

공학석사 학위논문

교량의 지진거동에 미치는
영향인자에 관한 연구

지도교수 국 승 규

이 논문을 학위논문으로 제출함



2005년 8월

부경대학교 대학원

토목공학과

김준범

김준범의 공학석사 학위논문을 인준함

2005년 6월 21일

주 심 공학박사 이 동 욱



위 원 공학박사 이 환 우



위 원 공학박사 국 승 규



목 차

그림 목차	ii
표 목차	v
Abstract	vi
1. 서론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
2. 지진하중에 대한 동적해석	3
2.1 운동방정식	3
2.2 지진응답해석법	6
2.2.1 응답스펙트럼해석법	6
2.2.2 시간이력해석법	12
3. 거동계수 산정	16
3.1 해석대상교량	16
3.2 해석모델	18
3.3 비탄성거동특성곡선	19
3.4 인공지진의 모사	22
3.5 거동계수 결정	27
4. 거동계수결정 영향인자	40
4.1 내진설계와 비내진설계	40
4.2 비탄성거동특성곡선의 이상화	42
4.3 구조물의 규칙성	43
5. 결론	48
참고문헌	49
감사의 글	52

< 그림 목차 >

그림 2.1	지반진동을 받는 단자유도 구조물의 감쇠진동	3
그림 2.2	응답스펙트럼의 개념도	6
그림 2.3	응답스펙트럼해석의 원리	7
그림 2.4	상관계수 ρ_m	8
그림 2.5	탄성지진력과 설계지진력	10
그림 2.6	Newmark 법에 의한 동적응답 해석절차	15
그림 3.1	해석대상교량의 종단면도와 강제받침 배치도	16
그림 3.2	해석대상교량의 횡단면도	17
그림 3.3	해석모델	18
그림 3.4	교각의 비선형 해석을 위한 유한요소 모델	20
그림 3.5	교각의 비탄성거동특성곡선	21
그림 3.6	랜덤 진동론에 의한 인공지진의 모사	22
그림 3.7	중약진지역의 인공지진에 적용한 포괄함수	23
그림 3.8	가속도시간이력곡선(인공지진01, 총 지속시간 10초)	24
그림 3.9	응답스펙트럼(인공지진01, 총 지속시간 10초)	24
그림 3.10	가속도시간이력곡선(인공지진01, 총 지속시간 20초)	25
그림 3.11	응답스펙트럼(인공지진01, 총 지속시간 20초)	25
그림 3.12	가속도시간이력곡선(인공지진01, 총 지속시간 30초)	26
그림 3.13	응답스펙트럼(인공지진01, 총 지속시간 30초)	26
그림 3.14	비선형요소와 거동계수 결정 위치	27
그림 3.15	거동계수 결정방법	28
그림 3.16	탄성한계절차	29

그림 3.17 비선형요소 모멘트-회전각곡선	31
(인공지진01-10초, 탄성한계 0.12g)	
그림 3.18 비선형요소 변위이력곡선(인공지진01-10초, 탄성한계 0.12g)	31
.....	
그림 3.19 비선형요소 모멘트-회전각곡선	32
(인공지진01-10초, 소성거동 0.84g)	
그림 3.20 비선형요소 변위이력곡선(인공지진01-10초, 소성거동 0.84g)	32
.....	
그림 3.21 비선형요소 모멘트-회전각곡선	33
(인공지진01-20초, 탄성한계 0.125g)	
그림 3.22 비선형요소 변위이력곡선(인공지진01-20초, 탄성한계 0.125g)	33
.....	
그림 3.23 비선형요소 모멘트-회전각곡선	34
(인공지진01-20초, 소성거동 0.875g)	
그림 3.24 비선형요소 변위이력곡선(인공지진01-20초, 소성거동 0.875g)	34
.....	
그림 3.25 비선형요소 모멘트-회전각곡선	35
(인공지진01-30초, 탄성한계 0.10g)	
그림 3.26 비선형요소 변위이력곡선(인공지진01-30초, 탄성한계 0.10g)	35
.....	
그림 3.27 비선형요소 모멘트-회전각곡선	36
(인공지진01-30초, 소성거동 0.70g)	
그림 3.28 비선형요소 변위이력곡선(인공지진01-30초, 소성거동 0.70g)	36
.....	
그림 3.29 지진 지속시간에 대한 거동계수	37

그림 3.30 비선형거동 응답곡선(지속시간 10초)	38
그림 3.31 비선형거동 응답곡선(지속시간 20초)	38
그림 3.32 비선형거동 응답곡선(지속시간 30초)	39
그림 4.1 내진설계와 비내진설계의 비탄성거동특성곡선	40
그림 4.2 설계방법에 대한 거동계수	41
그림 4.3 비탄성거동특성곡선의 이상화	42
그림 4.4 비탄성거동특성곡선에 대한 거동계수	42
그림 4.5 대칭교량	43
그림 4.6 비대칭교량(P1)	43
그림 4.7 비대칭교량(P2)	44
그림 4.8 규칙적교량(교각높이 7m)	44
그림 4.9 7m, 14m 교각의 비탄성거동특성곡선	44
그림 4.10 해석대상교량과 대칭교량에 대한 거동계수	45
그림 4.11 해석대상교량과 비대칭교량에 대한 거동계수	46
그림 4.12 비대칭교량에 대한 거동계수	46
그림 4.13 교각높이에 대한 거동계수	47
그림 4.14 비대칭교량과 7m교각 교량에 대한 거동계수	47

< 표 목차 >

표 2.1 응답수정계수 R	11
----------------------	----

A Study of influence factors on the bridge seismic behavior

Jun-Bum Kim

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

ABSTRACT

The earthquake resistant design concept allows the nonlinear behavior of structures under the design earthquake. Therefore the response spectrum method provided in most codes introduces the response modification factors to consider the nonlinear behavior in the design process. For bridges, the response modification factors are given according to the ductility as well as the redundancy of piers. In this study, among influence factors on the nonlinear seismic behavior, the randomness of artificial accelerograms simulated with different durations, the pier ductility represented by the inelastic behavior characteristic curve and the regularity represented by pier heights are selected. The influence of such factor on the seismic behavior is investigated by comparing response modification factors calculated with the nonlinear time step analysis.

Keyword : nonlinear behavior, response modification factors, artificial accelerograms, inelastic behavior characteristic curve, regularity

1. 서론

1.1 연구배경 및 목적

1990년대 이후 세계적으로 수많은 강진이 발생하여 심각한 인적, 물적 피해가 발생하였다. 특히 인도네시아 수마트라(2004. 12)에서 발생한 규모 8.9의 강진과 해일로 인해 동·서남아시아 국가들에 수십만명의 인명피해와 경제적 손실을 입혔으며 지진으로 인한 피해가 한 국가 뿐만 아니라 전 세계에 엄청난 피해 파급효과를 가져옴을 알 수 있다.

우리나라는 유라시아지진대에 속해 환태평양지진대인 일본에 비하여 상대적으로 지진 안전지대라고 생각되었으나 현재까지 발견된 약 1900여 개의 역사지진 기록 그리고 이 중에서 가옥의 붕괴 및 인명 손실과 관련된 지진 기록[1]을 살펴보면 우리나라도 결코 지진의 안전지대라 할 수 없다. 또한 김성균(1997)등은 최근 한반도의 지진활동 등을 연구하여 점차 지진 활동이 활발해지는 시기에 접어들고 있다고 추정하고 있다[2]. 최근에는 한반도뿐만 아니라 일본에서 발생한 지진이 우리나라에 영향을 미치고 있다.

지진재해는 인명피해뿐만 아니라 사회 전반적인 피해를 유발하고 사회 기반시설의 피해는 사회기능을 마비시켜 엄청난 혼란을 초래할 수 있다. 따라서 모든 시설물과 구조물에 대해서 내진 안전성을 확보하기 위한 내진설계를 적용하여 지진피해를 최소화하여야 한다.

구조물에 내진설계를 적용하는 목적은 지진에 노출되는 구조물에 안전성과 경제성을 고려한 파괴메카니즘을 부여하는 것이다. 이러한 목적으로 도로교설계기준[3]에서 제시하는 내진설계 개념은 강도는 작으나 발생 빈도가 큰 약진에 대해서는 구조물이 탄성한계 내에서 거동하여 정상적인

기능을 발휘하도록 하고 설계지진과 같은 발생 빈도가 작은 강진에 대해서는 국부적인 파손은 허용하나 붕괴는 발생하지 않도록 하는 붕괴방지수준을 유지하는 것이므로 기본적으로 구조물의 비선형거동을 허용한다. 이러한 개념을 도입한 시방서는 선형해석법인 응답스펙트럼해석법을 채택하고 있으며 비선형거동의 영향은 거동계수를 적용하여 설계에 반영하며 교량의 경우 하부구조의 형상에 따라 다른 값이 주어진다. 철근콘크리트 교각의 경우 콘크리트의 압축강도, 축방향철근의 항복강도, 횡방향철근의 항복강도, 축방향철근비, 콘크리트의 극한변형률, 횡방향철근비 그리고 축력비 등의 요소가 교각의 연성도 및 거동계수에 미치는 영향에 대한 연구 [4]가 활발하게 수행되고 있다.

본 연구에서는 강박스교를 해석대상교량으로 선정하여 1)인공지진개수와 지속시간, 2)횡방향철근에 대한 비탄성거동특성곡선 및 3)구조물의 규칙성이 교량의 지진거동에 미치는 영향을 비교 검토하고자 한다. 검토방법은 각 교각의 비탄성거동특성곡선을 결정하고 설계스펙트럼을 만족하는 인공지진을 모사하여 비선형시간이력해석을 수행한 결과로부터 거동계수를 산정, 비교한다.

2. 지진하중에 대한 동적해석

2.1 운동방정식

구조동역학이론[5,6,7]으로부터 지반진동을 받는 구조물을 질량, 감쇠, 강성을 갖는 단자유도시스템으로 이상화하여 운동방정식을 세울 수 있다. 그림 2.1과 같이 지반이 u_g 만큼 움직일 때 구조물의 지반에 대한 상대변위를 u 라고 하면 구조물의 총변위 u_t 는 다음 식 (2.1)과 같다.

$$u_t = u + u_g \quad (2.1)$$

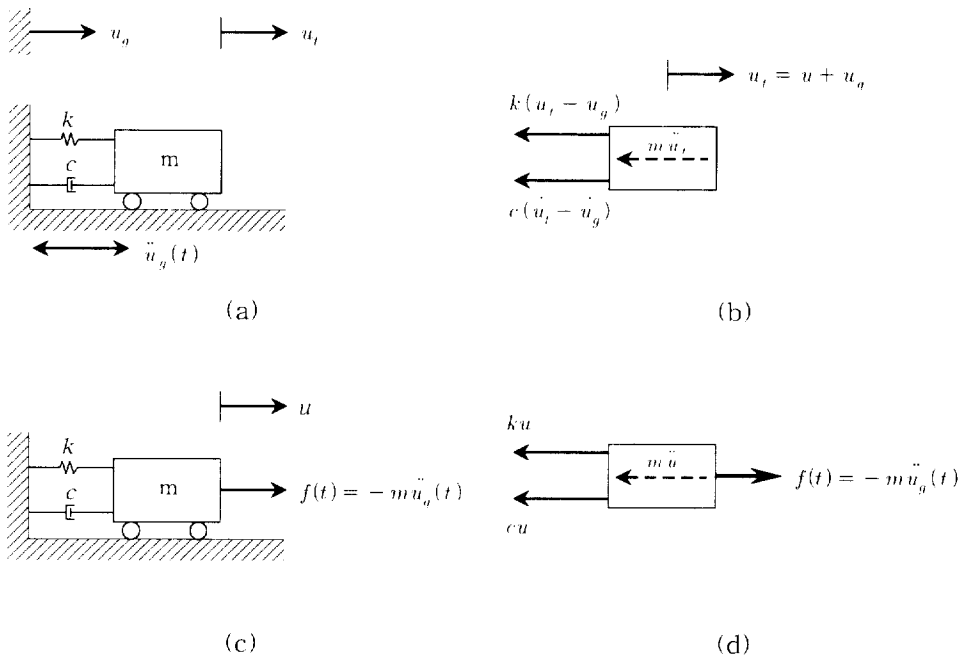


그림 2.1 지반진동을 받는 단자유도 구조물의 감쇠진동

지반진동에 의한 구조물의 운동방정식을 수립할 때, 관성력 항은 질량의 총 움직임과 관련되고 감쇠력과 탄성력은 구조물과 지반과의 상대적인 움직임에 관련되므로 운동방정식은 다음 식 (2.2)와 같이 구성된다.

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.2)$$

여기서, m : 질량

c : 감쇠계수

k : 강성계수

식 (2.1)과 식 (2.2)로부터 구조물의 운동방정식을 상대변위 u 로 나타내면 다음 식 (2.3)을 구할 수 있다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.3)$$

즉 지진에 의한 운동방정식을 지반에 대한 구조물의 상대변위로 나타내면 지진이 없는 문제와 좌변의 모양이 같고, 우변의 외력항은 질량에 지반진동가속도를 곱한 크기를 가지고 지반진동의 반대방향으로 작용하는 모양이 된다.

일반적인 구조물의 동적 거동을 정확히 나타내기 위해서는 둘 이상의 자유도를 갖는 다중 자유도계(Multi-Degree-of-Freedom System : MDF)로 모델한다. 이와 같은 다중 자유도계에 대한 운동방정식은 각 자유도에 대한 운동방정식을 종합하여 식 (2.4)와 같이 행렬형태로 나타낼 수 있다.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (2.4)$$

여기서, $[M]$ 은 대각행렬로서 구조물의 질량행렬이며, $[C]$ 와 $[K]$ 는 각각 구조물의 감쇠행렬과 강성행렬이다. 또한 $\{1\}$ 은 지진의 작용방향을 나타내는 벡터로서 0과 1로 구성된다.

