

교각의 내진설계를 위한 말뚝기초의 모델링 기법 비교

Comparison of Modeling Methods of a Pile Foundation in Seismic Analysis of Bridge Piers

김 나 엽*
Kim, Na Yeob

김 성 렬**
Kim, Sung Ryul

전 덕 찬***
Jun, Duk Chan

김 명 모****
Kim, Myoung Mo

국문요약

실무에서 교각 교각의 내진해석을 수행할 때 계산의 편의와 보수적인 설계를 위하여 기초의 연성을 고려하지 않고 지반면을 고정단으로 가정하여 해석하는 경우가 많다. 이러한 고정단 모델은 대부분의 경우 설계력 측면에서 매우 보수적인 결과를 주므로, 최근 기초의 연성을 고려하여 현실적으로 교각 기초를 모델링하려는 연구가 수행되고 있다.

본 연구에서는 기초연성의 모델링 방법, 입력응답스펙트럼의 종류 그리고 지반조건을 달리하여 응답스펙트럼 해석을 수행하였다. 수치해석을 통하여 교각에 발생하는 전단력, 모멘트 그리고 변위를 비교하여 기초의 연성을 고려하는 기법과 지반 및 지진파 특성이 해석결과에 미치는 영향을 분석하였다. 대부분의 경우 고정단 모델에서 큰 전단력과 모멘트가 발생하였지만, 연약 점성토층에 장주기 지진파가 작용하는 특수한 경우에는 기초의 연성을 고려한 모델에서 고정단 모델보다 큰 전단력과 모멘트가 발생하였다. 또한 기초의 연성을 고려하는 여러 모델들의 해석결과를 지반-구조물 동적 상호작용을 고려한 정밀 동해석 결과와 비교하여 그들의 적용성을 평가하였다.

주요어 : 교각기초, 응답스펙트럼 해석, 지반-말뚝 동적 상호작용, p-y 곡선, t-z 곡선

ABSTRACT

In the seismic designing of bridges, the pile foundation of bridge piers generally have been modeled to have a fixed end for its convenience and conservative designing. The fixed-end assumption, however, produces very conservative results in terms of the pier forces. Therefore, many other design methods are evolved to consider the flexibility of the pile foundation.

In this study, the response spectrum analysis was performed for a bridge pier having a pile foundation. The shear force, moment, and displacement, which occurred at the pier column under an earthquake loading, were compared to analyze the effects of the modeling method, soil condition and the input earthquake response spectrum. In most cases, the fixed-end model gives larger design forces than flexible foundation models. However, when a long period earthquake is applied to the bridge pier on a soft clay foundation, it is found that the flexible foundation models give larger design forces than the fixed-end model.

In the end, the reliability of several flexible foundation models was verified by comparing their results with those of a numerical analysis that considers the soil-structure interaction phenomenon in a rigorous manner.

Key words : bridge column, response spectrum analysis, soil-pile interaction, p-y curve, t-z curve

1. 서 론

최근 국외에서 대규모의 지진이 빈번하게 발생함에 따라, 국내에서도 내진설계에 관한 관심이 높아지고 있다. 국외의 지진피해사례를 살펴보면 특히 교각 구조물에 막대한 피해가 발생하였다. 따라서, 우리도 이에 대비할 필요가 있는데 우리나라는 중약진 지진구역에 속하므로, 이를 감안하여 현실적인 교각구조의 모델링을 통한 경제적인 내진설계를 하여야 할 것이다.

일반적으로 교각의 응답스펙트럼 해석을 수행할 때 모델링의 편의와 보수적인 설계를 위하여 기초지반의 연성을 고려하지 않고 지반면을 고정단으로 가정하여 모델링하고, 지진하중으로 표준설계 응답스펙트럼을 적용하여 해석하는 경

우가 많이 있다. 그러나 이러한 고정단 모델은 기초의 연성을 고려하는 경우에 비하여 구조물 강성을 과도하게 고려하므로 설계력을 크게 산정하는 단점이 있는데, 이와같은 단점을 보완하기 위하여 현재 기초의 연성을 고려할 수 있는 여러가지 방법들이 제안되어 있다. 또한 지진하중으로 표준설계 응답스펙트럼을 이용할 경우에는 부지 고유의 지진응답 특성을 고려하지 못함으로 해서 예기치 못한 문제가 발생할 우려가 있다.

본 연구에서는 여러 종류의 교각 기초 모델링 방법을 이용하여 입력 응답스펙트럼과 지반조건 등을 달리하면서 응답스펙트럼 해석을 수행하였다. 그리고 그 결과로서 얻어진 교각에 발생하는 전단력과 모멘트 그리고 변위를 비교하여 기초의 연성효과와 지반 조건 및 지진파 특성이 해석결과에 미치는 영향들을 분석하였다. 본 연구에서 다룬 기초의 모델링 방법은 고정단 모델을 비롯하여 p-y 스프링 모델, p-y/t-z 스프링 모델, 그리고 6개의 스프링을 이용한 모델 등이며, 이 모델들의 적용성을 평가하기 위하여 지반-구조물 동해석 프로그램인 SASSI 2000을 이용하여 지반-구조물 동적

* (주)바우컨설팅 지반터널부, 공학석사(대표저자 : myojin12@bau.co.kr)

** 학생회원 · 서울대학교 지구환경시스템공학부, 박사과정 · 공학석사

*** (주)바우컨설팅 지반터널부, 상무 · 공학박사

**** 정회원 · 서울대학교 지구환경시스템공학부, 교수 · 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2002년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2002. 9. 24 / 심사종료일 : 2002. 10. 7)

상호작용(soil-structure interaction) 해석을 동시에 수행하였다.

