

# 교량의 지진응답해석을 위한 말뚝기초의 등가 선형 강도행렬

## Equivalent Linear Stiffness Matrix of Pile Foundation for the Seismic Response Analysis of Bridges

박형기\*                      조양희\*\*  
Park, Hyung Ghee              Joe, Yang Hee

### 국문요약

교량 구성요소의 설계지진력은 현행 국내 도로교설계기준에 의하면 설계지진을 가하여 얻어진 탄성지진력을 구조형식에 따른 응답수정계수로 나눔으로써 결정된다. 말뚝기초가 채택된 교량시스템의 탄성지진력의 크기는 말뚝기초의 모형화 방법에 따라 크게 달라질 수 있다. 이 논문에서는 근사적이고 실용적인 말뚝기초의 모형화 기법을 제시하였다. 이 모형화 기법에서는 말뚝기초의 강도를 횡방향으로 반복하중을 가진 현장시험으로 얻은 말뚝-지반의 상호작용이 고려된 지반반력-변위 곡선을 이용한 말뚝의 수평방향 강도와 탄성 축변형은 물론 선단지저항력 및 주변마찰력을 고려한 말뚝의 수직방향 강도로 나타내는 것이다. 예제 교량의 해석을 수행하여 제시된 절차가 타당성 있고 적용 가능한 교량의 지진응답해석용 말뚝기초의 모형화 기법임을 검증하였다.

주요어 : 말뚝기초 강성, 지진응답해석, 등가선형해석, 교량

### ABSTRACT

Seismic design forces for bridge components may be determined by modifying elastic member forces of design earthquakes using appropriate response modification factors according to the national design code of bridges. Modeling technique of pile foundation system is one of the important parameters which greatly affects the results in the process of the elastic seismic analysis of a bridge system with pile foundation. In this paper, a approximate and simplified modeling technique of a pile foundation system for the practical purposes is presented. The modeling technique is based on the stiffnesses of pile foundation during earthquake. The horizontal stiffnesses are determined from the resistance-deflection curves derived from the results of dynamic field tests using cyclic loads and the vertical stiffness includes the effects of the end bearing capacities and side friction of piles as well as the pile compliances under the expected vertical load level. The applicability of the proposed technique has been validated through the some example bridge analyses.

Key words : pile foundation stiffness, seismic analysis, equivalent linear analysis, bridge

## 1. 서 론

국내 도로교의 내진설계에 관한 기준으로 1992년에 개정된 도로교표준시방서에 내진설계편이 신설된 후, 교량의 지진응답해석 분야에 관한 많은 연구와 기술적 발전이 있었다. 특히 말뚝기초를 채택한 교량시스템의 지진응답해석은 지반 재료와 말뚝기초-지반 상호작용의 비선형성을 고려할 수 있도록 시간이력해석에 의한 교량시스템의 거동해석을 수행하여야 한다. 이 방법은 학문적 측면에서 Penzien의 연구<sup>(1)</sup>를 포함하여 많은 연구결과가 발표되어 있다. 연구결과에 의하면 말뚝기초의 임피던스는 진동수에 종속적이며, 말뚝의 응답은 비선형거동을 보인다. 그러나 실무에서는 이러한 내용을 포함시킨 해석모형화에 따른 제한성의 문제로 지반-기초의 비선형 특성을 고려한 상호작용해석을 직접 수행하는 대신에 Chang의 가정에 근거를 둔 지반반력계수와 이를 이용한 변위법<sup>(2)</sup>에 의한 정적 근사해법을 주로 이용하고 있는 실정이다.

현행 도로교설계기준<sup>(3)</sup>에 의하면 설계지진력은 탄성지진

력을 구한 다음, 하부구조의 형식 또는 연결 부분에 따른 응답수정계수를 적용하여 결정된다. 탄성지진력 계산을 위한 탄성해석시에는 지반과 기초의 영향을 고려할 수 있도록 교량의 구조해석모형을 작성하는 것이 바람직하며, 그 결과로써 경제적인 설계가 이루어질 수 있을 뿐만 아니라 말뚝본체의 응력계산과 상부구조와 교대의 충돌 가능성 등을 합리적으로 확인할 수 있다. 말뚝기초의 모형작성시에는 지반과 기초에 내포된 불확실성에 대하여 교량의 안전에 악영향을 미치지 않도록 타당성 있고 안전한 가정을 세워야 한다.

이 연구에서는 말뚝기초를 채택한 정형교량의 지진응답해석에 말뚝기초의 영향을 학문적으로 연구된 결과를 직접적으로 반영시킨 것은 아니지만 말뚝-지반의 비선형 상호작용을 상한과 하한의 값을 가지는 등가스프링으로 근사적으로 표현하여 해석시에 고려하도록 하는 절차를 제시하였다. 말뚝기초의 강도 중 수평 병진 자유도에 관련된 강도계수는 횡방향으로 반복하중을 가한 현장시험 결과로 얻은 지반반력-변위(p-y)곡선을 이용하고, 수직 병진 자유도에 대한 강도계수는 선단지저항력-변위(q-z)곡선, 주변전단마찰력-변위(t-z)곡선 및 말뚝자체의 하중-탄성변위 관계를 이용하여 구해진다. 강도의 상한치는 말뚝기초의 후딩(말뚝머리)의 문힘효과와 말뚝-지반강도의 초기접선강도를 합한 값으로 하고,

\* 정희원 · 인천대학교 토목환경시스템공학과, 교수  
(대표전자 : hgpark@lion.inchon.ac.kr)

\*\* 정희원 · 인천대학교 토목환경시스템공학과, 교수  
본 논문에 대한 토의를 2001년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2000. 10. 16 / 심사종료일 : 2001. 4. 23)

하한치는 설계지진 발생시 상부구조의 횡변위 등이 원인이 되어 말뚝머리가 측면지반과 분리될 수 있을 것으로 예상되므로 말뚝머리의 문합효과는 무시하고 다만 설계지진시 발생될 수 있는 말뚝머리의 횡변위와 실제 말뚝에 작용하게 될 축하중에 상응하는 말뚝-지반강도의 활선강도만으로 고려한다. 교량 상하부구조의 부재력, 받침에 발생하는 전단력, 상부구조의 횡변위량, 말뚝본체의 휨모멘트 분포 등은 말뚝기초 강도의 상하한치를 각각 고려한 지진응답해석 결과로부터 구한 큰 값으로 택한다. 제안된 절차에 따라 3경간 연속 강합성거더교의 지진응답해석을 수행하여 그 실용적 적용성을 검증하였다.

