

지반의 비선형거동을 고려한 단일현장타설말뚝의 의사정적해석

Pseudostatic Analysis of Single Column/Shafts Considering Nonlinear Soil Behavior

이준규* · 김병철** · 정상섭*** · 송성욱****

Lee, Joon-Kyu · Kim, Byung-Chul · Jeong, Sang-Seom · Song, Sung-Wook

Abstract

This study presents the assessment of pseudostatic approach for obtaining the internal response of Single Column/Shaft subjected to earthquake loading. In numerical procedure, various lateral load transfer characteristics (p-y curve and Bi-linear curve) were used to model the nonlinear behavior of soil reactions including soil-pile interaction. The analysis using nonlinear soil model could estimate the seismic performance of soil-pile system, despite its relative simplicity. It was found that lateral behavior of single column/shaft obtained from the response displacement method was larger than those by seismic intensity method. To investigate the effects of soil-pile rigidity and pile head condition on the internal pile response, parametric studies were carried out for various soil models. The results from numerical analysis showed that lateral deflection was decreased with fixed condition of pile head and decreasing the soil-pile rigidity. The seismic analysis using Bi-linear model of JRA could reasonably predict the lateral behavior of Single Column/Shaft.

Keywords : BDWF/BNWF model, pseudostatic approach, single column/shaft, load transfer curves

요 지

본 연구에서는 지진하중을 받는 Single Column/Shaft의 내진해석으로 의사정적해석법을 적용하였으며 해석상에서 지반의 비선형 거동특성을 나타내는 다양한 수평방향 하중전이특성(p-y 곡선, Bi-linear 곡선)를 이용하여 지반-말뚝의 상호작용을 고려하였다. 비선형 지반모델을 적용한 해석은 지반-말뚝 시스템의 지진거동을 간편히 예측할 수 있었으며 동일한 해석조건에서 응답변위법에 의한 Single Column/Shaft의 수평거동이 진도법에 근거하여 산정한 해석결과보다 크게 예측되었다. 두부경계조건과 상대강성이 Single Column/Shaft의 단면력에 미치는 영향을 분석하기 위해 다양한 지반모델에 대한 변수연구를 수행한 결과, 두부경계가 고정이고 말뚝강성이 감소할수록 수평변위가 작은 것으로 나타났으며, JRA의 Bi-linear 지반모델을 적용한 해석은 Single Column/Shaft의 수평거동을 비교적 정확히 예측하였다.

핵심용어 : BDWF/BNWF 모델; 의사정적해석법; 단일현장타설말뚝; 하중전이함수

1. 서 론

최근 해상과 연약지반에 장대교량의 건설이 증가하고 시공 중 엄격한 소음, 진동의 규제로 인하여 저공해공법의 일종인 현장타설말뚝의 사용이 증가되고 있으며 구조형식에 있어서도 교량의 상부구조와 하부구조를 일체화시킨 단일현장타설말뚝(Single Column/Shaft)을 많이 적용하고 있다. Single Column/Shaft는 현장타설말뚝을 동일한 직경으로 교각까지 연장시킨 구조물로서 단독말뚝-말뚝캡-교각형식의 군말뚝기초에 비해 큰 경제성과 공간 활용성을 갖는다. 그러나 이 구조형식은 설계지진수준에서 지표면 아래 부근의 콘크리트의 크랙 및 박리 발생, 보강철근의 좌굴 등의 현상이 발생하며 그 구조적 특성상 상대적으로 큰 수평처짐이 발생하기

때문에 말뚝-지반시스템의 수평방향 거동분석이 매우 중요하다.

국내에서 교량구조물의 내진설계는 교량의 상·하부를 구분하지 않고 가상 고정점을 갖는 하나의 뼈대구조물로 가정하여 설계하고 있으나 지반구조물은 지반과 구조물의 상호작용으로 인하여 상부구조물의 뼈대구조물로 거동하지 않기 때문에 지반의 동적특성 및 비선형성을 고려한 수평방향 거동해석이 필요하다.

지반과 구조물의 상호작용을 고려한 말뚝기초에 대한 내진설계이론은 매우 다양하게 제안되었으며 크게 의사정적해석법(pseudostatic analysis method)과 동적해석법(dynamic analysis method)으로 구분할 수 있다. 의사정적해석법은 지진으로 인한 하중/지반변위를 구조물 및 지반의 응답을 고려

*정회원 · 연세대학교 토목공학과 석사 (E-mail : hereis2u@hanmail.net)

**정회원 · 대림산업(주) 기술연구소 대리 (E-mail : tarazed@hanmail.net)

***정회원 · 교신저자 · 연세대학교 토목공학과 교수 (E-mail : soj9081@yonsei.ac.kr)

****연세대학교 대학원 토목공학과 석사과정 (E-mail : coolguy980@hanmail.net)

한 정적인 값으로 변환하여 해석하는 방법으로 진도법 (seismic intensity method)과 응답변위법(response displacement method)이 있다. 동적해석법은 복잡한 해석절차로 인하여 실제 설계에 적용이 쉽지 않아 중요도가 높은 구조물의 상세 내진검토 등에 사용된다.

본 연구에서는 진도법을 적용하여 Single Column/Shaft에 대한 내진해석을 수행하였으며 지반-말뚝 상호작용을 고려하기 위해 다양한 지반모델을 적용한 수치해석기법(BNWF 해석모델)에 적용하였다. 지반모델은 지반의 비선형 거동특성을 나타내는 수평방향 하중전이합수(load transfer curves)를 의미하며 이는 국외 여러 기준 및 시방서에 명시되어 있는 내진설계기준에 의거하여 산정하고 그 특징 및 그에 대한 해석결과를 비교·검토하였다. 또한 Single Column/Shaft의 거동에 대한 영향인자 분석을 수행하였으며 진도법에 기초한 해석결과를 응답변위법을 적용한 수치해석(BNDF 해석모델) 결과와 비교·분석하였다.

2. 지반의 비선형 거동특성을 고려한 Single Column /Shaft의 의사정적해석

진도법의 지진하중은 국내 내진설계기준(건교부, 1997)에 대한 설계지진계수에 기초하여 정적인 등가지진하중으로 산정할 수 있으며 계산된 관성력은 지반의 비선형거동을 모델링하는 BNWF(Beam on Nonlinear Winkler Foundation)의 해석모델에 적용하여 내진해석을 수행하였다. 이 때 지반의 다양한 비선형 거동특성은 비선형 하중전이곡선(Bi-linear 및 p-y 곡선)을 통해 모델링하였다. 응답변위법의 적용은 내진설계기준연구 (건교부, 1997)의 표준설계응답스펙트럼(standard design response spectrum)의 최대 지표면가속도를 이용하여 산정한 지반수평변위를 BDWF(Beam on Dynamic Winkler Foundation)의 해석모델에 적용하여 해석하였다.

