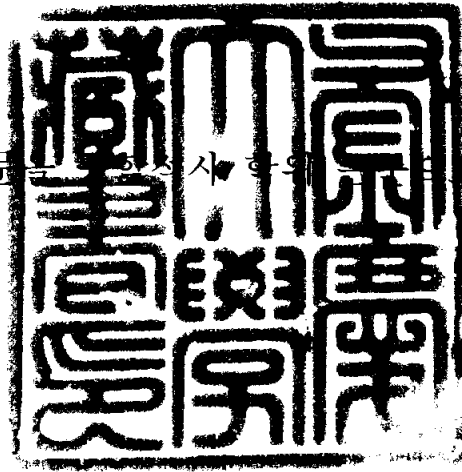


공학석사 학위논문

응답수정계수 결정에 필요한
인공지진의 개수

지도교수 국 승 규

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함



2004년 8월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

이 동 휘

이동휘의 공학석사 학위논문을 인준함

2004년 6월 24일

주 심 공학박사 이 동 욱



위 원 공학박사 김 명 식



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
1.2 연구현황	4
2. 지진하중에 대한 동적해석	5
2.1 운동방정식	5
2.2 지진응답해석법	8
2.2.1 응답스펙트럼해석법	8
2.2.2 시간이력해석법	14
3. 응답수정계수 산정	18
3.1 해석대상교량	18
3.2 해석모델	20
3.3 비탄성거동	21
3.4 인공지진의 모사	31
3.5 응답수정계수 산정	36
4. 인공지진 개수 결정	51
5. 결론	53
참고문헌	54
감사의 글	57

< 그림 목차 >

- 그림 2.1 지반진동을 받는 단자유도 구조물의 감쇠진동
- 그림 2.2 응답스펙트럼의 개념도
- 그림 2.3 응답스펙트럼해석의 원리
- 그림 2.4 상관계수 ρ_{in}
- 그림 2.5 탄성지진력과 설계지진력
- 그림 2.6 Newmark 법에 의한 동적응답 해석절차
- 그림 3.1 해석대상교량의 종단면도와 강제받침 배치
- 그림 3.2 해석대상교량의 횡단면도
- 그림 3.3 해석모델
- 그림 3.4 해석대상교량의 교각 정면도
- 그림 3.5 교각기둥의 단면도(A-A)
- 그림 3.6 교각기초의 단면도(B-B)
- 그림 3.7 원형 철근콘크리트 교각의 등가환산단면
- 그림 3.8 철근의 단면 2차 모멘트 계산을 위한 환산 두께
- 그림 3.9 요소의 자유도
- 그림 3.10 비선형 해석을 위한 교각의 요소분할
- 그림 3.11 교각기둥의 비탄성거동특성곡선
- 그림 3.12 랜덤 진동론에 의한 인공지진의 모사
- 그림 3.13 중약진지역의 인공지진에 적용한 포괄함수
- 그림 3.14 가속도시간이력(인공지진001, 총 지속시간 10초)
- 그림 3.15 응답스펙트럼(인공지진001, 총 지속시간 10초)
- 그림 3.16 가속도시간이력(인공지진001, 총 지속시간 20초)
- 그림 3.17 응답스펙트럼(인공지진001, 총 지속시간 20초)

그림 3.18 가속도시간이력(인공지진001, 총 지속시간 30초)

그림 3.19 응답스펙트럼(인공지진001, 총 지속시간 30초)

그림 3.20 비선형요소의 위치

그림 3.21 응답수정계수 산정방법

그림 3.22 탄성한계결정 절차

그림 3.23 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선(인공지진 001-10초,
탄성한계-0.035g)

그림 3.24 기준절점의 변위이력곡선(인공지진 001-10초, 탄성한계
-0.035g)

그림 3.25 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선(인공지진 001-10초,
소성거동 -0.177g)

그림 3.26 기준절점의 변위이력곡선(인공지진 001-10초, 소성거동
-0.177g)

그림 3.27 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선(인공지진 001-20초,
탄성한계-0.034g)

그림 3.28 기준절점의 변위이력곡선(인공지진 001-20초, 탄성한계
-0.034g)

그림 3.29 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선(인공지진 001-20초,
소성거동-0.169g)

그림 3.30 기준절점의 변위이력곡선(인공지진 001-20초, 소성거동
-0.169g)

그림 3.31 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선(인공지진 001-30초,
탄성한계-0.035g)

그림 3.32 기준절점의 변위이력곡선(인공지진 001-30초, 탄성한계
-0.035g)

그림 3.33 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선(인공지진 001-30초,
소성거동-0.177g)

그림 3.34 기준절점의 변위이력곡선(인공지진 001-30초, 소성거동
-0.177g)

그림 3.35 비선형거동응답곡선(총 지속시간 10초)

그림 3.36 비선형거동응답곡선(총 지속시간 20초)

그림 3.37 비선형거동응답곡선(총 지속시간 30초)

< 표 목차 >

표 2.1 응답수정계수 R

표 3.1 해석대상교량 교각 재료특성치

표 3.2 원형단면과 환산단면의 단면적과 2차모멘트 비교

표 3.3 원형단면과 환산단면의 단면적과 2차모멘트의 계산 방법

표 3.4 산정된 응답수정계수-총 지속시간 10초 적용

표 3.5 산정된 응답수정계수-총 지속시간 20초 적용

표 3.6 산정된 응답수정계수-총 지속시간 30초 적용

표 4.1 인공지진 임의추출 10개로 결정한 응답수정계수

표 4.2 인공지진 임의추출 20개로 결정한 응답수정계수

표 4.3 인공지진 임의추출 30개로 결정한 응답수정계수

The Number of Artificial Accelerogram for the Determination of the Response Modification Factor

Dong-Hwee Lee

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

ABSTRACT

As the response spectrum method generally used in the earthquake resistant design is a linear method, the nonlinear behavior of a structure is to be reflected with a specific factor. Such factors are provided in the Design Criteria for Roadway bridges and AASHTO as response modification factors(R) and in the Eurocode as behavior factors. For the determination of such factors non-linear time history analyses are required. As seismic inputs artificial accelerograms are used which are simulated considering the local earthquake characteristics. However the inherent randomness of simulated earthquakes leads to factors with significant differences. Therefore it is important to determine how many accelerograms should be applied to get the factors on the safe side. Because the non-linear time history analyses require detailed modeling representing the exact behavior of materials as well as much time and cost, simplified methods, linear time history analyses, are desirable if the non-linear structural behavior is properly reflected.

In this study a 5-span steel box bridge with T-type piers is selected and R factor is determined by way of applying linear time history analysis with a linear model, where the non-linear behavior of the piers is considered as an element with a characteristic curve. 300 artificial accelerograms are simulated as seismic input, which are subdivided into 3 groups - each 100 accelerograms with total duration of 10 seconds, 20 seconds and 30 seconds. The number of artificial accelerogram necessary

to obtain the factor on the safe side is determined by way of Random Sampling Method with the sets of calculated factors.

Keyword : Response spectrum method, Nonlinear behavior, Response modification factor, Non-linear time history analyses

1. 서론

1.1 연구배경 및 목적

최근 일본, 터키, 대만 등에서 세계적으로 많은 강진이 발생하여 상당한 인명, 경제적 손실을 입혔으며 국내에서도 영월(1996. 12, $M=4.5$), 경주(1997. 6, $M=4.2$), 속초(1999. 1, $M=4.2$), 철원(2002. 12, $M=3.6$)등지에서 지진이 발생하였고 기상청의 지진관측자료에 의하면 1990년대에 들어 한반도에서 관측된 지진이 급증하고 있는 것으로 보고되고 있다.

우리 나라는 유라시아지진대에 속해 환태평양지진대인 일본에 비하여 상대적으로 지진안전지대라고 생각되었으나 현재까지 발견된 약 1900여 개의 역사지진 기록 그리고 이 중에서 가옥의 붕괴 및 인명 손실과 관련된 지진 기록[1]을 살펴보면 우리 나라도 결코 지진의 안전지대라 할 수 없다. 또한 김성균(1997)등은 최근 한반도의 지진활동 등을 연구하여 점차 지진활동이 활발해지는 시기에 접어들고 있다고 추정하고 있다[2].

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 내진설계기준의 기본적인 방향은 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 만족하도록

규정하고 있다. 교량의 경우 지진 시 탄성한계를 벗어났다고 해서 교량이 붕괴되는 것은 아니며 교각 하단부에 소성힌지가 형성되어 일정 정도의 연성을 발휘한다. 선형해석법인 응답스펙트럼해석법의 적용시 이러한 교각의 비선형거동은 특정한 계수를 도입하여 탄성 지진해석에서 구한 단면력을 연성도에 따라 감소시키며 도로교설계기준[3]과 AASHTO[4]에서는 이 계수를 응답수정계수로 Eurocode[5]에서는 거동계수로 제시하고 있다.

응답수정계수를 결정하기 위해서는 하나의 진동단위를 이루는 전체 교량을 해석대상으로 하고 비선형시간이력해석을 수행하여야 하나 비선형시간이력해석은 모델링이 복잡하고 해석에 소요되는 시간, 경비가 상당하다. 내진설계기준에서 요구하는 파괴메카니즘에 의하면 교량의 경우 교각의 비선형거동으로 붕괴방지수준을 만족하는 것이므로 교각의 비선형거동에 의한 영향이 해석결과에 적절히 반영된다면 선형시간이력해석을 수행하여도 가능하다. 시간이력해석은 인공지진을 모사하여 입력지진으로 사용하므로 지진하중의 불특정성에 의한 비안전측의 결과를 배제하여 해석결과의 보편성을 확보하기 위해 적용할 인공지진의 개수 및 지속시간의 결정이 선행되어야 한다.

교량, 지진특성에 따라 하부구조의 응답수정계수는 다르게 결정될 수 있기 때문에 특정 교량의 해석결과를 일반화하는 것은 타당하지 못하다. 응답수정계수를 일반교량에 적용하는 것에 대한 타당성을 입증하기 위해서는 대상교량을 확대하여 추가적인 연구를 수행하여야 하며 이 논문에서는 해석결과를 해석대상교량에 국한한다.

이 연구에서는 일반도로교인 5경간 강상자형(단주교각) 도로교를 해석대상교량으로 선정하고 입력지진의 지속시간 및 개수가 응답수정계수 결정에 미치는 영향을 고려하기 위해, 총 지속시간이 10초, 20초 및 30초인 각각의 인공지진 100개를 사용하여 응답수정계수를 산출하였다. 산출 결

과 10초, 20초 및 30초의 입력지진에 대해서 동일하지 않은 응답수정계수가 결정될 수 있음을 입증하였으며 각 100개의 결과를 모집단으로 하여 임의추출방식으로 응답수정계수를 선정하는 경우 안전측의 응답수정계수를 결정하기 위해 필요한 인공지진의 개수를 제시하였다.

1.2 연구현황

국내에서 도로교의 내진설계에 관한 기준으로 1992년에 개정된 도로교표준시방서에서 내진설계편이 신설된 후, 이 분야에 많은 연구와 기술적 발전이 있어왔다. 1995년 12월에 개정된 자연재해대책법에서는 지진이 발생할 경우 재해를 입을 우려가 있는 도로법에 의한 도로시설을 포함해서 17개의 각종 시설에 대해서 내진설계기준을 제정하여 시행하도록 규정하고 있다. 현행 도로교설계기준은 도로교표준시방서의 내진설계규준을 일부 보완한 것으로 도로교설계기준에서 제시된 내진설계기준은 설계지진 발생 시 구조물의 국부적 과손을 허용하는 붕괴방지수준과 설계지진보다 강도는 작으나 빈도가 잦은 약진 발생 시 기능수행수준을 유지하도록 규정하고 있다.

현재 국내에서 교량의 내진설계에 관한 연구가 활발히 진행 중이다. 정영수 등은 기존 교각의 내진성능 평가 및 내진보강 기법 개발을 위하여 철근콘크리트 교각의 준정적 실험[6]을 실시하였고, 김태훈 등은 철근콘크리트 교각의 비탄성거동 및 연성능력에 관한 해석적 연구[7]를 수행하였다. 이재훈 등은 연성요구량에 따른 내진설계[8]를 연구하였고, 국승규 등은 거동계수와 파괴메카니즘을 고려한 내진설계[9]에 관해 연구하였다.