2. 말뚝기초의 모델링 방법

본 해석에서는 그림 1에 나타난 바와 같이 총 5가지 모델을 적용하여 교각 기초부를 모델링하였다. 응답스펙트럼 해석을 수행할 때 사용한 모델은 지반면을 고정단으로 가정하는 고정단 모델(fixed-end model, 그림 1(a)), 말뚝을 모델링한 후 말뚝인접지반의 횡방향 강성을 p-y 곡선으로 고려하는 p-y 스프링 모델(p-y spring model, 그림 1(b)), 말뚝인접지반의 횡방향 강성과 주면마찰력을 각각 p-y 곡선과 t-z 곡선으로 고려하는 p-y/t-z 스프링 모델(p-y/t-z spring model, 그림 1(c)), 그리고 지반면에서 기초부의 강성을 6개의 스프링(3개의 이동 스프링, 3개의 회전 스프링)으로 치환하는 6개 스프링 모델(6 spring model, 그림 1(d)) 등이다. 또한 지반-말뚝 동적상호작용을 엄격히 고려하는 SSI 모델(soil-structure interaction model, 그림 1(e))을 이용하여 말뚝과 지반을 3차원으로 모델링한 후 동해석을 수행하였다.

고정단 모델은 모델링이 가장 간단하지만, 실제 기초지반의 연성을 고려하지 못하므로 구조물 변위를 과소평가하고 설계력을 매우 크게 산정하는 경향이 있다. p-y 스프링 모델은 응답스펙트럼 해석을 수행할 때 상부 구조와 함께 말뚝체를 모델링하고 지반반력-말뚝/지반간 상대변위를 의미하는 p-y 곡선으로부터 횡방향 스프링 계수를 산정하는 방법으로, 상부 구조물과 함께 말뚝체의 거동을 함께 고려할 필요가 있을 때 즉, 말뚝이 액상화 지반, 지층강성이 크게 변하는 지반, 또는 지지층이 깊은 지반 등에 놓일 때 주로 사용되고 있다. p-y/t-z 스프링 모델은 횡방향 스프링 강성과 함께 말뚝 주면마찰력-말뚝 침하량을 의미하는 t-z 곡선으로부터 축방향 스프링 계수를 산정하여 말뚝의 축방향 강성을 고려한다. 그리고, 6개 스프링 모델은 단말뚝의 강성과 균말

뚝의 배열을 고려하여 3개의 이동 스프링과 3개의 회전 스프링의 강성을 산정하여 기초연성을 고려하는 것으로 말뚝 기초부의 거동은 관찰할 수 없다. SSI 모델은 지반을 스프링으로 대체하지 않고 말뚝체의 부피를 고려하여 말뚝-지반 동적상호작용효과를 정밀하게 고려할 수 있는 방법으로 해석결과가 가장 정확할 것으로 기대된다. 따라서, 본 논문에서는 SSI 모델로부터 얻어진 결과를 이용하여 다른 모델링 방법들의 적용성을 평가하였다.

그림 1(a)~(d)에 나타난 4가지 모델에 대해서는 유한요소 해석프로그램인 ABAQUS(1998)⁽¹⁾를 사용하여 응답스펙트럼 해석을 수행하였고, SSI 모델(그림 1(e))에 대한 동해석은 지반과 말뚝을 3차원으로 모델링하여 지반-말뚝 동적상호작용을 고려할 수 있는 SASSI 2000(Lysmer 등, 2000)⁽²⁾ 프로그램을 사용하여 해석하였다.

3. 말뚝기초의 동적해석

3.1 해석 예제

본 연구에서 해석예제로 이용한 교각 단면, 지반 조건 그리고 입력 지진파에 대한 상세정보를 다음에 기술하였다.

3.1.1 균말뚝 기초를 가진 교각의 단면

본 연구에서 예제로 해석한 단면은 그림 2에 나타난 바와 같이 3×3 균말뚝 기초를 가진 교각이다. 단면형상은 한번의 길이가 3m인 정방형이고, 교각의 높이는 5m이다. 말뚝의 지름(D)은 0.4m이고 말뚝중심간 거리는 2m이다. 따라서 말뚝지름에 대한 말뚝 중심간 간격비는 5이다. 교각과 말뚝의 재료는 콘크리트로서 탄성계수는 $2.35 \times 10^6 \text{t/m}^2$ 로 가정하였으며, 말뚝캡은 강재로 취급하였다. 교량 상판의 하중은 집중질량으로 간주하여 300ton을 교각 상부에 재하하였다.

