공학석사 학위논문

일반도로교량의 거동계수 결정 및 적용에 관한 연구

지도교수 국 승 規

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함

2002년 8월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

박 준 봉

박준봉의 공학석사 학위논문을 인준함

2002년 6월 29일

주 심 공학박사 이 동 욱 (인)

위 원 공학박사 이 환 우 (인)

위 원 공학박사 국 승 규 (인)

목 차

그림 목차

표 목차

A Study on the Determination and Application of Behavior Factors for Typical Roadway Bridges

Jun-Bong Park

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 provided in Eurocode 8 for various structural types and materials are to be determined basically through non-linear time history analyses. The response modification factors given in AASHTO play the same role as behavior factors in the earthquake resistant design. 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 are desirable if the structural non-linear behavior is properly reflected. In this study, typical roadway bridges are selected which have Steel Box, PC Box and PC Beam as superstructures and T type, Π type piers as substructures. The behavior 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. The validness of the behavior factors provided in the Codes is to be checked with the study results and the application of the behavior factors is to be demonstrated with an example design.

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

1. 서 론

최근 발생한 일본 히로시마지진(2001. 3, M=6.5)은 우리에게 지진으로 인한 심각한 인적, 물적 피해를 보여주고 있다. 더욱이 지리적으로 가까운 한반도의 경상남북도, 강원도, 전남 해안지역에서도 감지될 수 있었으며 우리나라에서도 영월(1996. 12, M=4.5), 경주(1997. 6, M=4.2), 속초(1999. 1, M=4.2)등지에서 중소규모의 지진[(1)]이 발생하여 지진에 대한 관심이 고조되고 있다. 특히 교량구조물은 사회기반시설로서 평상시뿐만 아니라 지진발생 시에도 신속한 피난, 복구 등을 위하여 그 기능을 유지해야할 필요가 있다.

구조물에 내진설계를 적용하는 목적은 지진에 노출되는 구조물에 안전성과 경제성을 고려한 파괴메카니즘을 부여하는 것이다. 이러한 목적으로 내진설계기준의 기본적인 방향은 설계지진 발생 시 구조물의 국부적 파손을 허용하는 붕괴방지수준과 설계지진보다 강도는 작으나 빈도가 큰 약진 발생 시 기능수행수준을 유지하도록 규정하고 있다. 보편적인 내진해석법은 응답스펙트럼해석법, 즉 선형해석법이므로 기능수행수준을 벗어나는 구조물의 비선형거동은 특정한 계수를 도입하여 반영하며 도로교설계기준[(2)]과 AASHTO[(3)]에서는 이 계수를 응답수정계수로 Eurocode[(4)]에서는 거동계수로 제시하고 있다. 그러므로 응답수정계수 또는 거동계수는 위에서 언급한 기능수행수준을 결정하게 되는 중요한 계수이며 교량의 경우 하부구조의 형상에 따라 다른 값이 주어진다. 응답수정계수 또는 거동계수의 타당성 및 적용범위를 결정하기 위해서는 하나의 진동단위를 이루는 전체 교량을 해석대상으로 하고 비선형시간이력해석을 수행하여야 하나 비선형시간이력해석은 모델링이 복잡하고 해석에 소요되는 시간, 경비가 상당하다. 내진설계기준에서 요구하는 파괴메커니즘에 의하면 교량의 경우 교각의 비선형거동으로 붕괴방지수준을 만족하는 것이므로 교

각의 비선형거동에 의한 영향이 해석결과에 적절히 반영된다면 선형시간이력해석을 수행하여도 가능하다.

본 연구의 해석대상교량은 일반도로교에서 가장 보편적으로 채택되는 상부구조인 강박스, PC박스, PC빔과 하부구조인 T형, Π형으로 선정하였다. 하부구조의 비선형거동특성곡선을 결정하여 비선형거동을 반영하고 인공지진을 모사, 적용하여 선형시간이력해석을 수행함으로써 거동계수를 결정하였다. 이 연구의 결과로 구한 거동계수를 Eurocode 8의 거동계수 및 도로교설계기준에 제시되어 있는 응답수정계수와 비교하여 타당성을 검토하였으며 실제 교량을 대상으로 내진설계를 수행하여 거동계수 및 응답수정계수의 적용방법을 제시하였다.

2. 지진하중에 대한 동적해석

2.1 운동방정식

지반운동을 받는 구조물을 단자유도로 이상화하고 구조물에 작용하는 하중을 도시하면 그림 2.1과 같다. 그림 2.1(a), (b)와 같이 지반이 y_g만큼 움직일 때 구조물의 지반에 대한 상대변위를 y라고 하면 구조물의 총변위 y_t는 다음 식(2.1)과 같다.[5] [8]

$$y_t = y + y_g \tag{2.1}$$

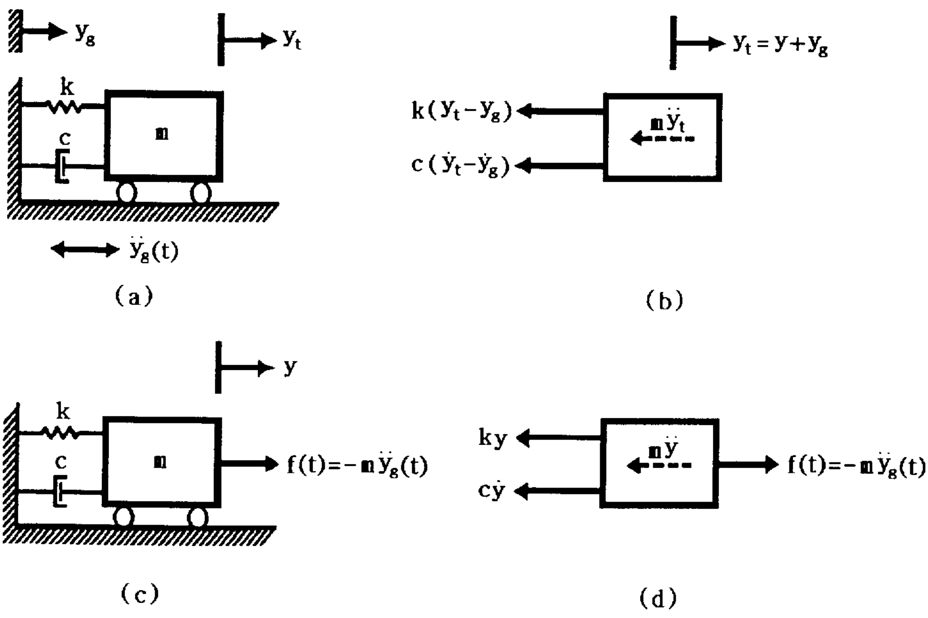


그림 2.1 지반운동을 받는 단자유도 구조물의 감쇠진동

지반운동에 의한 구조물의 거동에서 관성력 항은 질량의 총 움직임과 관련되고 감쇠력과 탄성력은 구조물과 지반과의 상대적인 움직임에 관련

되므로 운동방정식은 다음 식(2.2)와 같이 구성된다.

$$m\,\ddot{y}_t + c\,\dot{y} + k\,y = 0 \tag{2.2}$$

여기서, m : 질량

c : 감쇠계수

k : 강성계수

구조물의 거동을 상대변위 y로 나타내면 그림 2.1(c), (d)와 같고 식(2.1)과 식(2.2)에서 다음 식(2.3)을 구할 수 있다.

$$m\,\ddot{y} + c\,\dot{y} + k\,y = -\,m\,\ddot{y}_g \tag{2.3}$$

즉 지진에 의한 운동방정식을 지반에 대한 구조물의 상대변위로 나타내면 지진이 없는 문제와 좌변의 모양이 같고, 우변의 외력항은 질량에 지반운동가속도를 곱한 크기를 가지고 지반운동의 반대방향으로 작용하는 모양이 된다. 그러나, 대부분의 구조물은 여러 개의 구조요소로 구성된 다자유도 구조계(Multi Degree of Freedom System)로서 이에 대한 운동방정식은 식(2.4)와 같이 행렬형태의 식으로서 확장된다.

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M]\{1\}\,\ddot{y}_g \tag{2.4}$$

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

식(2.4)에 사용된 감쇠행렬 $[C]$는 구조부재의 연결부에서의 재료마찰

또는 재료의 균열 등에 의한 에너지 감쇠효과를 나타내는데 이 값은 정량적으로 표현하기가 거의 불가능하므로 다음과 같은 Rayleigh 감쇠 혹은 진동모드에 따른 감쇠율을 실험에 근거하여 결정한다.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{2.5}$$

상기 식(2.5)에 사용된 α는 저차모드를 β는 고차모드를 지배하는 상수로서 다음 식(2.6)과 같다.

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{4\pi(T_i\xi_i - T_j\xi_j)}{T_i^2 \;\; T_j^2} \\ \beta &= \frac{T_iT_j(T_i\xi_i - T_j\xi_j)}{T_i^2 \;\; T_j^2} \end{aligned} \tag{2.6}$$

여기서, T_i , T_j = 각각 i번째와 j번째 진동모드의 고유주기

ξ_i , ξ_j = 각각 i번째와 j번째 진동모드의 감쇠율

이러한, Rayleigh감쇠가 자주 이용되는 이유는 $[C]$가 $[M]$과 $[K]$의 조합으로 되어 있기 때문에 모드중첩법을 사용할 경우 고유진동모드에 대한 직교조건을 만족하기 때문이다.

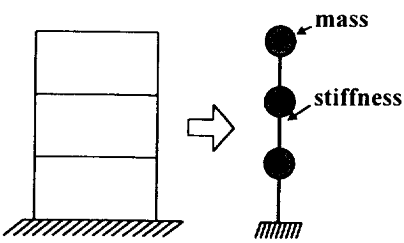
2.2 지진응답해석법

지진해석 방법에는 통상 정적해석법과 동적해석법이 있다. 대표적인 정적해석법인 등가정적해석법은 지진에 의한 하중을 등가의 정적하중으로 전환한 후에 정적해석을 수행하는 방법이다. 이 방법은 동적특성이 단순한 구조물의 지진해석에 많이 이용되어 왔다. 즉 구조물의 형상이 단순하며 1차 진동모드가 구조물의 지배적인 모드가 되어 고차모드를 무시할 수 있는 경우는 정적해석으로 구조물의 지진에 대한 응답을 비교적 정확하게 해석할 수 있다. 그러나 구조물이 복잡하고 지반조건이 특수한 경우나 중요한 구조물의 경우 상세한 지진검토가 요구되므로 동적해석이 필요하다. 동적해석법은 대상구조물 또는 구조물과 지반을 모델링하여 지진입력 데이터로써 지진파형 혹은 응답스펙트럼을 입력하여 해석하는 방법이다. 해석 방법은 응답스펙트럼 해석법, 시간이력해석법, 그리고 주파수응답 해석법으로 구분할 수 있다.

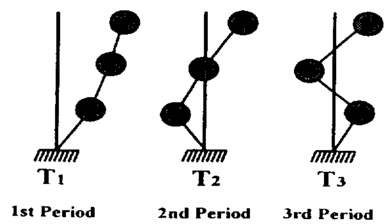
2.2.1 응답스펙트럼해석법

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 지진의 자료는 설계용 응답스펙트럼(design response spectrum)의 형태로 통계적인 방법으로 정리되어 지진의 특성을 나타내게 된다. 이 스펙트럼은 주어진 지진기록에 대하여 모든 단자유도 시스템의 진동주기(진동수)에 따른 최대응답(변위, 속도, 가속도)을 나타낸다. 이 스펙트럼은 단자유도 구조물을 사용하여 구한 것이지만 모드 중첩의 원리에 의해 다자유도 구조물의 경우에도 근사적으로 적용될 수 있다. 간단한 계산으로도 실시할 수 있어 실무에서 널리 사용되고 있다. 최대응답치의 근사치를 얻는 방법으로서는 각 모드에서의 응답치의 제곱의 합에 대한 평방근을 취하는 방법(SRSS : Square Root of Sum of Squares)이

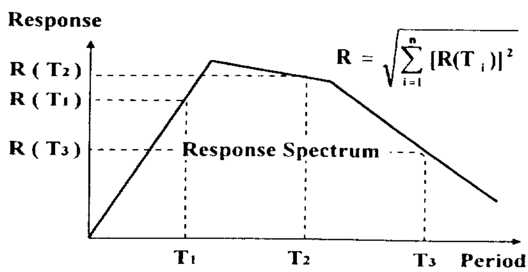
사용되고 있다. 이 방법은 각기 다른 진동모드의 고유주기가 근접해 있는 경우 과다한 결과를 주는 경우가 있다. 이러한 결점을 보완한 방법으로서 완전 2차 결합법(CQC : Complete Quadratic Combination)의 적용을 생각할 수 있다. 그림 2.2는 응답스펙트럼 해석에 대한 원리를 나타내고 있다.



(a) 구조물의 모형화



(b) 고유주기 및 모드 산출



(c) 각 모드의 응답치 산출 및 중첩

그림 2.2 응답스펙트럼해석의 원리

응답스펙트럼은 변형응답스펙트럼 D, 유사-속도응답스펙트럼 V, 유사-가속도응답스펙트럼 A로 구성된다. n번째 고유진동수 ω_n, n번째 고유주기 T_n인 단자유도시스템의 최대변형 D와 관련하여 V와 A는 다음 식(2.7), 식(2.8)과 같이 정의된다.

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \tag{2.7}$$

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \tag{2.8}$$

응답스펙트럼이 주어진 이후에는 시스템의 고유주기 T_n과 감쇠비 ζ_n에 해당하는 D, V, A값을 스펙트럼으로부터 구하여 이로부터 고유주기에 해당하는 응답값들을 표시할 수 있다. 최대변위는 다음 식(2.9)와 같다.

$$u_0 = D = \frac{T_n}{2\pi} V = \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 A \tag{2.9}$$

등가정적횡력 f_S의 최대값 f_{S0}는 다음 식(2.10)과 같다.

$$f_{S0} = kD = k\frac{A}{\omega^2} = mA = W\frac{A}{g} \tag{2.10}$$

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

2.2.2 시간이력해석법

시간이력해석법은 지진에 의한 지반운동의 시간에 따른 변화를 알 때 구조물의 거동을 알아내는 해석법으로 주어진 지반 가속도 기록에 대하여 수치적으로 적분하여 해를 구하는 방법과 운동방정식에 사용되는 감쇠행렬을 비례감쇠로 표현할 수 있는 경우에는 모드의 직교조건을 사용함으로써 전체의 응답을 단자유도계 응답의 중첩으로 구할 수 있는 방법이 있다.