2.2 지진 응답 해석법

2.2.1 응답스펙트럼 해석법

일반적으로 지진기록은 같은 지역이라도 다양하고 우연성을 내포하므로 구조물의 거동을 예측할 때 어느 한 지진기록만을 사용하기보다는 지진에 대한 믿을 만한 기록과 정보를 총망라한 지진기록을 이용하는 것이 바람직하다. 이러한 목적으로 특정지역에서 발생한 지진에 대한 응답스펙트럼을 통계적으로 처리하여 작성된 설계용 응답스펙트럼(design response spectrum)을 내진설계에 적용한다.

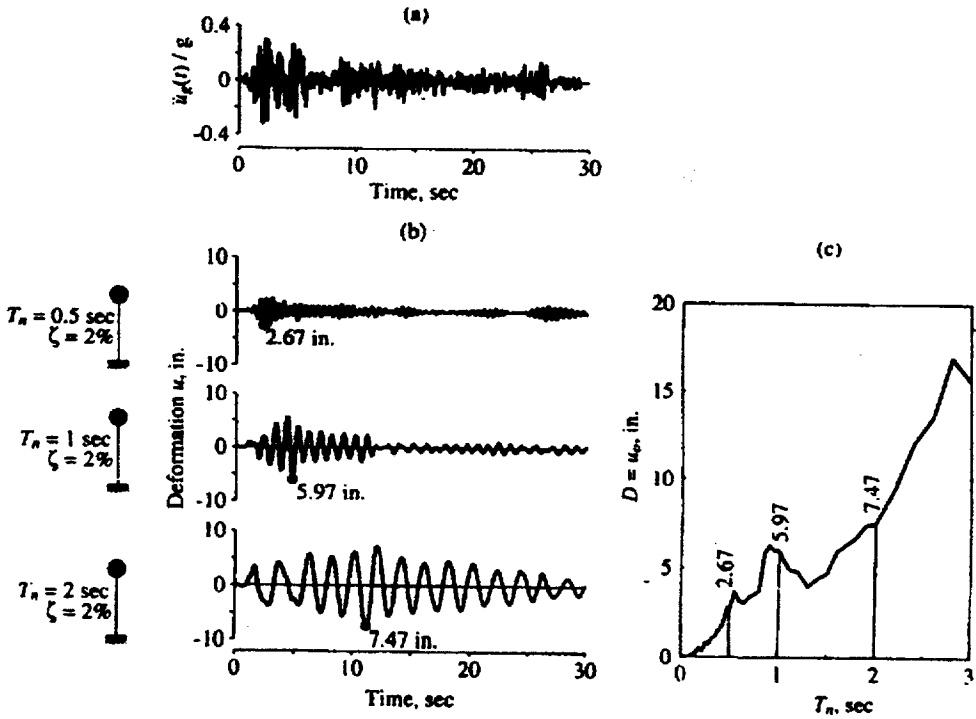
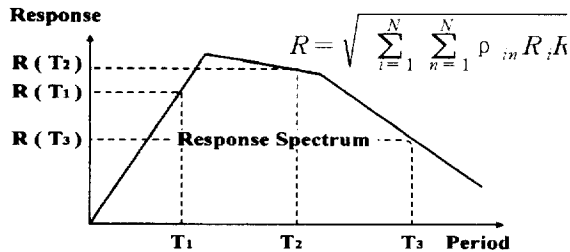
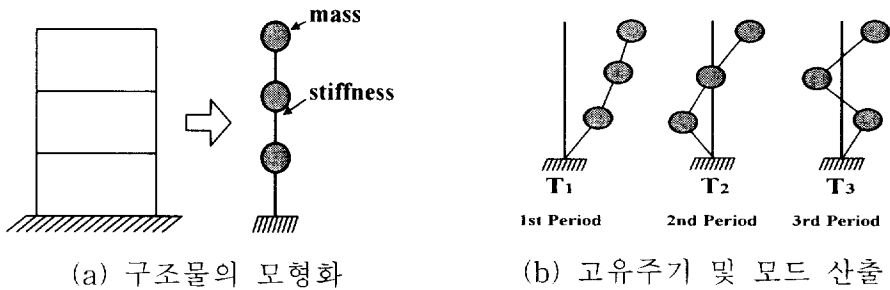


그림 2.2 응답스펙트럼의 개념도

응답스펙트럼이란 특정 방향의 지반운동을 받고 있는 단자유도계 (Single Degree of Freedom System : SDF)의 첨두응답을 그 SDF의 고유진동수(혹은 고유주기)별로 그려 놓은 것으로 그림 2.2는 응답스펙트럼의 개념을 도식적으로 나타낸 것이다. 하나의 지진기록(a)에 대해서 SDF의 감쇠비(ζ)는 고정되어 있다고 가정하고 구조물의 고유주기별로 응답을 계산하면(b) 응답스펙트럼(c)을 계산할 수 있다. 응답스펙트럼의 횡축은 고유각진동수(ω_n), 고유진동수(f_n) 혹은 고유주기(T_n) 중 이해의 숙련도에 따라 임의의 변수를 사용할 수 있지만, 교량 및 건물 설계기준에서는 T_n 을, 원전의 설계기준에서는 f_n 을 각각 사용하고 있다.



(c) 각 모드의 응답치 산출 및 중첩
 그림 2.3 응답스펙트럼해석의 원리

이 스펙트럼은 SDF에 관해 구한 것이지만 모드 중첩의 원리에 의해 다자유도(MDF) 구조물의 경우에도 근사적으로 적용될 수 있다. 최대응답의 근사치를 얻는 방법으로서는 각 모드에서의 응답치의 제곱의 합에 대한 평방근을 취하는 방법(SRSS : Square Root of Sum of Squares)이 있으나 이 방법은 각기 다른 진동모드의 상관관계를 고려하지 않기 때문에 고유주기가 근접해 있는 경우 과도한 결과를 주는 경우가 있어 더 이상 적용치 않는다. 이러한 결점을 보완하기 위해 완전 2차 결합법(CQC : Complete Quadratic Combination)이 사용되고 있으며 이 방법은 각 모드 간의 상관계수를 적용하여 진동모드의 인접성에 의한 영향을 고려할 수 있다. 그림 2.3은 응답스펙트럼 해석에 대한 원리를 나타내고 있으며 ρ_{in} 은 감쇠비(ζ)가 주어졌을 때 i 차 모드와 n 차 모드의 상관관계를 나타내는 상관계수로서 그림 2.4와 같이 ρ_{in} 은 0에서 1사이의 값이며 $i = n$ 에서 $\rho_{in} = 1$ 이다.

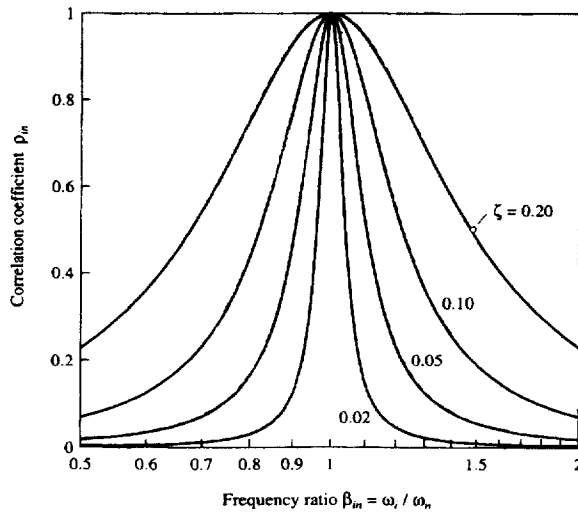


그림 2.4 상관계수 ρ_{in}

응답스펙트럼은 변위응답스펙트럼 D , 유사-속도응답스펙트럼 V , 유사-가속도응답스펙트럼 A 로 구성된다. n 번째 고유진동수 ω_n , n 번째 고유주기 T_n 인 단자유도시스템의 최대변위 D 와 관련하여 V 와 A 는 다음 식 (2.5), 식 (2.6)과 같이 정의된다.

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (2.5)$$

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 D \quad (2.6)$$

응답스펙트럼이 주어진 이후에는 시스템의 고유주기 T_n 과 감쇠비 ζ_n 에 해당하는 D, V, A 값을 스펙트럼으로부터 구하여 이로부터 고유주기에 해당하는 응답값들을 표시할 수 있다. 최대변위는 다음 식 (2.7)과 같다.

$$u_0 = D = \frac{T_n}{2\pi} V = \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A \quad (2.7)$$

등가정적횡력 f_S 의 최대값 f_{S0} 는 다음 식 (2.8)과 같다.

$$f_{S0} = kD = k \frac{A}{\omega^2} = mA = W \frac{A}{g} \quad (2.8)$$

여기서 W 는 시스템의 무게이며 g 는 중력가속도이다. 그러므로 A/g 는 구조물의 자중에 대한 횡방향 하중계수의 의미를 갖는다. 이 값은 지반운동에 상응하는 효과를 나타내는 등가정적횡력을 구하기 위하여 구조물의 무게에 곱하여 주는 계수를 나타낸다.

하지만 응답스펙트럼해석법은 선형해석법인데 반해 실제 교량에 강진이 발생하면 교각은 항복상태에 도달한 후 소성힌지가 형성되어 일정 정도의 연성을 발휘하는 비선형거동을 나타내며 이러한 비선형성을 고려하기 위한 절차가 요구된다. 현재의 도로교설계기준에서도 탄성설계스펙트럼해석에서 구한 단면력을 연성도에 따라 감소시키도록 하는 응답수정계수 개념을 채택하고 있다. 응답수정계수는 재료 및 단면성질에 의하여 비선형거동을 보이는 철근콘크리트교각에 대하여 선형탄성해석을 수행함으로써 발생하는 차이를 수정하기 위한 계수이며 그림 2.5에서와 같이 선형해석결과인 탄성지진력 $M_{elastic}$ 에 거동계수 R을 적용하여 설계지진력 M_{design} 을 결정하며, 식 (2.9)와 같이 적용한다.

$$M_{design} = \frac{M_{elastic}}{R} \quad (2.9)$$

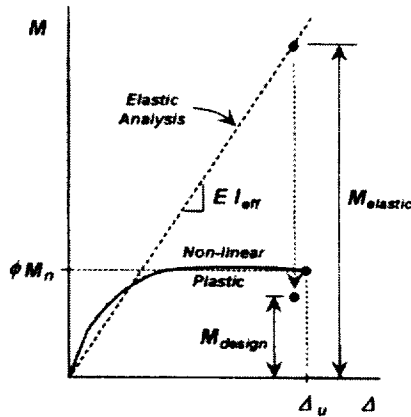


그림 2.5 탄성지진력과 설계지진력

2005년도 도로교설계기준에 제시된 응답수정계수는 표 2.1과 같다.

표 2.1 응답수정계수 R

하 부 구 조 (R)		연 결 부 분 (R)	
벽 식 교 각	2	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent)			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	3	상부구조의 한 지간내의 신축이음	0.8
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	2		
단일 기둥	3	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	5	기둥 또는 교각과 기초	1.0
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	3		
다주 가구	5		

2.2.2 시간이력해석법

시간이력해석법은 특정 입력지진운동에 대한 교량의 응답을 시간이력으로 구하는 방법이다. 시간이력해석법에는 시간영역에서의 직접적분법(step-by-step direct integration method)과 모드중첩법이 있다.

모드중첩법에 의한 시간이력해석법은 각 모드에 대한 독립적인 미분방정식으로 변환하여 각 모드에 대한 시간이력해석을 하는 것을 말한다. 구조물의 각 모드의 직교성(orthogonality)에 따라 각 고유진동모드에서의 거동을 다른 모드와 독립적으로 구할 수 있고 각 모드에서의 거동을 조합하여 전체 거동을 결정할 수 있다는 사실을 근거로 한다. 이 방법은 각 모드를 중첩하여 해를 구하기 때문에 선형탄성해석에 한정된다.

시간이력해석법 중에서 가장 일반적인 방법은 직접적분법으로 각 타임 스텝 Δt 의 외력 펄스에 대한 구조물의 동적응답을 계산하는 방법이다. 외력의 시간계열 $P_{i,ff}(t_i - t_{i-1})$ 에 대한 구조물의 응답은 절점변위 $u(t_i)$, 속도 $\dot{u}(t_i)$ 의 초기조건이 주어지면 풀 수가 있다. 지진에 대한 구조물의 운동방정식인 식 (2.3)으로부터 우변 항을 작용외력으로 간주하여 다음과 같이 쓰면

$$P(t) = -m\ddot{u}_g \quad (2.10)$$

식 (2.3)은 시간 t 에 대하여 다음과 같이 표현된다.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = P(t) \quad (2.11)$$

시간 $t + \Delta t$ 일 때 운동방정식 (2.11)은 다음과 같다.

$$m\ddot{u}(t + \Delta t) + c\dot{u}(t + \Delta t) + ku(t + \Delta t) = P(t + \Delta t) \quad (2.12)$$

시간이 t 에서 Δt 만큼 증가하는 사이의 증분 운동방정식은 식 (2.12)에서 식 (2.11)을 빼서 다음 식 (2.13)과 같이 쓸 수 있다.

$$m\Delta\ddot{u}(t) + c\Delta\dot{u}(t) + k\Delta u(t) = \Delta P(t) \quad (2.13)$$

여기서 미지수 $\Delta\ddot{u}$, $\Delta\dot{u}$, Δu 의 해는 가속도의 변화를 가정하는 방법으로 변위 증분을 구하게 된다. 변위, 속도 가속도 사이의 관계를 이용하여 $t + \Delta t$ 시점의 값들을 알게 되고 매 Δt 시간 증분마다 위와 같은 과정을 되풀이 반복하여 원하는 시간까지의 응답을 구할 수 있다.

이러한 직접적분법 중 연구에 실제 많이 이용되는 해석법은 Newmark 법이며 이 논문에서도 Newmark 법을 적용한 시간이력해석을 수행하였다. 이 방법은 선형 또는 비선형방정식의 해를 구할 때 다음과 같이 매개변수 β 와 γ 를 포함하는 Newmark 공식을 적용하여 시간증분마다 반복하여 다음 단계의 시간으로 진행하여 u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} , \ddot{u}_{i+1} 를 계산한다.