우리 나라는 현재까지 인공지진의 설정에 관한 일정한 기준이 제시되어 있지 않고 미국이나 일본과 같이 지진데이터를 확보하지 못한 상황이라 실무에서 적용하는 인공지진은 통일성 없이 설정되거나 미국의 지진자료를 그대로 사용하고 있으나 이 분야에 대한 연구실적은 미비하다.

2. 지진하중에 대한 동적해석

2.1 운동방정식

구조동역학이론[10,11,12]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.

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

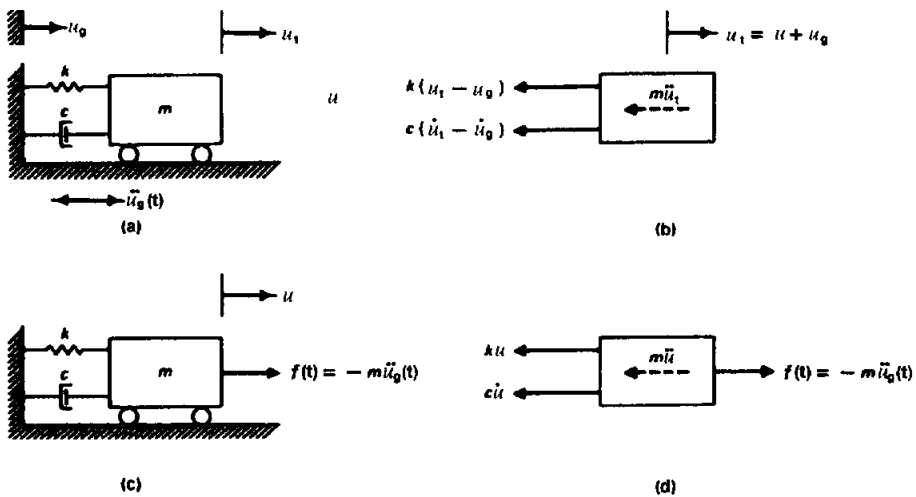


그림 2.1 지반진동을 받는 단자유도 구조물의 감쇠진동

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 지진응답해석법

2.2.1 응답스펙트럼해석법

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.

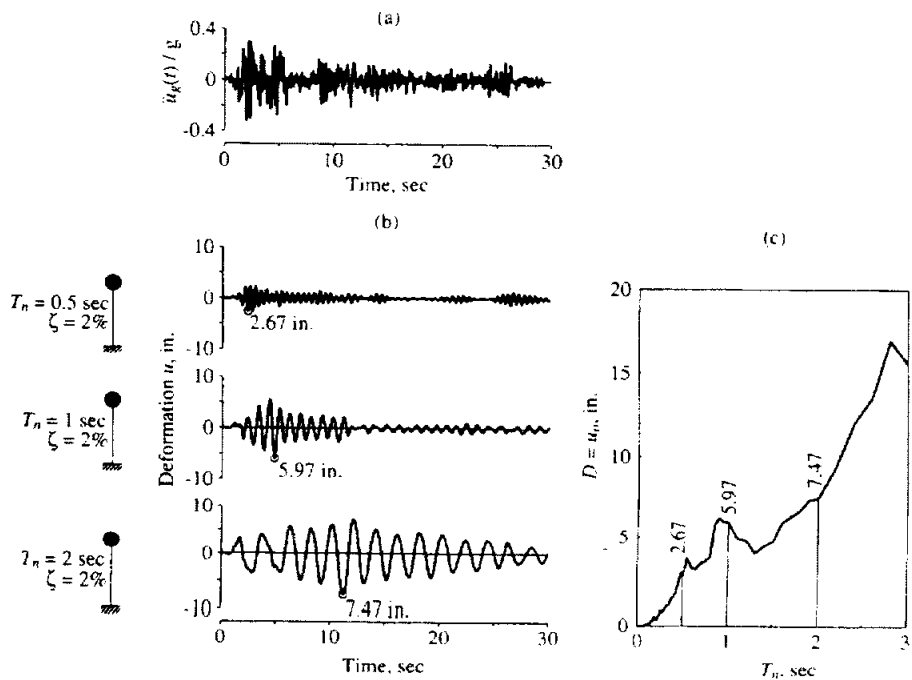
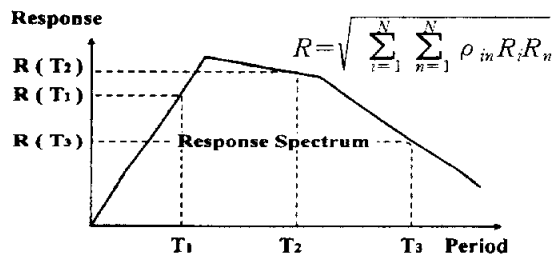
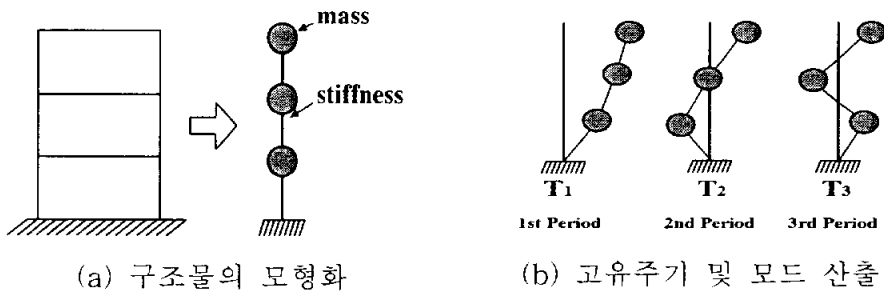


그림 2.2 응답스펙트럼의 개념도

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.

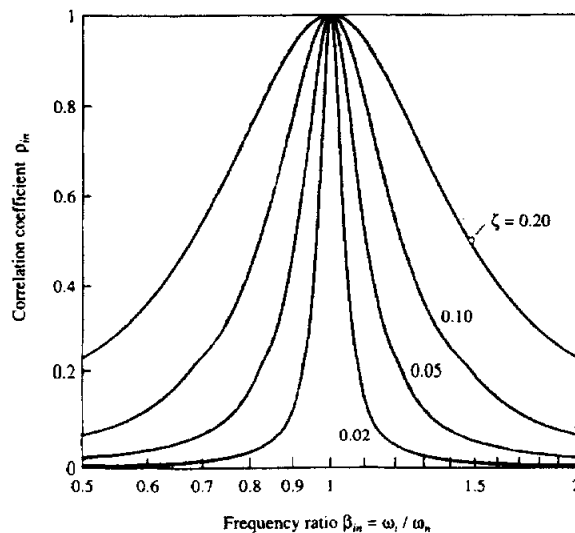


그림 2.4 상관계수 ρ_{in}

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 ξ_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 구조

물의 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 응답수정계수 R 을 적용하여 설계지진력 M_{design} 을 결정하며, 식 (2.9)와 같이 적용한다.

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

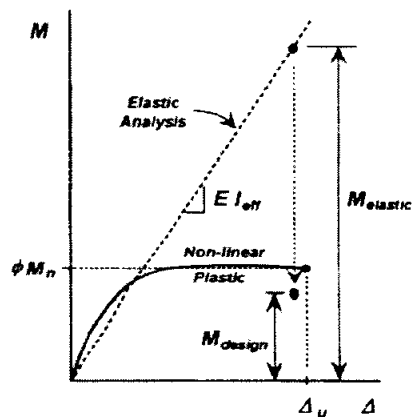


그림 2.5 탄성지진력과 설계지진력

2000년도 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)		상부구조의 한 지간내의 신축이음	0.8
1. 수직말뚝만 사용한 경우	3		
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		기둥 또는 교각과 기초	1.0
1. 수직말뚝만 사용한 경우	5		
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 타임스텝 Δt 의 외력 펄스에 대한 구조물의 동적응답을 계산하는 방법이다. 외력의 시간계열 $P_{eff}(t_i - t_{i+1})$ 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 우변항을 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 알게되고 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 제시하였

으며, $\beta = 1/4$, $\gamma = 1/2$ 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.

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

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

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

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 동적응답은 그림 2.6의 계산절차를 거쳐 계산된다.

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

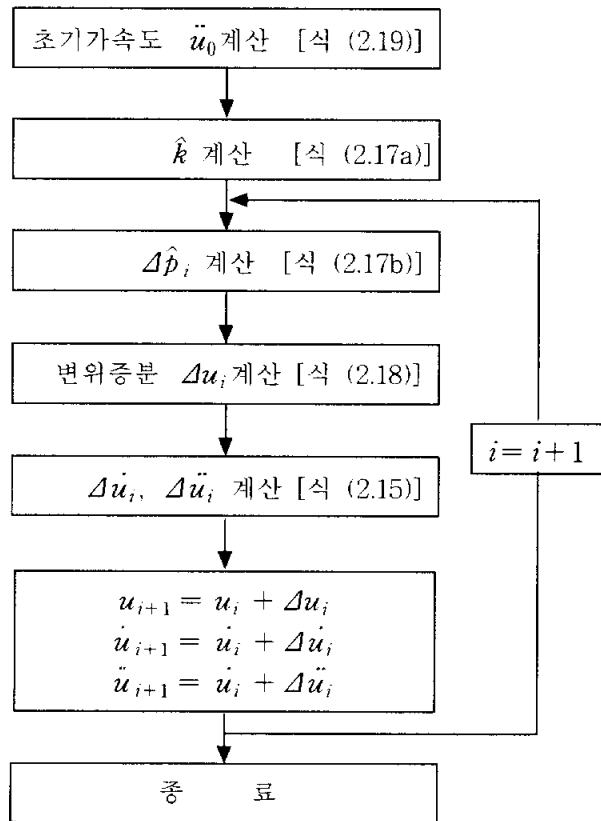
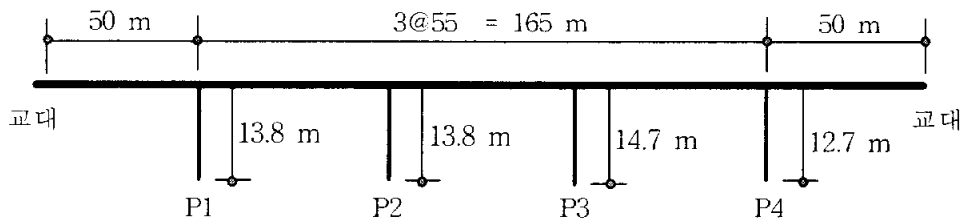


그림 2.6 Newmark 법에 의한 동적응답 해석절차

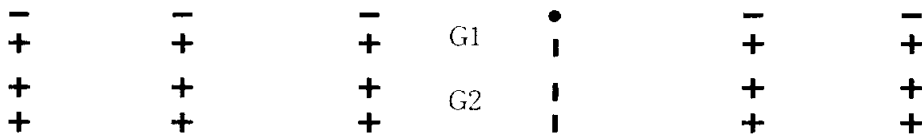
3. 응답수정계수 산정

3.1 해석대상교량

해석대상교량은 총 연장 265m(2@50+3@55)인 5경간 강상자형 도로교 [13]로 상부구조는 2연 상자형거더, 하부구조는 T형 교각으로 구성되어 있으며 종단면도와 강재받침의 배치도 및 횡단면도는 그림 3.1, 그림 3.2 와 같다. 모든 교각기둥은 지름 3m의 원형이며 교각 P3에 고정단이 설치되어 있다. G1, G2는 상자형거더를 표기한 것이다.