직접적분법에 의한 시간이력해석은 미분방정식으로 나타내어지는 구조물의 운동방정식을 수치적인 방법으로 적분하여 해를 구하여 구조물의 거동을 알아내는 방법으로 입력하중은 지반운동의 가속도기록으로 주어진다. 가속도기록은 설계용으로 제안된 인공지진을 이용하거나 과거의 지진기록을 이용하기도 한다. 이 방법은 운동방정식을 짧은 시간간격에 대하여 단계적으로 구조물의 시간에 따른 거동을 구하는 방법이다. 각 계산단계에서 강성행렬을 변화시키면서 계산이 가능하므로 비선형진동에 대해서도 적용이 가능하다. 이 방법은 고차의 모드를 다수 포함하여 복잡한 진동특성을 나타내는 구조물이나 탄소성해석에 적용이 되므로 구조물의 동적거동을 가장 정확하게 예측할 수 있다. 하지만 가속도의 초기치를 가정해야 하고 각각의 시간간격에 대해 가속도의 변화에 대한 가정이 필요하다. 이에 따른 오차를 줄이기 위해서는 짧은 시간간격이 요구되고 계산량이 많이 필요하기 때문에 비경제적이라고 할 수 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 구해질 수 있고 각 모드에서의 거동을 조합하여 전체 거동을 결정할 수 있다는 사실을 근거로 한다. 이 해석법의 장점은 각 모드로부터 구성되는 단자유도계에 대한 독립적인 해석이 가능하므로 구조물의 동적거동을 지배하는 몇 개의 저차 진동모드에 대

한 해석만으로 정확해에 근접한 해를 얻을 수 있다는 것이다. 그러나 이 방법은 각 모드를 중첩하여 해를 구하기 때문에 선형탄성해석에 한정되고 비선형해석에는 사용될 수 없다.

2.2.3 거동계수

내진설계에 보편적으로 적용하고 있는 응답스펙트럼해석법은 선형해석법으로 구조물의 비선형거동에 의한 영향은 특정한 계수로 반영하고 있다. 각 구조물의 형상과 재질에 따라 적용하는 이러한 계수를 Eurocode 8에서는 거동계수(q), AASHTO에서는 응답수정계수(R)로 제시하고 있으며 도로교설계기준에서는 응답수정계수를 도입하여 사용하고 있다(표 2.1, 표2.2). 그림 2.3은 Ballio/Perotti[(9)]가 제시한 거동계수의 결정방법이다. 지진하중을 받는 구조물의 실제거동은 그림과 같이 비선형거동이 되며 구조물이 탄성한계(1로 간주)를 초과하면 선형거동을 가정한 초탄성거동에서 이탈하게 되고(비선형거동) 소성힌지의 생성을 거쳐 구조물의 붕괴로 이어지는 파괴메커니즘이 형성되면 이를 동적안정성한계로 본다. 비선형거동의 초기에는 구조물 특성의 변화에 의해 초탄성거동보다 작은 변위를 갖게되고 동적안정성 한계에 접근하게 되면 구조물의 거동이 초탄성거동보다 큰 변위를 갖게되므로 그 교점을 찾아 거동계수로 간주하면 안전 측이라 할 수 있다. 여기서 a는 가속도계수, d는 특정 기준점의 변위이며 a_y, d_y, f_y는 구조부재에 항복이 시작되는 가속도계수와 그때의 변위값 및 구조부재의 항복강도를 의미한다.

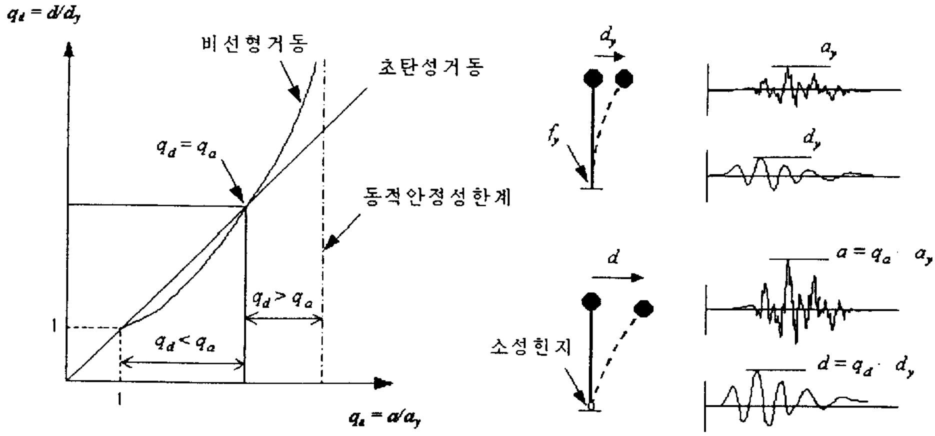


그림 2.3 거동계수의 결정

표 2.1 거동계수 q

연성요소	지진거동	
	한계연성	연성
철근콘크리트교각		
휨을 받는 수직교각($a_s{}^* \geq 3.5$)	1.5	3.5
낮고 폭이 넓은 교각 (a_s=1.0)	1.0	1.0
휨을 받는 경사진 짧은 기둥	1.2	2.0
강교각		
휨을 받는 수직교각	1.5	3.5
휨을 받는 경사진 짧은 기둥	1.2	2.0
편심이 없는 브레이싱을 한 교각	1.5	2.5
편심 브레이싱을 한 교각	-	3.5
교대	1.0	1.0
아치	1.2	2.0

* a_s=H/L로서 교각 높이/폭의 형상비이다. 1.0<a_s<3.5의 범위에서 q계수는 선형 보간에 의해 구해진다.

표 2.2 응답수정계수 R

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

3. 거동계수 결정

3.1 해석대상교량

해석대상교량은 일반도로교 중 가장 보편적으로 채택되는 상부구조(강박스, PC박스, PC빔), 하부구조(T형, Π형) 및 교각단면(원형, 중공타원형)으로 구성되어 있으며 내진설계기준에 제시되어 있는 적용범위에 속하는 교량을 설정하였다. 교량의 해석모델은 상세모델 또는 단순모델을 해석모델로 사용할 수 있다. 정확한 모델이라 할 수 있는 상세모델은 교량구조물을 구성하고 있는 구조요소의 기하학적 및 물리적 특성을 정확히 반영한 모델로 해석의 정확도는 높으나 모델링이 복잡하고 해석에 소요되는 시간과 경비가 상당하다. 반면 단순모델은 각 구조부재에 질량 및 강성을 반영한 모델로 모델링작업은 간편하나 해석의 정확도가 상세모델의 결과에 비해 낮으므로 해석의 정확도를 향상시키기 위해서는 모델에 사용하는 구조부재가 교량의 실제 거동특성을 반영할 수 있도록 하여야 한다. 교량의 거동계수를 결정하는 작업은 시간이력해석을 수행하여야 하므로 시간과 경비의 측면을 고려하여 해석모델을 가능한 단순화해야 하는 동시에 해석결과의 타당성에 대한 검토작업이 요구된다. 단순모델의 사용성은 각 해석대상교량의 상세모델과 단순모델을 설정하고 모드해석 및 응답스펙트럼해석을 수행하여 각기 결정한 파괴메카니즘이 동일하다는 것을 확인한 연구결과[10]로부터 입증되었으므로 본 연구에서는 단순모델을 사용하였다.

3.1.1 강박스교량(단주교각)

강박스교량(단주교각)[11]은 총 연장 265m(2@50+3@55)인 5경간 직선교이고 상부구조는 2연박스거더, 하부구조는 T형 교각으로 7경간 이내이고 경간 길이의 변화가 10%이내이며, 자중이나 강성 또는 기하학적 형상의 변화가 미소하므로 규칙적인 교량(Regular Bridge)에 해당된다. 그림 3.1은 종단면도, 그림 3.2는 교각의 횡단면도이며 받침장치의 배치는 표 3.1과 같고 G1, G2는 박스거더를 표기한 것이다. 해석대상교량의 해석모델은 그림 3.3의 교각부 모델링과 같이 단순모델이며 상・하부구조는 보요소, 연결부재는 무한강성요소 그리고 받침장치의 가동방향은 연결요소로 모델링하였다.

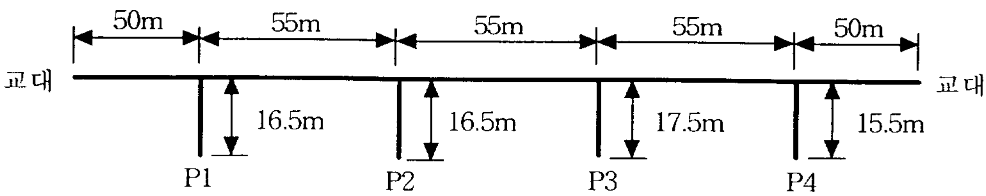


그림 3.1 강박스교량(단주교각) 종단면도

표 3.1 강박스교량(단주교각) 받침장치의 배치

위치	교대	P1	P2	P3	P4	교대
G1	⇔	⇔	⇔	●	⇔	⇔
G2	✥	✥	✥	⇕	✥	✥

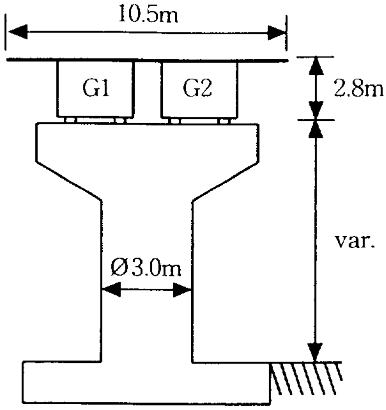


그림 3.2 강박스교량 횡단면도

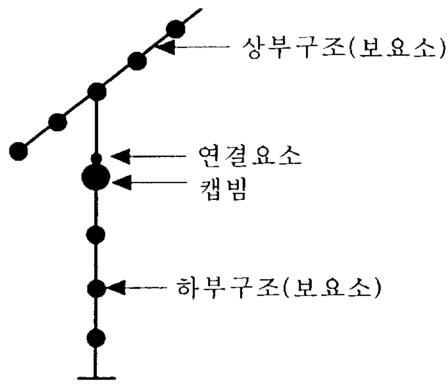


그림 3.3 교각부 모델링

3.1.2 강박스교량(Π형 교각)

강박스교량(Π형 교각)[12]은 총 연장 89.8m(2@29.9+40)인 3경간 직선교이고 상부구조는 2연박스거더, 하부구조는 Π형 교각으로 7경간 이내이고 경간 길이의 변화가 10%이내이며, 자중이나 강성 또는 기하학적 형상의 변화가 미소하므로 규칙적인 교량(Regular Bridge)에 해당된다. 그림 3.4는 종단면도, 그림 3.5는 교각의 횡단면도 및 단순모델형상이며 받침장치의 배치는 표 3.2와 같다.

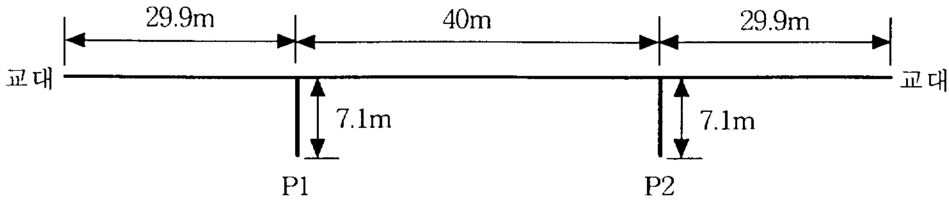


그림 3.4 강박스교량(Π형 교각) 종단면도

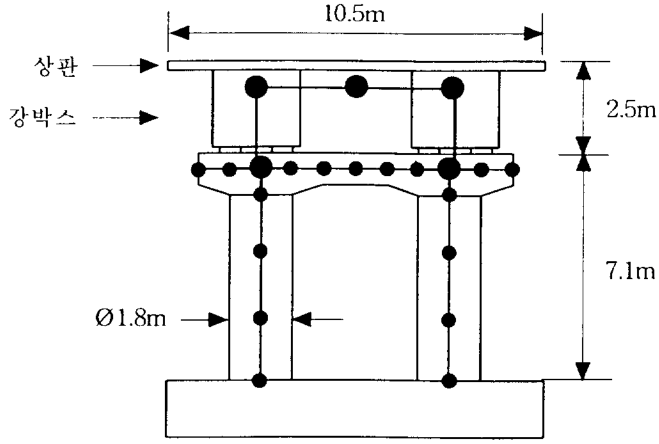


그림 3.5 강박스교량(Π형 교각) 횡단면도

표 3.2 강박스교량(Π형 교각) 받침장치의 배치

위치	교대	P1	P2	교대
1	✥	⇕	✥	✥
2	⇔	●	⇔	⇔
3	✥	⇕	✥	✥
4	✥	⇕	✥	✥

3.1.3 PC박스교량

PC박스교량[13]의 교량형식은 총연장 290m(60+120+60+50)인 4경간 직선교이며 상부구조는 PC박스, 하부구조는 중공타원교각으로 그림 3.6은 종단면도이며 그림 3.7(a)는 P1, P2, 그림 3.7(b)는 P3에 대한 횡단면도이다. 받침장치는 표 3.3과 같다. 이 교량은 4경간으로 7경간 이내이나 자중, 강성 및 기하학적 형상의 변화가 200%이고 경간 길이의 변화가 최대 240%이므로 규칙적인 교량(Regular Bridge) 조건을 만족하지 않는다.

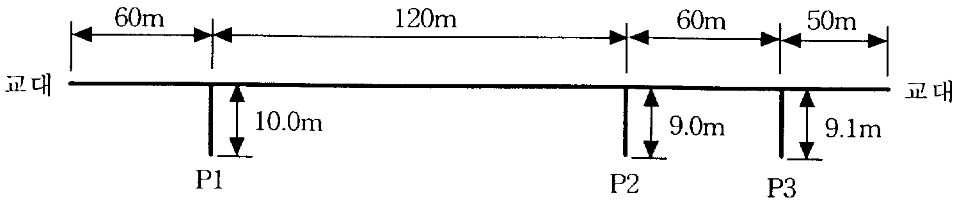
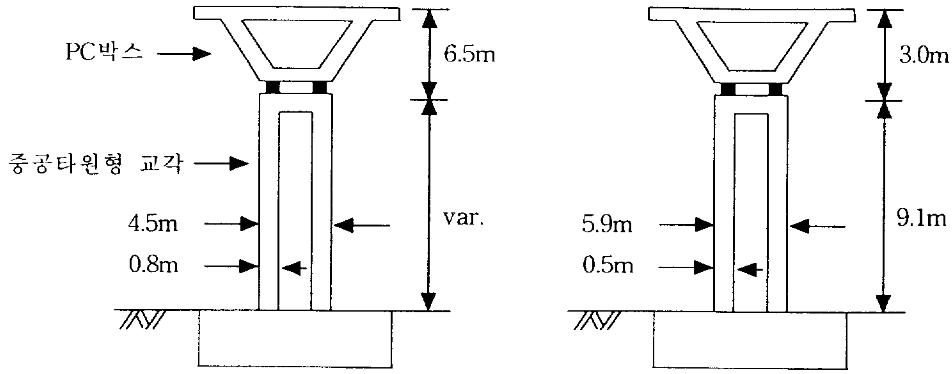


그림 3.6 PC박스교량 종단면도

표 3.3 PC박스교량 받침장치의 배치

위치	교대	P1	P2	P3	교대
1	✥	✥	⇕	✥	✥
2	⇔	⇔	●	⇔	⇔



(a) P1, P2 (b) P3

그림 3.7 PC박스교량 횡단면도

3.1.4 PC빔교량

PC빔교량[11]의 교량형식은 총연장 90m(3@30)인 3경간 직선교로 상부구조는 5연 PC빔, 하부구조는 T형 교각으로 그림 3.8은 종단면도이며 그림 3.9는 교각에서의 횡단면도이며 받침장치는 표 3.4와 같다. 이 교량은 3경간으로 7경간 이내이고 경간 길이의 변화가 없으며 자중, 강성 및 기하학적 형상의 변화가 없으므로 규칙적인 교량(Regular Bridge)으로 분류된다.