2.1 진도법을 적용한 해석방법

도로교설계기준(한국도로교통협회, 2005)에서는 기초의 내진설계로서 등가정적해석법을 적용하도록 하고 있으며 이에

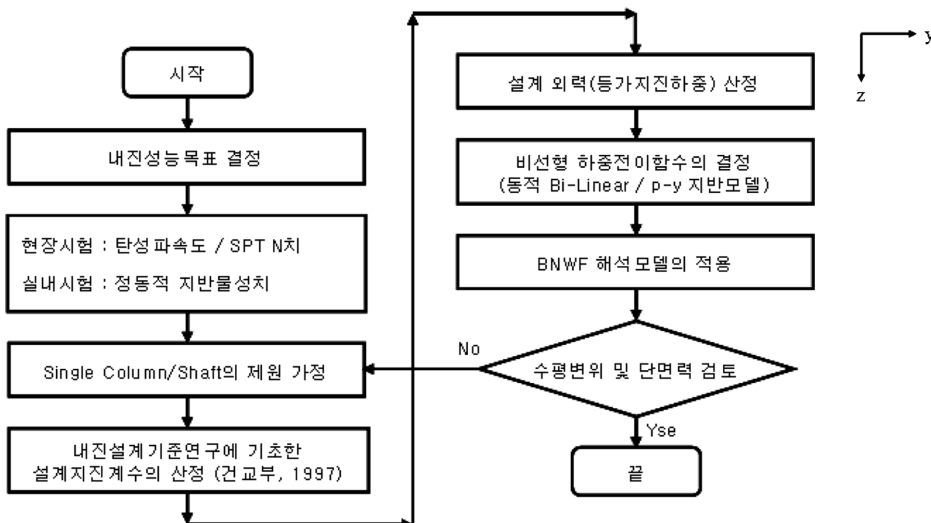


그림 1. 진도법의 알고리즘

기초하여 본 연구에서는 진도법을 적용한 Single Column/Shaft의 내진해석을 수행하였다. 해석 흐름도는 그림 1과 같으며 이는 크게 두 단계로 구분할 수 있다.

첫째, Single Column/Shaft의 내진성능목표(내진등급, 재현주기)를 결정하고 지반조사를 통해 지반조건을 파악한다. 말뚝두부에 작용하는 등가지진하중(H_{eq})은 지진계수(k)와 집중질량(W)의 곱으로 산정하고 그 관성력을 Single Column/Shaft의 수평거동을 예측할 수 있는 BNWF 해석모델에 적용한다. 이 때 설계지진계수는 내진설계기준연구(II)(건교부, 1997)에서 제시하는 지진구역, 내진성능목표, 위험도계수, 지반종류를 고려하여 산정하며 지반종류별 설계지진계수는 표 1에 나타내었다.

둘째, 지반-말뚝 시스템의 수평거동을 예측할 수 있는 BNWF의 해석모델에 등가지진하중을 작용하여 수치해석을 실시한다. 비선형 Winkler 기초(beam on nonlinear Winkler foundation, BNWF) 해석모델은 그림 2와 같이 말뚝을 보-기둥 요소로 모델링하고 지반은 여러 층으로 나누어 각층마다 일련의 개별 스프링인 하중전이곡선(t - z , q - z , p - y 곡선)으로 모델링한다. 하중이 작용하는 방향에 따라 축방향 요소와 수평방향 요소로 구분되는 n 개의 개별요소를 보 방정식에 적용한 후 2차원 유한차분법을 이용하여 말뚝해석을 수행한다(곽 등, 2006).

본 연구에서는 대표적인 말뚝해석코드인 LPILE^{PLUS}(Reese 등, 2000)을 적용하였으며 도로교 설계기준(한국도로교통협회, 2005)의 탄성변위법(elastic displacement method)과 비교하여 해석모델에 대한 적용성을 평가한다.

2.2 비선형 지반모델

BNWF 해석모델을 이용한 해석시 지반의 다양한 비선형 거동특성 및 동적특성을 고려하는 여러 지반모델을 적용하여 지반-말뚝의 상호작용을 고려한다. 본 연구에서는 국외 여러 기관에서 규정하고 있는 지반모델(Bi-linear 곡선, p-y 곡선)을 정리하였다.

2.2.1 일본 도로교시방서의 동적 지반모델

1995년에 발생한 Kobe 지진 이후 일본의 도로교시방서(일

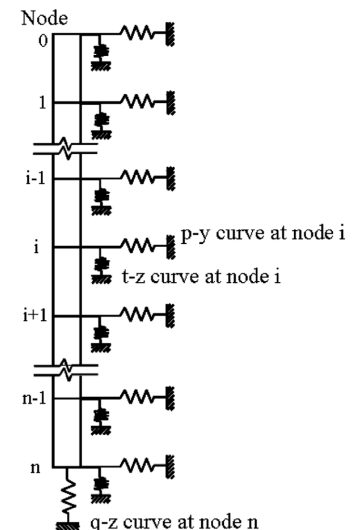


그림 2. BNWF 해석모델

표 1. 지반종류별 설계지진계수

지반종류	지진구역	설계지진계수					
		특 등급		1 등급		2 등급	
		기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
S_A	I	0.07	0.18	0.05	0.13	0.04	0.09
	II	0.04	0.10	0.03	0.07	0.02	0.05
S_B	I	0.08	0.22	0.06	0.15	0.04	0.11
	II	0.05	0.14	0.04	0.10	0.03	0.07
S_C	I	0.09	0.26	0.07	0.18	0.05	0.13
	II	0.06	0.16	0.05	0.11	0.03	0.08
S_D	I	0.12	0.32	0.09	0.22	0.06	0.16
	II	0.08	0.22	0.06	0.15	0.04	0.11
S_E	I	0.16	0.44	0.13	0.31	0.09	0.22
	II	0.12	0.34	0.10	0.24	0.07	0.17

본도로협회(JRA, 2002)에서는 상대적으로 큰 지진(Level 2)에 대한 내진설계로 보유 수평내력개념의 연성설계법(ductility design)을 도입하였다. 이 기준의 지반-말뚝 해석모델은 그림 3(a)와 같으며 그 저항특성은 교축방향과 교축직각방향의 해석이 요구된다. 수평방향의 지반저항특성은 그림 3(b)와 같이 지진시 수평지반반력계수(coefficient of horizontal subgrade reaction), k_{HE} 를 초기기울기로 하고 수평지반응력

의 상한치(upper limit of horizontal subgrade reaction), P_{HU} 를 갖는 Bi-linear의 탄소성형 모델을 정의하고 있으며 그 산정식은 표 2와 같다. 이 지반모델은 지반의 동적거동을 반영한 모델로서 산정과정에서 지진의 영향을 고려한 계수를 이용한다.

