



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2020년 2월  
석사학위논문

# 면진 받침을 적용한 교량의 내진성능 평가

조선대학교 대학원

토목공학과

서환웅

# 면진 받침을 적용한 교량의 내진성능 평가

Seismic Performance Evaluation of Bridges using  
Seismic Isolation Bearings

2020년 2월 25일

조선대학교대학원

토목공학과

서환웅

# 면진 받침을 적용한 교량의 내진성능 평가

지도교수                  박 정 응

이 논문을 공학 석사학위 논문으로 제출함.




2019년 10월

조선대학교 대학원

토목공학과

서 환 응

서환웅의 석사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김영중 (인)   
위원 조선대학교 교수 김성홍 (인)   
위원 조선대학교 교수 차정웅 (인) 

2019년 11월

조선대학교대학원

## 목 차

### ABSTRACT

제1장 서 론 .....	01
1.1 연구배경 및 목적 .....	01
1.2 연구동향 .....	02
1.2.1 내진설계 개요 .....	02
1.2.2 면진장치에 관한 연구 .....	03
1.3 연구내용 및 방법 .....	05
제2장 이론적 배경 .....	07
2.1 내진설계의 기본개념 .....	07
2.2 성능에 기초한 내진설계 원리 .....	07
2.3 내진성능목표와 설계지반 운동 .....	09
2.3.1 내진등급 .....	09
2.3.2 내진성능 수준 .....	09
2.3.3 설계지반운동 수준 .....	09
2.3.4 내진성능목표 .....	11
2.3.5 설계지반운동 정의 위치와 고려사항 .....	11

2.2.6	지반의 분류	12
2.4	면진설계	13
2.4.1	면진설계 기초이론	15
2.4.2	면진구조의 기본요소	18
2.5	비선형 지진해석의 원리	21
2.5.1	비선형 정적 해석법	21
2.6	능력 스펙트럼 법	23
2.7	시간이력 해석법	33
제3장	모델링 및 해석방법	36
3.1	해석 모델	36
3.1.1	구조물의 제원	36
3.2	교각의 비선형 정적해석	37
3.2.1	교각의 모델링	38
3.2.2	고유치해석 결과 확인	40
3.2.3	교각설계 확인	41
3.2.4	비선형 정적해석	42
3.2.5	보유능력(Capacity) 평가	43
3.2.6	Soil Profile Type 설정	44
3.2.7	요구내력(Demand) 평가 및 성능점 산정	45
3.3	교량의 시간이력 해석	46

3.3.1	면진받침의 특성	46
3.3.2	시간이력 해석 데이터 입력	52
3.3.3	고유진동해석 데이터 입력	54
3.3.4	고정하중과 지진하중의 구분	55
3.3.5	Ground Acceleration	56
3.3.6	Time Varying Static Loads	56
제4장 수치해석 및 고찰		57
4.1	교각의 비선형 정적해석 결과 분석	57
4.2	시간이력 해석 결과 분석	59
4.2.1	El Centro Site 지진파 해석	60
4.2.2	San Fernando 지진파 해석	67
4.2.3	Mexico City 지진파 해석	74
4.3	지진파에 따른 결과 분석	81
제5장 결 론		85
참 고 문 헌		87



## 표 목 차

표 2.1 성능에 기초한 내진설계의 성능목표 .....	8
표 2.2 지진구역 구분 .....	10
표 2.3 지진구역계수 .....	10
표 2.4 위험도계수 .....	10
표 2.5 내진성능 목표 .....	11
표 2.6 성능에 기초한 내진설계의 성능목표 .....	12
표 2.7 지반의 분류 .....	12
표 2.8 Deformation Level .....	26
표 2.9 지진계수( $C_a$ ) .....	27
표 2.10 지진계수( $C_v$ ) .....	28
표 3.1 교각의 설계 계획 .....	37
표 3.2 교각의 제원 .....	38
표 3.3 교각의 하중데이터 .....	39
표 3.4 마찰진자 받침(FPB) 특성치 .....	47
표 3.5 마찰진자 받침의 교대부 면진장치 특성치 .....	48
표 3.6 마찰진자 받침의 교각부 면진장치 특성치 .....	49
표 3.7 납-고무받침의 교대부 면진장치 특성치 .....	51
표 3.8 납-고무받침의 교각부 면진장치 특성치 .....	51
표 4.1 교각의 비선형 정적해석 결과값 .....	58
표 4.2 El Centro Site 지진파 시간이력 해석결과 값 .....	60
표 4.3 San Fernando 지진파 시간이력 해석결과 값 .....	67
표 4.4 Mexico City 지진파 시간이력 해석결과 값 .....	74
표 4.5 14m P1의 시간이력 해석 결과 .....	81

## 그 립 목 차

그림 2.1	면진설계의 개념 .....	15
그림 2.2	지진하중에 의한 구조물의 지반에 대한 운동식 .....	16
그림 2.3	면진요소의 기본요소 .....	19
그림 2.4	힘-변위 이력곡선 .....	20
그림 2.5	비선형 정적해석절차 .....	23
그림 2.6	능력곡선 작성 .....	24
그림 2.7	Curve-spectrum 변환 .....	27
그림 2.8	요구 응답스펙트럼의 ADRS 변환 .....	28
그림 2.9	성능점 산정과 성능수준 평가 .....	30
그림 2.10	등가감쇠비, 에너지량의 산정 .....	31
그림 2.11	유형에 따른 감쇠조정계수 .....	31
그림 2.12	비탄성 요구스펙트럼의 작성 .....	32
그림 3.1	대상 교량 모델 .....	36
그림 3.2	교각의 모델링 .....	37
그림 3.3	교각의 높이 변화(14m, 16m, 18m) .....	38
그림 3.4	고유치 해석 확인 .....	40
그림 3.5	교각 설계 내용 확인 .....	41
그림 3.6	구조물의 능력곡선 .....	43
그림 3.7	Soil profile Type .....	44
그림 3.8	구조물의 성능점(Performance Point) 산정 .....	45
그림 3.9	마찰진자형 면진장치 전단스프링 .....	46
그림 3.10	마찰진자 받침의 기둥 방향 .....	47
그림 3.11	이력거동 시스템 및 납-삽입고무 면진장치 전단스프링 .....	50
그림 3.12	고정하중 Time History Functions 정의 .....	52

그림 3.13	지진하중 Time History Functions 정의	53
그림 3.14	Eigenvalue Analysis Control 데이터 입력	54
그림 3.15	Time History Load Case 확인	55
그림 4.1	대상 교량 모델링	59
그림 4.2	El Centro Site 지진과 교축방향 변위	61
그림 4.3	El Centro Site 지진과 교각방향 변위	61
그림 4.4	El Centro Site 지진과 받침부 전단력	62
그림 4.5	El Centro Site 지진과 받침부 모멘트	62
그림 4.6	El Centro Site 지진과 마찰진자 받침 이력거동	63
그림 4.7	El Centro Site 지진과 마찰진자 받침 변위 시간이력 그래프	64
그림 4.8	El Centro Site 지진과 남-고무받침 이력거동	65
그림 4.9	El Centro Site 지진과 남-고무받침 변위 시간이력 그래프	66
그림 4.10	San Fernando 지진과 교축방향 변위	68
그림 4.11	San Fernando 지진과 교각방향 변위	68
그림 4.12	San Fernando 지진과 전단력	69
그림 4.13	San Fernando 지진과 모멘트	69
그림 4.14	San Fernando 지진과 마찰진자 받침 이력거동	70
그림 4.15	San Fernando 지진과 마찰진자 받침 변위 시간이력 그래프	71
그림 4.16	San Fernando 지진과 남-고무받침 이력거동	72
그림 4.17	San Fernando 지진과 남-고무받침 변위 시간이력 그래프	73
그림 4.18	Mexico City 지진과 교축방향 변위	75
그림 4.19	Mexico City 지진과 교각방향 변위	75
그림 4.20	Mexico City 지진과 전단력	76
그림 4.21	Mexico City 지진과 모멘트	76

그림 4.22 Mexico City 지진파 마찰진자 받침 이력거동 .....	77
그림 4.23 Mexico City 지진파 마찰진자 받침 변위 시간이력 그래프 ...	78
그림 4.24 Mexico City 지진파 납-고무받침 이력거동 .....	79
그림 4.25 Mexico City 지진파 납-고무받침 변위 시간이력 그래프 .....	80
그림 4.26 14m P1의 교축방향 변위 .....	82
그림 4.27 14m P1의 교각방향 변위 .....	82
그림 4.28 14m P1의 전단력 .....	82
그림 4.29 14m P1의 모멘트 .....	83
그림 4.30 지진파 F.F.T 그래프 형상 .....	84

## ABSTRACT

### Seismic Performance Evaluation of Bridges using Seismic Isolation Bearings

Seo, Hwan Ung

Advisor : Prof. Park, Jeong Ung Ph.D.

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

Recently, the seismic design trend in seismic engineering is to analyze the seismic performance more effectively than predict the actual behavior of the structure against seismic loads that can occur during the service life of the structure. The basic concept of earthquake-resistant design is to design the structure to ensure the performance of the earthquake and to achieve a series of performance targets for various levels of ground motion. In Korea, performance criteria were introduced through the “Seismic Design Criteria Study”.

In this paper, we set the target performance of the target structure clearly in the performance-based seismic design and implement it.

Through the pushover analysis, the capacity of seismic design of the earthquake-proofed structure is identified, and after evaluating whether the predetermined target performance is achieved for the seismic load under consideration, the FPB support (friction pendulum support) and LRB, which are representative seismic devices, are evaluated. Evaluate the seismic performance improvement of bridges by applying bearings (lead-rubber bearings), and analyze and evaluate the seismic performance improvement of bridge structures by conducting time history analysis of shear force, moment and displacement. Safety was analyzed.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

지진은 현대 첨단과학으로도 예측이 매우 어려우며 세계적으로 지진피해 규모가 대형화 되어가는 추세이다. 십여 년 전부터 외국의 대규모 지진에 의하여 수많은 인명 피해와 경제적 피해가 발생되었으며, 최근 국내에서도 2016년 5.8규모의 경주에 발생한 지진과 2017년, 2018년 포항에서 발생한 5.0규모 이상의 지진으로 인해 대한민국도 안전지역이 아니라는 경각심과 불안이 고조되면서 내진기준들의 보완과 개선이 필요하다는 공감대가 형성되었으며, 내진설계에 대한 많은 이목이 집중되고 있다.

강진이 자주 발생하는 국가에서는 많은 연구자들이 수행한 연구결과를 바탕으로 적합한 구조물의 지진 해석기법을 개발하고 실무에 적용하고 있다. 우리나라에서도 지진 피해를 최소화 할 수 있는 내진설계에 대한 필요성이 증가되고 있으며, 구조물의 거동을 실제에 가깝게 추정하고 성능을 반영 할 수 있는 내진설계가 필요하다. 이를 위해서는 구조물의 성능에 기초한 설계에서 비선형응답 산정이 필수적이며, 복잡한 비선형 동적해석 또는 고유치 해석을 하지 않고도 간단한 비선형정적해석(Pushover) 방법만으로 지진에 의한 비선형 정적응답과 응답스펙트럼의 동적특성을 고려하여 비선형응답을 추정하는 변위계수법이나 능력스펙트럼법등을 제시하고 있다. 그리고 현재 선진국을 중심으로 교량과 같은 토목구조물에 면진장치를 사용한 내진설계가 많이 사용되고 있는 실정이다.

따라서, 본 논문에서는 범용구조해석 프로그램인 MIDAS Civil을 이용하여 교량 교각부에 비선형정적해석을 실시한 이후에 받침부에 면진장치를 적용하여 시간이력해석을 수행하였다. 비선형정적해석을 통해 부재의 재료비선형적인 특성을 고려하고 항복 이후에 구조물의 거동과 한계상태를 파악하여 내진 설계를 수행한 구조물의 보유능력을 산정하고 능력스펙트럼의 원리를 적용하여 내진성능을 평가하였다. 이후 대표적인 면진 장치인 마찰진자받침과 납-고무받침을 적용하여 교량의 내진 성능을 평가하기 위하여 전단력, 모멘트, 변위를 시간이력해석을 수행하여 교량구조물의 내진 성능 정도를 비교, 평가하여 교량 구조물의 정밀 내진성능과 안전성을 분석하였다.

## 1.2 연구동향

### 1.2.1 내진설계 개요

지진공학에서 다루고 있는 내진설계의 개념은 구조물의 수명동안에 발생하는 지진하중에 대하여 실질적 거동의 예측하여 효과적으로 내진성능을 증진하는 것이다. 지진이 발생하면 구조물의 성능은 유지되게 설계하고, 지반운동 수준의 여러 단계에 따라 성능목표를 달성하고 유도하는 것이 현재 내진설계의 기본개념이다. 설계개념이 정의되기 시작된 계기는 미국에서 1994년 발생한 Northridge지진과 일본에서 1995년에 발생한 Kobe지진 이후이며, 세계적으로 연구가 활발히 진행되었고 여러 분야에 적용이 되었다. 과거 내진설계기준이 적용된 구조물은 인명피해를 최소화하려는 목적이지만 구조 및 비구조요소의 피해로 인한 경제적 손실이 발생하였다. 이 후 1999년에 발생한 Chi-Chi지진과 Izmit지진은 지진공학에 급속한 발전에도 불구하고 현재 내진설계의 신뢰성 문제와 구조물의 내진 설계시 지금까지도 불확실하다는 사실이 나타나는 결정적인 계기가 되었다.

1996년 12월 국내지역인 강원도 영월에서 강한 유감지진이 빈번하게 발생하였으며, 국내 구조물이 보다 신뢰성과 일관성을 갖는 내진설계기준의 제정이 시작되었다. 1987년 국내에선 “내진설계지침서에 관한 연구”를 바탕으로 구조물에 대한 내진설계가 도입되었으며, 2000년 초에는 “구조물의 하중기준 및 해설”가 일부 개정되었다. 1997년 내진설계의 연구가 활발히 진행되는 선진국의 내진설계 추세를 반영하고자 모든 구조물에 대한 내진설계기준의 변화는 구조물의 유지 및 관리에 대한 중요도를 인식하였고, 향후 발생 가능성 있는 지진에 대하여 구조물의 내진성능을 확보하여 새롭게 설계되는 신축구조물과 기존 구조물의 내진성능을 평가하고 보수·보강을 통한 성능을 향상시키는 것이 중요하다. 1995년부터 지진이 빈번한 미국과 일본 등의 지진공학이 주를 이뤄 차세대 내진설계기준의 발전이 진행되었으며, 국내에서도 1997년 “내진설계기준 연구”를 통해 성능기준이 정의되었다.

## 1.2.2 먼진장치에 관한 연구

### 1) 국외 연구 동향

Ahmadi와 Tadjbakhsh(1989)는 먼진장치의 성능을 이론 및 실험을 통하여 고찰하였다. 먼진장치를 모델링하고 이론적인 이력거동에 대해서 다양한 지진을 비교하면서 연구하였다. Calvi와 Pavese(1997)는 교량 구조물에 먼진장치를 적용하여 설계 및 단순 모델에 먼진장치를 적용한 교량의 이력거동을 파악하는 연구에 주력하였다.

Haringx(1948) P- $\Delta$ 효과를 고려하여 수평강성식을 정의하였고, 탄성좌굴안정에 대한 평가를 실행하여 탄성 베어링의 역학적인 특성을 이론적 모델로 제시하였다. 그리고 Gent(1959)는 실험을 통한 결과로 형상계수에 따른 전단강성식 및 휨 강성을 제안하였고, Haringx이론을 검증하였다. Haringx의 이론을 바탕으로 Kelly(1997)는 감쇠 영향을 고려하는 탄성문제로 확장하기 위해 Two-Spring Physical Model과 Consistent Model을 제안하였다.

고무받침이 최초로 사용된 1969년 이후 뉴질랜드의 Robinson(1993)는 지진하중에 의한 변위가 과도하게 변하는 단점을 보완하고자 납을 사용한 최초의 베어링을 개발하였으며, 본격적으로 교량에 적용하였다. Turkington(1984)는 교각강성과 납심 형상비 및 납-탄성 베어링의 매개변수의 관계에 대해 연구하고, Period Shift와 Damping을 추측하는 방법을 개발하였다.

Mayes, Buckle, Kelly(1992)는 납-탄성 베어링의 개념이 정의되었으며 “Guide Specification for Sismic Requirements for Highway Bridges”이 발간되었으며 1996년, 1999년 개정되어 발간되었다.

Bradley(2001)는 Valanis-Landel 함수를 적용하여 단축 인장 시험결과로 해석결과를 증진시키는 방법을 제안하기도 하였으며, Miller(2002)은 단축 인장뿐만 아니라 순수 전단 및 이축 인장시험 등을 통하여 물성을 파악하였다. Mullins(1969)은 반복 부하-제하에 따른 응력 완화 현상 및 손상으로 인한 영구변형에 대해 연구하였다.

### 2) 국내 연구 동향

윤정방(1997)은 부분 구조기법을 적용한 유사동적 실험은 기초격리장치가 사용된 구조물의 동적응답 평가에 효과적이며, 대부분의 하중에서 이러한 구조물의 경우는 지진



응답이 감소하는 것으로 나타났다.

김대곤(1998)은 납-고무베어링과 적층고무베어링의 내진 성능에 대한 실험적 평가를 하였으며, 베어링의 수직하중 및 전단 변형률이 클수록 베어링의 전단 강성은 감소하고 가속도에 대한 영향은 무시할 정도이며, 인장력에는 약하지만 순수 압축력에는 강하다 나타났다.

구경희(1998)는 고감쇠 적층고무베어링 면진장치의 성능 실험 및 비선형 거동 해석을 실시한 결과에서 안정전단변형한계를 정의하였으며, 수직하중이 증가하면 안정전단 변형한계는 감소함을 발견하였다.

이호중(1998)은 Lumped Mass 및 Consistent Mass의 모델을 사용하여 납-탄성 베어링을 교량의 비선형 거동을 모델링 하였으며, 정우정(1998)은 지진격리장치의 적용된 철골구조물의 동적특성을 축소모형을 사용하여 진동대 실험을 실시하였으며, 그에 따른 연구결과를 발표하였다.

김완두(2003)는 천연고무와 함께 실리콘, 이소프렌, 폴리우레탄 등 모든 고무 제품은 금속과는 달리 변형이 큰 비선형 구간에서도 탄성을 유지하는 초탄성 특성을 지닌다. 고무 제품의 변위에 대한 정확한 설계를 위해서는 고무 재료의 비선형적 물성을 파악해야 하나, 아직까지 규격화된 물성 및 표준화된 시험방법이 자리 잡지 못하고 있다. 이는 제조과정에서 배합성분 및함량조건이 다양하고 제조과정에서 재현성을 확보하지 못하기 때문이다 .따라서 고무의 보다 정확한 해석결과를 얻기 위해서는 제품과 동일한 성분과 공정조건으로 시편을 제작하여 물성시험을 수행하고 있다.

### 1.3 연구내용 및 방법

지진은 예측이 어려우며 세계적으로 지진피해 규모가 대형화 되어가는 추세이다. 최근 국내에서도 2016년 5.8규모의 경주에 발생한 지진과 2017년, 2018년 포항에서 발생한 5.0규모 이상의 지진으로 인해 대한민국도 안전지역이 아니라는 경각심과 불안이 고조되면서 내진기준들의 보완 및 개선이 필요하다는 의식이 형성되면서 내진설계에 관한 많은 이목이 집중되고 있다.

지진공학에서 다루고 있는 내진설계 추세는 구조물의 사용연한 동안 발생할 수 있는 지진하중에 대해 구조물의 실직적 거동을 예측보다 효과적으로 내진성능을 분석하는 것이다. 지진이 발생할 경우 구조물의 성능이 보장되며, 여러 단계의 지반운동 수준에 대한 일련의 성능 목표를 달성할 수 있도록 유도하는 것이 내진설계의 기본 개념이다.

본 연구에서는 성능에 기초한 내진설계에서 대상 구조물의 목표 성능을 명확히 설정하고, 이를 구현 할 수 있도록 수행하였다. 교각의 높이를 14m, 16m, 18m 모델링하였으며, 비선형정적 해석을 통하여 보다 손쉬운 방법으로 구조물의 보유능력을 파악하여 지진하중을 고려하는 목표성능이 달성되는지 평가하였다. 이후, 교량의 대표적인 면진장치인 마찰진자 받침과 납-고무 받침을 적용하고 시간이력해석을 수행하여 고유주기, 전단력, 모멘트, 변위를 통해 비교, 평가하여 교량 구조물의 내진성능과 안전성을 비교하였다.

본 연구를 실시한 내용을 요약하면 다음과 같다.

구조범용프로그램인 MIDAS Civil를 이용하여 Steel Box Girder교를 모델링하여 교각의 비선형정적 해석을 실시한 후 시간이력해석으로 통한 내진성능 평가를 실시하였다.

비선형 정적해석은  $\pi$ 형 교각의 높이를 14m, 16m, 18m 설정하여, 보유능력, 요구능력, 성능점 및 보유내력, 요구내력을 구하여 교각의 안정성을 평가하고자 하였다. 또한 Steel Box Girder교를 모델링 하여 대표적인 면진 받침인 마찰진자 받침, 납-고무받침을 적용하여, 교각의 높이 14m, 16m, 18m에 대하여 3 가지 지진파(EI Centro Site, San Fernando, Mexico City)를 사용하여 시간이력해석을 실시하여 구조물의 내진성능과 안정성을 비교하였다.

또한 본 논문은 총 5장으로 다음과 같이 구성되었다.

제 1 장에서는 ‘서론’으로 교량의 내진설계에 대한 연구의 필요성 및 연구동향에 대해 기술하였다.

제 2 장에서는 ‘이론적 배경’으로 내진설계의 이론적 배경을 기술하였다. 특히, 본 연구에서는 사용한 비선형 정적해석 및 시간이력 해석에 대한 이론적 내용을 기술하였다.

제 3 장에서는 ‘모델링 및 해석’에 대한 내용으로 본 연구에서 사용한 교량의 모델을 정의하여 비선형 정적해석 및 시간이력해석 방법을 기술하였다.

제 4 장에서는 ‘수치해석 및 고찰’으로 각 해석 결과를 분석하여 기술하였다. 비선형 정적해석 및 시간이력 해석을 통한 해석 결과값을 토대로 고찰하였다.

제 5 장에서는 ‘결론’으로 본 연구에 대한 종합적인 내용을 기술하였다.

## 제 2 장 이론적 배경

### 2.1 내진설계의 기본개념

내진설계란 미래에 발생 가능성이 있는 지진에 대해 구조물이 안전할수 있도록 설계하는 것이다. 그러나 미래를 예측할 수 없듯 발생하는 지진에 대해서도 특성을 정확히 알 수는 없지만 지금까지 관측된 다양한 지진파를 분석결과 일반적인 경향은 파악할 수 있게 되었다. 사람의 얼굴과 성격이 다르듯이 지진의 특성도 관측된 장소에 따라 많은 차이를 보인다. 지진파는 진원지부터 관측점까지의 전파경로에 따른 영향, 관측점 하부 표층지반의 증폭 특성 영향을 받으며, 단층의 크기는 지진파의 크기에 영향을 미치고, 표층지반의 영향은 진동수 특성에 영향을 미친다.

지진이 발생하면 지면에 존재하는 모든 구조물들은 지면과 같이 움직이게 된다. 버스가 급정거를 하면 버스안 사람들이 앞으로 쓰러지게 되는 관성의 법칙과 마찬가지로 지반이 지진이 발생하며 흔들리게 되면 구조물이 같이 흔들리게 되며 구조물을 구성하고 있는 보, 기둥, 전단력, 전단벽의 축력 또는 휨 모멘트 등의 형태로 지진의 피해를 받게 된다.

구조물이 탄성한계 내에서 지진하중에 저항해야 하지만 내진 교량의 특성상 유발되는 지진하중이 크게 상승하게 되므로 현실적인 설계지진에 대한 탄성설계는 불가능하다. 이러한 이유로 지진하중에 대해 부재의 설계는 부분적인 파괴를 허용하는 소성설계가 일반적으로 적용되고 있다.

### 2.2 성능에 기초한 내진설계 원리

1997년 건설교통부의 연구과제 "내진설계기준연구(Ⅱ)"에서 나타난 내진설계 성능기준 및 기타 연구결과에서는 현재 인정하는 일부 규정을 기존 설계기준에도 맞도록 채택하였다. 따라서 현재의 설계기준은 다음의 개념에 기초를 두고 있다.

인명피해를 최소로 하며, 지진이 발생할 경우 부분적인 피해는 허용하나 구조물의 붕괴는 방지한다. 지진이 발생할 경우 가능한 교량의 기본 기능은 발휘하며 교량의 수명 기간내에 설계 지진하중이 발생할 가능성은 희박하다. 설계기준은 국내 전역에 적

용될 수 있으며, 규정을 따르지 않더라도 창의력을 발휘한 발전된 설계를 할 경우에는 그 설계를 인정한다.

성능에 기초한 내진설계는 설계의 과정속에 비선형 지진해석이 반드시 도입되어야 한다. 또한 다양한 지반운동에 대하여 성능목표가 달성되어야 하며, 성능목표가 K나 P일 경우 500년 재현주기를 갖는 설계지진하중에 대하여 인명안전수준을 유지해야 고, 2400년 재현주기를 가지는 하중에 대해서는 구조물의 붕괴방지수준을 유지해야 한다. 이것이 현행 내진설계의 전통적인 개념이다. 하지만 성능에 기초한 내진설계는 성능목표에 따라서 구조물의 성능수준과 다양한 지진하중이 표 2.1을 만족해야 하는 성능수준을 요구하고 있다.

**표 2.1 성능에 기초한 내진설계의 성능목표(정길수, 2008)**

지진하중	재현주기	초과확률	구조물의 성능수준			
			완전 기능	기능 수행	인명 안전	붕괴 방지
Frequent Level	100년	50% / 50년	A	B	C	D
Occasional Level	200년	20% / 50년	E	F	G	H
Rare Level	500년	10% / 50년	I	J	K	L
Very Rare Level	2400년	2% / 50년	M	N	O	P

지진하중의 수준별로 구조물의 피해를 평가함으로써 구조물의 안전 신뢰성을 확보하고 구조물의 피해가 발생할시 보수·보강 비용을 최소화하는 것을 성능에 기초한 내진설계의 목표이다.

## 2.3 내진성능목표와 설계지반운동

### 2.3.1 내진등급

시설물의 내진등급에 따르면 구조물의 중요도에 따라 (내진 I 등급, 내진 II 등급, 내진 특 등급) 3 가지로 분류한다. 구조물별 정확한 분류기준은 해당 내진설계 성능기준에 규정한다.