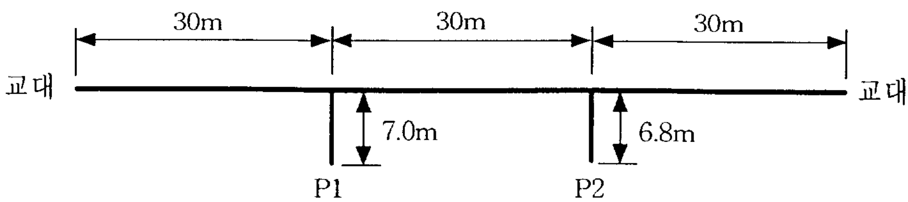


그림 3.8 PC빔교량 종단면도

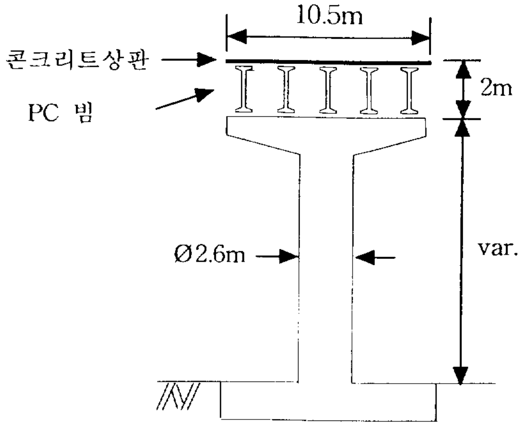


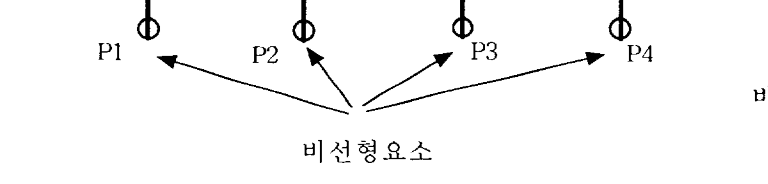
그림 3.9 PC빔교량 횡단면도

표 3.4 PC빔교량 받침장치의 배치

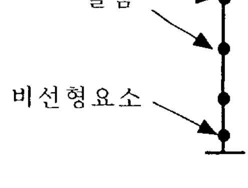
위치	교대	P1	P2	교대
1	⇔	⇔	●	⇔
2-5	✥	✥	⇕	✥

3.2 비선형거동

응답스펙트럼해석법에 적용되는 거동계수 또는 응답수정계수는 교량의 비탄성거동에 의한 영향을 설계에 반영하는 것이므로 거동계수는 비선형해석모델을 설정하여 비선형시간이력해석을 수행, 탄성한계(초기항복) 및 동적안정성한계(붕괴가능성)를 구하여 결정한다. 이러한 비선형시간이력해석은 모델링이 복잡하고 해석에 소요되는 시간과 경비가 상당하다. 내진설계기준에서 요구하는 파괴메카니즘에 의하면 교량의 경우 교각의 비선형거동으로 붕괴방지수준을 만족하는 것이므로 비선형거동에 의한 영향이 적절히 반영된다면 선형시간이력해석을 수행하여도 가능하다. 연성파괴메카니즘은 구조부재의 항복을 하부구조, 즉 연구대상교량의 경우 교각에 허용하는 것이므로 교각의 비선형거동특성을 규명하는 작업이 선행되어야 한다(그림 3.10(a)). 비선형거동이 발생하도록 유도하는 교각하부에서의 비선형요소의 위치는 그림 3.10(b)와 같다. 각 교각의 하단에서 1m 떨어진 절점에 길이가 0인 가상부재를 비선형요소로 추가하여 비선형거동을 반영하였다. 비선형해석은 구조해석 프로그램 DYNACS[14]를 이용하여 수행하였다. 비선형요소의 비선형거동특성곡선은 모멘트-회전각 관계로 나타내었으며 해석대상교량의 교각은 모두 동일한 원형 및 중공타원형교각이므로 전단면을 모멘트축과 평행하게 분할하여 각 단면의 항복여부를 반영하는 방법을 사용하였다.



(a) 해석모델



(b) 비선형요소의 위치

그림 3.10 비선형요소의 위치와 해석모델

해석대상교량 교각의 재료특성치는 다음과 같으며 단면에 대한 특성치는 표 3.5에 나타내었다.

▣ 콘크리트

탄성계수 : 2350 kN/㎠

압축강도 : 2.4 kN/㎠

인장강도 : 0.24 kN/㎠

최대허용압축변위 : 3.0 ‰

▣ 철근

탄성계수 : 20400 kN/㎠

항복강도 : 30 kN/㎠

인장변위 : 2 %

표 3.5 해석대상교량 교각단면 특성치

종 류	콘크리트 단면적 (cm^2)	철근 단면적 (cm^2)	철근량 (ea)	주철근비 (%)
강박스교량 (단주교각)	70686	1079	외측87(D29) 내측81(D29)	1.53
강박스교량 (Π형 교각)	25447	476	외측50(D25) 내측44(D25)	1.87
PC박스교량 (P1,P2)	88425	1192	외측88(D32) 내측62(D32)	1.35
PC박스교량 (P3)	62562	852	외측90(D25) 내측70(D25)	1.36
PC빔교량	53093	675	외측75(D29) 내측30(D29)	1.27

강박스교량(단주교각)의 원형단면에 대한 입력자료는 원형교각의 대칭성을 이용하여 그림 3.11과 같이 전단면을 10등분(폭30cm)하여 각 단면에 대한 평균높이와 철근의 면적비, 평균높이를 구하여 구성하였다(표

3.6). 비선형요소의 비선형거동특성곡선인 모멘트-회전각 관계는 그림 3.12와 같이 산정되었다.

표 3.6 강박스교량(단주교각) 분할단면의 입력자료

단면No	단면평균높이 (cm)	철근면적 (cm^2)	철근평균높이 (cm)
1	122.63	150.60	5.02
2	212.85	133.50	4.45
3	259.03	92.10	3.07
4	285.60	86.10	2.87
5	297.99	77.10	2.57

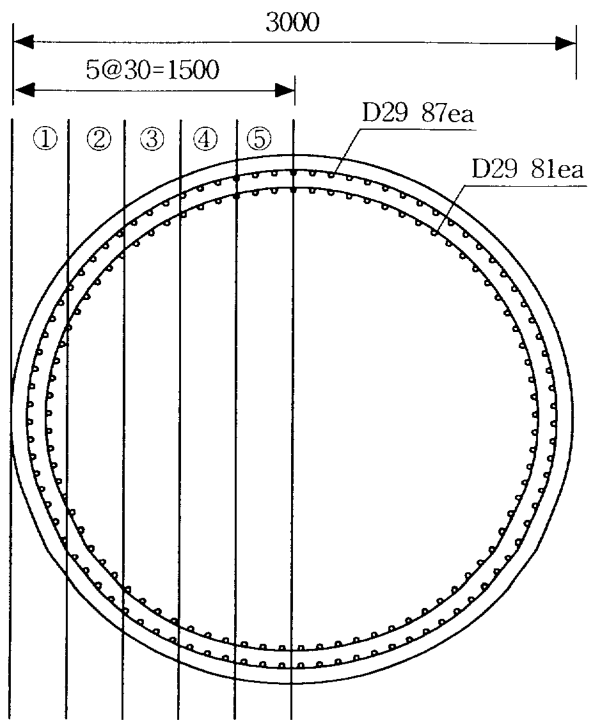


그림 3.11 강박스교량(단주교각)의 단면분할

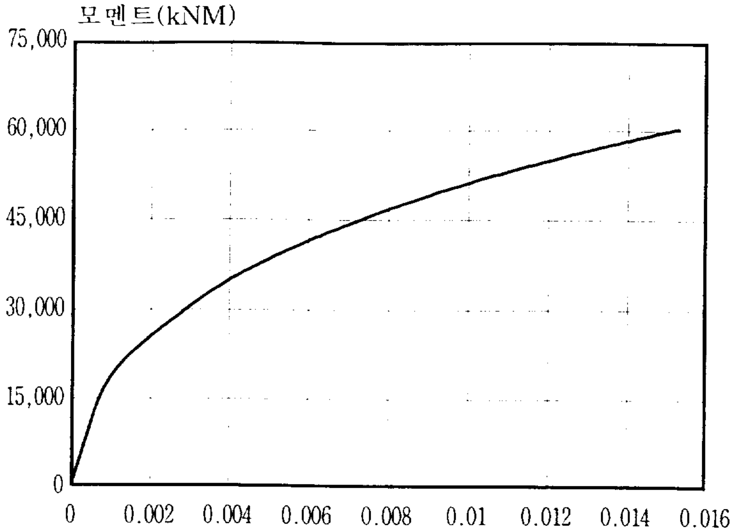


그림 3.12 강박스교량(단주교각) 비선형거동특성곡선

강박스교량(Π형 교각)의 원형단면에 대한 입력자료는 원형교각의 대칭성을 이용하여 그림 3.13과 같이 전단면을 10등분(폭18cm)하였으며 각 단면에 대한 입력치는 표 3.7과 같다. 비선형요소의 비선형거동특성곡선은 그림 3.14와 같이 산정되었다.

표 3.7 강박스교량(Π형 교각) 분할단면의 입력자료

단면No	단면평균높이 (cm)	철근면적 (cm^2)	철근평균높이 (cm)
1	73.58	31.84	1.77
2	127.71	79.10	4.39
3	155.42	56.12	3.12
4	171.36	40.69	2.26
5	178.79	30.40	1.69

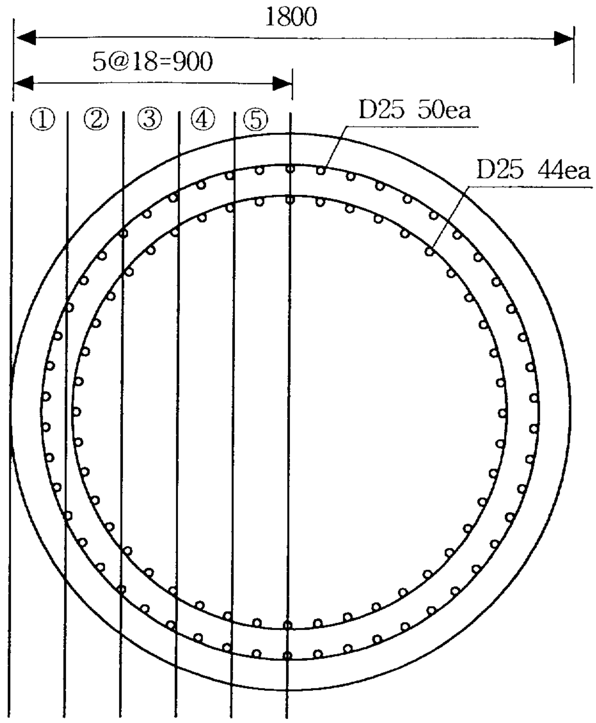


그림 3.13 강박스교량(Π형 교각)의 단면분할

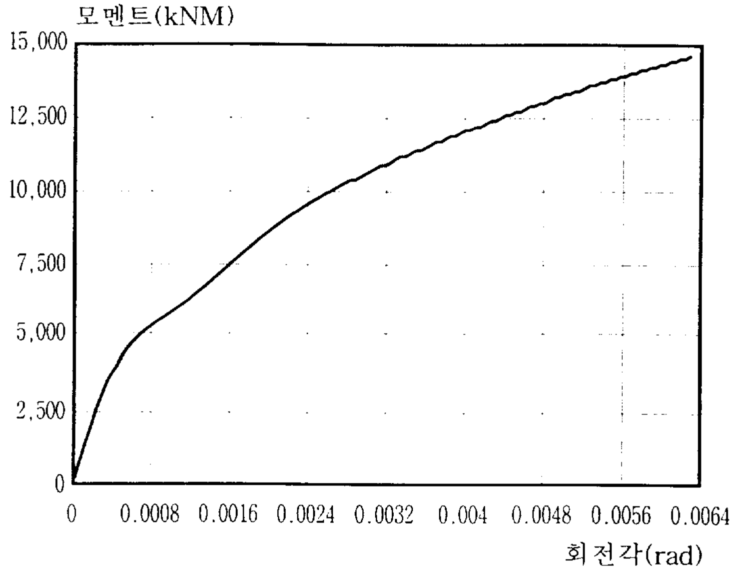


그림 3.14 강박스교량(Π형 교각) 비선형거동특성곡선

PC박스교는 중공타원형이며 P1, P2교각과 P3교각의 단면크기가 다르므로 각각 비선형거동특성곡선을 구하였다. 입력자료는 중공타원형교각의 대칭성을 이용하여 P1, P2교각은 그림 3.15와 같이 전단면을 10등분(폭 45cm)하였으며 각 단면에 대한 입력치는 표 3.8과 같으며 P3교각은 그림 3.17과 같이 전단면을 10등분(폭59cm)하였으며 각 단면에 대한 입력치는 표 3.9와 같다. 비선형요소의 비선형거동특성곡선은 P1, P2교각의 경우 그림 3.16, P3교각의 경우 그림 3.18과 같이 산정되었다.