표 2에서, α_k , α_p 는 수평지반반력계수 및 수평지반응력 상한치의 수정계수, η_k , η_p 는 균말뚝효과를 고려하는 수정계수

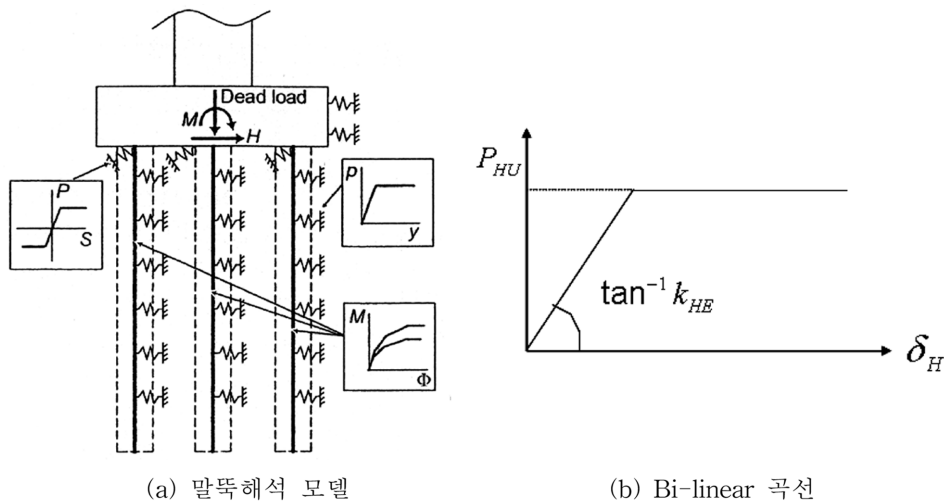


그림 3. 연성설계법의 지반-말뚝의 모델 (일본도로협회, 2002)

표 2. 일본 도로교시방서의 Bi-linear 지반모델 (일본도로협회, 2002)

수평지반반력계수		수평지반응력의 상한치		
$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \text{ (kN/m}^3\text{)}$ $k_H = k_{H0} (B_H/0.3)^{-3/4} \text{ (kN/m}^3\text{)}$ $k_{H0} = \alpha E_0 / 0.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ $B_H = \sqrt{D/\beta} \text{ (m)}$ $E_0 = 2800N \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $\beta = 4\sqrt{(k_h D)/(4E_p I_p)} \text{ (m}^{-1}\text{)}$		$P_{HU} = \eta_p \alpha_p P_U \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $P_U = K_{EP} \gamma z + 2c \sqrt{K_{EP}} + K_{EP} q \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $K_{EP} = \frac{\cos^2 \Phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi - \delta_E) \sin(\Phi + \alpha_s)}{\cos \delta_E \alpha_s}} \right)^2}$		
지반조건	α_k	α_p^*	η_k	η_p
사질토	1.5	3.0	2/3	< 1.0
점성토	1.5	1.5	2/3	1.0

* : SPT ≤ 2인 경우, 점성토지반의 α_p 은 1.0을 사용

(단독말뚝인 경우, 1)이다. 또한 α 는 상수, $E_p I_p$ 는 말뚝의 휨강성(kNm²), q 는 지표면의 재하하중(kN/m²), δ_E 는 지진시 말뚝과 흙 사이의 마찰각(일반적으로 $-\Phi/6$ 를 사용, deg), α_s 는 지표면과 수평면이 이루는 각(deg)이다.

2.2.2 일본 철도구조물 등 설계표준의 동적 지반모델

일본운수성(RTRI, 1998)에서는 철도구조물의 내진설계를 위해 일본 철도 구조물 등 설계표준을 규정하였으며 말뚝기초를 가지는 구조물의 응답 및 특성을 산정하는데 있어 시간력 동적해석법과 비선형 스펙트럼법을 제시하였다. 비선형 스펙트럼법은 지반중별을 선택하고 정적 비선형해석으로 산정한 구조물의 항복진도(k_h)와 응답소성율(μ)의 관계를 구조물의 고유주기(T_{eq})에 따라 나타낸 소요항복진도스펙트럼을 이용하여 구조물의 비선형 동적 응답값을 산정하는 방법으로 일반적인 형식의 교량 및 고가교에서는 이 방법을 많이 적용한다.

비선형 스펙트럼법을 적용함에 있어 정적 비선형 해석에 사용되는 지반의 수평저항특성으로서 Bi-linear 곡선을 이용한다. 이 동적 Bi-linear 지반모델은 일본도로교시방서에서와 같이 지반조건에 따른 지반반력의 상한치를 설정하고 그 상한치에 도달하면 소성거동하는 것으로 보며 그 산정식은 표 3과 같다. 표 3에서 f_{rk} , f_{rp} , f_{rc} 는 지반저항계수, α 는 상수, α_{ps} 는 말뚝저면의 형상계수(일반적으로 3), K_p 는 수동토압계수이다.

2.2.3 미국 도로교 기초의 내진설계 지침의 지반모델

미국의 연방도로국(FHWA, 1986)에서는 AASHTO의 연구성과 및 관련 실용 지침을 바탕으로 도로교 기초의 내진설계(seismic design of highway bridge foundation)의 절차 및 지침을 제시하였다. 이 지침에서는 말뚝의 수평거동의 해석법으로 선형/비선형 해석이론을 제시하였으며 비선형해석으로 p-y 곡선법을 제시하였다. 또한 API(1993)은 표 4와 같이 다양한 지반조건에 대한 반복 p-y 곡선을 제시하였으며 반복지반감소 효과(cyclic soil degradation effect)를 고려하기 위해 반복수평하중에 대한 적합계수를 적용한다.

