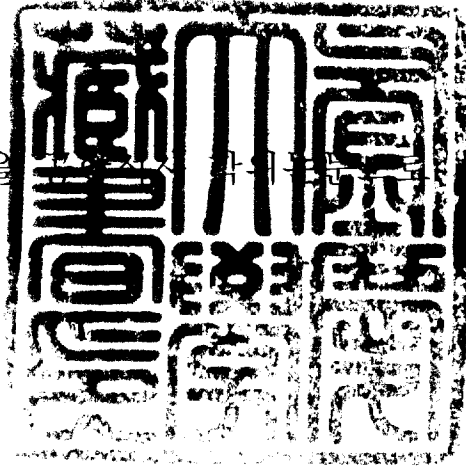


공학석사 학위논문

납탄성받침을 사용한 지진격리 교량의 내진설계

지도교수 국 승 규

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함



2005년 2월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

이 홍 기

이홍기의 공학석사 학위논문을 인준함

2004년 12월 23일

주 심 공학박사 이 동 욱



위 원 공학박사 이 환 우



위 원 공학박사 국 승 규



목차

표 목차	iii
그림 목차	vi
Abstract	viii
제 1 장 서론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 연구현황	3
제 2 장 지진격리	4
2.1 지진격리의 원리	4
2.2 지진격리의 이론	6
제 3 장 지진해석	12
3.1 해석대상교량	12
3.2 해석모델	13
3.3 납탄성받침(Lead Rubber Bearing)	16
3.3.1 납탄성받침 종류 및 배치	16
3.3.2 유효강성 결정	17
3.4 모드해석	22
3.5 응답스펙트럼 해석	23
3.5.1 감쇠비	23
3.5.2 응답스펙트럼	24

3.5.3 작용력 및 변위	25
제 4 장 내진성능평가	29
제 5 장 성능수준검토	34
5.1 기능수행수준	34
5.2 붕괴방지수준	39
제 6 장 내진설계	44
6.1 설계변경	44
6.2 기능수행수준	45
6.3 파괴미캐니즘	50
제 7 장 내진설계기준 검토	54
7.1 원설계 교량(교각지름:3.5m)	54
7.2 재설계 교량(교각지름:2.2m)	57
제 8 장 결론	58
참 고 문 헌	59

표 목차

- 표 3.2.1 모델링 요소 및 개수
- 표 3.3.1 납탄성반침의 강도 및 강성특성
- 표 3.3.2 설계지진 적용 시 납탄성반침의 등가선형강성
(교축 및 교축직각방향)
- 표 3.4.1 설계지진 적용 시 주기 및 질량기여도
- 표 3.5.1 감쇠계수 B
- 표 3.5.2 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수
- 표 3.5.3 설계지진 적용 시 납탄성반침 변위 비교
- 표 3.5.4 설계지진 적용 시 주기 및 질량기여도(재해석)
- 표 3.5.5 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수(재해석)
- 표 3.5.6 설계지진 적용 시 최종 납탄성반침 전단력 비교
- 표 3.5.7 교각 P1의 납탄성반침 변위
- 표 3.5.8 설계지진 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트
- 표 4.1.1 설계지진 적용 시 납탄성반침 변형률과 안전율
- 표 4.1.2 교각의 강도(교각지름 : 3.5m)
- 표 4.1.3 설계지진 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비
- 표 5.1.1 0.54g 적용 시 납탄성반침의 등가선형강성
- 표 5.1.2 0.54g 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수
- 표 5.1.3 0.54g 적용 시 주기 및 질량기여도
- 표 5.1.4 0.54g 적용 시 납탄성반침 변위 비교
- 표 5.1.5 0.54g 적용 시 납탄성반침 전단력 비교
- 표 5.1.6 0.54g 적용 시 납탄성반침 변형률과 안전율

표 5.1.7 0.54g 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

표 5.1.8 0.54g 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

표 5.2.1 0.92g 적용 시 남탄성반침의 등가성형강성

표 5.2.2 0.92g 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

표 5.2.3 0.92g 적용 시 주기 및 질량기여도

표 5.2.4 0.92g 적용 시 남탄성반침 변위 비교

표 5.2.5 0.92g 적용 시 남탄성반침 전단력 비교

표 5.2.6 0.92g 적용 시 남탄성반침 변형률과 안전율

표 5.2.7 0.92g 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

표 5.2.8 0.92g 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

표 6.2.1 0.092g 적용 시 남탄성반침의 등가성형강성

표 6.2.2 0.092g 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

표 6.2.3 0.092g 적용 시 주기 및 질량기여도

표 6.2.4 0.092g 적용 시 남탄성반침 변위 비교

표 6.2.5 0.092g 적용 시 남탄성반침 전단력 비교

표 6.2.6 0.092g 적용 시 남탄성반침 변형률과 안전율

표 6.2.7 0.092g 교각의 강도(교각지름 : 2.2m)

표 6.2.8 0.092g 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

표 6.2.9 0.092g 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

표 6.3.1 0.262g 적용 시 남탄성반침의 등가성형강성

표 6.3.2 0.262g 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

표 6.3.3 0.262g 적용 시 주기 및 질량기여도

표 6.3.4 0.262g 적용 시 남탄성반침 변위 비교

표 6.3.5 0.262g 적용 시 남탄성반침 전단력 비교

표 6.3.6 0.262g 적용 시 남탄성반침 변형률과 안전율

표 6.3.7 0.262g 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

표 6.3.8 0.262g 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

표 7.1.1 설계지진 시 교각의 작용력과 설계지진력

표 7.1.2 설계지진 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

표 7.2.1 설계지진 시 교각의 작용력과 설계지진력

그림 목차

- 그림 2.1.1 주기이동에 따른 가속도 및 변위응답스펙트럼의 변화
- 그림 2.1.2 감쇠의 증가에 따른 가속도 및 변위응답스펙트럼의 변화
- 그림 2.2.1 SDF System
- 그림 2.2.2 2 DOF System
- 그림 2.2.3 지진격리 구조시스템의 고유모드
- 그림 2.2.4 지진격리 모델의 응답스펙트럼
- 그림 3.1.1 해석대상 지진격리교량의 종단면도
- 그림 3.1.2 교각의 횡단면도
- 그림 3.2.1 상세모델
- 그림 3.2.2 상부구조의 절점번호
- 그림 3.2.3 상부구조의 부재번호
- 그림 3.2.4 교각 P1의 절점번호
- 그림 3.2.5 교각 P1의 부재번호
- 그림 3.3.1 납탄성받침 상세도
- 그림 3.3.2 납탄성받침의 배치
- 그림 3.3.3 수평력에 의한 하부구조와 납탄성받침의 변형
- 그림 3.3.4 납탄성받침의 등가선형모델
- 그림 3.3.5 납탄성받침의 변위가정 절차
- 그림 3.4.1 교축방향 및 교축직각방향 1차 모드형상
- 그림 3.5.1 스펙트럼
- 그림 3.5.2 교축방향 및 교축직각방향 1차 모드형상(재해석)
- 그림 4.1.1 교각단면도
- 그림 4.1.2 교각 P4의 P-M 상관도

그림 5.2.1 지진격리교량의 내진설계절차

그림 6.1.1 사하중 및 풍하중에 대한 교각 P4의 P-M 상관도

Earthquake Resist Design of a Seismic Isolation Bridge using Lead Rubber Bearings

Hong Ki Lee

*Department of Civil Engineering, Graduate School of
Pukyong National University*

ABSTRACT

Isolated bridges are designed with isolation devices such as lead rubber bearings when the seismic forces on superstructure transmitted through substructure should be drastically reduced. Due to the nonlinear-restoring behaviour of lead rubber bearings, analysis methods and procedures for isolated bridges are different from those for bridges with conventional steel bearings. However the earthquake resistant design concept requiring performance levels for limited damage as well as no collapse should be satisfied regardless of bridge connection types. In this study a steel box bridge using lead rubber bearings is selected as an analysis bridge and analysis model, methods, procedure are described with the review of earthquake resistant capacity. The analysis bridge designed with the conventional design concept is proved to be uneconomic. Therefore a design principle is proposed which should be included in the primary design stage and it is proved that more rational earthquake resistant design can be carried out through design changes on the basis of this principle.

Keyword : Isolated bridge, Lead rubber bearing, Nonlinear-restoring behavior,
Earthquake resistant design concept, Design principle

1. 서론

1.1 연구배경 및 목적

1994년 미국 Northridge지진, 1995년 일본 Kobe지진, 1999년 터키 Izmit지진, 2000년 대만 Chi Chi지진, 2001년 인도 Gujarat지진 등 최근에 일어난 큰 지진에 의해 막대한 피해가 발생함에 따라 전 세계적으로 지진에 대한 구조물의 안전성 확보가 중요한 관심사항으로 대두되고 있다. 그리고 한반도에도 15세기와 18세기 사이에 많은 지진들이 발생하였고, 건축물에 커다란 피해를 입힌 지진도 많이 있었다. 그 이후 20세기 초반까지는 지진활동이 다소 약화되었으나, 1936년 쌍계사지진, 1978년 홍성지진, 1982년 사리원지진, 1996년 경주, 영월지진 등 크고 작은 지진들이 끊임없이 발생하였으며 한국자원연구소의 지진 관측망에 따르면 2000년에만 무려 29여 회의 지진이 발생하였다고 보고되어 있다. 이런 자료들로부터 한반도 역시 지진으로부터 안전하지 않다는 것과 만약 지진에 대비하여 구조물을 설계하지 않는다면 얼마나 심각한 피해가 초래될지를 짐작할 수 있다.

교량구조물의 경우, 지진 후 시설물 복구를 위한 통행확보, 환자이송, 구호물자 수송 등을 위해 반드시 필요한 기반시설물이므로 내진설계의 필요성이 인식되어 1992년 12월 도로교 표준시방서^[1]에서 교량의 내진설계 개념지침이 도입되었으며, 2000년 도로교 설계기준 내진설계편^[2]에서 개정되었다. 도로교 설계기준 내진설계편에 따르면 설계지진 발생 시 구조물의 국부적 파손을 허용하나 교량의 전체적인 붕괴는 방지하는 붕괴방지수준과 설계지진보다 강도는 작으나 빈도가 큰 약진(설계지진강도의 40%이하의 강도:내진설계기준연구(II)^[3]) 발생 시 교량의 구조적 손상을 방지하

는 기능수행수준을 유지하도록 규정하고 있다. 이처럼 내진성능을 붕괴방
지수준과 기능수행수준으로 구분하여 만족시키도록 규정하고 있는 것은
교량의 정상수명 기간 내에 설계지진이 발생할 가능성이 희박하기 때문에
경제성을 고려함과 동시에 교각이 받침장치보다 먼저 항복하여 상부구조
의 피해를 최소화하는 연성파괴메커니즘을 교량에 부여함으로써 안전성을
확보하기 위한 것이다.

현재 개정과정에 있는 내진설계편은 실무에서 많이 적용되고 있으나 아직
까지 설계기준이 제시되지 않고 있는 지진격리교량에 대한 규정을 포함하고
있다. 지진격리교량은 연결부의 비선형거동특성을 이용하여 하부구조에서 연
결부를 통해 상부구조로 전달되는 지진하중을 현저하게 감소하여 안전성을
확보하고자 하는 교량이므로 일반 강재받침을 사용하는 교량과는 다른 동적
거동을 갖는다. 그러므로 현재까지 설계기준 없이 시공되었거나 추후 계획되
고 있는 지진격리교량에 대한 해석방법과 설계절차의 확립이 시급한 실정이
다. 또한 일반교량과 마찬가지로 내진설계개념이 요구하는 성능수준을 만족
해야 한다.

이러한 지진격리교량에 사용하는 대표적인 격리장치는 납탄성반침으로
교량 및 건축 구조물에 다양하게 적용되고 있으나 격리장치에 대한 실무
에서의 이해도가 낮은 실정이다. 따라서 이 논문에서는 미국의 격리장치
에 대한 설계기준인 AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation
Design^[4]을 참조하여 납탄성반침(Lead Rubber Bearing)을 사용한 지진격
리교량을 예제 교량으로 선정하고 해석모델과 해석방법을 제시하고 성능
수준의 검토방법과 함께 설계절차를 제안하였다. 그리고 지진격리교량의
해석방법 및 설계절차의 적용결과로부터 내진설계개념에 부합하는 보다
합리적인 내진설계방법을 제시하였다.

1.2 연구현황

격리장치를 사용한 내진설계는 1970년 이후 미국, 유럽, 뉴질랜드 등의 국가에서 연구되어 교량, 발전소, 빌딩에서 적용되고 있고 이들 국가에서는 지방서 등의 설계기준에 격리장치를 사용한 내진설계 방법 및 절차를 제시하고 있다. 국내에서도 최근 격리장치에 대한 연구가 활발히 진행되어 유봉 등은^[5] 1/4 및 1/8의 축소규모 격리베어링을 시험체로 사용하여 전단변형률의 증가와 수직하중의 증가에 따라 격리베어링의 등가강성이 감소하고 감쇠는 증가하는 것을 입증하였다. 이세종 등은^[6] 격리 고무베어링의 재료적, 기하학적 비선형성을 고려한 유한요소 해석으로 수평전단변위 하에서의 좌굴하중을 산정하였고, 조해진 등은^[7] 교량용 탄성반침에 적용되는 고무의 재료적 특성과 수직 및 수평하중에 대한 연구를 수행하였다. 김대곤 등은^[8] 격리장치로 건물의 주기를 지진과 가속도의 지배적인 주기 범위 밖으로 길게 만들 수 있어 공진현상을 피할 수 있고, 건물에 전달되는 지진가속도를 경감시켜 상부구조물의 부재력들을 감소시킴으로써 지진피해를 줄일 수 있음을 입증하였다. 이종립 등은^[9] 컴퓨터실과 같은 개축기기와 제어기기가 밀집되어 있는 산업시설에서 중요도가 높은 시설에 격리장치를 적용하여 컴퓨터실 바닥을 통하여 전달되는 지진가속도를 감소시킬 수 있음을 검증하였다. 그러나 우리 나라는 현재까지 격리장치를 사용한 내진설계에 관한 일정한 기준이 제시되어있지 않아 미국의 AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design을 참조하고 있다.