표 3.8 PC박스교량(P1, P2) 분할단면의 입력자료

단면No	단면평균높이 (cm)	철근면적 (cm^2)	철근평균높이 (cm)
1	172.72	127.07	2.82
2	283.25	105.90	3.35
3	199.08	116.60	2.59
4	167.25	103.04	2.29
5	160.20	98.04	2.18

표 3.9 PC박스교량(P3) 분할단면의 입력자료

단면No	단면평균높이 (cm)	철근면적 (cm^2)	철근평균높이 (cm)
1	125.32	101.34	1.72
2	104.87	91.21	1.55
3	100.00	81.07	1.37
4	100.00	79.92	1.36
5	100.00	72.09	1.22

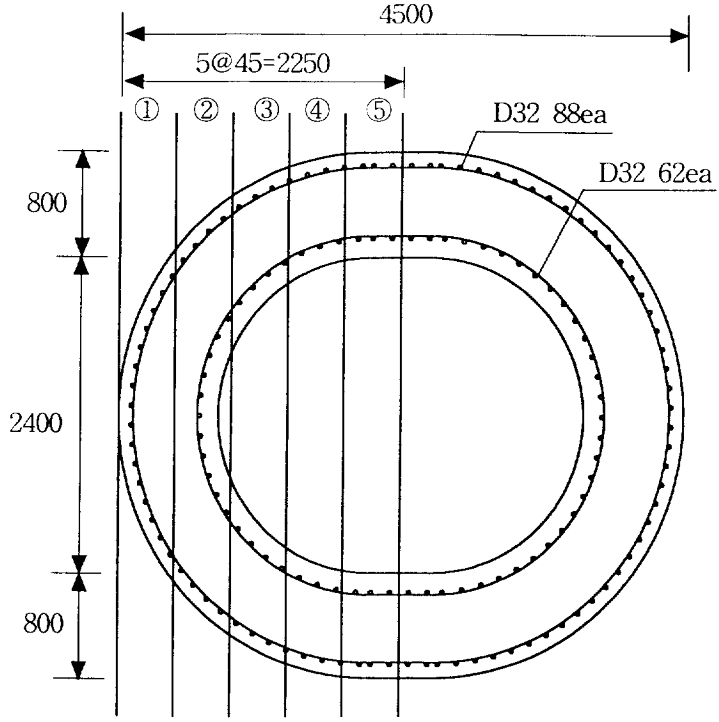


그림 3.15 PC박스교량 중공타원형교각(P1, P2)의 단면분할

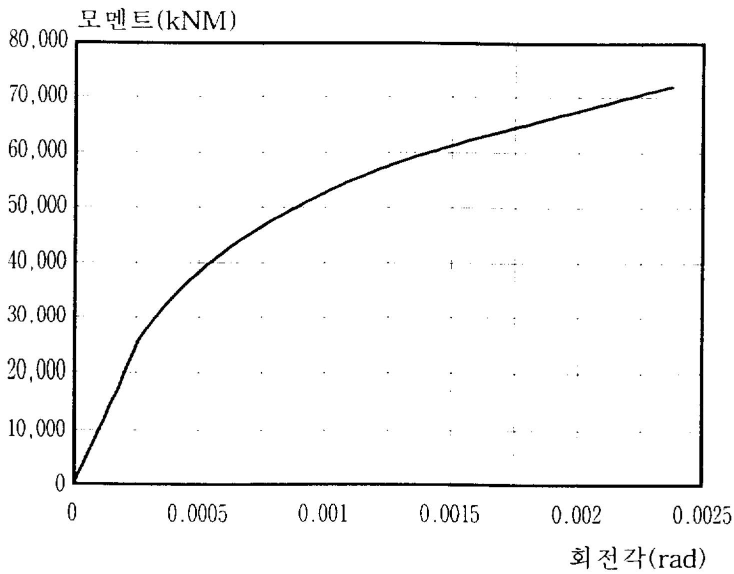


그림 3.16 PC박스교량 중공타원형교각(P1, P2)

비선형거동특성곡선

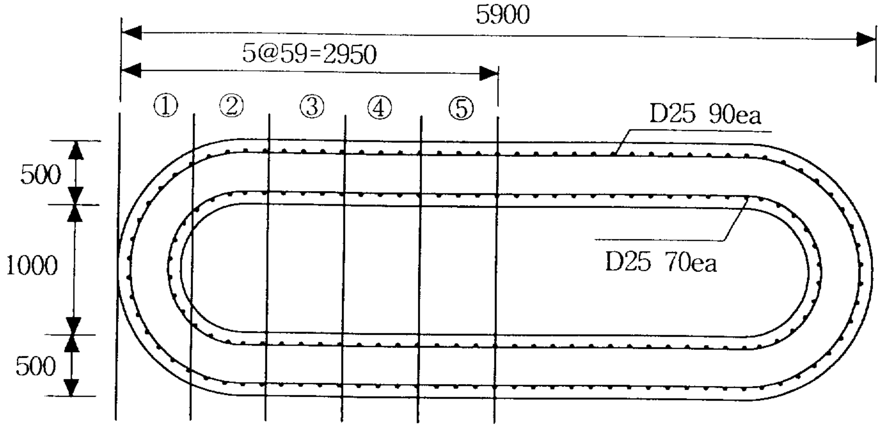


그림 3.17 PC박스교량 중공타원형교각(P3)의 단면분할

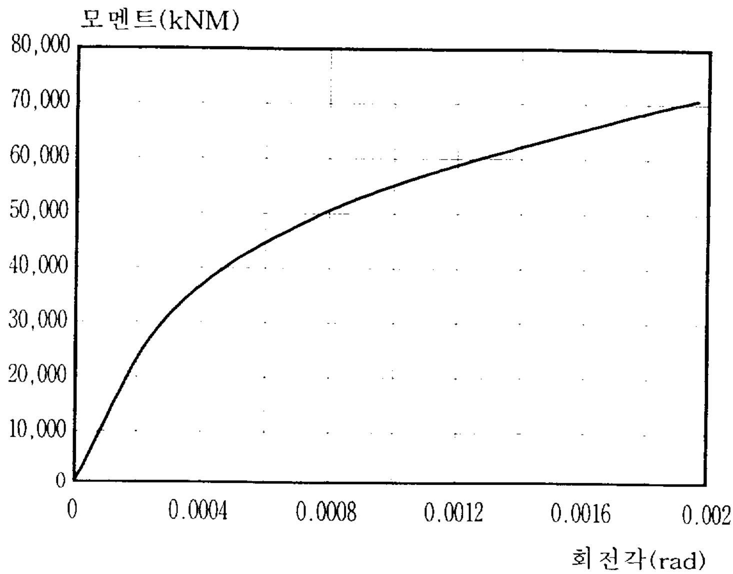


그림 3.18 PC박스교량 중공타원형교각(P3)
비선형거동특성곡선

PC빔교는 단주교각으로 원형단면에 대한 입력자료는 원형교각의 대칭성을 이용하여 그림 3.19와 같이 전단면을 10등분(폭26cm)하였으며 각 단면에 대한 입력치는 표 3.10과 같다. 비선형요소의 비선형거동특성곡선은 그림 3.20과 같이 산정되었다.

표 3.10 PC빔교량 분할단면의 입력자료

단면No	단면평균높이 (cm)	철근면적 (cm^2)	철근평균높이 (cm)
1	106.28	105.73	4.07
2	184.47	79.52	3.06
3	224.50	52.42	2.02
4	247.52	46.37	1.78
5	258.26	53.20	2.05

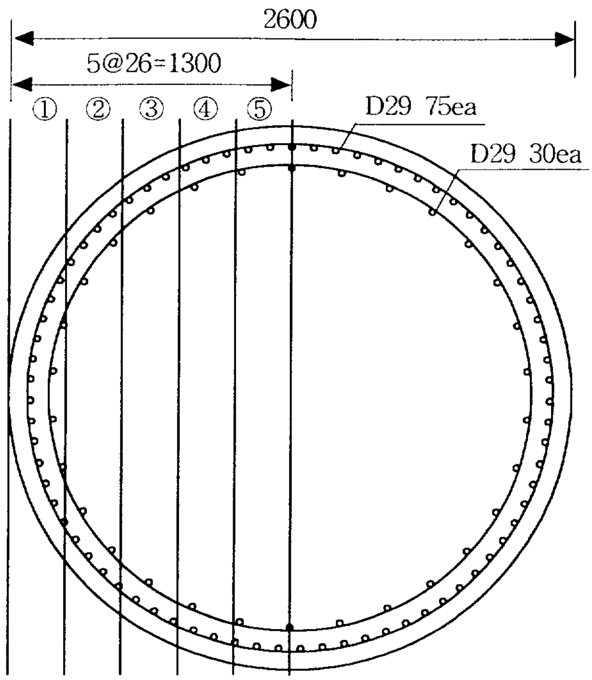


그림 3.19 PC빔교량 교각의 단면분할

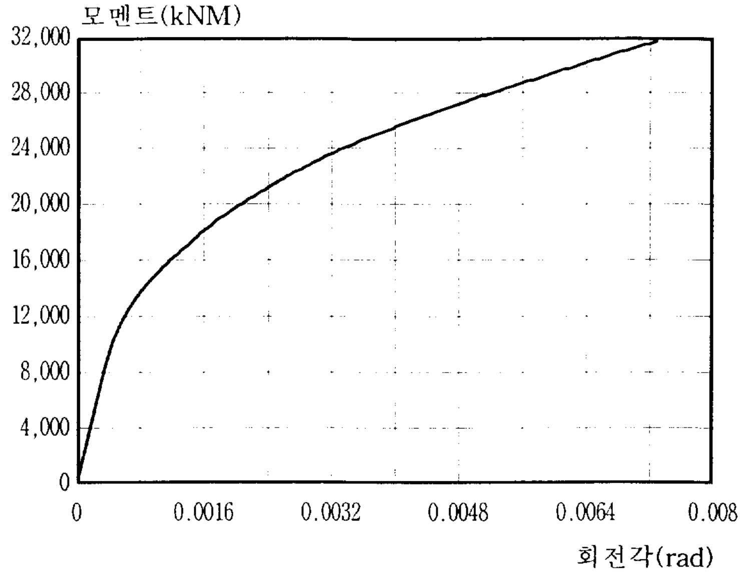


그림 3.20 PC빔교량 교각 비선형거동특성곡선

3.3 인공지진의 모사

시간이력해석에 입력지진으로 사용되는 인공지진(가속도시간이력)은 국내의 지진상황을 고려하여 총 지속시간 12초, 최대지반가속도 도달시간 및 지속시간을 2초와 4초로 설정하였다. 상용프로그램 SYMQKE[15]를 이용하여 모사하였으며 인공지진의 수를 10개(인공지진01~인공지진10)로 하여 지진하중의 불특정성에 의한 비안전측의 결과를 배제, 해석결과의 보편성을 확보하도록 하였다. 해석대상교량의 설계조건으로 가속도계수 1.4m/s^2, 지반계수 1.2를 모사에 적용하였다. 그림 3.21은 인공지진01의 가속도시간이력이고 그림 3.22는 주어진 목표응답스펙트럼(실선)과 인공지진01의 응답스펙트럼(점선)을 중첩한 것으로 적절한 모사가 수행되었다는 것을 알 수 있다.

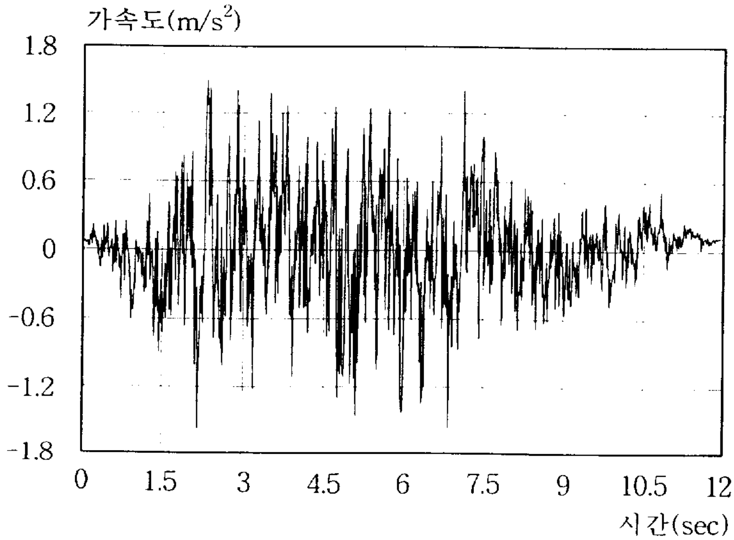


그림 3.21 인공지진01의 가속도시간이력

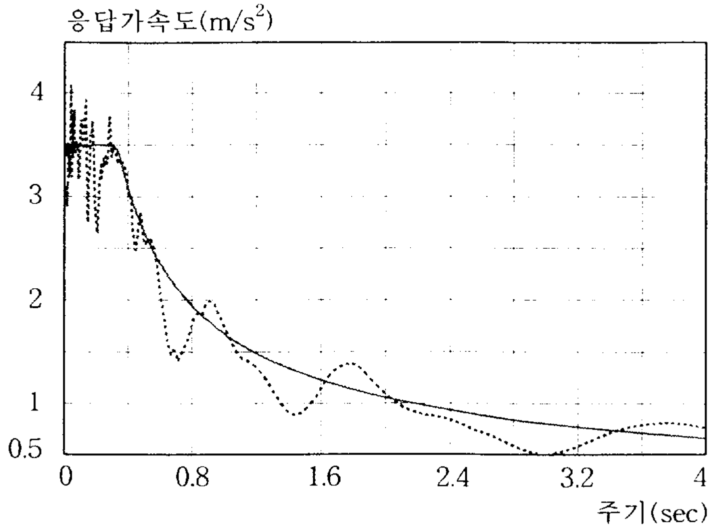


그림 3.22 인공지진01의 응답스펙트럼

3.4 선형시간이력해석

앞에서 구한 교각의 비선형거동특성곡선을 그림 3.24와 같이 각 교각의 비선형요소에 적용하여 선형시간이력해석을 수행하였다. 구조물의 비선형거동을 기술하기 위한 첫단계로 다음과 같이 탄성한계를 결정하였다. 입력지진에 계수를 적용하여 가속도의 크기를 정하므로 그림 3.25와 같이 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선이 면적을 갖지 않는 가장 큰 계수를 찾아 탄성한계(0.08g)로 결정하였다. 그림 3.26은 탄성한계에서 기준절점, 강박스교량(단주교각)의 경우 그림 3.24의 기준절점 중 교축직각방향에 대한 변위가 교량중심에서 가장 크므로 교량중심절점에 대한 변위이력이다. 탄성한계를 초과하는 입력지진을 적용하고 선형시간이력해석을 수행하여 구한 강박스교량(단주교각) 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선은 그림 3.27과 같이 소성거동(0.38g)으로 인한 에너지 소산이 발생한다는 것을 알 수 있으며 그림 3.28은 소성거동으로 인한 교량중심에서의 변위이력이다. 각 입력지진에 대한 기준절점의 최대변위를 구하고 이들을 탄성한계의 입력지진과 기준절점의 최대변위로 종축과 횡축을 정규화하면 그림 3.29와 같이 각 입력지진에 대한 비선형거동을 나타낼 수 있으며 이러한 비선형거동을 초탄성거동과 비교하여 그 교점을 거동계수로 결정하였다.[16][17] 그림 3.29는 총 10개의 인공지진을 적용한 결과 중 대표적인 경우 두 가지를 제시한 것이다. 선형시간이력해석을 수행한 결과 거동계수(q)는 표 3.11과 같이 산정되었다.