### 2.3.2 내진성능 수준

구조물은 붕괴방지수준과 기능수행수준의 2 가지 내진성능을 만족하도록 설계 되어야 한다. 첫 번째는 붕괴방지수준이다. 설계지진 작용시 구조물에 많은 변형이나 피해가 발생할 수는 있지만 수준과 범위는 구조물의 붕괴 또는 피해로 인하여 대규모 피해가 발생하는 것을 방지될 수 있는 성능 수준을 의미한다. 두 번째는 기능수행수준이다. 설계지진 작용시 구조물에 발생하는 변형이나 피해는 구조물의 기능에 문제없이 실행하는 범위가 제한되는 성능 수준을 나타낸다.

### 2.3.3 설계지반운동 수준

설계지반운동 수준은 평균재현주기 100년 지진지반운동 (내진 I 등급 기능수행수준), 평균재현주기 500년 지진지반운동 (표준설계 응답스펙트럼), 평균재현주기 1000년 지진지반운동 (내진 I 등급 붕괴방지수준)으로 분류한다.

지진 재해도 해석결과에 근거한 표 2.2에 나타낸바와 같이 국내 지역을 2개의 지진 구역으로 설정한다. 국내의 지진구역의 지진지반운동이 평균재현주기 500년에 해당하는 구역 계수고는 표 2.3에 나타낸바와 같이 구역 I에서는 0.11이고, 구역 II에서는 0.07이다. 평균재현주기의 최대유효지 반가속도의 비를 나타내며 위험계수가 표 2.4에 주어져있으며, 기준은 평균 재현주기 500년 지진이 적용되었다. 구조물이 존재하는 부지에 대한 지진 재해도를 구체적으로 평가 할 경우에는 기준작성의 근거가 되는 해석 결과로부터 얻어진 지도는 등고선 형태로 나타나며 지진재해관한 자료로 사용될 수 있다.

표 2.2 지진구역 구분(도로교설계기준, 2016)

지진구역	행정 구역	
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도

표 2.3 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)(도로교설계기준, 2016)

지진구역	I	II
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07

표 2.4 위험도계수(도로교설계기준, 2016)

재현주기(년)	500	1000
위험도계수, I	1	1.4

### 2.3.4 내진성능목표

구조물은 등급별로 표 2.5에 제시한 평균재현주기를 갖는 설계 지반운동에 대한 기능수행수준과 붕괴방지수준을 만족하는 설계되어야 한다.

**표 2.5 내진성능 목표(도로교설계기준, 2016)**

	성능수준재현주기	기능수행	붕괴방지
설계지진	50년	Ⅱ 등급	
	100년	Ⅰ 등급	
	200년	특 등급	
	500년		Ⅱ 등급
	1000년		Ⅰ 등급
	2400년		특 등급

### 2.3.5 설계지반운동 정의 위치와 고려사항

설계지반운동의 정의는 부지 정지작업이 완료된 표면에서의 자유장 운동이며, 국지적인 토질 및 지질조건과 지형 과 지표가 지반운동에 미치는 영향을 고려해야 한다.

고려사항으로는 기본적인 지진 재해도 평가는 보통 암지반을 기준으로하며, 설계지반운동은 흔들림의 주파수 내용, 지속시간, 세기의 3 가지 측면에서 특성이 정의되어야 한다. 설계지반운동의 정의는 수직 방향, 수평 2축 방향 성분이며, 수평 2축 방향 성분은 특성과 세기가 같다고 가정할 수 있다. 수직 방향 세기는 수평방향 성분의 약 66%로 정의할 수 있으며, 주파수 지속시간과 내용은 수평방향 성분과 같다고 가정할 수 있다.



### 2.3.6 지반의 분류

교량의 지진하중을 결정하는데 지반의 영향이 고려되어야한다. 표 2.6에서 정의된 지반계수는 표 2.7에서 제시한 지반종류에 근거를 두고 있다.

**표 2.6 지반계수(도로교설계기준, 2016)**

지 반 계 수	지 반 종 류			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려하기 위하여 원칙적으로 지반을 표 2.7에서와 I,II,III,IV,V 와 같이 5종으로 분류한다.

**표 2.7 지반의 분류(도로교설계기준)**

지반 종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값		
		전단파 속도 (m/sec)	표준관입시험 (N치)	비배수전단강도 (kPa)
I	경암지반 보통암지반	760 이상	-	-
II	매우 조밀한 토사지반, 연암지반	360 ~ 760	>50	>100
III	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
IV	연약한 토사지반	180 미만	<50	<50
V	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

지반종류 V는 부지의 특성조사가 요구되는 지반으로서, 전문가가 작성한 부지중속 설계 응답스펙트럼을 필요로 한다.

## 2.4 면진설계

면진설계의 기본개념은 구조물의 장주기화 및 부가적인 감쇠이며, 지진력이 강력한 단주기로부터 구조물의 고유주기를 벗어나게 되므로 공진현상을 피하게 하는 것이다.

면진장치는 교량의 진동의 전달 경로인 교각과 상판 사이 및 구조물의 지상구조와 기초 사이에 설치한다. 기본적인 원리는 구조물과 지반을 유연한 부재로 연결시켜 지반은 움직이지만 상부의 구조물은 정지하는 것과 같은 효과를 만들어 내는 것이다. 이것을 동역학적인 측면에서는 유연한 부재의 기초에 적용하여 전체 구조물의 주기를 증가 시키며, 주기는 강성에 반비례한다. 그리고 주기의 증가는 응답스펙트럼에서 의사속도가 감소되며, 밀면 전단력도 감소된다. 따라서 구조물의 지진하중을 감소시켜서 면진의 목적을 이루게 된다.

지진과의 성질 중 하나는 단주기의 성분은 크며 장주기의 성분은 작은 특성이 있다. 고층구조물은 고유주기가 길어지며 면진구조물의 역할을 하게 된다. 저층구조물은 구조형식상 고유주기를 길어지게 할 수 없으므로 지반과 구조물의 연결부에 면진받침을 적용하여 구조물의 고유주기를 강제적으로 길어지게 하는 방법이다. 하지만 약한 갈대는 강풍에도 부러지지 않고 버티지만 많이 흔들리는 것처럼 면진구조물은 유연한 구조로 가속도는 적어지나 구조물의 변위는 증가하는 단점이 있다. 이런 단점을 보완하기 위해 다양한 형태로 고안된 구조물의 진동에너지를 사용하는 장치인 감쇠장치를 적용하기도 한다.

지진력을 분산하기 위해서 일반적인 교량은 상부구조의 온도변화에 의한 크리프, 신축 및 건조수축이 발생하므로 다양한 가동단과 하나의 고정단으로 구성되며, 이러한 받침의 배치를 그대로 사용하는 전통적인 내진설계가 된 교량은 모든 지진력이 고정단에 집중되어있다.

면진설계에서 제시된 문제점을 개선하기 위해 지진하중이 교각과 모든 받침으로 균일하게 분배될 수 있도록 지진 발생시 최대한 모든 단면을 이용해야하며 이것이 분산이다. 면진설계의 분산을 위해 마찰계수가 큰 미끄럼판 또는 스프링계수가 큰 적층 고무받침이 주로 적용된다.

구조물의 내진설계에서 설계지진이 구조물의 정상수명 기간 동안에 발생할 가능성이 적지만 설계하중의 산정 시 구조물의 비탄성 거동에 의지하는 응답수정계수를 적용하면서 경제적인 설계를 추구하고 있다. 하지만 기존의 설계방법에서는 구조부재의 비탄

성 이력거동에 의지함에 따라 비탄성 변형에 의한 구조부재의 상당히 큰 수평변위와 점진적인 파괴점진적인 파괴가 발생할 수 있다. 그리고 새로운 내진설계방법으로 면진장치를 적용함으로써 설계지진 발생하면 수평 지진력을 감소시켜고 경제성과 내진 안정성을 동시에 얻을수 있다. 교량의 경우에는 기존의 교량 받침 대신 면진용 받침을 사용할 수 있어 그 설치가 매우 간단하다.

교량구조물은 지진에 대해 취약하며, 지진방재의 측면에서 지진 피해복구의 생명줄로서 피해의 확산을 줄이고 2차적인 피해를 방지할 수 있는 막중한 기능이 요구된다. 이러한 교량의 사회적인 역할을 고려하면 가장 경제적인 내진설계와 면진받침에 대한 연구는 국가적인 차원에서도 지속적인 연구가 필요하다.

면진장치를 사용한 구조물은 건축물에서 먼저 시도되었으며, 교량 구조물로 확대되었다. 교각의 높이가 높지 않은 교량 구조물의 경우 상부하중을 지지할 수 있는 정도의 교각의 단면으로서는 교량 구조물의 고유주기를 지진에너지가 강한 주기대역을 벗어나게 할 수 없으므로 고무와 같은 수평강성이 약한 재료를 사용하여 교량구조물과 같이 큰 사하중에 대하여 좌굴현상을 나타내므로 고무와 고무사이에 보강용 강판을 수평으로 설치하여 수직하중에 대하여 안정적이며 수평하중에 대해서는 고무의 유연성을 유지하여 상부구조물의 고유주기를 인위적으로 길게 하는 탄성받침이 고무재질의 발달과 더불어 실용화 되었다. 그러나 교량상판의 하부에 수평방향으로 강성이 약한 탄성받침을 설치하면 바람하중이나 차량의 제동하중에 의해 교량상판이 많이 흔들리는 단점이 발생하며 주기가 긴 구조물의 단점이라 할 수 있는이러한 변위를 억제하지 않으면 상시 하중에 큰 변위가 발생하여 구조물의 사용성에 문제가 발생하며 지진 시에 큰 변위가 발생하여 구조물의 안전성에 영향을 미친다. 그러므로 물체의 속도에 비례하여 저항력이 크게 되는 점성댐퍼나 재료의 비선형거동으로 진동에너지를 흡수하여 진동변위를 억제하는 특별한 장치의 필요성이 요구된다. 부가적인 감쇠 기능을 위하여 장주기화는 변위증가를 초래하며 일반적으로 교량의 기본감쇠는 5%미만이므로 변위제어를 위해 별도의 감쇠장치가 요구되며 연강, 납과 같은 금속을 이용한 금속댐퍼와 반고체상태의 유체를 이용한 점성댐퍼, 미끄럼판의 마찰을 이용한 마찰댐퍼가 이용되고 있다. 이러한 진동에너지를 흡수하는 한방편으로 탄성받침의 내부에 코어의 형태로 납을 삽입하여 탄성받침에 의해 구조물의 고유주기를 늘려주는 기능과 납의 비선형 거동으로 진동에너지를 흡수하는 기능을 갖춘 납면진받침이 개발되어 다양한 형식의 교량 구조물에 사용되고 있다. 교량의 면진설계의 개념은 그림 2.1과 같다.

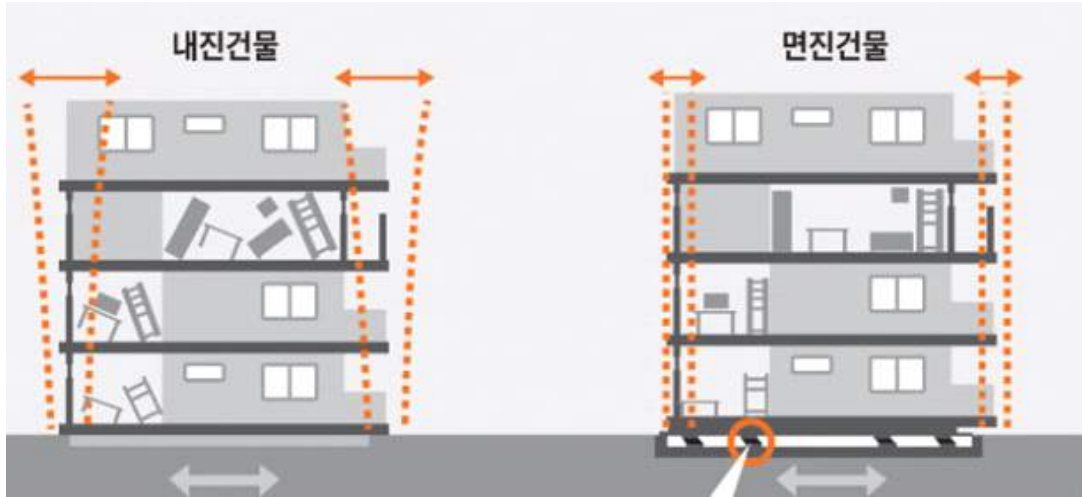


그림 2.1 면진설계의 개념

### 2.4.1 면진설계 기초이론

지진하중에 대한 동적해석방법은 운동방정식의 해를 구하는 것이다. 운동방정식을 구하는 동적 해석법에는 응답스펙트럼 해석법과 시간이력 해석법이 있다.

#### 1) 운동방정식

구조물을 모형화하는 과정에서 동적해석을 위한 자유도는 구조물의 운동을 표현하는 변위 성분의 수이다. 구조계를 분석하는 관점에 따라 자유도 수는 차이가 생길 수 있다. 식 (2.1)은단일 자유도에서 운동, 구조물의 지반, 힘의 평형에 대한 운동방정식이다.

$$\begin{aligned}
 f(t)_I + f(t)_D + f(t)_E = d = m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t) \\
 m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = m\ddot{x}_g(t)
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

여기서,  $m$  : 질량

$c$  : 감쇠계수

$k$  : 탄성계수이다.

구조물에 작용하는 지진의 힘은 지반이 움직이지 않고 대신 구조물의 질량과 지진가

속도에 의한 관성력이 지진의 방향과 반대로 작용하는 그림 2.2의 경우와 같다. 복잡한 구조물이라도 동적해석을 위한 적절한 변위의 형상을 사용하면 단일자유도계로 비슷하게 모형화 할수있으나 실제 구조물은 변위형상이 하나 이상 존재하므로 정확한 해석을 위해서는 다자유도계로 모형화하여야 한다.

다자유도계로 복잡한 구조물을 모형화 하였을 때 지진하중과 운동방정식이 정의될 경우 식 (2.2)는 수평 방향의 지반운동 영향을 고려할 경우 지반에 대한 운동방정식이다.

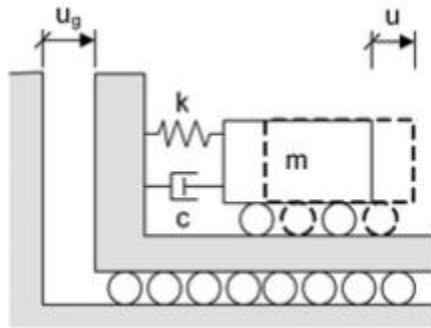


그림 2.2 지진하중에 의한 구조물의 지반에 대한 운동방정식

$$[M]\ddot{X} + [C]\dot{X}(t) + [K]X(t) = F = [M]\ddot{x}_g(t) \quad (2.2)$$

- 여기서,  $[M]$  : 질량행렬
- $[C]$  : 감쇠행렬
- $[K]$  : 강성행렬
- $F$  : 하중벡터이다.

## 2) 응답스펙트럼 해석법

특정 지진에 대한 일정한 감쇠율을 갖는 단일 자유도 구조물의 진동주기 및 진동수를 다양하게 변환시키면서 동적해석을 실행하고 이때 발생하는 최대응답(속도, 가속도, 변위의 최대치)을 구하여 진동주기의 변화를 그림으로 표현하면 응답스펙트럼이 된다.

응답 스펙트럼 해석법은 응답스펙트럼을 사용하여 지반운동에 의한 구조물의 최대응

답을 나타내는 방법이며, 시간에 따른 구조물의 이력거동을 알 수 없다는 단점이 있으나 동적특성을 고려하고, 계산이 간편하여 내진설계 규정에서 많이 사용된다. 지진하중을 받는 단일자유도계 구조물의 동적응답은 운동방정식에 의하여 식 (2.3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\ddot{x}(t) + 2w_n \xi \dot{x}(t) + w_n^2 x(t) = -\ddot{x}_g(t) \quad (2.3)$$

여기서,  $\ddot{x}_g(t)$  : 지반가속도

$\ddot{x}(t)$  : 상대가속도,

$\dot{x}(t)$  : 상대속도,

$x(t)$  : 상대변위

$w_n$  : 고유진동수,

$\xi$  : 감쇠비이다.

식 (2.4)는 Duhamel Integration 방법에 의한 운동방정식이며, 구조물에 발생되는 상대변위  $x(t)$ 이다.

$$x(t) = -\frac{1}{w_d} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \exp[-\xi w_n(t-\tau)] \sin w_d(t-\tau) dt \quad (2.4)$$

여기서  $w_d$  : 감쇠 진동수 ( $= w_n \sqrt{1-\xi^2}$ )이다.

응답스펙트럼은 진동수와 감쇠비에 따른 최대응답이며, 이는 식 (2.5)과 같다.

$$\begin{aligned}
 S_D(\xi, w_n) &= -\frac{1}{w_d} \left[ \int_0^x \ddot{x}_g(\tau) \exp[-\xi w_n(t-\tau) \sin w_d(t-\tau)] dt \right]_{\max} \\
 S_V(\xi, w_n) &= [\dot{x}(t)]_{\max} \\
 S_A(\xi, w_n) &= [\ddot{x}(t)]_{\max}
 \end{aligned} \tag{2.5}$$

여기서,  $S_D$  : 변위 응답스펙트럼 (Displacement Response Spectrum)

$S_V$  : 속도 응답스펙트럼 (Velocity Response Spectrum)

$S_A$  : 가속도 응답스펙트럼 (Acceleration Response Spectrum)

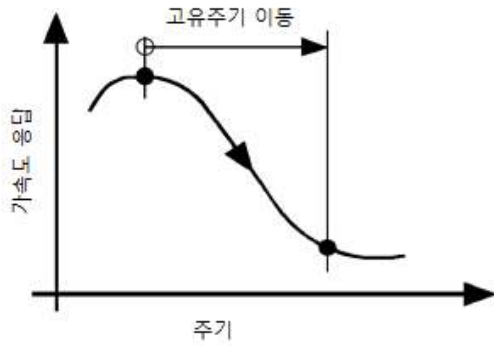
$\ddot{x}(t)$  : 구조물의 절대가속도 (Absolute Acceleration)이다.

## 2.4.2 면진구조의 기본요소

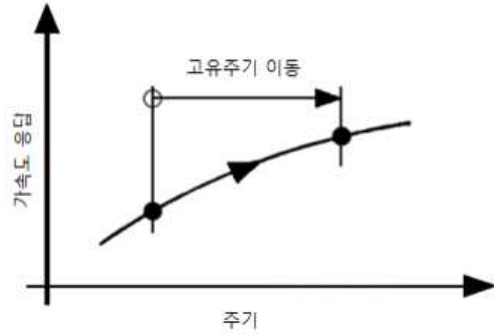
### 1) 유연도

교량 구조물은 현재까지 탄력있는 베어링에 지탱되고 유연한 정착대를 설계해 왔다. 이것은 탄력있는 베어링에 있는 구조물의 지탱이 가능한 것으로 지진발생에 대한 방어보다 베어링 두께의 증가, 주기의 변동 그리고 횡방향 연성에 의해 수직진동이 분리되었다. 탄력있는 베어링은 현재 넓은 범위에서 적용할 수 있게 되었다.

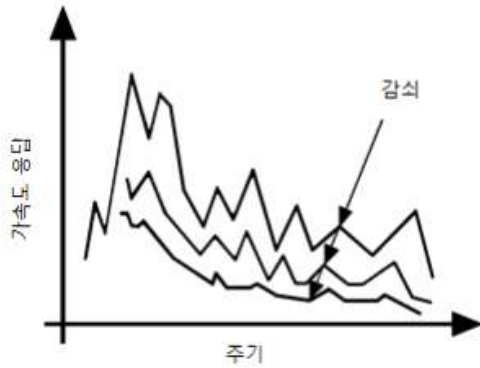
그림 2.3의 (a)는 주기를 증가시켜 힘을 감소시키는 것을 나타내며, 기초진단에서 힘의 감소는 응답스펙트럼 곡선의 모양과 초기 고정기초의 주기에 의존한 자유도를 감소시키는 것이 아니라 진동주기를 증가시키면서 가능하게 된다. 그러나 유연성의 증가에 반하여 주기에 관계된 큰 변위의 증가가 나타날 것이므로 추가적으로 유연성의 증가가 필요했다. (b)는 주기가 증가하면서 변위도 증가하는 이상화된 변위 응답곡선이며, 그림 (c)와 (d)에서 나타난 부가된 감쇠가 구조물에 추가된다면 변위의 증가문제는 해결될 수 있다.



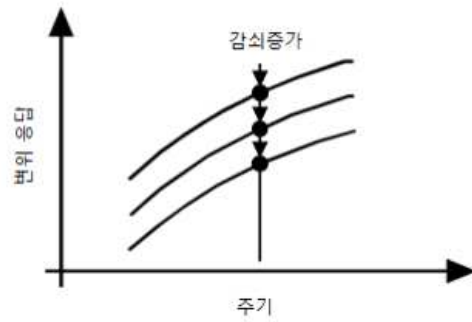
(a) 가속도 응답스펙트럼



(b) 변위 응답스펙트럼



(c) 감쇠증가에 따른 가속도곡선



(d) 감쇠증가에 따른 변위곡선

그림 2.3 면진요소의 기본요소



### 2) 에너지 소산

구조물에 감쇠가 주어지게 될 때 가장 효과적인 방법은 에너지 소산현상을 통하여 지진력을 감소시키는 것이다. 그림 2.4는 면진장치의 힘-변위 이력곡선을 나타낸 것이다. 거동을 만족시키기 위한 연강과 납 등의 재료적인 특성을 고려하여 납의 전단과 분출력에 대한 이론과 고안은 계속 발전되어왔다. 공업 재료들에 있어서 특정 목적을 위해 첨가물을 첨가한 재료의 고유성이 손상되지 않으며 천연적으로 이력현상을 증진시키는 것이 가능하고 이러한 기술은 감쇠에 유용하게 사용된다.

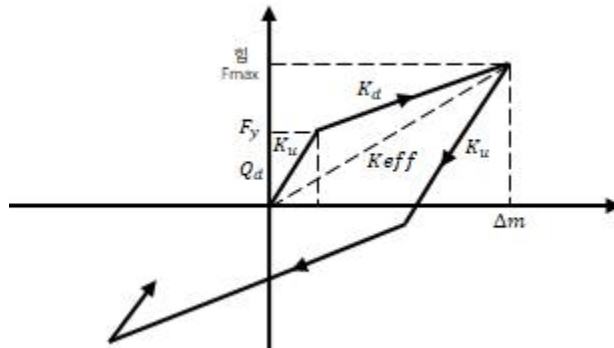


그림 2.4 힘-변위 이력곡선

### 3) 상시하중에서의 안전성

지진하중을 분리하기 위해 측면의 유연성이 요구되며 크지 않은 지진하중이나 바람 하중과 주기적으로 발생하는 하중에서 크게 진동하는 것은 위험하므로 이에 대한 사용성과 안정성을 확보하여야 한다.

## 2.5 비선형 지진 해석의 원리

지진하중을 받는 구조물의 경우 내진성능과 지진응답을 확실하게 평가하기 위해 연성요구도의 산출과 연성도 능력의 예측이 중요하다. 구조물의 연성도 능력은 구조물의 부재에 대한 실험적으로 평가되며, 연성요구도는 구조물의 비선형지진해석에 의하여 구할 수 있다. 비선형지진해석에 의한 연성요구도를 평가하는 방법으로 비선형 정적해석과 비선형 시간이력 해석이 있다.

### 2.5.1 비선형 정적 해석법

상대적 크기가 똑같은 정적하중이 구조물을 붕괴시킬 때까지 점진적으로 증가시켜 비탄성 이력거동특성을 분석하는 방법은 비탄성 정적해석이다. 비선형 정적해석법에 따라 비탄성 정적해석을 실행하는 횡하중의 분포가 다르며, 단일모드의 하중분포와 다중모드 하중분포를 사용하는 방법 2 가지로 분류할 수 있다.

#### 1) 단일모드 하중분포

##### ① 등분포 하중

등분포하중을 이용한 비선형 정적해석법은 지진해석 대상구조물의 모든 부분에 작용하는 가속도가 균일하다는 가정하 교량에 적용할 경우에는 비탄성 정적해석을 실행함에 있어서 교량 전체에 등분포하중을 이용하여 비탄성 정적해석을 실행한다. 이러한 경우 교량에서 상대적으로 강성이 강한 주탑의 변위는 적은 값으로 도출되는 반면, 강성이 약한 상판의 경우에는 횡변위가 큰 값으로 도출되어 주탑의 지진해석시 결과가 과소평가된다.

##### ② 주요 진동 모드 하중분포

ATC-40 보고서(Applied Technology Council, 1996) 에서 제시하고 있는 방법으로 구조물의 진동거동이 주요진동모드(대개의 경우 1차 진동모드)에 의해 지배된다는 가정하 구조물의 주요 진동모드 벡터와 질량 행렬의 곱으로 나타나는 하중벡터를 횡하중분포로 정하여 비탄성정적 해석을 실행하는 방법이다. 사장교는 구조물의 특성상 상판

의 강성이 주탑에 비해 유연하다. 따라서 주요 진동모드 하중분포를 사용한 비선형 정적해석법의 경우 분포하중을 적용할때와 마찬가지로 상판의 변위응답만 신뢰할 수 있고, 주탑의 변위응답은 지나치게 과소평가된다.

## 2) 다중모드 하중 분포

### ① 모드별 비탄성 정적해석법

비선형 정적해석법을 실행함에 있어서, 고차의 진동모드의 응답변위가 여분을 고려해 주기 위한 방법으로 모드별 비탄성 정적해석법이 제시되었다. 이러한 방법은 진동모드의 질량 행렬의 곱과 벡터로 구해지는 하중 벡터를 비탄성 정적해석의 횡하중으로 이용하여, 모드별 응답기여도를 구하여 SRSS법을 적용하여, 전체 구조물의 거동을 예측하는 방법이다. 이것은 각 모드별 지진 응답을 구할수 있으며, 항복이후에 모드형상이 급격히 변하는 경우에는 응답예측의 신뢰도가 떨어진다. 또한 사장교에 적용할 경우에는, 고려하는 모드의 수가 증가하여 비탄성 정적해석을 수행해야 하는 수가 증가하게 되므로, 사용자의 입장에서는 불리하게 작용되는 단점이 있다.