## 2. 지진시 지반의 토질정수

지진응답해석시 말뚝기초를 집중파라미터인 탄성스프링으로써 모형화할 때 말뚝머리의 문합효과나 말뚝-지반강도 계산에 지진 발생시의 토질정수가 사용된다. 지반의 토질정수는 전단변형의 크기에 따라 달라지는 비선형성을 나타내며, 일반적으로 탄성파를 이용한 물리탐사나 표준관입시험으로 얻어지는 토질정수는 지진발생시의 값보다 크다. 따라서 국내 도로교설계기준에서 제시된 지반종류에 따른 탄성지진응답계수(설계응답스펙트럼)를 만족시키는 인공가속도 시간이력을 작성하여 지반응답해석을 수행하여야 한다. 이때에 반드시 지반을 구성하는 각 토층의 전단탄성계수 및 감쇠의 비선형 특성이 고려되어야 한다. 이와 같은 조건을 만족시킬 수 있는 해석방법으로는 1차원 파전달이론에 의한 방법<sup>(4)</sup>, 집중질량 시뮬레이션<sup>(5)</sup> 또는 유한요소법<sup>(6)</sup> 등이 있다.

## 3. 말뚝기초의 등가 선형 강도 계산

대구경 현장말뚝을 제외한 말뚝기초를 채택한 대부분의 정형교량<sup>(7)</sup>은 무차원진동수  $a_0 = \frac{\omega d}{V_s} \leq 0.1$ 의 경우에 해당하고, Gazetas등의 연구결과<sup>(8)</sup>를 참조하면 이 범주에 속하는 단일말뚝의 동적강도를 정적강도로, 무리말뚝의 강도도 정적강도의 일정한 계수로 근사적으로 나타낼 수 있음을 알 수 있다. 이에 근거하여 횡방향 병진 자유도에 관한 강도계수 계산에 반복하중에 대한 p-y곡선을 사용하고 무리효율<sup>(9)</sup>을 적용하여 무리말뚝 후팅의 동적강도를 정적강도로 근사적으로 나타낼 수 있다.

교량 상하부구조와 말뚝기초 사이의 동적상호작용 효과가 보수적이면서 경제적으로 내진설계에 반영될 수 있도록 말뚝기초가 보유할 수 있는 강도의 상한과 하한의 값을 가지는 등가스프링으로 말뚝기초를 모형화한다. 등가 선형 강도의 상한치는 다음과 같은 가정하에서 계산된다.

- ① 지진시 지반에서 액상화가 발생하지 않는다.
- ② 단일말뚝의 하중-변위곡선에서 초기접선강도를 적용한다.
- ③ 말뚝머리의 문합효과에 의한 강도와 말뚝-지반의 강도가 모두 유효하다.

또한 강도의 하한치를 다음과 같이 가정하여 구한다.

- ① 액상화가 발생하는 토층은 말뚝-지반의 강도 평가시에 무시한다.
- ② 단일말뚝의 하중-변위곡선으로부터 설계지진시 발생될 수 있는 말뚝머리의 횡변위와 실제로 상시에 작용하게 되는 축하중 크기에 해당하는 활선강도를 사용한다.
- ③ 준공후 지반의 침하, 지진시 교각의 거동 등에 의한 말뚝머리와 측면 지반의 분리 가능성을 고려하여 말뚝머리의 문합효과를 무시한다.

말뚝머리에 작용하는 횡하중에 대한 지반반력은 말뚝직경의 5~10배의 심도에서 집중적으로 분포하고 축하중의 경우는 이보다 더 깊은 깊이 또는 선단지말뚝인 경우는 말뚝 선단에서 발생<sup>(10),(11)</sup>되므로 횡하중과 축하중에 대한 말뚝거동해석을 분리하여 수행하고 이로부터 관련 말뚝기초의 강도계산을 수행한다.

말뚝기초 모형으로 사용될 등가 선형 강도 계산 절차는 그림 1에 보인바와 같다.