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (2.14a)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (2.14b)$$

여기서 Newmark는 $1/6 \leq \beta \leq 1/4$ 이며 $\gamma = 1/2$ 인 값의 범위를 제시하였으며, $\beta = 1/4$, $\gamma = 1/2$ 이면 질량의 가속도를 시간증분간의 평균치로

취하는 평균가속도에 의한 방법이 되고, $\beta = 1/6$, $\gamma = 1/2$ 이면 선형변화에 의한 방법이 되며 이 논문에서는 후자의 방법을 선택하였다.

가속도, 속도, 변위의 증분 $\Delta u_i = u_{i+1} - u_i$, $\Delta \dot{u}_i = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i$ 그리고 $\Delta \ddot{u}_i = \ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i$ 를 식 (2.14)에 대입하여 다시 정리하면

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (2.15a)$$

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2} \beta \right) \ddot{u}_i \quad (2.15b)$$

식 (2.13)에 식 (2.15)를 대입하여 Δu_i 에 대해서 정리하면 다음 식과 같다.

$$\hat{k} \Delta u_i = \Delta \hat{p}_i \quad (2.16)$$

여기서,
$$\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} m \quad (2.17a)$$

$$\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \right) \dot{u}_i + \left[\frac{1}{2} \beta m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2} \beta - 1 \right) c \right] \ddot{u}_i \quad (2.17b)$$

따라서, 변위증분은 다음 식으로 계산된다.

$$\Delta u_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}} \quad (2.18)$$

초기가속도를 식 (2.19)로 정의하고 각 시간증분에서 구조물의 동적응답

은 그림 2.6의 계산절차를 거쳐 계산된다.

$$\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (2.19)$$

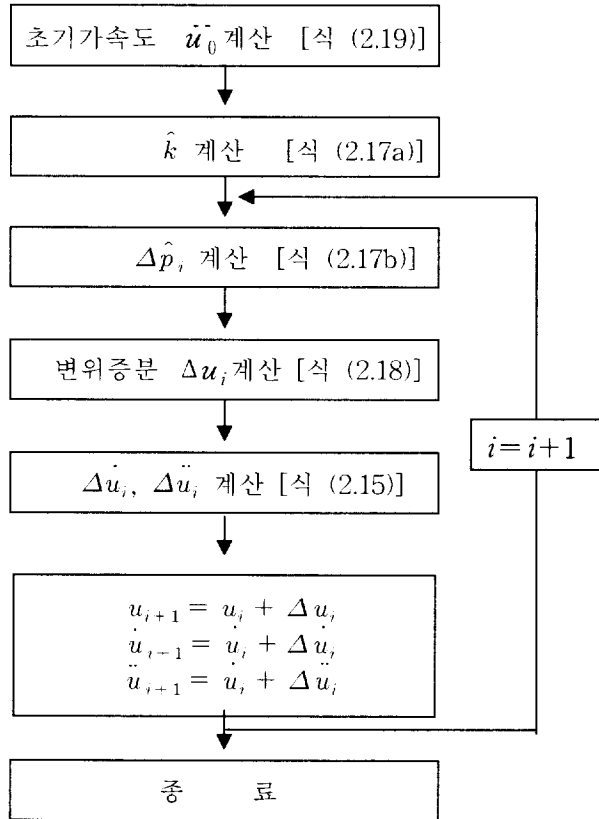
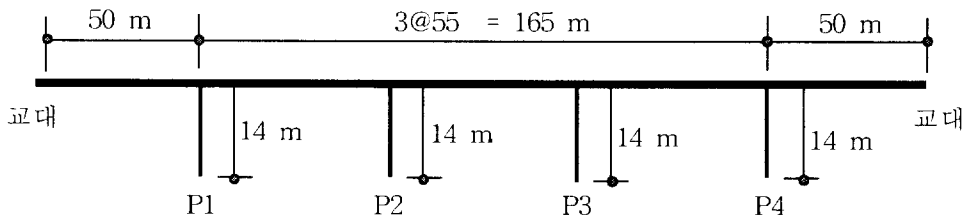


그림 2.6 Newmark 법에 의한 동적응답 해석절차

3. 거동계수 산정

3.1 해석대상 교량

해석대상교량은 총 연장 265m(2@50+3@55)인 5경간 강상자형 도로교 [8]로 상부구조는 2연 상자형거더, 하부구조는 T형 교각으로 구성되어 있다. 종단면도와 받침장치 배치도는 그림 3.1이고 횡단면도는 그림 3.2와 같다.



(a) 종단면도



(b) 강재받침의 배치

그림 3.1 해석대상교량의 종단면도와 받침장치 배치도

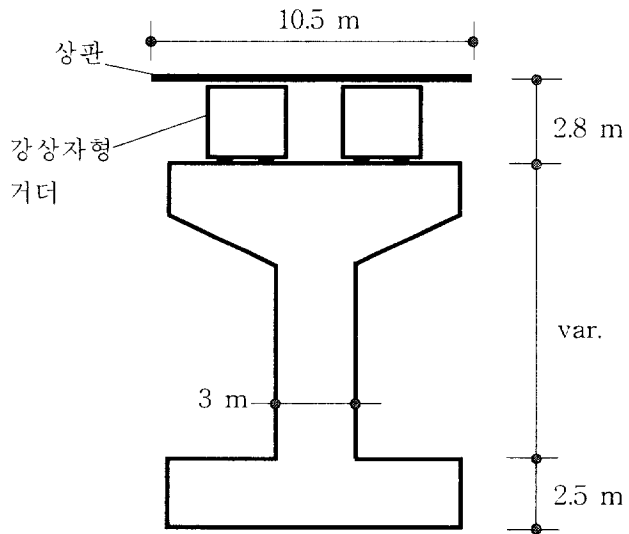
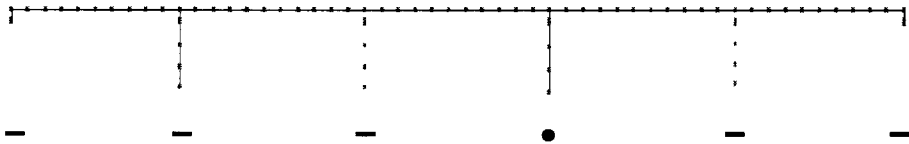


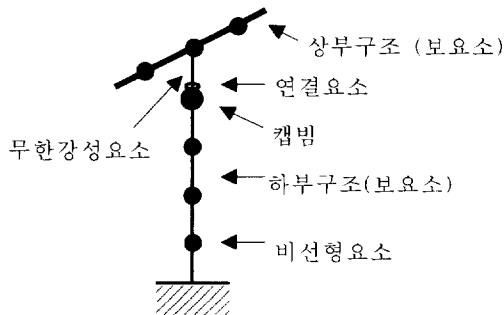
그림 3.2 해석대상교량의 횡단면도

3.2 해석모델

내진설계는 설계기본개념을 만족하도록 구조부재를 결정하는 기본설계 작업이므로 가능한 한 단순모델을 사용하는 것이 합리적이다. 내진해석모델 연구[9]에서는 실시설계에서 사용하는 상세모델과 단순모델의 해석결과가 동일한 파괴메카니즘을 갖는다는 것을 제시하고 있으므로 이 연구에서는 그림 3.3과 같이 단순모델을 사용하였다. 해석대상교량의 해석모델은 그림 3.3(a)에서와 같이 강재받침의 배치는 단순화하였으며 그림 3.3(b)의 교각부 모델과 같이 상·하부구조는 보요소, 연결부재는 무한강성요소 그리고 강재받침의 가동방향은 연결요소(Constraint)로 모델링하였으며 교각하부의 소성힌지 발생지점은 비선형요소를 삽입하였다.



(a) 종단 및 강재받침 배치 모델



(b) 교각부 모델

그림 3.3 해석모델

3.3 비탄성거동특성곡선

응답스펙트럼해석법에 적용되는 거동계수는 교량의 비탄성거동에 의한 영향을 설계에 반영하는 것이므로 거동계수는 비선형해석모델을 설정하여 비선형시간이력해석을 수행, 탄성한계(초기항복) 및 동적안정성한계(붕괴가능성)를 구하여 결정한다.

전체 교량을 비선형모델로 설정하여 비선형해석을 수행하는 것은 복잡할 뿐만 아니라 시간과 경비면에서 비경제적이며 내진설계기준에서 요구하는 파괴메카니즘에 의하면 교량의 경우 교각의 비탄성거동으로 붕괴방지수준을 만족하는 것이므로 교각의 비탄성거동에 의한 영향이 해석결과에 적절히 반영된다면 선형시간이력해석을 수행하여도 가능하다. 교량의 연성파괴메카니즘은 구조부재의 항복을 하부구조, 즉 연구대상교량의 경우 교각에 허용하는 것이므로 교각의 비탄성거동특성을 규명하는 작업이 선행되어야 한다.

교각하단에서의 비탄성거동은 모멘트-회전각 관계로 나타내었으며 프로그램은 RCAHEST(Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology)[10,11]를 사용하였다. RCAHEST는 철근콘크리트 평면응력요소 그리고 경계면요소 등을 범용 유한요소해석 프로그램인 FEAP[12]에 이식하여 모듈화 된 비선형 유한요소해석 프로그램으로 횡방향 구속철근이 배근된 철근콘크리트 부재의 거동특성을 적절히 반영할 수 있다.

해석모델은 그림 3.4와 같이 8절점 평면응력요소 67개, 탄성요소 1개 및 기초와 교각의 접합부에 6절점 경계면 요소 5개를 사용하였다. 횡방향 철근상세는 도로교설계기준 제6장 내진설계편[3]에 제시한 최소 횡방향 철

근비를 만족하는 D29, 철근간격 15cm를 적용하였다. 해석방법은 변위제어법에 의해 교각상부에 변위를 증가시켜 교각하부의 비탄성거동특성을 기술하였다. 교각의 비탄성거동특성곡선인 모멘트-회전각 관계는 그림 3.5와 같이 산정되었다.

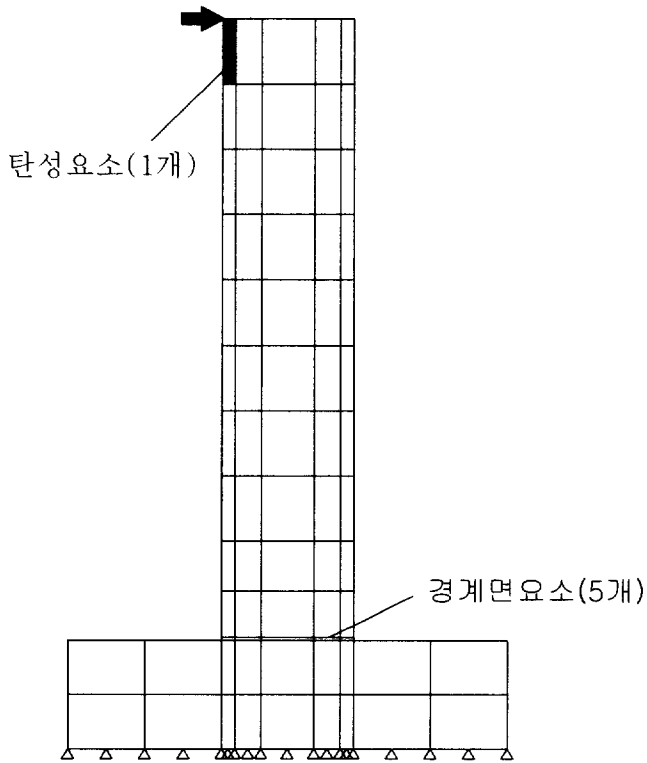


그림 3.4 교각의 비선형 해석을 위한 유한요소 모델

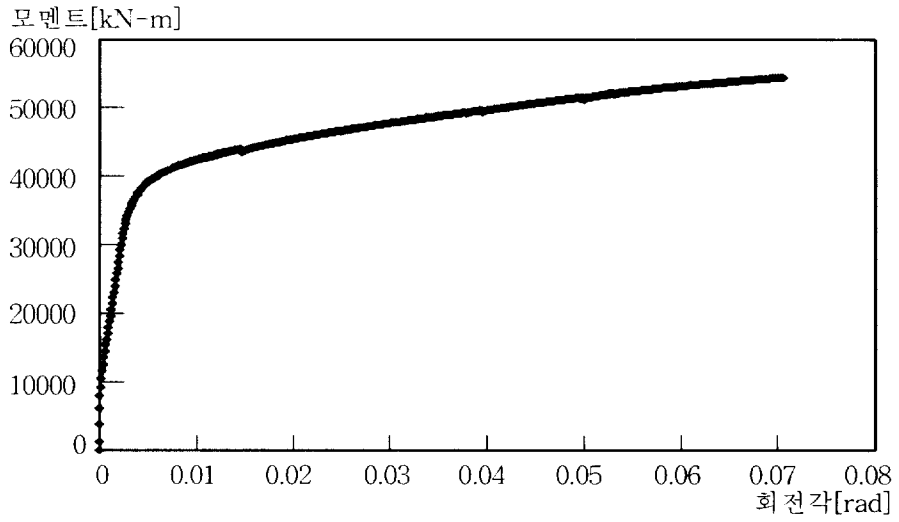


그림 3.5 교각의 비탄성거동특성곡선

3.4 인공지진의 모사

시간이력해석에 입력지진으로 사용되는 인공지진(가속도시간이력)을 모사하는 방법은 응답스펙트럼에 부합하는 지진파를 랜덤 진동론에 의해 작성하는 방법[13,14,15]과 진원, 전달경로 및 부지 특성을 종합적으로 모델하고 랜덤 진동론을 이용하는 추계학적 방법[16,17]으로 대별할 수 있다.

전자는 구조공학자들이 보편적으로 사용하여 온 방법으로 입력 변수가 단순한 반면, 후자는 지진학자들이 사용하여 온 방법으로서 다양한 지진학적 입력 변수가 요구되고 있다. 이 논문에서는 랜덤 진동론에 의한 모사방법 중 보편적으로 사용되고 있는 SIMQKE[18]를 사용하여 인공지진을 모사하였으며 인공지진의 모사과정은 그림 3.6과 같다.