### ② 개선된 모드별 비탄성 정적해석법

앞에서 서술한 여러 모드별 비탄성 정적해석법의 여러 단점을 보완하는 방법으로 개선된 모드별 비탄성 정적해석법이 제안되었다. 개선된 방법에서는 모드별 비탄성 정적해석법에서 횡하중으로 사용되는 하중의 선형조합을 횡하중으로 적용하며, 항복이 전과 항복 이후의 변형형상이 같다는 가정하 한번의 비탄성 정적해석으로 서고차의 모드까지 고려할 수 있는 해석방법으로 기존에 다경간 연속 교량 구조물에 대해서 적용성이 검토되었으나, 사장교와 같은 복잡구조계에는 적용가능성이 연구된 바 없었다.

## 2.6 능력스펙트럼법

성능에 기초한 내진설계의 연구가 진행되면서 관련 내진규준단체에서 여러가지 방법들을 제시하고 하였으며, 대표적인 방법은 능력스펙트럼, 변위계수법, 직접 변위설계법 등이 있으며, Capacity Spectrum Method는 신축 구조물과 기존 구조물의 내진성능을 평가하는 방법이다. Capacity Spectrum Method은 역량스펙트럼 또는 능력스펙트럼이라고 하며 기본개념은 구조물이 가지고 있는 내진능력이 지진동의 요구이상이어야 한다는 것이다. 여기서 지진요구는 비탄성요구로 나타내며, 구조물의 보유 내진능력은 비선형정적해석으로부터 산정한 capacity spectrum으로 나타낸다.

### 1) 능력 스펙트럼 법

구조물의 횡력 저항능력은 비선형 정적해석 결과를 사용하여 나타낸다. 비선형 정적해석 결과를 통해 얻어진 지붕층의 변위 ( $\Delta_{roof}$ )를 횡축에, 밑면 전단력( $V_b$ )을 종축에 표시한 것을 능력곡선이라고 한다. 능력곡선에 표시된 지붕층 변위 및 밑면 전단력을 ADRS format 형식으로 변위 스펙트럼 및 가속도 스펙트럼으로 변환하여 표시한 것이 능력스펙트럼 이며, 성능점은 능력스펙트럼과 요구스펙트럼의 교점으로 정의되며 그림 2.5과 같은 과정이다.

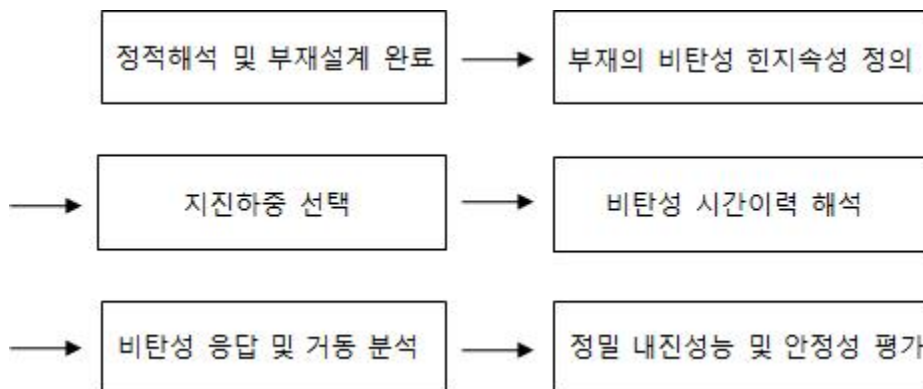


그림 2.5 비선형 정적해석 절차(정명체, 조우람, 김흥건 2008)

2) 능력곡선 (Capacity Curve)

그림 2.6를 통해 알수있듯이 비선형 정적해석은 대상 구조물의 높이방향으로 일정한 분포의 횡력을 구조물에 점진적으로 가하여 정적탄소성해석을 하는 것을 말한다. 비선형 정적해석을 통해 얻은 밀면 전단력( $V_b$ )을 종축에 표시한 하중 지붕층 변위( $\Delta_{roof}$ )를 횡축에 표시한 것을 능력곡선이라 한다. 정확한 비선형 정적해석에서 무엇보다도 횡력 분포와 목표변위(한계변위)를 결정하는 일이 중요하다.

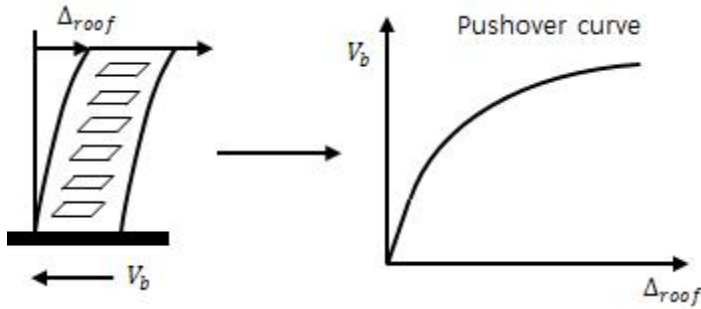


그림 2.6 능력곡선 작성(정명체, 조우람, 김흥건 2008)

횡력분포 산정방법은 2 가지로 분류되는데 그 하나는 다자유도계를 등가단자유도계로 치환하고 이등가단자유도계에 대하여 비선형 정적해석을 수행하는 방법이며, 다른 하나는 다자유도계에 일정한 분포의 횡력을 직접가하여 수행하는 방법으로 이는 다시 정형 구조물과 같이 기본 진동모드가 지배적인 경우와 비정형 구조물과 같이 고차모드의 영향을 받는 경우에 사용할 수 있는 방법으로 분류된다.

(1) 각 차수별 모드기여계수를 식 (2.6)으로 구한다.

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{ij}} \tag{2.6}$$

여기서,  $\Gamma$  : 모드기여계수

$i$  : 절점번호

- $j$  : 모드차수
- $\Phi$  : 고유모드
- $m$  : 절점질량이다.

(2) 모드기여계수를 구하면 식 (2.7)을 통해 다음 값을 구한다.

$$\bar{\Phi}_l = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Phi_{lj} \Gamma_j)^2} \quad (2.7)$$

여기서,  $\bar{\Phi}_l$  : 등가기본모드라고 하며 앞에서 구한모드기여계수와 고유모드를 통해서 얻을 수 있다.

(3) 식 (2.7)으로부터 구한 등가기본모드를 사용하여 식 (2.8)으로부터 층별횡력을 구한다.

$$F_l = \frac{m_l \bar{\Phi}_l}{\sum_{l=1}^n m_l \bar{\Phi}_l} \times V_b \quad (2.8)$$

목표변위를 결정하는데 있어서 일반건물의 경우에는 층간변위율이 0.02에 도달하는 점을 목표변위로 삼는다. 목표변위를 결정할 때 참고로 할 수 있는 자료로 ATC-40 보고서에서는 표 2.8과 같이 제시하고 있다.

**표 2.8 Deformation Level**

Inter-story Drift Limit	Performance Level			
	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total Drift	0.01	0.01~0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Maximum inelastic Drift	0.005	0.005~0.015	No limit	No limit

여기서,  $V_i, P_i$ 는 각각  $i$ 층의 수평 전단력과 중력 하중이다.

3) 능력곡선에서 능력스펙트럼으로의 변환

고차모드의 영향을 고려하여 산정 한 횡력을 구조물에 가하여 비선형 정적해석을 하고 횡력-최상층 높이의 변위를 구하여 각각 종축과 횡축에 표시한 곡선을 능력곡선이라고 하며 지진동에 저항하는 건물의 성능을 표시한다. 그리고 이와 같이 나온 능력곡선을 ADRS format 형식으로 그림 2.7과 같이 변환하여야 한다. 즉 능력곡선 좌표계에서의 종축은 밑면 전단력( $V_b$ )을, 횡축은 최상층 변위( $\Delta_{roof}$ ) 표시하는데, 이것을 좌표계에서는 종축에 가속도스펙트럼( $S_a$ )을, 횡축에는 변위스펙트럼( $S_d$ )을 표시하게 되며 이때 사용하는 식은 다음과 같다.  $S_a, S_d$ 는 각각 다음 식 (2.9)으로 변환한다.

$$\begin{aligned}
 S_a &= \frac{V_b}{M_1} \\
 S_d &= \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma_1 \Phi_{N1}}
 \end{aligned}
 \tag{2.9}$$

여기서,  $M_1$ 는  $W \times \alpha_1$ 으로  $W$ : 구조물의 자중,  
 $\alpha_1$ : 1차 모드에 대한 유효질량계수,  
 $\Delta_{roof}$ : 지붕층의 변위  
 $\Phi_{N1}$ : 1차 모드에 대한 지붕층 변위이다.

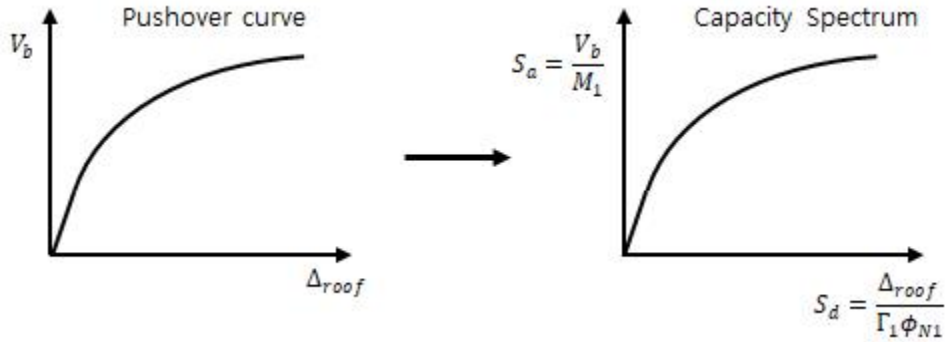


그림 2.7 Curve-spectrum 변환(한동훈, 송호산 2008)

4) 요구스펙트럼 (Demand Spectrum)

요구스펙트럼은 능력스펙트럼과 함께 성능점을 결정하는데 반드시 필요한 내용이다. 능력스펙트럼에서 요구스펙트럼을 구하기 위해 먼저 5% 감쇄의 표준 응답스펙트럼을 구하여 이것을 ADRS format으로 치환한다. 그 다음에 건물의 비탄성 능력을 고려하기 위하여 이것을 다시 저감계수를 사용하여 저감시킨 것이 요구 스펙트럼이다. 도로교설계기준(국토해양부, 2016) - 내진설계 및 내진설계 기준연구 II 보고서(건설교통부, 1997) 표준설계 스펙트럼을 구조물이 위치할 지반조건, 지진구역, 재현주기, 성능목표가 설정되면, 위에서 언급한 표 2.2부터 표 2.7를 이용하여 표 2.9, 표 2.10과 같은 지진계수  $C_a$ ,  $C_v$ 가 결정된다. 그리고 지진계수를 이용하여 그림 2.8과 같이 구조물의 고유진동주기와 스펙트럼 가속도 관계의 표준설계 응답스펙트럼을 작성할 수 있다.

표 2.9 지진계수( $C_a$ )(도로교설계기준)

지반종류	지진구역	
	I	II
1	0.09	0.05
2	0.11	0.07
3	0.13	0.08
4	0.16	0.11
5	0.22	0.17



표 2.10 지진계수( $C_v$ )(도로교설계기준)

지반종류	지진구역	
	I	II
1	0.09	0.05
2	0.11	0.07
3	0.18	0.11
4	0.23	0.16
5	0.37	0.23

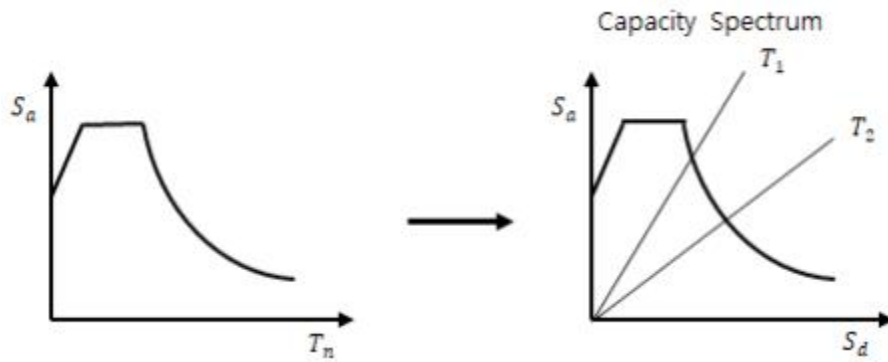


그림 2.8 요구 응답스펙트럼의 ADRS 변환(한동훈, 송호산 2008)

5) 고유치 해석

비감쇠 자유진동 (Undamped Free Vibration) 조건하의 모드형상 (Mode Shape)과 고유주기(Natural Periods)를 구하기 위해서 사용되는 특성 방정식은 식 (2.10)과 같다.

$$[K]\Phi_n = w_n^2[M]\Phi_n \quad (2.10)$$

여기서,  $[K]$  : 구조물의 강성행렬

$[M]$  : 구조물의 질량행렬

$w^2$  : n번째 모드의 고유치

$\{\Phi_n\}$  : n번째 모드의 모드형상이다.

모드기여계수는 해당 모드의 영향을 총 모드에 대한 비율로 나타낸 것으로 다음 식 (2.11)과 같이 표현된다.

$$T_m = \frac{\sum M_i \varphi_{im}}{\sum M_i \varphi_{im}^2} \quad (2.11)$$

여기서,  $T_m$  : 모드기여계수

$m$  : 임의 모드 차수

$M_i$  : 임의  $i$  위치의 질량

$\varphi_{im}$  : 임의  $i$  위치의  $m$ 차 모드 벡터이다.

6) 구조물의 성능점 산정

구조물의 성능점을 산정하는 절차는 능력스펙트럼과 요구스펙트럼으로 구성된 능력스펙트럼법을 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

(1) 비선형 정적해석을 이용하여 능력곡선과 5% 감쇠비를 가진 탄성설계 응답스펙트럼을 작성 한다.

(2) 능력곡선과 설계응답스펙트럼을 변환식을 이용하여 ADRS형식으로 변환한다.

(3) 변환된 능력스펙트럼과 요구스펙트럼을 하나의 그래프에 그린다.

(4) 5% 감쇠비의 탄성 요구스펙트럼과 능력스펙트럼의 교차점으로부터  $S_{di}, S_{ai}$ 를 구하여 유효감쇠비를 계산한다.

(5) 산정된 유효감쇠비를 가진 요구스펙트럼을 작성한 다음 능력스펙트럼과의 교차점으로부터 다시  $S_{di}, S_{ai}$ 를 구한다. 이때 구한 변위응답  $S_{dj}$ 와 이전단계에서 구한  $S_{dj}$ 의 차이가 허용오차범위에 들면  $S_{dj}$ 가 구하고자 하는 비탄성 응답이 되고 오차범위를 만족하지 못하면 (5)의 과정을 반복한다.

(6) 그림 2.9에 나타난 것과 같이 성능점에서는  $S_{dp}, S_{ap}$ 를 변환식을 이용하여 다자유도계에서 최상층의 변위와 밀면전단력을 산정한다.

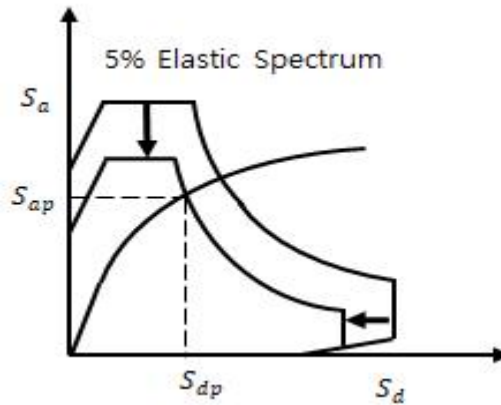


그림 2.9 성능점 산정과 성능수준 평가(한동훈, 송호산 2008)

### 7) 유효감쇠비 산정

5% 감쇠비의 탄성 요구스펙트럼을 비탄성 요구 스펙트럼으로 변환하기 위하여 그림 2.10과 같은 구조물의 등가점성 감쇠비( $\beta_{eq}$ )를 식 (2.12)을 통해 구하고 유효 감쇠비를 위해 그림 2.11과 같이 감쇠조정계수를 적용시킨다. 그리고 구조물의 고유감쇠비( $\beta$ )를 더한 유효감쇠비( $\beta_{eff}$ )를 구할 수 있다.

$$\beta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} = \frac{2(S_{ay} \times S_{dp} - S_{dy} \times S_{ap})}{\pi S_{ap} \times S_{dp}}$$

$$\beta_{eff} = \beta + k\beta_{eq} \quad (2.12)$$

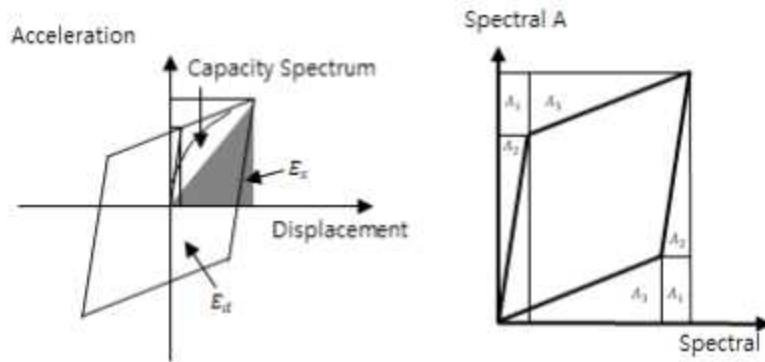


그림 2.10 등가감쇠비, 에너지량의 산정(한동훈, 송호산 2008)

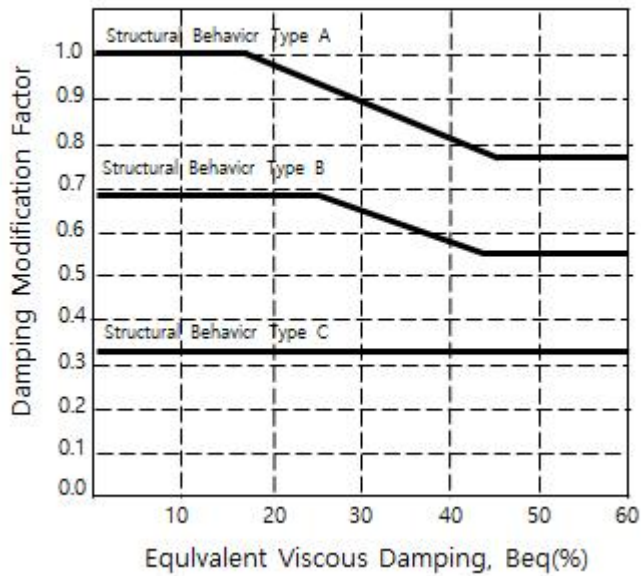


그림 2.11 유형에 따른 감쇠조정계수

그리고 특정지진에 대한 응답스펙트럼이 아니라 설계스펙트럼을 이용하는 경우 유효 감쇠비에 따라 스펙트럼을 조정할수 있는 방법이 필요하다. 위 식에서 산정한 유효감

최비를 이용하여 응답감소계수 식 (2.8)에서 구한후 그림 2.12와 같은 방법으로 비탄성  
 응답스펙트럼을 작성한다.

$$\begin{aligned}
 SR_A &= \frac{1}{B_S} \doteq \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \\
 SR_V &= \frac{1}{B_S} \doteq \frac{3.21 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65}
 \end{aligned}
 \tag{2.13}$$

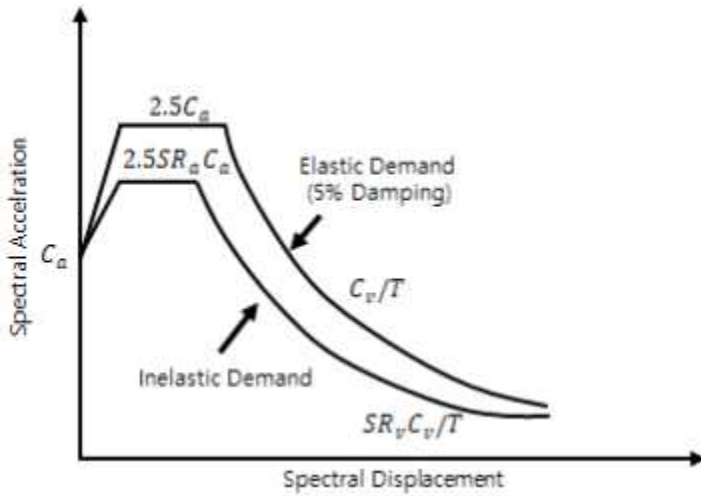


그림 2.12 비탄성 요구스펙트럼의 작성(한동훈, 송호산 2008)

## 2.7 시간이력 해석법

비선형 시간이력해석은 구조물의 내진성능을 정밀하게 평가하는 기법으로서 부재의 비선형특성과 하중의 시간의존적인 특성을 반영할 수 있는 가장 발전적인 방법이다. 지진하중을 받는 구조물에 대한 비선형동적평형 방정식은 식 (2.14)와 같다.

$$[M]\ddot{X}(t) + [C]\dot{X}(t) + [K]X(t) = F \quad (2.14)$$

이 미분방정식은 계수행렬이 아닌 연합방정식이므로 이를 직접풀려면 그 과정이 너무 복잡하다. 따라서 보통의 경우모드 중첩법(Mode Superposition Method)을 사용하는 것이 효율적이다. 모드중첩법 (Mode Superposition Method) 은 구하고자 하는 변위를  $[M]$ 과  $[K]$ 에 관한 직교성을 가지는 변위형상의 선형조합으로 나타내어 식 (2.15)를 통해 해를 구하는 방법이다.

$$X(t) = \sum_{i=1}^m \psi_i q_i(t) = [\psi_i] q(t)$$

$$\psi_i^T [M] \psi_i = \mu_i \delta_{ij}$$

$$\psi_i^T [K] \psi_j = k_j \delta_{ij} \quad (2.15)$$

여기서,  $\psi^i$ : 가정한 변위형상

$q_i(t)$  : 일반좌표,

$\delta_{ij}$  : Kronecker Delte이다.

즉, 식 (2.15)의 좌표변환과 직교성을 이용하여 감쇠가 없는 n차의 연계된 운동방정식을 식 (2.16)과 같이 m개의 독립된 운동방정식으로 변환할 수 있다.

$$\mu_i \ddot{q}_i(t) + k_i q_i(t) = P_i(t) \quad (i = 1, 2, 3, \dots, m) \quad (2.16)$$

감쇠가 있는 경우 일반적으로 일반모드 좌표계에는 직교성이 유지되지 않으므로 감쇠행렬이 구조물의 중요한 계수인 질량행렬과 강성행렬의 선형조합으로 이루어질수있다

고 가정하는 Rayleigh감쇠를 사용하면 감쇠행렬[C]에 대하여도 직교성이 만족한다. 이러한 조건에서 운동방정식을 다시 정리하면 식 (2.17)과 같다.

$$\mu_i \ddot{q}_i(t) + c_i \dot{q}_i(t) + k_i q_i(t) = P_i(t) \quad (i = 1, 2, 3, \dots, m) \quad (2.17)$$

식 (2.17)을 이용하면, 지진하중이 작용할 때 각 모드 좌표계에 대하여 비연계된 식 (2.18)을 얻을 수 있다.

$$\mu_i \ddot{q}_i(t) + 2\mu_i \xi_i w_n \dot{q}_i(t) + \mu_i w_n^2 q_i(t) = -L_i \ddot{x}_g(t) \quad (2.18)$$

여기서,  $\mu_i = \psi_i^T [M] \psi_i$ ,  
 $2\xi_i \mu_i = \psi_i^T [C] \psi_i$ ,  
 $\mu_i w_n^2 = \psi_i^T [K] \psi_i$   
 $L_i = \psi_i^T [M] I$  이다.

모드행렬은 질량행렬 [M]과 강성행렬[K]로 부터 구한 자유진동모드행렬[Φ]을 사용하는것이 적합하다. 그러나 구조물에 작용되는 하중의 분포형태와는 무관하므로 많은 모드를 사용하여야 정확한 해를 구할수있고 자유진동모드 행렬을 구하기 위하여 비교적 큰차수의 고유치문제를 풀어야 하는 부담이 단점으로 지적되고있다. 이처럼 모드중첩법을 사용할때에는 해석에 포함시켜야 할 모드수를 정하는 적절한 기준이 필요한데 보통 유효모드질량의 개념을 이용한다. 1번째 모드에 대한 유효모드 질량은 식 (2.19)와 같고 전체모드에 대하여 합하면 구조계의 전체 질량이 된다. 구조해석시 유효모드 질량의 합이식과 같이 전체질량의 90%이상인 되도록 모드수를 정한다.

$$\text{Effective modal mass} = \frac{L_i^2}{\mu_i} \quad (2.19)$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{L_i^2}{\mu_i} > 0.9 \times \text{Total Mass} \quad (2.20)$$

두 수평방향과 한개의 수직방향의 지진운동을 고려하기 위하여 3차원구조 모형을 사

용할 경우 식 (2.20)을 세 방향에 대하여 적용하여야 하며 각 방향별로 유효모드질량이 구조물 전체질량의 90% 이상이 되도록 해석에 포함될 모드수를 정하여야 한다.



## 제 3 장 모델링 및 해석방법

### 3.1 해석모델

#### 3.1.1 구조물의 제원

해석대상 교량은 총 경간 140m(40m+50m+40m)인 Steel Box Girder 교량이며, 그림 3.1과 같으며, 해석에 사용한 프로그램은 구조범용프로그램인 MIDAS Civil이다.

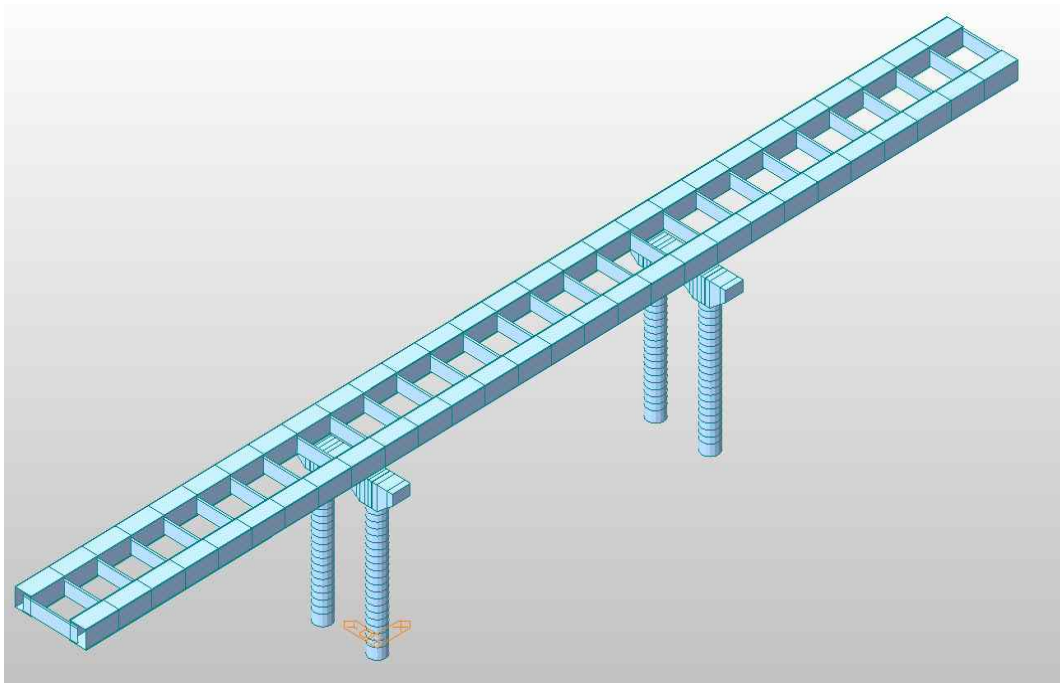


그림 3.1 대상 교량 모델

표 3.1 교각의 설계 계획

지간의 구성	140m (45m + 50m + 45m)
교폭	10.7m
주거더 형식	Steel Box Girder
교량등급	1등급(DB24, DL24)
사용재질	SM490(주부재), SM400(부부재)

### 3.2 교각의 비선형정적해석

교각의 내진 성능 평가를 위하여 앞에서 제시한 비선형정적해석을 실시하였다. 본 연구의 비선형정적해석은 능력스펙트럼법 원리를 적용한 내진성능평가로 교각을 그림 3.2와 같이 모델링을 하였으며 높이의 변화에 따른 교각의 내진성능 평가를 비교하고 검토하였다.