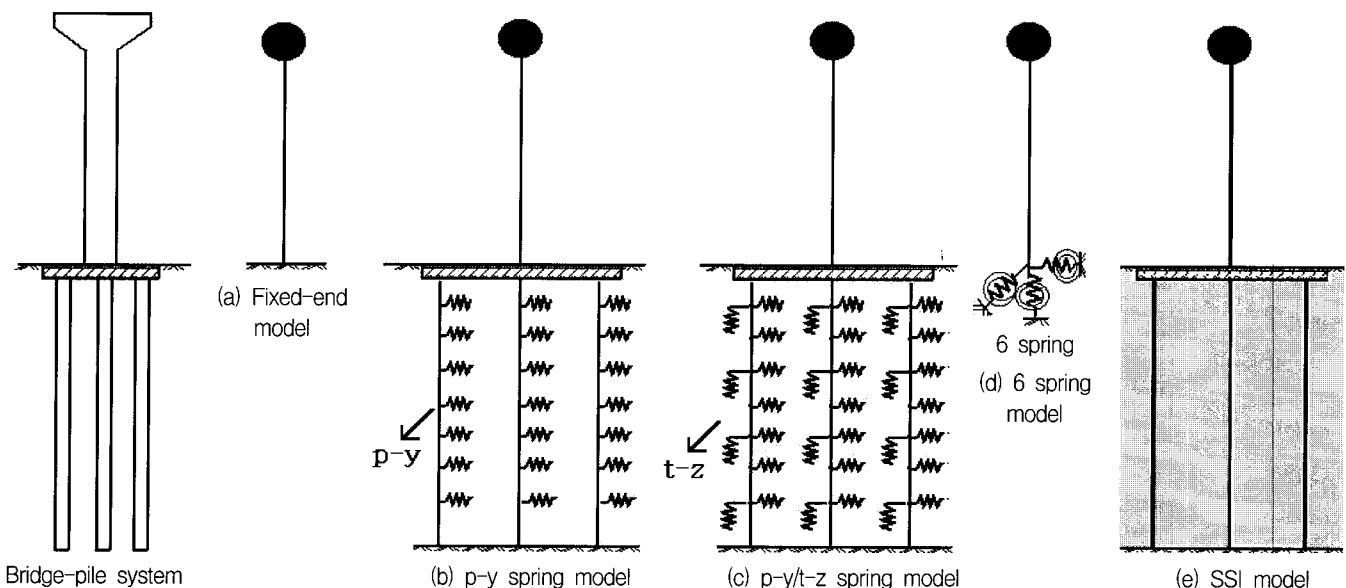


그림 1 교각 및 기초의 모델링 방법

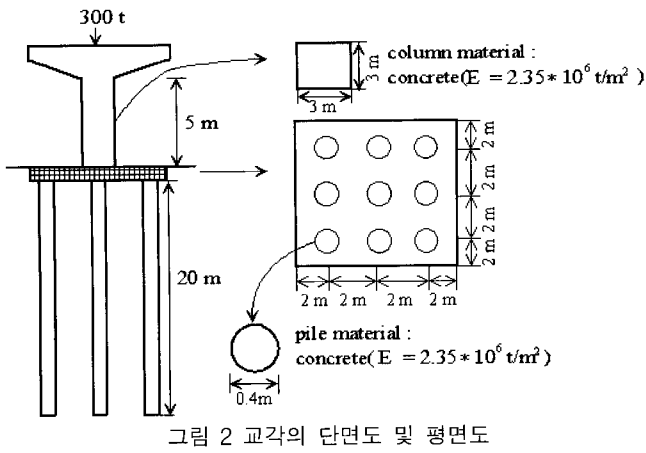


그림 2 교각의 단면도 및 평면도

3.1.2 지반 조건

지반 조건에 따른 교각의 거동을 살펴보기 위해서 그림 3과 같이 3가지 지반 조건에 대하여 해석을 수행하였다. 해석에 사용한 지반은 20m 두께의 사질토층(그림 3(a)), 20m 두께의 점성토층(그림 3(b)) 그리고 상부층은 사질토층, 중간층은 연약한 점성토층, 바닥층은 사질토층인 혼합토층(그림 3(c)) 등이다. 각 지층의 입력 물성치는 그림 3에 각각 나타내었다.

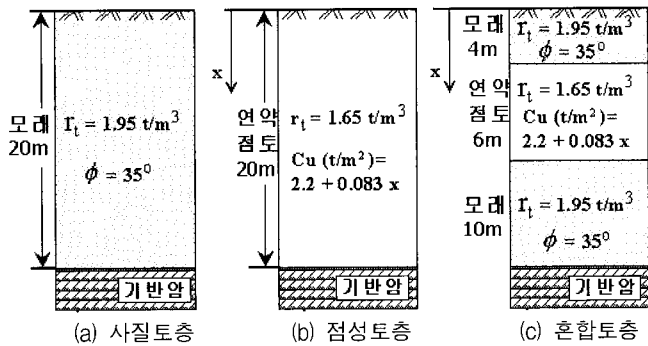


그림 3 해석에 이용한 3가지 지반조건

3.1.3 설계응답스펙트럼의 산정

지진파의 주기특성이 해석결과에 미치는 영향을 분석하기 위하여 단주기 지진파인 Ofunato 지진파, 장주기 지진파인 Hachinohe 지진파 그리고 단주기와 장주기 성분을 모두 가지고 있는 El Centro 지진파 등 3가지 지진파를 이용하였다. 최대 가속도 크기는 국내 내진설계기준(건설교통부,

1997)⁽³⁾에 따라 지진 1구역 기반암 노두 최대 가속도인 0.11g를 적용하였다.

응답스펙트럼 해석에 이용되는 지진하중은 지표면에서의 응답스펙트럼이므로, 1차원 지진응답해석 프로그램인 Proshake(1998)⁽⁴⁾를 이용하여 기반암 노두에 적용한 각 지진파에 의한 지표면 응답을 계산한 후 지표면에서의 가속도 응답스펙트럼을 작성하였다. 지진응답해석을 수행할 때 필요한 전단 변형율에 따른 전단탄성계수와 감쇠비 변화곡선은 Seed와 Idriss(1970)⁽⁵⁾가 제안한 사질토와 점성토에 적용되는 곡선을 이용하였다. 최대전단탄성계수 G_{max} 값은 식 (1)의 경험식을 이용하여 사질토의 $N_{값}$ 과 점성토의 일축압축강도 $q_u(=2 \times C_u)$ 로부터 산정하였다.

$$G_{max} = 1440N^{0.68} \quad (t/m^2) \quad (\text{Imai 등, 1982})^{(6)}$$

$$G_{max} = 170 q_u \quad (t/m^2) \quad (\text{Zen, 등, 1987})^{(7)} \quad (1)$$

일반적으로 설계에 이용되는 가속도 응답스펙트럼은 지진응답스펙트럼 결과를 이용하지 않고, 개략적인 지반분류에 따라 얻어지는 표준설계 응답스펙트럼(건설교통부, 1997)⁽³⁾을 이용하므로, 3가지 지진파의 지표면 가속도 응답스펙트럼 외에 표준설계 응답스펙트럼도 추가로 고려하였다.

그림 4는 기반암에서의 3가지 지진파의 가속도 응답스펙트럼과 표준설계 응답스펙트럼을 나타낸 것인데 이 그림에서 El Centro와 Ofunato 지진파의 응답스펙트럼은 1.0초 이하의 낮은 주기에서 증폭되며, Hachinohe 지진파는 약 2.5초의 장주기 구역에서 증폭됨을 알 수 있다. 그림 5~그림 7은 각각 지표면에서의 Ofunato 지진파, Hachinohe 지진파, El Centro 지진파의 가속도 응답스펙트럼을 나타내는데 이들 그림으로부터 단단한 지반인 사질토층의 가속도 응답스펙트럼은 입력지진파에 상관없이 0.5초 이하의 낮은 주기에서 크게 증폭되고, 혼합토층의 경우에는 0.5초~1.0초 사이에서 크게 증폭됨을 알 수 있다. 또한 점성토층의 경우에는 1.0초 이상의 큰 주기에서 증폭이 발생하며, 특히 장주기 Hachinohe 지진파가 작용하는 경우에는 약 2.5초의 큰 주기에서 증폭된다. 그림 8은 지표면에서의 표준설계응답스펙트럼을 나타내는데 사질토층은 S_D 지반으로 분류되고, 혼합토층과 점성토층의 경우에는 공히 S_E 지반으로 분류되기 때문에 혼합토층과 점성토층의 표준설계응답스펙트럼은 동일하게 나타나 있다.