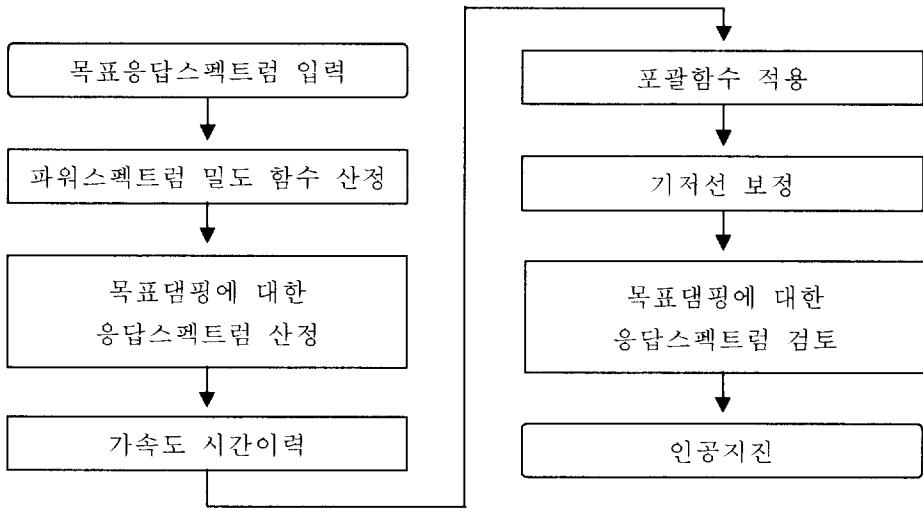


그림 3.6 랜덤 진동론에 의한 인공지진의 모사

시간이력해석에 입력지진으로 사용되는 인공지진은 총 지속시간이 10초, 20초 및 30초인 인공지진 각 10개(인공지진01~인공지진10)를 모사하였으며 각각 최대지반가속도 도달시간은 2초 최대지반가속도 지속시간은 총 지속시간의 40%로 설정하였다. 인공지진 모사에 적용한 포괄함수는 사다리꼴형으로 그림 3.7과 같으며 해석대상교량의 설계조건은 지진구역 I, 재현주기 1000년에 해당하는 위험도계수 1.4, 지반종류 II를 적용하였다.

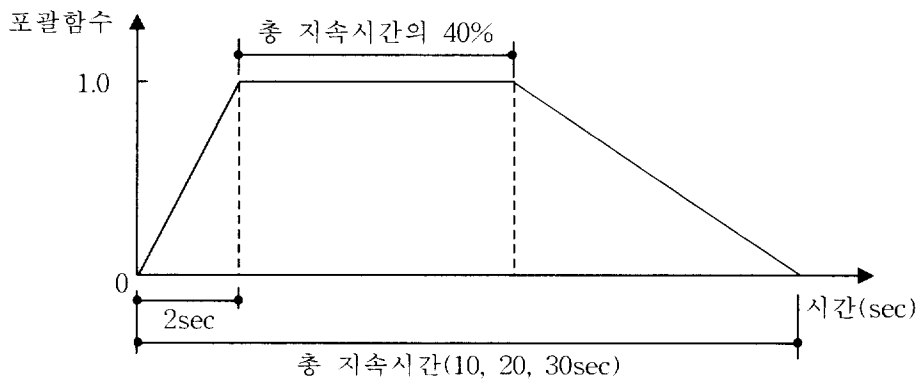


그림 3.7 중약진지역의 인공지진에 적용한 포괄함수

그림 3.8은 총 지속시간이 10초인 인공지진01의 가속도시간이력이고 그림 3.9는 주어진 목표응답스펙트럼(실선)과 인공지진01의 응답스펙트럼(점선)을 중첩한 것으로 적절한 모사가 수행되었다는 것을 알 수 있다. 마찬가지로 그림 3.10과 그림 3.11, 그림 3.12 그리고 그림 3.13은 각각 총 지속시간이 20초와 30초인 가속도시간이력의 인공지진01과 목표응답스펙트럼이다.

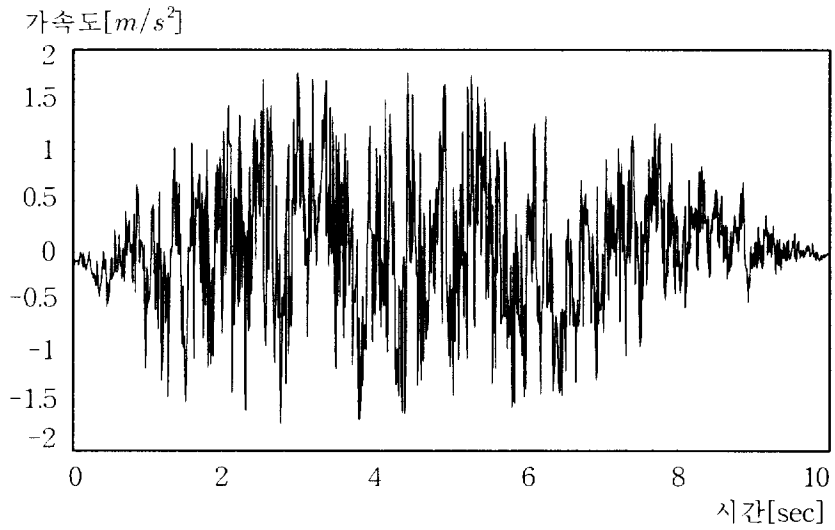


그림 3.8 가속도시간이력곡선(인공지진01, 총 지속시간 10초)

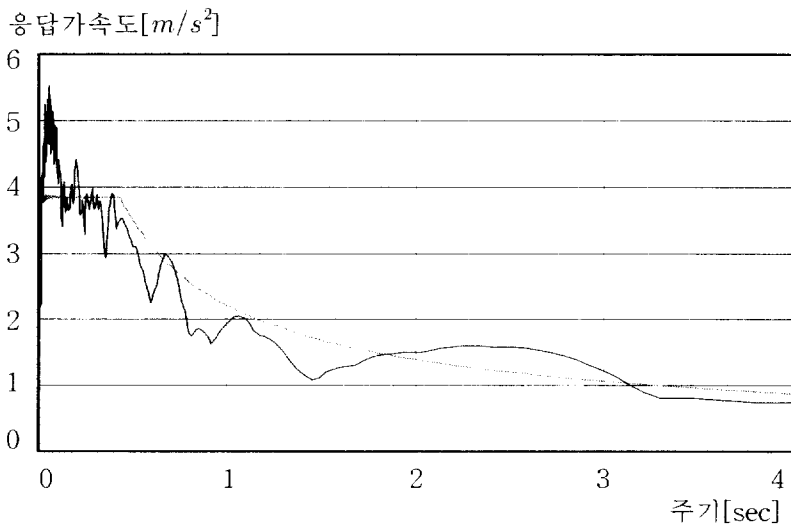


그림 3.9 응답스펙트럼(인공지진01, 총 지속시간 10초)

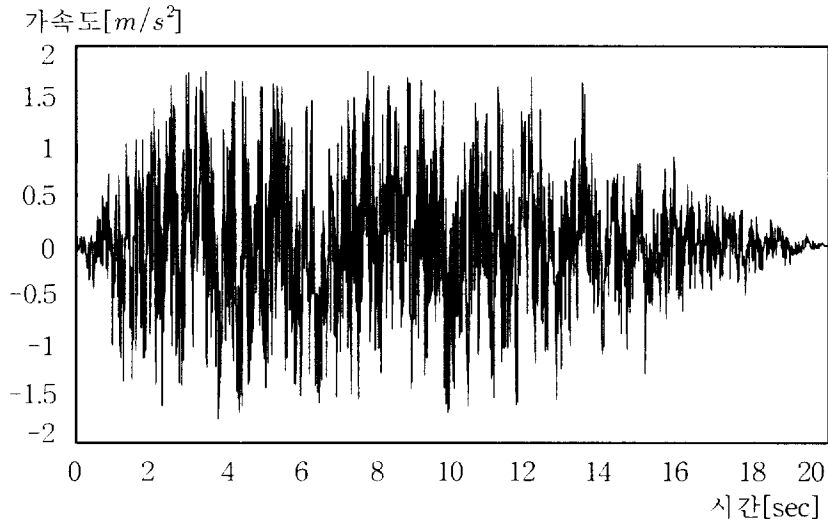


그림 3.10 가속도시간이력곡선(인공지진01, 총 지속시간 20초)

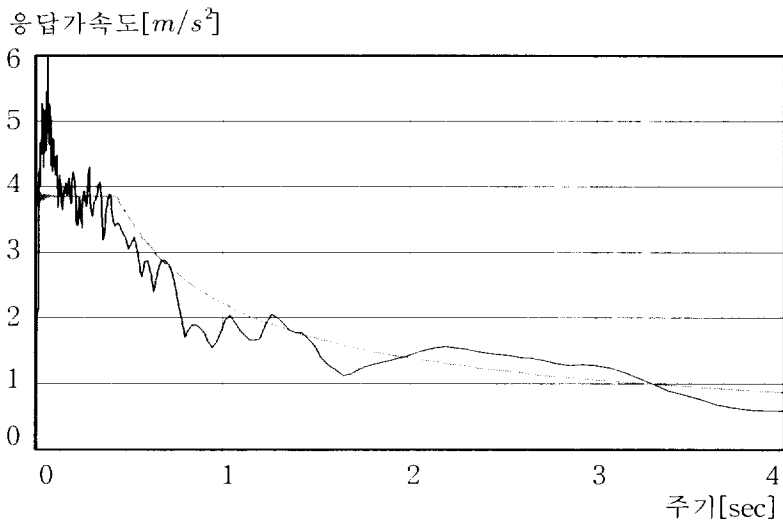


그림 3.11 응답스펙트럼(인공지진01, 총 지속시간 20초)

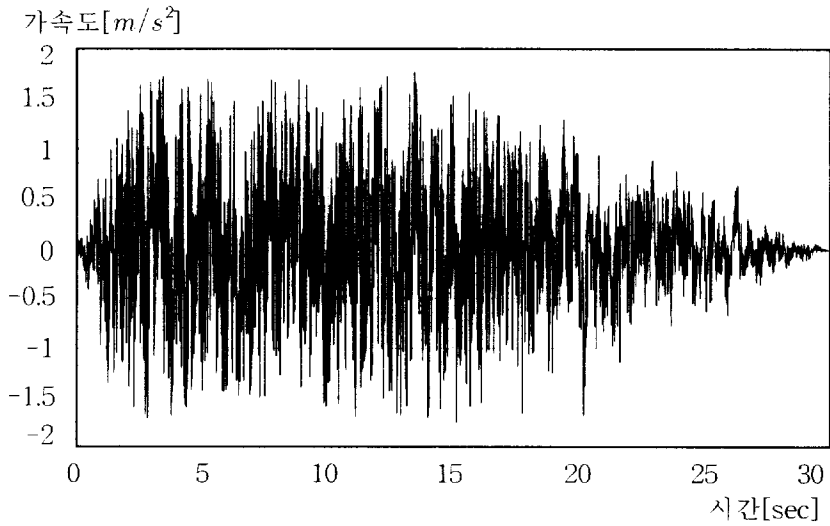


그림 3.12 가속도시간이력곡선(인공지진01, 총 지속시간 30초)

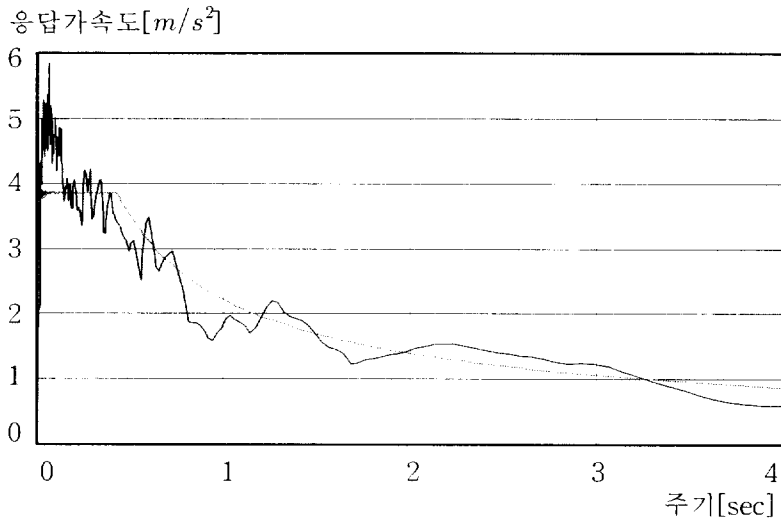


그림 3.13 응답스펙트럼(인공지진01, 총 지속시간 30초)

3.5 거동계수 결정

거동계수 결정에는 시간이력해석이 가능한 뼈대구조해석프로그램 DYNACS[19]를 사용하였다. 앞에서 결정된 교각의 비탄성거동특성곡선을 그림 3.14와 같이 각 교각의 하단에서 1m 떨어진 절점에 길이가 0인 가상부재를 비선형요소로 추가하여 비탄성거동특성을 반영하여 선형시간이력해석을 수행하였다. 교량의 변위이력을 결정하기 위한 기준절점은 교량의 상부구조중심절점을 선정하였다.