표 3. 일본 철도구조물 등 설계표준의 Bi-linear 지반모델 (일본운수성, 1998)

수평지반반력계수	수평지반응력의 상한치(kN/m ²)
$k_h=f_{rk}(0.6\alpha E_0 D^{-3/4})$ (kN/m ³) $E_0=2500N$ (kN/m ²)	사질토인 경우 : $P_e(z) = f_{rp}(\alpha_{ps}\gamma_e z K_p)$ 점성토인 경우 : $P_e(z) = f_{rc}(1 + z/2D)(\gamma_e z + 2c) \leq 9c$

표 4. API에서 제안된 p-y 곡선의 지반조건 (API, 1993)

지반조건	시험말뚝	제안자
연약한 점성토	324mm 강관말뚝	Matlock
자유수 없는 단단한 점성토	610mm 강관말뚝	Reese 등
자유수 있는 단단한 점성토	915mm 현장타설말뚝	Reese와 Welch
사질토	610mm 강관말뚝	Reese 등 O'Neill과 Murchison

2.3 응답변위법을 적용한 해석방법

응답변위법의 핵심은 지진시 구조물에 작용하는 지반수평변위를 결정하는 것으로 그 방법에는 응답스펙트럼방법과 지진응답해석방법이 있다. 응답스펙트럼방법은 기반암의 표준 응답스펙트럼과 제 1모드에 의한 모드해석법의 자유장운동 해석을 이용하는 방법으로 본 연구에서는 이 방법을 적용하였다. 지반수평변위의 연직방향 분포는 식 (1)의 단일코사인 함수식과 식 (2)의 3차 비선형식을 이용하여 산정할 수 있다(일본운수성, 1998; 환경부, 1999).

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\pi z}{2H_s}\right) \quad (1)$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \left\{ 1 - 1.446 \left(\frac{z}{H_s}\right) + 0.517 \left(\frac{z}{H_s}\right)^2 - 0.071 \left(\frac{z}{H_s}\right)^3 \right\} \quad (2)$$

여기서, S_v 는 지표층(기반암 상부 토층) 지반의 고유주기에 해당하는 기반면 속도 응답스펙트럼(m/sec), T_G 는 지반의 고유주기(sec), H_s 는 지표층 지반의 두께(m)이다.

지반수평변위를 산정하기 위해서는 식 (1), (2)에서 보는 바 같이 지표층 지반의 고유주기에 해당하는 기반면 속도 스펙트럼(S_v)과 지표층 지반의 고유주기(T_G)가 필요하다. 내진설계기준연구 (건교부, 1997)에서는 기반면이 아닌 지표면 가속도 표준설계응답스펙트럼을 제시하고 있으나 환경부에서 제정한 상수도 시설 내진설계기준(1999)과 윤종구 등(2003)에 의하면 지반의 고유주기가 0.4sec를 넘지 않는 지반에서는 국내 내진설계기준의 S_a 지반의 지표면 가속도 응답스펙트럼을 적분하여 기반면 속도 응답스펙트럼으로 이용하도록 하고 있다. 상부지반의 고유주기(T_G)은 식 (3)으로 산정하며 평균 전단파 속도(\bar{v}_s)와 전단파 속도(V_s)는 식 (4)를 적용한다(건교부, 1997; 1998). 또한 주파수영역에서 가속도 응답스펙트럼을 속도 응답스펙트럼으로 적분할 경우, 식 (5)을 이용한다.

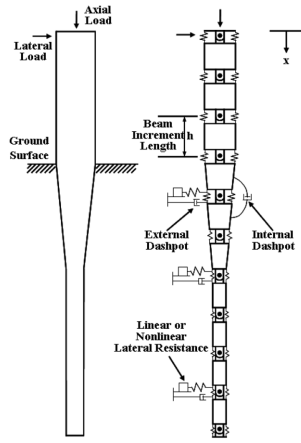
$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{v_{si}} \quad (3)$$

$$\bar{v}_s = \sum_{i=1}^n d_i / \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}, \quad V_s = 89.1N^{0.34} \quad (4)$$

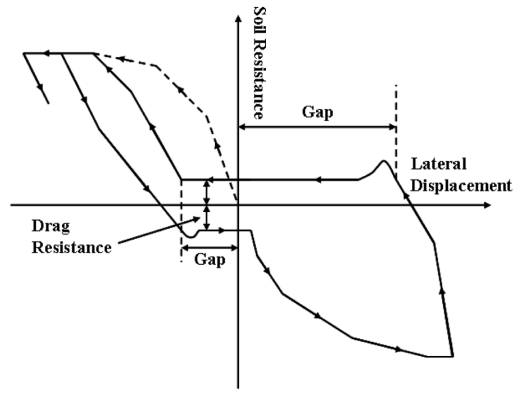
$$S_v = \frac{T}{2\pi} S_a \quad (5)$$

여기서, H_i 는 i 번째 토층의 두께(m), v_{si} 는 토층 i 의 전단파 속도(m/sec), n 은 토층의 개수이며 d_i 는 토층 i 의 두께(m), N 은 SPT의 표준관입치, S_v 는 속도 응답스펙트럼, S_a 는 가속도 응답스펙트럼, $T(=1/f)$ 는 주기이다.

지반수평변위는 지반운동에 대한 말뚝기초의 동적 Winkler 기초(BDWF) 해석모델에 적용하였다(정상섭 등, 2007). 이 해석모델은 말뚝과 지반을 일련의 비선형 스프링 및 감쇠기로 모델링하여 지반의 강성과 감쇠를 고려한다. 그림 4와 같이 말뚝은 선형 탄성거동을 보이는 개별요소를 적용하고 지반은 비선형 비탄성 거동하는 이력거동(hysteretic behavior)하도록 모델링한다.



(a) 말뚝의 보-기둥 모델



(b) 비선형 비탄성 거동

그림 4. BDWF 해석모델

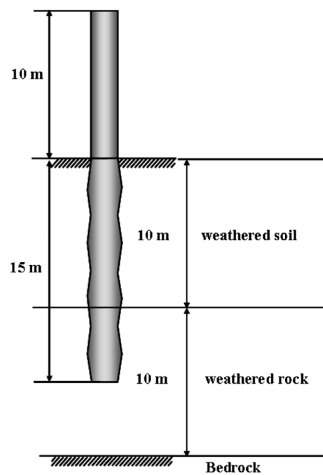
3. Single Column/Shaft의 의사정적해석

본 연구에서는 동일한 해석대상조건에 대해 진도법과 응답 변위법을 적용하였고 각 해석방법에 대한 Single Column/ Shaft의 수평거동특성을 비교·분석하였다. 이를 위해 해석 대상의 지반조건과 내진설계조건에 기초하여 각 의사정적해석법에 필요한 설계정수를 내진설계기준에 부합하도록 산정하였다.