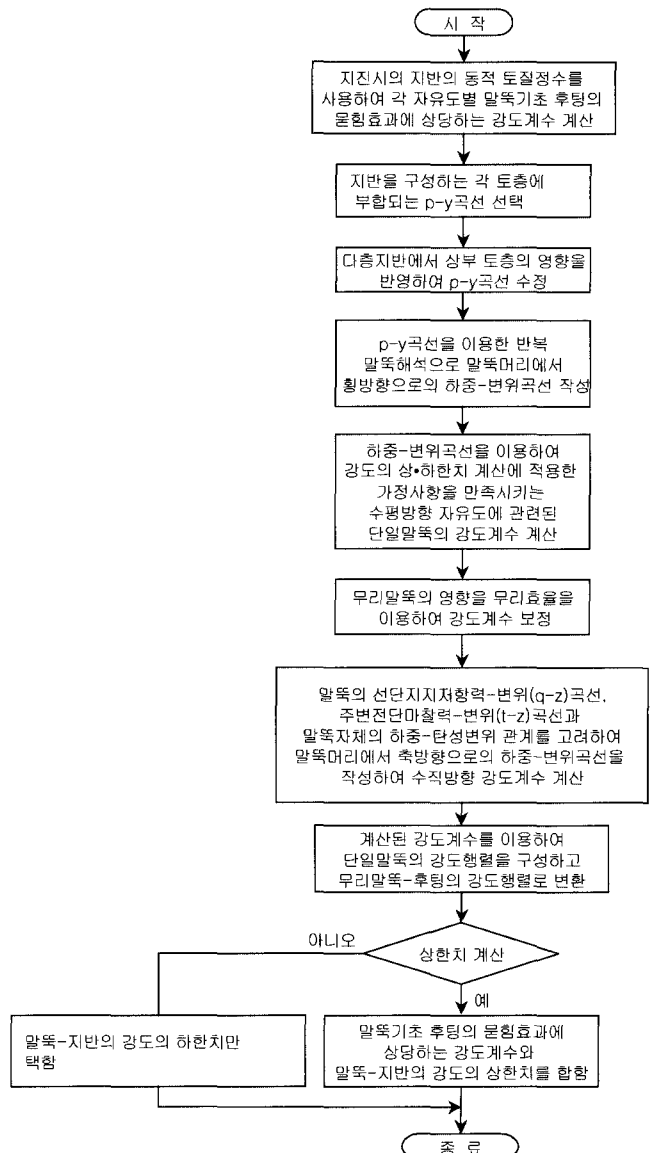


그림 1 말뚝기초의 선형 강도행렬 계산 절차

3.1 말뚝머리의 문합효과

3축 방향의 병진 및 회전 자유도에 대한 말뚝머리의 문합 효과로 증가되는 강도계수는 다음과 같다.<sup>(10),(12)</sup>

$$K = \alpha(\beta - 1) K_0 \quad (1)$$

여기서

$\alpha$  : 기초의 형상계수(원형 단면적을 가지는 기초의 경우는  $\alpha=1$ )

$\beta$  : 기초의 근입계수

$K_0$  : 등가반경으로 계산된 강도

이다. 각 자유도별  $K_0$ 는 표 1에 보인바와 같다.

표 1 각 자유도별 강도계수 계산식

자유도	강도계수
수직방향	$K_0 = \frac{4GR}{1-\nu}$
수평방향	$K_0 = \frac{8GR}{2-\nu}$
비틀림	$K_0 = \frac{16GR^3}{3}$
회전	$K_0 = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$

주) G : 동적 전단탄성계수

R : 반경(또는 직사각형 기초의 경우는 등가반경)

$\nu$  : 포아송비

3.2 지반반력-변위곡선을 이용한 말뚝해석과 강도계산

횡하중에 의하여 말뚝의 변위가 커지면 지반반력이 항복치에 도달하게 되고 말뚝머리 부근의 얇은 깊이의 지반은 수동토압 파괴상태에 놓인다. 따라서 이러한 지반에서는 말뚝의 횡변위와 지반반력 사이에 비선형 관계를 보인다. 이 연구에서는 이러한 비선형성을 고려 할 수 있는 해석 방법인 Reese 등의 연구<sup>(13),(14)</sup>에 의해 제안된 소위 "지반반력-횡변위(p-y)곡선"을 이용한다. 다음과 같은 각종 지반에 대한 p-y곡선이 실규모의 반복하중을 재하시킨 시험 결과로부터 얻어져 있다.<sup>(13),(15)</sup>

- 물이 있는 경우의 연약한 점성토 지반
- 물이 있는 단단한 점성토 지반
- 물이 없는 단단한 점성토 지반
- 지하수의 위와 아래에 있는 모래 지반

다층지반에서 아래 토층의 p-y곡선에 미치는 강성이 다른 위의 토층의 영향은 아래 토층의 토질정수로 변환시킨 위의 토층의 등가깊이를 구하여 고려된다.<sup>(16)</sup>

Reese 등은 말뚝을 그림 2와 같이 일련의 탄성 스프링으로 지지된 선형 탄성 보-기둥으로 가정하고, 말뚝의 미분방정식을 식 (2)와 같이 제시하였다.

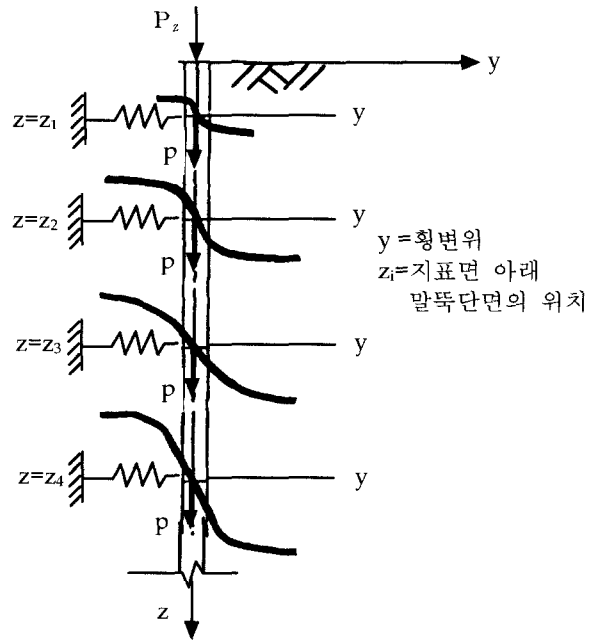


그림 2 지표면으로부터의 깊이에 따라 보인 일련의 p-y곡선의 개형

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + P_z \frac{d^2 y}{dz^2} = p \quad (2)$$

여기서

$E_p I_p$  : 말뚝의 휨강성

$P_z$  : 말뚝머리에 작용하는 축하중

$p$  : 말뚝 단위길이당 지반반력으로  $p = ky$  이고, 지반계수  $k$ 는 p-y곡선으로부터 구해진다.

말뚝거동해석 결과를 이용한 강도 계산은 지반응답해석으로 구한 동적전단계수와 말뚝머리의 경계조건(회전자유도의 구속 또는 해제)등을 고려하고 단일말뚝의 말뚝-지반 상호작용을 나타내는 식 (2)를 해석하여 그림 3과 같은 말뚝머리에서의 횡방향 하중-변위곡선을 구한다. 작성된 하중-변위곡선을 이용하여 초기접선강도( $k_0$ )와 시행착오법에 의하여 실제 변위( $\Delta$ )에 상응하는 횡하중(P)으로 구해지는 활선강도(k)를 계산하여 이를 두 수평방향 병진자유도에 대한 등가 선형 강도로 택한다.