(a) 종단면도



(b) 강재받침의 배치

그림 3.1 해석대상교량의 종단면도와 강재받침 배치

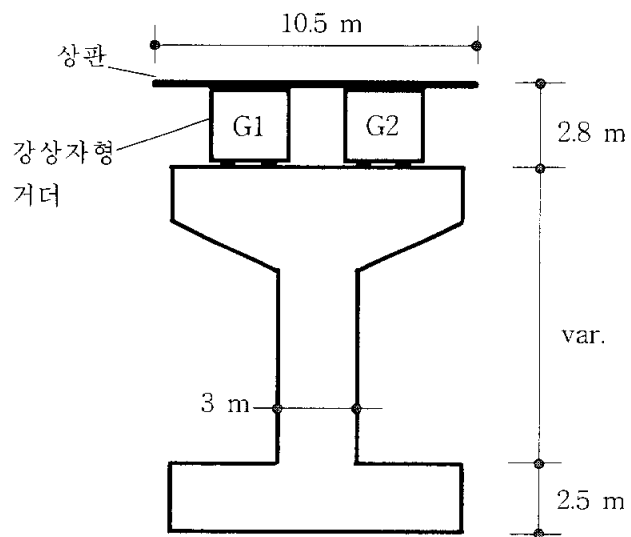
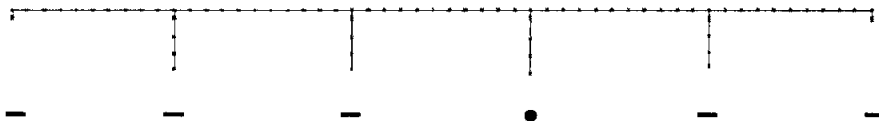


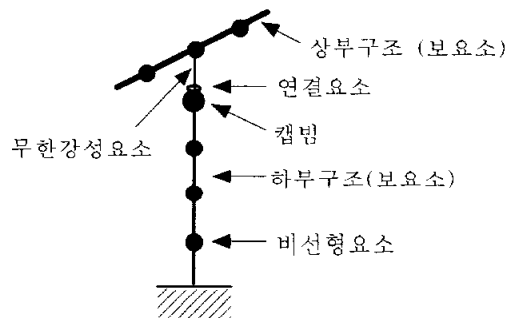
그림 3.2 해석대상교량의 횡단면도

3.2 해석모델

내진설계는 설계기본개념을 만족하도록 구조부재를 결정하는 기본설계 작업이므로 가능한 한 단순모델을 사용하는 것이 합리적이다. 내진해석모델 연구[14]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 비탄성거동

응답스펙트럼해석법에 적용되는 응답수정계수는 교량의 비탄성거동에 의한 영향을 설계에 반영하는 것이므로 응답수정계수는 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 연성과파괴메카니즘은 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)[15,16]를 사용하였다. RCAHEST는 철근콘크리트 평면응력요소, 그리고 경계면요소 등을 범용 유한요소해석 프로그램인 FEAP[17]에 이식하여 모듈화 된 비선형 유한요소해석 프로그램으로 횡방향 구속철근이 배근된 철근콘크리트 부재의 거동특성을 적절히 반영할 수 있다.

해석대상교량 교각의 재료특성치는 표 3.1과 같으며 그림 3.4는 고정단 교각인 P3의 정면도이다. 교각의 기둥은 직경이 3m인 원형단면으로 교각 기둥의 단면 A-A의 단면도는 그림 3.5와 같다. 교각의 기초는 10m×10m

×2.5m의 크기로 B-B의 단면도는 그림 3.6과 같다.

표 3.1 해석대상교량 교각 재료특성치

재 료	탄성계수 (kN/cm ²)	압축강도 (kN/cm ²)	인장강도 (kN/cm ²)
콘크리트	2350	2.4	0.22
철 근	20400	30	30

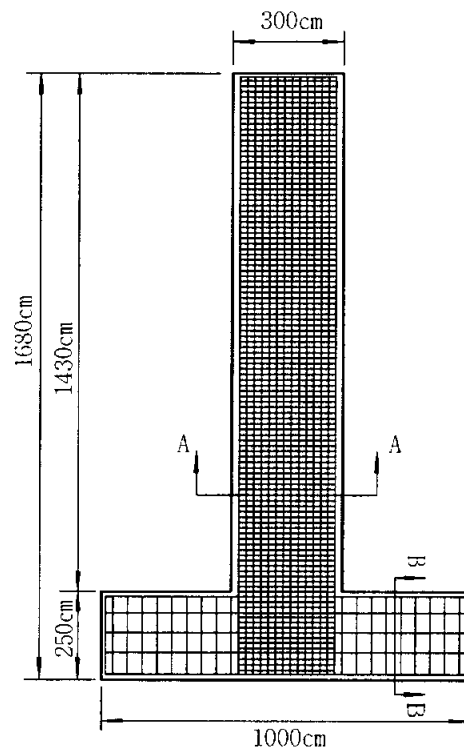


그림 3.4 해석대상교량의 교각 정면도

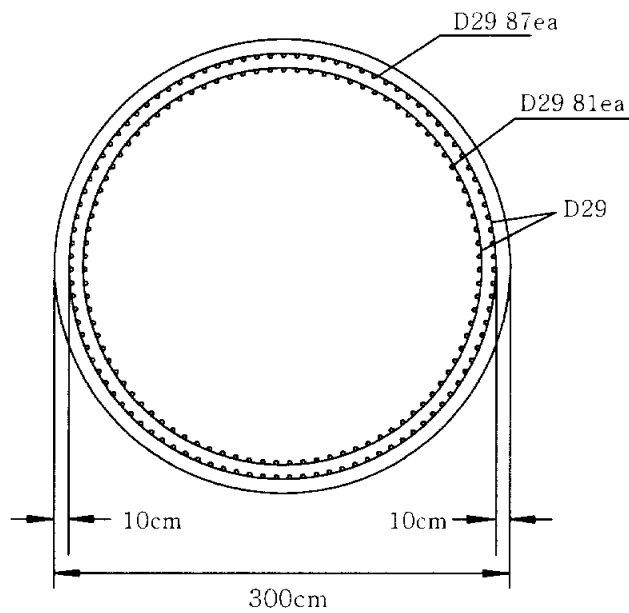


그림 3.5 교각기둥의 단면도(A-A)

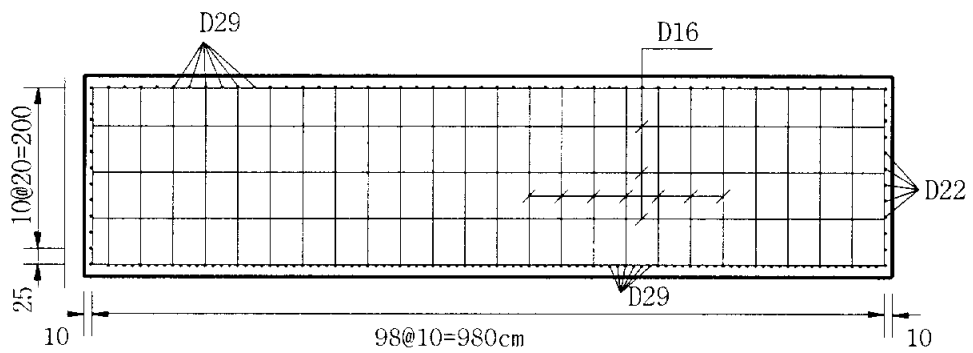


그림 3.6 교각기초의 단면도(B-B)

각 교각은 식 (3.1)로 정의되는 내진설계기준의 최소 횡방향철근비와 횡방향철근의 간격 및 설치구간을 만족하도록 설계되었다.

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (3.1a)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (3.1b)$$

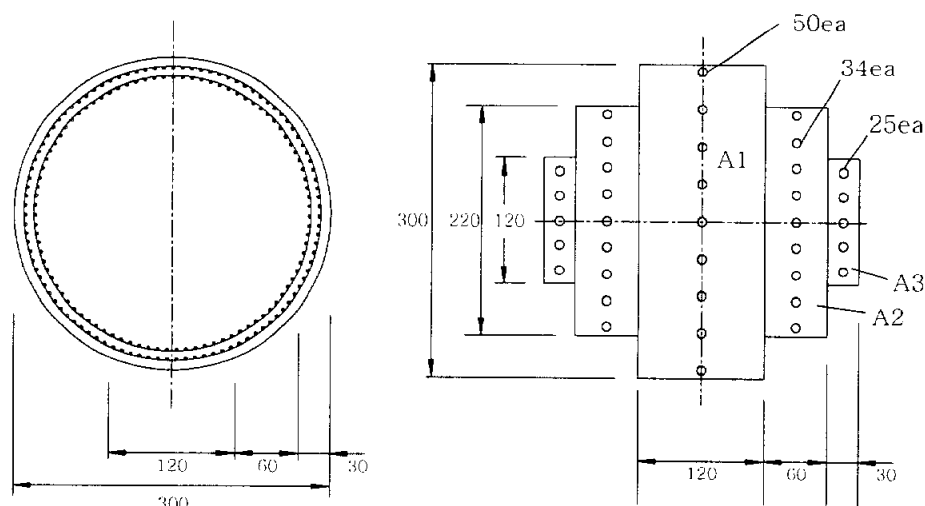
여기서, A_g : 기둥의 총단면적(cm^2)

A_c : 기둥 심부의 면적(cm^2)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(kgf/cm^2)

f_y : 철근의 항복강도(kgf/cm^2)

유한요소해석을 위해서 원형 철근콘크리트 교각을 등가환산단면을 이용하여 그림 3.7과 같이 2차원 평면응력요소로 해석이 가능하도록 하였다. 등가환산단면은 원형 철근콘크리트 교각의 실제거동과 유사하도록 철근과 콘크리트의 단면적, 하중재하 방향의 단면 2차 모멘트가 같아지도록 환산하였으며 오차범위는 5%이하가 되도록 유도하였다[18].



(unit : cm)

그림 3.7 원형 철근콘크리트 교각의 등가환산단면

표 3.2는 원형단면과 환산단면의 단면적과 단면 2차 모멘트를 비교한 것이며 계산 방법은 표 3.3에 제시되어 있다. 원형단면에서 주철근은 2단으로 배근되어 있으며 단면 2차 모멘트는 1단과 2단에 배근된 주철근의 단면 2차 모멘트의 합으로 계산한다. 그림 3.8에서와 같이 원형단면의 중심으로부터 r_1 , r_2 만큼 떨어진 위치에 배근된 주철근은 각각 두께가 t_1 , t_2 인 중공원형단면으로 환산하여 단면 2차 모멘트를 계산하였다. t_1 은 1

단의 철근으로 환산한 중공원형단면의 면적이 실제 1단에 배근된 철근 총 단면적의 합과 같도록 유도한 등가의 두께이며 t_2 는 2단에 배근된 철근으로 환산한 중공원형단면의 면적이 실제 2단의 철근 총 단면적의 합과 같도록 유도한 등가의 두께이다.

표 3.2 원형단면과 환산단면의 단면적과 2차모멘트 비교

	단면적(cm^2)		2차 모멘트(cm^4)	
	원형단면	환산단면	원형단면	환산단면
콘크리트	70686	69600	3.98×10^8	3.97×10^8
철근	1079	1079	9.87×10^6	9.39×10^6