2. 지진격리

2.1 지진격리의 원리

지진격리라는 용어는 지진으로부터 구조물을 격리시킨다는 의미로 지진격리 이론은 일찍부터 연구되어 왔다. 1909년 영국의 의사인 Calantarients는 건물과 기초지반사이에 고운 모래층 또는 활석층을 두어서 건물을 수평지반운동으로부터 분리시키는 방법을 고안하여 특허를 신청하였다. 그리고 1921년에 건설이 완료된 Tokyo시의 Imperial Hotel 설계에 지진격리의 개념이 도입되었다. Imperial Hotel 부지의 지표 8 feet 두께의 지층은 단단한 흙으로 구성되어 있었고 그 아래에는 부드러운 진흙층이 있었다. 호텔은 진흙층 위까지만 침투하는 짧은 Pile에 의해서 지지되었다. 1923년 관동대지진 시 이 호텔과 비슷한 구조의 건물에는 큰 피해가 초래되었지만 Imperial Hotel은 전혀 피해를 받지 않았다고 한다. 그 원인은 부드러운 진흙층이 구조물에 전달되는 지진하중을 차단시켜 주었기 때문이다. 이러한 지진격리의 원리는 건물이 마찰력이 없는 평평한 판 위에 놓여 있고 이 판은 땅에 고정되어 있다고 가정하였을 때 지진이 발생하여 땅이 흔들리면 이 판도 상하좌우로 흔들릴 것이나 판이 옆으로 흔들릴 지라도 그 위에 있는 건물은 수평방향으로는 상대적으로 미끄러질 뿐 수평방향 지진력은 건물에 전달되지 않는다는 사실에 기초한다. 따라서 건물과 그 내부에 있는 사람 및 기기는 수평방향지반운동의 영향을 받지 않는다. 실제로 완전한 지진격리는 불가능하지만 지반으로부터 전달되는 지진력을 감소시킬 수 있다^[10].

일반적인 경우 지진에너지는 진동주기가 짧은 영역에 집중되어 있다. 따라서 교각의 강성에 비해 강성이 매우 작은 면진받침을 설치하여 교량

의 거동주기가 증가하게 되면 지진에 의해 구조물에 가해지는 수평가속도를 감소시키는 효과가 있다. 납탄성반침에서는 고무층이 이러한 역할을 담당한다. 그리고 단순한 주기 증가는 그림 2.1.1과 같이 변위 증가를 수반한다.

과도한 변위는 그림 2.1.2에서와 같이 감쇠능력을 증가시킴으로서 방지할 수 있으며 감쇠의 증가는 부수적인 가속도감소를 동반한다. 납탄성반침에서는 고무층 중심에 삽입되어 있는 납이 납탄성반침의 감쇠능력을 증가시켜 변위를 제어하는 역할을 한다.

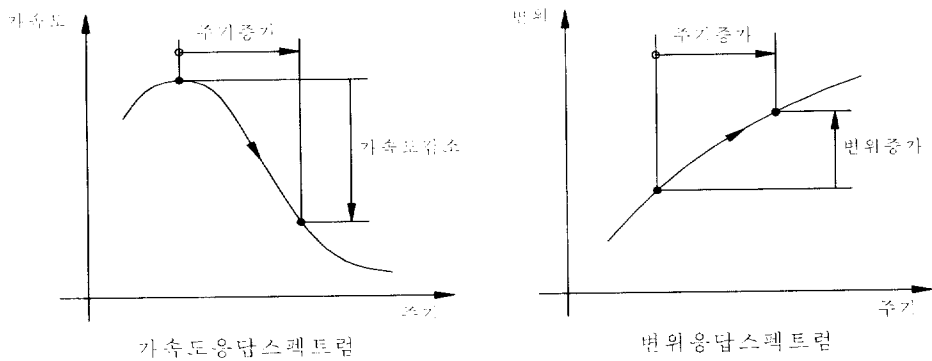


그림 2.1.1 주기이동에 따른 가속도 및 변위응답스펙트럼의 변화

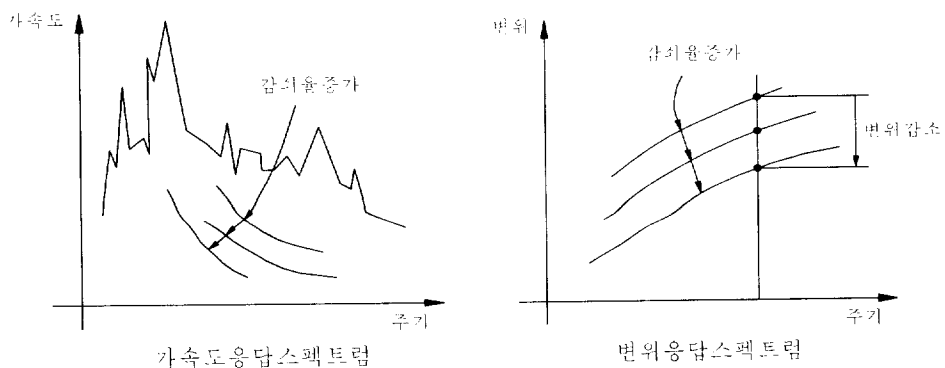


그림 2.1.2 감쇠의 증가에 따른 가속도 및 변위응답스펙트럼의 변화

2.2 지진격리의 이론^[11]

지진격리장치의 거동은 비선형적인 특성을 갖고 있다. 그러나 지진격리 구조물의 거동특성을 파악하기 위하여 등가선형 시스템으로 가정한다. 그림 2.2.1은 고정지반 SDF System이고 그림 2.2.2는 지진 격리된 SDF 모델이 주어져 있다. 그림 2.2.1에서 SDF System의 지반에 대한 상대변위의 지배 방정식은 식(2.2.1)과 같다. 여기서 $\omega = \sqrt{k/m}$, β 는 감쇠비이고 SDF System의 지진응답 최대값은 응답스펙트럼을 이용하여 식(2.2.2)와 같이 구하여 진다. 여기서 S_d 는 Spectral Displacement, S_a 는 Pseudo Spectral Acceleration, $V_{o,max}$ 는 바닥전단력을 의미한다.

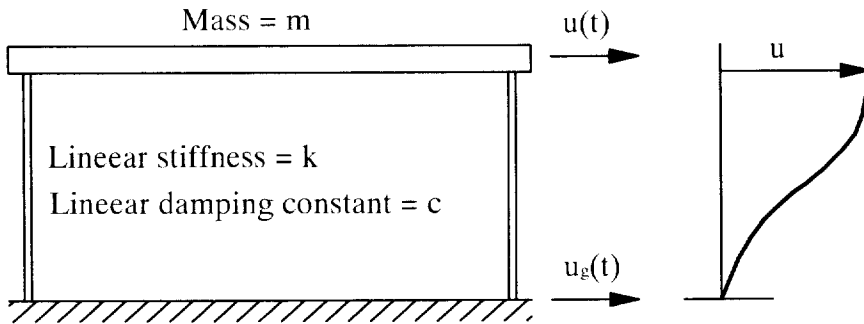


그림 2.2.1 SDF System

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.2.1)$$

$$\ddot{u} + 2\omega\beta\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g$$

$$|u|_{\max} = S_d(\omega, \beta)$$

$$|\ddot{u}'|_{\max} = |\ddot{u} + \ddot{\bar{u}}_g| = S_a(\omega, \beta) \quad (2.2.2)$$

$$V_{o, \max} = m S_a(\omega, \beta)$$

동일한 구조물이 지진 격리된 경우에는 그림 2.2.2와 같이 2-DOF System으로 될 수 있고 지배방정식은 식(2.2.3)과 같다. 이 식을 상대변위를 DOF로 갖는 방정식으로 변환하면 식(2.2.4)와 같다.

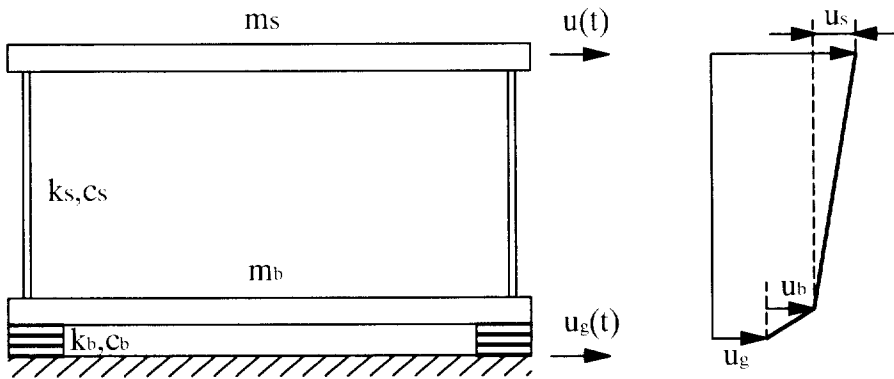


그림 2.2.2 2-DOF System

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}'_s \\ \ddot{u}'_b \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & -c_s \\ -c_s & c_s + c_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s + \dot{\bar{u}}_b \\ \dot{\bar{u}}_b \end{pmatrix} \\ + \begin{bmatrix} k_s & -k_s \\ -k_s & k_s + k_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s + u_b \\ u_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (2.2.3)$$

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} m_s & m_s \\ m_s & m_s + m_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_b \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s \\ u_b \end{pmatrix} \\
& = - \begin{bmatrix} m_s & m_s \\ m_s & m_s + m_b \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \ddot{u}_g
\end{aligned} \tag{2.2.4}$$

식(2.2.4)에 식(2.2.5)를 대입한 결과는 식(2.2.6)과 같고 식(2.2.6)의 Characteristic Equation은 식(2.2.7)과 같다.

$$\begin{aligned}
m &= m_s + m_b \\
\delta &= \frac{m_s}{m} \leq 1 \\
\omega_s &= \sqrt{k_s/m_s} \\
\omega_b &= \sqrt{k_b/m} \\
\varepsilon &= \left(\frac{\omega_b}{\omega_s} \right)^2
\end{aligned} \tag{2.2.5}$$

$$m \begin{bmatrix} \delta & \delta \\ \delta & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{pmatrix} + m \begin{bmatrix} \delta \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s \\ u_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \tag{2.2.6}$$

$$\begin{aligned}
& \begin{vmatrix} \delta \omega_s^2 - \delta \lambda & -\delta \lambda \\ -\delta \lambda & \omega_b^2 - \lambda \end{vmatrix} = 0 \\
& \delta (\omega_s^2 - \lambda) (\omega_b^2 - \lambda) - \delta^2 \lambda^2 = 0
\end{aligned} \tag{2.2.7}$$

$$\lambda^2 (1 - \delta) - (\omega_s^2 + \omega_b^2) \lambda + \omega_s^2 \omega_b^2 = 0$$

식(2.2.7)의 근은 식(2.2.8)과 같다. 식(2.2.8)은 근사적으로 식(2.2.9)와 같이 표현되고 λ_1 과 λ_2 에 대응하는 모드 vector는 근사적으로 식(2.2.10)과 같다. 모드 형상은 그림 2.2.3과 같다.

$$\lambda = \frac{1}{2(1-\delta)} \{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) \pm [(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1-\delta)\omega_s^2\omega_b^2]^{1/2} \} \quad (2.2.8)$$

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \omega_1^2 = \omega_b^2 \left(1 - \delta \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \\ \lambda_2 &= \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1-\delta} \left(1 + \delta \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \end{aligned} \quad (2.2.9)$$

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= \begin{pmatrix} \varepsilon \\ 1 \end{pmatrix} \\ \Phi_2 &= \begin{pmatrix} -\frac{(1-(1-\delta)\varepsilon)}{\delta} \\ 1 \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (2.2.10)$$

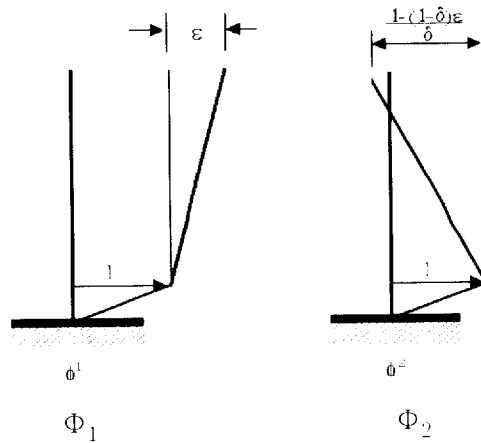


그림 2.2.3 지진격리 구조시스템의 고유모드

식(2.2.4)의 해는 식(2.2.10)에 주어진 모델을 이용하여 식(2.2.11)과 같이 표현될 수 있고 n_1 과 n_2 는 식(2.2.12)의 해이다.

$$\begin{pmatrix} u_s \\ u_b \end{pmatrix} = n_1 \Phi_1 + n_2 \Phi_2 \quad (2.2.11)$$

$$\begin{aligned} \ddot{n}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{n}_1 + \omega_1^2 n_1 &= -\Gamma_1 \ddot{u}_g \\ \ddot{n}_2 + 2\omega_2\beta_2\dot{n}_2 + \omega_2^2 n_2 &= -\Gamma_2 \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (2.2.12)$$

여기서

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \frac{1}{2\omega_1} \frac{\Phi_1^T C \Phi_1}{\Phi_1^T M \Phi_1} \\ \beta_2 &= \frac{1}{2\omega_2} \frac{\Phi_2^T C \Phi_2}{\Phi_2^T M \Phi_2} \\ \Gamma_1 &= \frac{\Phi_1^T M r}{\Phi_1^T M \Phi_1} \\ \Gamma_2 &= \frac{\Phi_2^T M r}{\Phi_2^T M \Phi_2} \end{aligned} \quad (2.2.13)$$

식(2.2.13)의 아래 두 식은 식(2.2.14)와 같이 근사될 수 있다.

$$\begin{aligned} \Gamma_1 &= 1 - \delta \varepsilon \\ \Gamma_2 &= \delta \varepsilon \end{aligned} \quad (2.2.14)$$

$\delta \approx 1$, $r \approx 0$ 이면 1차 고유모드가 지배적임을 알 수 있다. 식(2.2.9)에 의하면 1차 고유모드는 $w_1 \approx w_b$ 로 접근함에 따라 주기가 길어짐을 알 수 있다. 물론 감쇠특성의 변화로 1차 고유모드의 감쇠는 $\beta_1 \approx \beta_b$ 에 $\beta_2 \approx \beta_s$ 에 가까워진다.