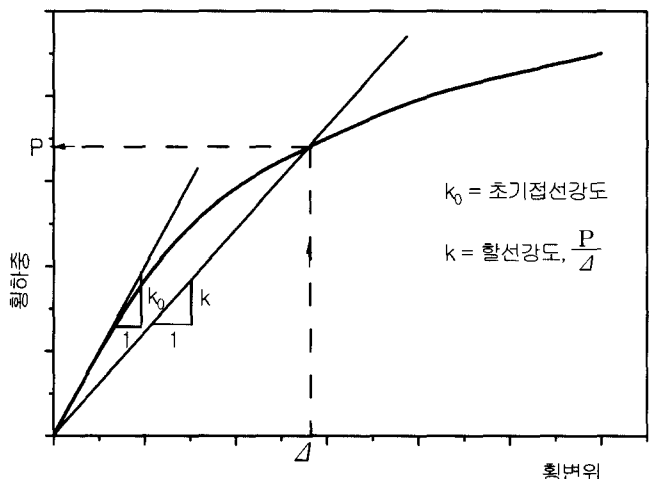


그림 3 말뚝머리에서의 횡방향 하중-변위곡선

두 수평축의 회전자유도에 대한 등가 선형 강도는 무리말뚝기초 중앙에서 외측에 위치한 말뚝까지의 거리와 3.3절에서 기술된 축하중-축변위곡선에서 실제 작용하중 수준인 축하중에 대한 변위로 구한 회전각을 이용하여 구해진다. 말뚝머리의 횡변위가 발생되지 않는 경계조건과 앞서 구해진 회전각이 가해졌을 때의 모멘트가 회전자유도에 대한 강도가 된다.

3.3 축하중-축변위 곡선의 작도와 수직방향 강도계산

미 연방 고속도로협회를 위해 준비한 Earth Technology Corp.사의 고속도로 교량기초의 내진설계 연구결과<sup>(10)</sup>에서 제안된 방법에 따라 말뚝의 선단지지저항력-변위(q-z)곡선, 주변전단마찰력-변위(t-z)곡선과 말뚝 자체의 축하중-탄성변위 관계를 이용하여 축하중-축변위곡선을 작도한다. 수직방향 병진 자유도에 대한 강도는 작도된 축방향의 하중-변위 곡선을 이용하여 초기접선강도와 실제 말뚝에 작용하게 될 축하중에 상응하는 축변위를 구하여 수평방향 강도계산 방법과 같이 할선강도를 구한다.

3.4 단일말뚝 강도행렬의 결정

말뚝거동해석의 결과로 얻어진 하중-변위곡선으로부터 구한 말뚝머리의 병진 및 회전자유도(6자유도 성분)에 대한 등가 선형 강도를 자유도 순( $\delta x, \delta y, \delta z, \theta x, \theta y, \theta z$ )으로 배열하면 단일 말뚝-지반의 등가 강도행렬이 얻어진다. 구성된 강도행렬의 형태는 수평방향 병진( $\delta x$  또는  $\delta y$ )과 회전자유도( $\theta y$ 와  $\theta x$ )가 연계(coupling)되나 수직방향 병진( $\delta z$ )과 비틀림자유도( $\theta z$ ) 사이는 상호 독립적이다.

3.5 무리말뚝-후팅의 강도행렬

무리말뚝을 구성하는 개별 단일말뚝의 강도 특성과 말뚝수, 말뚝머리와 후팅의 연결상태, 무리말뚝의 효과 등이 무리말뚝-후팅의 강도행렬에 영향을 미친다. Berger/Abam Engineers사<sup>(17)</sup>에서 제시된 방법에 따라 수평방향의 병진과 회전에 해당하는 자유도에 대한 강도행렬의 요소만을 미 공병단의 엔지니어 매뉴얼<sup>(9)</sup>에서 제시한 무리효율을 적용하여 무리말뚝의 영향이 반영되도록 단일말뚝의 강도행렬을 수정한다. 이를 이용하고 후팅을 강체로 가정하고 후팅의 중심점의 각 자유도 방향으로 각 자유도 단위변위를 유발시킬 때 개별 단일말뚝에 발생하는 저항력을 그림 4와 같이 중첩하는 방법<sup>(10)</sup>으로 무리말뚝-후팅의 강도행렬을 구한다.

4. 제시된 절차의 적용성

제안된 말뚝기초의 모형화 방법을 적용하여 지진구역 I 에 건설될 내진 I 등급교인 그림 5에 보인 포트받침의 3경간 연속 강합성거더교에 대해 지진응답해석을 수행하였다. 말뚝은 후팅에 강결된 상태로 설계되어 있다.

4.1 예제 교량에 대한 지진응답해석

그림 5에 보인 각 교각 위치에서의 지표층 구성을 그림 6과 같은 지반구성으로 이상화시키고, 도로교설계기준의 지반종류III에 해당되는 탄성지진응답계수를 만족시키는 가속도시간이력을 작성하여 지반응답해석을 수행하였다. 동적전단탄성계수를 구하기 위한 지반응답해석에서는 그림 7과 같은 지반의 토질정수의 비선형성<sup>(18)</sup>을 고려하여, 1차원 파 전달이론에 의한 등가선형법으로 작성된 SHAKE<sup>(4)</sup>를 수정한