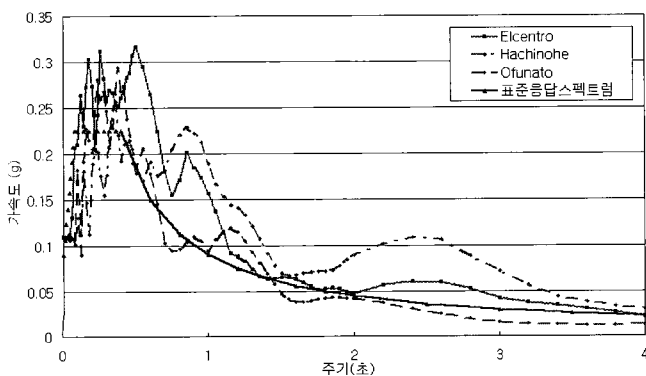


그림 4 기반암에서의 응답스펙트럼

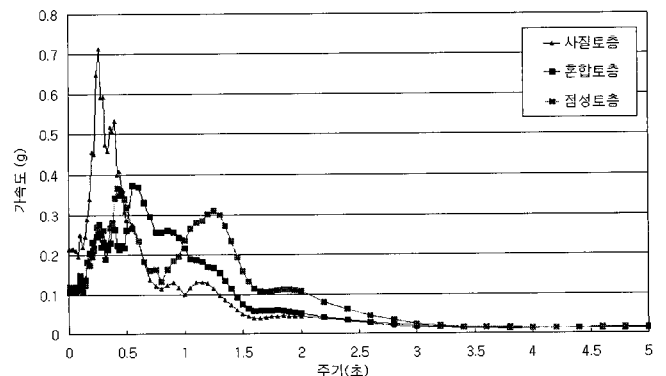


그림 5 지표면에서의 Ofunato 응답스펙트럼

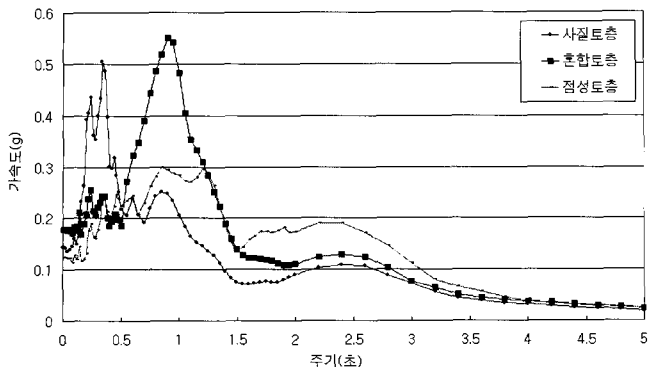


그림 6 지표면에서의 Hachinohe 응답스펙트럼

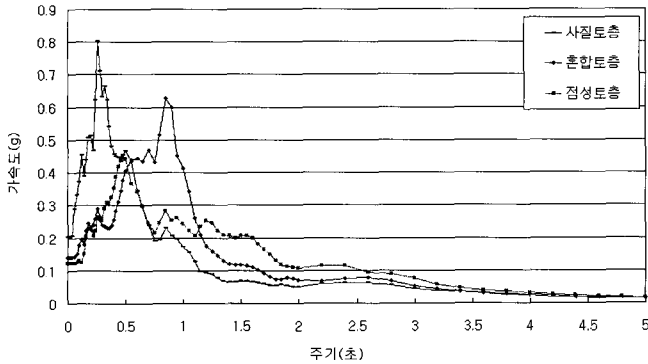


그림 7 지표면에서의 El Centro 응답스펙트럼

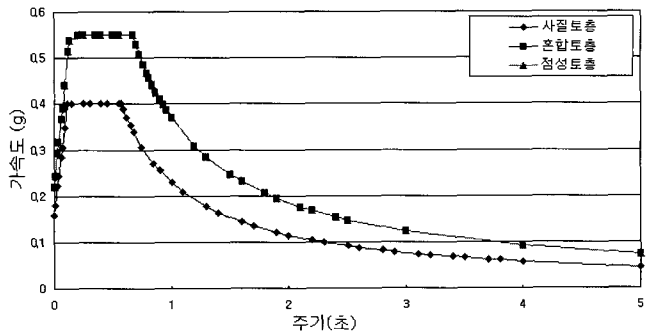


그림 8 지표면에서의 표준설계응답스펙트럼

3.2 말뚝기초 및 지반 모델링

본 절에서는 각 모델에 적용한 말뚝기초 및 지반의 모델링 방법에 대하여 기술하였다. 고정단 모델, p-y 스프링 모델, p-y/t-z 스프링 모델 그리고 6개 스프링 모델은 ABAQUS 프로그램을 이용하여 해석을 수행하였다. 이 때 말뚝과 교각은 보요소로 모델링하고, 말뚝캡은 무한강성의 보를 이용하여 말뚝과 말뚝, 말뚝체와 교각을 연결하도록 모델링하였다. 말뚝캡의 지반내 근입효과 등이 구조체 강성에 상당한 영향을 줄 수 있지만, 본 해석은 각 모델간의 적용성을 비교하는 것이 목적이므로 말뚝캡이 지반 내에 근입되지 않은 것으로 가정하여 이러한 효과는 고려하지 않았다. p-y 스프링 모델과 p-y/t-z 스프링 모델의 지반강성은 말뚝을 나타내는 보의 절점에 축방향 및 횡방향 스프링 요소를 연결하여 모델링하였으며, 6개 스프링 모델에서는 교각 아래에 3개의 이동스프링, 3개의 회전스프링 요소를 사용하여 모델링하였다. 스프링 계수는 p-y 곡선 및 t-z 곡선을 이용하여 산정하였으며,

산정방법은 아래에 기술하였다.