고정지반 모델과 지진격리 모델을 그림 2.2.4를 이용하여 비교하면 바닥 전단력은 Spectral Acceleration의 함수이므로 주기가 늘어남에 따라서 A 점에 B로 이동하고 감쇠비가 증가함에 따라서 추가로 B에서 C로 이동된다. 그림 2.2.4에서 Structural Modes는 구조물이 주로 거동하는 Mode이고 Isolated Modes는 격리장치가 주로 거동하는 Mode이다. 구조동역학^[12]에서는 구조물의 고유주기와 지반운동의 고유주기가 일치하면 변위가 급격히 증가한다고 제시하였는데 격리장치는 구조물의 고유주기를 인위적으로 증가시켜 공진현상을 피하고자 하는 것으로 이러한 공진현상을 피할 수 있는 적절한 격리장치를 적용하여 지진격리의 원리에 부합하는 설계가 이루어져야 한다.

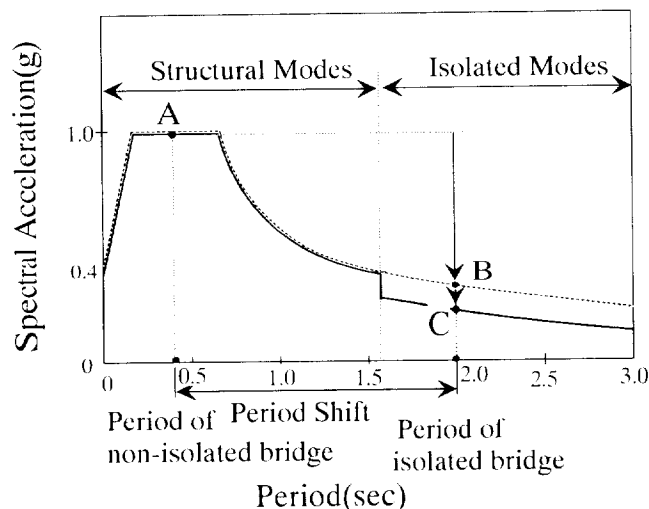


그림 2.2.4 지진격리 모델의 응답스펙트럼

3. 지진해석

3.1 해석대상교량

해석대상교량은 총 연장 224m(4@56m)인 직선교로 4경간 강박스교^[13]이다. 상부구조는 2연 박스거더, 하부구조는 지름이 3.5m인 T형 교각으로 그림 3.1.1은 해석대상 지진격리교량의 종단면도이고 그림 3.1.2는 교각의 횡단면도이다. G1과 G2는 각각 박스거더1과 박스거더2이다.

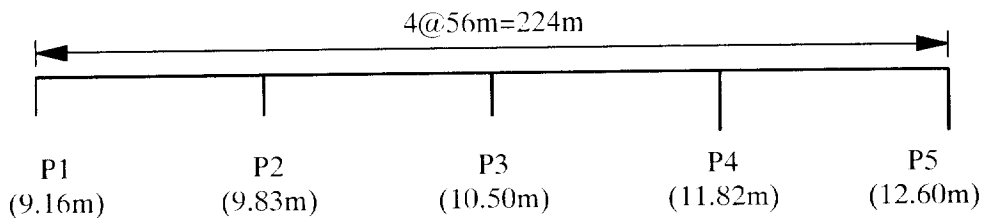


그림 3.1.1 해석대상 지진격리교량의 종단면도

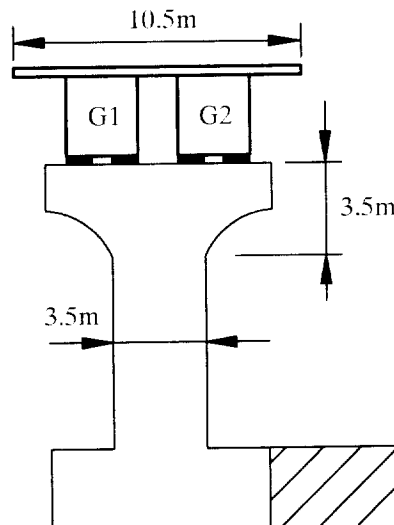


그림 3.1.2 교각의 횡단면도

3.2 해석모델

해석대상교량의 해석모델은 그림 3.2.1과 같이 상부구조는 보요소, 플레이트요소를 사용한 상세모델로 하부구조는 연결요소, 보요소를 사용한 상세모델로 모델링하였다. 해석모델의 요소 및 개수는 표 3.2.1과 같다. 해석대상교량의 스펙트럼해석은 범용구조 해석프로그램 MIDAS^[14]를 사용하였다.

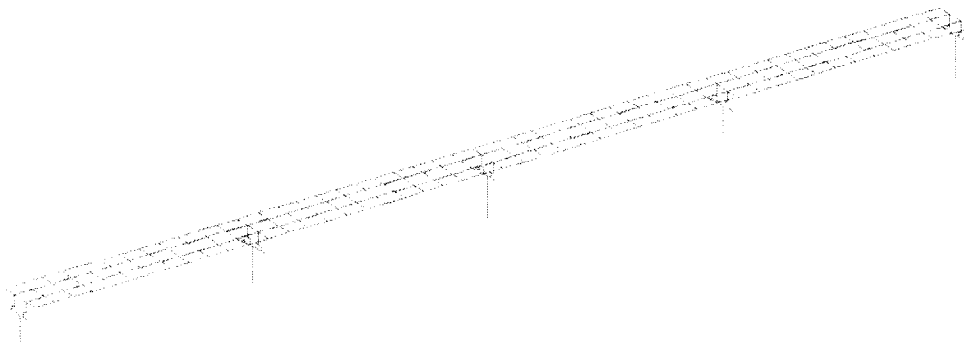


그림 3.2.1 상세모델

표 3.2.1 모델링 요소 및 개수

구분 \ 요소		플레이트	보	무한강성	탄성연결
상부	상판	144			
	강박스		193		
연결요소	상부-받침장치			30	
	받침장치				20
	받침장치-하부			20	
하부	캡뮌		30	15	
	교각		10		

상부구조의 절점번호 및 부재번호는 그림 3.2.2 및 그림 3.2.3과 같다. 하부구조는 그림 3.2.4 및 그림 3.2.5와 같이 절점 및 부재번호를 적용하였다. 그림 3.2.5에서 상부구조와 받침장치, 받침장치와 하부구조를 연결하는 무한강성 요소는 굵은 선으로 표시하였다.

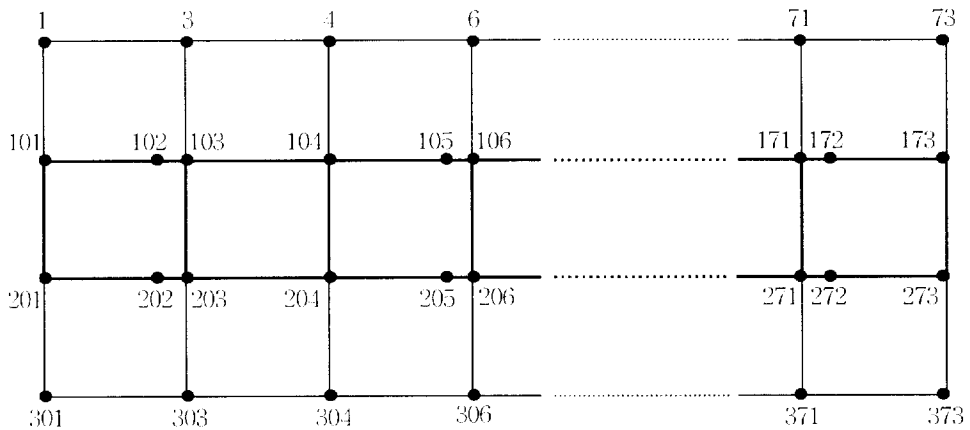


그림 3.2.2 상부구조의 절점번호

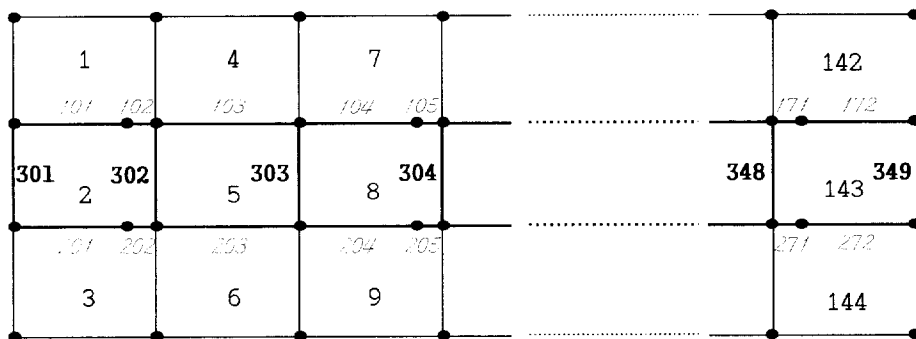


그림 3.2.3 상부구조의 부재번호

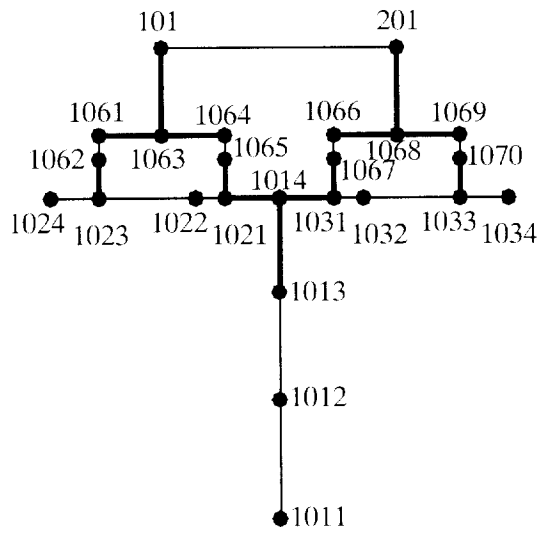


그림 3.2.4 교각 P1의 절점번호

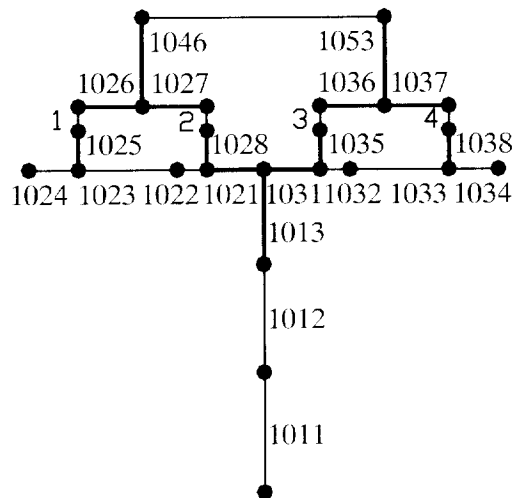
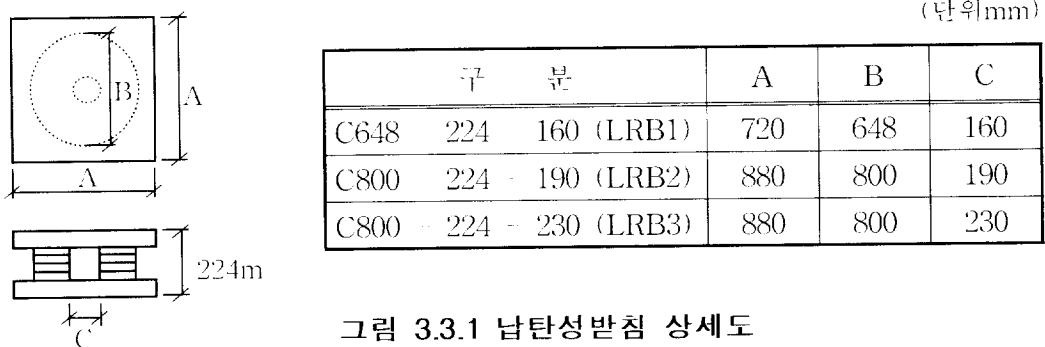


그림 3.2.5 교각 P1의 부재번호

3.3 납탄성받침(Lead Rubber Bearing)

3.3.1 납탄성받침 종류 및 배치

해석대상 지진격리교량에 사용된 납탄성받침의 종류는 그림 3.3.1과 같이 3종류이며 배치는 그림 3.3.2와 같고 그림 3.3.2의 번호는 모델링에 적용된 납탄성받침의 부재번호이다.



P1	P2	P3	P4	P5
● 1	● 5	● 9	● 12	17 ●
● 2	● 6	● 10	● 14	18 ●
● 3	● 7	● 11	● 15	19 ●
● 4	● 8	● 12	● 16	20 ●
LRB1	LRB3	LRB2	LRB3	LRB1

그림 3.3.2 납탄성받침의 배치

3.3.2 유효강성 결정

표 3.3.1은 각 납탄성받침의 강도 및 강성특성이고 그림 3.3.3은 수평력에 의한 구조물의 변형이다.