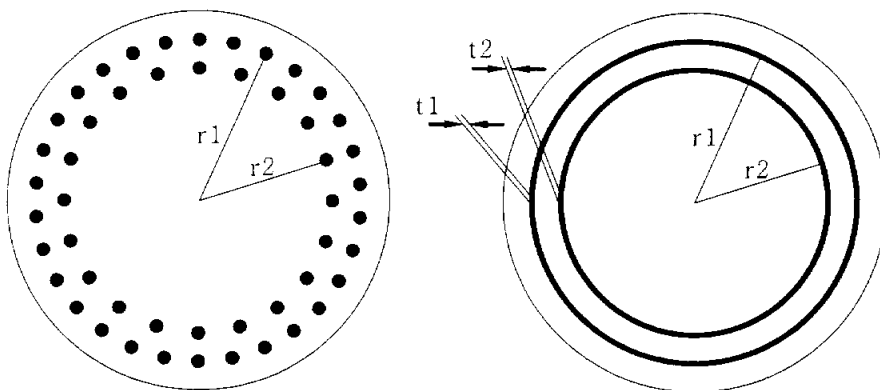


그림 3.8 철근의 단면 2차 모멘트 계산을 위한 환산 두께

표 3.3 원형단면과 환산단면의 단면적과 2차모멘트의 계산 방법

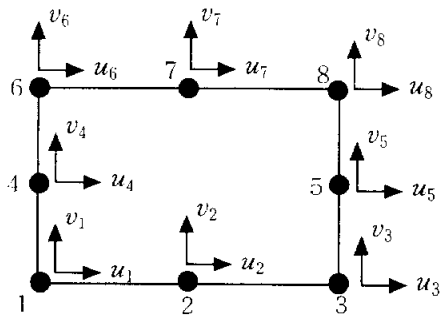
	원형단면	환산단면
콘크리트	-단면적(cm^2) $A = \pi \times 300^2 / 4 = 70686$ -단면 2차 모멘트(cm^4) $I = \pi \times 300^4 / 64 = 3.98 \times 10^8$	-단면적(cm^2) $A = A_1 \times (A_2 \times 2) \times (A_3 \times 2)$ $= 69600$ -단면 2차 모멘트(cm^4) $I_{A1} = 300 \times 120^3 / 12 = 0.43 \times 10^8$ $I_{A2} = [220 \times 60^3 / 12$ $+ (220 \times 60) \times 90^2] \times 2$ $= 2.22 \times 10^8$ $I_{A3} = [120 \times 30^3 / 12$ $+ (120 \times 30) \times 135^2] \times 2$ $= 1.32 \times 10^8$ $I = I_{A1} + I_{A2} + I_{A3} = 3.97 \times 10^8$
철근	-단면적($A_s = 6.424 cm^2$) $A = A_s \times (87 + 81) = 1079$ -단면 2차 모멘트(cm^4) $t_1 = \frac{6.424 \times 87}{2\pi \times (300/2 - 10)}$ $= 0.635$ $I_1 = \pi \times [(150 - 10 + 0.635/2)^4$ $- (150 - 10 - 0.635/2)^4] / 4$ $= 5.47 \times 10^6$ $t_2 = \frac{6.424 \times 81}{2\pi \times (300/2 - 20)}$ $= 0.637$ $I_2 = \pi \times [(150 - 20 + 0.637/2)^4$ $- (150 - 20 - 0.637/2)^4] / 4$ $= 4.40 \times 10^6$ $I = I_1 + I_2 = 9.87 \times 10^6$	-단면적($A_s = 6.424 cm^2$) $A_s \times (50 + 68 + 50) = 1079$ -단면 2차 모멘트(cm^4) ※ 철근의 직경: 2.86 cm $I_{s1} = (\pi \times 2.86^4 / 64) \times 50 = 164$ $I_{s2} = (\pi \times 2.86^4 / 64$ $+ 6.424 \times 90^2) \times 34 \times 2$ $= 3.54 \times 10^6$ $I_{s3} = (\pi \times 2.86^4 / 64$ $+ 6.424 \times 135^2) \times 25 \times 2$ $= 5.85 \times 10^6$ $I = I_{s1} + I_{s2} + I_{s3} = 9.39 \times 10^6$

비선형 유한요소해석을 수행하기 위해 철근콘크리트부재는 8절점 평면 응력요소를 사용하였고 하중이 재하되는 부위에는 균열이 발생하지 않는 8절점의 탄성요소를 사용하였으며 기초와 교각의 접합부는 6절점 경계면 요소를 사용하였다.

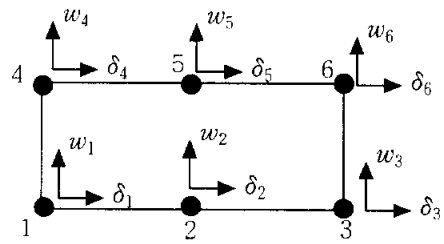
경계면 요소를 사용하는 이유는 기초와 교각에서처럼 두께가 서로 다른 부재간의 접합부에서 경계면의 직각방향으로 발생하는 철근의 정착슬립이나 접합면의 수평방향으로 발생하는 미끄러짐에 의한 영향을 고려하기 위해서다. 경계면의 직각방향으로 발생하는 정착슬립은 교각에 반복하중의 작용으로 접합부에 균열이 형성되면 주철근의 부착력이 크게 상실되기 때문에 발생하며 경계면 요소에서 철근의 직경, 철근의 항복강도 및 콘크리트의 강도를 파라메타로 하는 철근의 변형률-슬립 관계를 적용하였다. 경계면에서의 전단변형은 일반적으로 경계면에서의 미끄러짐에 의한 변형을 나타낸다. 그러나 부재 두께가 서로 다른 부재의 경계면에서는 국소적인 응력집중이 발생하기 때문에 이로 인한 변형이 추가된다. 따라서 경계면의 전단변형을 경계면에서의 미끄러짐과 국소적인 응력에 의해 추가된 전단변형과의 합으로 고려된다.

그림 3.9는 8절점 요소와 6절점 경계면 요소의 자유도이다. 경계면 요소의 경우는 기초와 교각 사이에 삽입되는 요소로서 실제 두께는 존재하지 않기 때문에 6절점 요소를 사용하며 δ 는 전단변위 w 는 균열폭을 나타낸다.

요소분할은 그림 3.10과 같이 8절점 평면응력요소 67개, 탄성요소 1개 및 기초와 교각의 접합부에 6절점 경계면 요소 5개를 사용하였다. 해석방법은 그림에서와 같이 교각상부에 변위를 1mm씩 순차적으로 증가시켜 교각하부의 비탄성 거동특성을 기술하였다. 교각의 비탄성거동특성곡선인 모멘트-회전각 관계는 그림 3.11과 같이 산정 되었다.



(a) 8절점 요소



(b) 6절점 요소

그림 3.9 요소의 자유도

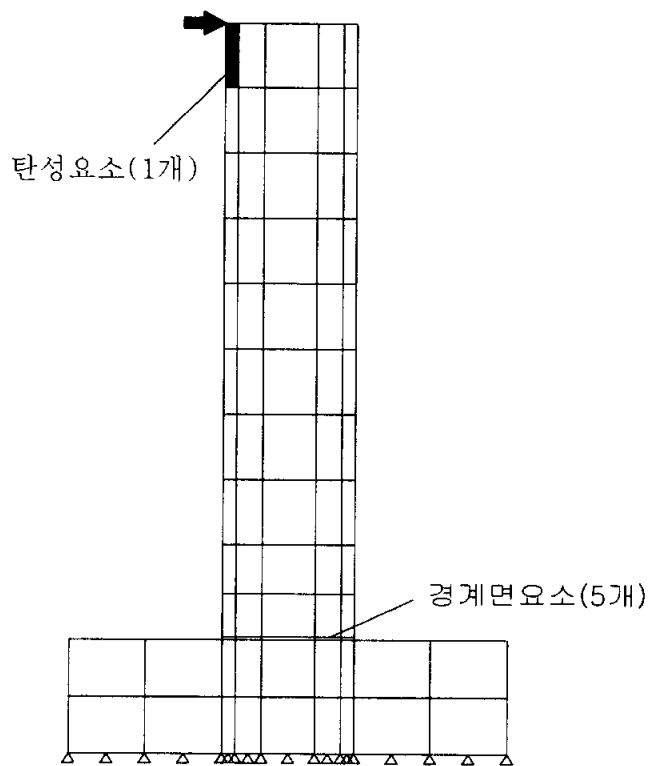


그림 3.10 비선형 해석을 위한 교각의 요소분할

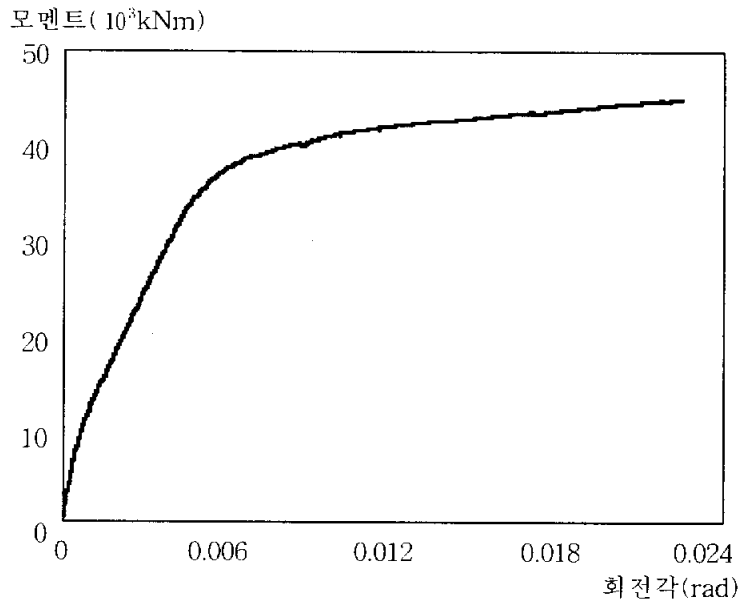


그림 3.11 교각기둥의 비탄성거동특성곡선

3.4 인공지진의 모사

시간이력해석에 입력지진으로 사용되는 인공지진(가속도시간이력)을 모사하는 방법은 응답스펙트럼에 부합하는 지진파를 랜덤 진동론에 의해 작성하는 방법[19,20,21]과 진원, 전달경로 및 부지 특성을 종합적으로 모델하고 랜덤 진동론을 이용하는 추계학적 방법[22,23]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 모사 방법 중 보편적으로 사용되고 있는 SIMQKE[24]를 사용하여 인공지진을 모사하였으며 인공지진의 모사과정은 그림 3.12와 같다.

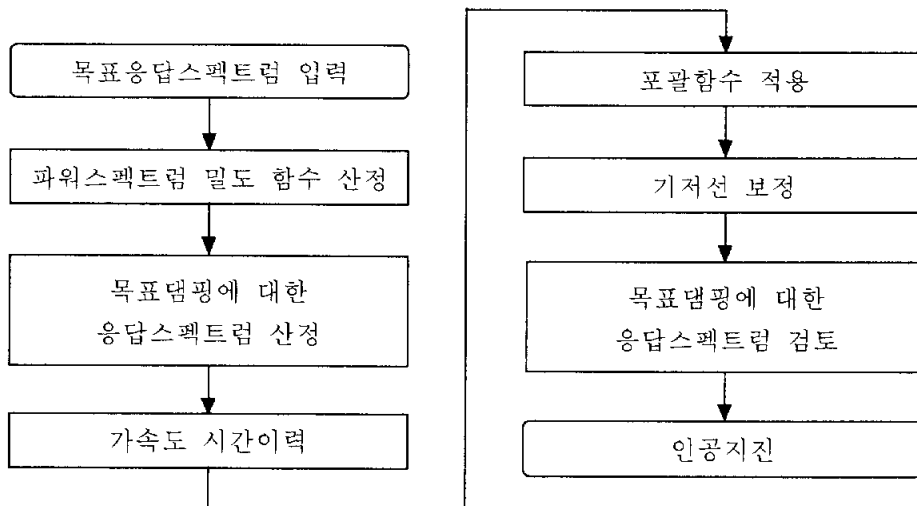


그림 3.12 랜덤 진동론에 의한 인공지진의 모사

시간이력해석에 입력지진으로 사용되는 인공지진이 응답수정계수 결정에 미치는 영향을 고려하기 위해 총 지속시간이 10초, 20초 및 30초인 각 100개(인공지진001~인공지진100)의 인공지진을 모사 하였으며 각각 최대지반가속도 도달시간은 2초 최대지반가속도 지속시간은 총 지속시간의 60%로 설정하였다. 인공지진 모사에 적용한 포괄함수는 사다리꼴형으로 그림 3.13과 같으며 해석대상교량의 설계조건으로 최대유효지반가속도(EPA)는 $1.5\text{m/s}^2(0.154g)$, 지반계수 S는 1.2를 모사에 적용하였다.

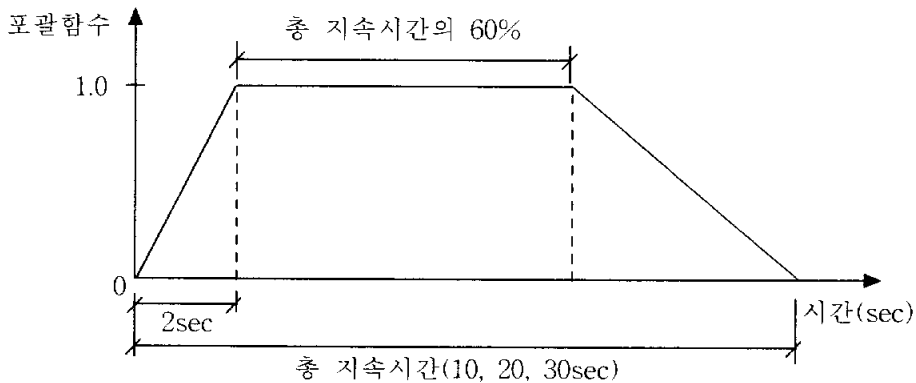


그림 3.13 중약진지역의 인공지진에 적용한 포괄함수

그림 3.14는 총 지속시간이 10초인 인공지진001의 가속도시간이력이고 그림 3.15는 주어진 목표응답스펙트럼(실선)과 인공지진001의 응답스펙트럼(점선)을 중첩한 것으로 적절한 모사가 수행되었다는 것을 알 수 있다. 마찬가지로 그림 3.16과 그림 3.17 그리고 그림 3.18과 그림 3.19는 각각 총 지속시간이 20초와 30초인 가속도시간이력의 인공지진001과 목표응답스펙트럼이다.