SSI 동해석은 SASSI 2000 프로그램을 이용하여 수행하였으며, 해석 프로그램과 모델링에 대한 자세한 설명은 아래에 기술하였다.

3.2.1 횡방향 균말뚝 효과의 고려

구조물의 지진거동은 횡방향 거동이 지배적이므로, 균말뚝을 모델링하는 경우 말뚝간의 상호작용으로 인한 횡방향 균말뚝 효과를 고려할 필요가 있다. 횡방향 균말뚝 효과는 인접한 말뚝간의 상호작용으로 발생하는 것으로, 균말뚝 효과로 인하여 수평 지반반력은 감소하며 수평 지반반력의 감소율은 여러가지 요소 중 말뚝중심간 간격에 가장 큰 영향을 받는다. NAVFAC DM 7.02(1986)⁽⁸⁾에서는 지반반력의 감소를 고려하기 위하여 표 1과 같이 말뚝중심간 간격에 따른 지반반력의 감소계수 R을 제시하고 있다.

표 1 균말뚝 효과를 고려하기 위한 지반반력 감소계수

말뚝간 간격 D = 말뚝 직경	감소계수 R
8D	1.00
6D	0.70
▶ 5D	▶ 0.55
4D	0.40
3D	0.25

본 해석예제의 말뚝중심간 간격은 5D이므로, 위 표에 따르면 감소계수 R=0.55이다. NAVFAC DM 7.02(1986)⁽⁸⁾에서는 다음 식 (2)와 같이 감소계수의 3/5 제곱승을 횡방향 지반강성 K에 곱하여 균말뚝 효과를 고려한 새로운 횡방향 지반강성 K'를 산정한다.

$$K'_{\text{longitudinal}} = R^{3/5} \times K_{\text{longitudinal}} = 0.55^{3/5} \times K_{\text{longitudinal}} = 0.69 \times K_{\text{longitudinal}} \quad (2)$$

즉, NAVFAC 매뉴얼에 의한 횡방향 균말뚝 효율은 0.69가 되며 본 논문에서는 이 효율을 p-y곡선의 지반반력 p에 곱하여 지반반력을 감소시켰다.

3.2.2 p-y/t-z 스프링 계수의 산정

p-y 곡선은 말뚝과 지반간의 횡방향 상호작용을 지반반력 p와 말뚝과 지반간의 횡방향 상대변위 y의 비선형 관계로서 정의하는 곡선으로서 이제까지 많은 연구자들이 지반종류에 따라서 여러 가지 곡선을 제안한 바 있다. 본 연구에서 사용한 p-y곡선은 연약한 점성토층에서 Matlock 방법(1970)⁽⁹⁾, 사질토층에서는 API에서 제시한 방법(1987)⁽¹⁰⁾을 적용하여 구하였다. p-y 곡선을 작성할 때 이용한 지반물성값은 점성토의

경우 비배수 전단강도와 ϵ_{50} (최대 주응력차의 50%에 해당하는 점성토의 변형율로서 연약 점성토층에서의 권장값인 0.02사용)이며, 사질토의 경우 내부마찰각을 이용하여 API에서 제

시한 도표로부터 입력값을 산정하였다. 이렇게 구한 p-y 곡선은 단말뚝에 대한 곡선이므로 3.1절에서 구한 균말뚝 효율을 이용하여 균말뚝 효과를 고려하였다. t-z 곡선은 Vijayvergiya (1977)⁽¹¹⁾가 제안한 곡선을 이용하여 산정하였으며, 이 때 이용된 지반물성값은 점성토의 비배수 전단강도와 사질토의 내부마찰각이다. 이렇게 얻어진 p-y곡선 및 t-z곡선을 응답스펙트럼 해석시에 말뚝요소를 1m간격으로 분할한 후 각 절점에 적용하였다.

3.2.3 6개 스프링 모델의 스프링 계수 산정

6개 스프링 모델에서 사용되는 스프링 계수는 미도로국 (U.S. Department of Transportation Highway Administration, 1996)⁽¹²⁾에서 제시한 방법을 따라 구하였으며, 프로그램 ABAQUS에서 교각 하단에 3개의 이동 선형스프링과 3개의 회전 선형스프링으로 모델링하였다. 표 2는 3가지 지반조건에서 산정한 6개의 스프링 계수값을 나타내는데, 사질토층과 혼합토층의 스프링 계수값이 거의 동일한 것으로 나타났다. 이것은 말뚝의 거동이 얇은 깊이에서의 지반강성에 주로 영향을 받기 때문인 것으로 판단된다.

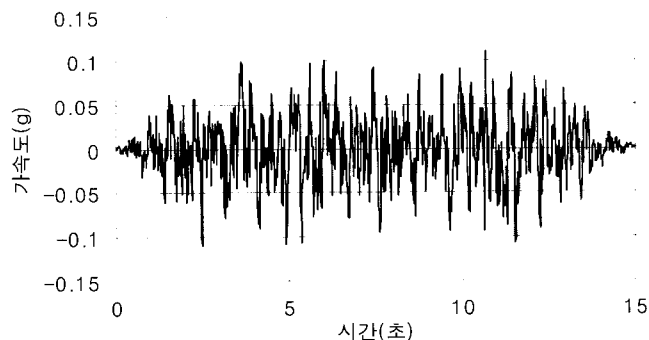
3.2.4 동해석 모델

SASSI 2000은 3차원으로 지반-구조물 상호작용을 해석할 수 있는 프로그램으로서, 부분구조법을 사용하여 주파수 영역에서 해석을 수행한다. 부분구조법은 선형 지반-구조물 전체 시스템을 몇 개의 간단한 부분구조 시스템으로 나눈 다음 각 부분구조 시스템을 개별적으로 해석하고 마지막 단계에서 중첩의 원리(principle of superposition)를 이용하여 그 결과들을 결합하여 지반-구조물 전체 시스템의 해를 구하는 방법이다. 이 프로그램은 선형 탄성해석을 수행하지만, 등가 선형방법(equivalent linear method)이라는 반복기법을 사용하여 근사적으로 지반의 비선형 거동을 모사한다.