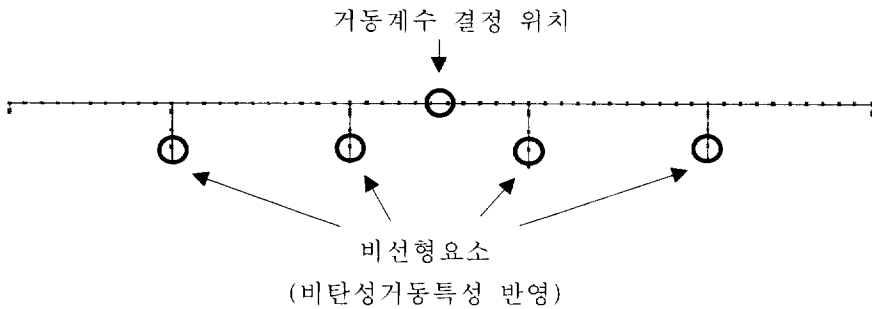


그림 3.14 비선형요소와 거동계수 결정 위치

거동계수를 결정하는 방법[20]은 그림 3.15와 같다. 지진하중을 받는 구조물의 실제거동은 비선형거동이 되며 구조물이 탄성한계를 초과하면 선형거동을 가정한 초탄성거동에서 이탈하게 되고 소성힌지의 생성을 거쳐 구조물의 붕괴로 이어지는 파괴메카니즘이 형성되며 이를 동적안정성한계로 본다. 비선형거동의 초기에는 구조물 특성의 변화에 의해 초탄성거동보다 작은 변위를 갖게 되고 동적안정성 한계에 접근하게 되면 구조물의 거동이 초탄성거동보다 큰 변위를 갖게 되므로 그 교점을 거동계수로 간

주하면 안전측이라 할 수 있다. 특정한 인공지진의 가속도하중 a 에 대한 기준절점의 최대변위응답 d 를 단계적으로 구하고 구조물의 탄성한계에 해당하는 가속도하중 a_y 와 최대변위응답 d_y 로 정규화하면 $q_a - q_d$ 평면상의 비선형거동응답곡선으로부터 거동계수를 산정할 수 있다.

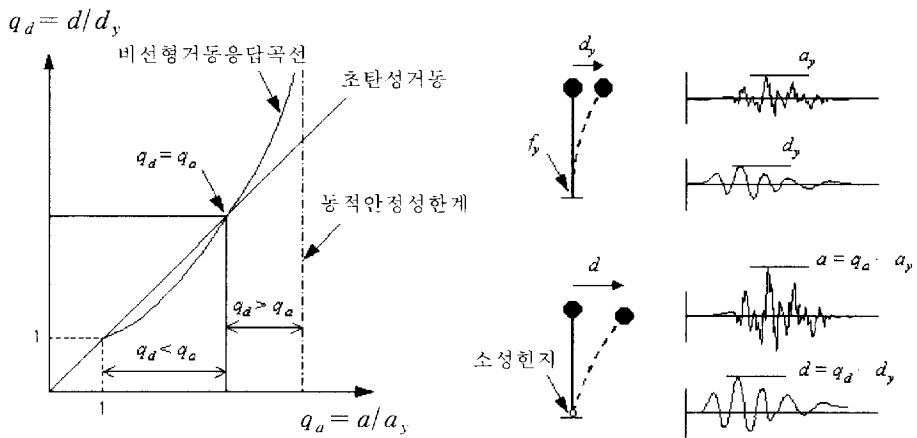


그림 3.15 거동계수 결정방법

비선형거동응답곡선을 기술하기 위한 첫 번째 단계는 탄성한계를 결정하는 것이다. 가속도하중은 입력지진에 계수를 적용하여 가속도의 크기를 정하며 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선이 면적을 갖지 않는 가장 큰 가속도하중을 탄성한계로 결정한다. 탄성한계결정 절차는 그림 3.16과 같다.

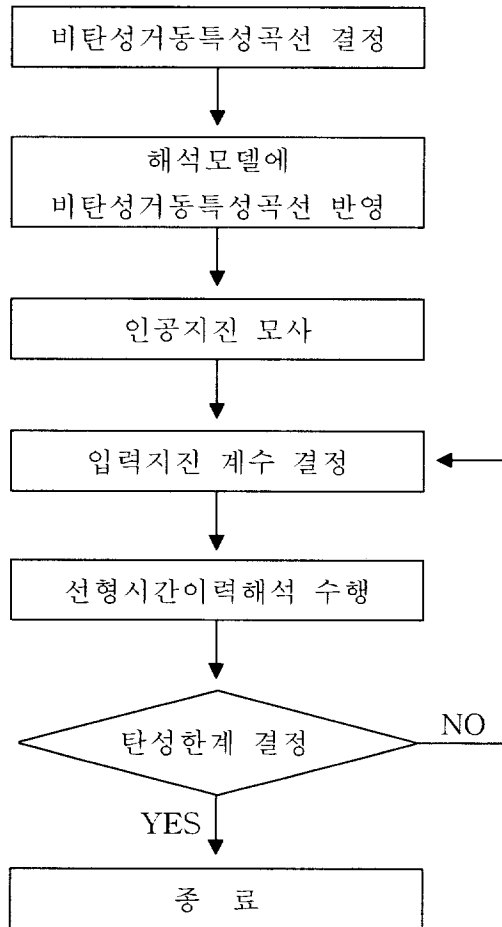


그림 3.16 탄성한계결정 절차

총 지속시간이 10초인 인공지진01을 적용하여 결정한 탄성한계는 0.12g이며 그림 3.17은 탄성한계시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선이고 그림 3.18은 탄성한계에서 기준절점으로 선정한 교량중심절점의 변위이력이다. 그림 3.19는 탄성한계의 7배의 입력지진(0.84g)을 적용하고 선형시간이력해석을 수행하여 구한 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선으로 소성거동으로 인한 에너지소산이 발생한다는 것을 알 수 있으며 그림 3.20은 소성거동으로 인한 기준절점의 변위이력이다.

같은 방법으로 총 지속시간이 20초인 인공지진01을 적용하여 결정한 탄성한계는 0.125g이며 그림 3.21 및 그림 3.22는 탄성한계시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선과 기준절점의 변위이력이고 그림 3.23 및 3.24는 소성거동(0.875g)시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선과 기준절점의 변위이력이다.

총 지속시간이 30초인 인공지진01을 적용하여 결정한 탄성한계는 0.10g이며 그림 3.25 및 그림 3.26은 탄성한계시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선과 기준절점의 변위이력이고 그림 3.27 및 3.28은 소성거동(0.70g)시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선과 기준절점의 변위이력이다.

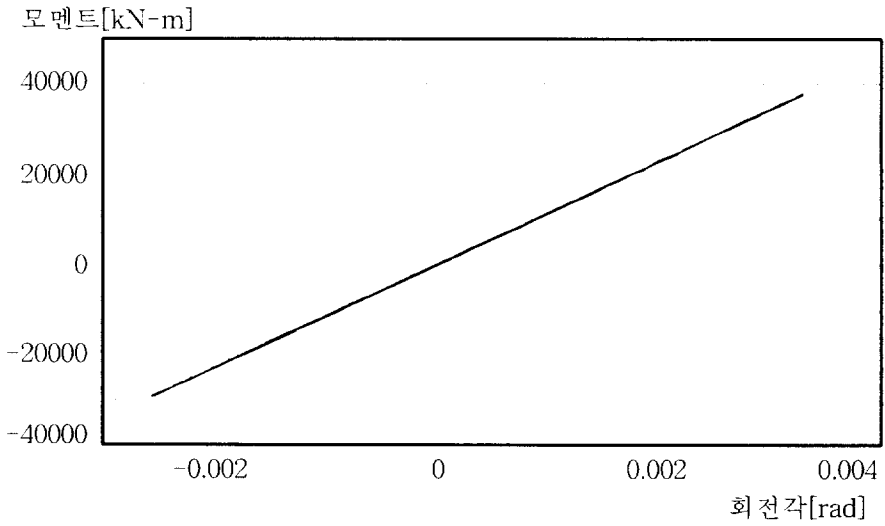


그림 3.17 비선형요소 모멘트-회전각곡선
(인공지진01-10초, 탄성한계 0.12g)

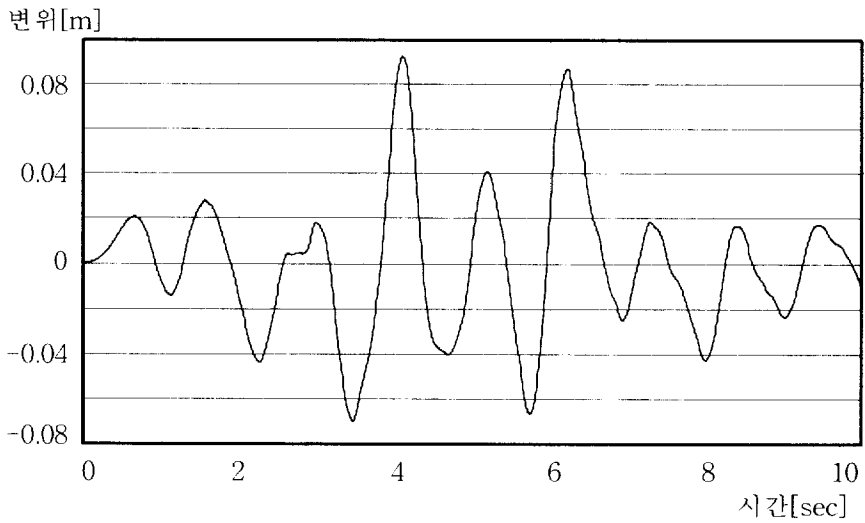


그림 3.18 비선형요소 변위이력곡선
(인공지진01-10초, 탄성한계 0.12g)

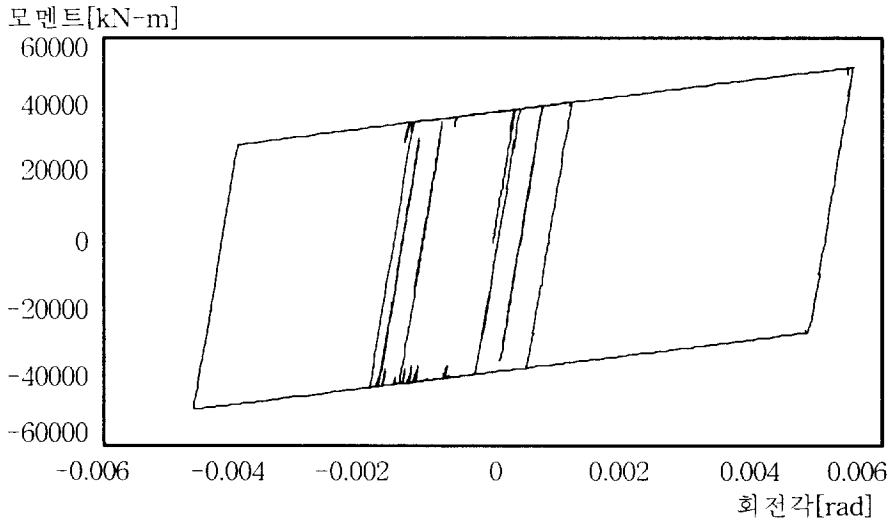


그림 3.19 비선형요소 모멘트-회전각곡선
(인공지진01-10초, 소성거동 0.84g)

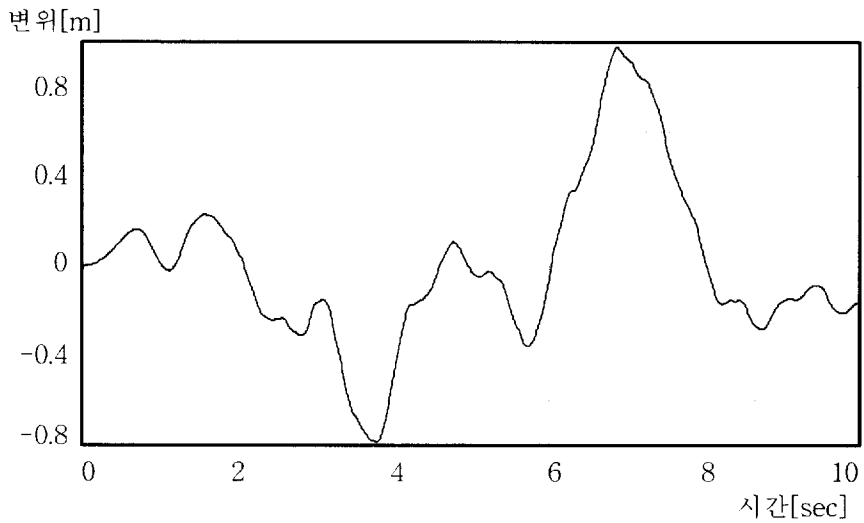


그림 3.20 비선형요소 변위이력곡선
(인공지진01-10초, 소성거동 0.84g)

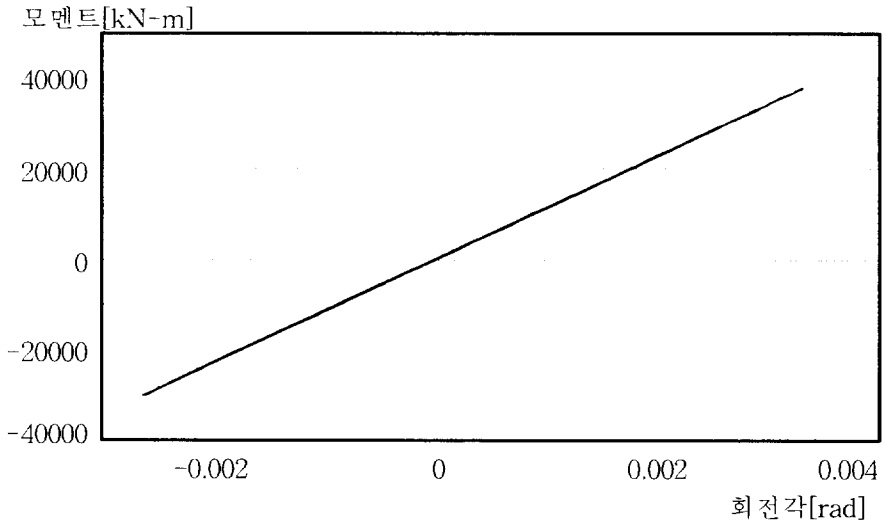


그림 3.21 비선형요소 모멘트-회전각곡선
(인공지진01-20초, 탄성한계 0.125g)