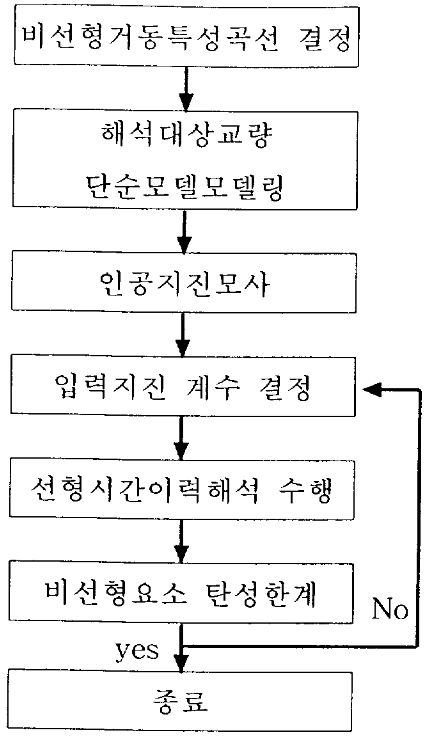


그림 3.23 탄성한계결정 흐름도

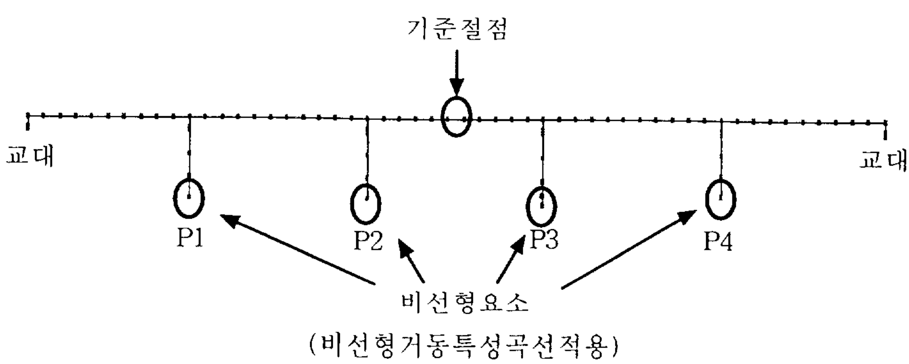


그림 3.24 강박스교량(단주교각) 해석모델링

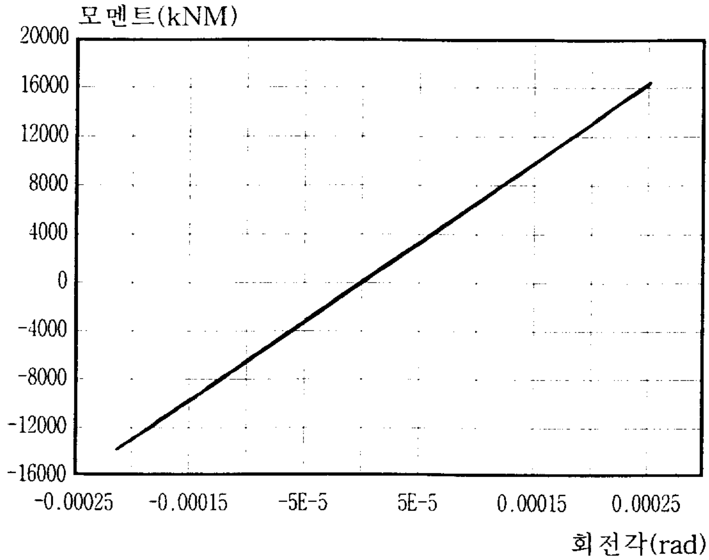


그림 3.25 강박스교량(단주교각) 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선(인공지진01, 0.08g)

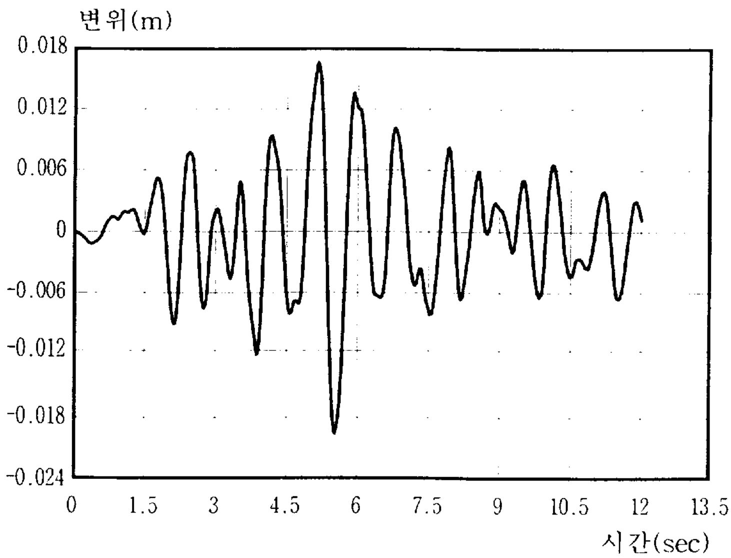


그림 3.26 강박스교량(단주교각) 기준절점의 변위이력곡선(인공지진01, 0.08g)

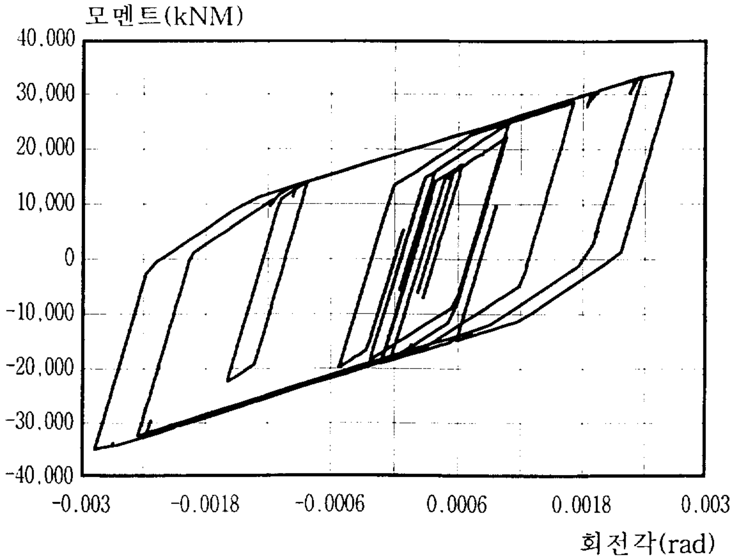


그림 3.27 강박스교량(단주교각) 비선형요소의

모멘트-회전각 이력곡선(인공지진01, 0.38g)

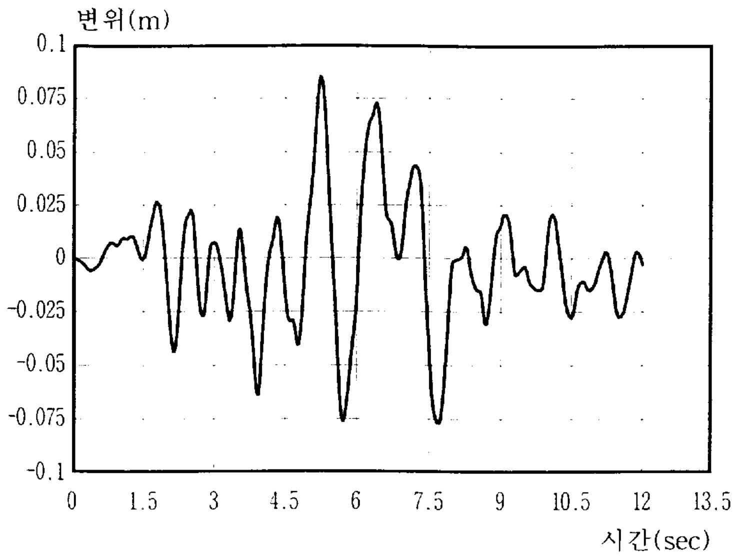


그림 3.28 강박스교량(단주교각) 기준절점의

변위이력곡선(인공지진01, 0.38g)

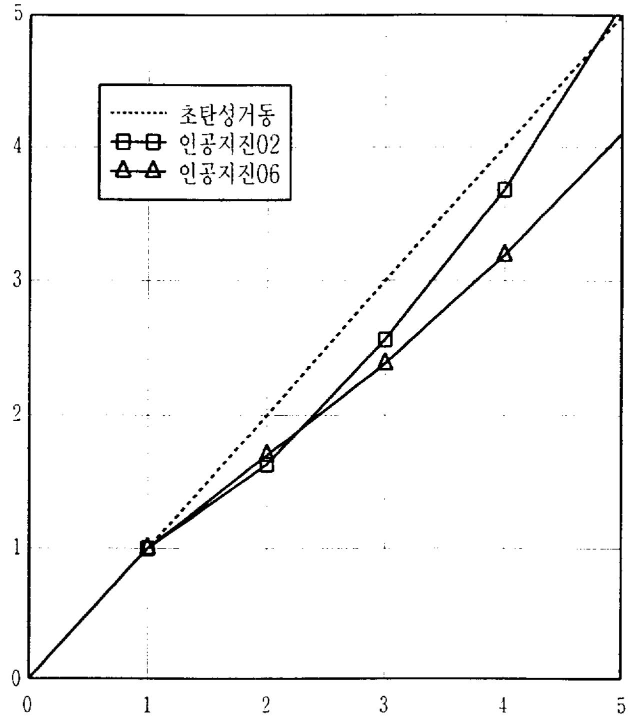


그림 3.29 강박스교량(단주교각) 비선형거동

강박스교량(Π형 교각)은 그림 3.30에서와 같이 교각이 Π형이므로 비선형요소를 교각하단 지점에서 1m지점과 교각상단 지점에서 1m지점에 각각 비선형요소를 적용하였으며 탄성한계(0.34g)는 그림 3.31과 같이 결정되었으며 그림 3.32는 탄성한계에 대한 기준절점의 변위이력곡선이다. 그림 3.33은 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선이며 면적을 가지므로 소성거동(1.68g)임을 알 수 있으며 그림 3.34는 기준절점의 소성거동에 대한 변위이력곡선이다. 각 입력지진에 대한 비선형거동은 그림 3.35와 같으며 대표적인 두 가지를 나타내었다.

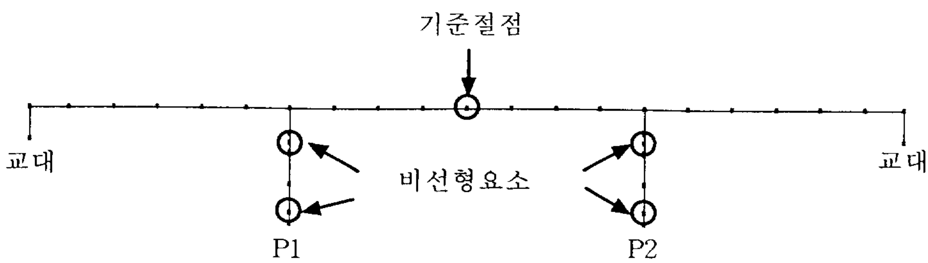


그림 3.30 강박스교량(Π형 교각) 해석모델링

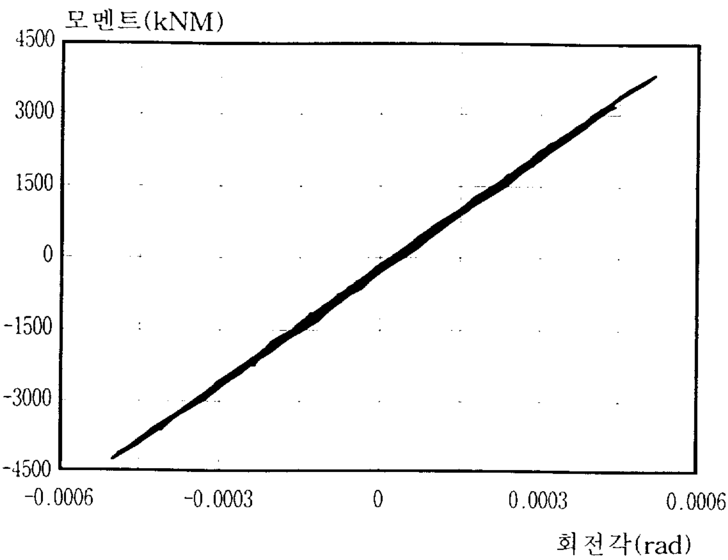


그림 3.31 강박스교량(Π형 교각) 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선(인공지진01, 0.34g)

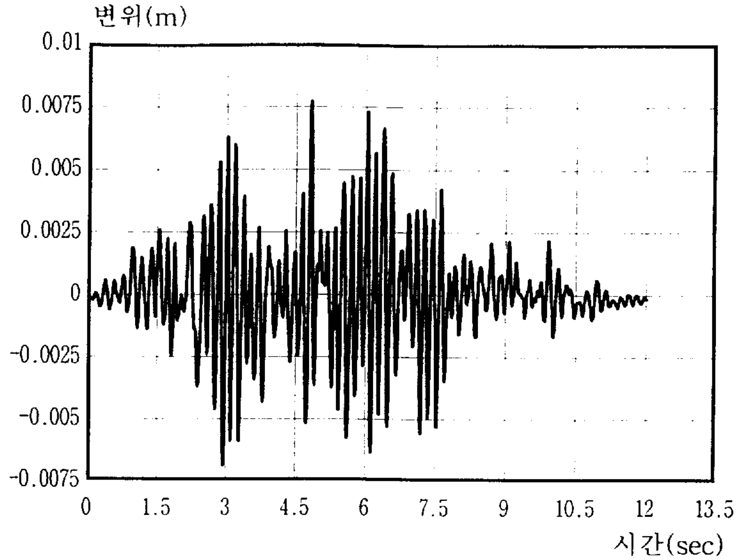


그림 3.32 강박스교량(Π형 교각) 기준절점의 변위이력곡선(인공지진01, 0.34g)