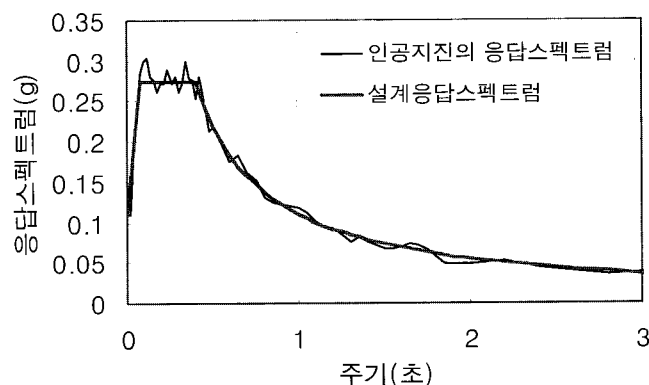
본 해석에서 지반과 말뚝캡은 고체요소, 교각은 보요소로 모델링하였다. 말뚝은 말뚝간격에 따른 균말뚝 효과를 고려할 수 있는 말뚝요소를 사용하였는데, Ostadan(1983)⁽¹³⁾은 이 말뚝요소를 사용한 균말뚝의 해석결과가 Kaniya 등 (1982)⁽¹⁴⁾이 제시한 균말뚝 동적강성의 이론적 해와 일치함을 확인하였다. 입력물성치로는 지반의 탄성과 속도와 감쇠비, 단위중량 그리고 보와 말뚝요소의 휨강성과 단면적 등이 필요하다.

입력 지진파는 Ofunato 지진파, Hachinohe 지진파 그리고 El Centro 지진파 등 3가지 지진파를 기반암에 적용하였

으며, 표준설계 응답스펙트럼의 경우 그림 9에 나타난 바와 같이 SIMQUAKE 프로그램(1997)⁽¹⁵⁾을 이용하여 응답스펙트럼의 형태에 부합하는 인공지진파를 생성하여 해석에 적용하였다. 해석단면은 그림 10에 나타난 바와 같이 3차원으로 모델링하여 지반-말뚝 상호작용 효과를 고려하였다.



(a) 가속도 시간이력



(b) 응답스펙트럼

그림 9 인공지진파의 가속도 시간이력과 표준설계응답스펙트럼과의 비교

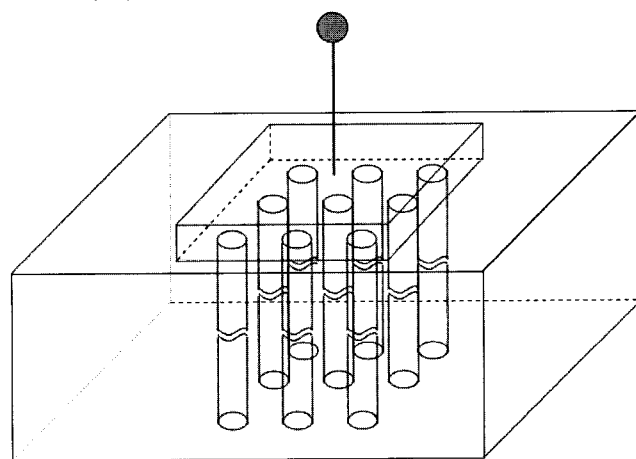


그림 10 동해석 모델 단면

표 2 6개 스프링 계수

지반	스프링 계수					
	K_x (t/m)	K_y (t/m)	K_z (t/m)	$K_{\theta x}$ (t-m/rad)	$K_{\theta y}$ (t-m/rad)	$K_{\theta z}$ (t-m/rad)
사질토층	8.9×10^3	8.9×10^3	9.5×10^5	2.5×10^6	2.5×10^6	4.8×10^4
점성토층	3.3×10^3	3.3×10^3	6.5×10^5	1.7×10^6	1.7×10^6	1.7×10^4
혼합토층	8.9×10^3	8.9×10^3	1.0×10^6	2.7×10^6	2.7×10^6	4.7×10^4

4. 해석 결과에 따른 모델링 기법의 평가

4개의 모델(고정단 모델, p-y 스프링 모델, p-y/t-z 스프링 모델, 6개 스프링 모델)을 이용한 응답스펙트럼 해석과 SASSI 2000을 이용한 SSI 동해석을 수행하여, 교각에서 발생하는 최대 전단력과 최대 모멘트 그리고 교각 상단에서 발생하는 최대 변위량을 비교·분석하였다.

4.1 교각하단에서 발생하는 최대 전단력과 최대 모멘트

교각에서 발생하는 최대 전단력과 최대 모멘트를 표 3~표 8에 정리하였다. 표의 결과를 살펴보면 대부분의 경우 고정단 모델에서 가장 큰 전단력과 모멘트가 발생한다. 고정단 모델에서 얻어진 전단력과 모멘트는 정해로 가정한 SSI 모델의 해석결과보다 평균 2배 크므로 고정단 모델을 이용할 경우 매우 과도한 설계가 이루어질 수 있음을 알 수 있다. 특히, 표 3과 표 6에서 고정단 모델의 경우 사질토층에서의 설계력이 점성토층과 혼합토층의 결과보다 큰데, 이것은 앞서 설명한 바와 같이 사질토층의 응답스펙트럼이 고정단 모델의 고유주기가 위치하는 낮은 주기영역에서 매우 큰 가속도 스펙트럼 값을 가지고, 기초연성모델의 고유주기가 위치하는 높은 주기영역에서는 급격히 작아진 값을 가지기 때문이다.