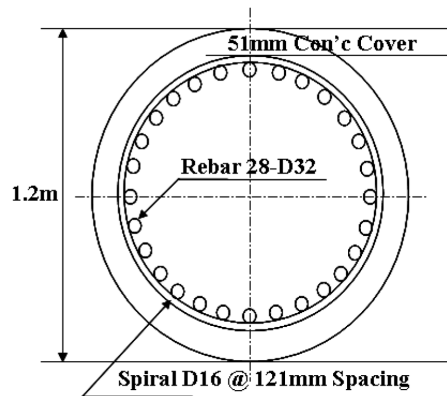
3.1 해석대상조건

내진설계의 요구조건은 지진구역 I의 내진성능 I등급을 만

족시키도록 하며 내진성능수준은 붕괴방지수준(재현주기 1000년)으로 가정하였다. Single Column/Shaft의 해석대상은 그림 5와 표 5와 같은 지반조건 및 구조제원을 선정하였다. 지반조건은 일반적인 국내지반이 보이는 풍화토와 풍화암으로 이루어진 지표층과 연암의 기반암으로 구성되며 각 지반의 물성치는 풍화토 및 풍화암의 보편적인 N값에 근거하여 전단과 속도와 내부마찰각을 산정하였다. 전단과 속도는 식 (4)를 이용하였으며 내부마찰각은 Dunham의 경험식 ($\Phi = \sqrt{12N} + 15$)을 적용하였다. 이 해석지반을 국내 내진설계 기준으로 분류하면 각각 단단한 토사지반(S_D)과 보통암 지반(S_B)에 해당한다.



(a) 지반성층 및 구조물 평면도



(b) Single Column/Shaft 단면

그림 5. 해석대상의 단면치수 및 지반성층

표 5. 해석대상의 물성치

구분	규격	탄성계수(GPa)	철근비(%)	극한/항복강도(MPa)	휨 강성(GNm ²)
콘크리트	-	28	-	24/-	3.39
주철근	28-D32	210	2	500/490	
띠철근	D16	210	0.6	500/490	
지층	단위중량(kPa)	마찰각(deg)	N값	전단파속도(m/sec)	지반종류
풍화토	19	35	35	298	단단한 토사지반
풍화암	21	38	47	330	
연암	27	40	-	760-1500	보통암 지반

표 6. 설계지진계수 및 등가지진하중

지반종류	지진구역	성능목표	위험도계수	설계지진계수	수직하중(kN)	등가지진하중(kN)
S_D	I	붕괴방지(재현주기 1000년)	1.4	0.22	500	110

설계지진계수는 내진설계기준연구(II)(건교부, 1997)에 근거하여 해석대상의 지반조건과 내진설계조건에 부합하도록 산정하였으며 이를 근거로 계산된 등가지진하중을 표 6에 나타내었다.

3.2 적용된 지반모델

해석대상의 물성치를 적용하여 각각의 비선형 지반모델을 산정하고 그 특성을 비교하였다. 일본의 두 Bi-linear 지반모델은 모두 N값을 근거로 수평지반반력계수를 산정하나 각 기관마다 흙의 탄성계수(E_0)식을 포함한 그 산정과정의 상이하다. p-y 곡선의 지반모델은 API(1993)에서 제안한 사질토 p-y 곡선을 이용하였으며 산정과정에서 반중수평하중에 대한 지반의 반복지반감소 효과를 적합계수를 적용하였다.

Bi-linear 지반모델은 그림 6(a)에서 보는 바와 같이 깊이에 상관없이 지반강성을 나타내는 지반반력계수(Bi-linear 곡선의 기울기)가 일치하는 것을 확인할 수 있다. 이는 Bi-linear 곡선의 경우 깊이에 따라 지반강성이 증가하는 일반적인 p-y 곡선과 달리 깊이에 상관없이 일정한 지반강성을 갖는 것을 의미한다. p-y 곡선의 경우 동일한 지반물성을 갖는 지층에서도 깊이에 따른 지반강성의 증가를 고려하는 반면 Bi-linear 곡선은 N치로 근거해 산정한 동일 지층에서 일정한 지반강성을 갖기 때문이다. 또한 각 기준의 지반반력계수를 비교하면 일본도로협회(이하 JRA)의 지반반력계수는 일본운수청(이하 RTRI)의 그것보다 약 2.5배 큰 것을 알 수 있으며 극한지반반력도 더 큰 것을 알 수 있다.

p-y 곡선은 그림 6(b)과 같이 깊이에 따라 지반반력계수가 증가하는 것을 확인할 수 있다. 이 p-y 곡선을 그림 6(a)와 비교하면 지표면 아래 5m 부근에서는 Bi-linear 곡선과 비슷한 수준의 극한지반반력을 보이나 그 이상에서는 API 지반모델이 더 큰 것을 알 수 있다.

3.3 Single Column/Shaft의 영향인자 분석

3.3.1 두부 경계조건

각 지반모델을 적용한 수치해석에서 Single Column/Shaft의 상부 경계조건을 두부자유, 두부구속으로 구분하여 해석하였으며 그 해석결과를 그림 7과 그림 8에 도시하였다. Single Column/Shaft의 두부구속 조건에 따라 수평변위의 차이를 확인할 수 있으며 말뚝두부가 고정된 경우가 자유인 경우에 비해 수평변위가 작은 것으로 나타났다. 말뚝의 근입부에서 발생한 최대 휨 모멘트의 크기나 발생위치는 지반모델이나 해석모델에 상관없이 유사하였으며 말뚝두부가 자유인 경우 최대 휨 모멘트가 지표면 아래 2D(D: 말뚝직경) 이내에서 발생하였다. 말뚝두부가 구속인 경우 상부구조물과 말뚝의 경계인 단부지점은 최대 휨 모멘트가 발생하기 때문에 지진하중으로 인한 Single Column/Shaft의 수평거동에서 가장 취약한 것으로 판단된다.

각 지반모델들의 수치해석결과를 비교한 결과, 두부구속조건에 상관없이 API 지반모델을 이용한 해석이 가장 큰 수평변위를 나타내었으며 JRA 지반모델의 값이 가장 작은 것으로 나타났다. 이는 JRA 지반모델의 초기 지반강성이 API 지반모델에 비해 상대적으로 큰 값으로 산정되기 때문이라고 사료된다.

수치해석결과를 현장재하시험(Juinarongrit, 2002)의 시험결과와 비교하였다. 재하시험은 지표면 아래 6m 부근까지 N값이 약 35~37이고 그 이상의 깊이에서는 약 50인 지반에 시공된 현장타설말뚝(D=1.2m)의 반복 수평재하시험이다. 말뚝두부에서의 수평변위는 JRA 지반모델에 대한 수평변위와 비교적 잘 일치하였으며 수치해석의 지반조건과 비슷한 수준의 강도를 갖고 상대적으로 큰 수평변위가 발생한 지표면 아래 6m까지의 수평변위는 Bi-Linear 지반모델의 경우와 잘 일치하였다.