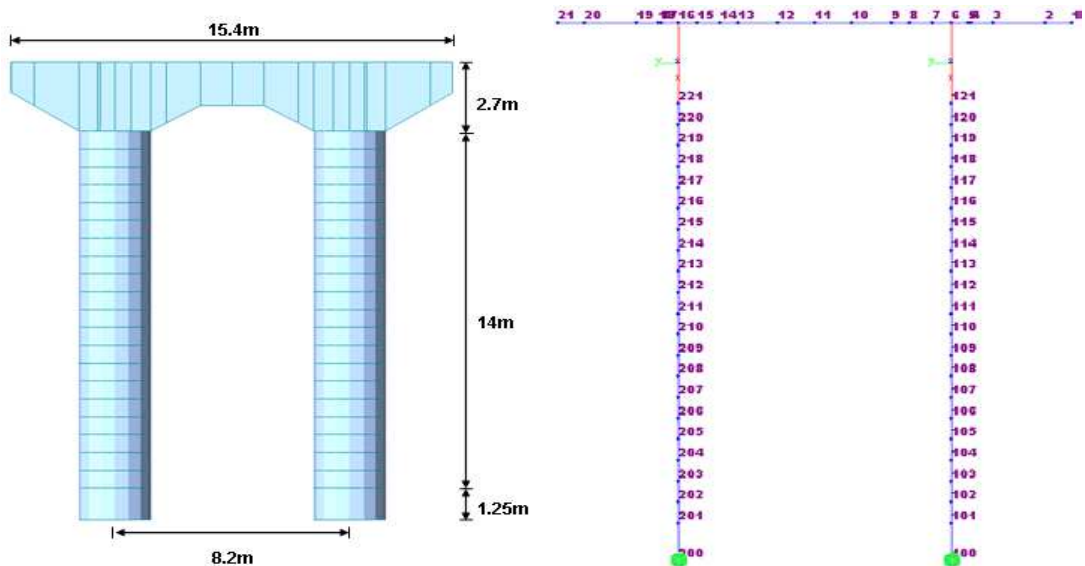


그림 3.2 교각의 모델링

### 3.2.1 교각의 모델링

그림 3.3과 같이 교각 높이를 14m, 16m, 18m로 Frame으로 모델링 하였으며, 14m 모델에서는 총절점 수 39개 총요소수 36개. 16m 모델은 총절점 수 53개, 총 요소수 50개이며, 18m 모델은 총 절점수 65개 총 요소수 62개이다. 또한 표 3.2는 교각의 제원을 정리하였으며, 표 3.3은 교각의 하중데이터를 정리하였다.

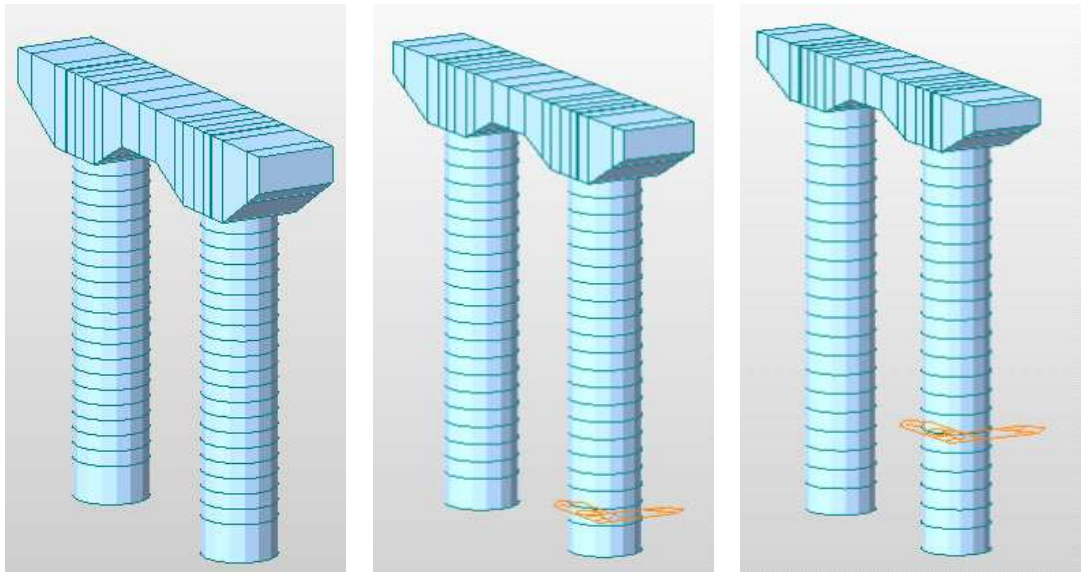
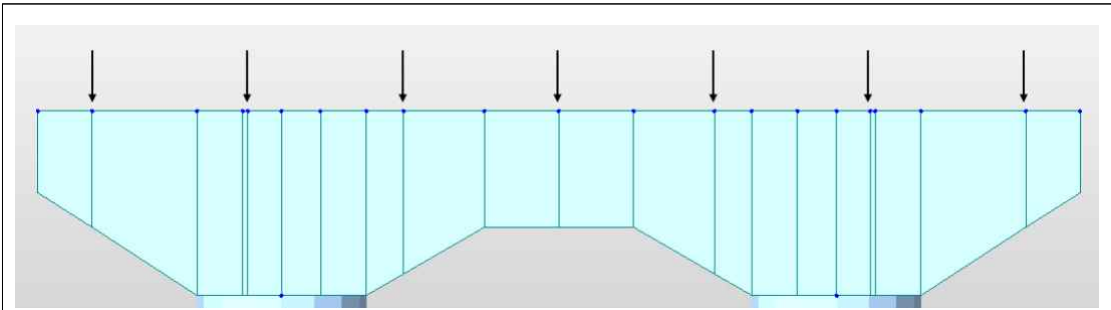


그림 3.3 교각의 높이 변화(14m, 16m, 18m)

표 3.2 교각의 제원

구조형식	높이	$f_{ck}$	주철근	보조철근
II형	14m	24MPa	SD400 (400MPa)	SD300 (300MPa)
	16m			
	18m			

표 3.3 교각의 하중데이터



NO	하중	방향	Value						
1	자중	Z	프로그램 내부에서 자동 계산						
2	상부 반력	Z	-2061.8	-1569.8	-1569.8	-1569.8	-1569.8	-1569.8	-2046.5
3	활화중 (만재하)	Z	-211.9	-820.6	-745.9	-767.5	-810.1	-717.2	-821.1
4	활화중 (편재하)	Z	-	-	-	-180.8	-1080.1	-956.1	-1094.7
5	풍하중	X	Beam Load : 코핑부(6.5kN/m), 기둥부(3.7kN/m)						
6	풍하중	Y	137.7	137.7	137.7	137.7	137.7	137.7	137.7
		Z	-97.1	-64.7	-32.4	-	32.4	64.7	97.1
		Y	Beam Load : 기둥부(3.7kN/m)						
7	지진 하중	X	235.4	235.4	235.4	235.4	235.4	235.4	235.4
8	지진 하중	Y	235.4	235.4	235.4	235.4	235.4	235.4	235.4

### 3.2.2 고유치 해석 결과 확인

비선형정적해석을 위해서는 고유치 해석이 선행되어야한다. 구조물의 요구성능을 평가하기 위해서는 능력스펙트럼과 요구스펙트럼의 비교가 필요하며, 능력스펙트럼은 고유치 해석을 바탕으로 생성된다. 또한 비선형정적해석 하중을 ModeShape형태로 재하는 경우에도 마찬가지로 고유치 해석 결과가 필요하다.

그림 3.4와 같이 고유치 해석 결과에서 해당모드의 각 방향별 질량 참여율을 비교하면 방향성분을 확인할 수 있다.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ					
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	5,459183	0,868856	1,150939	0,000e+000								
2	11,311549	1,800289	0,555466	0,000e+000								
3	13,957331	2,221378	0,450171	1,4590e-016								
4	67,674694	10,770762	0,092844	3,9717e-016								
5	74,432318	11,846271	0,084415	3,2833e-016								
6	75,900424	12,079928	0,082782	3,1575e-016								
7	89,819586	14,295231	0,069953	6,7641e-016								
8	90,293773	14,370700	0,069586	3,3466e-016								
9	107,671666	17,136478	0,058355	1,2475e-012								
10	150,628948	23,973342	0,041713	5,8042e-011								
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	89,28	89,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10,60	10,60	0,00	0,00
2	0,00	89,28	91,88	91,88	0,00	0,00	5,45	5,45	0,00	10,60	0,00	0,00
3	0,00	89,28	0,00	91,88	0,00	0,00	0,00	5,45	0,00	10,60	93,03	93,03
4	0,00	89,28	0,00	91,88	6,22	6,22	0,01	5,45	0,00	10,60	0,00	93,03
5	0,00	89,28	1,60	93,48	0,00	6,22	63,91	69,36	0,00	10,60	0,00	93,03
6	0,05	89,33	0,00	93,48	0,00	6,22	0,00	69,36	0,30	10,91	0,00	93,03
7	0,00	89,33	0,00	93,48	84,68	90,90	0,00	69,37	0,00	10,91	0,00	93,03
8	6,38	95,71	0,00	93,48	0,00	90,90	0,00	69,37	44,04	54,95	0,00	93,03
9	0,00	95,71	0,00	93,48	0,00	90,90	0,00	69,37	0,00	54,95	3,78	96,81
10	0,00	95,71	2,47	95,95	0,00	90,90	1,85	71,21	0,00	54,95	0,00	96,81

그림 3.4 고유치 해석 확인

### 3.2.3 교각설계 확인

비선형정적해석은 구조물이 보유한 정확한 내진 성능을 평가 하는 것이 목적이기 때문에 반드시 설계와 해석이 완료된 구조물에서만 가능하며, 구조물의 철근 배근상태를 확인 가능하다. 그림 3.5와 같이 주철근은 SD40, 항복강도 400MPa이며, 보조철근은 SD30, 항복강도 300MPa이다. 두 단면 철근의 규격은 D32로 설정하였다.

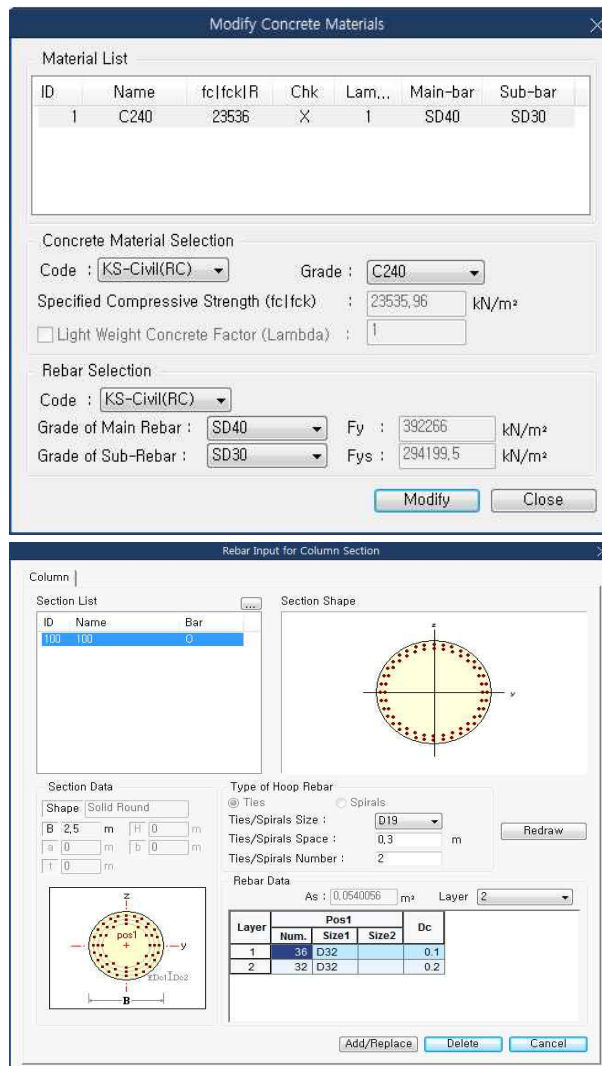


그림 3.5 교각 설계 내용 확인

### 3.2.4 비선형 정적해석

비선형정적해석은 부재의 재료비선형적인 특성을 고려하여 항복이후에 구조물의 거동과 한계상태를 파악하는 효과적인 해석방법이다. 성능에 기초한 내진설계에서는 대상구조물의 목표성능을 명확히 설정하고, 이를 구현할수 있도록 한다. 비선형정적해석을 통하여 일반적인 방법으로 내진설계를 수행한 구조물의 보유능력을 파악하고, 고려하는 지진하중에 대하여 미리 설정된 목표성능이 달성되는지 평가한다. 일반적인 내진설계법의 개념은 반응수정계수에 0를 통하여 설계하중을 낮게 산정하고, 구조물은 설계하중 이상의 강도를 갖도록 하는 것이다. 여기서 반응수정계수를 사용하는 이유는 지진하중에 대하여 비탄성영역에서 발생할수있는 구조물의 에너지 흡수능력을 고려하기 위한것이며, 이러한 설계법은 지진하중을 주요변수로 고려하기 때문에 하중기반설계라고 할 수 있다. 그러나 임의적이고 불확실한 특성을 가지는 응답수정계수를 사용한다는 점에서 응답에 대한 신뢰성이 떨어지며, 강도의 단순한 비교만을 통해서는 실제적인 구조물의 거동을 예측하기가 매우어렵다는 단점이 있다. 또한 구성부재의 강도만으로 구조물 전체의 강도 및 변형도를 산정할수없기 때문에 결과적으로 구조물의 성능이 명확하게 파악되지 않은 상태로 설계될 가능성이 높다.

성능에 기초한 내진설계는 예상되는 지진하중에 대하여 주어진 여건에서 허용할수있는 적절한 피해정도 혹은 에너지 흡수정도를 미리 설정하고, 이를 달성할수있도록 하는것입니다. 그런데 에너지 흡수 정도에 따라 구조물의 거동이 달라지기 때문에 파괴에 이를때까지 구조물의 변형성능을 예측할수있어야한다. 이때, 성능평가의 대상을 구조물의 손상과 직접적인 연관성이 있는 변위로써 평가하기 때문에 이를 변위기반설계(Displacement-BasedDesign)라 할 수 있다. 구조물의 변형성능을 평가하기 위한 하나의 방법으로 비선형정적해석을 수행한다.

### 3.2.5 보유능력(Capacity) 평가

능력곡선(Capacity Curve)으로부터 구조물의 연성능력을 평가할 수 있다.

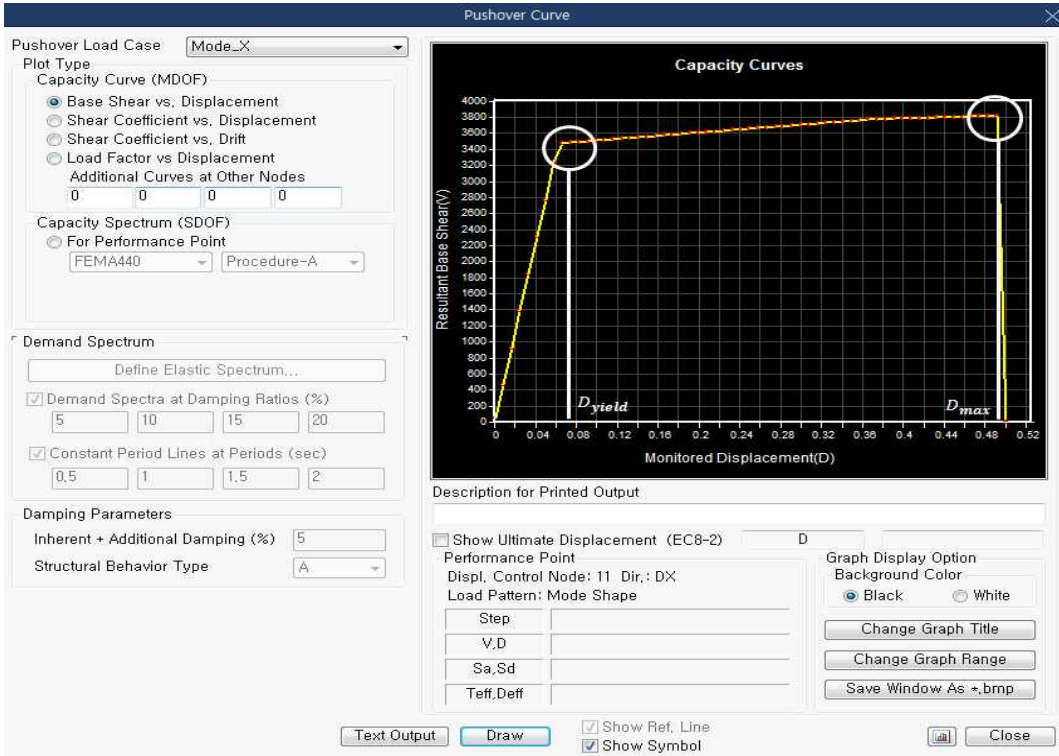


그림 3.6 구조물의 능력곡선

그림 3.6에서  $D_{max}$  와  $D_{yield}$  을 이용하여 연성능력( $R_u$ ) =  $\frac{D_{max}}{D_{yield}}$  를 구할수 있다. 연성 능력 즉 보유능력과 그림 4.6에 나온 성능점  $D(D_{performance\ Point})$  를 이용하여 요구능력 값을 산정한다.

요구능력( $R_{Demand}$ ) =  $\frac{V(D_{Performance\ Point})}{D_{yield}}$  값을 산정후 보유능력 > 요구능력을 비교하여 보유능력이 클 경우 이 구조물은 고려하는 지진하중에 대하여 충분한 에너지 흡수능력을 보유하고 있다고 본다.



### 3.2.6 Soil Profile Type 설정

비선형 정적해석으로 교각의 내진성능을 파악하기 위하여 S1, S2, S3, S4의 지반계수를 설정하고 위험도계수를 0.11으로 설정하였으며, Importance factor값을 2.0으로 설정하였다.

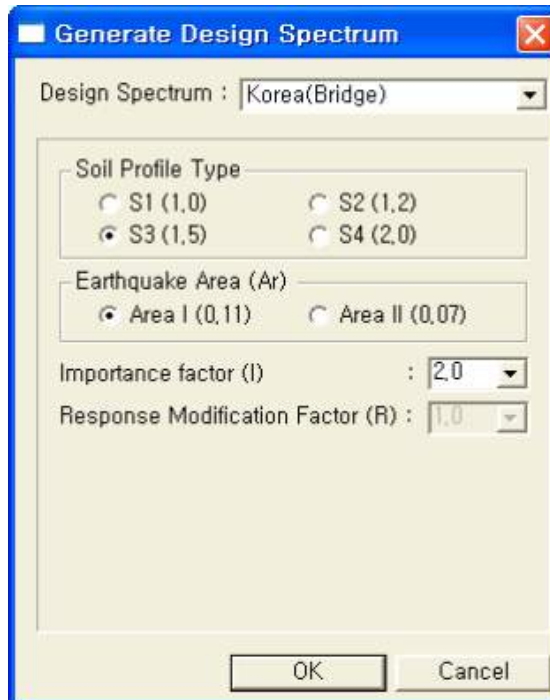


그림 3.7 Soil profile Type

### 3.2.7 요구내력(Demand) 평가 및 성능점 산정

성능스펙트럼과 요구스펙트럼을 정의하여 구조물의 성능점을 구하는 방법을 정의한다.

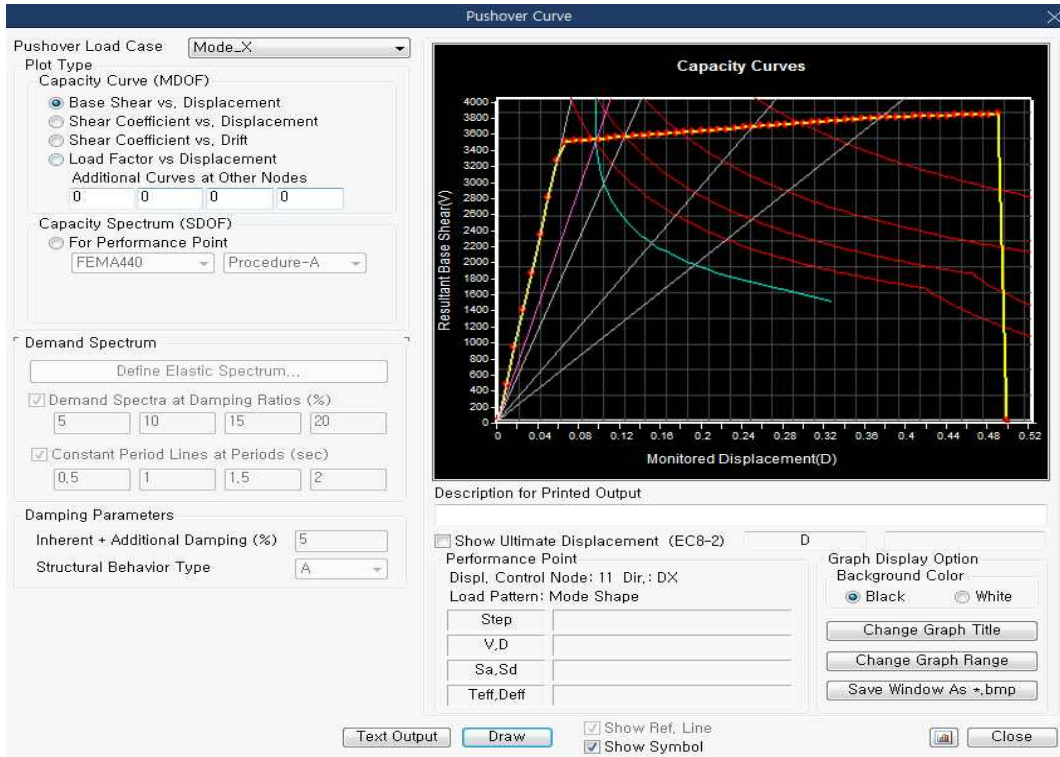


그림 3.8 구조물의 성능점(Performance Point) 산정

일반적으로 Base Shear vs Displacement 방법을 이용하여 능력곡선을 작도한다. 능력스펙트럼을 선택하면 능력곡선을 요구스펙트럼과 비교할수 있는 능력스펙트럼으로 변환되며, 변환된 두 스펙트럼의 최종 교차점을 성능점이라한다. 그림 3.8에 나온 요구내력(D)과 그림 3.6 항복반력( $D_{yield}$ )에 나오는 보유내력 값과 비교 보유내력 > 요구내력 일 경우 지진하중 발생 시 전단파괴의 발생에 안전하다고 판단된다. 각 부재의 비선형 거동을 반영하기 위하여 소성힌지 특성을 정의 한다. 구조물의 강성은 소성힌지의 생성으로 인하여 변하게 되고, 횡변위는 감소한 강성에 의해 증가하게 된다. 본 논문에서는 반복하중실험 결과를 실무에 맞게 이상화한 FEMA Type를 사용하였다.

### 3.3 교량의 시간이력 해석

#### 3.3.1 면진받침의 특성

##### 1) 마찰진자 받침-FPB(Friction Pendulum type isolator)

마찰진자형 면진장치는 납삽입고무베어링형과 같은 목적으로 사용되는 면진장치로서, 고유진동수 이동과 이력거동에 의한 에너지 소산에 의해 구조물을 지반진동으로부터 보호한다. 마찰진자형 면진장치는 마찰면의 곡률반경의 의해 복원력을 발생시키며, 이 곡률반경의 조정을 통해 전체구조물의 고유진동수를 원하는 값으로 이동시킬 수 있다. 또한 이력거동에 의한 에너지 소산작용은 마찰면의 미끄러짐 현상을 통해 이루어진다.

그림 3.9는 마찰진자형 면진장치는 2개의 전단방향 변형에 대해서는 상호 연관된 2축소성(biaxial plasticity)의 특성을 가지며, 축방향 변형에 대해서는 갭(Gap)과 동일한 비선형 특성을 가지고 나머지 3개의 회전변형에 대해서는 상호 독립된 선형탄성 스프링의 특성을 가진다.