SSI 동해석 결과를 정해로 가정하고 기초연성을 고려한 모델의 해석결과와 비교해보면 6개 스프링 모델이 SSI 해석결과와 가장 유사한 결과(상대오차 : +10%)를 주며, 다음으로 p-y/t-z 스프링 모델(상대오차 : -18%)과 p-y 스프링 모델(상대오차 : -34%) 순으로 SSI 해석결과와 근접한 것으로 나타났다. 따라서 이 결과로부터 6개 스프링 모델이 SSI 해석결과에 가장 근접하고 평균적으로 SSI 해석결과보다 보수적인 설계력을 주므로 적용성이 가장 좋은 것으로 판단된다. p-y 스프링 모델 및 p-y/t-z 스프링 모델은 고정단 모델보다 SSI 모델의 해석결과에 근접하는 결과를 주지만 SSI 모델에서 얻어진 설계력보다 작은 값을 주므로 이 모델들을 적용할 경우 오히려 설계력을 작게 평가할 가능성이 있다. 또한 p-y 스프링 모델의 결과가 p-y/t-z 스프링 모델보다 좋지 않은 것으로 나타났는데, 이것은 p-y 스프링 모델이 말뚝의 축방향 강성을 고려하지 못하여 기초강성을 작게 평가하기 때문이다. 그러므로, t-z 스프링으로 말뚝의 축방향 강성을 고려한 p-y/t-z 스프링 모델이 p-y 스프링 모델보다 합리적인 해석결과를 산출한다.

고정단 모델은 대부분의 경우에 SSI 모델 및 기초연성모델들의 해석결과보다 큰 설계력을 주지만, 표 4와 표 7을 살펴보면 연약한 점성토층에 장주기 Hachinohe 지진파가 작용하는 경우에는 SSI 모델과 기초연성모델들보다 평균적으로 각각 약 7%와 약 27% 정도 작은 설계력을 산출한다. 그 원인은 가속도 응답스펙트럼과 구조물의 고유주기를 연관지어서 설명할 수 있다. Hachinohe 지진파와 같은 장주기 지진파가 연약한 점성토층에 가해지면, 그림 11에 나타난 바와 같이 지표면 가속도 응답스펙트럼의 값이 장주기 부분에서 증폭되는 현상이 발생

하는데, 기초의 연성을 고려한 모델에서는 고정단 모델보다 고유주기가 길어지므로 가속도 응답스펙트럼의 증폭된 부분과 기초의 연성을 고려한 모델의 고유주기가 일치하면서 고정단 모델보다 큰 전단력과 모멘트가 발생하게 된다.

표 3의 고정단 해석결과 또는 표 4의 p-y 스프링 모델 및 p-y/t-z 스프링 모델의 해석결과 등에서 알 수 있듯이, 부지 고유의 응답스펙트럼을 적용할 때 표준응답스펙트럼을 적용할 때보다 경우에 따라 설계력이 크게 발생한다. 따라서 안전한 내진설계를 위해서는 표준응답스펙트럼과 아울러서 부지 고유의 응답스펙트럼도 같이 입력하여 해석해 볼 필요가 있다.

표 3 사질토층에 설치된 교각의 최대전단력(ton)

지진파 \ 모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링	SSI
EI Centro	154.4	20.16	29.21	48.88	51.94
Hachinohe	107.8	24.81	45.93	57.61	62.43
Ofunato	144.7	17.79	38.97	33.21	56.32
표준응답스펙트럼	120.8	47.70	59.90	67.18	67.74

표 4 점성토층에 설치된 교각의 최대전단력(ton)

지진파 \ 모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링	SSI
EI Centro	69.90	28.95	34.93	53.28	43.63
Hachinohe	38.61	51.88	57.41	50.32	41.65
Ofunato	57.07	14.13	24.05	32.30	51.46
표준응답스펙트럼	166	43.02	47.46	66.99	38.64

표 5 혼합토층에 설치된 교각의 최대전단력(ton)

지진파 \ 모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링	SSI
EI Centro	69.74	35.47	28.91	50.5	35.67
Hachinohe	61.49	44.55	45.02	89.3	56.79
Ofunato	67.78	25.29	38.74	59.19	40.17
표준응답스펙트럼	166	43.02	47.46	66.99	38.63

표 6 사질토층에 설치된 교각의 최대모멘트(ton · m)

지진파 \ 모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링	SSI
EI Centro	740.6	97.08	140.8	235.8	267.0
Hachinohe	517.3	119.5	221.4	277.9	322.1
Ofunato	752.8	85.69	187.8	160.2	290.2
표준응답스펙트럼	579.3	229.7	288.7	324.1	325.1

표 7 점성토층에 설치된 교각의 최대모멘트(ton · m)

지진파 \ 모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링	SSI
EI Centro	335.3	139.6	168.5	257.1	224.8
Hachinohe	185.2	250.3	277.0	242.8	214.9
Ofunato	273.7	68.17	116.0	155.9	264.9
표준응답스펙트럼	796.6	207.5	228.9	323.2	198.4

표 8 혼합토층에 설치된 교각의 최대모멘트(ton·m)

지진파	모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링	SSI
El Centro		334.5	170.8	139.3	230.6	271.5
Hachinohe		295.0	214.6	216.9	417.4	292.2
Ofunato		325.1	121.8	186.7	285.6	205.4
표준응답스펙트럼		796.6	207.5	228.9	323.2	197.8

표 10 점성토층에서 교각 상부의 최대변위(mm)

지진파	모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링
El Centro		0.22	16.8	14.2	12.4
Hachinohe		0.12	28.3	23.4	11.7
Ofunato		0.18	8.9	9.8	7.5
표준응답스펙트럼		0.53	24.4	22.1	15.6

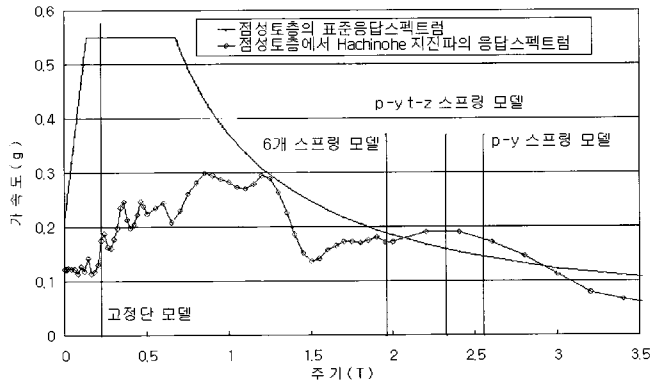


그림 11 각 모델의 고유주기와 지표면에서의 응답스펙트럼

표 11 혼합토층에서 교각 상부의 최대변위(mm)