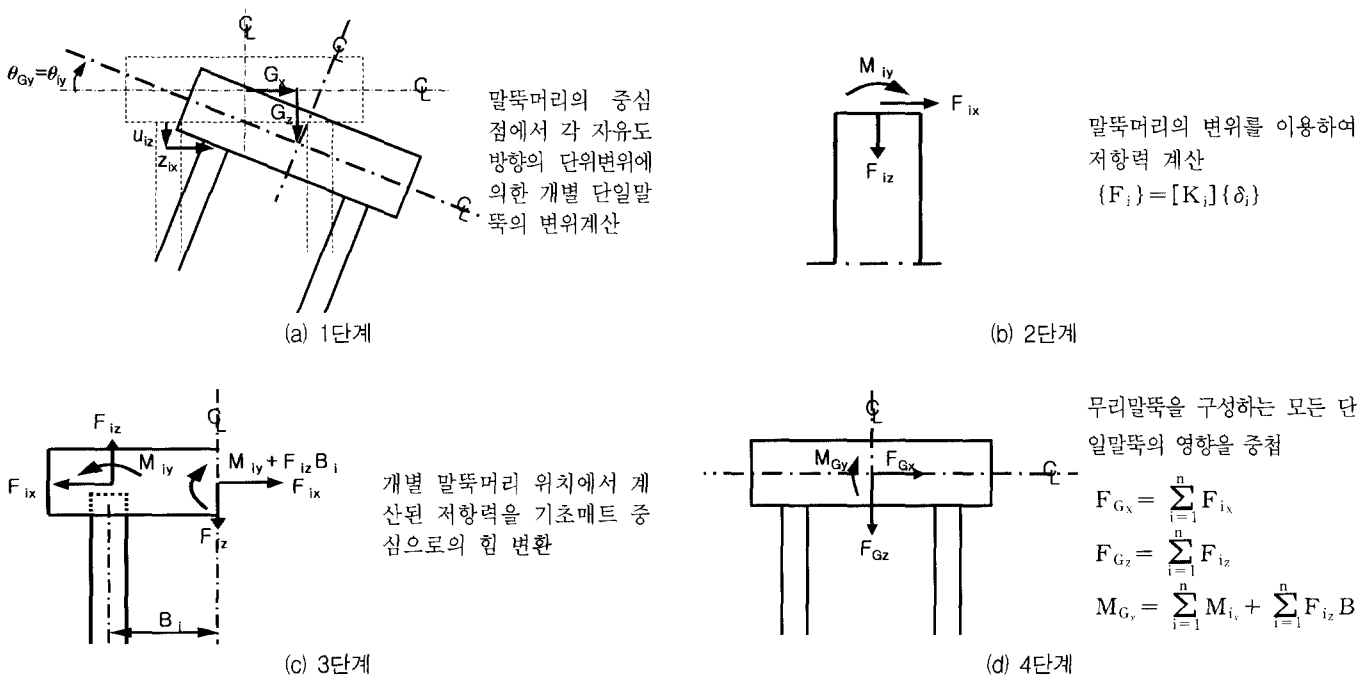


그림 4 무리말뚝-후팅의 강도행렬 구성

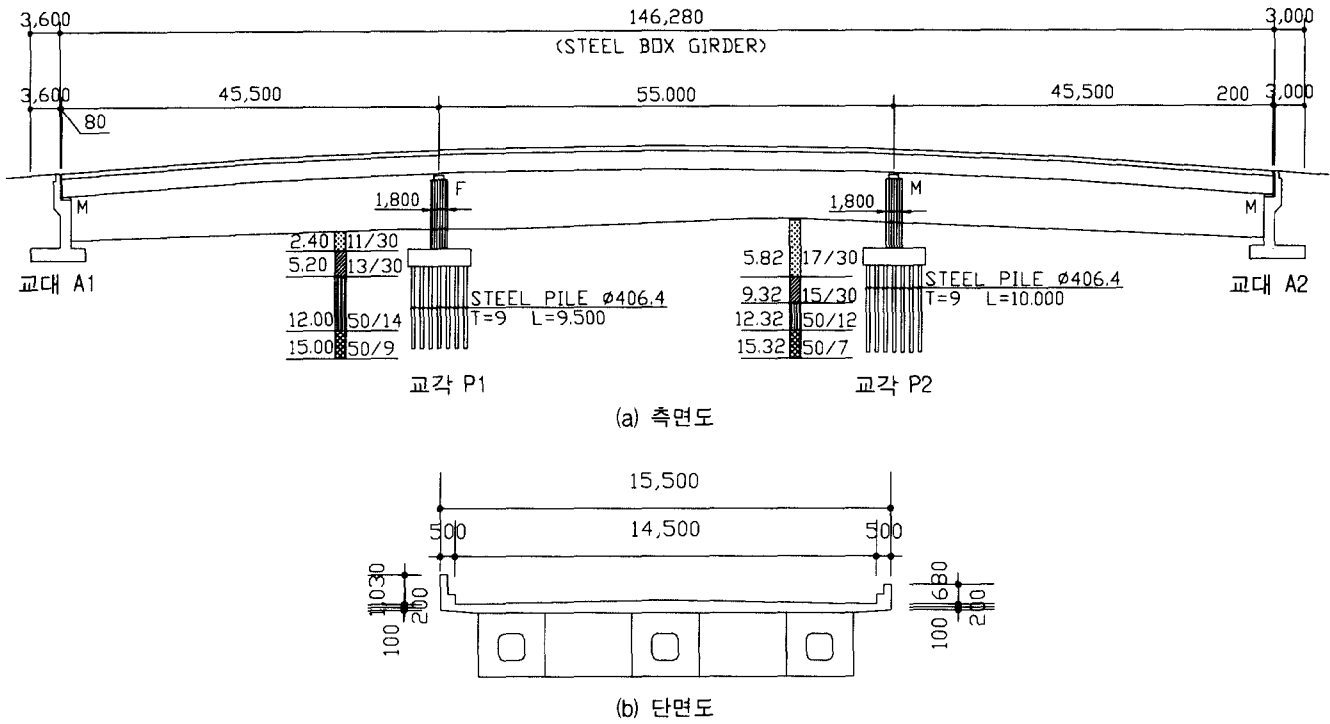


그림 5 3경간 연속 강합성거더교

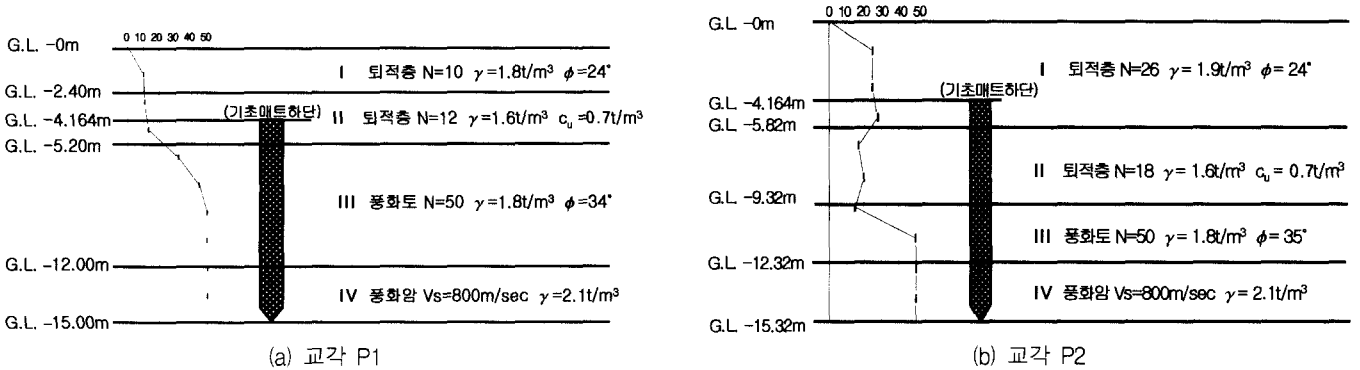


그림 6 교각위치에 대한 지반응답해석을 위한 지반구성의 이상화

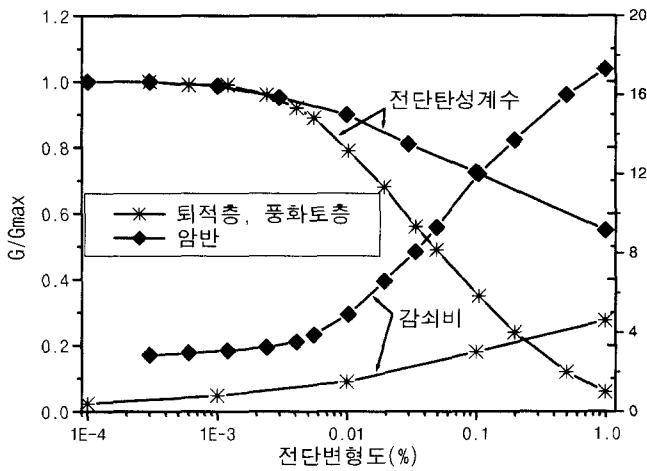


그림 7 지반별 전단탄성계수 및 감쇠비-전단변형도곡선

표 2 지반응답해석으로 얻어진 지반의 고유주기와 동적 전단탄성 계수(교각 P1지반)

지층 번호	유효전단응력 (tonf/m <sup>2</sup> )	G/G <sub>max</sub>	G(tonf/m <sup>2</sup> )	고유주기 (sec)
I	0.302	0.986	5384.49	0.190
II	0.833	0.953	8146.40	
III	1.738	0.803	12820.69	

표 3 지반응답해석으로 얻어진 지반의 고유주기와 동적 전단탄성 계수(교각 P2지반)

지층 번호	유효전단응력 (tonf/m <sup>2</sup> )	G/G <sub>max</sub>	G(tonf/m <sup>2</sup> )	고유주기 (sec)
I	0.745	0.983	10708.28	0.210
II	1.643	0.926	10387.26	
III	2.242	0.748	11930.37	

M-SHAKE<sup>(19)</sup>를 사용하였다. 그 결과로 표 2 및 표 3과 같이 지반의 고유주기와 토층별로 동적 전단탄성계수를 얻었다.