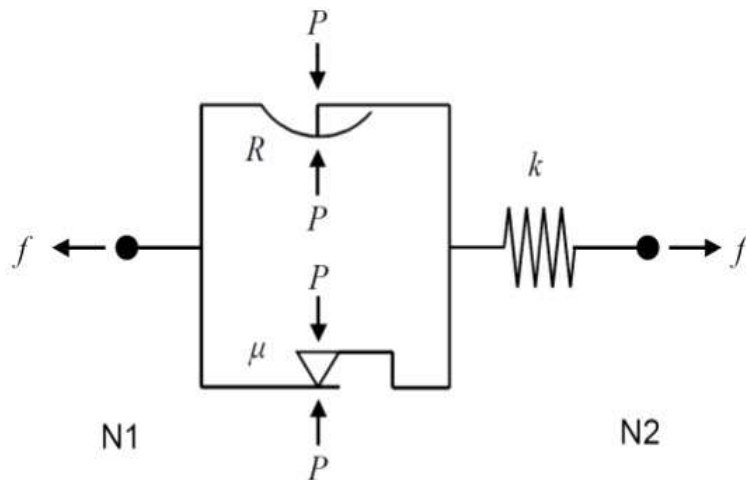
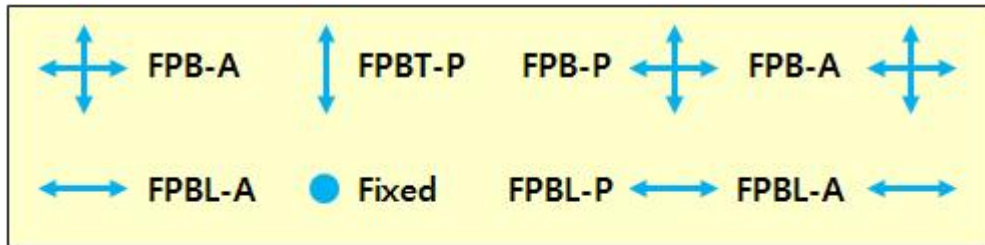


그림 3.9 마찰진자형 면진장치 전단스프링

표 3.4와 그림 3.10은 마찰진자 받침의 경계조건을 나타냈으며, 표3.5와 표 3.6은 남-고 무받침의 교대부와 교각부의 특성치이다.

**표 3.4 마찰진자 받침(FPB) 특성치**

구분	고정	교축방향가동(L)	교축직각방향가동(T)	양방향가동
교대	-	FPBL-A	-	FPB-A
교각	Fixed	FPBL-P	FPBT-P	FPB-P



**그림 3.10 마찰진자 받침의 기동 방향**

표 3.5 마찰진자 받침의 교대부 면진장치 특성치(유니슨 산업)

구 분	FPB-A			FPBL-A		
	연직	교축직각	교축	연직	교축직각	교축
Direction(GCS)	Z	Y	X	Z	Y	Z
요소좌표계	x	y	z	x	y	z
Nonlinear	O	O	O	O	O	O
Linear Properties						
Effective Stiffness	1e11	383.8	383.8	1e11	1e11	383.8
Nonlinear Properties						
Stiffness	-	92400	92400	-	-	92400
Friction Coefficient, LOW	-	0.03	0.03	-	-	0.03
Friction Coefficient, Fast	-	0.11	0.11	-	-	0.11
Rate Parameter	-	255.7	255.7	-	-	255.7
Radius of sliding Surface	-	1.236	1.236	-	-	1.236
Effective Damping	0	0	0	0	0	0

표 3.6 마찰진자 받침의 교각부 면진장치 특성치(유니슨산업)

구 분	FPB-A			FPBL-A			FPBL-A		
	연직	교축 직각	교축	연직	교축 직각	교축	연직	교축 직각	교축
Direction(GCS)	Z	Y	X	Z	Y	Z	Z	Y	X
요소좌표계	x	y	z	x	y	z	x	y	z
Nonlinear	O	O	O	O	O	O	O	O	O
Linear Properties									
Effective Stiffness	1e11	562.7	562.7	1e11	1e11	562.7	1e11	562.7	1e11
Nonlinear Properties									
Stiffness	-	184, 800	184, 800	-	-	184, 800	-	-	184, 800
Friction Coefficient, LOW	-	0.03	0.03	-	-	0.03	-	-	0.03
Friction Coefficient, Fast	-	0.11	0.11	-	-	0.11	-	-	0.11
Rate Parameter	-	255.7	255.7	-	-	255.7	-	-	255.7
Radius of sliding Surface	-	1.236	1.236	-	-	1.236	-	-	1.236
Effective Damping	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2) 납-고무받침-LRB(Lead Rubber bearing type isolator)

면진장치는 지반의 진동으로부터 구조물을 보호하기 위해 진동의 전달을 차단하는 장치로서 교량의 교각과 상판 사이, 혹은 건축물의 지상구조와 기초 사이에 설치한다. 납삽입 고무베어링형 면진장치는 납의 낮은 항복 후 강성에 의해 구조물의 고유진동수를 지반 진동의 주요 진동수 성분과 격리시키고 이력거동에 의해 면진장치 내에서 진동에너지를 소산시키는 작용한다.

그림 3.11은 납-고무 면진장치는 2개의 전단방향 변형에 대해서는 상호 연관된 2축 소성(biaxial)의 특성을 가지며, 나머지 4개 방향의 변형에 대해서는 상호 독립된 선형 탄성 스프링의 plasticity 특성을 가지고 있다.

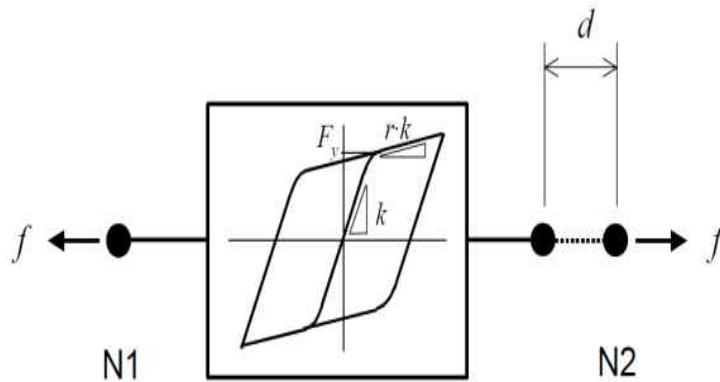


그림 3.11 이력거동 시스템 및 납-고무 면진장치 전단스프링

표 3.7과 표 3.8은 납-고무받침의 교대부와 교각부의 특성치이다.

**표 3.7 납-고무받침의 교대부 면진장치 특성치(유니슨산업)**

구분	Vertical	Longitudinal	transverse
Direction	U1	U2	U3
Nonlinear	X	O	O
Linear Properties			
Effective Stiffness	479100(Design)	336.1(iteration)	336.1(iteration)
Effective Damping	0	0	0
Nonlinear Properties			
Stiffness		1099	1099
Yield Strength		15.69	15.69
Posr yield Stiffness ratio		0.08917	0.08917

**표 3.8 납-고무받침의 교각부 면진장치 특성치(유니슨산업)**

구분	Vertical	Longitudinal	transverse
Direction	U1	U2	U3
Nonlinear	X	O	O
Linear Properties			
Effective Stiffness	1289000(Design)	702.2(iteration)	702.2(iteration)
Effective Damping	0	0	0
Nonlinear Properties			
Stiffness		2204	2204
Yield Strength		33.63	33.63
Posr yield Stiffness ratio		0.0862	0.0862



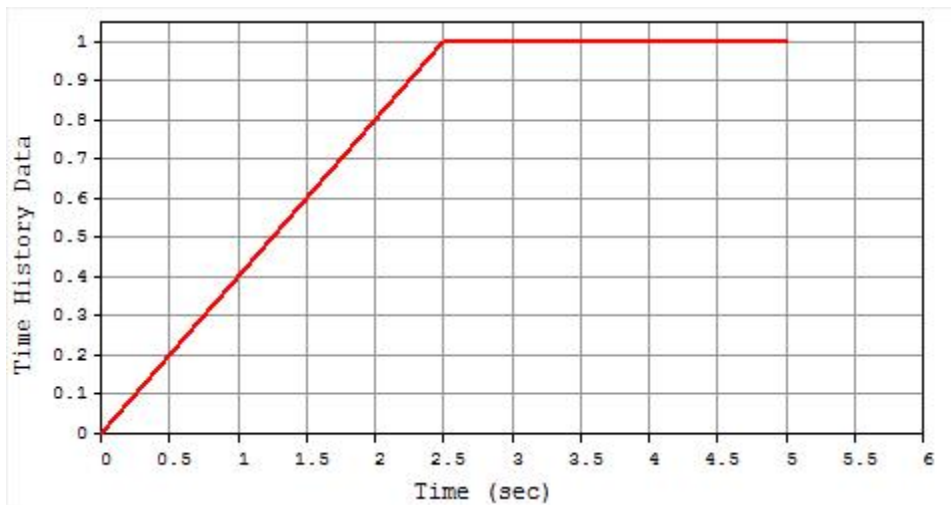
### 3.3.2 시간이력해석 데이터 입력

#### 1) Time History Function

비선형해석은 선형해석과 달리 중첩의 원리가 적용되지 않는다. 본 연구에서는 고정하중과 지진하중에 대해서 해석이 수행된다. 하지만 각 하중별로 구분하여 해석한 다음에 두 결과를 선형 조합하는 것은 성립되지 않는다. 따라서 시간이력하중에 고려하고자 하는 하중들을 동시에 작용하는 것으로 가정하여 해석하는 것이 필요하다.

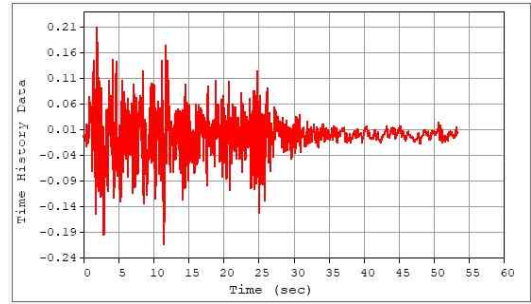
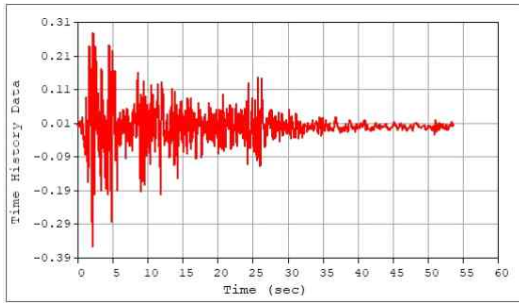
특히 본 연구에서 사용된 Friction Pendulum system isolator의 경우에는 부재의 축하중으로부터 전단방향의 마찰력이 계산되기 때문에 중력방향 하중이 입력되어야 적절한 해석이 수행될 수 있다.

따라서 Time Varying Static Load 기능을 이용하여 중력방향의 고정하중에 대해 시간이력 해석을 수행한다. 이 기능을 통해서 고정하중이 재하된 상태를 만든 후 지진하중에 대한 시간이력해석을 수행한다. 그림 3.12와 같이 고정에 대해서는 Ramp하중을 정의하고, 지진하중은 그림 3.13의 지진데이터를 사용도록 하였다.

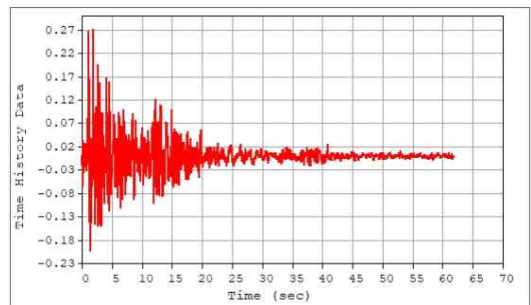
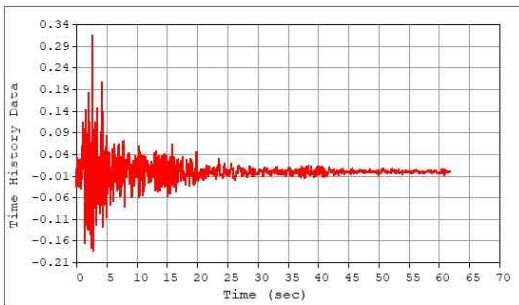


Ramp

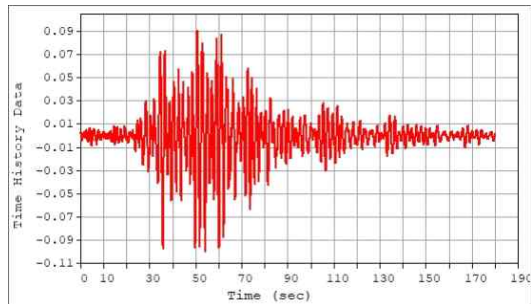
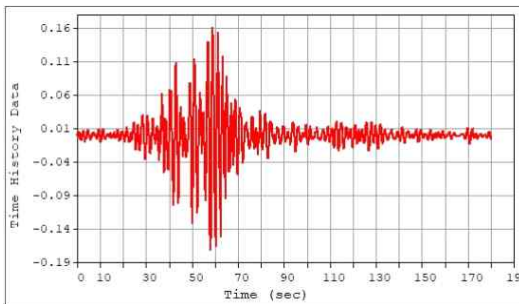
그림 3.12 고정하중 Time History Functions 정의



(a) 1940, El Centro Site



(b) 1971, San Fernando



(c) Mexico City

그림 3.13 지진하중 Time History Functions 정의

### 3.3.3 고유진동해석 데이터 입력

시간이력해석 방법에는 모드중첩법과 직접적분법이 있으며 본 연구에서는 모드중첩법을 사용하므로 그림 3.14와 같이 Time History Load Cases를 정의하기 전에 고유진동해석 데이터를 입력하였다.

MIDAS Civil에서는 Eigen Vectors 방법과 Ritz Vector 방법을 지원하고 있으며, 본 연구에서는 Ritz Vectors 방법을 사용하였다.

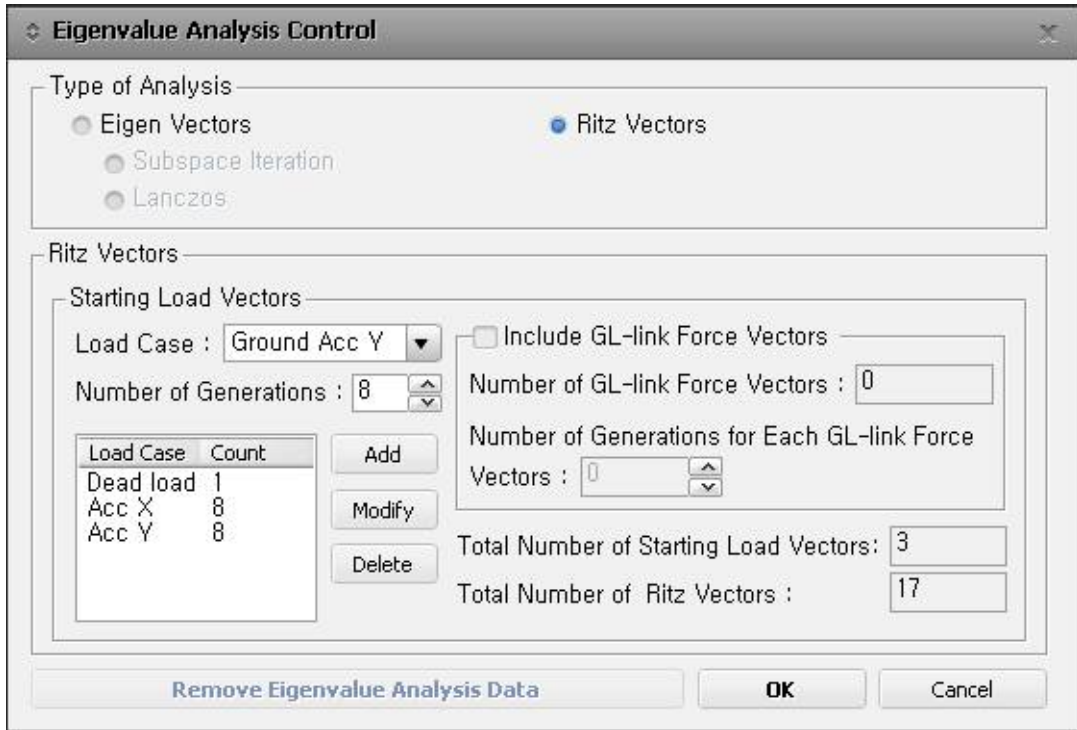


그림 3.14 Eigenvalue Analysis Control 데이터 입력

### 3.3.4 고정하중과 지진하중의 구분

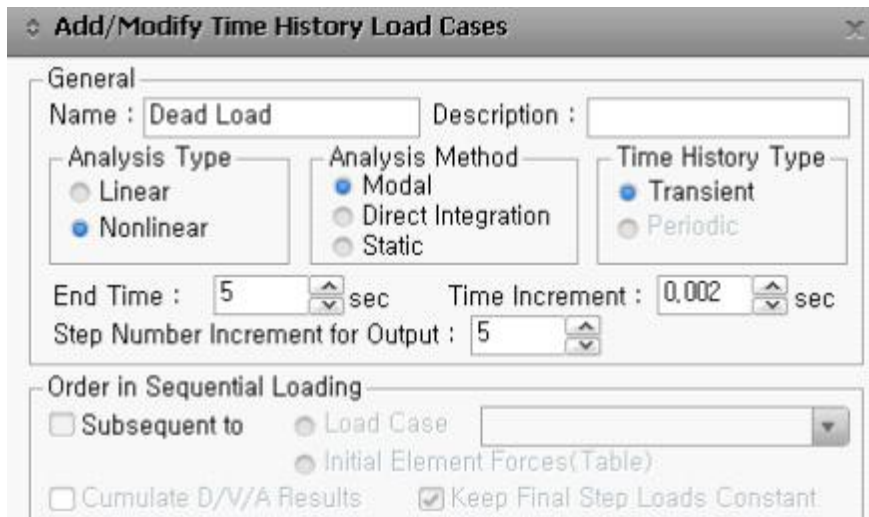
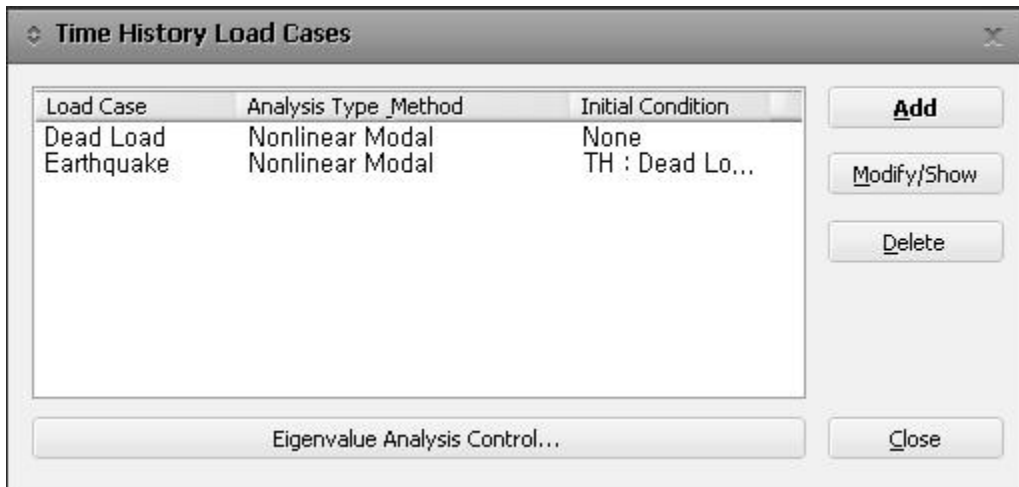


그림 3.15 Time History Load Case 확인

그림 3.15과 같이 End Time는 시간이력해석의 수행 시간으로 지진하중의 경우 지진 데이터의 지속시간을 고려해서 입력하였다. 그리고 Time Increment의 값은 시간이력해석의 시간간격으로 해석결과의 정확도에 상당한 영향을 미치는 변수이다. 그리고 일반적으로 시간하중함수의 주기나 구조물의 고유진동주기의 최소값의 1/10배 정도로 입력하였으며, 최고차 모드의 주기가 0.029 정도 이므로 0.002를 입력하였다.

Step Number Increment for Output의 값은 시간이력해석결과를 출력하는 시간간격이며, 1로 하면 0.002초 간격으로 해석결과를 출력하고 5로 입력하면 0.01초 간격으로 결과가 출력된다. 이 입력항은 해석시간에 영향을 미치며, 최고차 모드의 주기를 고려하여 정향 시간간격(0.002초)마다 결과를 출력하는 것은 해석결과의 용량 및 시간이 과도하게 필요하며, 5개의 간격(0.01초)으로 결과를 출력하여도 좋은 결과를 얻을 수 있다. 99% Damping Ratio는 입력 시간까지 모든 감쇠비를 99%로 가정하여 해석하며, 비선형해석에서 고정하중의 영향을 고려하기 위해 Time Varying Static Load를 사용하는 경우 정적해석 결과로의 빠른 수렴을 유도하기 위한 항목이다.

### 3.3.5 Ground Acceleration

입력한 지진데이터의 가진 방향을 지정한다. Time History Function에서 두개의 지진데이터의 최대 가속도를 확인한다. 두개의 지진데이터 중에서 최대 가속도가 더 큰 데이터를 구조물의 1차 고유진동모드 방향으로 입력하였다.

### 3.3.6 Time Varying Static Loads

지진하중이 아닌 고정하중의 영향을 시간이력해석에 반영하기 위해서 Time Varying Static Loads를 입력하였다.

## 제 4 장 수치해석 및 고찰

### 4.1 교각의 비선형 정적해석 결과 분석

교각의 높이를 변화시키고 하중조건 및 경계조건 등을 동일한 조건하에 모델링하였다. 또한 재현주기 2400년, 위험도 계수 2.0, 지진구역(I)=0.11으로 설정하였으며, 지반에 따른 지반계수 S1=1.0, S2=1.2, S3=1.5, S4=2.0를 이용하여 교각의 내진 성능을 평가하였다.

표 4.1은 교각에 대한 보유능력, 요구능력, 성능점 및 보유내력, 요구내력의 값을 표로 정리하였으며, 보유능력= $\frac{\text{항복변위}}{\text{파괴변위}}$ 로 나타낼 수 있으며, 요구능력= $\frac{\text{성능점}(D)}{\text{항복변위}}$ 로 나타낼 수 있다. 보유능력>요구능력이면 내진설계시 예상한 에너지 흡수능력을 보유하고 있는 구조물이라고 판단할 수 있으며, 만약 보유능력<요구능력이면 실제 보유하고 있는 연성능력보다 크기 때문에 보유능력을 증가시키기 위하여 부재에 대한 재설계가 요구된다.

14m 교각의 구조물의 경우 항복변위가 0.064m이며, 파괴변위가 0.474m, 지반계수를 고려한 성능점의 변위는 S1=0.0957, S2=0.1513, S3=0.2433, S4=0.3987이다. 따라서 보유능력은 7.376이며, 지반계수를 고려한 요구능력은 S1=1.488, S2=2.352, S3=3.728, S4=0.3987이며, 모든 지반계수를 고려한 값이 보유능력>요구능력 이므로 이구조물은 지진하중에 대한 에너지 흡수 능력을 충분히 보유하고 있다고 판단된다.

16m 교각의 구조물의 경우 항복변위가 0.083m이며, 파괴변위는 0.5m, 지반계수를 고려한 성능점의 변위는 S4는 성능점을 찾을 수 없다 S1=0.1214, S2=0.1909, S3=0.3045이다. 따라서 보유능력은 0.600이며, 지반계수를 고려한 요구능력은 S1=1.457, S2=2.291, S3=3.654, S4의 요구능력은 구조물의 보유내력과 보유 능력을 초과하여 성능점을 찾을 수 없었다. 따라서 S4를 제외한 S1, S2, S3의 값은 보유능력>요구능력 이므로 이구조물은 지진하중에 대한 에너지 흡수 능력을 충분히 보유하고 있다고 판단된다.

18m 교각의 구조물의 경우 항복변위가 0.096m이며, 파괴변위는 0.478m, 지반계수를 고려한 성능점의 변위는 S4는 성능점을 찾을 수 없다 S1=1.574, S2=2.460, S3=3.897이다. 따라서 보유능력은 0.500이며, 지반계수를 고려한 요구능력은 S1=1.574, S2=2.460, S3=3.897, S4는 S4의 요구능력은 구조물의 보유내력과 보유 능력을 초과하여 성능점을

찾을수 없었다. 따라서 S4를 제외한 S1,S2,S3의 값은 보유능력>요구능력 이므로 이 구조물은 지진하중에 대한 에너지 흡수 능력을 충분히 보유하고 있다고 판단된다.

**표 4.1 교각의 비선형 정적해석 결과값**

교각 단면	교각 높이 (m)	지반	항복 변위 (m)	파괴 변위 (m)	보유능력 (연성도)	요구능력	성능점	
							D(m)	V(kN)
원형	14	S1	0.064	0.474	7.376	1.488	0.0957	3505
		S2	0.064	0.474	7.376	2.352	0.1513	3560
		S3	0.064	0.474	7.376	3.782	0.2433	3650
		S4	0.064	0.474	7.376	6.198	0.3987	3784
	16	S1	0.083	0.500	6.000	1.457	0.1214	3170
		S2	0.083	0.500	6.000	2.291	0.1909	3225
		S3	0.083	0.500	6.000	3.654	0.3045	3314
		S4	0.083	0.500	6.000	0		
	18	S1	0.096	0.478	5.000	1.574	0.1505	2897
		S2	0.096	0.478	5.000	2.460	0.2353	2952
		S3	0.096	0.478	5.000	3.897	0.3727	3042
		S4	0.096	0.478	5.000	0		

## 4.2 시간이력 해석 결과 분석

본 논문에서는 구조 범용해석 프로그램인 MIDAS Civil의 시간이력해석법을 통해 대상 교량에 마찰진자 받침(FPB)와 납-고무받침(LRB)을 각각 적용하였으며, 그림 4.1과 같이 받침부에 대한 명칭을 P1, P2, P3, P4로 칭하였다. 그리고 대상 교량에 대한 변위, 전단력, 모멘트를 도출하여 내진성능평가를 하고자 하였으며, 교각의 높이는 앞서 비선형 정적해석에서 사용한 14m, 16m, 18m를 적용하였다. 또한 3 가지 지진파 E1 Centro Site, San Fernando, Mexico City를 적용하여 지진파의 변화에 따른 내진성능평가를 하고자 하였다.

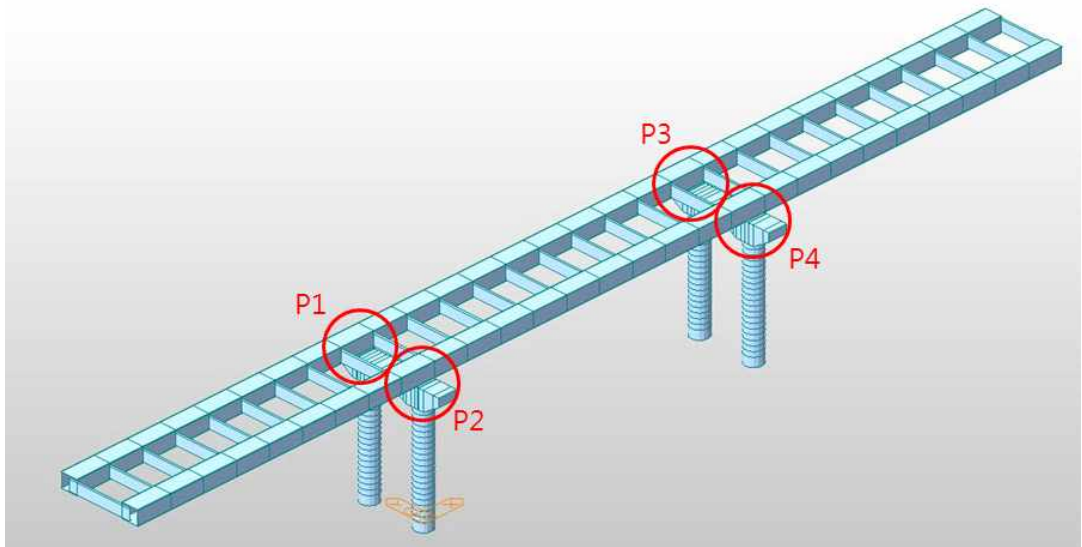


그림 4.1 대상 교량 모델링



## 4.2.1 El Centro Site 지진파 해석

표 4.2는 시간이력해석을 통한 지진파 El Centro Site에 대한 교축방향의 변위, 교각 방향의 변위, 전단력, 모멘트의 결과값을 정리하였다.