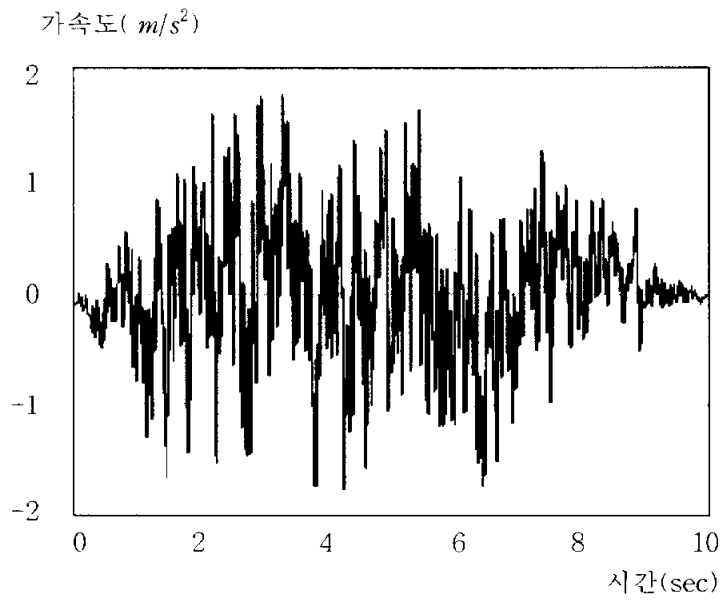


그림 3.14 가속도시간이력(인공지진001,
총 지속시간 10초)

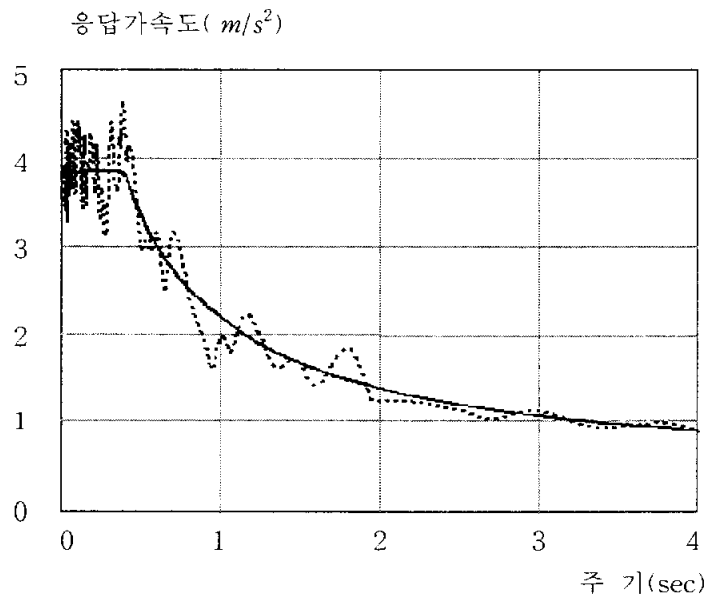


그림 3.15 응답스펙트럼(인공지진001,
총 지속시간 10초)

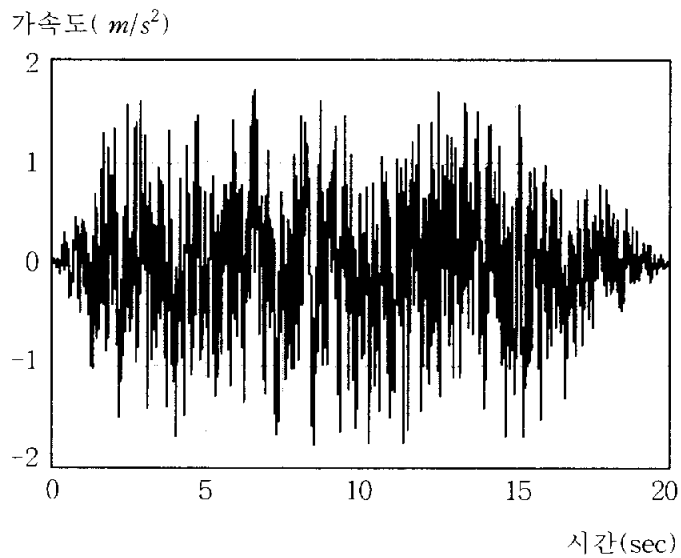


그림 3.16 가속도시간이력(인공지진001,
총 지속시간 20초)

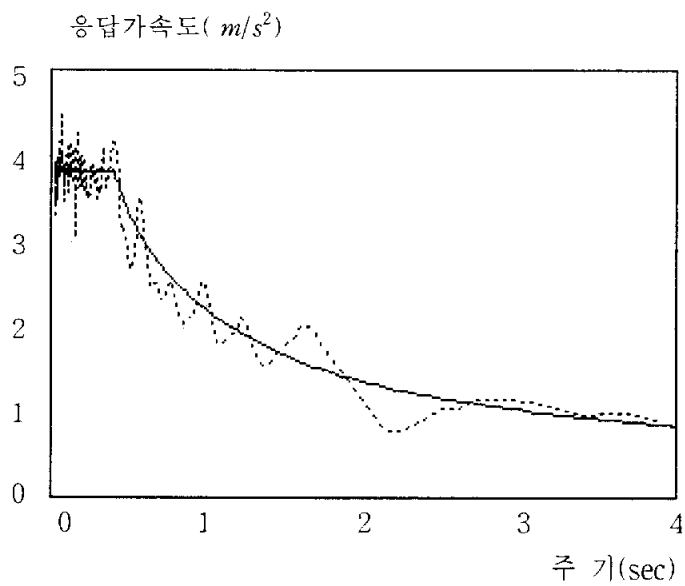


그림 3.17 응답스펙트럼(인공지진001,
총 지속시간 20초)

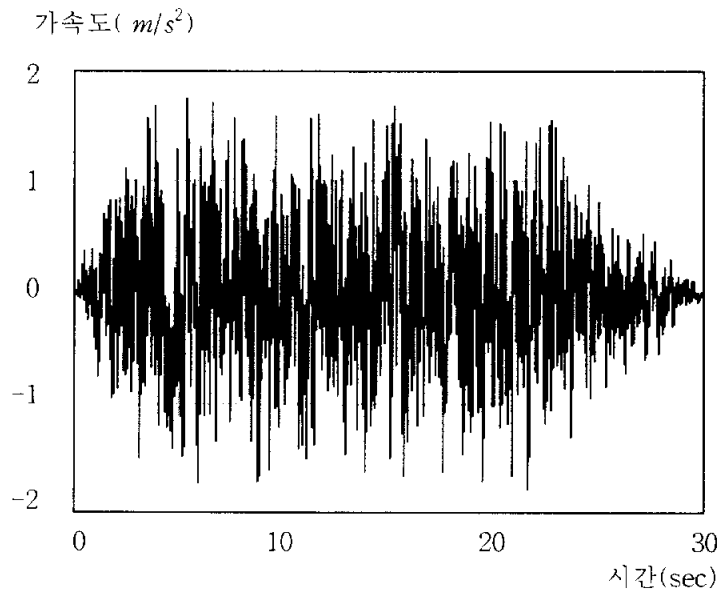


그림 3.18 가속도시간이력(인공지진001,
총 지속시간 30초)

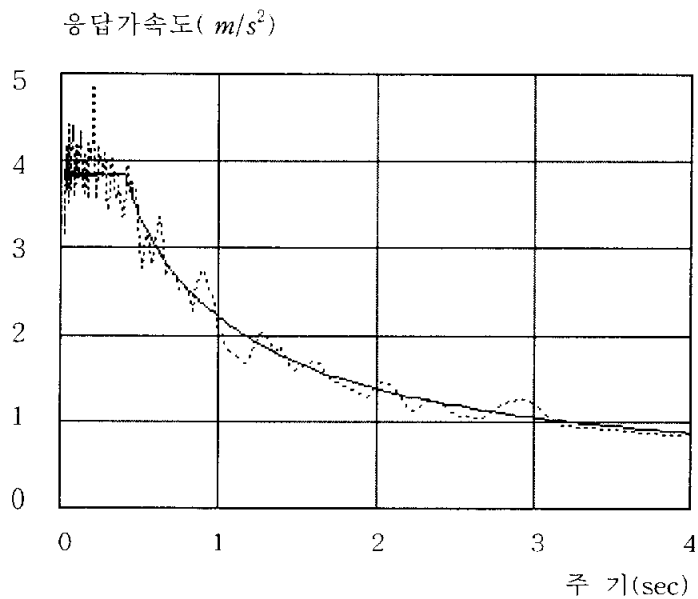


그림 3.19 응답스펙트럼(인공지진001,
총 지속시간 30초)

3.5 응답수정계수 산정

응답수정계수 산정에는 시간이력해석이 가능한 뼈대구조해석프로그램 DYNACS[25]를 사용하였다. 앞에서 결정된 교각의 비탄성거동특성곡선을 그림 3.20과 같이 각 교각의 하단에서 1m 떨어진 절점에 길이가 0인 가상부재를 비선형요소로 추가하여 비탄성거동특성을 반영하여 선형시간이력해석을 수행하였다. 교량의 변위이력을 결정하기 위한 기준절점은 교량의 상부구조중심절점을 선정하였다.

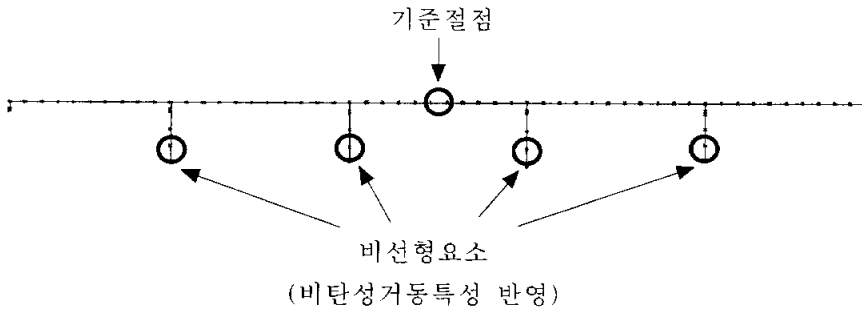


그림 3.20 비선형요소의 위치

응답수정계수를 산정하는 방법[26]은 그림 3.21과 같다. 지진하중을 받는 구조물의 실제거동은 비선형거동이 되며 구조물이 탄성한계를 초과하면 선형거동을 가정한 초탄성거동에서 이탈하게 되고 소성힌지의 생성을 거쳐 구조물의 붕괴로 이어지는 파괴메카니즘이 형성되며 이를 동적안전성한계로 본다. 비선형거동의 초기에는 구조물 특성의 변화에 의해 초탄

성거동보다 작은 변위를 갖게되고 동적안정성 한계에 접근하게 되면 구조물의 거동이 초탄성거동보다 큰 변위를 갖게되므로 그 교점을 응답수정계수로 간주하면 안전측이라 할 수 있다. 특정한 인공지진의 가속도하중 a 에 대한 기준점의 최대변위응답 d 를 단계적으로 구하고 구조물의 탄성한계에 해당하는 가속도하중 a_y 와 최대변위응답 d_y 로 정규화하면 $q_a - q_d$ 평면상의 비선형거동응답곡선으로부터 응답수정계수를 산정할 수 있다.