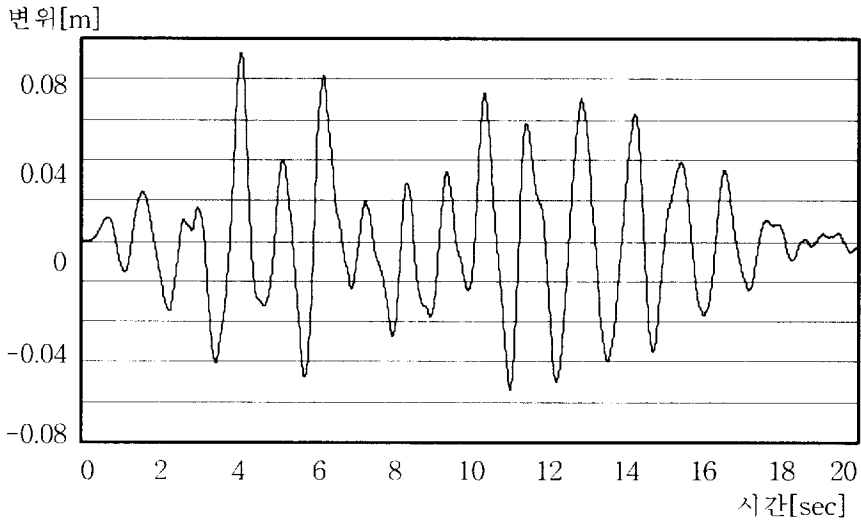


그림 3.22 비선형요소 변위이력곡선
(인공지진01-20초, 탄성한계 0.125g)

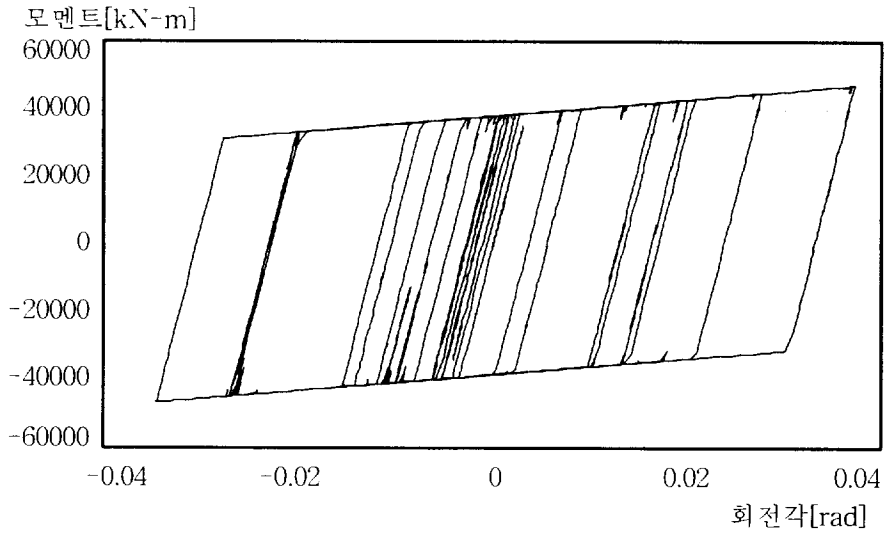


그림 3.23 비선형요소 모멘트-회전각곡선
(인공지진01-20초, 소성거동 0.875g)

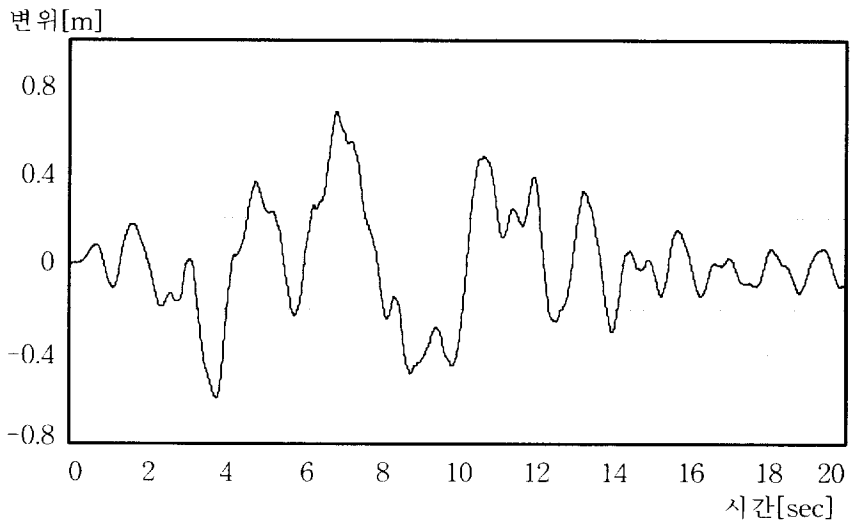


그림 3.24 비선형요소 변위이력곡선
(인공지진01-20초, 소성거동 0.875g)

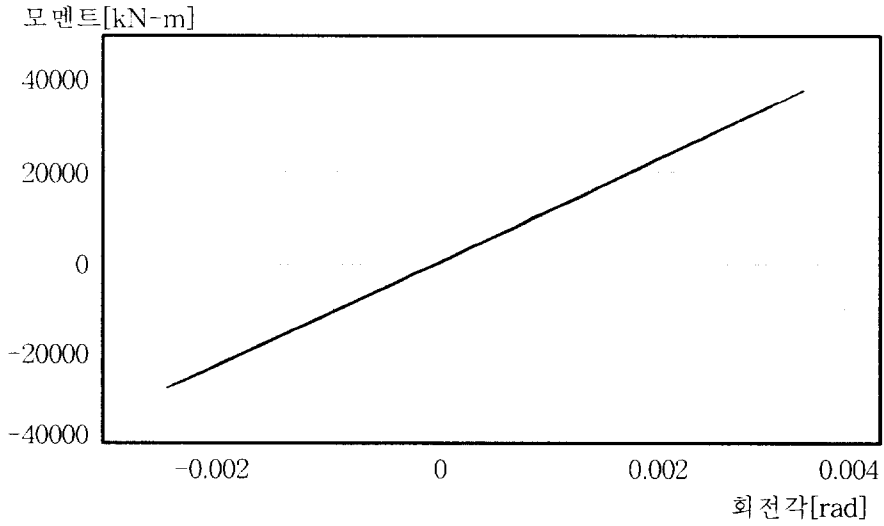


그림 3.25 비선형요소 모멘트-회전각곡선
(인공지진01-30초, 탄성한계 0.10g)

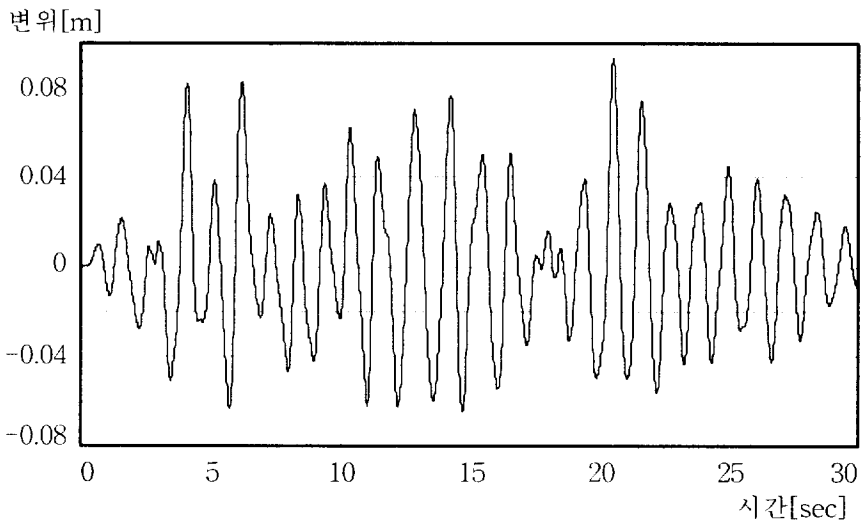


그림 3.26 비선형요소 변위이력곡선
(인공지진01-30초, 탄성한계 0.10g)

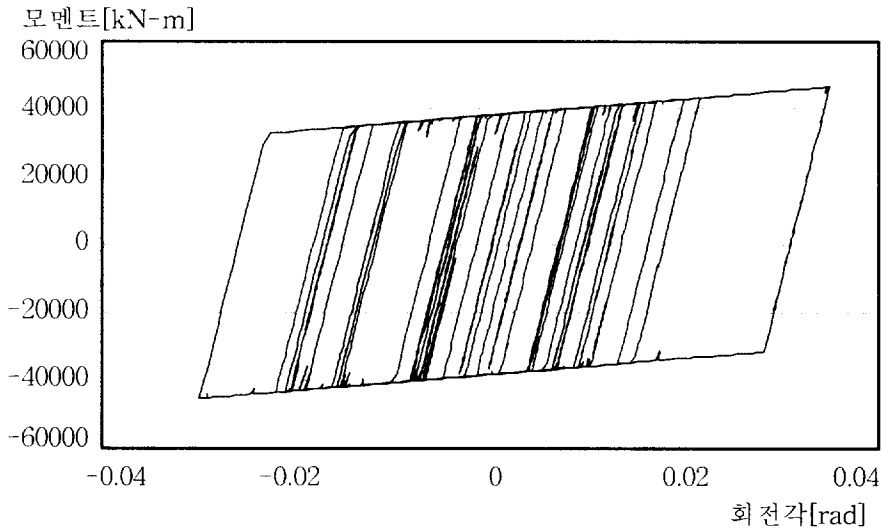


그림 3.27 비선형요소 모멘트-회전각곡선
(인공지진01-30초, 소성거동 0.70g)

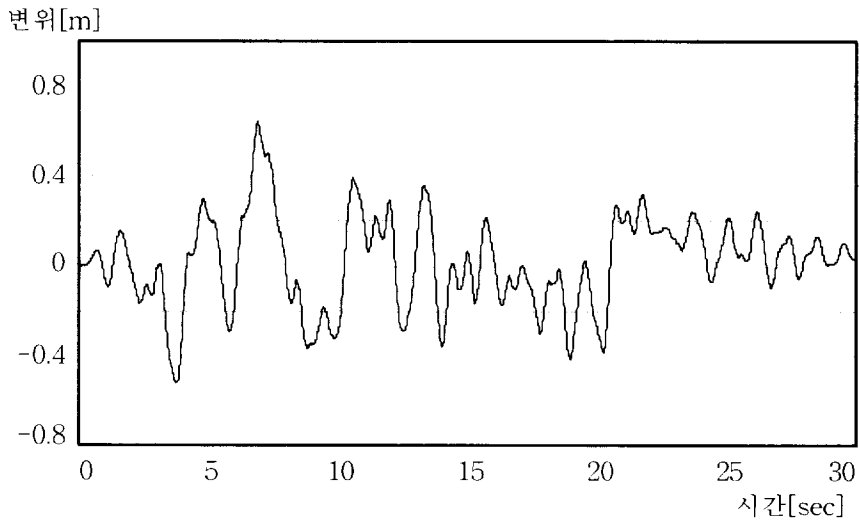


그림 3.28 비선형요소 변위이력곡선
(인공지진01-30초, 소성거동 0.70g)

지속시간 10초, 20초 및 30초인 인공지진 10개를 해석대상교량에 적용하여 결정된 거동계수는 그림 3.29와 같으며 이는 비선형거동응답곡선인 그림 3.30, 그림 3.31 및 그림 3.32에 의해 결정되었다. 이 결과 인공지진이 동일한 지속시간이라 하더라도 각 인공지진에 의한 편차가 크다는 것을 제시하고 있다.

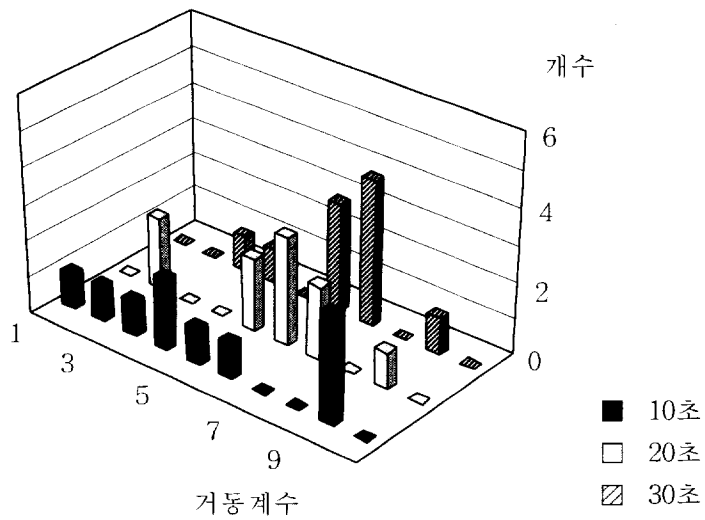


그림 3.29 지진 지속시간에 대한 거동계수

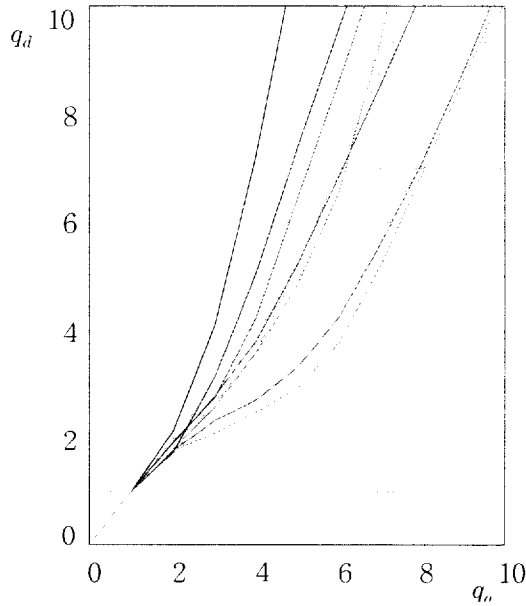


그림 3.30 비선형거동응답곡선(지속시간 10초)

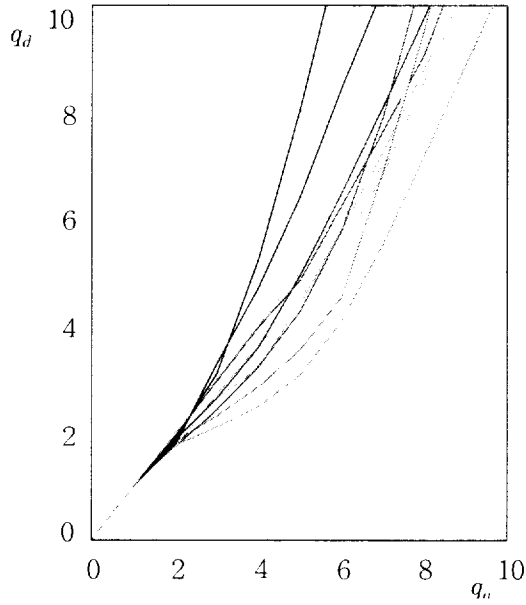


그림 3.31 비선형거동응답곡선(지속시간 20초)

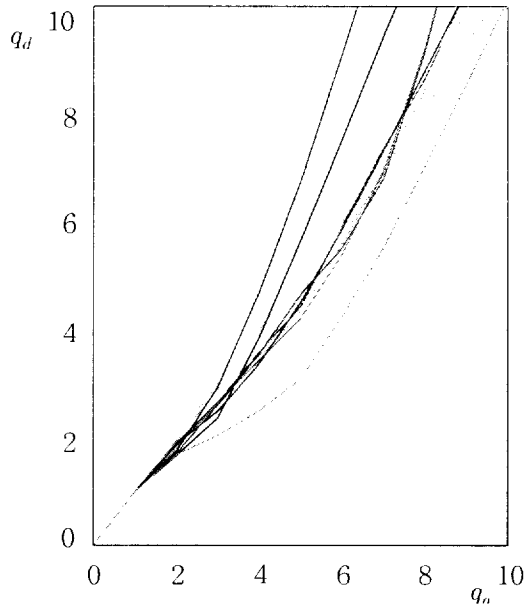


그림 3.32 비선형거동응답곡선(지속시간 30초)

4. 거동계수결정 영향인자

4.1 내진설계와 비내진설계

비내진설계의 횡방향철근 상세는 도로교설계기준 콘크리트교편[3]의 띠철근 배치기준에 부합하도록 철근 D16 철근간격 30cm를 적용하였다. 3.3절에서 구한 내진설계의 비탄성거동특성곡선과 비내진설계의 비탄성거동특성곡선을 비교하기 위해 그림 4.1과 같이 단순화하였으며 비내진설계의 경우 교각연성도가 내진설계에 비해 현저하게 낮다는 것을 제시하고 있다.