그림 8에 보인 동적해석모형의 말뚝기초모형으로서 교각

말뚝기초의 후팅에 연결시킬 말뚝기초의 등가 선형 강도행렬을 Cox 등에 의해서 제시된 모래지반의 p-y곡선을 사용하

여<sup>(13)</sup> 제안된 절차에 의해 계산한 결과는 그림 9와 그림 10에 보인 바와 같다. 이때 활선강도 계산에 변위오차를 10% 미만으로 하도록 하였으며, 각 토층의 동적 토질정수는 지반응답해석결과인 표 2와 표 3의 값이 사용되었다. 또한 말뚝기초의 하한치 계산에서 액상화는 발생하지 않는 것으로 고려되었다. 그림 8과 같은 해석모형으로 SAP2000<sup>(20)</sup>을 사용하여 지반종류Ⅲ의 탄성지진응답계수를 적용한 다중모드스펙트럼해석법으로 첫 번째 진동모드의 고유주기, 변위 및 교각기둥의 부재력 구한 결과를 표 4에 정리함과 동시에 참고 문헌 (12)에서 제시된 Chang의 가정을 적용한 변위법으로 구한 말뚝기초의 강도를 사용하여 구한 결과도 비교 고찰을 위해 함께 수록하였다.

표 4(c)에 보인 교각 P1 기둥의 부재력 중 교축직각방향의 응답(전단력, 교축직각 : 휨모멘트, 교축)의 경우, 고정지반 응답보다 유연지반의 응답이 큰 이유는 전자는 수평 두 방향 간의 연계효과(coupling effect)가 거의 없는 반면, 후자는 두 교각기초의 강도가 다르기 때문에 교량의 중앙점을 지나는 수직축에 대해 교량 강성의 비대칭성이 발생하고 이로 인한 연계효과의 영향으로 판단된다.