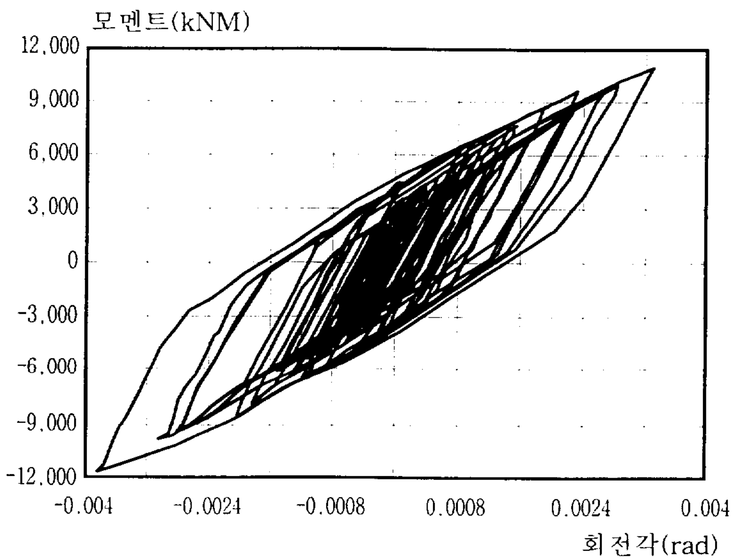


그림 3.33 강박스교량(Π형 교각) 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선(인공지진01, 1.68g)

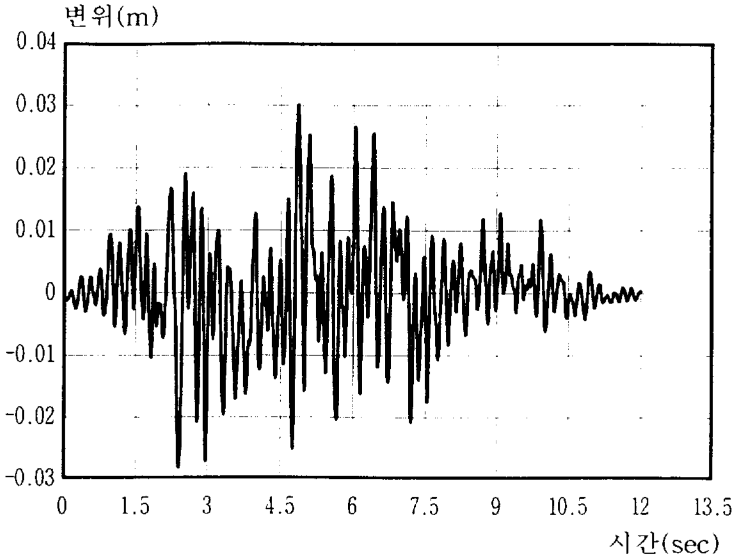


그림 3.34 강박스교량(Π형 교각) 기준절점의 변위이력곡선(인공지진01, 1.68g)

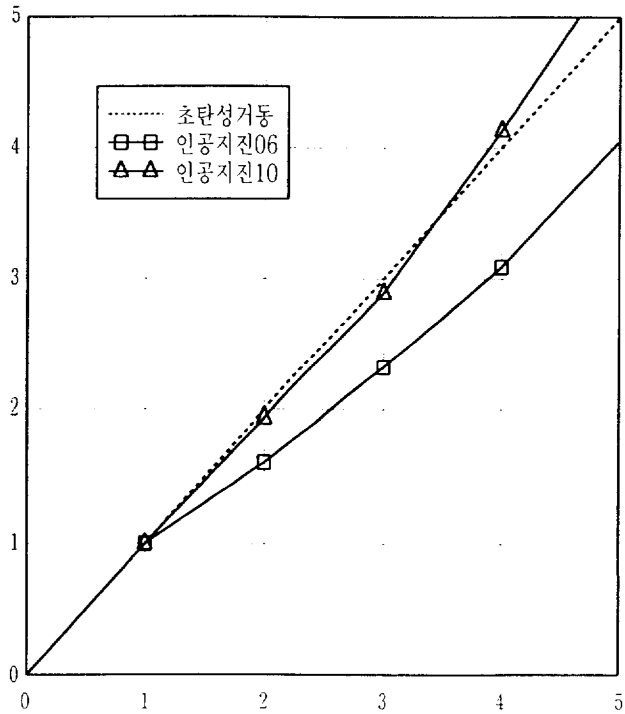


그림 3.35 강박스교량(Π형 교각) 비선형거동

PC박스교량은 그림 3.36에서와 같이 비선형요소를 적용하였으며 탄성한계(0.05g)는 그림 3.37과 같이 결정되었으며 그림 3.38은 탄성한계에 대한 기준절점의 변위이력곡선이다. 그림 3.39는 소성거동(0.25g)을 나타내는 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선이며 그림 3.40은 소성거동시 기준절점에 대한 변위이력곡선이다. 각 입력지진에 대한 비선형거동은 그림 3.41과 같으며 대표적인 두 가지를 나타내었다.

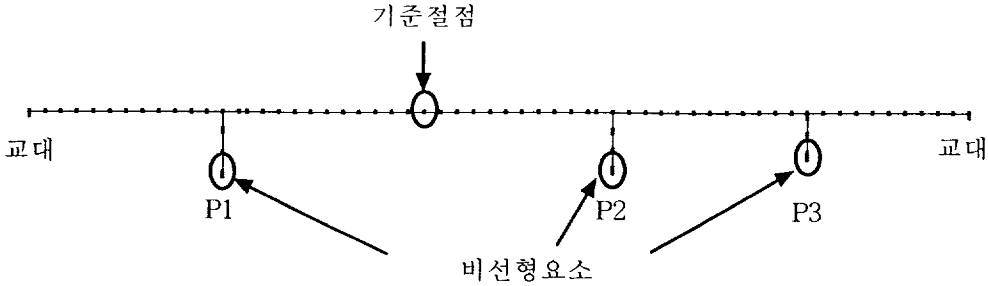


그림 3.36 PC박스교량 해석모델링

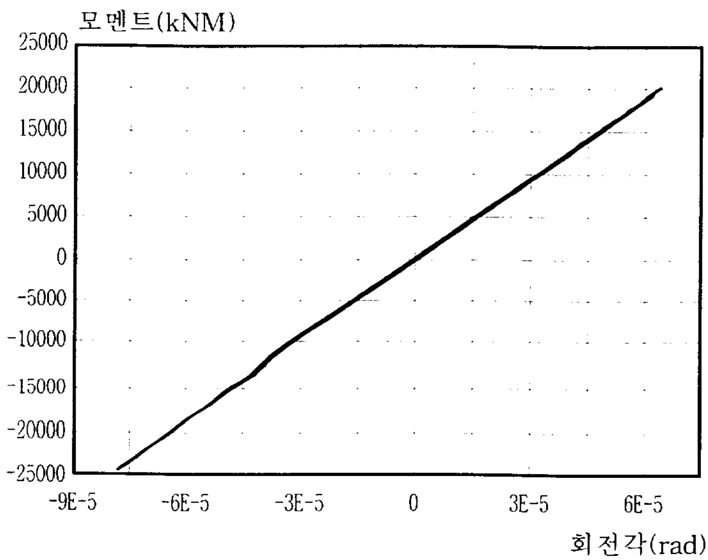


그림 3.37 PC박스교량 비선형요소의

모멘트-회전각 이력곡선(인공지진01, 0.05g)

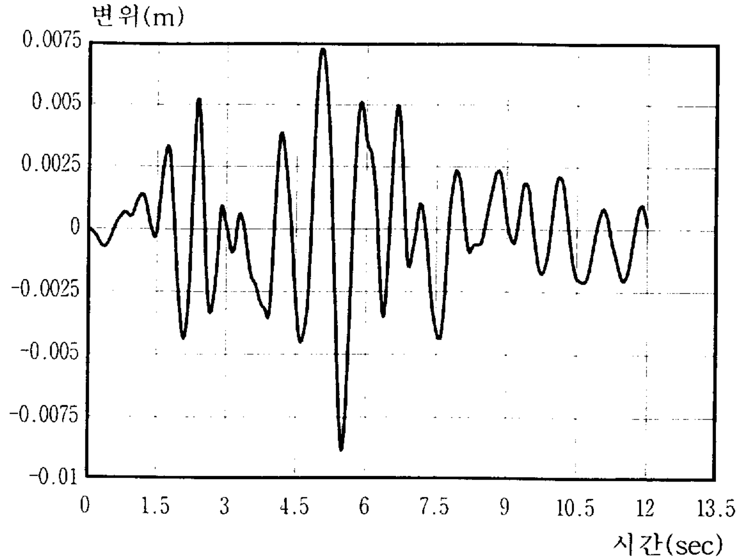


그림 3.38 PC박스교량 기준절점의

변위이력곡선 (인공지진01, 0.05g)

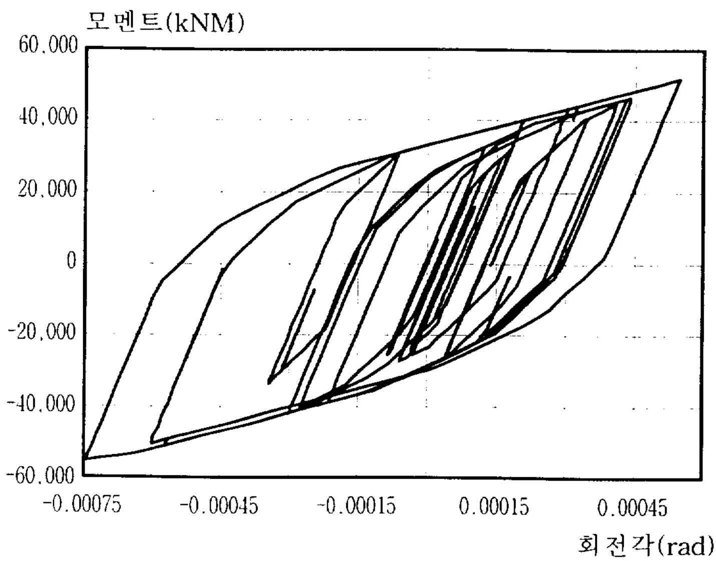


그림 3.39 PC박스교량 비선형요소의

모멘트-회전각 이력곡선 (인공지진01, 0.25g)

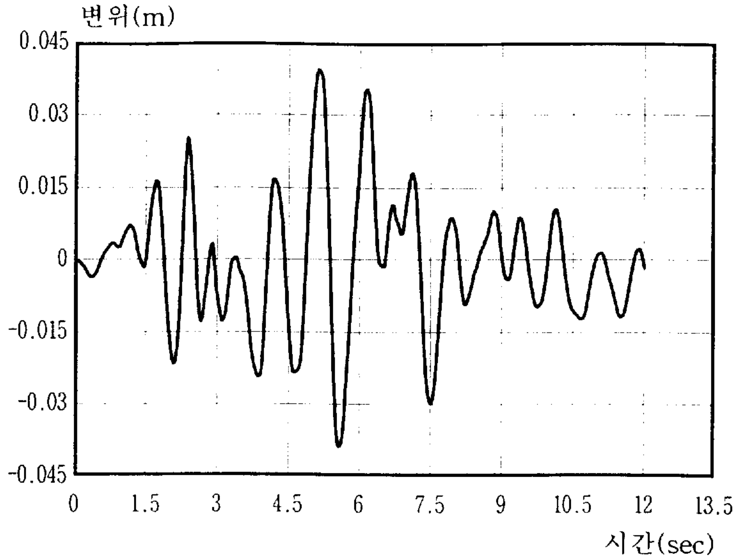


그림 3.40 PC박스교량 기준절점의

변위이력곡선 (인공지진01, 0.25g)

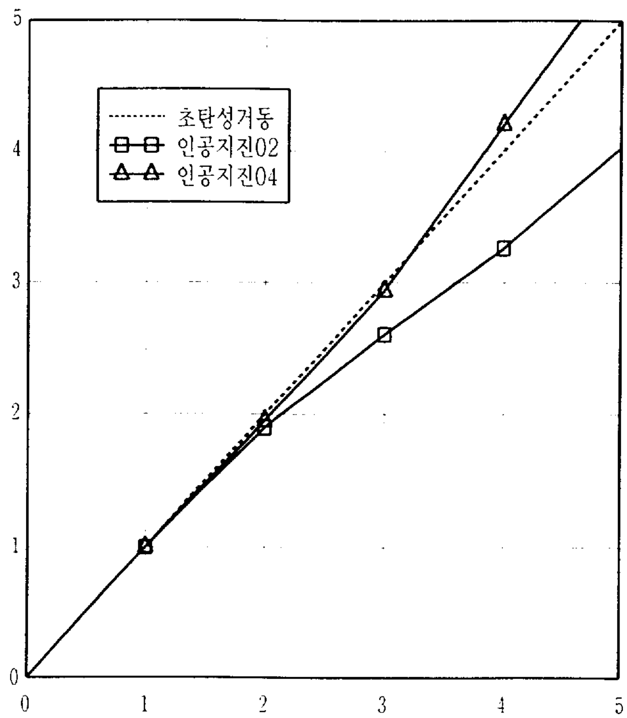


그림 3.41 PC박스교량 비선형거동

PC빔교량은 그림 3.42에서와 같이 모델링하였으며 탄성한계(0.11g)는 그림 3.43과 같이 결정되었으며 그림 3.44는 탄성한계시 기준절점의 변위이력곡선이다. 그림 3.45는 소성거동(0.55g)을 나타내는 비선형요소의 모멘트-회전각이력곡선이며 그림 3.46은 소성거동시 기준절점에 대한 변위이력곡선이다. 각 입력지진에 대한 비선형거동은 그림 3.47과 같으며 대표적인 두 가지를 나타내었다.