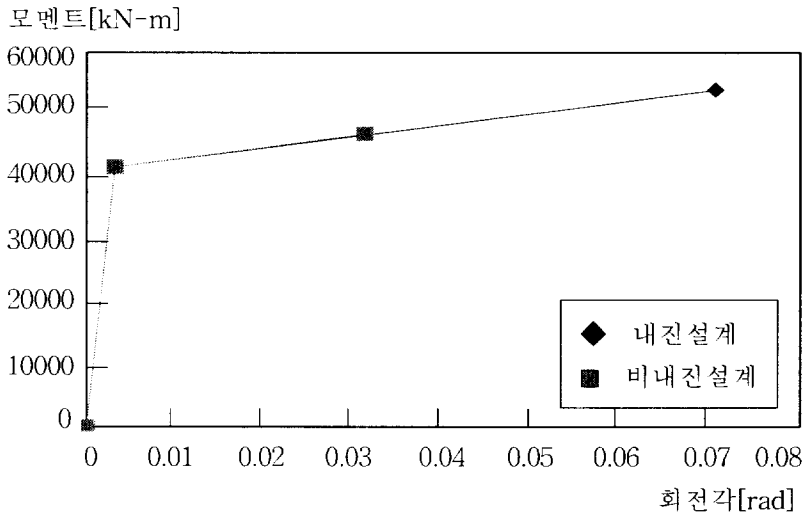


그림 4.1 내진설계와 비내진설계의 비탄성거동특성곡선

그림 4.2는 각 지속시간 10초, 20초, 30초의 인공지진을 입력지진으로 적용하여 구한 거동계수이며 교각의 연성도가 낮은 비내진설계의 거동계수가 감소한다는 것을 제시하고 있다.

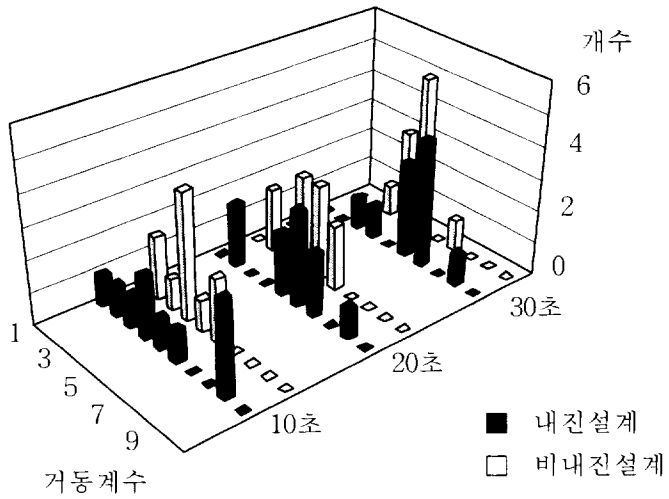


그림 4.2 설계방법에 대한 거동계수

4.2 비탄성거동특성곡선의 이상화

그림 4.3은 내진설계의 비탄성거동특성곡선과 이를 안전측으로 이상화한 경우로 이들을 적용하여 구한 거동계수는 그림 4.4와 같이 현저한 차이가 없는 것으로 제시되었다.

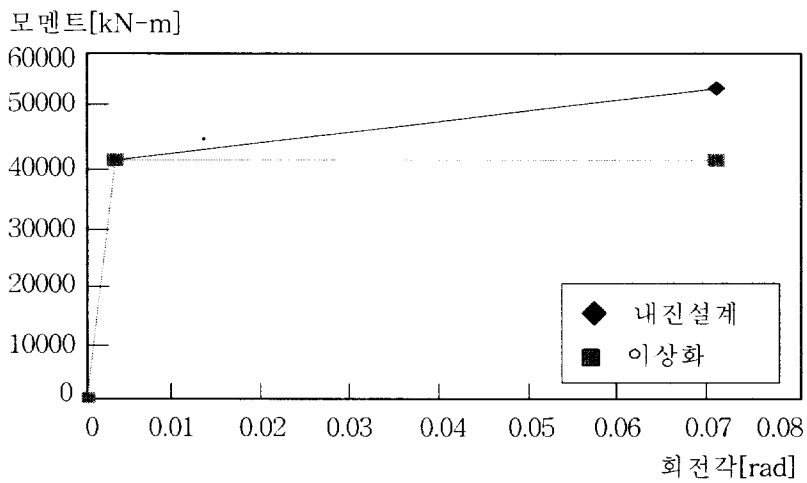


그림 4.3 비탄성거동특성곡선의 이상화

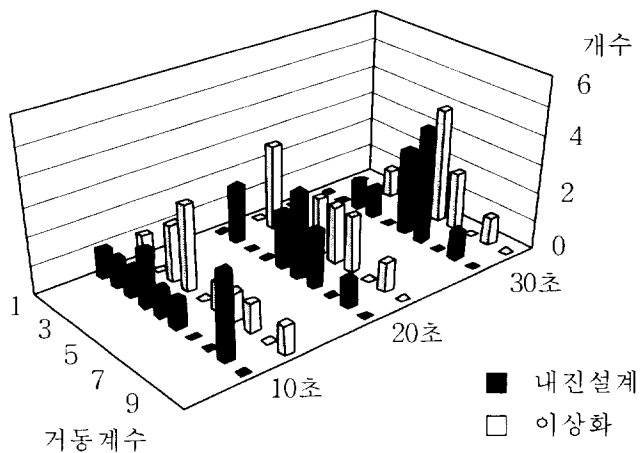


그림 4.4 비탄성거동특성곡선에 대한 거동계수

4.3 구조물의 규칙성

구조물의 대칭성이 교량의 지진거동에 미치는 영향을 검토하기 위해 규칙성을 만족하는 해석대상교량과 그림 4.5, 그림 4.6, 그림 4.7 및 그림 4.8 과 같이 교각높이를 변경하여 대칭교량, 비대칭교량 및 규칙적교량을 선정하였다. 그림 4.9는 높이가 다른 교각의 비탄성거동특성곡선이며 다른 조건이 동일하다면 교각 높이가 증가함에 따라 연성도가 증가함을 알 수 있다.

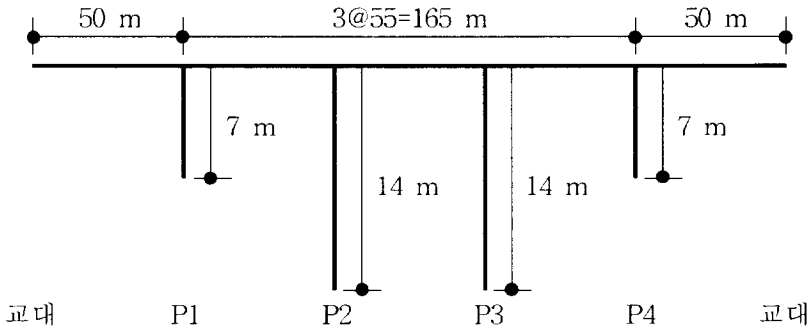


그림 4.5 대칭교량

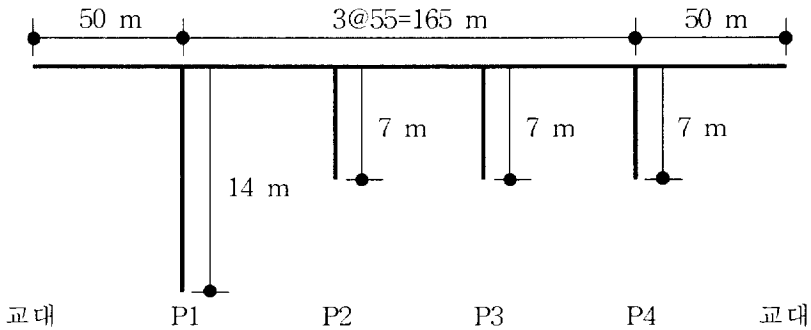


그림 4.6 비대칭교량(P1)

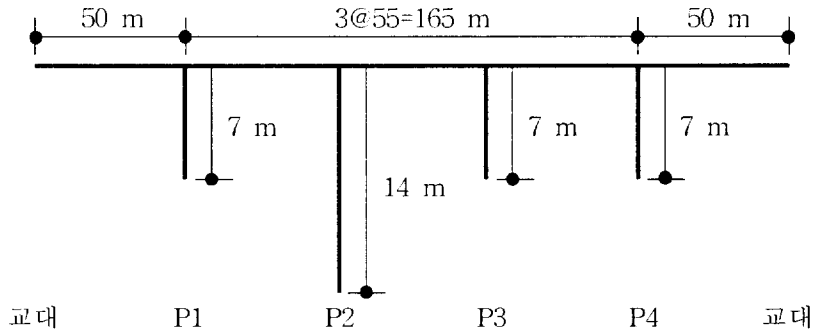


그림 4.7 비대칭교량(P2)

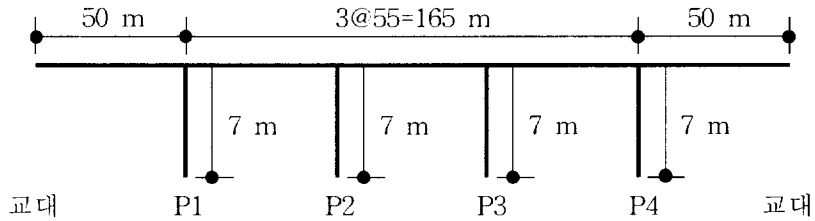


그림 4.8 규칙적교량(교각높이 7m)

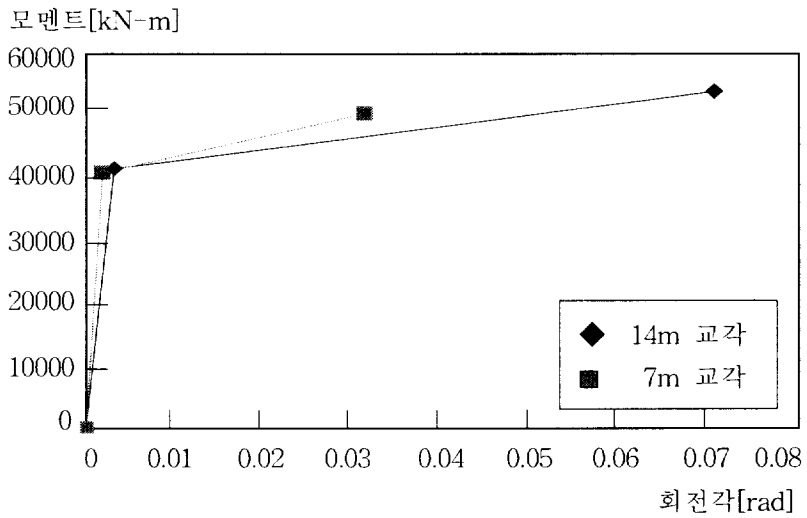


그림 4.9 7m, 14m 교각의 비탄성거동특성곡선

해석대상교량과 대칭교량의 경우 그림 4.10과 같으며 지속시간 10초인 경우 거동계수 5에 집중되어 있으나 평균적으로 거동계수는 현저한 차이를 나타내지 않는다. 그림 4.11은 해석대상교량과 비대칭교량의 경우로 비대칭교량의 거동계수가 작은 값에 많이 분포함을 나타내고 있으며 그림 4.12의 비대칭교량의 경우 교량형상과 상관없이 비슷한 분포를 나타낸다. 해석대상교량과 교각높이 7m인 규칙적교량의 경우를 나타낸 그림 4.13과 비대칭교량과 비교한 그림 4.11은 비슷한 경향이 나타난다. 따라서 비대칭교량과 교각높이 7m인 규칙적교량의 경우 그림 4.14와 같이 거동계수의 분포가 현저한 차이를 나타내지 않으므로 교량의 비대칭성보다 교각높이에 의한 연성도 감소에 의한 영향이 크다는 것을 알 수 있다.