**표 4.2 El Centro Site 지진파 시간이력 해석결과 값**

교각 높이		El Centro Site_FPB			
		교축방향 변위	교각방향 변위	전단력	모멘트
14 m	P1	0.04613	0.00121	1222.59	14592.89
	P2	0.04652	0.00127	1206.24	14586.73
	P3	0.03008	0.00126	756.83	11938.35
	P4	0.03008	0.00123	756.95	11964.98
16 m	P1	0.05393	0.00179	1021.28	21162.06
	P2	0.05391	0.00181	1023.42	21145.58
	P3	0.03637	0.0018	649.41	18889.4
	P4	0.03636	0.00181	649.18	18927.31
18 m	P1	0.05996	0.00201	865.64	27206.6
	P2	0.05994	0.00201	864.33	27209.92
	P3	0.04775	0.00207	602.58	25363.99
	P4	0.04781	0.00207	601.32	25377.26
교각 높이		El Centro Site_LRB			
		교축방향 변위	교각방향 변위	전단력	모멘트
14 m	P1	0.02282	0.00083	694.15	7890.85
	P2	0.02281	0.00083	694.14	7895.38
	P3	0.02255	0.00096	700.68	8738.92
	P4	0.02255	0.00097	700.94	8722.42
16 m	P1	0.03114	0.00108	603.05	8072.91
	P2	0.03114	0.00107	603.23	8067.2
	P3	0.03148	0.0011	610.36	8827.32
	P4	0.03149	0.00109	610.23	8796.98
18 m	P1	0.03553	0.00113	484.63	7628.25
	P2	0.03552	0.00113	484.79	7616.13
	P3	0.03594	0.00117	490.81	7802.8
	P4	0.03595	0.00118	490.66	7822.84

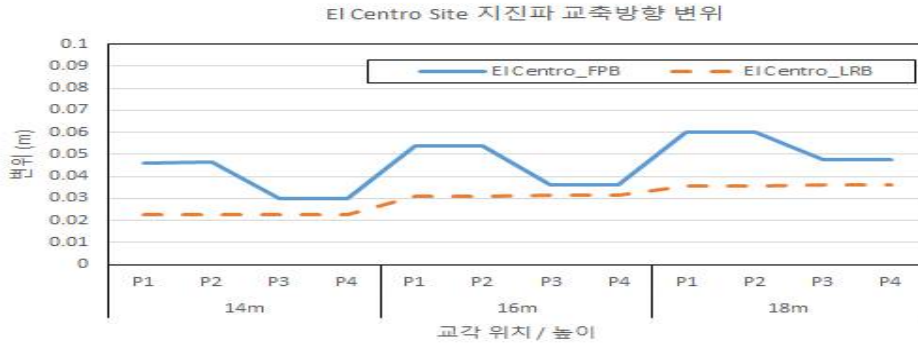


그림 4.2 EI Centro Site 지진파 교축방향 변위

그림 4.2와 같이 교축방향의 변위는 마찰진자 받침과 납-고무받침에서 높이가 높아질수록 변위가 증가하는 경향이 나타났으며, 마찰진자 받침에서는 P1, P2보다 P3, P4의 약 0.6~0.8배 정도의 변위가 감소하는 반면, 납-고무받침에서는 P1, P2와 P3, P4의 변위는 거의 일정한 경향이 나타났다. 또한 마찰진자 받침에서의 P1, P2는 납-고무받침에서보다 약 1.7~2배의 높은 변위 값이 나타났다.

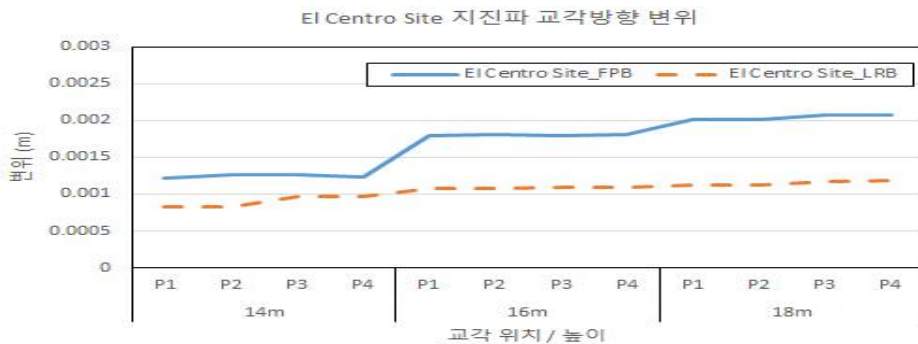


그림 4.3 EI Centro Site 지진파 교각방향 변위

그림 4.3과 같이 교각방향의 변위는 마찰진자 받침과 납-고무받침의 높이가 높아질수록 변위가 증가하는 경향이 나타났으며, 두 받침의 받침부의 변위는 거의 일정하게 나타났다. 하지만 교각방향의 변위는 마찰진자 받침은 높이가 증가하면서 급격하게 증가한 반면, 납-고무받침에서는 완만하게 증가하였다.

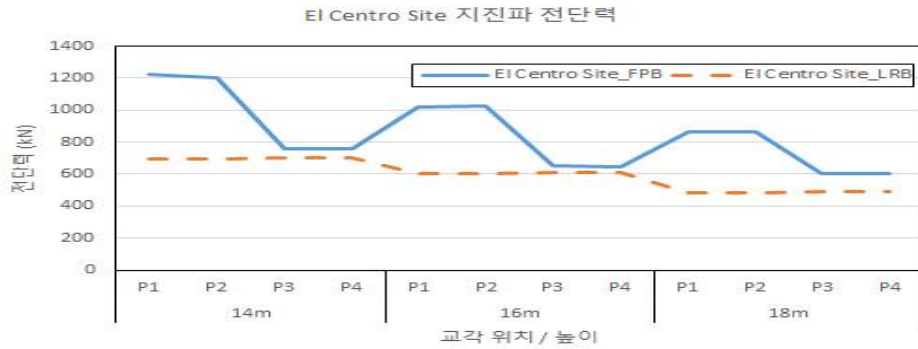


그림 4.4 El Centro Site 지진파 받침부 전단력

그림 4.4와 같이 받침부의 전단력은 마찰진자 받침과 납-고무받침에서 높이가 높아질수록 감소하는 경향이 나타났으며, 마찰진자 받침에서는 P1, P2보다 P3, P4의 0.6~0.7배 정도 낮아지는 반면, 납-고무받침에서는 P1, P2와 P3, P4의 변위는 거의 일정한 경향이 나타났다. 또한 P1, P2에서의 전단력은 마찰진자 받침이 납-고무받침보다 약 1.8~2배가량 높았다.

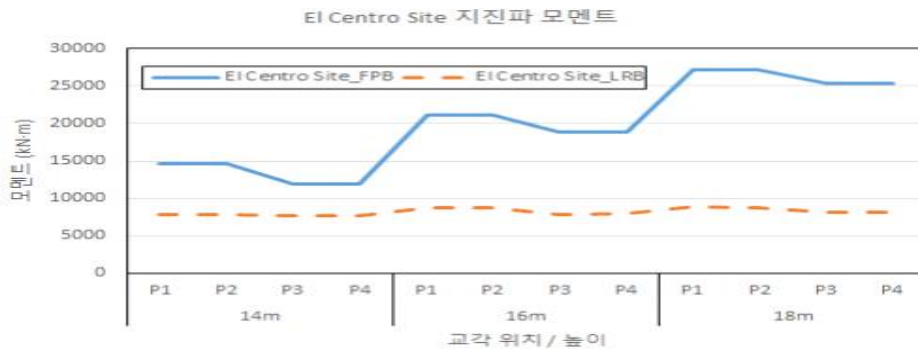
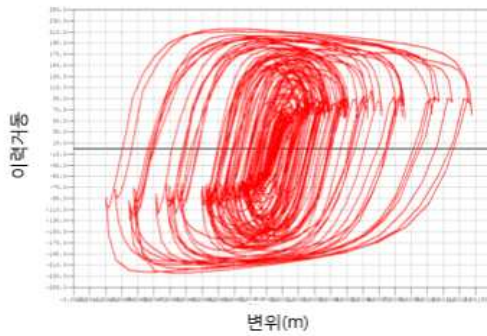


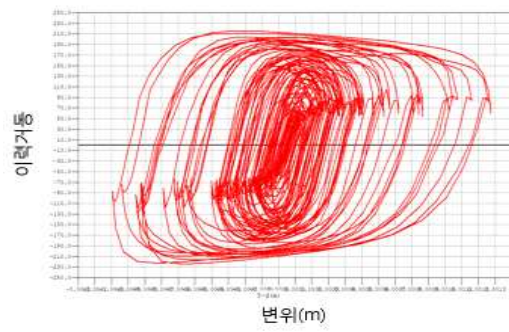
그림 4.5 El Centro Site 지진파 받침부 모멘트

그림 4.5와 같이 받침부의 모멘트는 마찰진자 받침과 납-고무받침에서 높이가 높아질수록 증가하는 경향이 나타났으며, 마찰진자 받침에서는 P1, P2보다 P3, P4의 약 0.8~0.9배 정도의 변위가 감소하였으며, 납-고무받침에서는 변위는 일정한 경향이 나타났다. 마찰진자 받침에서는 높이가 높아지면서 급격하게 증가하는 반면, 납-고무받침에서는 완만하게 증가하는 경향을 나타냈다.

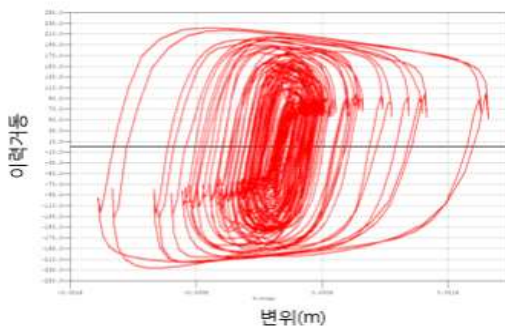
그림 4.6은 마찰진자 받침(FPB)의 P1, P2와 P3, P4의 이력거동의 그래프이다.



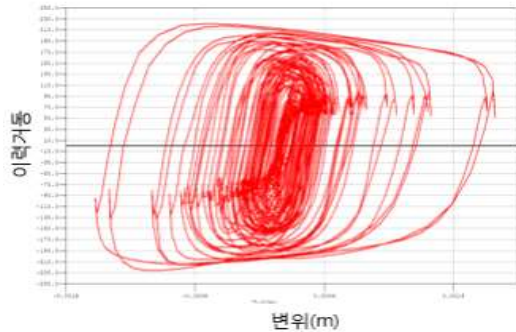
14m P1, P2



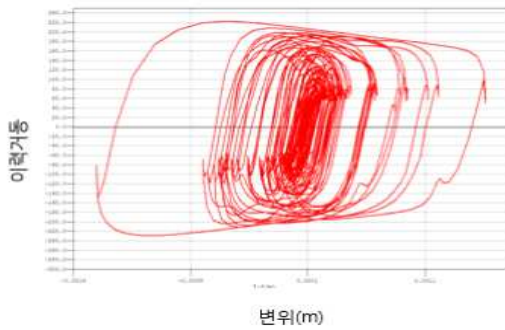
14m P3, P4



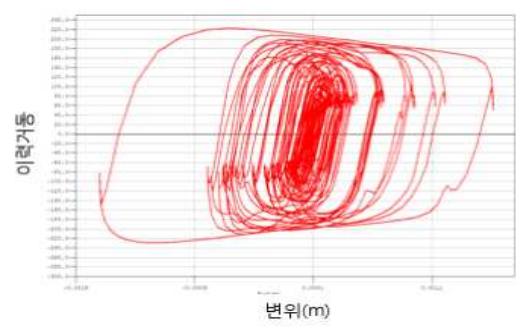
16m P1, P2



16m P3, P4



18m P1, P2



18m P3, P4

그림 4.6 El Centro Site 지진파 마찰진자 받침 이력거동

그림 4.7은 마찰진자 받침(FPB)의 P1, P2와 P3, P4의 변위 시간이력 그래프이다.

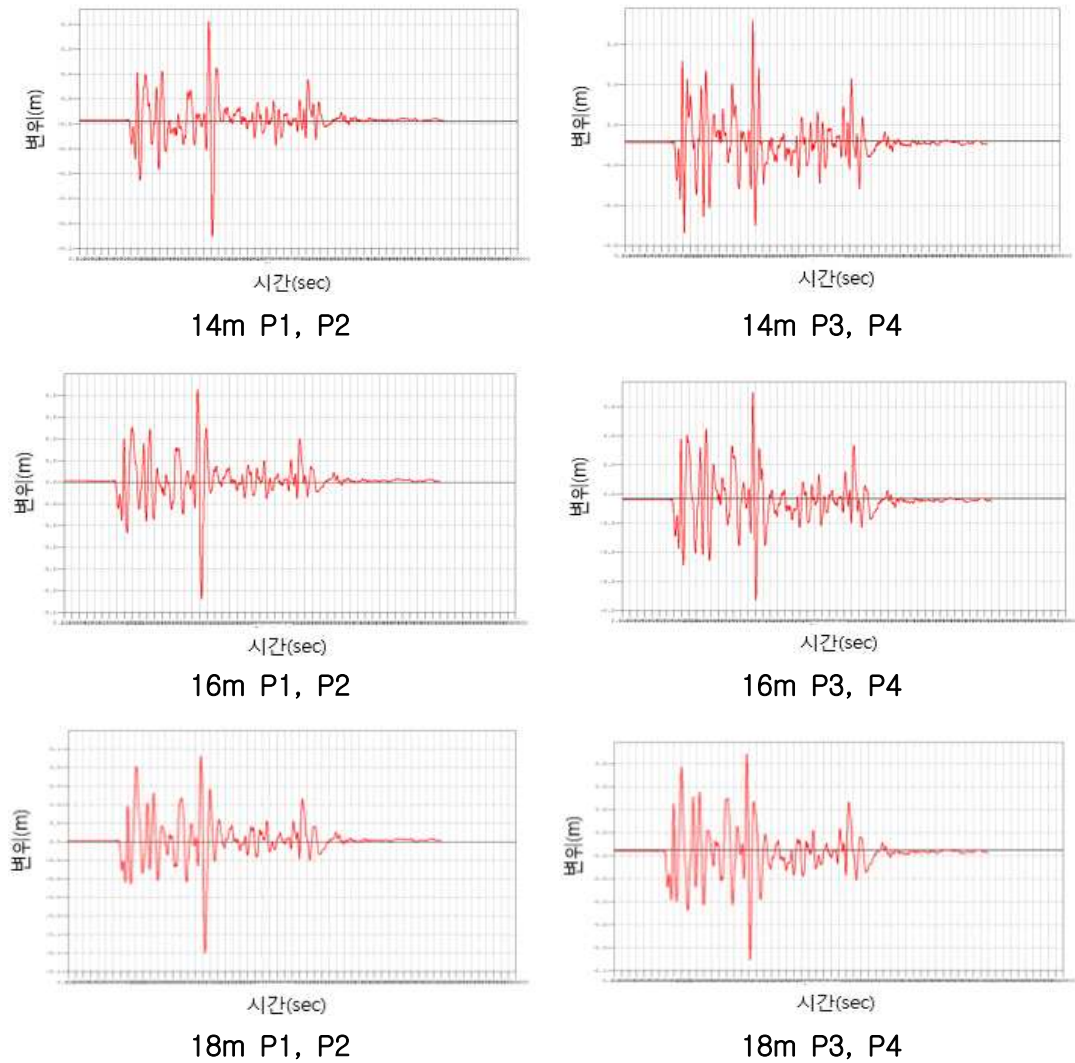
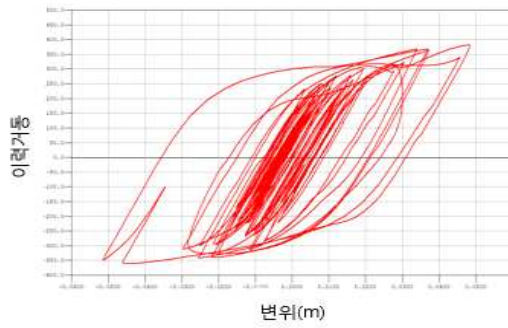
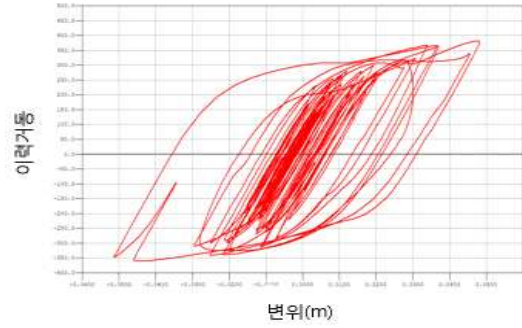


그림 4.7 El Centro Site 지진파 마찰진자 받침 변위 시간이력 그래프

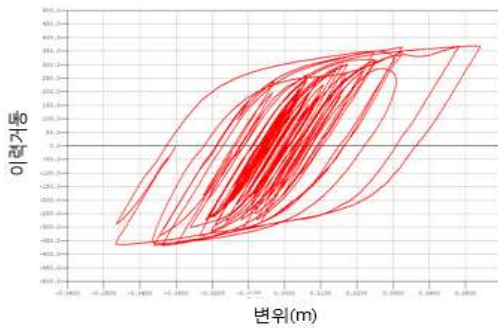
그림 4.8은 남-고무받침(LRB)의 P1, P2와 P3, P4의 이력거동의 그래프이다.



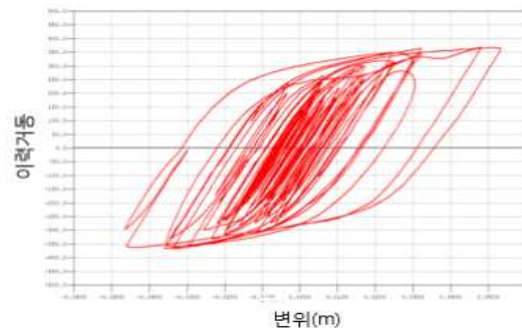
14m P1, P2



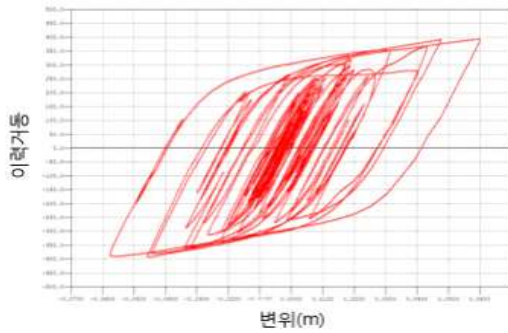
14m P3, P4



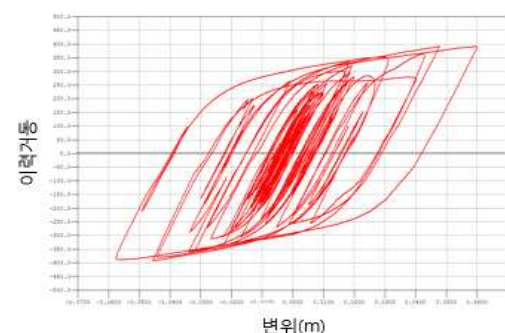
16m P1, P2



16m P3, P4



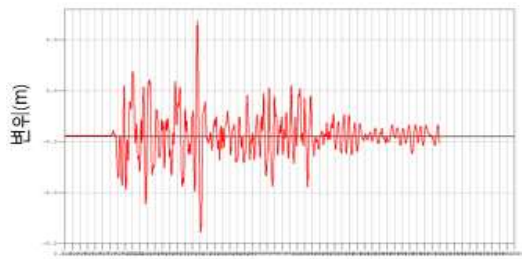
18m P1, P2



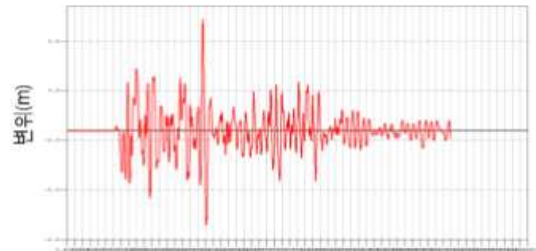
18m P3, P4

그림 4.8 티 Centro Site 지진파 남-고무받침 이력거동

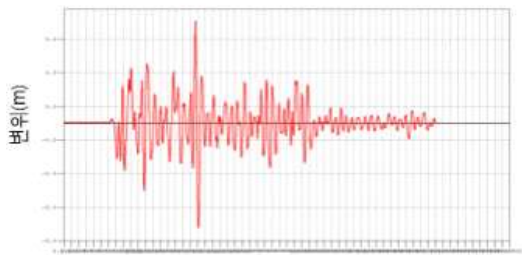
그림 4.9는 남-고무받침(LRB)의 P1, P2와 P3, P4의 변위 시간이력 그래프이다.



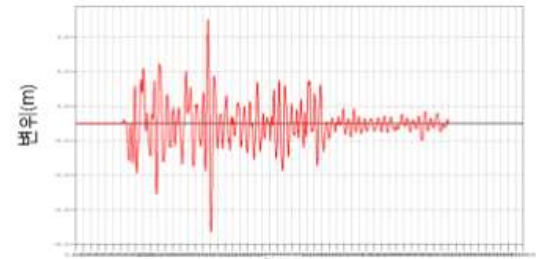
14m P1, P2



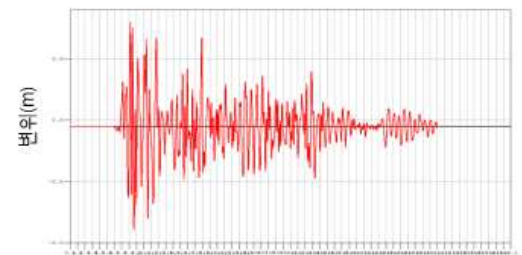
14m P3, P4



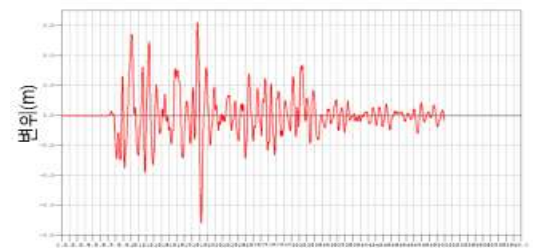
16m P1, P2



16m P3, P4



18m P1, P2



18m P3, P4

그림 4.9 El Centro Site 지진파 남-고무받침 변위 시간이력 그래프

## 4.2.2 San Fernando 지진파 해석

표 4.3은 시간이력해석을 통한 지진파 San Fernando에 대한 교축방향의 변위, 교각 방향의 변위, 전단력, 모멘트의 결과값을 정리하였다.

**표 4.3 San Fernando 지진파 시간이력 해석결과 값**

교각 높이		San Fernando_FPБ			
		교축방향 변위	교각방향 변위	전단력	모멘트
14 m	P1	0.03917	0.00107	1045.22	9105.33
	P2	0.03904	0.00107	1030.98	9150.49
	P3	0.0289	0.00118	790.77	10564.26
	P4	0.02891	0.00119	790.72	10599.8
16 m	P1	0.04423	0.00139	853.5	11553.18
	P2	0.04373	0.0014	840.97	11597.08
	P3	0.03413	0.00148	667.6	12113.44
	P4	0.03414	0.00148	668.8	12164.23
18 m	P1	0.04822	0.00148	730.92	13755.82
	P2	0.04772	0.00149	724.66	13688.94
	P3	0.03911	0.00151	585.63	15424.11
	P4	0.03912	0.00152	586.36	15380.5
교각 높이		San Fernando_LRB			
		교축방향 변위	교각방향 변위	전단력	모멘트
14 m	P1	0.02257	0.00076	615.16	5013.01
	P2	0.02257	0.00076	614.97	5027.81
	P3	0.02284	0.00084	607.85	5463.56
	P4	0.02283	0.00084	608.08	5434.82
16 m	P1	0.02951	0.00085	587.11	5951.38
	P2	0.02951	0.00085	586.96	5946.56
	P3	0.02986	0.00089	580.18	6230.29
	P4	0.02986	0.0009	580.6	6234.86
18 m	P1	0.03315	0.00104	488.06	6894.33
	P2	0.03314	0.00107	487.72	6894.33
	P3	0.03357	0.00105	481.66	6911.29
	P4	0.03357	0.00107	482.04	6914.34



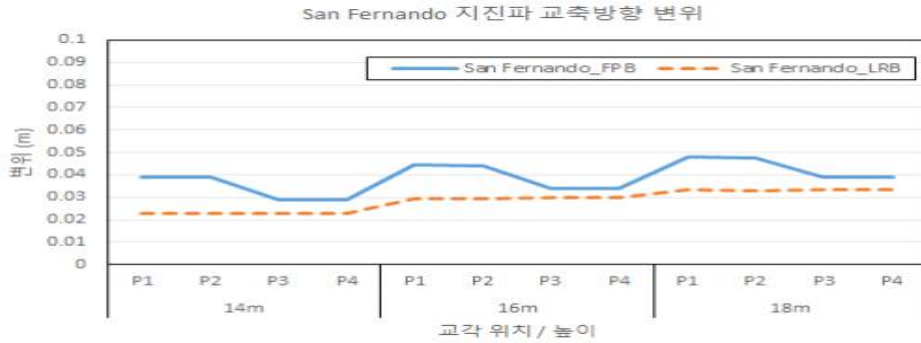


그림 4.10 San Fernando 지진파 교축방향 변위

그림 4.10은 교축방향의 변위는 마찰진자 받침과 납-고무받침에서 높이가 높아질수록 변위가 증가하는 경향이 나타났으며, 마찰진자 받침에서는 P1, P2보다 P3, P4의 0.7~0.8배 정도의 변위가 변하는 반면, 납-고무받침에서의 변위는 일정한 경향이 나타났다.