표 3.3.1 납탄성받침의 강도 및 강성특성

종 류		P1(LRB2)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)
K_d (Yield Stiffness)	(t/m)	176	262	269	262	176
K_u (Elastic Stiffness)	(t/m)	2032	3542	2007	3542	2032
Q_d (Characteristic Strength)	(t)	15.30	31.61	21.54	31.61	15.30
F_y (Yield Strength)	(t)	16.75	34.14	23.70	34.14	16.75
S_y (Yield Displacement)	(cm)	0.82	0.96	0.79	0.96	0.82
K_t (Vertical Stiffness)	(t/m)	142600	289400	298600	289400	142600

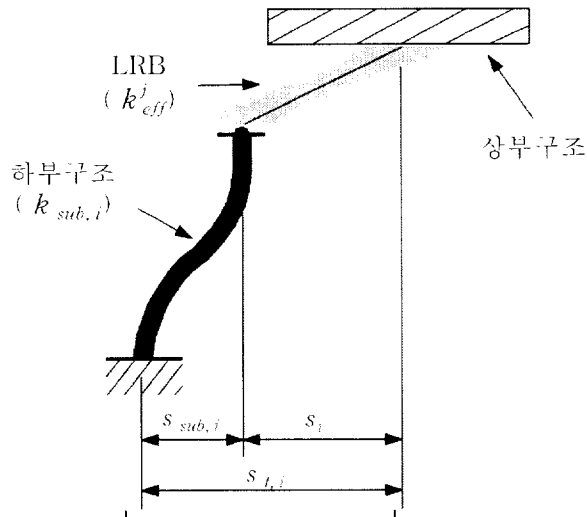


그림 3.3.3 수평력에 의한 하부구조와 납탄성받침의 변형

그림 3.3.4에서 점자 i, j 는 각각 교각 및 교각 위에 설치한 개개의 납탄성반침을 구분하기 위한 것이며 s_i , $F_{\max}^j$ 는 교각 i 에 설치된 납탄성반침의 변위와 유효강도이다.

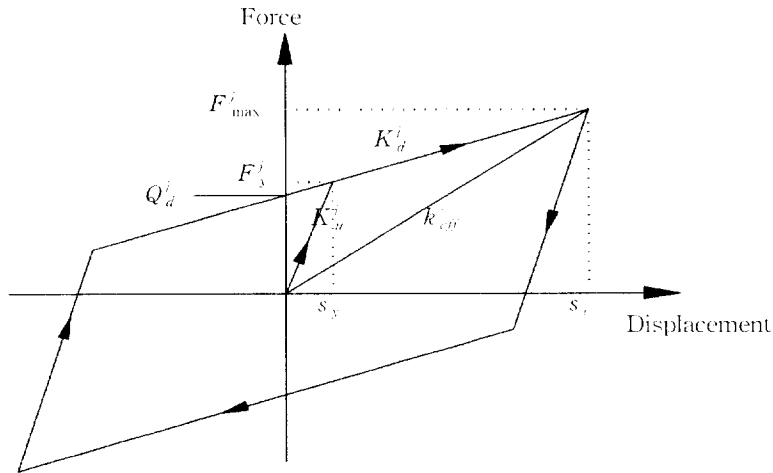


그림 3.3.4 납탄성반침의 등가선형모델

납탄성반침은 설계지진과 같은 강진발생 시 비선형거동을 하며 지진강도에 따라 주기가 달라지므로 입력 지진강도에 해당하는 등가선형강성을 추정하는 과정이 선행되어야 한다. 납탄성반침의 등가선형강성을 추정하기 위해서는 그림 3.3.3에 도시한 바와 같이 납탄성반침과 교각의 변형을 동시에 고려하여야 한다. 그림 3.3.3에서 $s_{sub,i}$, $k_{sub,i}$ 는 교각의 변위와 강성이고 $s_{t,i}$ 는 납탄성반침의 변위를 포함한 전체변위이며 교각 i 위에 설치된 납탄성반침은 모두 동일한 변위를 갖는 것으로 본다. 내진설계 조건으로 가속도계수 A 는 0.154, 지반계수 S_f 는 1.0을 설정하였다.

식(3.3.1)에서 유효주기 T_{eff} 와 감쇠계수 B 를 가정하여 $s_{t,i}$ 를 구하고

s_i 를 $s_{t,i}$ 의 0.9배로 가정한다.

$$s_{t,i} = \frac{250AS_iT_{eff}}{B} \text{ (mm)} \quad (3.3.1)$$

격리장치의 등가선형강성은 식(3.3.2)를 이용하여 결정한다.

$$k_{eff,i}^j = F_{\max}^j / s_i = \{F_y^j + (s_i - s_y^j) \times K_d^j\} / s_i \quad (3.3.2)$$

하부구조와 낙탄성반침의 강성을 고려한 교량의 등가선형강성은 각 격리장치와 교각의 강성을 조합하여 식(3.3.3)과 같이 구한다.

$$K_{eff} = \sum_i \frac{k_{sub,i} \cdot \sum_j k_{eff,i}^j}{k_{sub,i} + \sum_j k_{eff,i}^j} = \sum_i K_{eff,i} \quad (3.3.3)$$

식(3.3.2), (3.3.3)에서 구한 $k_{eff,i}^j$ 와 교량의 유효강성 K_{eff} 로 식(3.3.4), (3.3.5)에서 s_i 와 T_{eff} 를 계산한다. s_i 와 T_{eff} 의 가정치와 결과치의 최대오차 5%를 만족하는 등가선형강성을 사용하여 모드해석을 수행한다.

$$s_i = K_{eff,i} \times s_{t,i} / \sum_j k_{eff,i}^j \quad (3.3.4)$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} \cdot g}} \quad (3.3.5)$$

표 3.3.2는 T_{eff} 와 B 를 각각 1.0초, 1.0으로 가정하고, 표 3.3.1 및 식 (3.3.1)~(3.3.5)를 이용하여 결정한 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향에 대한 낙탄성 반침의 가정변위, 유효강도 및 등가선형강성이다.

표 3.3.2. 설계지진 적용 시 납탄성받침의 등가선형강성
(교축 및 교축직각방향)

종 류		P1(LRB1)	P2(LRB3)	P3(LRB2)	P4(LRB3)	P5(LRB1)
1 차 가 정	T_{eff} (가정주기) (sec)	1.00				
	$s_{t,i}$ (전체변위) (cm)	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85
	s_i (LRB 가정변위) (cm)	3.46	3.46	3.46	3.46	3.46
	$s_{sub,i}$ (교각변위) (cm)	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39
	F_{max} (유효강도) (t)	21.39	10.68	30.89	10.68	21.39
	k_{eff} (유효강성) (t/m)	2472.03	4703.40	3570.27	4703.40	2472.03
	k_{sub} (교각강성) (t/m)	67568.58	54639.36	44809.19	31607.14	25960.89
	K_{eff} (전체강성) (t/m)	2484.78	4330.62	3306.79	4094.16	2257.10
	s_i (LRB 결과변위) (cm)	3.71	3.54	3.57	3.35	3.52
	T_{eff} (계산주기) (sec)	1.07				
2 차 가 정	T_{eff} (가정주기) (sec)	1.07				
	$s_{t,i}$ (전체변위) (cm)	4.12	4.12	4.12	4.12	4.12
	s_i (LRB 가정변위) (cm)	3.71	3.54	3.57	3.35	3.52
	$s_{sub,i}$ (교각변위) (cm)	0.41	0.58	0.55	0.77	0.60
	F_{max} (유효강도) (t)	21.84	40.90	31.18	40.40	21.50
	k_{eff} (유효강성) (t/m)	2352.89	4620.79	3493.42	4823.43	2441.89
	k_{sub} (교각강성) (t/m)	67568.58	54639.36	44809.19	31607.14	25960.89
	K_{eff} (전체강성) (t/m)	2273.71	4260.49	3210.76	4184.80	2231.95
	s_i (LRB 결과변위) (cm)	3.98	3.80	3.82	3.57	3.77
	T_{eff} (계산주기) (sec)	1.08				
3 차 가 정	T_{eff} (가정주기) (sec)	1.08				
	$s_{t,i}$ (전체변위) (cm)	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
	s_i (LRB 가정변위) (cm)	3.98	3.80	3.82	3.57	3.77
	$s_{sub,i}$ (교각변위) (cm)	0.18	0.36	0.34	0.59	0.39
	F_{max} (유효강도) (t)	22.31	11.58	31.85	40.98	21.94
	k_{eff} (유효강성) (t/m)	2241.03	4376.34	3335.21	4590.77	2326.65
	k_{sub} (교각강성) (t/m)	67568.58	54639.36	44809.19	31607.14	25960.89
	K_{eff} (전체강성) (t/m)	2169.09	4051.81	3104.16	4008.55	2135.28
	s_i (LRB 결과변위) (cm)	4.03	3.85	3.87	3.63	3.82
	T_{eff} (계산주기) (sec)	1.10				

그림 3.3.5는 식(3.3.1)~(3.3.5)를 이용하여 납탄성반침의 변위를 가정하는 과정을 나타낸 절차이다.

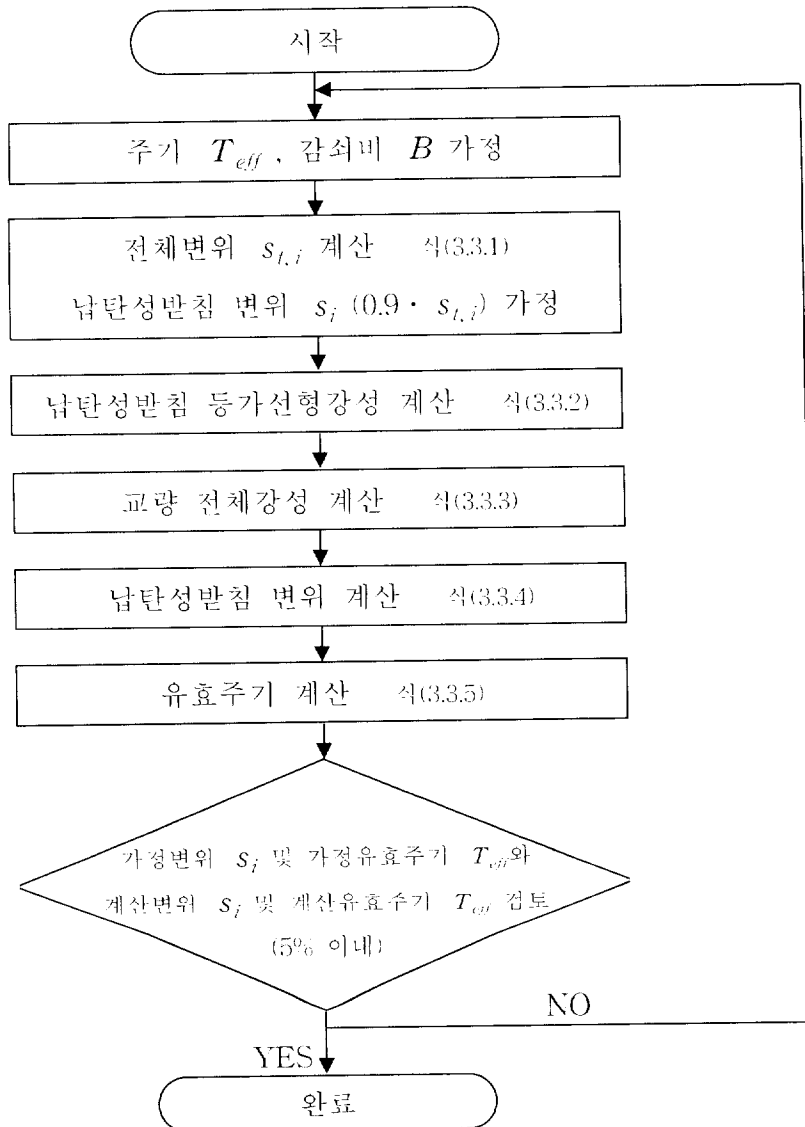


그림 3.3.5 납탄성반침의 변위가정 절차

3.4 모드해석

모드해석에서 고려한 모드 수는 50개로 교축 및 교축직각방향 각각 질량기여도 90%이다. 설계지진에 적용 시에 대한 해석대상교량의 모드해석 결과는 표 3.4.1과 같고 그림 3.4.1은 교축 및 교축직각 방향에 대한 1차 모드형상이다.

표 3.4.1 설계지진 적용 시 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기 (sec)	질량기여도 (%)	주기 (sec)	질량기여도 (%)
1			1.19	73.15
2	1.12	77.03		
4			0.86	3.89
28	0.14	3.57		

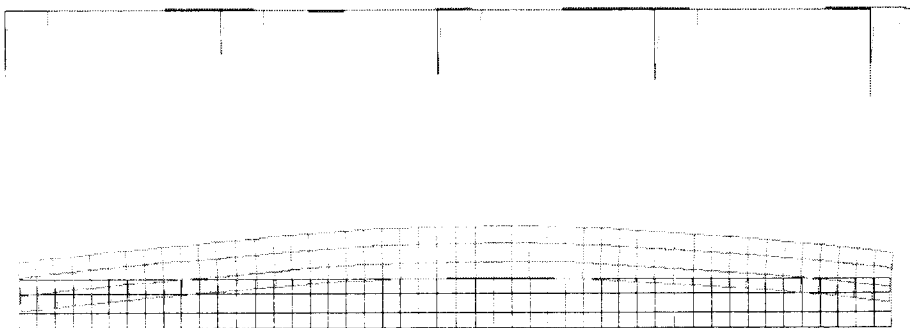


그림 3.4.1 교축방향 및 교축직각방향 1차 모드형상

3.5 응답스펙트럼 해석

3.5.1 감쇠비

해석대상교량의 등가선형감쇠비는 납탄성받침의 이력곡선 면적과 교각의 등가선형강성 및 변위에 의한 식(3.5.1)로 결정된다.

$$\zeta = \frac{\text{Total Dissipated Energy}}{2\pi \sum_i (K_{eff,i} \cdot s_{t,i}^2)} = \sum_i \frac{2[\sum_j Q_{d,i}^j (s_i - s_{y,i}^j)]}{\pi [K_{eff,i} \cdot s_{t,i}^2]} \quad (3.5.1)$$

등가선형감쇠비에 따라 적용하는 감쇠계수는 Guide Specifications for Seismic Isolation Design에서 제시한 표 3.5.1을 이용하여 결정하였다. 표 3.5.2는 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향의 등가선형감쇠비 및 그에 해당하는 감쇠계수이다.