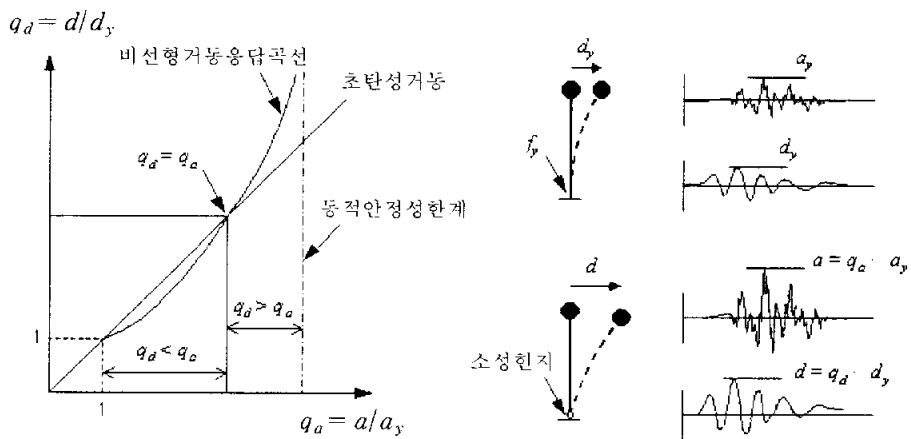


그림 3.21 응답수정계수 산정방법

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 3.22와 같다.

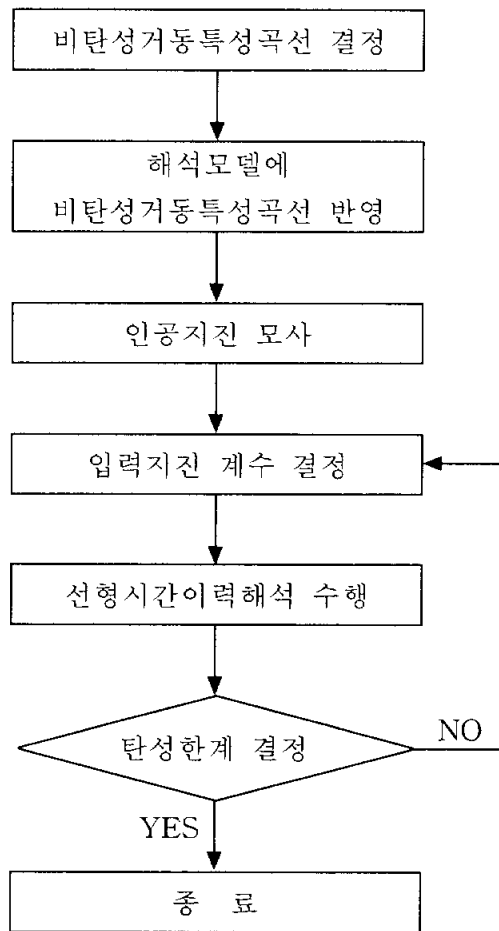


그림 3.22 탄성한계결정 절차

총 지속시간이 10초인 인공지진001을 적용하여 결정한 탄성한계는 0.035g이며 그림 3.23은 탄성한계시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선이며 그림 3.24는 탄성한계에서 기준절점으로 선정한 교량중심절점의 변위이력이다. 그림 3.25는 탄성한계를 초과하는 입력지진(0.177g)을 적용하고 선형시간이력해석을 수행하여 구한 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선으로 소성거동으로 인한 에너지소산이 발생한다는 것을 알 수 있으며 그림 3.26은 소성거동으로 인한 기준절점의 변위이력이다.

같은 방법으로 총 지속시간이 20초인 인공지진001을 적용하여 결정한 탄성한계는 0.034g이며 그림 3.27 및 그림 3.28은 탄성한계시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선과 기준절점의 변위이력이며 그림 3.29 및 3.30은 소성거동(0.169g)시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선과 기준절점의 변위이력이다.

총 지속시간이 30초인 인공지진001을 적용하여 결정한 탄성한계는 0.035g이며 그림 3.31 및 그림 3.32는 탄성한계시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선과 기준절점의 변위이력이며 그림 3.33 및 3.34는 소성거동(0.177g)시 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선과 기준절점의 변위이력이다.

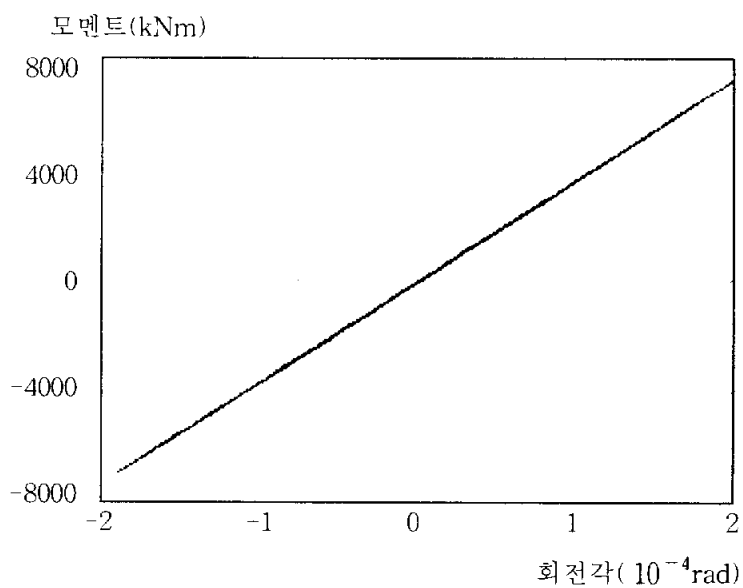


그림 3.23 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선
(인공지진 001-10초, 탄성한계-0.035g)

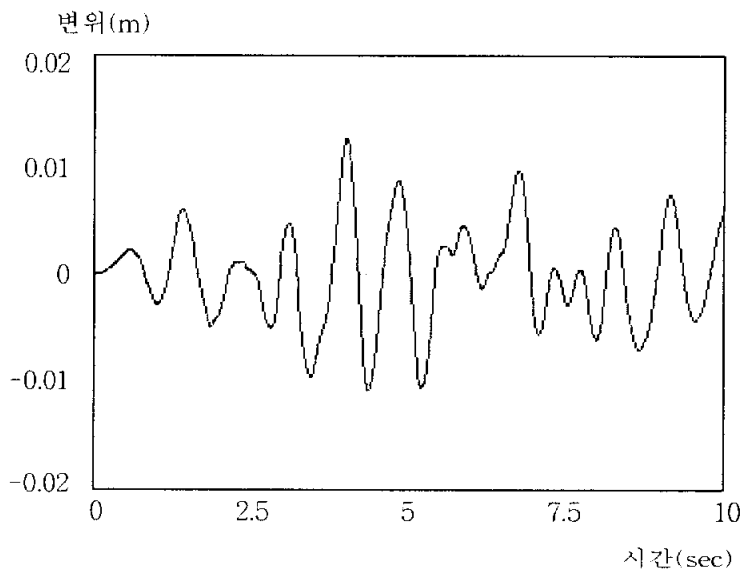


그림 3.24 기준점의 변위이력곡선
(인공지진 001-10초, 탄성한계-0.035g)

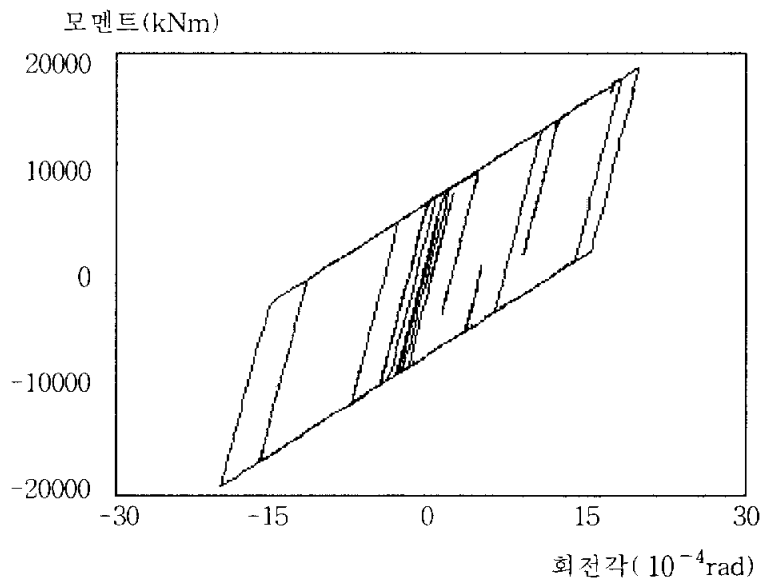


그림 3.25 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선
(인공지진 001-10초, 소성거동-0.177g)

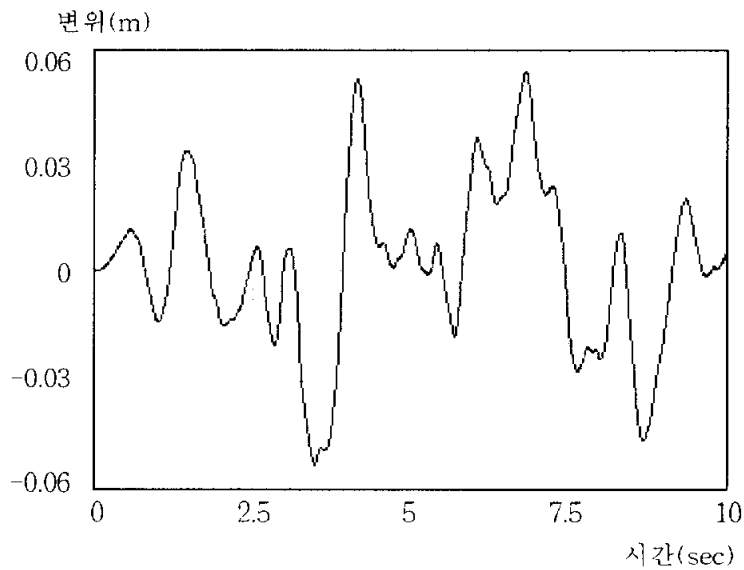


그림 3.26 기준점의 변위이력곡선
(인공지진 001-10초, 소성거동-0.177g)

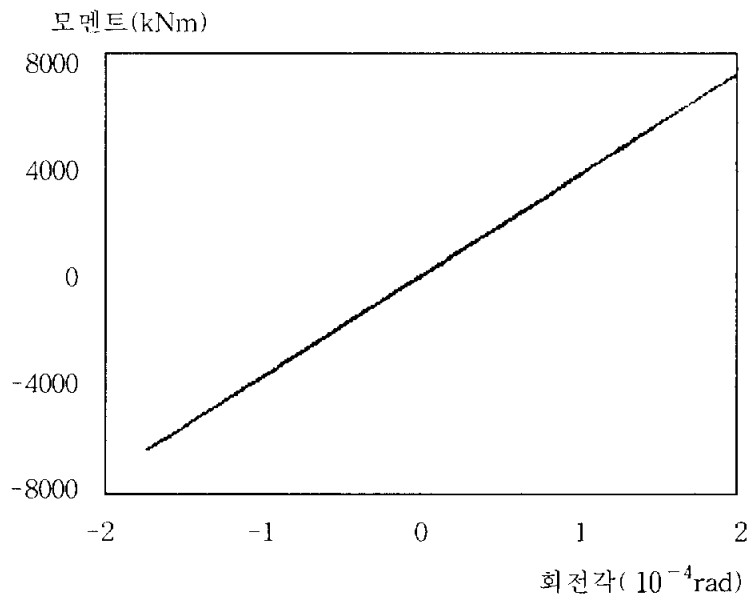


그림 3.27 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선
(인공지진 001-20초, 탄성한계-0.034g)

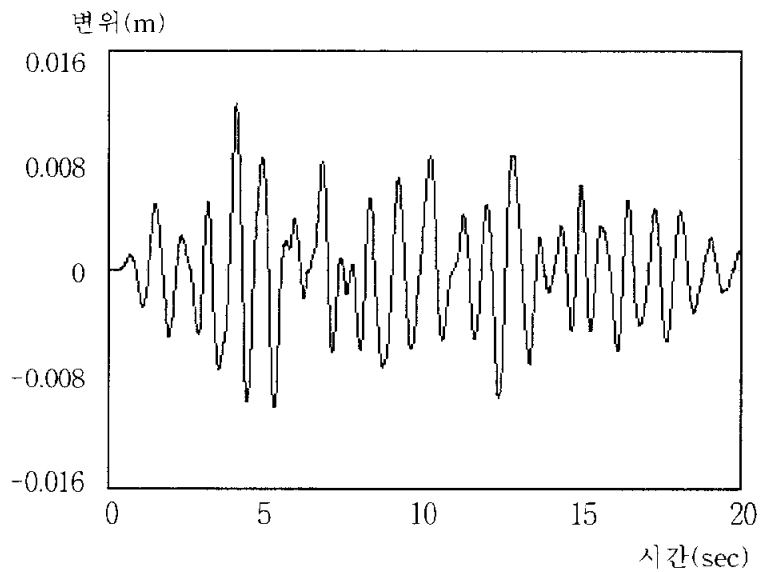


그림 3.28 기준점의 변위이력곡선
(인공지진 001-20초, 탄성한계-0.034g)