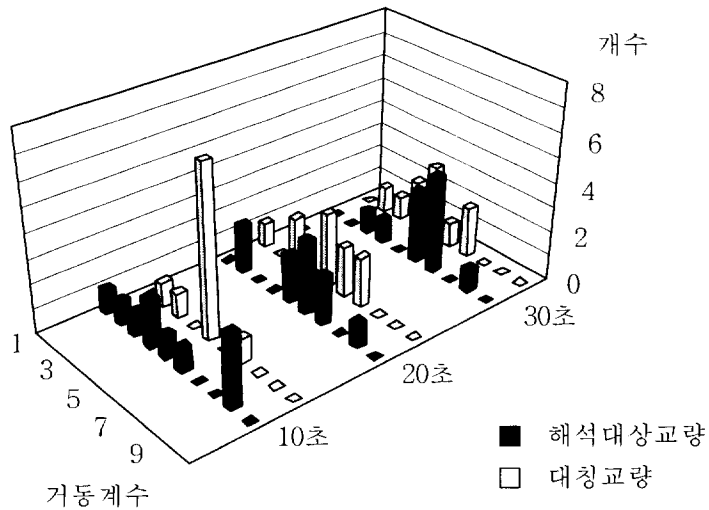


그림 4.10 해석대상교량과 대칭교량에 대한 거동계수

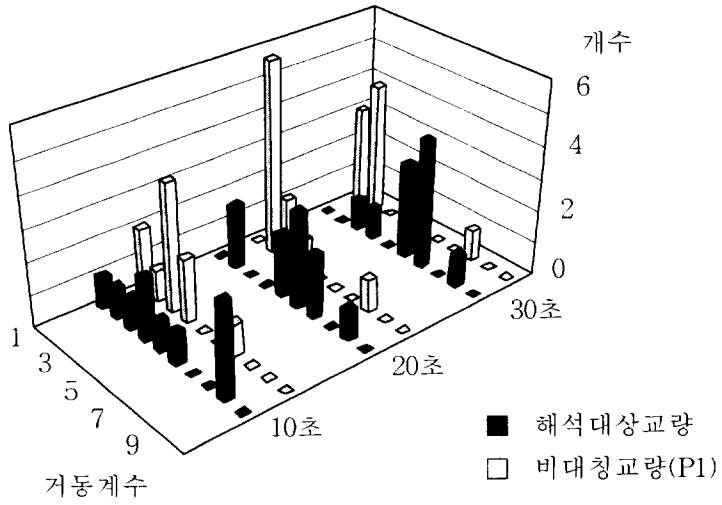


그림 4.11 해석대상교량과 비대칭교량에 대한 거동계수

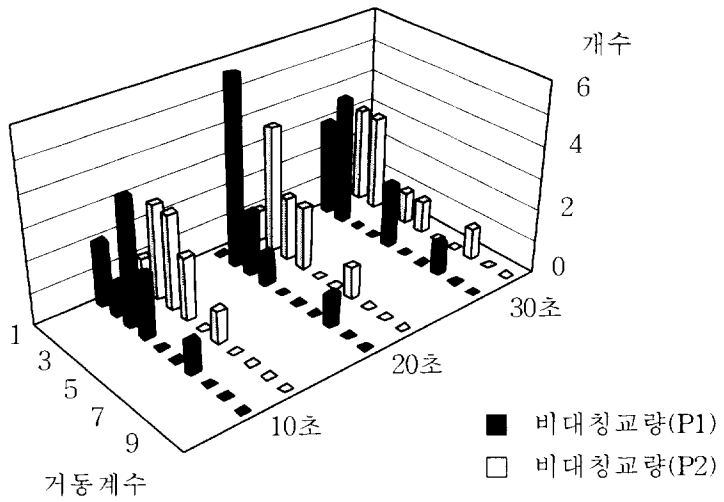


그림 4.12 비대칭교량에 대한 거동계수

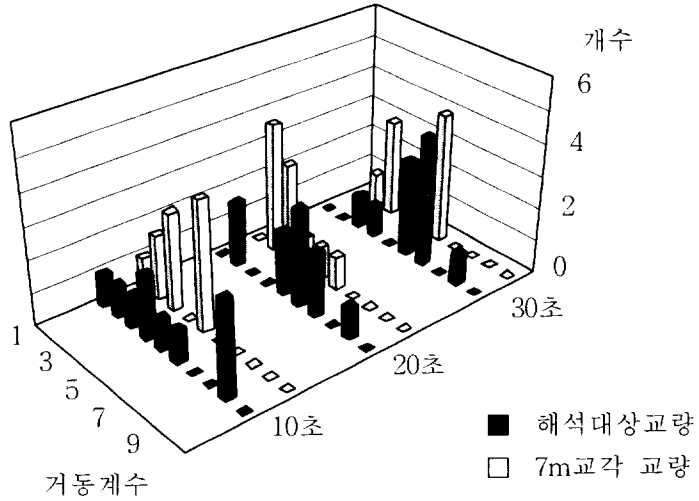


그림 4.13 교각높이에 대한 거동계수

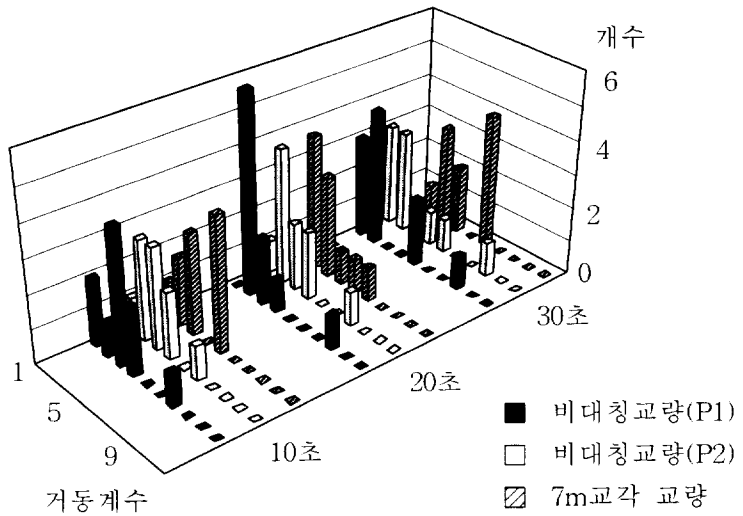


그림 4.14 비대칭교량과 7m교각 교량에 대한 거동계수

5. 결론

도로교설계기준에서 제시하는 내진설계개념인 기능수행수준과 붕괴방지 수준을 만족하는 내진설계는 교량의 비선형거동을 반영하는 응답수정계수를 선형해석법인 응답스펙트럼해석법에 적용하여 수행되며 교량의 경우 하부구조의 형상에 따라 다른 값이 주어진다. 또한 철근콘크리트 교각의 경우 축방향철근의 항복강도, 축방향철근비, 횡방향철근비 그리고 축력비 등의 요소가 교각의 연성도 및 거동계수결정에 영향을 미친다.

본 연구에서는 강박교를 해석대상교량으로 선정하여 인공지진개수와 지속시간, 횡방향철근에 의한 비탄성거동특성곡선, 구조물의 규칙성이 교량의 지진거동에 미치는 영향을 비선형시간이력해석을 수행하여 구한 거동계수로 비교, 검토하였다.

인공지진 지속시간 변화에 의한 거동계수는 지속시간이 증가하더라도 큰 영향을 미치지 않으나 동일한 지속시간이라 하더라도 각 인공지진에 의한 편차가 크다는 것을 확인하였다.

그리고 횡방향철근 상세에 의한 내진설계와 비내진설계 비교결과 교각의 연성도가 낮은 비내진설계의 거동계수가 감소하는 경향을 나타내었다.

또한 해석대상교량과 대칭교량은 거동계수의 차이가 크지 않으나 비대칭교량의 경우 해석대상교량보다 거동계수가 현저히 감소하는 경향을 나타내었다. 그러나 규칙적인 교량의 교각높이를 7m로 수정한 경우 교각높이에 의한 비대칭교량(P1, P2)과 비슷한 거동계수가 산정되었다. 따라서 교량의 비대칭성보다 교각높이에 의한 연성도 감소에 의한 영향이 크다는 것을 확인하였으며 차후 교각높이에 의한 연성도 변화에 대해 연구가 수행되어야 한다.

참고문헌

1. 서정문 외 5명, “고대 민가의 구조 및 목조 프레임의 수평내력에 관한 연구”, 한국지진공학회 논문집, 제1권, 제2호, 1997, pp. 31-37.
2. 김성균 외 4명, “영월지진과 최근 한반도의 지진활동”, 1997년 춘계 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 1977, pp. 3-14.
3. 건설교통부, “도로교설계기준 (6장 내진설계편)”, 한국도로교통협회, 2005.
4. 손혁수, 이재훈, “지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 연성도 상관관계”, 한국지진공학회 논문집, 제7권, 제4호, 2003, pp. 51-61.
5. Mario Paz, “Structural Dynamics-Theory and Computation”, Chapman&Hall, 1997.
6. CHOPRA, ANIL K. “Dynamics of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Prentice Hall, 2000.
7. 한국지진공학회, “도로교의 내진설계”, 제6회 한국지진공학회 기술강습회 교재, 2000, pp. 33-73.
8. 건설교통부, “김해시 관내 국도대체 우회도로(퇴래-농소)건설공사 설계도(Ⅱ)”, 부산 지방국토관리청, 1997.
9. 국승규, 김판배, “일반도로교의 내진해석모델 개발”, 한국지진공학회 논문집, 제6권, 제4호, 2002, pp. 1-6.
10. 김태훈, 신현목 “Analytical Approach to Evaluate the Inelastic Behaviors of Reinforced Concrete Structures under Seismic Loads”, 한국지진공학회 논문집, 제5권 제2호, 2001, pp. 113-124.
11. 김태훈, “비선형 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 교각의 내진성능평가”, 박사학위논문, 성균관대학교, 2003.

12. Taylor, R. L., FEAP - A Finite Element Analysis Program, Version 7.2, Users Manual, Volume 2, 2000.
13. Scanlan, R. and Sachs, K., "Earthquake Time Histories and Response Spectra", J. of Eng. Mech. Div., ASCE, August 1974.
14. Gasparini, D. and Vanmarcke, E., Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra, MIT, R 76-4, January 1976.
15. Preumont, A., "The Generation of Spectrum Compatible Accelerograms for the Design of Nuclear Power plants", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, pp. 481-497, 1984
16. Boore, D., "Stochastic Simulation of High-Frequency Ground Motions Based on Seismological Models of the Radiated Spectra", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 73, No. 6, pp. 1865-1894, 1983.
17. Boore, D. and Atkins, G., "Stochastic Prediction of Ground Motion and Spectral Response Parameters at Hard-rock Sites in Eastern North America," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 77, pp. 440-467, 1987.
18. Vanmarcke, E. H., Cornell, C. A., Gasparini, D. A., and Hou, S. N., "SIMQKE-Simulation of earthquake ground motions", Massachusetts, 1988.
19. Hoffmeister, B., Kuck, J., "DYNACS : Dynamic non-linear analysis of composite and steel structures", Institute of Steel Construction Aachen, 1997.

20. Ballio, G., Perotti, F., Rampazzo, L., Setti, P., "Determinazione del coefficiente di struttura per costruzioni metalliche sogette a caichi assiali", 2. Convegno nazionale l'ingegneria sismica in italia, 1984.
21. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications", 1998.
22. 김태훈, 유영화, 신현목, "지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비탄성거동 및 연성능력에 관한 해석적 연구", 한국지진공학회 논문집, 제4권, 제4호, 2000, pp. 37-51.
23. 국승규, 정진환, 최광규, "일반 강상자형 도로교의 거동계수와 내진설계", 대한토목학회 논문집, 제23권, 제5A호, 2003, pp. 995-1001.
24. 김태훈, 유영화, 신현목, "등가환산단면을 이용한 원형 철근콘크리트 교각의 비탄성해석", 대한토목학회 논문집, 제20권, 5-A호, 2000, pp. 755-763.

감사의 글

군 전역 후 학위를 받기위해 다시 공부를 시작하니 참으로 어려움이 많았고 부족함도 많이 느꼈습니다. 이렇게 부족한 제가 5년 6개월 만에 석사학위를 받게 되었으며 이끌어주시고 도움을 주신 분들께 감사의 마음을 전하고자 합니다.

먼저 저를 낳아주시고 길러주신 어머니. 내가 힘들어 할 때 따뜻한 말 한마디로 힘을 주시고 때론 말없는 든든한 후원자이신 어머니께 고개숙여 감사드립니다. 그리고 동생걱정으로 말 못하고 속앓이 하던 형과 아버지처럼 든든한 후원자이신 작은 아버지께도 감사드립니다. 항상 부족하고 어설픈 저를 여기까지 이끌어주신 교수님. 지도교수로서 인생의 선배로서 일하는 방법, 도덕성과 책임감에 대해 몸소 실천하시고 모범을 보이시면서 저에게 많은 것을 일깨워주신 교수님께 고개숙여 감사드립니다. 그리고 학문적으로 부족한 저를 이끌어주신 모든 학과 교수님께도 감사드립니다.

복학 후 제가 적응할 수 있게 좋은 말과 용기를 주고 때론 꾸짖어 주던 동일이형께 감사드립니다. 그리고 좋은 말보다 쓰디쓴 말로 나를 이끌어 주신 민수형, 후배들과 학과 일이라면 헌신적인 종탁이형, 동주형, 인주형, 회철이형, 병길이형, 정민이형들께도 감사드립니다. 조금한 마음에 힘들어 할 때 옆에서 큰 힘이 되어준 동기 성민이와 점식이에게도 감사드립니다.

항상 발전하는 내진설계연구실을 기원하며 연구실의 모든 선후배들에게도 감사의 말을 전합니다. 졸업한 준봉이형, 판배, 동휘에게 감사하며 학교생활에 적응하도록 도움을 주고 논문작성시에도 많은 도움을 준 홍기와 동원이에게도 고마움을 전합니다. 그리고 생활의 활력소가 되어준 진우와

준영이게도 감사합니다.

힘들어 할 때 말동무와 힘이 되어준 죽마고우. 동현이, 진용이, 성혁이, 인호 그리고 졸업 후 모임을 통해 많은 얘기를 해준 상은이형, 민우형, 우환이형, 창환이에게도 고마움을 전합니다.

이 논문이 완성되기까지 도움을 주신 모든 분들께 감사드립니다.