#### 4.2 적용성에 대한 고찰

이 논문에서 제안된 말뚝기초의 모형화 방법을 예제 교량에 적용한 결과인 표 4로부터 고정지반의 경우 및 Chang의

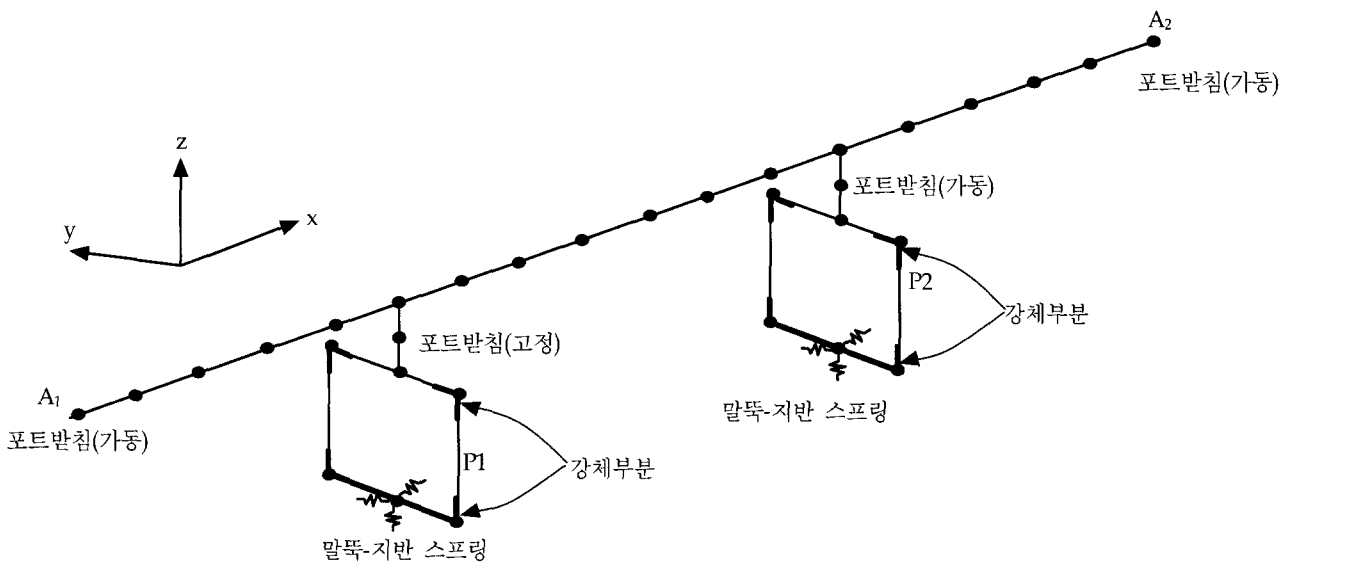


그림 8 3경간 연속 강합성거더교의 동적해석 모형

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial x} & \frac{\partial y}{\partial y} & \frac{\partial z}{\partial z} & \frac{\partial x}{\partial y} & \frac{\partial y}{\partial x} & \frac{\partial z}{\partial x} \\ 4.92 & 0 & 0 & 0 & -2.50 & 0 \\ 0 & 4.88 & 0 & 2.50 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 30.4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2.50 & 0 & 373.22 & 0 & 0 \\ -2.50 & 0 & 0 & 0 & 165.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 146.3 \end{bmatrix} \times 10^5 \quad [K] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial x} & \frac{\partial y}{\partial y} & \frac{\partial z}{\partial z} & \frac{\partial x}{\partial y} & \frac{\partial y}{\partial x} & \frac{\partial z}{\partial x} \\ 4.41 & 0 & 0 & 0 & -8.04 & 0 \\ 0 & 4.63 & 0 & 8.27 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 257.51 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 8.27 & 0 & 2881.4 & 0 & 0 \\ -8.04 & 0 & 0 & 0 & 1159.0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 69.4 \end{bmatrix} \times 10^4$$

(a) 상한치 (b) 하한치

단위 : 길이 m, 힘 t

그림 9 교각 P1의 무리말뚝-후팅의 강도행렬

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial x} & \frac{\partial y}{\partial y} & \frac{\partial z}{\partial z} & \frac{\partial x}{\partial y} & \frac{\partial y}{\partial x} & \frac{\partial z}{\partial x} \\ 5.12 & 0 & 0 & 0 & -2.48 & 0 \\ 0 & 5.07 & 0 & 2.48 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 29.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2.48 & 0 & 367.3 & 0 & 0 \\ -2.48 & 0 & 0 & 0 & 164.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 170.0 \end{bmatrix} \times 10^5 \quad [K] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial x} & \frac{\partial y}{\partial y} & \frac{\partial z}{\partial z} & \frac{\partial x}{\partial y} & \frac{\partial y}{\partial x} & \frac{\partial z}{\partial x} \\ 1.82 & 0 & 0 & 0 & -2.74 & 0 \\ 0 & 1.76 & 0 & 3.02 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 259.3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.02 & 0 & 2891.78 & 0 & 0 \\ -2.74 & 0 & 0 & 0 & 1157.86 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 17.09 \end{bmatrix} \times 10^4$$

(a) 상한치 (b) 하한치

단위 : 길이 m, 힘 t

그림 9 교각 P2의 무리말뚝-후팅의 강도행렬

표 4 3경간 연속 강합성거더교에 대한 동적해석 결과

(a) 고유주기

(단위 : 초)

방 향	고정지반	본 연구에서 제안한 p-y곡선 이용법		참고문헌(12)에서 제시된 Chang 방법	
		상한치	하한치	고정	힌지
교 축	0.860	0.906	1.05	0.934	0.936
교축직각	0.224	0.259	0.47	0.267	0.273

(b) 횡변위량

(단위 : cm)

위치	변위 방향	고정지반	본 연구에서 제안한 p-y곡선 이용법		참고문헌(12)에서 제시된 Chang 방법		비고
			상한치	하한치	고정	힌지	
교각P1 말뚝머리	교 축	0	0.191	1.925	0.111	0.148	고정단
	교축직각	0	0.0973	1.248	0.048	0.079	
교각P2 말뚝머리	교 축	0	0.00352	1.230	0.024	0.015	가동단
	교축직각	0	0.0937	2.227	0.064	0.109	
교대A1 받침부	교 축	5.61	6.05	7.654	6.301	6.324	가동단
	교축직각	0	0	0	0	0	
교대A2 받침부	교 축	5.71	6.15	7.749	6.397	6.424	가동단
	교축직각	0	0	0	0	0	