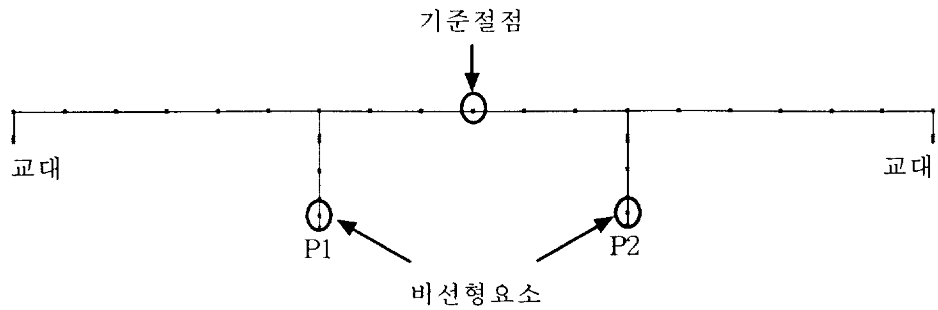


그림 3.42 PC빔교량 해석모델링

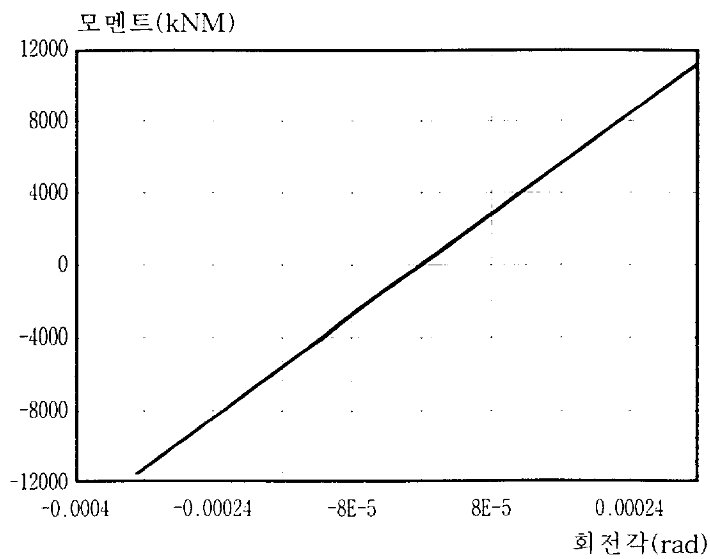


그림 3.43 PC빔교량 비선형요소의

모멘트-회전각 이력곡선 (인공지진01, 0.11g)

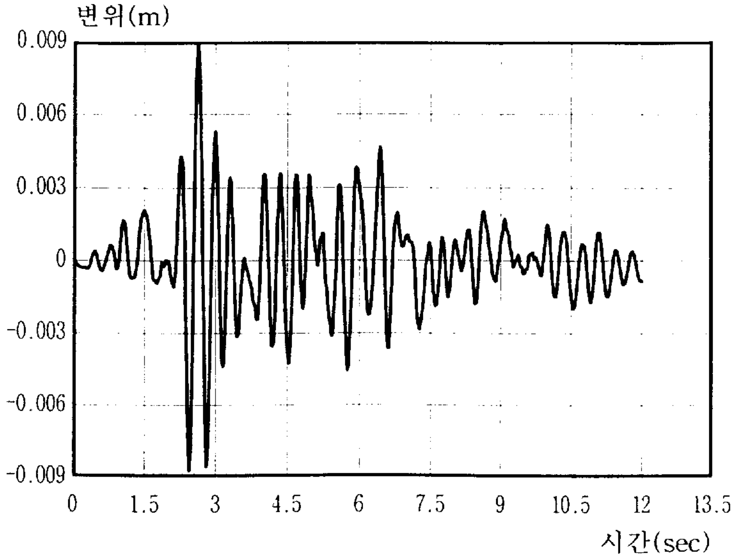


그림 3.44 PC빔교량 기준절점의

변위이력곡선 (인공지진01, 0.11g)

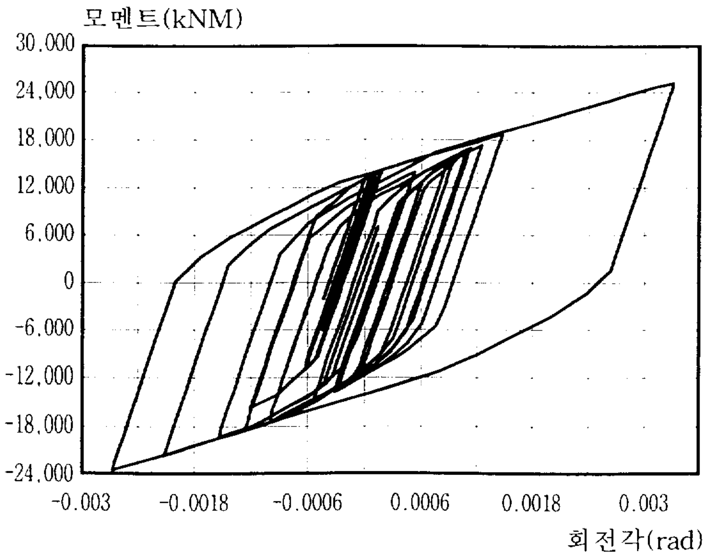


그림 3.45 PC빔교량 비선형요소의

모멘트-회전각 이력곡선 (인공지진01, 0.55g)

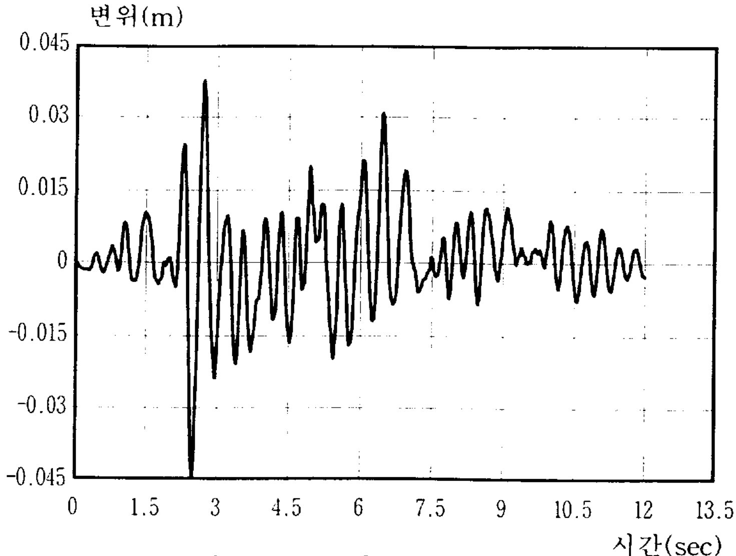


그림 3.46 PC빔교량 기준절점의

변위이력곡선 (인공지진01, 0.55g)

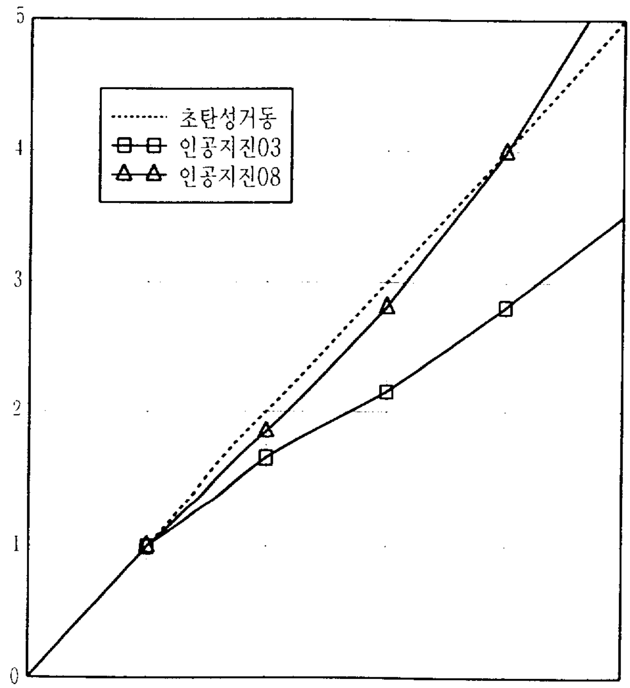


그림 3.47 PC빔교량 비선형거동

표 3.11 각 교량의 거동계수(q)

구분 \ 인공지진	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
강박스교량 (단주 교각)	>10.0	4.8	>10.0	>10.0	>10.0	8.0	5.0	7.0	>10.0	>10.0
강박스교량 (Π형 교각)	>10.0	4.0	5.5	4.2	5.5	>10.0	>10.0	7.5	>10.0	3.5
PC박스교량 (중공타원형)	7.5	9.5	>10.0	3.4	3.8	>10.0	>10.0	>10.0	>10.0	9.5
PC빔교량 (원형 교각)	>10.0	>10.0	>10.0	>10.0	6.5	>10.0	>10.0	4.0	>10.0	7.7

4. 응답수정계수 적용

내진설계의 목적이 지진발생시 피해를 최소화하기 위해 교량이 연성파괴메카니즘을 갖도록 하는 것이며 이러한 파괴메카니즘의 규명은 예비설계시 수행되어야 하므로 지진해석모델 또한 가능한 단순모델을 사용하는 것이 경제적이다. 도로교설계기준에 제시한 응답수정계수의 적용방법을 제시하기 위해 일반적인 도로교량중 가장 많이 사용되는 강박스교를 선정하여 내진설계를 수행하였다.

4.1 해석대상교량

강박스교량(단주교각)은 총 연장 265m(2@50+3@55)인 5경간 직선교이고 상부구조는 2연박스거더, 하부구조는 T형 교각으로 앞에서 선정한 해석대상교량과 교각길이만 다르며 나머지 기본적인 사항은 동일하므로 규칙적인 교량(Regular Bridge)에 해당된다. 그림 4.1은 종단면도, 그림 4.2는 교각의 횡단면도이다. 해석대상교량의 해석모델은 그림 4.3과 같이 모델링하였다.

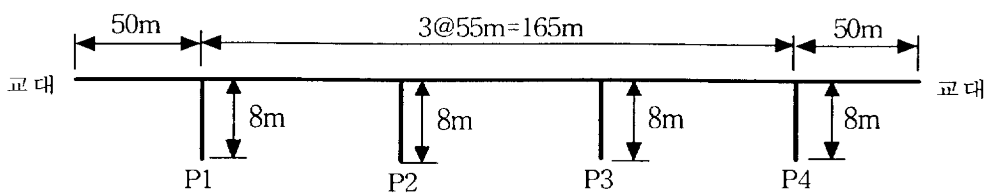


그림 4.1 강박스교량 종단면도

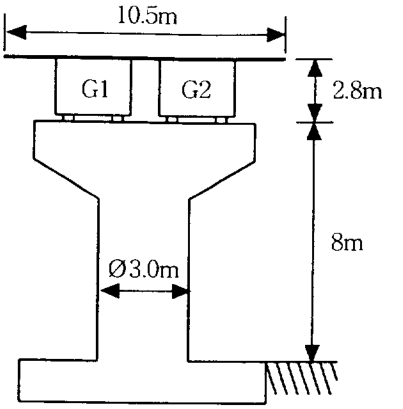


그림 4.2 강박스교량 횡단면도

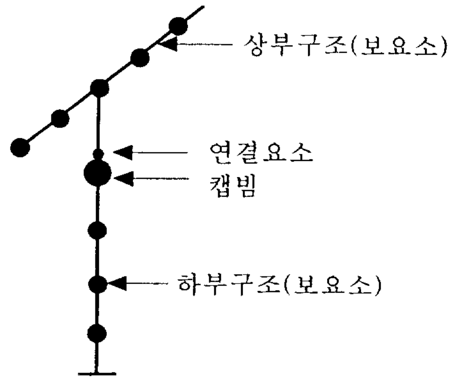


그림 4.3 교각부 모델링

4.2 모드해석 및 응답스펙트럼해석

구조해석프로그램인 SAP2000[18]을 이용하여 다중모드스팩트럼해석을 수행하였으며 모드해석결과 주기는 표4.1과 같으며 그림 4.4, 그림 4.5는 교축방향과 교축직각방향에 대한 1차모드형상을 나타내었다. 설계조건은 내진 1등급 교이며 지반종류Ⅱ를 사용하였으며 가속도계수(A)는 0.154, 지반계수(S)는 1.2를 적용하여 탄성지진응답계수 C_s를 결정, 스펙트럼해석을 수행하였다.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{\ 2/3}} \leq 2.5A \qquad (4.1)$$

여기서 T_m은 m번째 진동모드의 주기이다.

표 4.1 강박스교량 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기 (sec)	질량기여도 (%)	주기 (sec)	질량기여도 (%)
1	0.68	71.07		
4			0.42	77.07
7			0.33	9.24
18	0.10	10.21		

그림 4.4 교축방향 1차모드

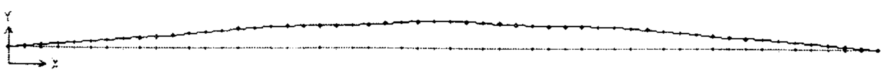


그림 4.5 교축직각방향 1차모드

교량의 파괴메카니즘은 작용력에 대한 설계강도, 공칭강도, 및 초과강도의 비를 검토하여 규명하며 설계강도와 공칭강도, 그리고 초과강도의 산정은 다음과 같다.

▣ 받침장치

공칭강도는 제작사가 제시한 값이며 공칭강도 80%를 설계강도, 120%를 초과강도로 산정하였다.

▣ 교각의 전단력

콘크리트표준시방서[19]에 의해 공칭강도를 산정하고 공칭강도의 80%를 설계강도, 130%를 초과강도로 산정하였다.

$$S_c = 0.53(1 + 0.0071\frac{N_u}{A_g})\sqrt{f_{ck}}\, b_0 d \qquad (4.2)$$

여기서, S_c : 콘크리트 전단강도

d : 원형단면 인장철근들의 도심과 압축연단까지 거리

N_u : 교각의 극한축방향하중

▣ 교각의 모멘트

P-M상관도에 의해 공칭강도와 설계강도를 산정하였으며 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정하였다. 그림 4.6은 강박스교량의 고정단교각(P3)의 P-M상관도를 예시한 것이다.

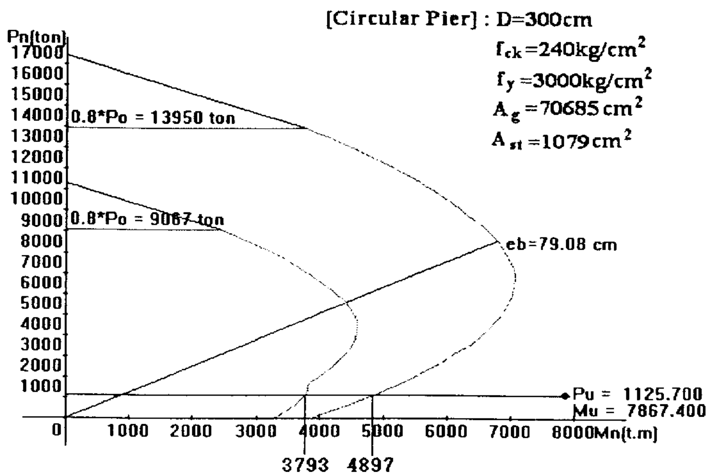


그림 4.6 강박스교량 P3교각 P-M상관도

도로교설계기준에 의거하여 교축 및 교축직각방향 스펙트럼 해석결과로부터 하중조합을 수행하여 탄성지진력을 산출하였으며 표 4.2는 고정단교각(P3)에서 구한 탄성지진력이다. 여기서 구한 탄성지진력에 응답수정계수(R)을 적용하여 설계지진력을 구할 수 있다. 해석대상교량의 경우 받침장치와 교각에서 응답수정계수는 1.6을 적용한 것으로 간주할 수 있다.