표 3.5.1 감쇠계수 B

등가선형감쇠비(ζ)	< 2%	5%	10%	20%	30%	40%	50%
감쇠계수(B)	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7	1.9	2.0

표 3.5.2 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(ζ)	8.1%	8.1%
감쇠계수(B)	1.12	1.12

3.5.2 응답스펙트럼

납탄성반침을 사용하는 경우 스펙트럼은 비격리모드에 적용하는 식 (3.5.2)와 격리모드에 적용하는 식(3.5.3)에 의해 탄성지진응답계수 C_s 로 그림 3.5.1과 같이 결정되며, 여기서 T 는 구조물의 고유주기이다.

$$C_s = \frac{AS_i}{T} \leq 2.5A \quad (3.5.2)$$

$$C_s = \frac{AS_i}{TB} \leq 2.5A \quad (3.5.3)$$

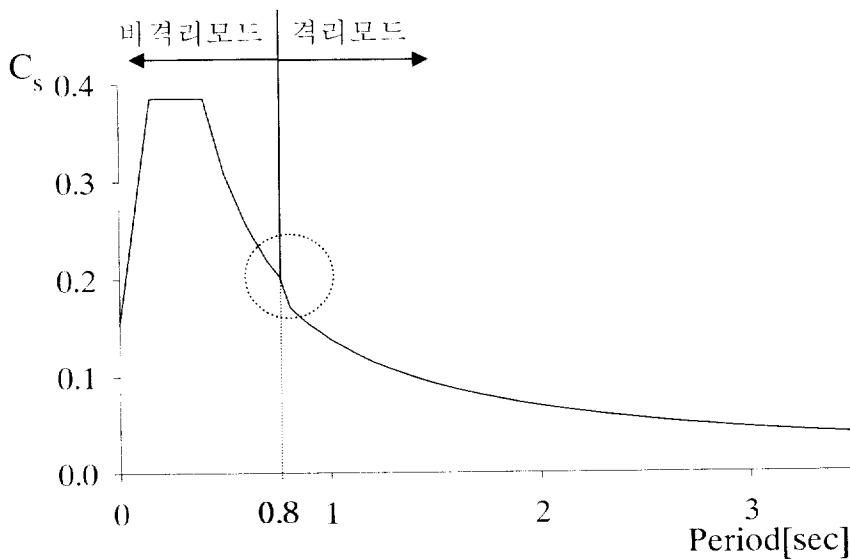


그림 3.5.1 스펙트럼

3.5.3 작용력 및 변위

3.3.2절 표 3.3.2에서 가정한 납탄성받침의 변위 s_i 및 전단력 $F_{\max}$ 는 스펙트럼해석으로 결정된 변위 및 전단력과 비교하여 오차가 5% 이하인 경우 유효한 것으로 보고 시산법을 사용하였다. 표 3.5.3에서 1차 해석결과의 오차가 5%이상이므로 교축방향 2회, 교축직각방향 4회의 시산법을 수행한 결과 변위의 차가 5% 미만이므로 만족한다.

표 3.5.3 설계지진 적용 시 납탄성받침 변위 비교 (단위:cm)

종 류			P1	P2	P3	P4	P5
1차 해석	교축	가정변위	4.03	3.85	3.87	3.63	3.82
		해석변위	3.70	3.53	3.54	3.30	3.39
	교축 직각	가정변위	4.03	3.85	3.87	3.63	3.82
		해석변위	2.18	3.32	4.29	3.33	2.28
2차 해석	교축	가정변위	3.70	3.53	3.54	3.30	3.39
		해석변위	3.59	3.40	3.43	3.17	3.27
4차 해석	교축 직각	가정변위	1.80	2.88	4.68	3.20	1.75
		해석변위	1.80	2.80	4.70	3.21	1.71

교축방향 2차 및 교축직각방향 4차 계산 해석변위를 다시 적용하여 재 해석한 설계지진 적용 시에 대한 해석대상교량의 모드해석결과는 표 3.5.4와 같고, 그림 3.5.2는 교축 및 교축직각방향에 대한 1차 모드형상이며 표 3.5.5는 감쇠계수이다.

표 3.5.4 설계지진 적용 시 주기 및 질량기여도(재해석)

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기 (sec)	질량기여도 (%)	주기 (sec)	질량기여도 (%)
1			1.16	66.86
2	1.08	77.19		
4			0.73	10.63
28	0.14	3.52		

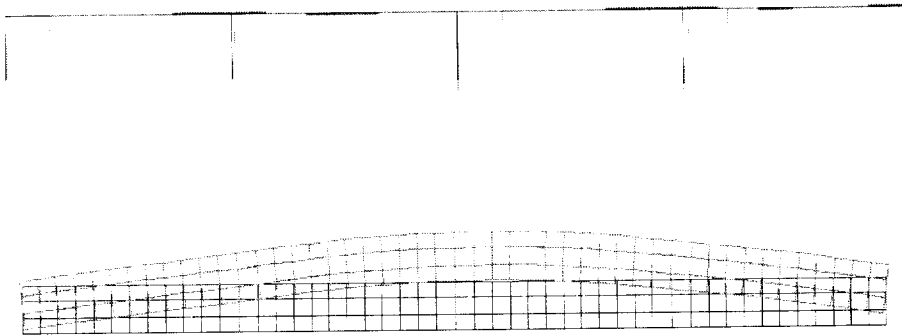


그림 3.5.2 교축방향 및 교축직각방향 1차 모드형상(재해석)

표 3.5.5 설계지진 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수(재해석)

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(ζ)	8.1%	7.3%
감쇠계수(B)	1.12	1.09

표 3.5.6은 설계지진 적용 시 전단력에 대한 가정치와 해석치를 정리한 것으로 최대오차 5%를 만족한다.

표 3.5.6 설계지진 적용 시 최종 남탄성받침 전단력 비교 단위:t

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교 축	가정전단력	21.8	40.9	31.1	40.3	21.3
	해석전단력	21.2	39.6	30.4	39.2	21.2
교 축 직각	가정전단력	18.5	39.2	34.2	40.0	18.4
	해석전단력	18.5	38.2	34.3	40.2	18.5

표 3.5.7은 교각 P1의 변위로 UX, UY, UZ는 X, Y, Z 방향의 변위이고 RX, RY, RZ는 X, Y, Z 방향의 회전변위이다. 해석대상교량의 내진성능을 평가하기 위해 교축 및 교축직각방향으로 구한 탄성지진력을 하중 경우 1과 하중 경우 2로 조합하고 사하중과의 조합으로 하중조합 1 및 하중조합 2를 구하였다. 하중조합 1은 교축방향 탄성지진력 100%와 교축직각방향 탄성지진력 30% 및 사하중과의 조합이며 하중조합2는 교축방향 탄성지진력 30%와 교축직각방향 탄성지진력 100% 및 사하중과의 조합이다.

표 3.5.7 교각 P1의 남탄성받침 변위

교각	해석방향	하중	UX(cm)	UY(cm)	UZ(cm)	RX(rad)	RY(rad)	RZ(rad)
P1	교 축	사하중	1.16	0.00	0.08	0.0000	0.0046	0.0000
		지진력	3.53	0.00	0.00	0.0000	0.0001	0.0000
	교 축 직각	사하중	1.12	0.00	0.07	0.0000	0.0046	0.0000
		지진력	0.15	1.84	0.03	0.0002	0.0000	0.0005
	교 축	하중조합1	4.74	0.55	0.09	0.0001	0.0047	0.0002
	교 축 직각	하중조합2	2.33	1.84	0.10	0.0002	0.0046	0.0005

표 3.5.8은 각 교각의 하중조합1 및 하중조합2의 작용력(전단력 및 모멘트)이다.

표 3.5.8 설계지진 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	118.1	184.7	152.2	201.0	156.8
	M(t · m)	1123.8	1893.5	1607.1	2378.5	1874.8
하중조합2	V(t)	105.0	167.8	145.5	185.0	127.5
	M(t · m)	1144.3	2048.0	1944.4	2543.7	1692.6

4. 내진성능평가

Guide Specification for Seismic Isolation Design에서 제시한 납탄성받침의 한계변형률은 식(4.1.1)과 같다. 한계변형률 5.5는 납탄성받침의 고무가 파손되는 상태를 의미하며 5.5 미만이면 납의 항복 및 복원 거동을 의미하므로 납탄성받침의 손상이 없다고 본다. 식(4.1.2)는 형상계수이고 식(4.1.3)은 수직하중에 의한 전단변형률, 식(4.1.4)는 지진에 의한 전단변형률, 식(4.1.5)는 회전에 의한 전단변형률이다. D 는 납탄성받침의 지름, d 는 납봉의 지름, T 는 고무층 두께의 합, t_i 는 고무층 하나의 두께, Δ_c 는 압축변형, d_i 는 지진하중에 의한 수평변위, θ 는 교축 및 교축직각방향의 회전변형이다. 위 식으로 교각 P1에서 납탄성받침의 교축방향 변형률을 산정한 결과는 식(4.1.6)과 같다.

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r \leq 5.5 \quad (4.1.1)$$

$$S_i = \frac{D^2 - \sum d^2}{4h(D + \sum d)} = \frac{64.8^2 - 16^2}{4 \times 1.24 \times (64.8 + 16)} = 9.839 \quad (4.1.2)$$

$$\gamma_c = \frac{6S_i\Delta_c}{T} = \frac{6 \times 9.839 \times 0.08}{12.4} = 0.393 \quad (4.1.3)$$

$$\gamma_{s,eq} = \frac{d_i}{T_r} = \frac{4.800}{12.4} = 0.387 \quad (4.1.4)$$

$$\gamma_r = \frac{D^2\theta}{2t_iT_r} \frac{64.8^2 \times 0.0046}{2 \times 1.24 \times 12.4} = 0.632 \quad (4.1.5)$$

$$\begin{aligned} \gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r &= 0.393 + 0.387 + 0.5 \times 0.632 \\ &= 1.412 \leq 5.5 \end{aligned} \quad (4.1.6)$$

설계지진 시 각 교각에서 산정한 교축 및 교축직각방향 납탄성 받침의 변형률과 안전율은 표 4.1.1과 같다. 안전율은 각 변형률의 한계변형률 5.5에 대한 비로 모든 교각의 납탄성받침에 대한 최소안전율이 3.85이므로 복원영역 내에서 거동한다는 것을 알 수 있다.

표 4.1.1 설계지진 적용 납탄성받침 변형률과 안전율

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중 조합1	변형률	1.412	1.332	0.937	1.363	1.427
	안전율	3.90	4.13	5.87	4.04	3.85
하중 조합2	변형률	1.272	1.264	1.010	1.302	1.278
	안전율	4.33	4.35	5.44	4.22	4.30

교각의 강도는 재료강도의 불확실성을 고려하여 설계강도, 공칭강도 및 초과강도로 구분할 수 있고 동적거동은 작용력이 설계강도 이하인 경우 탄성거동, 초과강도 이상인 경우 비탄성거동으로 간주할 수 있다. 교각의 강도는 아래와 같이 산정하였다.

■ 교각의 전단력 : 콘크리트 구조설계기준^[15]에 의해 공칭강도를 산정하고 공칭강도의 80%를 설계강도, 130%를 초과강도로 산정한다.

■ 교각의 모멘트 : P-M상관도^[16]에 의해 공칭강도와 설계강도를 산정하였으며 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정한다.

그림 4.1.1은 교각의 단면도이고 그림 4.1.2는 교각 P4의 하중조합2에

대한 P-M상관도이다

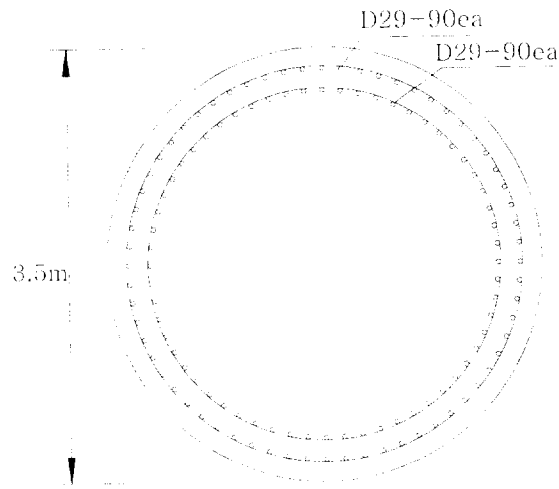


그림 4.1.1 교각단면도

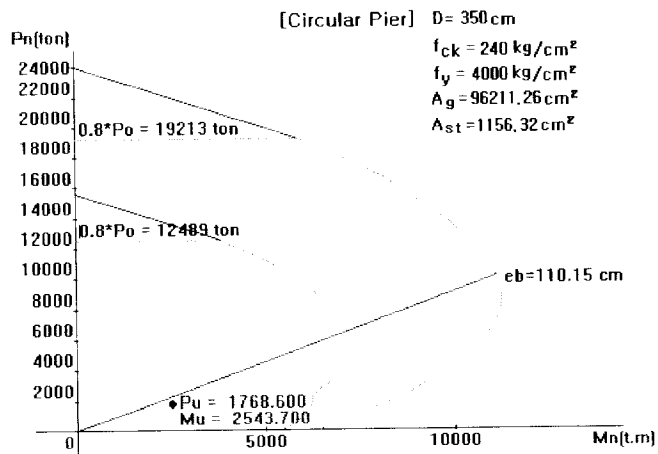


그림 4.1.2 교각 P4의 P-M 상관도

식(4.1.7)은 콘크리트구조설계기준에서 제시한 공칭강도 산정식으로 N_u 는 극한축방향하중, A_g 는 교각의 단면적, f_{ck} 는 콘크리트의 설계기준강도

이다.

$$S_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (4.1.7)$$

표 4.1.2는 각 교각에서의 설계강도, 공칭강도, 초과강도를 정리한 것이고 표 3.5.8에서 결정한 교각의 작용력에 대한 각 강도의 비는 표 4.1.3과 같다. 표 4.1.3에서 모든 교각은 전단 안전율이 모멘트 안전율을 상회하므로 모멘트항목이 우선하도록 설계되었다는 것을 확인할 수 있으며 모멘트에 대한 최소안전율이 2.51이므로 해석대상교량은 설계지진 시 탄성거동을 한다는 것을 알 수 있다.