지진파	모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링
El Centro		0.22	3.5	3.4	9.8
Hachinohe		0.20	5.4	5.3	11.6
Ofunato		0.22	4.4	4.5	5.4
표준응답스펙트럼		0.53	24.4	22.1	15.6

4.2 교각 상단의 변위

교각 상단에서 발생하는 최대변위를 표 9~표 11에 정리하였다. SSI 동해석 모델의 경우 SASSI 2000 프로그램에서 가속도 결과만을 얻을 수 있으므로, 변위결과를 제시하지 못하였다. 고정단 모델은 말뚝캡에서 변위가 발생하지 않으므로 기초의 연성을 고려한 모델들보다 변위를 매우 작게 평가한다. 기초의 연성을 고려한 모델들의 최대변위는 고정단 모델에 비해 평균 30배 정도 크게 발생하였다. 표 9와 표 10의 결과를 살펴보면 기초의 연성을 고려한 모델의 경우 점성토 지반에서의 최대변위가 사질토 지반에서의 변위보다 큰 현실적인 결과를 주는데 비하여 고정단 모델의 경우 지반강성의 영향을 고려하지 못하므로 반대의 결과가 나타나기도 하였다. 또한 점성토층에 설치된 교각을 p-y 스프링으로 모델링한 경우와 같이 표준응답스펙트럼을 이용하여 구한 변위결과가 해당 지반 고유의 가속도 응답스펙트럼을 적용하였을 때보다 작게 발생할 수 있으므로, 응답스펙트럼 해석을 수행할 때 표준응답스펙트럼과 함께 해석지반조건에 맞게 작성된 응답스펙트럼도 같이 이용하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

표 9 사질토층에서 교각 상부의 최대변위(mm)

지진파	모델링	고정단	p-y 스프링	p-y/t-z 스프링	6개 스프링
El Centro		0.49	3.5	3.3	4.4
Hachinohe		0.35	5.4	5.2	5.2
Ofunato		0.50	4.5	4.4	3.0
표준응답스펙트럼		0.39	7.3	6.8	6.0

5. 결론 및 요약

본 연구에서는 교각 기초부의 모델링 방법과 지반의 종류 및 지진파의 특성이 교각의 내진 해석결과에 미치는 영향을 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 고정단 모델이 대부분의 경우 설계력 측면에서 매우 보수적인 결과를 주지만, 점성토층에 장주기 지진파가 작용할 때와 같이 특수한 경우에는 고정단 모델에서 실제보다 작은 전단력과 모멘트가 발생할 수 있다.
2. 고정단 모델은 변위측면에서 매우 비현실적인 결과를 주므로 합리적인 교각의 변위를 얻기 위해서는 기초의 연성을 고려한 모델을 이용할 필요가 있다.
3. SSI 동해석 모델의 해석결과를 기준으로 기초 연성모델들의 적용성을 평가한 결과 '6개 스프링 모델'에서 얻어진 설계력이 SSI 동해석 결과에 가장 근접하면서, 평균적으로 SSI 해석결과보다 보수적인 값을 주므로 적용성이 가장 좋은 것으로 평가되었다. p-y 스프링 모델 및 p-y/t-z 스프링 모델은 기초의 연성을 크게 평가하여 설계력을 작게 산정할 수 있으므로 사용에 주의가 필요하다. 또한, p-y 스프링만을 적용한 모델은 축방향 강성을 고려하지 못하여 기초지반의 강성을 과소평가하는 경향이 있으므로, 축방향 강성을 고려하는 t-z 스프링도 함께 모델링하는 것이 바람직하다.
4. 지진응답해석을 수행하여 얻어진 부지 고유의 가속도 설계응답스펙트럼을 적용할 경우 논문에서 보인 것처럼 표준설계 응답스펙트럼을 적용하는 경우보다 설계력과 변위가 크게 산정될 수 있으므로 표준설계 응답스펙트럼과 함께 해석지반 고유의 지표면 가속도 응답스펙트럼을 적용하여 지진응답해석을 수행하는 것이 바람직하다.

참고 문헌

1. ABAQUS User's Manual, Version 5.8, Hibbitt, Karlsson

- & Sorensen, Inc, 1998.
2. Lysmer, J., Ostadan, F. and Cheng, C., "SASSI2000 - A system for analysis of soil-structure interaction," Department of Civil Engineering University of California, Berkeley, 2000.
 3. 건설교통부(1997), 내진설계기준연구(II).
 4. Proshake User's Manual, Version 1.1, EduPro Civil Systems, Inc., 1998.
 5. Seed, H. B. and Idriss, I. M., "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.
 6. Imai, T. and Tonouchi, K., "Correlation of SPT N value with S-wave velocity and shear modulus," Proc., 2nd ESOPT, 1982.
 7. Zen, K., Yamazaki, H., Umehara, Y., "Experimental study on shear modulus and damping ratio of natural deposits for seismic response analysis," Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 26, No. 1, pp. 41-113, 1987.
 8. Naval facilities engineering command, NAVFAC DM 7.02, Foundations and Earth Structures, 1986.
 9. Matlock, H., "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay," *Proceedings, Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Vol. I, No. 1204, pp. 566-594, 1970.
 10. American Petroleum Institute, "Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms," API Recommended Practice 2A(RP 2A), Seventeenth Edition, 1987
 11. Vijayvergiya, V. N., "Load-movement characteristics of piles," *Proceedings, Ports 77 Conference*, ASCE, 1977.
 12. U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration, "Seismic Design Course Design Example No. 6", 1996.
 13. Ostadan, F., "Dynamic analysis of soil-pile-structure system," Ph. D. dissertation, University of California, Berkeley, 1983.
 14. Kaynia, A et al., "Dynamic stiffness and seismic response of pile groups, Research Report R82-03, Dep. of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1982.
 15. SIMQUAKE User's Manual, National Information Service for Earthquake Engineering, UC Berkeley, 1997.