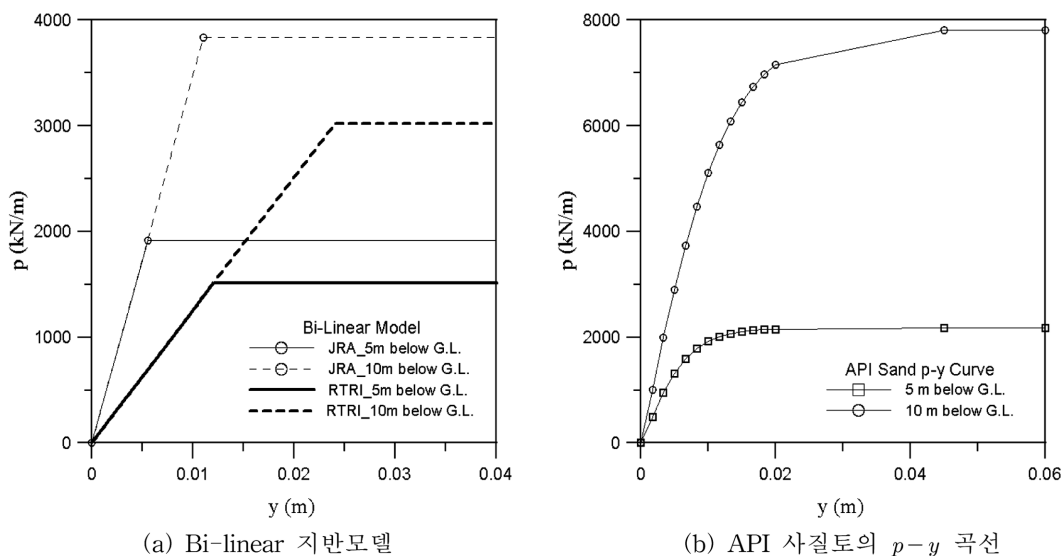


그림 6. 각 설계기준들의 지반모델 비교

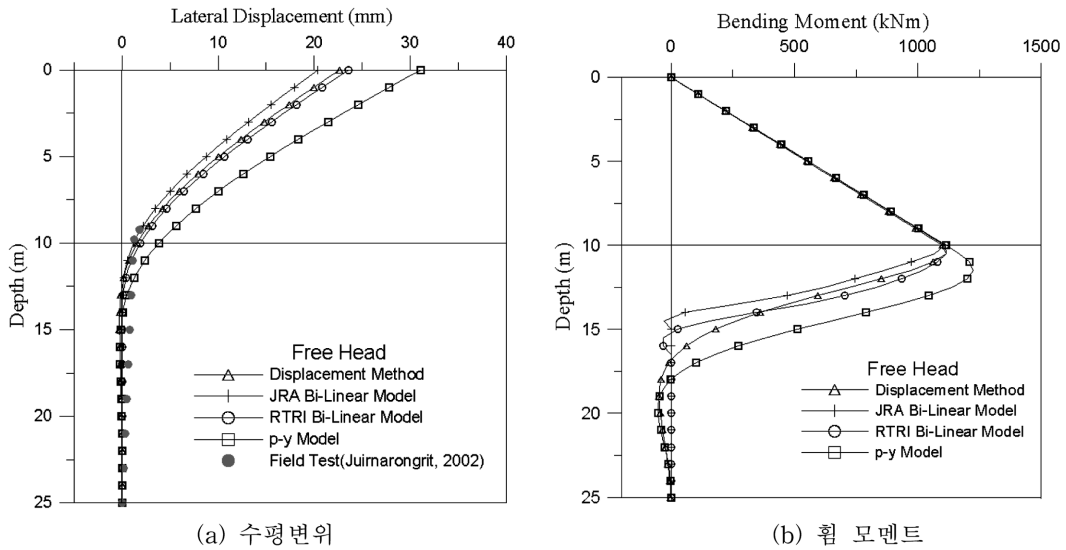


그림 7. 두부자유인 경우에 대한 수치해석결과

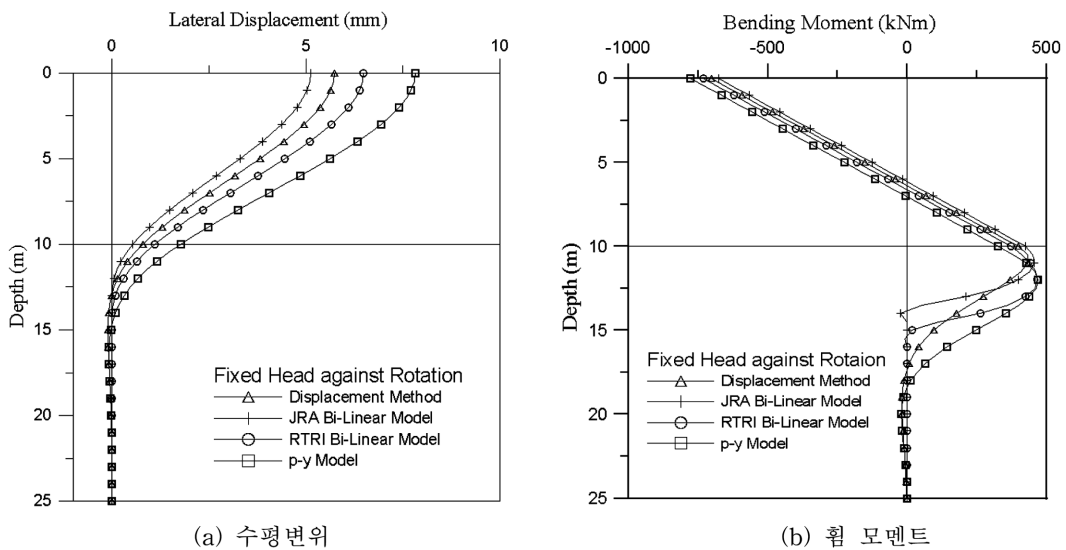


그림 8. 두부구속인 경우에 대한 수치해석결과

3.3.2 상대강성 및 자유장

근입부의 상대강성과 자유장이 Single Column/Shaft의 거동에 미치는 영향을 비교·분석하였다. 근입깊이와 자유장은 표 7과 같이 변화시켰으며 이는 그림 5의 Single Column/Shaft의 총 길이가 25m인 경우를 기준으로 할 때 자유장(10m)과 근입깊이(15m)를 각각 5m로 감소시킨 구조이다. 상대강성은 도로교 설계기준(한국도로교통협회, 2005)의 긴 말뚝(연성말뚝)과 짧은 말뚝(강성말뚝)의 판정기준에 근거하여 구분하였다.

상대강성에 대한 결과(그림 7과 그림 9)를 비교한 결과, 짧은 말뚝의 수평변위는 긴 말뚝의 값에 비해 더 큰 처짐을 보였다. 그림 10과 같이 상대강성이 작은 경우(강성말뚝인

경우)는 수평하중에 대한 지반의 수평저항력이 상대적으로 작아 말뚝의 선단부근에서 전도(overturning)가 발생할 수 있다. 말뚝강성 차이에 따른 최대 휨 모멘트의 발생위치 및 크기의 차는 작았다. API 지반모델은 말뚝강성에 따른 수평변위의 차이가 상대적으로 큰 반면 Bi-Linear 지반모델은 말뚝강성에 대한 영향이 크지 않는 것으로 나타났다.