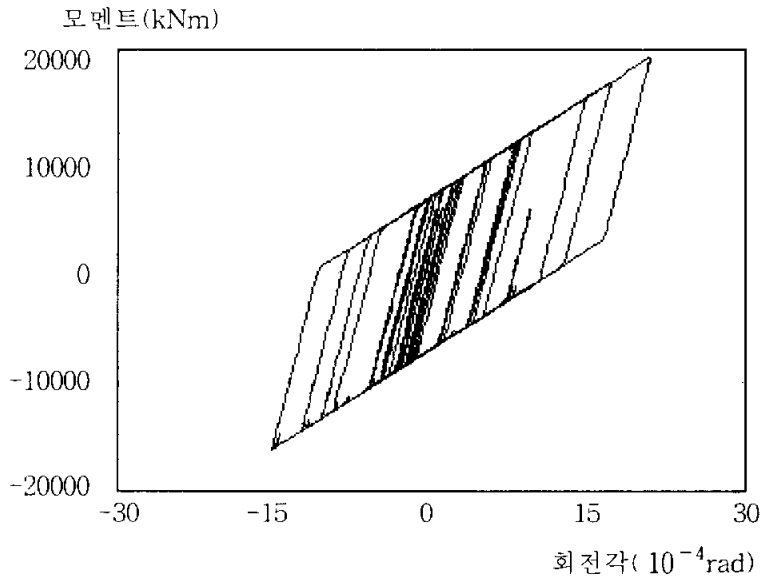


그림 3.29 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선
(인공지진 001-20초, 소성거동-0.169g)

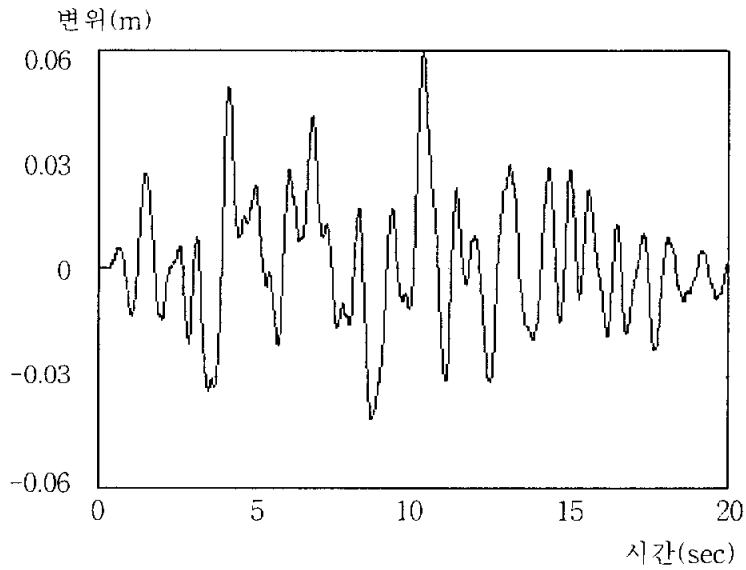


그림 3.30 기준점의 변위이력곡선
(인공지진 001-20초, 소성거동-0.169g)

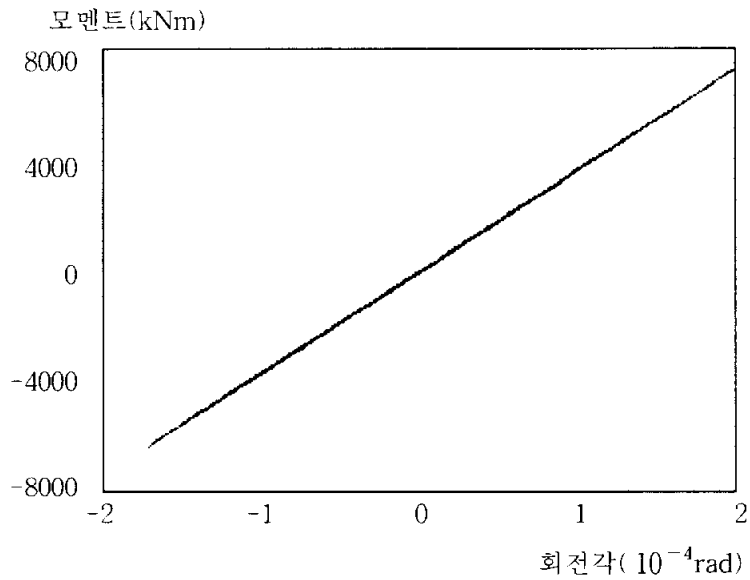


그림 3.31 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선
(인공지진 001-30초, 탄성한계-0.035g)

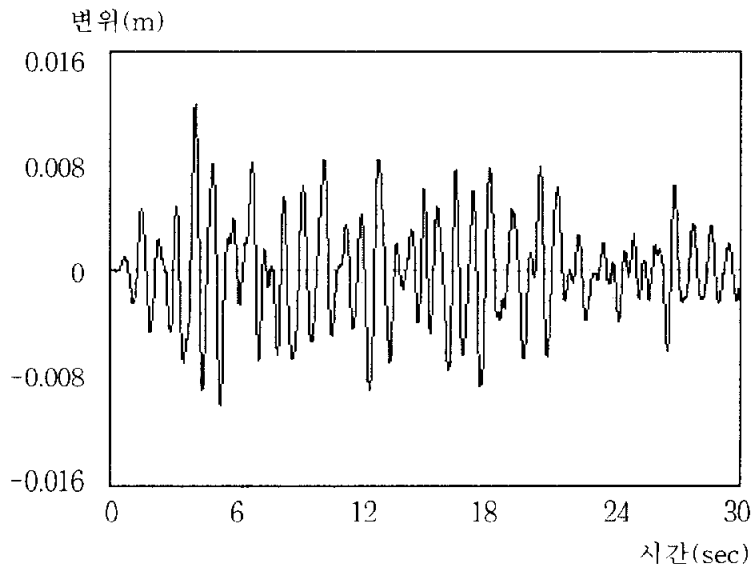


그림 3.32 기준점의 변위이력곡선
(인공지진 001-30초, 탄성한계-0.035g)

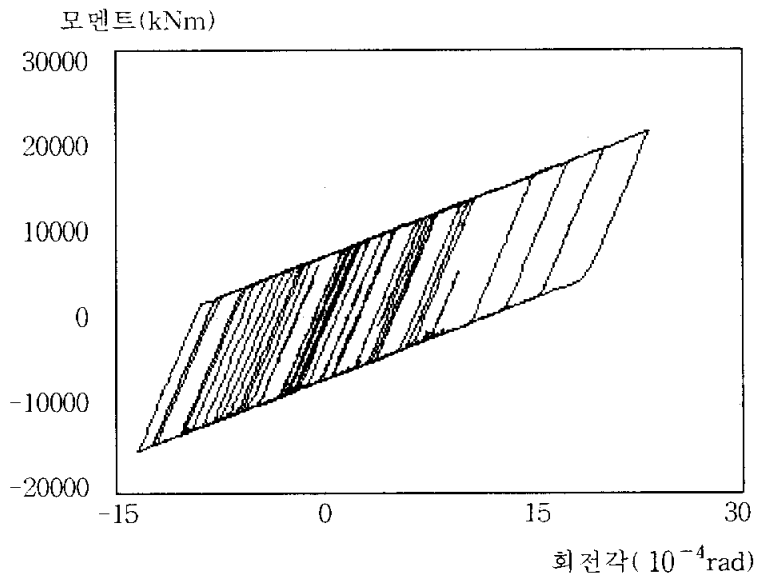


그림 3.33 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선
(인공지진 001-30초, 소성거동-0.177g)

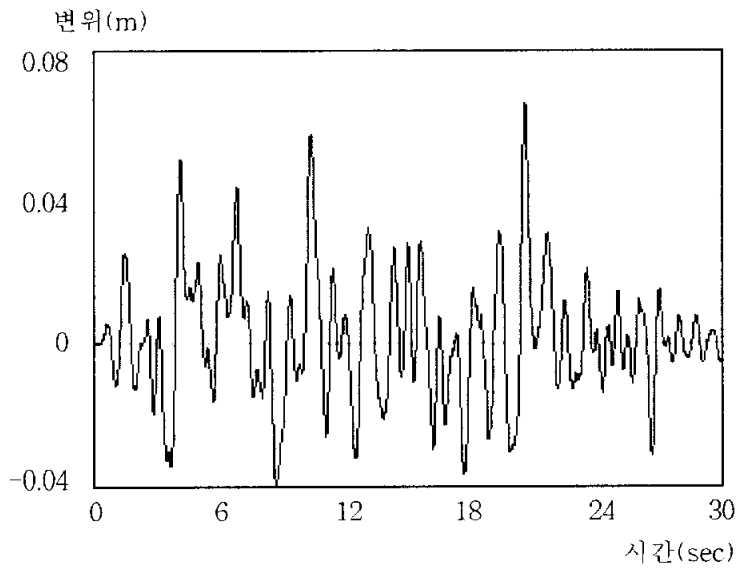


그림 3.34 기준점의 변위이력곡선
(인공지진 001-30초, 소성거동-0.177g)

총 지속시간 10초, 20초 및 30초인 인공지진 100개를 해석대상교량에 적용하여 구한 결과에서 몇 개의 비선형거동응답곡선을 그림 3.35, 그림 3.36 및 그림 3.37에 각각 예시하였으며 이로부터 산정된 응답수정계수는 표 3.4, 표 3.5 및 표 3.6과 같으며 안전측으로 결정한 응답수정계수는 각각 2.0, 2.0 및 2.5이다.

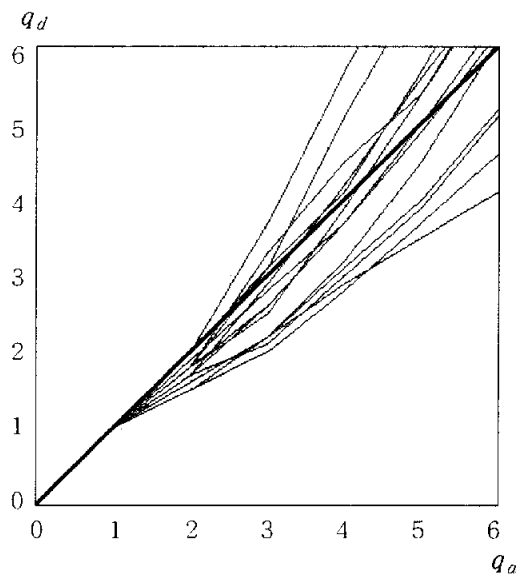


그림 3.35 비선형거동응답곡선
(총 지속시간 10초)

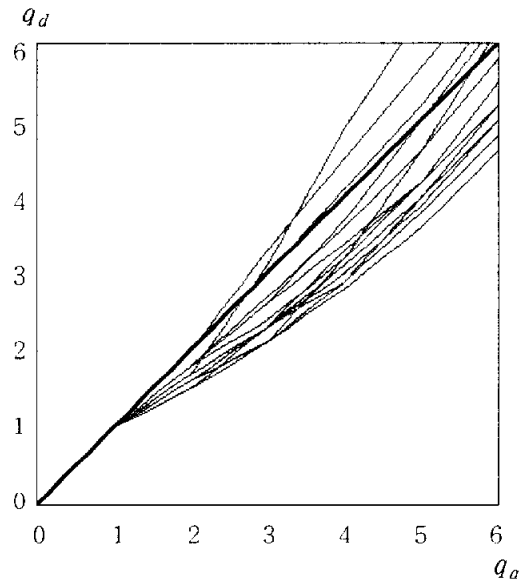


그림 3.36 비선형거동응답곡선
(총 지속시간 20초)