표 4.1.2 교각의 강도(교각지름 : 3.5m)

교 각		설계강도	공칭강도	초과강도
P1	전단력(t)	1288	1610	2093
	모멘트(t · m)	5890	7220	9386
P2	전단력(t)	1309	1636	2127
	모멘트(t · m)	6220	8110	10543
P3	전단력(t)	1294	1617	2102
	모멘트(t · m)	6110	7780	10114
P4	전단력(t)	1309	1636	2127
	모멘트(t · m)	6220	8110	10543
P5	전단력(t)	1268	1585	2061
	모멘트(t · m)	5940	7280	9464

표 4.1.3 설계지진 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력
P1	하중조합1	전단력	11.18	13.97	18.17
		모멘트	5.50	6.74	8.76
	하중조합2	전단력	12.37	15.46	20.10
		모멘트	5.29	6.49	8.43
P2	하중조합1	전단력	6.76	8.45	10.98
		모멘트	3.27	4.26	5.54
	하중조합2	전단력	7.72	9.65	12.55
		모멘트	3.07	4.00	5.20
P3	하중조합1	전단력	8.53	10.66	13.85
		모멘트	3.89	4.95	6.70
	하중조합2	전단력	8.79	10.98	14.28
		모멘트	3.15	4.01	5.21
P4	하중조합1	전단력	6.57	8.21	10.67
		모멘트	2.68	3.50	4.55
	하중조합2	전단력	7.24	9.05	11.77
		모멘트	2.51	3.27	4.25
P5	하중조합1	전단력	8.03	10.04	13.05
		모멘트	3.19	3.91	5.08
	하중조합2	전단력	10.02	12.53	16.29
		모멘트	3.60	4.42	5.74

5. 성능수준검토

설계지진에 대한 해석대상교량의 응답스펙트럼해석 결과로부터 남탄성 받침은 복원영역, 교각은 모두 탄성영역 내에서 거동한다는 것을 확인하였으나 교량의 파괴모드를 규명하여야 설계지진을 초과하는 강진 발생 시 교량의 거동을 파악할 수 있으므로 해석대상교량에 설계지진을 초과하는 지진을 입력지진으로 설정하여 해석을 수행하고 파괴모드를 규명하였다.

5.1 기능수행수준

시간법을 적용하여 해석을 수행한 결과 교각이 최소탄성한계에 도달하는 가속도계수는 0.54g이고 이때 남탄성받침은 복원영역내에서 거동한다고 가정하여 최종 해석을 수행하였다. 남탄성받침의 교축 및 교축직각방향 등가선형강성은 표 5.1.1과 같고 교축 및 교축직각방향을 등가선형감쇠비 및 그에 해당하는 감쇠계수는 표 5.1.2와 같다.

표 5.1.1 0.54g 적용 시 남탄성받침의 등가선형강성

방향	종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축	s_i (cm)	22.19	21.86	21.79	21.40	21.69
	$F_{\max}$ (t)	54.35	88.89	80.19	87368	53.47
	k_{eff} (t/m)	244.95	406.62	368.04	409.73	246.54
교축 직각	s_i (cm)	12.92	21.25	26.17	22.57	15.26
	$F_{\max}$ (t)	38.04	87.29	91.98	90.75	42.16
	k_{eff} (t/m)	294.42	410.77	351.46	402.07	276.26

표 5.1.2 0.54g 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(ξ)	4.7%	4.7%
감쇠계수(B)	0.98	0.98

0.54g에 대한 모드해석 결과는 표 5.1.3에 정리하였으며 납탄성받침의 변위 및 단면력에 대한 가정치와 해석치는 표 5.1.4 및 표 5.1.5와 같다.

표 5.1.3 0.54g 적용 시 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기 (sec)	질량기여도 (%)	주기 (sec)	질량기여도 (%)
1			1.77	72.17
2	1.72	75.73		
4			1.07	2.81
20	0.16	4.20		

표 5.1.4 0.54g 적용 시 납탄성받침 변위 비교

단위:cm

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교축	가정변위	22.19	21.86	21.79	21.40	21.69
	해석변위	23.14	22.75	22.61	22.08	22.06
교축 직각	가정변위	12.92	21.25	26.17	22.57	15.26
	해석변위	12.97	21.73	27.07	23.54	15.96

표 5.1.5 0.54g 적용 시 납탄성받침 전단력 비교

단위:t

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교축	가정 전단력	56.7	92.3	83.7	91.1	55.7
	해석 전단력	56.7	92.7	83.8	91.2	55.9
교축 직각	가정 전단력	36.6	86.2	93.9	95.5	46.5
	해석 전단력	36.7	86.2	93.9	96.1	47.3

교축 및 교축직각방향에 대한 각 교각 납탄성받침의 변형률과 안전율은 표 5.1.6과 같다

표 5.1.6 0.54g 적용 시 납탄성받침 변형률과 안전율

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중 조합1	변형률	2.876	2.980	2.709	3.227	3.346
	안전율	1.91	1.85	2.03	1.70	1.64
하중 조합2	변형률	2.238	3.003	3.208	3.238	3.070
	안전율	2.46	1.83	1.71	1.70	1.79

각 교각의 하중조합1 및 하중조합2에 대한 단면력은 표 5.1.7과 같고 교각의 강도에 대한 작용력의 비는 표 5.1.8과 같다. 해석결과 남탄성받침은 복원영역 내에서 거동하고 교각은 최소탄성한계에 도달하는 거동을 나타낸다. 그러나 0.54g는 설계지진 0.154g의 3.5A(0.54g/0.154g)로 내진설계기준연구(II)에서 제안한 0.4A를 초과하므로 기능수행수준을 만족하나 과다설계이다.

표 5.1.7 0.54g 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	783.9	1732.5	1415.6	1778.8	866.9
	M(t · m)	2326.8	4588.7	4697.4	5836.0	5032.8
하중조합2	V(t)	770.3	1728.7	1515.1	1773.6	853.2
	M(t · m)	2026.3	4653.7	5377.4	6151.4	4176.0

표 5.1.8 0.54g 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력
P1	하중조합1	전단력	5.28	6.60	8.58
		모멘트	2.53	3.10	4.03
	하중조합2	전단력	7.36	9.20	11.96
		모멘트	2.91	3.56	4.63
P2	하중조합1	전단력	2.76	3.44	4.48
		모멘트	1.36	1.77	2.30
	하중조합2	전단력	3.38	4.22	5.48
		모멘트	1.34	1.74	2.27
P3	하중조합1	전단력	2.80	3.50	4.55
		모멘트	1.30	1.66	2.15
	하중조합2	전단력	3.15	3.94	5.12
		모멘트	1.14	1.45	1.88
P4	하중조합1	전단력	2.52	3.14	4.09
		모멘트	1.07	1.39	1.81
	하중조합2	전단력	2.97	3.71	4.83
		모멘트	1.01	1.32	1.71
P5	하중조합1	전단력	2.83	3.54	4.60
		모멘트	1.18	1.45	1.88
	하중조합2	전단력	3.86	4.82	6.27
		모멘트	1.42	1.74	2.27

5.2 붕괴방지수준

시산법을 적용하여 해석을 수행한 결과 교각이 최대탄성한계에 도달하는 가속도계수는 0.92g이고 이때 남탄성받침은 복원영역내에서 거동한다고 가정하여 최종 해석을 수행하였다. 남탄성받침의 교축 및 교축직각방향 등가선형강성은 표 5.2.1과 같고 교축 및 교축직각방향의 등가선형감쇠비 및 그에 해당하는 감쇠계수는 표 5.2.2와 같다.

표 5.2.1 0.92g 적용 시 남탄성받침의 등가선형강성

방향	종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교축	s_i (cm)	50.33	49.75	49.56	48.92	49.37
	$F_{\max}$ (t)	103.88	161.96	154.90	159.78	102.19
	k_{eff} (t/m)	206.40	325.55	312.54	326.62	206.99
교축 직각	s_i (cm)	31.55	48.12	57.16	51.74	38.22
	$F_{\max}$ (t)	70.83	157.69	175.34	167.17	82.57
	k_{eff} (t/m)	224.49	327.70	306.75	323.10	216.03

표 5.2.2 0.92g 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(%)	2.6%	2.6%
감쇠계수(B)	0.84	0.84

0.92g에 대한 모드해석 결과는 표 5.2.3에 정리하였으며 남탄성받침의 변위 및 단면력에 대한 가정치와 해석치는 표 5.2.4 및 표 5.2.5와 같다.

표 5.2.3 0.92g 적용 시 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기 (sec)	질량기여도 (%)	주기 (sec)	질량기여도 (%)
1			1.93	73.74
2	1.87	75.56		
20	0.16	4.25		73.74
28			0.14	1.74

표 5.2.4 0.92g 적용 시 납탄성받침 변위 비교 단위:cm

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교축	가정변위	50.33	49.75	49.56	48.92	49.37
	해석변위	50.36	49.73	49.41	48.57	48.50
교축 직각	가정변위	31.55	48.12	57.16	51.74	38.22
	해석변위	31.98	48.39	57.19	51.59	37.93

표 5.2.5 0.92g 적용 시 납탄성받침 전단력 비교 단위:t

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교축	가정전단력	103.9	162.0	154.9	159.8	102.2
	해석전단력	103.7	162.5	155.3	160.2	102.2
교축 직각	가정전단력	70.8	157.7	175.3	167.2	82.6
	해석전단력	71.6	158.6	175.5	166.8	82.7

교축 및 교축직각방향에 대한 각 교각 납탄성받침의 변형률과 안전율은 표 5.2.6과 같다.

표 5.2.6 0.92g 적용 시 납탄성받침 변형률과 안전율

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중 조합1	변형률	5.281	5.371	5.174	5.392	5.229
	안전율	1.04	1.02	1.06	1.02	1.05
하중 조합2	변형률	4.351	5.725	6.053	5.916	4.725
	안전율	1.26	0.96	0.91	0.93	1.16

교각 P2, P3, P4의 교축직각방향 해석결과에서 납탄성받침의 변형률은 한계변형률 5.5를 초과하였으므로 가정과는 달리 납탄성받침이 복원영역을 초과한다. 가속도계수 0.92g 적용 시 교각의 작용력은 표 5.2.7과 같고 교각의 강도/작용력 비는 표 5.2.8과 같다. 교각 P4의 하중조합2의 초과강도/작용력 비는 0.99로 교각이 최대탄성한계에 도달한 것을 확인할 수 있다. 따라서 납탄성받침의 파괴가 교각의 항복에 우선하므로 취성파괴메커니즘이라는 것을 알 수 있다.

표 5.2.7 0.92g 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	435.7	820.2	824.3	894.0	762.8
	M(t · m)	4165.2	8001.2	8522.6	10147.8	8728.2
하중조합2	V(t)	321.2	687.2	758.7	787.8	567.9
	M(t · m)	3877.4	8511.8	9969.6	10686.6	7211.6

표 5.2.8 0.92g 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력
P1	하중조합1	전단력	2.96	3.70	4.80
		모멘트	1.41	1.73	2.25
	하중조합2	전단력	4.01	5.01	6.52
		모멘트	1.52	1.86	2.42
P2	하중조합1	전단력	1.60	1.99	2.59
		모멘트	0.78	1.01	1.32
	하중조합2	전단력	1.90	2.38	3.10
		모멘트	0.73	0.95	1.24
P3	하중조합1	전단력	1.57	1.96	2.55
		모멘트	0.72	0.91	1.19
	하중조합2	전단력	1.71	2.13	2.77
		모멘트	0.61	0.78	1.01
P4	하중조합1	전단력	1.46	1.83	2.38
		모멘트	0.61	0.80	1.04
	하중조합2	전단력	1.66	2.08	2.70
		모멘트	0.58	0.76	0.99
P5	하중조합1	전단력	1.66	2.08	2.70
		모멘트	0.68	0.83	1.08
	하중조합2	전단력	2.23	2.79	3.63
		모멘트	0.82	1.01	1.31

그러므로 지진격리교량의 내진설계절차는 일반설계에서 최소의 안전율을 확보하는 교각 강성을 기본설계단계에서 우선 결정하고, 그림 5.2.1과

같은 설계절차로 기능수행수준 및 붕괴방지수준의 만족여부를 검토하여야 한다. 교각은 기능수행수준에 해당하는 지진강도에서 최소탄성한계에 도달하고 붕괴방지수준에 해당하는 지진강도에서 최대탄성한계에 도달하며 남탄성반침은 모든 성능수준에서 복원영역의 거동을 확인하여야 한다.