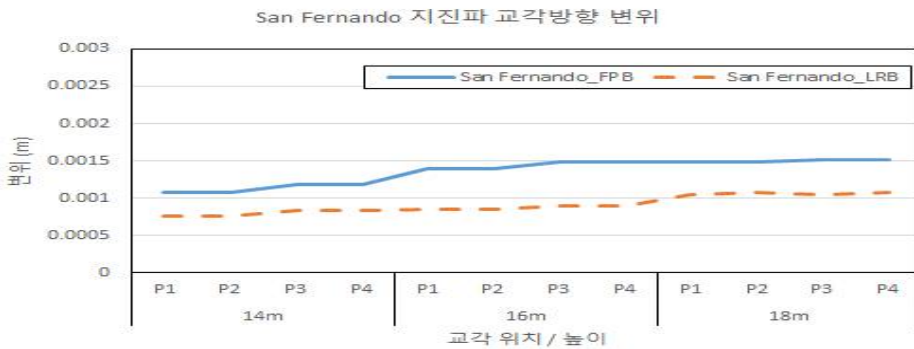


그림 4.11 San Fernando 지진파 교각방향 변위

그림 4.11은 교각방향의 변위는 마찰진자 받침과 납-고무받침의 높이가 높아질수록 변위가 증가하는 경향이 나타났으며, 두 받침의 P1, P2, P3, P4의 변위는 일정하게 나타났다. 하지만 교각방향의 변위는 마찰진자 받침은 16m에서 납-고무받침은 18m에서 급격하게 증가하는 경향을 보였다.

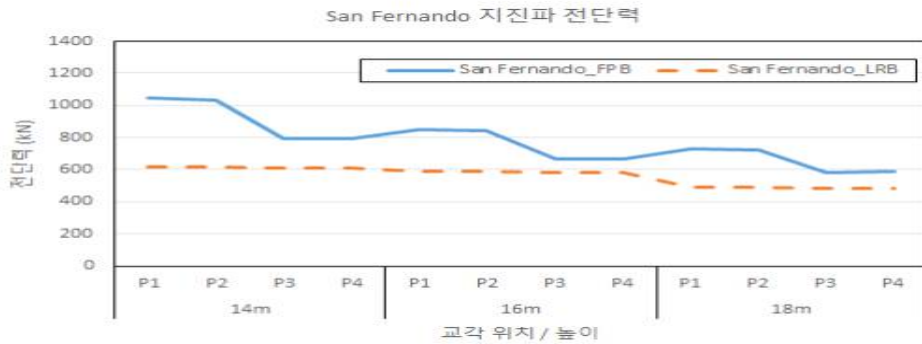


그림 4.12 San Fernando 지진파 전단력

그림 4.12는 받침부의 전단력은 마찰진자 받침과 납-고무받침에서 높이가 높아질수록 감소하는 경향이 나타났으며, 마찰진자 받침에서는 P1, P2보다 P3, P4의 0.7~0.8배 정도 낮아지는 반면, 납-고무받침에서는 변위는 일정한 경향이 나타났다. 또한 높이가 증가함에 따라 전단력은 마찰진자 받침과 납-고무받침은 약 0.8~0.9배 정도 낮아졌다.

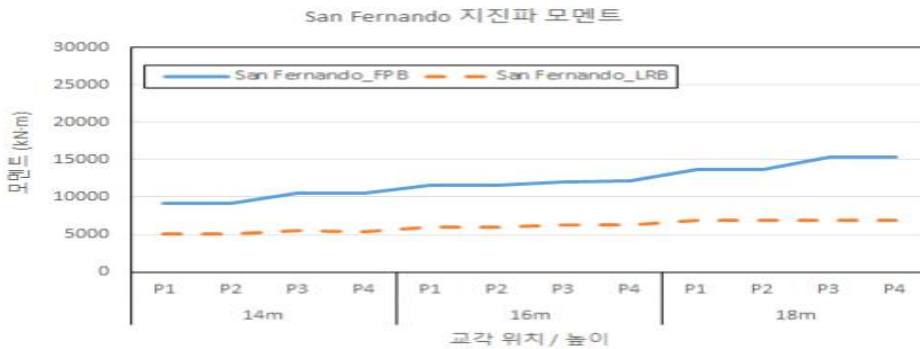
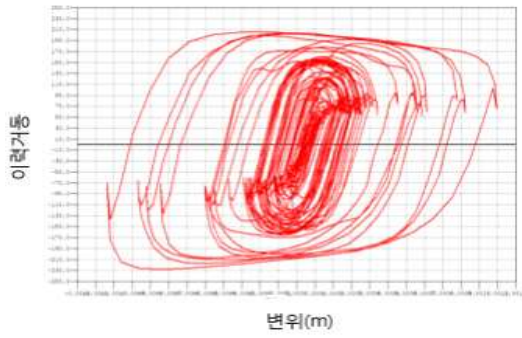


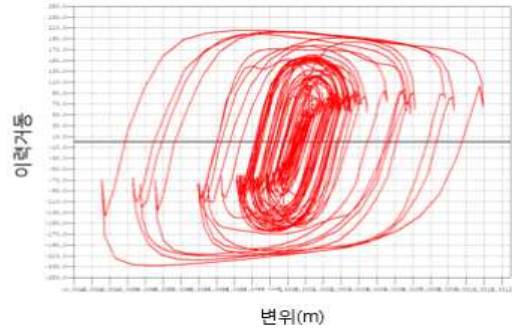
그림 4.13 San Fernando 지진파 모멘트

그림 4.13은 받침부의 모멘트는 마찰진자 받침과 납-고무받침에서 높이가 높아질수록 증가하는 경향이 나타났으며, 마찰진자 받침에서는 높이가 높아질수록 약 1.2배 증가하는 반면, 납-고무받침에서는 완만하게 증가하는 경향을 나타냈다.

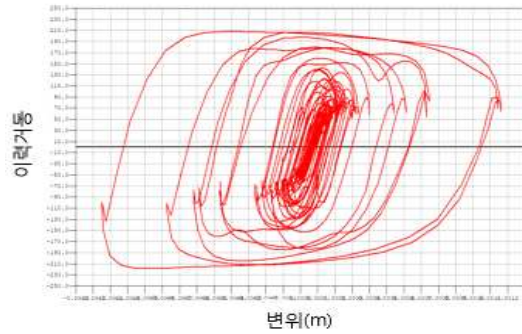
그림 4.14는 마찰진자 받침(FPB)의 P1, P2와 P3, P4의 이력거동의 그래프이다.



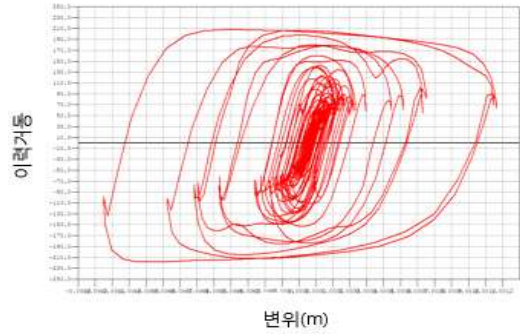
14m P1, P2



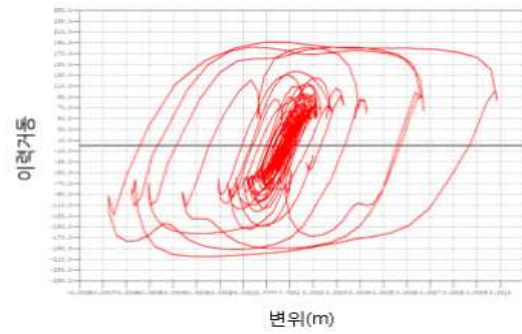
14m P3, P4



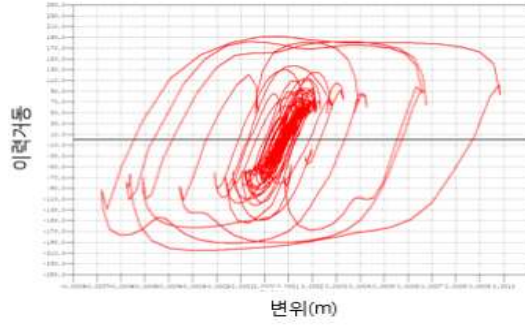
16m P1, P2



16m P3, P4



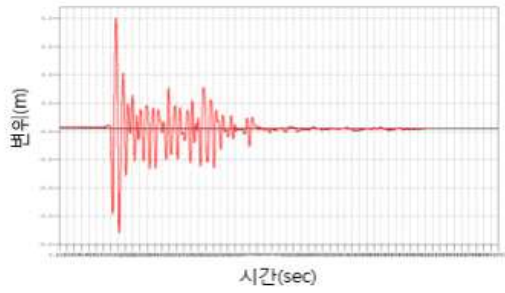
18m P1, P2



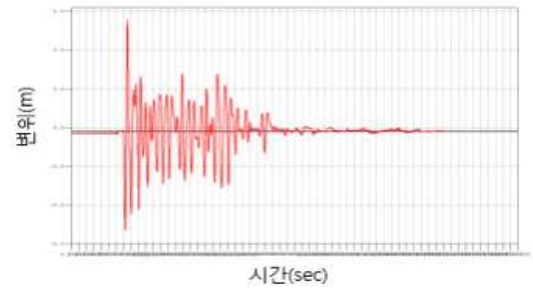
18m P3, P4

그림 4.14 San Fernando 지진파 마찰진자 받침 이력거동

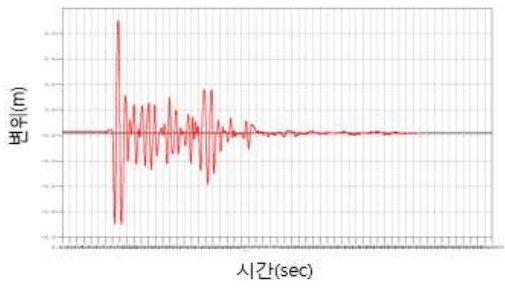
그림 4.15는 마찰진자 받침(FPB)의 P1, P2와 P3, P4의 변위 시간이력 그래프이다.



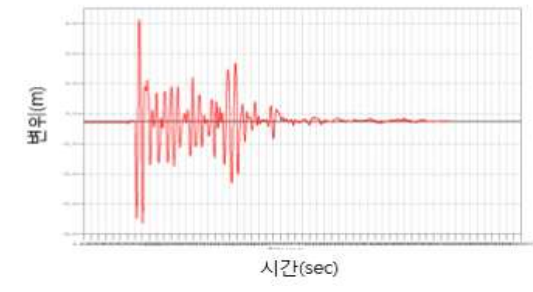
14m P1, P2



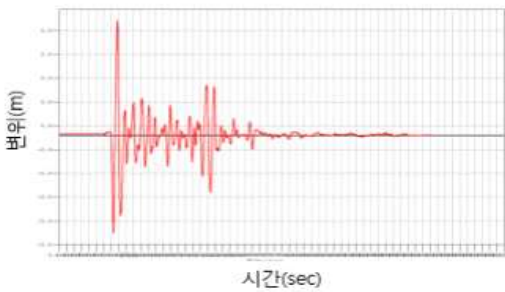
14m P3, P4



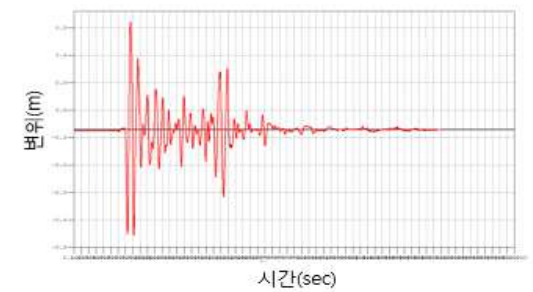
16m P1, P2



16m P3, P4



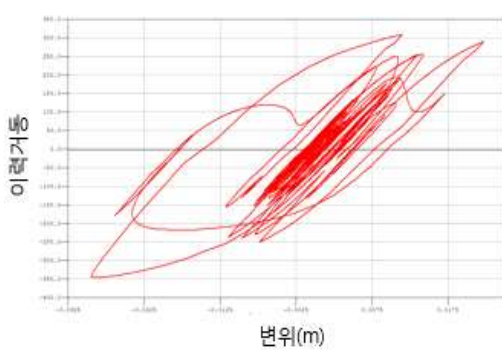
18m P1, P2



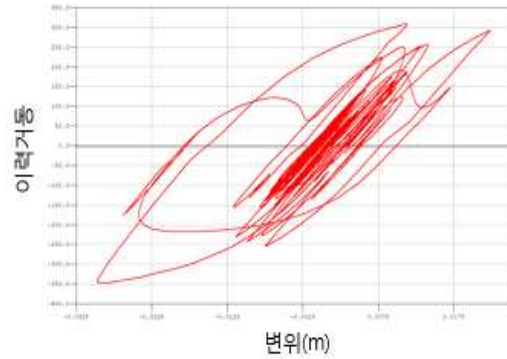
18m P3, P4

그림 4.15 San Fernando 지진파 마찰진자 받침 변위 시간이력 그래프

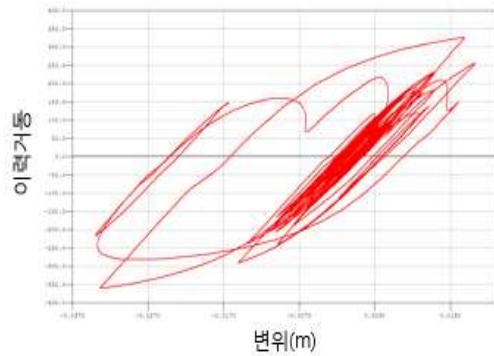
그림 4.16은 납-고무받침(LRB)의 P1, P2와 P3, P4의 이력거동의 그래프이다.



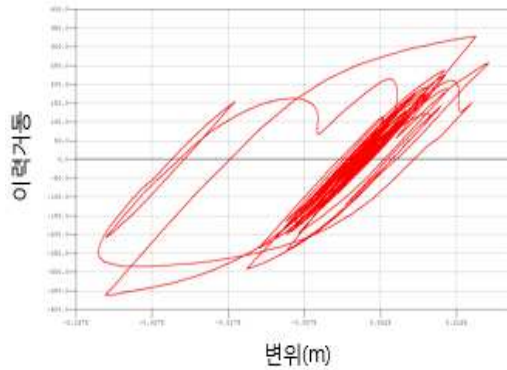
14m P1, P2



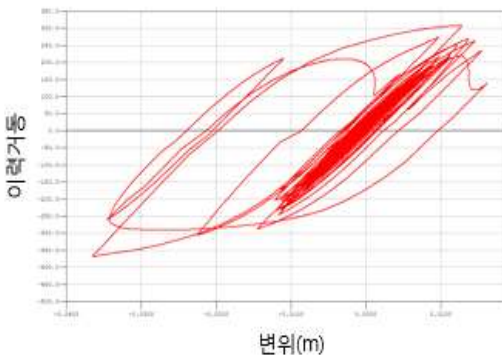
14m P3, P4



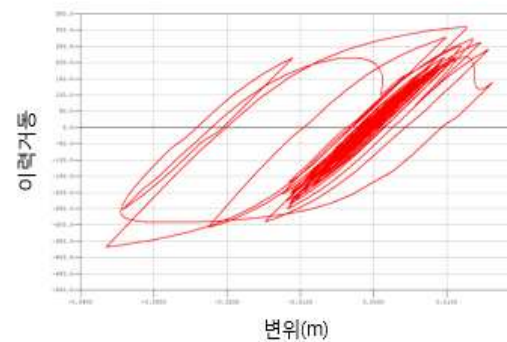
16m P1, P2



16m P3, P4



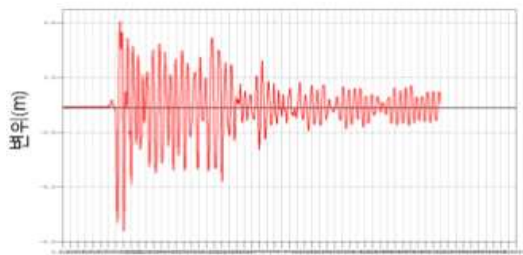
18m P1, P2



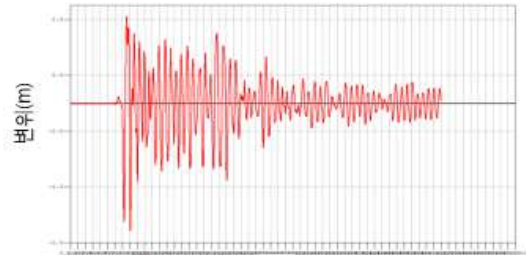
18m P3, P4

그림 4.16 San Fernando 지진파 납-고무받침 이력거동

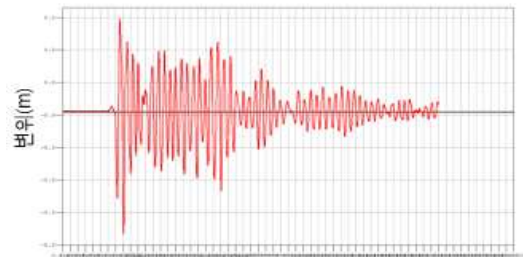
그림 4.17는 납-고무받침(LRB)의 P1, P2와 P3, P4의 변위 시간이력 그래프이다.



14m P1, P2



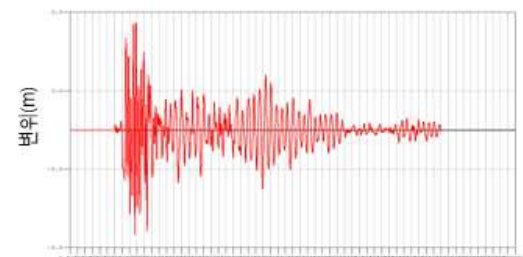
14m P3, P4



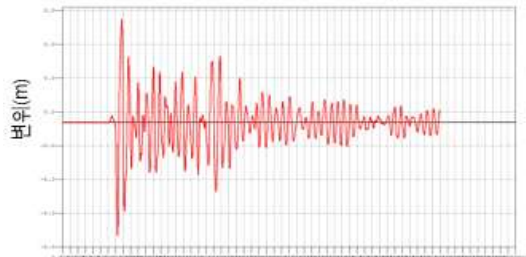
16m P1, P2



16m P3, P4



18m P1, P2



18m P3, P4

그림 4.17 San Fernando 지진파 납-고무받침 변위 시간이력 그래프

### 4.2.3 Mexico City 지진파 해석

표 4.4는 시간이력해석을 통한 지진파 Mexico City에 대한 교축방향의 변위, 교각방향의 변위, 전단력, 모멘트의 결과값을 정리하였다.

**표 4.4 Mexico City 지진파 시간이력 해석결과 값**

교각 높이		Mexico City_FPB			
		교축방향 변위	교각방향 변위	전단력	모멘트
14 m	P1	0.01516	0.00068	471.59	3409.16
	P2	0.0152	0.00067	472	3422.52
	P3	0.01467	0.00068	396.05	2927.9
	P4	0.01467	0.00069	395.8	2932.47
16 m	P1	0.02417	0.0008	452.57	3805.41
	P2	0.02419	0.00081	454.24	3817.51
	P3	0.02245	0.00081	397.13	3381.54
	P4	0.02245	0.00082	397.57	3382.17
18 m	P1	0.03546	0.00092	437.22	4675.5
	P2	0.03547	0.00098	438.14	4679.05
	P3	0.03244	0.00098	374.4	3598.37
	P4	0.03244	0.00092	374.38	3593.01
교각 높이		Mexico City_LRB			
		교축방향 변위	교각방향 변위	전단력	모멘트
14 m	P1	0.0121	0.00065	368.88	3437.72
	P2	0.0121	0.00065	345.15	3444.2
	P3	0.01184	0.00065	298.03	3208.35
	P4	0.01183	0.00064	298.08	3213.95
16 m	P1	0.01581	0.00078	292.62	3515.41
	P2	0.01581	0.00079	292.62	3522.08
	P3	0.01547	0.00078	286.58	3280.26
	P4	0.01547	0.00079	286.61	3282.21
18 m	P1	0.02365	0.00092	261.69	3923.64
	P2	0.02365	0.00093	261.84	3934.29
	P3	0.02323	0.00092	255.14	3541.79
	P4	0.02323	0.00094	255.1	3542.78



그림 4.18 Mexico City 지진파 교축방향 변위

그림 4.18은 교축방향의 변위는 마찰진자 받침과 납-고무받침에서 높이가 높아질수록 변위가 증가하는 경향이 나타났으며, 마찰진자 받침과 납-고무받침에서는 P1, P2, P3, P4의 변위는 일정한 경향이 나타났다. 또한 마찰진자 받침에서의 P1, P2는 납-고무받침에서보다 약 1.7~2배의 높은 변위 값이 나타났다.



그림 4.19 Mexico City 지진파 교각방향 변위

그림 4.19는 교각방향의 변위는 마찰진자 받침과 납-고무받침의 높이가 높아질수록 변위가 증가하는 경향이 나타났으며, 두 받침의 받침부의 변위는 거의 일정하게 나타났다. 하지만 교각방향의 변위는 마찰진자 받침은 높이가 증가하면서 급격하게 증가한 반면, 납-고무받침에서는 완만하게 증가하였다.



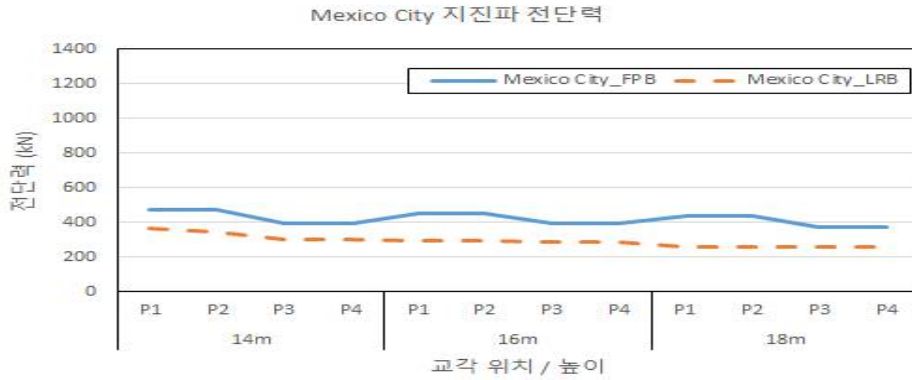


그림 4.20 Mexico City 지진파 전단력

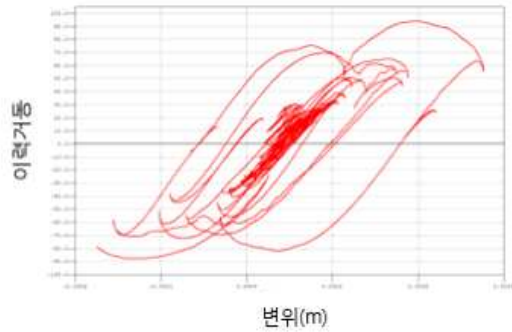
그림 4.20은 받침부의 전단력은 마찰진자 받침과 납-고무받침에서 높이가 높아질수록 감소하는 경향이 나타났으며, 마찰진자 받침에서는 P1, P2보다 P3, P4의 0.85배 정도 낮아지는 반면, 납-고무받침에서는 변위는 일정한 경향이 나타났다. 또한 높이가 증가함에 따라 전단력은 마찰진자 받침과 납-고무받침은 약 0.7~0.8배 정도 낮아졌다.



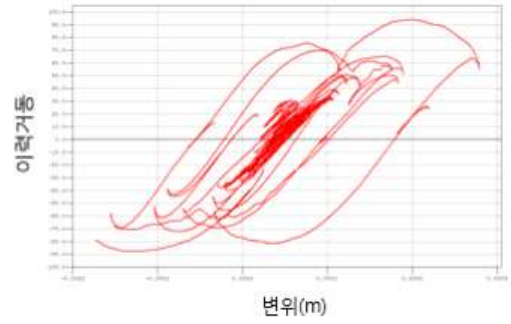
그림 4.21 Mexico City 지진파 모멘트

그림 4.21은 교각방향의 변위는 마찰진자 받침과 납-고무받침의 높이가 높아질수록 변위가 증가하는 경향이 나타났으며, 두 받침의 P1, P2, P3, P4의 변위는 거의 일정하게 나타났다. 또한 교각방향의 변위는 마찰진자 받침과 납-고무받침의 값은 비슷하게 나타났다.

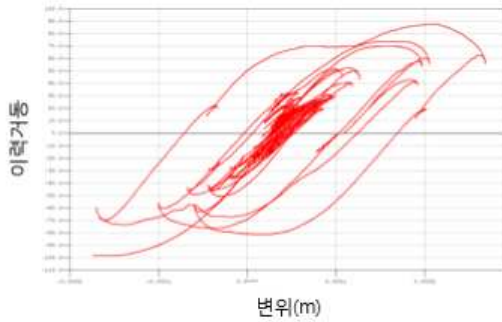
그림 4.22는 마찰진자 받침(FPB)의 P1, P2와 P3, P4의 이력거동의 그래프이다.