표 4.2 강박스교량 받침장치와 교각의 단면력

구 분		작용력		설계강도	공칭강도	초과강도
		조합1	조합2			
받침장치	수평력(ton)	952	496	480	600	720
교각(P3)	전단력(ton)	980	505	465	581	755
	모멘트(t · m)	7867	4843	3793	4897	6366

표 4.3 강박스교량 받침장치와 교각의 작용력에 대한 비

구	분		설계강도/작용력	공칭강도/작용력	초과강도/작용력
조합1	받침장치	수평력(ton)	0.50	0.63	0.76
	교각(P3)	전단력(ton)	0.47	0.59	0.77
		모멘트(t · m)	0.48	0.62	0.81
조합2	받침장치	수평력(ton)	0.97	1.21	1.45
	교각(P3)	전단력(ton)	0.92	1.15	1.50
		모멘트(t · m)	0.78	1.01	1.31

파괴메카니즘을 규명하기 위하여 받침장치와 교각의 작용력에 대한 설계강도, 공칭강도 및 초과강도에 대한 비가 표 4.3과 같이 산정되었으며 그림 4.7은 파괴메카니즘의 결정방법을 나타내었다. 작용력에 대한 설계강도, 공칭강도 및 초과강도에 대한 비가 받침장치의 범위보다 교각의 범위가 적은 경우는 연성파괴메카니즘, 큰 경우에는 취성파괴메카니즘이며 두 범위가 교차하는 경우에는 교각과 받침장치 중 먼저 항복하는지 판정할 수 없는 상태가 된다. 본 해석대상교량은 검토결과 조합1, 2에서 모두 받침장치와 교각 중에서 먼저 항복하는지 판명할 수 없었다. 이러한 경우 연성파괴메카니즘을 유도하기 위해서 받침장치의 강도를 증가시키거나 교각단면을 축소하거나 할 수 있다. 해석대상교량의 경우 교각단면만 지름을 2m로 축소하여 파괴메카니즘을 재검토하였다.

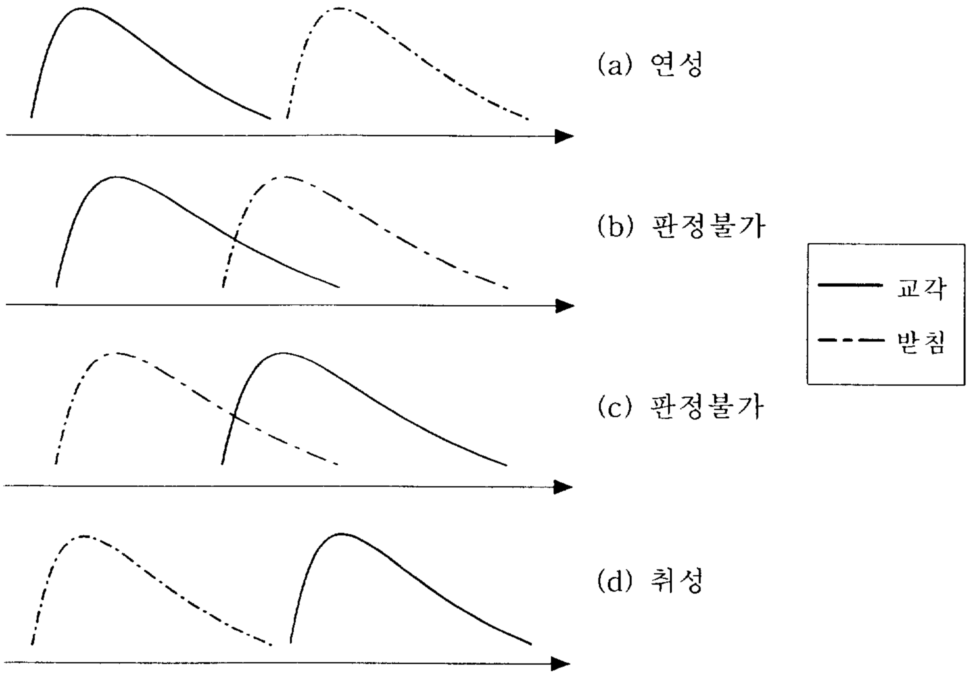


그림 4.7 강도분포에 의한 파괴메카니즘

4.2 해석대상교량 재설계

설계를 변경하였으므로 사하중과 풍하중에 대한 검토를 우선 수행하였으며 그림 4.8은 고정단교각(P3)의 PM상관도로서 사하중과 풍하중에 대해 교각의 안정성을 입증하였다. 다중모드해석을 수행한 결과 주기는 표 4.4와 같이 결정되었고 교축방향과 교축직각방향에 대한 모드형상은 그림 4.9, 그림 4.10과 같다. 설계조건은 동일하게 적용하였으며 스펙트럼해석 결과 산정된 고정단교각에 대한 탄성지진력은 표 4.5와 같으며 그림 4.11은 고정단교각(P3)의 PM상관도이다. 이 결과는 응답수정계수를 교각에서는 3.5 받침장치에서는 1.2를 적용한 것과 같다고 간주할 수 있다. 받침장치와 교각의 작용력에 대한 설계강도, 공칭강도 및 초과강도에 대한 비가 표 4.6과 같이 산정되었으며 검토결과 조합1, 2에서 모두 받침장치가 항복하기 전에 교각에서 먼저 항복하므로 연성파괴메카니즘을 만족하였다.

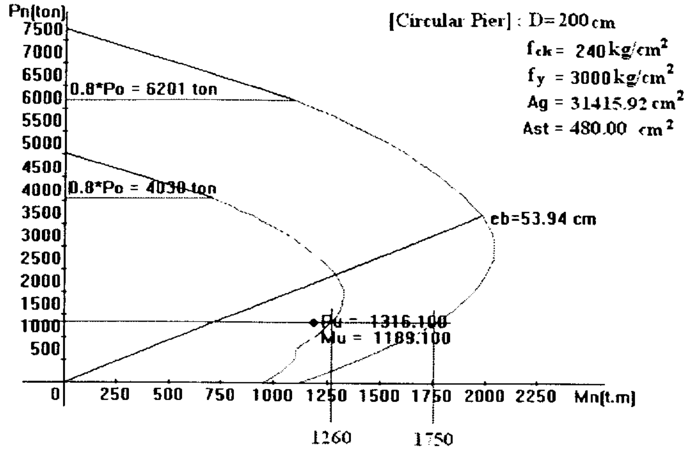


그림 4.8 사하중, 풍하중에 대한 P3교각 PM상관도

표 4.4 강박스교량 주기 및 질량기여도

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기 (sec)	질량기여도 (%)	주기 (sec)	질량기여도 (%)
1	1.31	90.43		
2			0.86	80.17
6			0.45	8.62
12	0.21	7.73		

그림 4.9 교축방향 1차모드

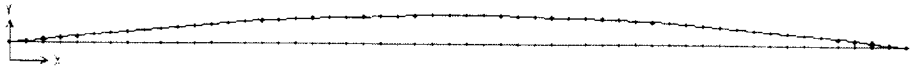


그림 4.10 교축직각방향 1차모드

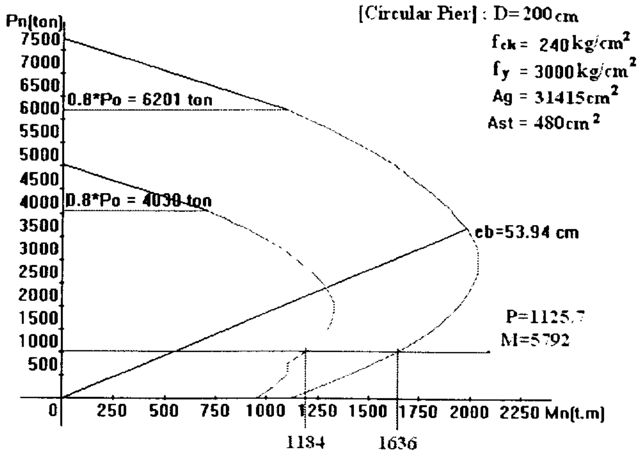


그림 4.11 강박스교량 P3교각 P-M상관도

표 4.5 강박스교량 받침장치와 교각의 단면력

구 분		작용력		설계강도	공칭강도	초과강도
		조합1	조합2			
받침장치	수평력(ton)	703	316	480	600	720
교각(P3)	전단력(ton)	723	336	205	256	333
	모멘트(t · m)	5792	3037	1184	1636	2127

표 4.6 강박스교량 받침장치와 교각의 작용력에 대한 비

구 분			설계강도 / 작용력	공칭강도 / 작용력	초과강도 / 작용력
조합1	받침장치	수평력(ton)	0.68	0.85	1.02
	교각(P3)	전단력(ton)	0.28	0.35	0.46
		모멘트(t · m)	0.20	0.28	0.37
조합2	받침장치	수평력(ton)	1.52	1.90	2.27
	교각(P3)	전단력(ton)	0.61	0.76	0.99
		모멘트(t · m)	0.39	0.54	0.70

5. 결 론

내진설계기준에서 제시하고 있는 응답스펙트럼해석법은 선형해석법으로 기능수행수준을 벗어나는 구조물의 비선형거동을 거동계수 또는 응답수정계수를 적용하여 반영한다. 이러한 거동계수의 결정은 비선형시간이력해석을 수행하여 결정한 값으로 비선형시간이력해석은 모델링 과정이 복잡하고 상당한 시간과 비용이 소요된다.

이 연구에서는 일반적 형상 및 구조를 상하부구조로 갖는 교량을 선정하여 교각의 비선형거동을 반영할 수 있는 특성곡선을 모델에 포함하고 선형시간이력해석을 수행하여 거동계수를 결정하였다. 또한 내진설계기준에 명시된 응답수정계수를 설계에 적용하는 방법을 예제교량의 내진설계를 수행하여 제시하였다. 이 연구의 결과는 다음과 같다.

1) 단주 또는 다주 교각을 갖는 일반도로교의 거동계수로 유럽시방서에서 제시한 연성의 경우 3.5는 타당한 값으로 검토되었다.

2) 내진설계기준에서 제시한 응답수정계수 5.0(다주교각)은 실제 교량의 연성과 여용력을 감안하더라도 적용가능성에 대한 추가연구가 요구된다.

3) 우리나라의 경우 응답수정계수 3이상을 적용하면 기능수행수준이 너무 낮게 산정되므로 제한연성을 도입할 필요가 있다.

참고문헌

1. 김성균, 전명순, 김우한, 조봉곤, 김준경, "영월지진과 최근 한반도의 지진활동", 1997년 춘계 한국지진공학회 학술발표회 논문집, pp. 3-14, 1997. 3.
2. 건설교통부, "도로교설계기준 (6장 내진설계편)", 한국도로교통협회, 2000.
3. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications", 1998.
4. CEN, "Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of strucuure , Part 2- Bridges", 1988.
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, 1995.
7. 한국지진공학회, "도로교의 내진설계", 제6회 한국지진공학회 기술강습회 교재, pp. 1-107, 2000. 7.
8. 한국지진공학회, "구조물의 지진해석", 제4회 한국지진공학회 기술강습회 교재, pp. 3-159, pp. 122-159, 1999. 7.
9. 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.
10. 국승규, 김판배, "파괴메카니즘을 고려한 일반도로교의 지진해석모델", 2001년 추계 한국지진공학회 학술발표회 논문집, pp. 295-301, 2001. 9.
11. 건설교통부, "김해시 관내 국도대체 우회도로(퇴래-농소)건설공사 설계도(Ⅱ)", 부산 지방국토관리청, 1997.
12. 건설교통부, "농소교 재가설공사 실시설계 설계도", 김해시, 1997. 6.

13. 건설부, "남해고속도로 사천~광양간 4호선 확장공사", 한국도로공사, 1989.

14. Hoffmeister, B., Kuck, J., "DYNACS: Dynamic non-liner analysis of composite and steel structures", Institute of Steel Construction Aachen, 1997.

15. Vanmarcke, E. H., Cornell, C. A., Gasparini, D. A., and Hou, S. N., "SIMQKE-Simulation of earthquake ground motions", Massa -chusetts, 1988.

16. 국승규, "중약진지역에 위치한 콘크리트교량의 수정내진 설계", 지진공학회 논문집, pp. 11-21, 2000.10.

17. 국승규, "단주교각 강박스교량의 거동계수", 지진공학회 논문집, pp.228-235, 2002.3.

18. E.L. Wilson and Habibullah (1995), "SAP2000 - A Series of Computer Programs for the finite Element Analysis of Structures", Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

19. 건설교통부, "콘크리트표준시방서", 대한토목학회, 2000.

감사의 글

인생에 있어서 또 하나의 마침표를 찍으려는 지금 내진설계연구실에서의 3년여의 생활들을 돌이켜 보며 저에게 아낌없는 사랑과 도움을 주신 분들께 감사의 마음을 글로써 전하고자 합니다.

항상 부족한 저에게 끊임없는 이해와 관용을 베풀어주시고 격려와 사랑으로 배움의 길로 인도해 주신 우리 교수님, 국승규 지도교수님께 머리 숙여 감사를 드립니다. 그리고 바쁜 일정 속에서도 세밀하게 논문을 심사해 주시고, 조언과 충고를 아끼지 않으신 이동욱 교수님, 이환우 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

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

논문이 완성되기까지 항상 웃음으로 대하여 주시고 격려와 도움을 아끼지 않으신 종탁이형, 영수 형, 준표 형, 준일이 형, 최종만 소장님, 지금은 국방의 의무를 충실히 수행하고 있을 준범씨, 그리고 연구실에서 고생하며 동고동락한 판패, 동휘, 홍기, 봉권이에게도 감사를 드립니다. 또한 어렵고 힘든 때에 항상 곁에서 힘이 되어준 동주형, 동환이형, 인주형, 호식이형, 병길이형, 태호형, 태훈이형, 태효형, 주동, 상욱 및 2년 동안 같이 논문을 쓰며 힘든 일도 함께 겪어온 대학원 동기들 김도희, 김대성, 하창민, 박순호, 정병훈, 정해동, 박세인, 문영철, 강성원, 김태환, 김훈규에게 고마움을 전하며 바쁜 업무중에서도 논문작업에 도움을 준 민대훈조교와 근로학생 수정, 영민, 은경이에게도 고마움을 전합니다.

외국에서 열심히 생활하며 친동생처럼 아껴주신 정선이형, 은미형수님, 창완이형과 언제나 격려와 관심을 가져준 '나사나회'의 동봉이형, 경동이형, 형철이형, 영태형, 병문이형, 수완이형, 태우형, 창현이형에게 고마움을 전하며 '미자바리회'의 규동이, 주성이, 건우, 나무꾼, 말라, 고생, 윤뚱과 서로 힘이 되어준 형석, 현태, 정호, 성민이에게도 고마움을 전합니다.

언제나 너그러이 보살펴 준 누나, 매형, 동생과 처형에게 감사드리며 부족한 저를 믿음과 사랑으로 보살펴 주시고 지금의 저를 있게 해주신 아버지, 어머니의 은혜에 머리 숙여 감사를 드리며 사위를 친자식처럼 보살펴 주시는 장모님에게도 감사를 드리며 항상 옆에서 용기를 복돋아주고 뒷바라지 해준 아내 지성이에게 이 한편의 논문으로 보답이 됐으면 합니다.