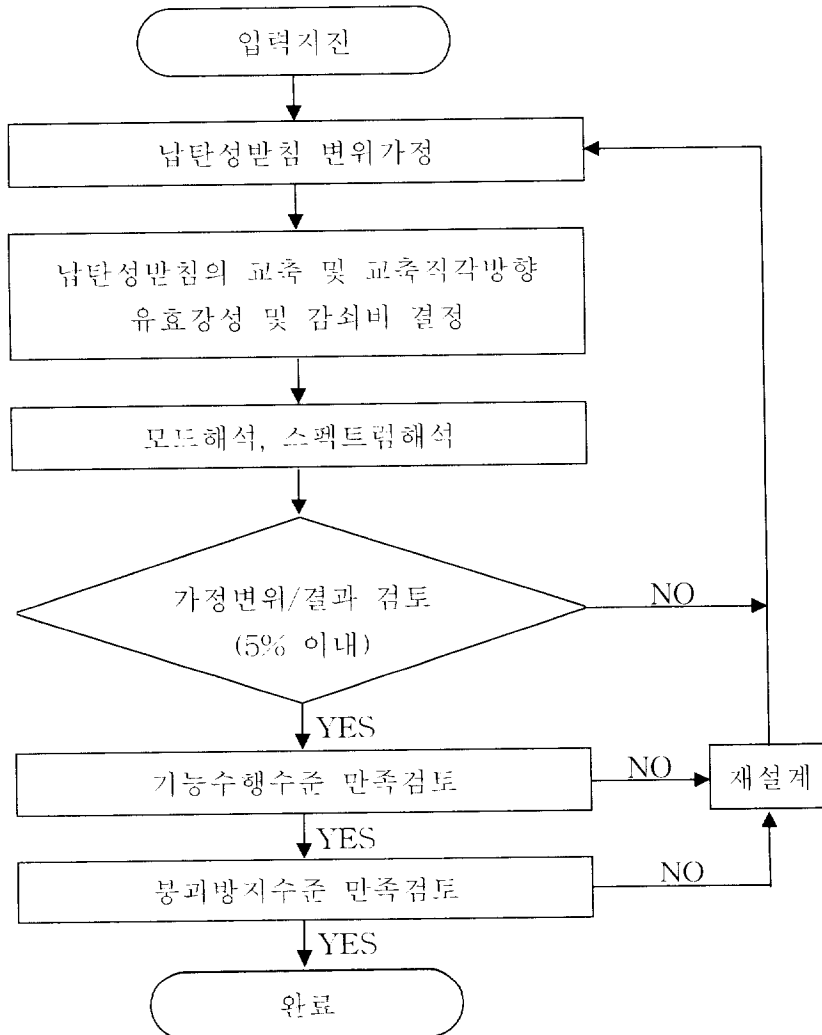


그림 5.2.1 지진격리교량의 내진설계절차

6. 내진설계

6.1 설계 변경

해석대상 지진격리교량의 내진성능검토 결과 설계지진 0.154g에 대해서 납탄성받침은 복원영역에서 거동하고 교각은 탄성영역 내에서 거동하였으며 최대탄성한계 도달 시 가속도계수는 0.92g로 납탄성받침은 파괴상태에 도달하였다. 교각의 최소탄성한계 도달 시 가속도계수 0.54g는 3.5A(0.54g/0.154g)로 내진설계기준연구(II)에서 제시한 0.4A에 비해 과다설계이므로 비경제적일 뿐만 아니라 설계지진을 초과하는 강진(0.92g) 발생 시 교량의 파괴모드가 취성파괴메커니즘이므로 지진에 대비한 구조물의 설계 개념에 만족하지 않는 결과이다.

해석대상 지진격리교량은 기능수행수준은 만족하지만 과다설계이고 붕괴방지수준을 만족하지 않기 때문에 설계변경이 요구된다. 설계변경은 우선 경제성을 고려하여 0.4A에 대해 교각이 탄성한계를 만족하도록 교각을 재설계하고 안전성을 만족하기 위한 연성파괴메커니즘의 확보를 위해 교각의 최대탄성한계 도달 시 납탄성받침의 거동을 확인하는 작업으로 이루어진다. 해석대상교량의 경우 설계지진에 대해서 교각은 탄성거동을 하므로 교각의 강성을 감소시켰고 이때 사하중 및 풍하중에 대하여 안전을 확보하는 교각의 최소지름은 2.2m로 결정되었다.

그림 6.1.1은 교각 P4의 사하중 및 풍하중에 대한 P-M상관도로 설계강도의 약 70%에 해당하는 모멘트 값으로 사하중 및 풍하중에 대해 안전하다는 것을 확인할 수 있다.

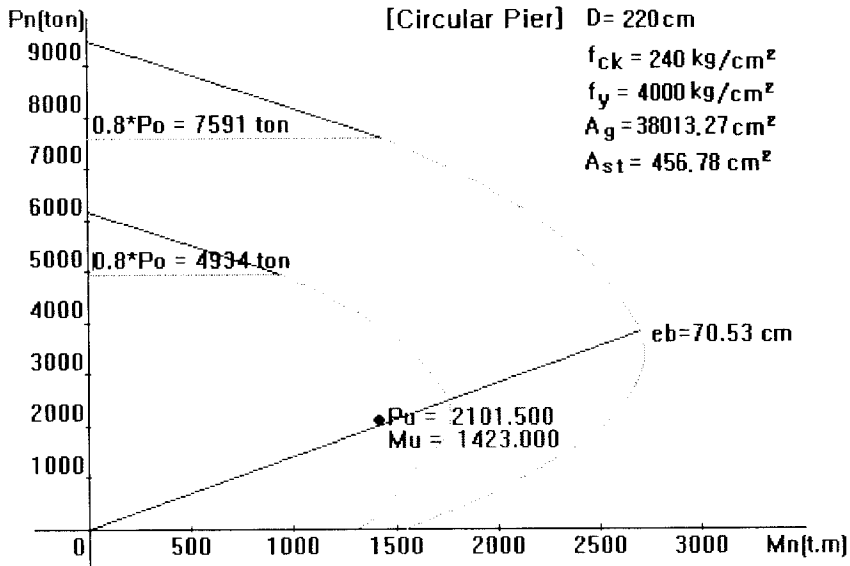


그림 6.1.1 사하중 및 풍하중에 대한 교각 P4의 P-M 상관도

6.2 기능수행수준

기능수행수준을 결정하기 위해서 교각의 거동이 설계강도, 즉 최소탄성 한계에 도달하는 지진강도를 산정한 결과 설계지진의 0.6배인 0.092g로 결정하였다. 0.092g를 적용하여 구한 납탄성반침의 교축 및 교축직각방향에 대한 가정변위, 유효강도, 유효강성은 표 6.2.1과 같고 교축 및 교축직각방향에 대한 감쇠계수 및 감쇠비는 표 6.2.2와 같다.

표 6.2.1 0.092g 적용 시 납탄성받침의 등가선형강성

방향	종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교 축	s_i (cm)	2.19	1.29	1.47	0.75	1.21
	F_{max} (t)	19.15	34.99	25.53	26.57	17.43
	k_{eff} (t/m)	874.62	2712.72	1737.05	3542.00	1440.44
교 축 직 각	s_i (cm)	0.52	0.64	1.20	0.82	1.13
	F_{max} (t)	10.57	22.67	24.81	29.04	17.29
	k_{eff} (t/m)	2032.00	3542.00	2067.36	3542.00	1529.96

표 6.2.2 0.092g 적용 시 교 축 및 교 축 직 각 방 향 감 쇄 계 수

구 분	교 축 방 향	교 축 직 각 방 향
등가선형감쇠비(ξ)	2.9%	1.9%
감쇠계수(B)	0.860	0.800

입력지진 0.092g에 대한 모드해석 결과는 표 6.2.3에 정리하였으며 납탄성받침의 변위 및 단면력에 대한 가정치 및 해석치는 표 6.2.4 및 표 6.2.5와 같다.

표 6.2.3 0.092g 적용 시 주기 및 질량기여도

모드 No.	교 축(X축)방향		교 축 직 각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
1			1.37	74.78
2			1.10	8.12
3	1.09	92.83		
27	0.16	1.26		

표 6.2.4 0.092g 적용 시 납탄성받침 변위 비교

단위:cm

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교 축	가정 변위	2.19	1.29	1.47	0.75	1.21
	해석 변위	2.21	1.31	1.47	0.76	1.16
교 축 직각	가정 변위	0.52	0.64	1.20	0.82	1.13
	해석 변위	0.51	0.64	1.21	0.83	1.07

표 6.2.5 0.092g 적용 시 납탄성받침 전단력 비교

단위:t

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교 축	가정 전단력	19.2	35.0	25.5	26.6	17.4
	해석 전단력	19.3	34.1	25.0	25.1	16.3
교 축 직각	가정 전단력	10.6	22.7	24.8	29.0	17.3
	해석 전단력	10.4	21.3	24.2	27.0	15.6

교 축 및 교 축 직각 방향에 대한 각 교각에서 납탄성받침의 변형률과 안전율은 표 6.2.6과 같다.

표 6.2.6 0.092g 적용 시 납탄성받침 변형률과 안전율

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중 조합1	변형률	1.163	1.162	0.917	1.231	1.148
	안전율	4.73	4.73	6.00	4.47	4.79
하중 조합2	변형률	0.998	0.970	0.767	1.026	1.091
	안전율	5.51	5.67	7.17	5.36	5.04

교각의 강도와 단면력은 표 6.2.7 및 표 6.2.8에 정리하였으며 교각의 강도/작용력 비는 표 6.2.9와 같다. 해석결과 표 6.2.6과 표 6.2.9에서 납탄성 받침은 복원영역 내에서 거동하고 교각은 최소탄성한계인 설계강도에 도달하는 거동을 나타내므로 0.092g가 기능수행수준의 한계이다.

표 6.2.7 교각의 강도(교각지름 : 2.2m)

교 각		설계강도	공칭강도	초과강도
P1	전단력(t)	639	799	1039
	모멘트(t · m)	1500	1940	2522
P2	전단력(t)	682	852	1108
	모멘트(t · m)	1700	2380	3094
P3	전단력(t)	667	834	1084
	모멘트(t · m)	1640	2250	2925
P4	전단력(t)	682	852	1108
	모멘트(t · m)	1690	2340	3042
P5	전단력(t)	639	799	1039
	모멘트(t · m)	1500	1970	2561

표 6.2.8 0.092g 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	116.7	162.5	112.8	128.3	105.6
	M(t · m)	1089.4	1637.7	1226.7	1544.9	1352.9
하중조합2	V(t)	87.5	115.6	109.7	124.6	89.7
	M(t · m)	912.8	1298.1	1450.1	1685.5	1336.3

표 6.2.9 0.092g 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			<u>설계강도</u> 작용력	<u>공칭강도</u> 작용력	<u>초과강도</u> 작용력
P1	하중조합1	전단력	5.48	6.85	8.90
		모멘트	1.38	1.78	2.32
	하중조합2	전단력	7.30	9.13	11.87
		모멘트	1.64	2.13	2.76
P2	하중조합1	전단력	4.20	5.24	6.82
		모멘트	1.04	1.45	1.89
	하중조합2	전단력	5.90	7.38	9.59
		모멘트	1.31	1.83	2.38
P3	하중조합1	전단력	5.91	7.39	9.61
		모멘트	1.34	1.83	2.38
	하중조합2	전단력	6.08	7.60	9.88
		모멘트	1.13	1.55	2.02
P4	하중조합1	전단력	5.32	6.64	8.64
		모멘트	1.09	1.51	1.97
	하중조합2	전단력	5.47	6.84	8.89
		모멘트	1.00	1.39	1.80
P5	하중조합1	전단력	6.05	7.57	9.84
		모멘트	1.11	1.46	1.89
	하중조합2	전단력	7.12	8.91	11.58
		모멘트	1.12	1.47	1.92

6.3 파괴미케니즘

파괴미케니즘을 규명하기 위해 교각의 거동이 초과강도, 즉 최대탄성한계에 도달하는 지진강도를 산정한 결과 설계지진의 1.7배인 0.262g를 결정하였다. 0.262g를 적용하여 구한 납탄성반침의 교축 및 교축직각방향에 대한 가성변위, 유효강도, 유효강성은 표 6.3.1과 같고 교축 및 교축직각방향에 대한 감쇠계수 및 감쇠비는 표 6.3.2와 같다.

표 6.3.1 0.262g 적용 시 납탄성반침의 등가선형강성

방향	종 류	P1	P2	P3	P4	P5
교 축	s_i (cm)	7.50	6.32	6.37	4.96	6.02
	F_{max} (t)	28.50	48.17	38.72	44.61	25.90
	k_{eff} (t/m)	380.00	762.23	607.78	899.39	430.15
교 축 직 각	s_i (cm)	2.74	3.77	6.79	6.51	7.28
	F_{max} (t)	20.12	41.49	39.85	48.67	28.11
	k_{eff} (t/m)	734.39	1100.58	586.82	747.63	386.16

표 6.3.2 0.262g 적용 시 교축 및 교축직각방향 감쇠계수

구 분	교축방향	교축직각방향
등가선형감쇠비(ζ)	6.0%	5.7%
감쇠 계수(B)	1.040	1.028

0.262g에 대한 모드해석 결과는 표 6.3.3에 정리하였으며 납탄성반침의 변위 및 단면력에 대한 가정치 및 해석치는 표 6.3.4 및 표 6.3.5와 같다.

표 6.3.3 0.262g 적용 시 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기 (sec)	질량기여도 (%)	주기 (sec)	질량기여도 (%)
1			1.73	72.68
2	1.49	88.46		
3			1.36	9.75
22	0.20	2.09		

표 6.3.4 0.262g 적용 시 납탄성받침 변위 비교

단위:cm

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교축	가정변위	7.50	6.32	6.37	4.96	6.02
	해석변위	7.70	6.55	6.54	5.07	5.93
교축 직각	가정변위	2.74	3.77	6.79	6.51	7.28
	해석변위	2.79	3.67	6.65	6.56	7.55

표 6.3.5 0.262g 적용 시 납탄성받침 전단력 비교

단위:t

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
교축	가정전단력	28.5	48.2	38.7	44.6	25.9
	해석전단력	29.9	50.2	40.4	45.8	27.0
교축 직각	가정전단력	20.1	41.5	39.8	48.7	28.1
	해석전단력	20.6	39.8	38.6	48.2	29.6

교축 및 교축직각방향에 대한 각 교각에서 납탄성받침의 변형률과 안전율은 표 6.3.6과 같다.

표 6.3.6 0.262g 적용 시 납탄성받침 변형률과 안전율

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중 조합1	변형률	1.679	1.765	1.486	1.795	1.727
	안전율	3.28	3.12	3.70	3.06	3.18
하중 조합2	변형률	1.340	1.389	1.338	1.555	1.732
	안전율	4.10	3.96	4.11	3.54	3.18

0.262g를 적용 시 교각의 작용력 및 교각의 강도/작용력 비는 표 6.3.7 및 표 6.3.8과 같다. 표 6.3.8에서 교각은 최대탄성한계인 초과강도에 도달하는 반면 표 6.3.6에서 납탄성받침은 복원영역 내에서 거동한다는 것을 확인할 수 있다. 따라서 설계변경 교량은 0.09g와 0.262g 사이에서 교각의 항복이 연결부의 항복에 우선하는 연성파괴미캐니즘으로 붕괴방지수준을 만족한다는 것을 알 수 있다.