자유장에 대한 결과(그림 7과 그림 10)를 비교한 결과, 지반모델에 상관없이 자유장이 길수록 수평변위 및 휨 모멘트는 증가하였다. 최대 휨 모멘트의 경우, 자유장에 따라 그 차이가 2배 정도로 나타났으나 그 발생위치는 지표면 아래 약 1D~1.5D로 큰 차이가 보이지 않았다.

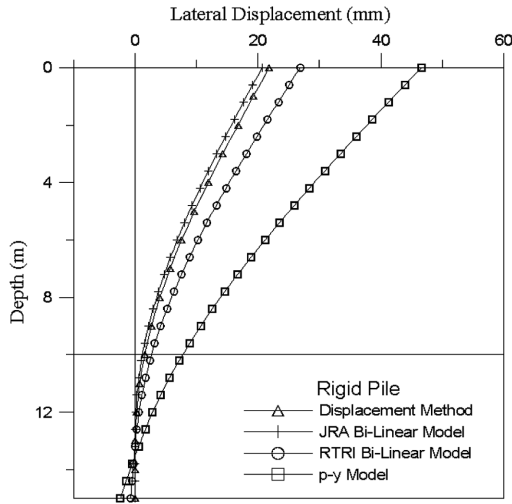
3.4 응답변위법을 적용한 해석과의 비교

3.4.1 응답스펙트럼방법에 의한 지반수평변위

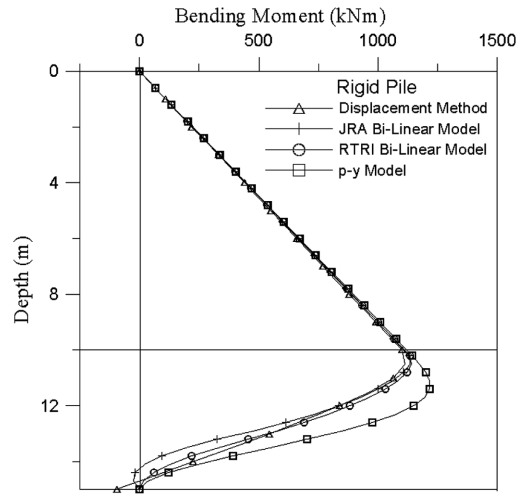
지반수평변위를 얻기 위해서는 지표층(기반암 상부지층) 지반의 고유주기와 이 고유주기에 해당하는 기반면 속도 스펙트럼이 필요하다. 해석대상의 지표층의 평균 전단파 속도(\bar{v}_s)와 고유주기(T_G)를 표 8에 나타내었으며 이 고유주기가 0.4sec를 넘지 않아 S_A 지반의 지표면 가속도 응답스펙트럼을

표 7. Single Column/Shaft의 길이에 따른 해석대상 구분

자유장(m)	상대강성		
	근입깊이(m)	η	평가
10	15	$5.42 > 4$	긴 말뚝 (연성말뚝)
10	5	$1.81 < 2.0$	짧은 말뚝 (강성말뚝)
5	15	$5.42 > 4$	긴 말뚝 (연성말뚝)

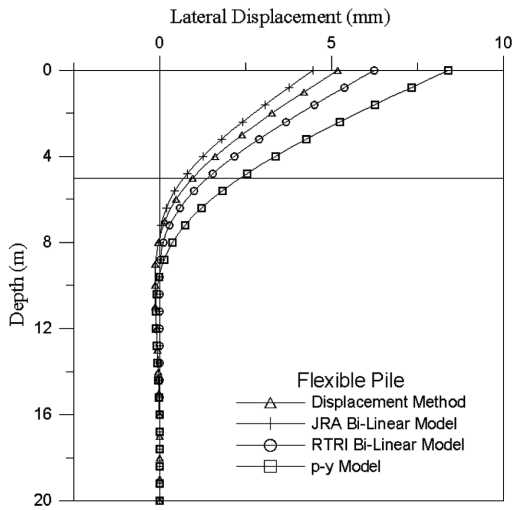


(a) 수평변위

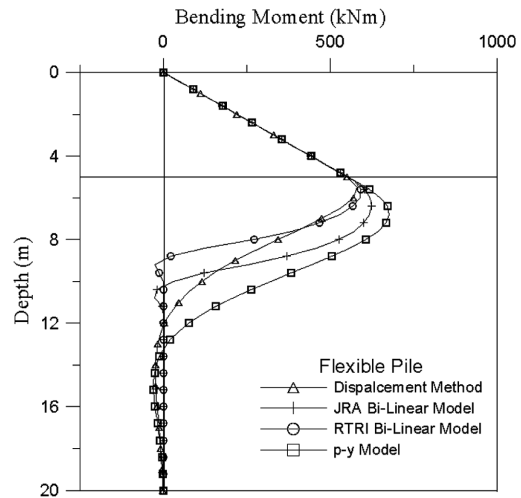


(b) 휨 모멘트

그림 9. 짧은 말뚝(강성말뚝)에 대한 수치해석결과



(a) 수평변위



(b) 휨 모멘트

그림 10. 짧은 자유장에 대한 수치해석결과

적분하여 기반면 속도 스펙트럼을 적용할 수 있다. 기반면 (S_A 지반)의 설계지진계수 및 주기는 표 9와 같다. 이를 설계 가속도 응답스펙트럼으로 도시하면 그림 11(a)와 같으며 스펙트럼 가속도로부터 스펙트럼 속도를 산정하였다.

지표층에 대한 자유장운동 해석결과를 그림 11(b)에 나타냈다. 단일코사인식과 3차 비선형식을 이용하여 얻은 깊이 별 지반수평변위를 ○-line과 ●-line으로 각각 도시하였으며

응답변위해석에는 두 지반수평변위의 평균값을 적용하였다.

3.4.2 수치해석 결과 및 분석

자유장운동 해석결과를 BDWF의 해석모델에 적용하고 깊이 별 지반수평변위는 선형적으로 증가하여 최대수평변위에 도달하도록 하였다. 즉 지반운동을 동일한 증가량으로 세 단계에 걸쳐 증가하도록 적용하였으며 이에 대한 단계별 해석 결과인 그림 12에서 Step 3은 그림 11(b)의 지반수평변위에 대한 해석결과이다.