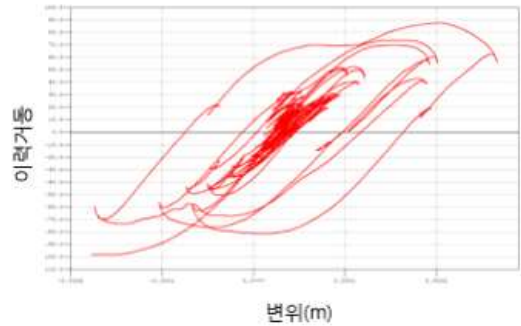
14m P1, P2



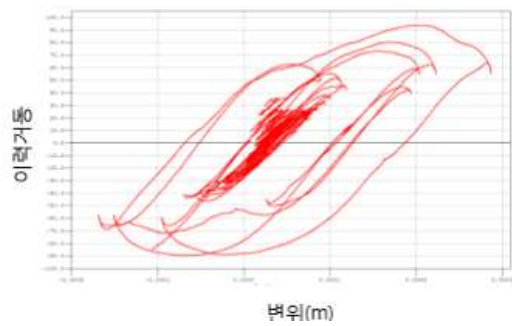
14m P3, P4



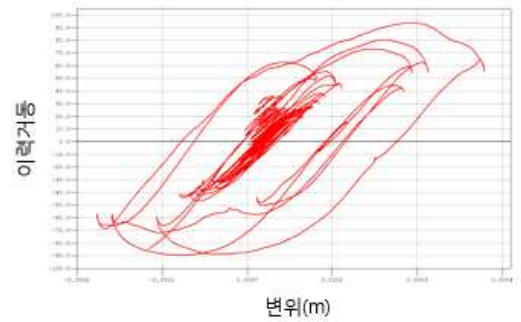
16m P1, P2



16m P3, P4



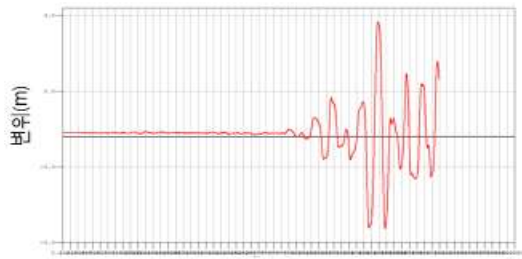
18m P1, P2



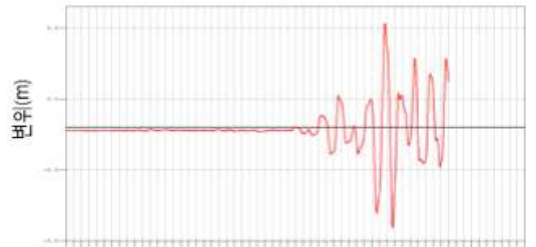
18m P3, P4

그림 4.22 Mexico City 지진파 마찰진자 받침 이력거동

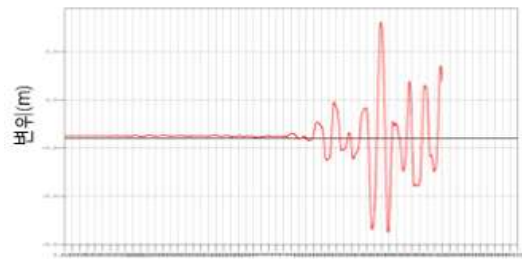
그림 4.23은 마찰진자 받침(FPB)의 P1, P2와 P3, P4의 변위 시간이력 그래프이다.



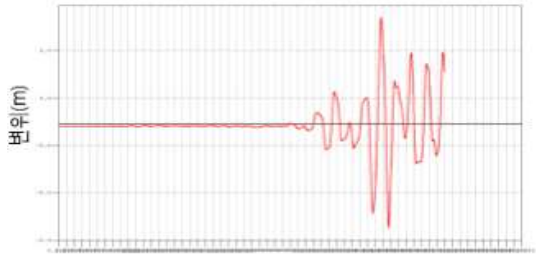
14m P1, P2



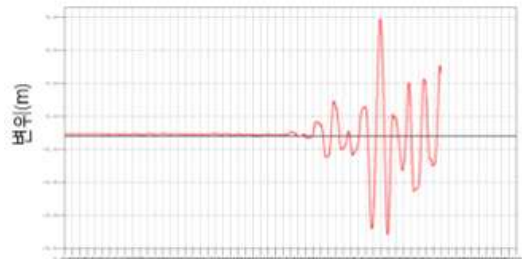
14m P3, P4



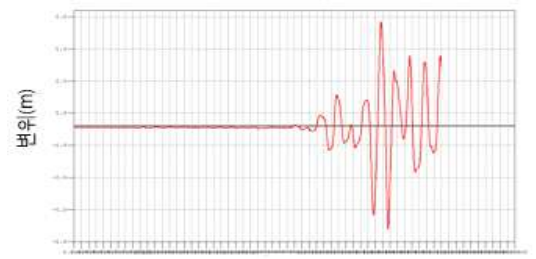
16m P1, P2



16m P3, P4



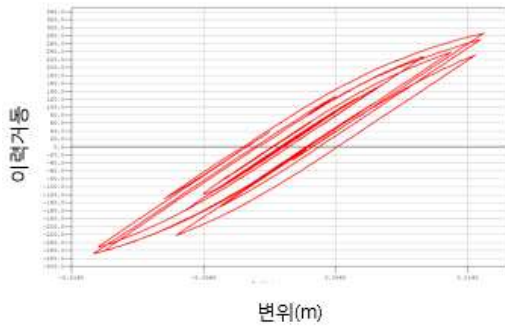
18m P1, P2



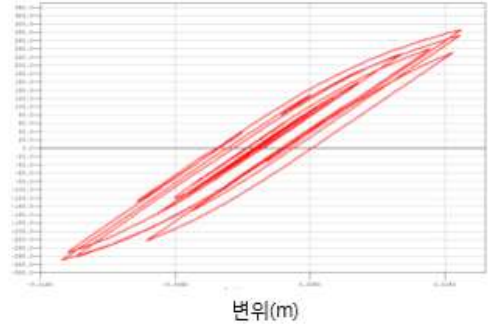
18m P3, P4

그림 4.23 Mexico City 지진파 마찰진자 받침 시간이력 그래프

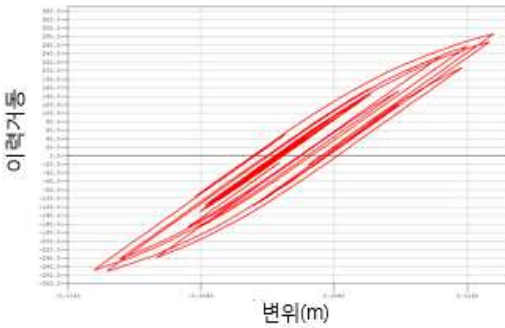
그림 4.24는 납-고무받침(LRB)의 P1, P2와 P3, P4의 이력거동의 그래프이다.



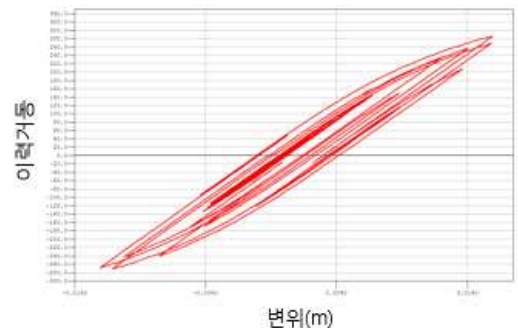
14m P1, P2



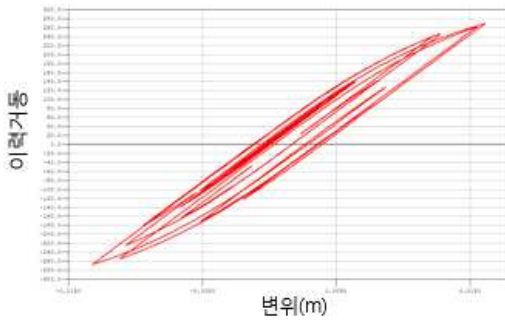
14m P3, P4



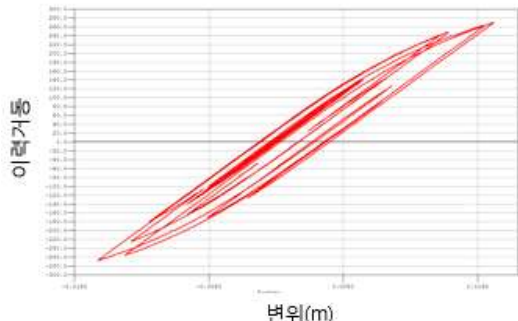
16m P1, P2



16m P3, P4



18m P1, P2



18m P3, P4

그림 4.24 Mexico City 지진파 납-고무받침 이력거동

그림 4.25는 납-고무받침(LRB)의 P1, P2와 P3, P4의 변위 시간이력 그래프이다.

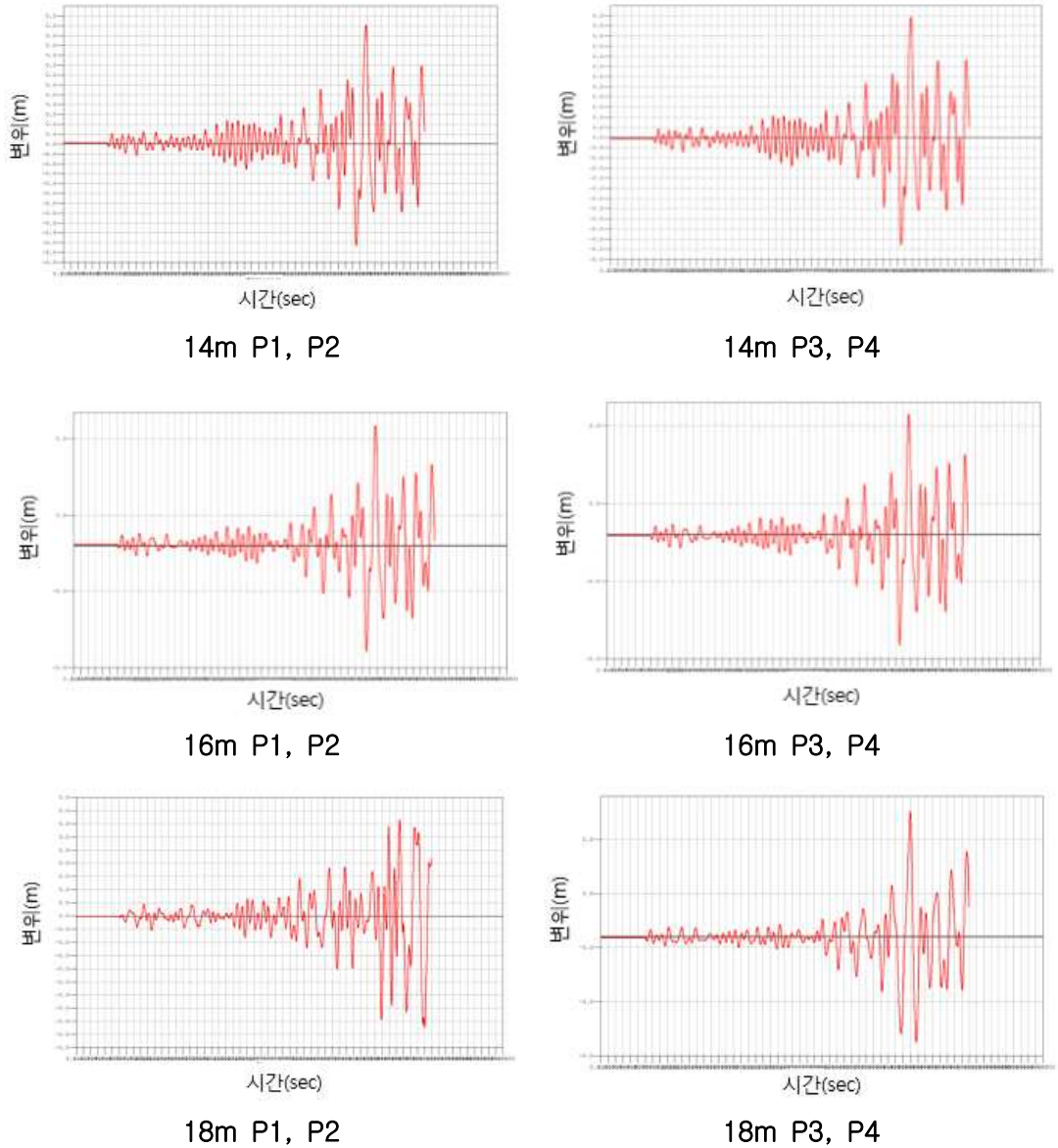


그림 4.25 Mexico City 지진파 납-고무받침 변위 시간이력 그래프

### 4.3 지진파에 따른 결과 분석

조건이 같은 구조물에서 지진파를 변경하여 시간이력 해석 비교 결과 모든 결과값에서 El Centro City, San Fernando, Mexico City 순으로 낮아지는 경향이 나타났다. 이에 따라 표 4.5와 같이 14m 교량의 P1의 시간이력 해석 결과를 정리하여 지진파의 특성에 대해 분석하였다. 그림 4.26부터 그림 4.28은 14m 교량의 P1의 지진파 종류에 따른 변위, 전단력, 모멘트 비교 그래프이다.

표 4.5 14m P1의 시간이력 해석 결과

	마찰진자 받(FPB)		
	El Centro Site	San Fernando	Mexico City
고유진동수	5.62		
교축방향 변위	0.04613	0.03917	0.01516
교각방향 변위	0.00121	0.00107	0.00068
전단력	1222.59	1045.22	471.59
모멘트	14592.89	9105.33	3409.16
	납-고무 받침(LRB)		
	El Centro Site	San Fernando	Mexico City
고유진동수	6.96		
교축방향 변위	0.02282	0.02257	0.0121
교각방향 변위	0.00083	0.00076	0.00065
전단력	694.15	615.16	368.88
모멘트	7802.8	5013.01	3437.72



그림 4.26 14m P1의 교축방향 변위

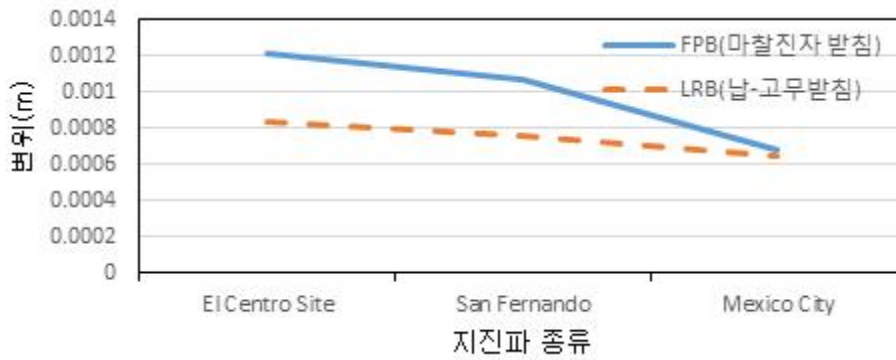


그림 4.27 14m P1의 교각방향 변위

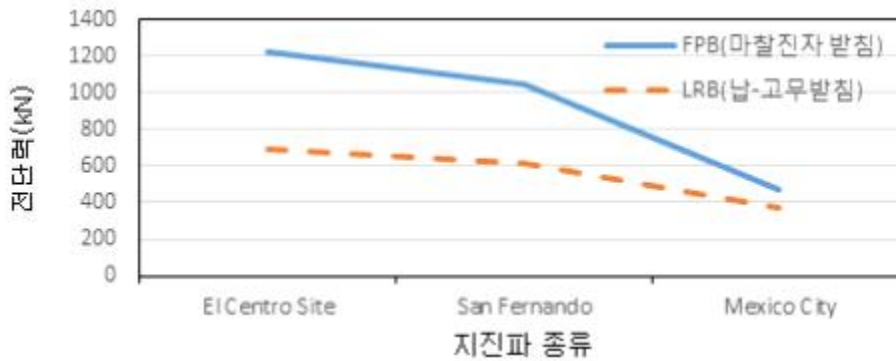


그림 4.28 14m P1의 전단력

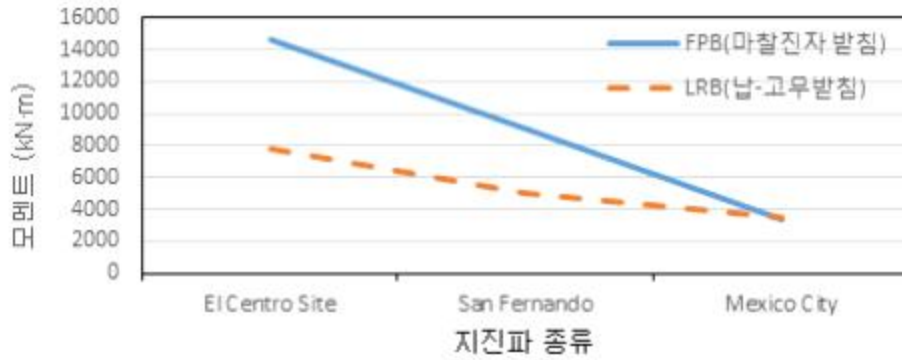
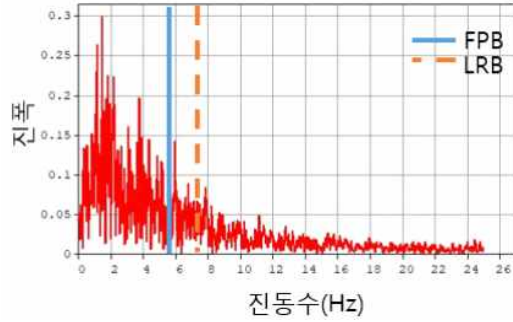


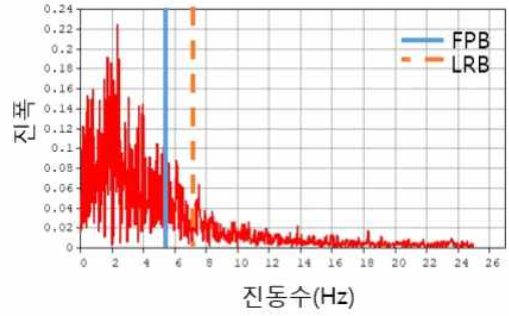
그림 4.26 14m P1의 모멘트

지진파 특성에 따른 해석을 위해 그림 4.30과 같이 지진파를 F.F.T 변환하여 구조물의 고유진동수를 대입하였다. 지진파는 구조물의 고유진동수에 영향을 받았으며, Mexico City 지진파와 같이 구조물의 고유진동수에 도달하지 못하면 시간이력 해석 값이 낮게 발생하는 경향을 보였다.

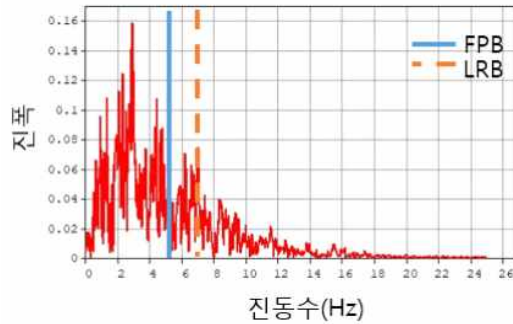




(a) 1940, El Centro Site



(b) 1971, San Fernando



(c) 1985, Mexico City

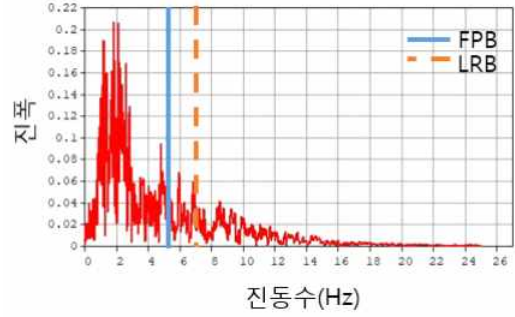


그림 4.30 지진파 F.F.T 그래프 형상

## 제 5 장 결 론

본 논문에서는 범용구조해석 프로그램인 MIDAS Civil을 이용하여 교량 교각부에 비선형 정적해석을 실시한 후 받침부에 면진장치를 적용하여 시간이력해석을 수행하였다. 비선형 정적해석을 통해 부재의 재료비선형적인 특성을 고려한 항복이후에 구조물의 거동과 한계상태를 파악하여 구조물의 보유능력을 산정하고 능력스펙트럼의 원리를 적용하여 내진성능을 평가하였다. 이후 대표적인 면진 장치인 마찰진자받침과 납-고무받침을 적용하여 교량의 내진 성능 향상도를 평가하기 위하여 전단력, 모멘트, 변위를 시간이력해석을 수행하여 교량구조물의 내진성능 정도를 비교하여 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다.

1. 교각의 보유내력과 보유능력은 높이가 증가함에 따라 감소하였고, 지반 종류에 따른 요구능력 값은 지반이 약해질수록 증가하는 것을 확인하였다. 또한 S4 지반에서 성능점이 형성되지 않는 것을 보아 요구 스펙트럼이 능력 스펙트럼 위에 형성되어 교차지점이 생성되지 않은 것이므로 지진하중의 요구내력과 요구내력은 구조물의 보유능력과 보유 내력을 초과한다는 의미로 보강이 필요하다고 판단된다.
2. 시간이력 해석을 수행하여 면진받침을 사용한 모델의 최대 변위보다 비선형 정적 해석에 의한 교각의 연성도 값이 크므로, 구조적 안전성을 충분히 확보하고 있는 것으로 판단된다.
3. 마찰진자 받침과 납-고무받침의 시간이력해석 비교 결과 마찰진자 받침에 비하여 납-고무받침은 교축방향의 변위는 최대 2배, 교각방향의 변위는 최대 1.5배, 전단력은 최대 2배, 모멘트는 최대 1.9배 낮은 결과가 나타나 대상 교량에서는 납-고무받침이 보다 더 우수한 면진받침으로 판단된다.
4. 높이에 따른 시간이력해석 비교결과 높이가 높아짐에 따라 변위 및 모멘트의 값은 증가하였다. 이는 교각의 높이가 높아짐에 따라 내진성능 및 안전성이 저하하며, 이에 따른 최적의 설계 또는 받침에 대한 보강이 필요하다고 판단된다.

5. 지진파에 대한 시간이력해석 비교 결과 지진파는 구조물의 고유진동수에 따라 영향을 받는 것을 알 수 있다. 따라서 설계시 다양한 지진파에 대해 구조물의 안정성에 대해 평가할 필요가 있다.

## 참 고 문 헌

1. 건설부(1979), “도로교 하부구조 표준설계도”
2. 건설교통부(1992), “내진설계 도로교 표준시방”
3. 건설교통부(2001), “도로교 설계 편람”
4. 김대곤, 이상훈, 김대영, 박철림(1998), “적층고무베어링과 납-고무베어링의 내진 성능에 관한 실험적 평가.” 한국지진공학회 논문집. 제 2권 제4호, pp53-62.
5. 김동욱(2005), “기존 교량의 면진받침을 적용한 안정성 확보 연구.” 한양대학교 공학대학원 석사학위 논문.
6. 김용주(2001), “구조물의 성능평가를 위한 비선형 직접 스펙트럼법”, 석사학위논문, 동아대학교.
7. 김태현(2013), “pushover 해석을 이용한교각의 내진성능 평가”, 석사학위논문, 상지대학교.
8. 구경희, 이재한(1998), “유봉 면진용 고감쇠 적층 고무베어링의 성능특성 실험 및 비선형 거동해석”, 한국 지진공학회 논문집 제2권 제4호, pp73-85.
9. 국토교통부(2016), “도로교설계기준(한계상대설계법)”
10. 대한토목학회(1996), “내진설계시 특별 고려사항”, 콘크리트표준시방서
11. (주)마이다스아이티, “마이다스로 배우는 교량 구조실무“
12. (주)마이다스아이티, “면진받침이 설치된 교량의 비선형 시간이력해석“
13. 민경원, 김형섭(2003), “지진하중을 받는 구조물의 성능에 기초한 마찰감쇠기 설계.”, 한국지진공학회 논문집, 제7권 제6호, pp .365-371.
14. 박상철(2004), “면진받침을 이용한 교량구조물의 내진성능 평가 연구”, 전남대학교 석사학위 논문.
15. 박우상(1993), “집중변수법을 이용한 비선형 면진구조시스템의 동적 거동해석”, 서울대학교 석사학위 논문.
16. 오순택, 김영석(1998), “교량에 설치된 마찰 단진자 시스템의 지진하중에 의한 거동 연구”., 한국지진공학회 논문집 제2권 제2호, pp. 13-22.
17. 윤성환, 이병국, 박대호(2008), “수정된 능력스펙트럼법을 이용한 철근콘크리트 기둥의 성능평가”, 대한토목학회 정기 학술대회, pp.2565-2568.
18. 윤정방, 정우정, 김남식, 김두훈(1997), “기초격리된 구조물의 내진성능평가를 위한

실험기법.” 한국 지진공학회 논문집. 제 1권 제4호, pp.45-58.

19. 이영재, 장형규(2009), “FPB가 교량의 내진성능향상에 미치는 영향”, 경북대학교 부설 건설기술연구소 건설논총 제16집, pp. 87-102.
20. 이영재(2010), “합성 교량의 면진받침 내진성능평가에 관한 연구”. 경북대학교 부설 건설기술연구소 건설논총 제17집, pp.39-63.
21. 이호중(1998), “감진장치를 고려한 교량의 내진해석”, 서울대학교 석사학위논문.
22. 정길수, 김진상(2008), “보통모멘트골조의 Pushover해석을 이용한 내진성능평가에 관한 연구”, 인제대학교 인제총논, pp.377-398
23. 정명채, 조우람, 김홍건(2002), “능력스펙트럼법에 의한 복층 래티스돔의 성능점 산정에 관한 연구”, 전주대학교 학술논문집, pp.277-285.
24. 정우정(1998), “지진격리장치를 이용한 구조물의 내진성능향상에 대한 실험적 연구”, 한국과학기술원 박사학위논문.
25. 한규승(1999), “면진용 교좌장치의 거동 특성과 비교 분석”, 성균관대 석사학위 논문.
26. 한동훈, 송호산(2008), “국내 내진기준에 의해 설계된 RC 구조물의 내진성능평가”, 대한건축학회 학술발표대회 논문집, pp.65-68.
27. 황인호, 신호재, 김동우, 이종세(2006), “자력을 이용한 마찰진자 베어링의 면진성능.”, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 93-96.
28. AASHTO(1991), “Guide Specifications for Seismic Requirements for Highway Bridge”.
29. AASHTO(1996), “Interim Revisions to the STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES”
30. Fujita, “Experimental Study of Laminated Rubber Bearing for Earthquake kolation of Buildings’ Transaction of JSME, vol. 53
31. G. M. Calvi and Alberto Pavese(1997), “Conceptual design of isolation systems for bridge structures”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 193-218.
32. Gent, A. N.(1964), “Elastic Stability of Rubber Compression Springs”, Journal of Mechanical Engineering Science, vol. 6, No. 4, pp. 318-326.
33. Harnngx, J. A., “On Highly Compressive Helical Springs and Rubber Rods and Their Applrcations to Free Mountings-Part I, II and HI, Philips Research Reports”, 1948-1949
34. Kelly, J. M.(1997), “Earthquake-Resistant Design with Rubber”, Springer-Verlag,

London, England.

35. Ahmadi(1989), “A comparative study of performances of various base isolation systems”, Part I - Shear beam structures, Earthquake eng. struct, dyn. Vol. 18, pp.11-32.
36. R. Guerard, Noel-Leroux, M. Li volant and A. P. Michalopoulos(1985), “Seismic isolation using sliding - elastomer bearing pads”, Nucl. eng. des, Vol. 84, pp. 363-377.
37. Skinner, Robinson, W. H. and Mcveiry(1993), “An Introduction to Seismic Isolation”, Jhon Wiley & Sons.
38. Turkington(1984), “Seismic Design of Bridge on Lead-Rubber Bearing \* Design Procedures for Bridge”, Dynamic Isolation Systems, Berkeley, calif. USA.
39. Turkington(1899), “A Design Method for Bridges on Lead-Rubber Bearings”, J. Struct. Engrg. ASCE, 115(12), pp. 3017-3030.