표 6.3.7 0.262g 적용 시 교각 하부의 전단력 및 모멘트

종 류		P1	P2	P3	P4	P5
하중조합1	V(t)	171.6	231.8	189.0	214.2	152.9
	M(t · m)	1545.5	2313.8	2018.0	2566.3	1915.4
하중조합2	V(t)	120.4	187.9	176.8	218.2	144.7
	M(t · m)	1307.8	2154.7	2318.2	2884.5	2182.8

표 6.3.8 0.262g 적용 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각			$\frac{\text{설계강도}}{\text{작용력}}$	$\frac{\text{공칭강도}}{\text{작용력}}$	$\frac{\text{초과강도}}{\text{작용력}}$
P1	하중조합1	전단력	3.72	4.66	6.05
		모멘트	0.97	1.26	1.63
	하중조합2	전단력	5.31	6.64	8.63
		모멘트	1.15	1.48	1.93
P2	하중조합1	전단력	2.94	3.68	4.78
		모멘트	0.73	1.03	1.34
	하중조합2	전단력	3.63	4.53	5.90
		모멘트	0.79	1.10	1.44
P3	하중조합1	전단력	3.53	4.41	5.74
		모멘트	0.81	1.11	1.45
	하중조합2	전단력	3.77	4.72	6.13
		모멘트	0.71	0.97	1.26
P4	하중조합1	전단력	3.18	3.98	5.17
		모멘트	0.66	0.91	1.19
	하중조합2	전단력	3.12	3.90	5.08
		모멘트	0.59	0.81	1.05
P5	하중조합1	전단력	4.18	5.23	6.80
		모멘트	0.78	1.03	1.34
	하중조합2	전단력	4.42	5.52	7.18
		모멘트	0.69	0.90	1.17

7. 내진설계기준 검토

7.1 원설계 교량(교각지름:3.5m)

각 하중조합에 대한 교각의 하중조합을 표 7.1.1에 정리하고, 설계지진력은 작용력에 해당 응답수정계수를 적용한 것이다.

표 7.1.1 설계지진 시 교각의 작용력과 설계지진력

구 분			작용력			설계기준	
			교축	교축 직각	합력	R	설계지진력
P1	하중조합1	전단력(tonf)	116	23	118	1	118
		모멘트(tonf · m)	279	1089	1124	1.5	749
	하중조합2	전단력(tonf)	72	77	105	1	105
		모멘트(tonf · m)	925	674	1144	1.5	763
P2	하중조합1	전단력(tonf)	179	46	185	1	185
		모멘트(tonf · m)	582	1802	1893	1.5	1262
	하중조합2	전단력(tonf)	66	154	168	1	168
		모멘트(tonf · m)	1936	669	2048	1.5	1365
P3	하중조합1	전단력(tonf)	146	42	152	1	152
		모멘트(tonf · m)	572	1502	1607	1.5	1071
	하중조합2	전단력(tonf)	45	139	146	1	146
		모멘트(tonf · m)	1990	459	1944	1.5	1296
P4	하중조합1	전단력(tonf)	194	52	201	1	201
		모멘트(tonf · m)	726	2265	2379	1.5	1586
	하중조합2	전단력(tonf)	69	172	185	1	185
		모멘트(tonf · m)	2414	803	2544	1.5	1696
P5	하중조합1	전단력(tonf)	154	30	157	1	157
		모멘트(tonf · m)	412	1829	1875	1.5	1250
	하중조합2	전단력(tonf)	81	98	127	1	127
		모멘트(tonf · m)	1369	996	1693	1.5	1128

내진설계기준에 의하면 연결부와 하부구조의 설계강도가 설계지진력을 만족하도록 결정하면 붕괴방지수준을 만족하는 연성과파괴미캐니즘이 확보된 것으로 간주한다. 연성과파괴미캐니즘의 확인절차가 누락되어 있는 것은 충분히 큰 응답수정계수를 적용하여 구한 설계지진력으로 하부구조의 설계강도를 결정하고 납탄성반침의 변형율이 한계변형율을 만족하도록 하면 항복강도분포를 고려하지 않더라도 연성과파괴미캐니즘이 확보되기 때문이다. 그러나 중약진지역은 강진지역에 비해 상대적으로 설계지진의 강도가 낮고, 높은 기능수행수준이 요구되므로 기능수행수준을 만족하는 설계강도보다 너무 작은 설계지진력이 산정되어 적용할 수가 없고, 따라서 하부구조에 적용한 응답수정계수가 역할을 하지 못하므로 항복강도분포를 고려한 파괴미캐니즘의 규명을 수행하여야 성능수준의 만족 여부를 확인할 수 있다. 그러므로 해석대상교량의 내진성능검토로 파괴미캐니즘을 규명하기 위해서는 납탄성반침의 한계변형율/변형율 비와 교각의 작용력에 대한 설계강도와 초과강도의 비로 항복범위를 설정하여 비교검토가 이루어져야 한다. 이러한 사실을 정량적으로 입증하기 위해 이 연구에서 수행한 내진성능검토를 다시 정리하면 아래와 같다.

표 7.1.1의 설계지진력과 표 4.1.2의 설계강도에서 교각 P2의 설계강도는 하중조합 1에서 요구하는 설계지진력의 7.86배($5890/749$, 하중조합 2는 $5890/763=7.72$ 배)이고, 납탄성반침의 거동은 복원거동을 한다. 그러므로 해석대상교량 교각의 설계강도는 설계지진력을 만족한다. 그러나 이와 같이 설계강도/설계지진력의 비에 큰 차이가 있는 경우 강도/작용력의 비로 계산한 항복범위로 파괴미캐니즘을 규명해야 하므로 다음과 같은 검토과정이 요구된다. 교각의 작

용력에 대한 설계강도와 초과강도의 비를 표 7.1.2와 같이 정리할 수 있다. 앞에서 언급한 바와 같이 하중조합 1 및 하중조합 2 둘 다 납탄성반침은 복원거동을 교각은 탄성거동을 한다.

표 7.1.2 설계지진 시 교각의 강도에 대한 작용력 비

교 각		$\frac{\text{설계강도}}{\text{작용력}}$	$\frac{\text{공칭강도}}{\text{작용력}}$	$\frac{\text{초과강도}}{\text{작용력}}$
P1	하중조합 1	5.24	6.42	8.35
	하중조합 2	5.15	6.31	8.20
P2	하중조합 1	3.28	4.28	5.57
	하중조합 2	3.04	3.96	5.15
P3	하중조합 1	3.80	4.84	6.29
	하중조합 2	3.14	4.00	5.20
P4	하중조합 1	2.62	3.41	4.43
	하중조합 2	2.45	3.19	4.14
P5	하중조합 1	3.17	3.88	5.05
	하중조합 2	3.51	4.30	5.59

이 교량의 경우 최소탄성한계를 만족하는 지진 0.54g 적용 시 설계지진보다 3.51(0.54g/0.154g)배까지 확보되므로 기능수행수준은 충분히 만족하고 있으나 최대탄성한계를 만족하는 지진 0.92g 적용 시 납탄성반침이 교각보다 먼저 파괴되므로 붕괴방지수준은 만족하지 못한다는 것을 알 수 있다. 따라서 붕괴방지수준을 확보하기 위한 개선책으로 교각의 강성감소 및 낙교방지대책 등을 적용하여야 한다.

7.2 재설계 교량(교각지름:2.2m)

표 7.2.1은 설계변경한 교량에 설계지진을 적용하여 설계지진력을 구한 결과이다. 이 결과를 표 6.2.7에 제시되어 있는 설계강도와 비교하면 설계지진력이 설계강도를 제시한다는 것을 알 수 있다.

표 7.2.1 설계지진 시 교각의 작용력과 설계지진력

구 분			작용력			설계기준	
			교 축	교 축 직각	합력	R	설계지진력
P1	하중조합1	전단력(tonf)	116	23	118	1	118
		모멘트(tonf·m)	279	1089	1124	1.5	749
	하중조합2	전단력(tonf)	72	77	105	1	105
		모멘트(tonf·m)	925	674	1144	1.5	763
P2	하중조합1	전단력(tonf)	179	46	185	1	185
		모멘트(tonf·m)	582	1802	1893	1.5	1262
	하중조합2	전단력(tonf)	66	154	168	1	168
		모멘트(tonf·m)	1936	669	2048	1.5	1365
P3	하중조합1	전단력(tonf)	146	42	152	1	152
		모멘트(tonf·m)	572	1502	1607	1.5	1071
	하중조합2	전단력(tonf)	45	139	146	1	146
		모멘트(tonf·m)	1990	459	1944	1.5	1296
P4	하중조합1	전단력(tonf)	194	52	201	1	201
		모멘트(tonf·m)	726	2265	2379	1.5	1586
	하중조합2	전단력(tonf)	69	172	185	1	185
		모멘트(tonf·m)	2414	803	2544	1.5	1696
P5	하중조합1	전단력(tonf)	154	30	157	1	157
		모멘트(tonf·m)	412	1829	1875	1.5	1250
	하중조합2	전단력(tonf)	81	98	127	1	127
		모멘트(tonf·m)	1369	996	1693	1.5	1128

8. 결론

이 연구에서는 납탄성반침을 사용한 강상자형 지진격리교량을 해석대상 교량으로 선정하고 해석모델 및 해석방법을 제시하였으며 내진설계의 기본개념에서 요구하는 기능수행수준 및 붕괴방지수준의 검토방법에 대한 설계절차를 제안하였다. 납탄성반침과 같이 비선형 복원거동을 하는 지진격리교량의 해석은 받침의 등가선형강성을 결정하는 시산법이 요구되므로 성능수준을 확인하기 위해서는 일반교량과 달리 각 성능수준에 대한 별도의 해석이 요구된다.

해석대상 지진격리교량은 설계지진 발생 시 받침장치는 복원거동을 하고 교각은 탄성거동을 한다. 최소탄성한계에 도달하는 가속도 계수 0.54g 적용 시 0.54g는 설계지진 0.154g의 3.5A로 내진설계기준연구(II)에서 제안한 0.4A를 초과하므로 기능수행수준을 만족하지만 과다설계이고 가속도계수 0.92g에서는 받침장치의 파괴가 우선하므로 붕괴방지수준을 만족하지 못한다. 따라서 교각지름을 2.2m로 설계변경 후 해석대상교량은 가속도계수 0.092g까지 탄성거동을 하므로 기능수행수준을 만족하고 가속도계수 0.262g에서 연성파괴미캐니즘이 구현되어 붕괴방지수준을 만족하므로 합리적인 내진설계가 수행되었다고 할 수 있다.

참고문헌

1. 건설교통부, “도로교 표준시방서”. 1996.
2. 건설교통부, “도로교 설계기준 (6장 내진설계편)”. 한국도로교통협회, 2000.
3. 건설교통부, “내진설계기준 연구(II)”. 1997.
4. AASHTO, “Guide Specifications for Seismic Isolation Design”, 1999.
5. 유봉, 이재한, 구경희, “축소규모 고감쇠 및 납삼입형 면진베어링에 대한 특성시험고찰”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 1권 2호, 1997.
6. 이종재, 오종원, “면진 고무 베어링의 안전성에 대하여”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 2권 2호, 1998.
7. 조해진 외 3명, “교량용 탄성받침의 설계압축응력에 대한 고찰”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 2권 2호, 1998.
8. 김대곤, 이상훈, “면진된 신태형 일경간 이층 철골조 자유진동 실험”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 4권 1호, 2000.
9. 이종립 외 3명, “면진장치를 적용한 컴퓨터실 바닥의 지진응답해석”, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 4권 2호, 2000.
10. 김재관, “지진격리교량의 설계이론”, 한국지진공학회 제6회 기술강습회, 2000.
11. Kelly, J. M., “Earthquake Resistant Design with Rubber” Springer, 1997.
12. Chopra, A., “Dynamics of structures - Theory and Application of Earthquake engineer”, Prentice Hall, 1995.
13. 건설교통부, “부산 지하철 3호선 311공구 건설공사 실시설계도”, 부산교통공단, 2000.

14. MIDAS IT, "MIDAS/CIVIL", 2001.
15. 건설교통부, "콘크리트표준시방서", 대한토목학회, 2000.
16. 하재섭, "RC Ghost 99 PM diagram", 1999.

감사의 글

학문을 계속하고 싶은 마음만으로 막상 뛰어들어 무사히 석사과정을 마칠 수 있을까? 라는 두려움도 있었지만 이제 부족하나마 한편의 논문을 끝내고 보니 연구실에서의 지난 3년은 나에게 있어 평생 잊을 수 없는 보람된 날들이었습니다.

먼저 이 한편의 논문이 완성되기까지 여러 가지 부족한 저에게 석사과정을 이수할 수 있도록 학문적 지도와 배려를 아끼지 않으신 우리 지도교수님, 국승규 지도교수님께 머리 숙여 감사를 드립니다. 그리고 바쁜 시간을 내시어 본 논문을 세심하게 심사해 주시고 격려해 주신 이동욱 교수님, 이환우 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

그 동안의 재학기간동안 조언과 지도편달을 아끼지 않으신 김상용 교수님, 김종수 교수님, 손인식 교수님, 장희석 교수님, 이종섭 교수님, 이종출 교수님, 이영대 교수님, 김명식 교수님, 정진호 교수님, 정두희 교수님, 이상호 교수님, 김수용 교수님께도 감사를 드립니다.

항상 자식이 잘되기만을 바라시면서 오늘이 있기까지 사랑과 정성으로 보살펴주시고 용기를 북돋아 주신 부모님, 그리고 내 동생에게도 이 조그만 결실을 드립니다.

우리 내진설계연구실, 뒤늦게 제대하여 공부에 열중한 준범형, 일하고 있는 준봉형, 서울에 있는 판배와 동희, 후배 동원에게도 감사의 마음 전합니다. 학문적 열의와 자세에 있어서 후배들에게 모범을 보여주신 모든 선배님들, 본 논문이 완성되기까지 동고동락한 대학원 동기들, 그리고 죽마고우 친구들, 광웅, 성하, 경수, 진호, 준용, 은석, 지수, 현태야! 모든 분들에게 고맙습니다.

끝으로 도움을 주신 모든 분들에게 깊은 감사를 드립니다.