스 자체 하중이 교축방향 좌·우로 불균형 재하되어 들림현상이 발생하였다.

대상교량의 곡선구간에 작용하는 비틀림모멘트에 의한 부반력을 제어할 목적으로 교각 P1 및 P2의 좌·우에 탄성받침 설치하였다. 탄성받침을 설치하여도 부반력을 완전히 제어할 수 없어 교대 양측에 매스콘크리트를 타설하였다. 매스콘크리트를 타설하여도 교대 A1측의 최소반력이 적게 나타나므로 교대 A1의 좌·우 지점에 부반력 방지용 앵커를 설치하여 안정성을 확보하였다.

지진시 교좌장치와 교각기둥의 파괴메카니즘을 검토한 결과, 지진력에 의해 교좌장치가 먼저 파괴하므로 낙교의 가능성이 높았다. 그러므로 낙교를 방지할 목적으로 점성댐퍼를 부착하여 교각기둥이 먼저 파괴하도록 유도하여 지진시 낙교방지에 대한 안정성을 확보하였다.

결론적으로 곡선교는 계획단계에서 충분한 예비설계를 통해 대상교량과 같은 경우가 발생하지 않도록 충분히 검토되어야 한다. 그리고 강교 제작 및 설치단계에서 곡선교와 같이 치수변화가 큰 교량일수록 정밀한 관리가 되어야 한다.

참 고 문 헌

- 1) 대한토목학회, “도로교설계기준·해설”, 2003. 1.
- 2) 조효남, 정지승, 민대홍, “자동화설계를 위한 강상판교의 해석모델”, 한국강구조학회논문집, 제11권, 4호, pp.363~372, 1999.
- 3) 구민세, 윤우현, 이호경, 김대홍, “곡선 강상자형 거더의 뒤틀림 해석 및 격벽간격산정”, 한국강구조학회논문집, 제15권, 2호, pp. 125~135, 2003. 4.
- 4) 이희업, 양창현, “강상자거더의 뒤틀림 해석에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 제19권, 1-6호, pp. 907~916, 1999.
- 5) 조효남, “강구조공학”, 구미서관, 1999.
- 6) 방명석, “강교 설계의 기초”, pp.100~113, 1995.
- 7) American Association of Standard Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1998.
- 8) British Standard Institution, BS 5400 Part 10, *Code of Practice for Fatigue*, 1980.
- 9) Hiroshi Nakai and Chai Hong Yoo, “Analysis and design of Curved Steel Bridges”, McGraw-Hill, 1988.
- 10) J. T. Oden and E. A. Ripperger, “Mechanics of Elastic Structures”, Hemisphere Publishing Corporation and McGraw-Hill, 1981.
- 11) 李東郁, 堀川活甫, “Fatigue Strength of Oneside-Welded Joint with Backing Strip”, 日本土木學會論文集 1-4, 362호, pp.231~237, 1985.
- 12) Wright. R. N. and Abdel-Samed. S. N., “BEF analysis for analysis of box girders”, J. of Str. Div., ASCE, Vol. 94, No. 7, pp. 1719~1743, 1968.
- 13) 日本鋼構造協會, “鋼構造物の疲勞設計指針·同解説”, 技報堂出版, 1994.
- 14) 韓國鋼構造學會, “鋼道路橋의 設計”, 鋼構造便覽, 第4卷, 1995.

- 15) 小松 定夫, “鋼構造の補剛設計”, 森北出版株式會社, 1982. 6.
- 16) Oleinik. J. C. and Heins. C. P., “Diaphragms for curved box beam bridges”, J. of Str. Eng., ASCE, Vol. 101, No. 10, pp. 2161~2178, 1975.
- 17) Sakai. F. and M. Nagai, “A Recommendation on the Design of Intermediate Diaphragms in Steel Box Girder Bridges”, Proceedings of the Japanese Society of Civil Engineers, No. 261, pp. 21~34, 1977.
- 18) 大韓土木學會, “道路橋標準示方書 荷重-抵抗係數 設計編”, 1996.
- 19) 中井 博, 谷 俊寬, “箱桁橋のねじりによる應力の簡易計算法とその應用”, 日本土木學會論文報告集, No. 299, pp.1~15, 1978. 9.
- 20) Nakai. H. and Heins. C. P., “Analysis Criteria for Curves Bridges”, Proc. of ASCE, Vol. 103, No. ST 7, pp.1419~1427, July 1977.
- 21) 深澤泰晴, 小林 潔, “薄肉曲線桁の伝達行列とその變斷面連續曲線桁橋解析への應力”, 日本土木學會論文報告集, No. 244, pp.47~55, 1975. 12.
- 22) 中井 博, 事口 壽男, 谷 俊寬, “任意荷重を受ける薄肉曲線桁橋のマトリックス構造解析”, 日本土木學會論文報告集, No. 255, pp.1~15, 1976. 11.
- 23) 中井 博, 事口 壽男, “伝達マトリックス法による 鋼橋の解析”, 森北出版株式會社, 1992, 1.
- 24) 中井 博, 谷田玲二, 奥村敏久, “伝達マトリックス法の不整格子桁橋の解析への應用と模型實驗”, 日本土木學會論文報告集, No.243, pp.7~18, 1975. 11
- 25) C. P. Heins and D. A. Firmage., “Design of Modern Steel Highway Bridges”, Willey-Interscience Publication, 1979.
- 26) J. E. Gordon, “Structures or Why things don't fall down”, A Dacapo Paperback, 1978.

감사의 글

인생의 기나긴 여정속에 중요한 한부분을 차지하는 배움과 지식의 축적은 그 무엇과도 바꿀 수 없는 재산이라 할 수 있습니다.

먼저 이러한 배움의 길을 인도하고 지도하여 주신 이동욱 교수님께 진심으로 감사드립니다.

또한 바쁘신 와중에도 미흡한 논문을 지도하고 심사하여 주신 국승규 교수님과 이환우 교수님께도 깊은 감사의 마음을 드립니다.

그리고 2년 동안 대학원을 무사히 마칠 수 있도록 항상 격려와 용기를 주신 토목공학과 전 교수님께 충심으로 감사드리며, 본 논문이 완성되기까지 도움을 아끼지 아니한 강구조 연구실 학우 여러분에게도 진심으로 고마움을 전합니다.

끝으로 배움과 지식이라는 재산을 얻을 수 있도록 항상 믿음과 격려로 지켜봐 주신 가족과 여러 직장 동료들과 이 영광을 함께 나누고져 합니다. 또한 앞으로도 계속 부경대와의 인연의 정을 맺어 갈 수 있도록 노력하겠습니다. 감사합니다.