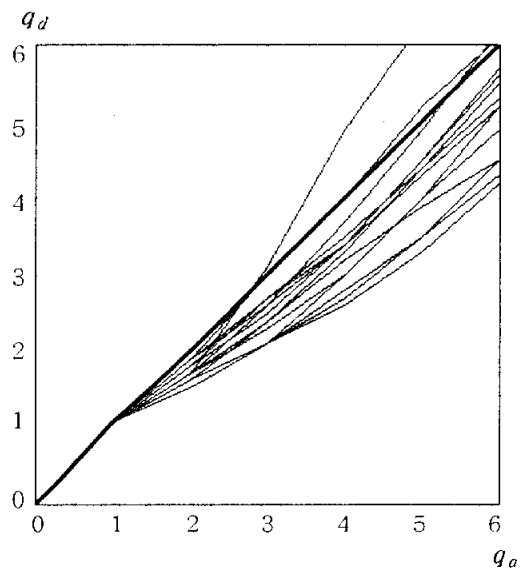


그림 3.37 비선형거동응답곡선
(총 지속시간 30초)

표 3.4 산정된 응답수정계수-총 지속시간 10초 적용

인공지진	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
R-factor	7	-	9.5	6	7	6	9.5	-	-	2.2
인공지진	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
R-factor	2	5	2.5	8	-	-	3.5	-	9.5	-
인공지진	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
R-factor	5	2.5	8	7	-	-	-	-	-	-
인공지진	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
R-factor	-	5	2	5.5	-	4	5	-	-	-
인공지진	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
R-factor	5	-	2	-	2.5	10	2	8.5	7	4.5
인공지진	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
R-factor	2	5.5	9	-	9	2	5	3.5	4.5	-
인공지진	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
R-factor	-	4.5	7.5	-	-	9.5	3.5	3.5	3.5	7
인공지진	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
R-factor	-	4	-	2.2	6.5	-	8	7	-	-
인공지진	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
R-factor	5.5	6	-	6	-	-	-	5	8.5	3
인공지진	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
R-factor	6.5	-	2.5	-	5.5	2.2	-	-	6.5	-

* '-'는 10이상인 응답수정계수의 결과를 의미함

표 3.5 산정된 응답수정계수-총 지속시간 20초 적용

인공지진	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
R-factor	-	-	-	6	8	6.5	-	-	5.5	2
인공지진	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
R-factor	2.5	-	8	-	6.5	-	5	-	-	-
인공지진	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
R-factor	3	-	-	6	-	5.5	-	-	-	-
인공지진	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
R-factor	-	-	-	9.5	-	-	8.5	-	-	-
인공지진	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
R-factor	3.5	-	3.5	7	3.5	-	2	-	-	-
인공지진	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
R-factor	6.5	-	-	8	-	-	8.5	-	7.5	-
인공지진	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
R-factor	-	6	8	-	-	-	-	6	6	-
인공지진	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
R-factor	-	-	-	-	4	-	7	9	-	-
인공지진	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
R-factor	-	4.5	-	-	-	-	-	2	-	6.5
인공지진	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
R-factor	-	7	2.5	7.5	7.5	4.5	9	-	-	-

* '-'는 10이상인 응답수정계수의 결과를 의미함

표 3.6 산정된 응답수정계수-총 지속시간 30초 적용

인공지진	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
R-factor	7.5	-	8.5	-	7.5	8.5	-	-	-	2.5
인공지진	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
R-factor	2.5	8.5	9	9.5	7	-	-	-	5	-
인공지진	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
R-factor	7	-	-	5.5	-	7	8.5	-	9.5	-
인공지진	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
R-factor	-	-	-	-	7.5	3	-	-	-	9
인공지진	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
R-factor	3.5	-	4.5	5	3	-	-	-	-	-
인공지진	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
R-factor	7	-	-	8.5	-	-	-	-	8	-
인공지진	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
R-factor	-	7.5	-	-	-	-	-	6	7.5	-
인공지진	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
R-factor	-	-	-	-	3	-	-	-	8.5	-
인공지진	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
R-factor	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-
인공지진	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
R-factor	-	-	-	-	6	6.5	9.5	-	-	-

* '-'는 10이상인 응답수정계수의 결과를 의미함

4. 인공지진의 개수 결정

안전측의 응답수정계수를 구하기 위해 필요한 인공지진의 개수를 결정하는 과정은 다음과 같다. 100개의 인공지진 중 응답수정계수가 10이상으로 산정된 경우를 제외하면 총 지속시간이 10초인 인공지진의 경우 61개, 20초인 경우 39개, 30초인 경우 35개이며 이들을 각 모집단으로 하여 임의추출방식으로 10개씩 추출, 10회를 수행한 결과가 표 4.1이다. 표 4.1에서 10개의 인공지진을 적용하는 것은 모집단이 가장 작은 총 지속시간 30초의 경우에도 안전측의 응답수정계수를 제공하지 못한다는 것을 알 수 있다. 동일한 방법으로 20개의 응답수정계수를 선정한 결과는 표 4.2와 같이 총 지속시간이 10초와 20초인 경우에는 안전측의 응답수정계수를 제공하지 못하지만 30초의 경우에는 안전측 응답수정계수를 제공하였다. 표 4.3은 30개의 응답수정계수를 선정한 결과로써 총 지속시간이 10초, 20초 및 30초인 모든 경우에서 안전측 응답수정계수를 제공하였다.

표 4.1 인공지진 임의추출 10개로 결정한 응답수정계수

횟수 총 지속시간	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10초	2.0	2.2	2.0	2.2	2.2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
20초	2.0	4.0	2.0	2.0	2.0	2.0	3.0	2.5	3.0	2.0
30초	2.5	3.0	3.0	2.5	3.0	3.0	5.0	2.5	2.5	2.5

표 4.2 인공지진 임의추출 20개로 결정한 응답수정계수

총 지속시간 \ 횟수	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10초	2.2	2.0	2.2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0
20초	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
30초	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

표 4.3 인공지진 임의추출 30개로 결정한 응답수정계수

총 지속시간 \ 횟수	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10초	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
20초	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
30초	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

5. 결론

이 연구에서는 일반도로교인 5경간 강상자형 도로교를 해석대상교량으로 선정하여 입력지진의 지속시간 및 개수가 응답수정계수 결정에 미치는 영향을 고려하기 위해 총 지속시간이 10초, 20초 및 30초인 각각의 인공지진 100개를 적용하여 응답수정계수를 산출하고 10이상으로 산정된 응답수정계수를 제외한 결과를 모집단으로 하여 임의추출방식으로 응답수정계수를 선정하는 경우 안전측의 응답수정계수를 결정하기 위해 필요한 인공지진의 개수를 제시하였다.

이 연구를 수행하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 이 연구에서 인공지진의 특성인 총 지속시간이 달라지면 동일한 구조물에서 동일하지 않은 응답수정계수가 결정될 수 있음을 확인하였다.
- 2) 10초, 20초 및 30초의 인공지진을 적용하여 얻어진 응답수정계수 2.0, 2.0 및 2.5는 내진설계기준에서 제시한 3.0보다 작은 값으로 더 안전측의 응답수정계수를 요구한다.
- 3) 안전측의 응답수정계수를 결정하기 위해 필요한 인공지진의 개수는 30개 임을 확인하였다.

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, 2000.
4. AASHTO, “LRFD Bridge Design Specifications”, 1998.
5. CEN, “Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structure , Part 2- Bridges”, 1988.
6. 정영수, 이강균, 한기훈, 박종협, “단일주 원형 철근콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험”, 한국지진공학회 논문집, 제3권, 제2호, 1999, pp. 55-65.
7. 김태훈, 유영화, 신현목, “지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비탄성거동 및 연성능력에 관한 해석적 연구”, 한국지진공학회 논문집, 제4권, 제4호, 2000, pp. 37-51.
8. 이재훈, 손혁수, 고성현, 최진호, “철근콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계”, 2002년 추계 학술발표회 논문집, 한국지진공학회, 2002, pp. 316-321.
9. 국승규, 정진환, 최광규, “일반 강상자형 도로교의 거동계수와 내진설계”, 대한토목학회 논문집, 제23권, 제5A호, 2003, pp. 995-1001.
10. Mario Paz, “Structural Dynamics-Theory and Computation”, Chapman&Hall, 1997.
11. CHOPRA, ANIL K. “Dynamics of Structures-Theory and

- Applications to Earthquake Engineering”, Prentice Hall, 2000.
12. 한국지진공학회, “도로교의 내진설계”, 제6회 한국지진공학회 기술강습회 교재, 2000, pp. 33-73.
 13. 건설교통부, “김해시 관내 국도대체 우회도로(퇴래-농소)건설공사 설계도(Ⅱ)”, 부산 지방국토관리청, 1997.
 14. 국승규, 김판배, “일반도로교의 내진해석모델 개발”, 한국지진공학회논문집, 제6권, 제4호, 2002, pp. 1-6.
 15. 김태훈, 신현목 “Analytical Approach to Evaluate the Inelastic Behaviors of Reinforced Concrete Structures under Seismic Loads”, 한국지진공학회논문집, 제5권 제2호, 2001, pp. 113-124.
 16. 김태훈, “비선형 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 교각의 내진성능평가”, 박사학위논문, 성균관대학교, 2003.
 17. Taylor, R. L., FEAP - A Finite Element Analysis Program, Version 7.2, Users Manual, Volume 2, 2000.
 18. 김태훈, 유영화, 신현목, “등가환산단면을 이용한 원형 철근콘크리트 교각의 비탄성해석”, 대한토목학회 논문집, 제20권, 5-A호, 2000, pp. 755-763.
 19. Scanlan, R. and Sachs, K., “Earthquake Time Histories and Response Spectra”, J. of Eng. Mech. Div., ASCE, August 1974.
 20. Gasparini, D. and Vanmarcke, E., Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra, MIT, R 76-4, January 1976.
 21. 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

22. 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.
23. 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.
24. Vanmarcke, E. H., Cornell, C. A., Gasparini, D. A., and Hou, S. N., "SIMQKE-Simulation of earthquake ground motions", Massachusetts, 1988.
25. Hoffmeister, B., Kuck, J., "DYNACS : Dynamic non-linear analysis of composite and steel structures", Institute of Steel Construction Aachen, 1997.
26. 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.

감사의 글

이제 길고 힘들었던 대학원 석사과정을 마감하고 논문으로 결실을 맺으려 합니다. 여기에 오기까지 이끌어주시고 도움주신 분들에게 감사의 마음을 전하고자 합니다.

먼저 낳아 주시고 길러주신 부모님! 항상 제가 하고자 하는 일에 가장 적극적으로 밀어주시고 믿어주신 부모님께 가장 큰 감사의 마음을 전합니다. 항상 사랑스런 눈빛으로 절 바라봐 주시는 우리 할머니 그리고 착하게 커준 우리 동생들 감사합니다. 부족한 저를 여기까지 오도록 지도해 주시고 이끌어 주신 국승규 교수님! 항상 감사하고 존경하는 마음 잊지 않겠습니다. 그리고 학문적으로 도움 주셨던 모든 토목공학과 교수님께 다시 한 번 감사의 마음 전합니다.

항상 발전하는 내진설계연구실을 기원하면서 연구실의 모든 선후배에게도 감사의 마음을 전합니다. 지금 현장에서 열심히 일하고 있을 준봉형, 이제 제대하면 공부하느라 바쁠 준범형, 나와 인연이 깊어 대학원 1년의 동거가 모자라 아직까지 붙어있는 판배, 2년을 넘는 기간동안 연구실 생활을 같이 해왔던 홍기, 그간 열심히 해온 동원, 연구실 막내 엄재 그리고 일하시느라 공부하시느라 힘드신 데도 열심히 해오신 최종만 소장님. 모든 사람들에게 감사의 마음 전하며 항상 건강하기를 기원합니다. 그리고 같이 생활해 온 토사모 선후배님들 모두에게 감사의 마음 전합니다.

그 외 힘든 시간 의지할 수 있었던 진정한 내 친구들, 6학년 3반 동창들 그리고 항상 제일 가까운 곳에서 많이 이해해주고 아껴주며 사랑해주신 우리 씨니에게 감사의 마음 전하는 바입니다.