(c) 교각 기둥의 부재력

위치	부재력	부재력 방향	고정지반	본 연구에서 제안한 p-y곡선 이용법		참고문헌(12)에서 제시된 Chang 방법		비고
				상한치	하한치	고정	힌지	
교각P1의 기둥	축력(tonf)		324.55	336.62	376.49	329.14	334.32	고정단
	전단력(tonf)	교 축	412.33	400.57	375.60	392.19	392.39	
		교축직각	194.21	201.33	225.18	196.59	199.77	
	휨모멘트(tonf-m)	교 축	684.69	709.85	793.80	693.17	704.36	
		교축직각	3290.26	3196.13	2996.55	3129.20	3130.74	
비틀림(tonf-m)		74.04	71.91	67.37	70.40	70.43		
교각P2의 기둥	축력(tonf)		324.55	336.90	155.28	327.04	330.39	가동단
	전단력(tonf)	교 축	16.97	21.63	19.62	20.17	21.71	
		교축직각	194.22	201.50	95.14	195.40	197.56	
	휨모멘트(tonf-m)	교 축	684.73	710.44	335.49	688.99	696.55	
		교축직각	123.07	157.44	142.22	146.22	157.38	
비틀림(tonf-m)		0.63	0.81	0.72	0.75	0.81		

가정을 사용하는 변위법에 의한 경우의 결과를 직접적으로 비교 고찰할 수 있다. 참고문헌 (21)에 의하면 Chang의 가정을 사용한 변위법은 지반반력계수의 산정과정에서  $E_0 = 28 \alpha N$ 의 적용으로 지반강성이 과대 평가됨을 알 수 있다. 이는 예제 교량의 지진응답해석에서 계산된 횡변위가 실제 예상되는 횡변위량보다 작게 된다는 것을 의미한다. 이 점을 감안하면 이 논문에서 제안된 방법은 합리적인 범위의 변위를 계산할 수 있도록 한다고 유추할 수 있다. 또한 고정지반 경우의 고유진동수와 제안된 방법으로 얻은 결과를 비교하면 해석결과의 경향이나 값의 범위가 합당하다고 할 수 있다.

## 5. 결 론

지진시 말뚝기초의 거동에 대하여 현행 방법보다 도로교 설계기준에 부합하는 정적 근사법에 의한 정형교량의 지진 응답해석모형 작성에 말뚝기초의 모형으로서 사용할 수 있는 선형스프링을 선정하는 절차를 제시하고, 적용성과 타당성을 예제 교량을 해석하여 검증하였다. 절차에서 중요한 점은 지진에 대한 교량의 안전성을 보장할 수 있도록 구하고자 하는 부재력 또는 변위량은 말뚝기초 강도의 상한치와 하한치에 대한 각각의 구조해석 결과 중 큰 값으로 택하도록 하는 것이다.

제안된 절차에 따라 말뚝기초의 모형으로서 사용될 선형 스프링이 결정되어 해석에 사용된다면, 현행 도로교설계기준의 취지도 만족시키고 합리적인 설계가 이루어져 경제적인 이점을 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 서울대학교 지진공학연구센터(KEERC)를 통한 한국과학재단 우수연구센터 지원금에 의한 것이다.

## 참고 문헌

1. Penzien, J., "Soil-pile-foundation interaction," *Earthquake Engineering*(Wiegel, R. L., Editor), Prentice Hall, Inc., 1970.
2. 和田克哉, 五十嵐功 編著, 道路橋 基礎의 設計·施工, 技報堂 出版, 日本 東京, 1991, p. 172.
3. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2000.
4. Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B., "SHAKE-computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites," EERC 72-12, Univ. of California, Berkeley, 1972.
5. Idriss, I. M. and Seed, H. B., "Seismic response of horizontal soil layers," *J. of the Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol. 94, No. SM4, 1968, pp. 1003-1031.
6. Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C., and Seed, H. B., "FLUSH-A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems," EERC 75-30, Univ. of California, Berkeley, 1975.
7. AASHTO, *Standard Specification for Highway Bridge*, 16th ed., 1996.
8. Gazetas, G., Fan, K., Tazon, T., Shimizu, K., Kavvadas, M., and Makris, N., "Seismic pile-group-structure interaction," *Proceedings of Sessions Sponsored by the Geotechnical Engineering Div. of ASCE in Conjunction with the ASCE National Convention*, 1992. 9.
9. U. S. Army Corps. of Engineers, *Design of Pile Foundations, Engineer Manual*, EM 1110-2-2906, 1991.
10. Earth Technology Corp., "Seismic design of highway bridge foundation, Vol. II: design procedures and guidelines," *Report No. FHWA/RD-86/102*, 1986.
11. 한국전산구조공학회, 교량의 내진설계, 제8회 전산구조공학회 기술강습회 교재 8-3, 1993.
12. 건설교통부, 도로교표준시방서 제5편 내진설계편, 1996.
13. Reese, L. C., Cooley, L. A., and Radhakrishman, N., "Laterally loaded piles and computer program COM624G," *Technical Report K-84-2*, U.S. Army Engineering Div., 1984.
14. Prakash, S. and Sharma, H. D., *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, New York, 1990, p. 734.
15. 한국지진공학회, 도로교의 내진설계, 제1회 기술강습회 교재, 1998, pp. 185-253.
16. Georgiadis, M., "Development of p-y curves for layered soils," *Proceedings, Geotechnical Practice in Offshore Engineering*, ASCE, 1983. 4, pp. 536-545.
17. Berger/Abam Engineers, Inc., *Seismic Design of Bridges, Design Example No. 6*, FHWA, NTIS PB97-143317, 1996. 10.
18. 김동수, 이진선, "설계지진 가속도 결정을 위한 지진응답 해석 보고서", 한국과학기술원, 토목공학과 지반동역학 실험실, KAIST Soil Dynamic 99-10, 1996.
19. 박형기, "충상지반 내 수직이동 수평지진파의 해석", 인천대학교, 공업개발연구소 연구논문집, 제10집, 제1권, 1995.
20. Computers and Structures, Inc., *SAP2000 Analysis Reference Vol. I, II*, 1996.
21. 해양수산부, 항만 및 어항시설의 내진설계표준서, 1999.