그림 12에서 보는 바와 같이 응답변위법을 적용한 경우 (BDWF 해석모델)는 진도법을 적용한 경우(BNWF 해석모델)에 비해 상대적으로 큰 수평변위와 휨 모멘트가 발생하였다. 휨 모멘트는 각 단계마다 비슷한 변화양상을 보였으며

표 8. 지표층의 평균 전단파 속도 및 고유주기

풍화도 전단파 속도 (m/sec)	풍화암 전단파 속도 (m/sec)	평균 전단파 속도 (v_s) (m/sec)	고유주기 (T_G) (sec)
298	330	313	0.255

표 9. 기반면의 설계지진계수 및 주기

지반 종류	지진구역	성능목표	위험도계수 (보정계수)	$C_d(g)$	$C_v(g)$	$T_s(sec)$	$T_0(sec)$
S_A	I	붕괴방지 (재현주기 1000년)	1.4	0.126	0.126	0.4	0.08

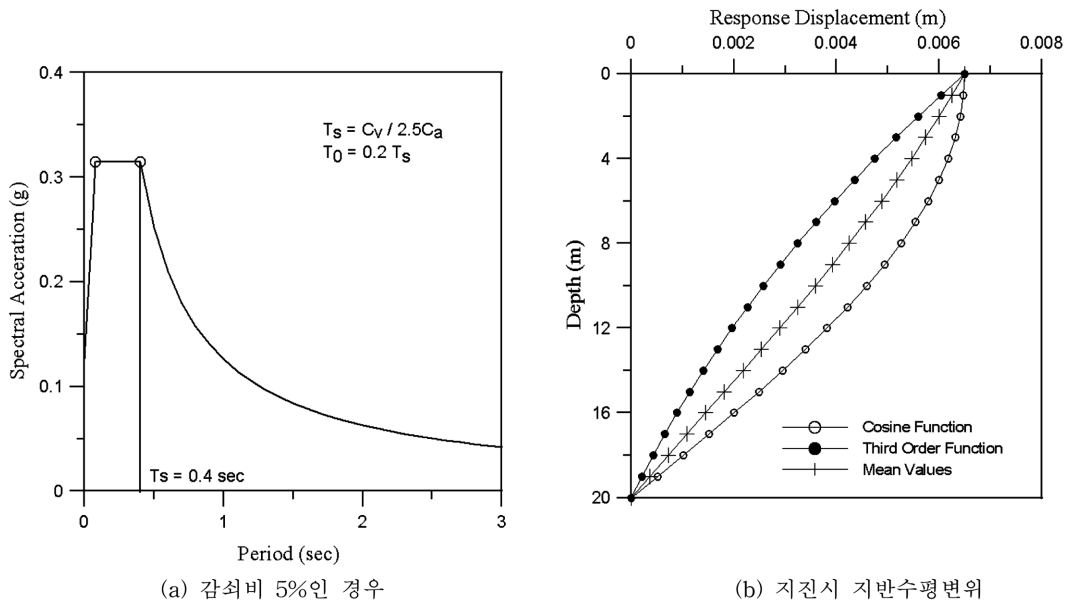


그림 11. 기반면 설계 가속도 응답스펙트럼 및 자유진동 해석결과

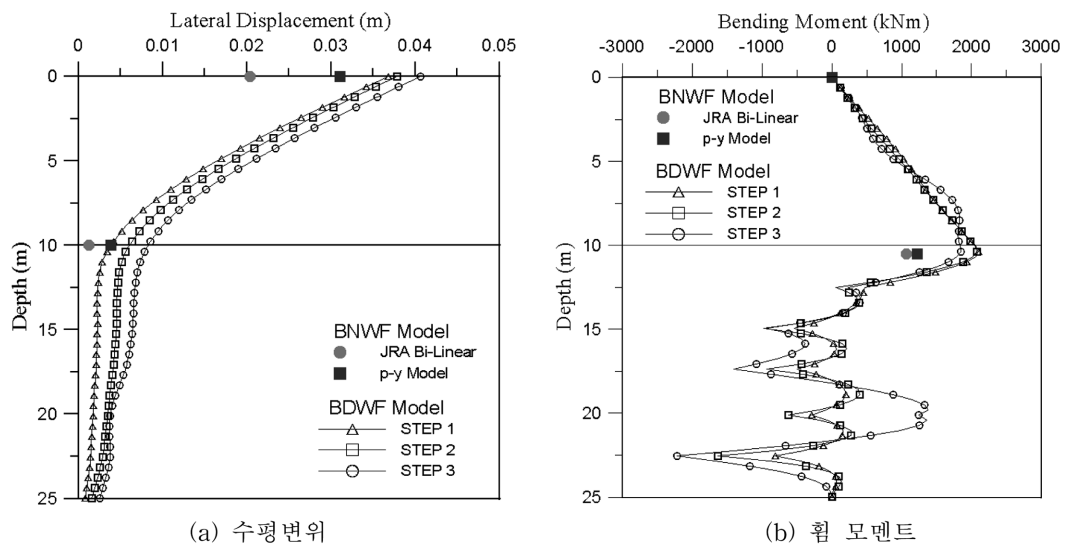


그림 12. 내진해석방법에 따른 해석결과 비교

깊이에 따라 크게 변곡되었다. 최대 휨 모멘트의 크기는 내진해석방법에 따라 차이를 보였으나 발생위치는 지표면 아래 약 1D로 거의 일치하였다. 의사정적해석법인 진도법과 응답변위법은 하중/지반변위를 정적인 값으로 변환하여 해석한다는 점에서 그 접근관점은 유사하다고 볼 수 있으며 본 해석대상조건인 경우 진도법에 의한 수평변위 및 단면력이 응답변위법의 그것보다 작은 것으로 나타났다.

4. 결 론

본 연구에서는 현장타설말뚝을 동일한 직경으로 교각까지 연장시킨 구조물인 Single Column/Shaft의 내진해석으로 진도법을 적용한 Single Column/Shaft의 내진해석 절차를 적용하고 이를 지반-말뚝의 상호작용을 고려한 말뚝의 수평거동 해석기법에 적용하였다. 또한 Single Column/Shaft의 수평거동에 대한 영향인자 분석을 수행하였으며 각각의 의사정적해석법에 따른 해석결과를 서로 비교·분석하였다. 본

연구로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 제안한 내진해석절차를 통한 지반-말뚝 시스템의 수평거동 해석은 동적해석과 같이 복잡한 해석과정을 거치지 않고 Single Column/Shaft의 수평변위 및 단면력을 간편히 예측할 수 있었다.
2. 다양한 지반모델(수평방향 하중전이함수)을 적용한 수치해석에서 일본도로협회(JRA)의 도로교시방서에서 제안하고 있는 Bi-linear 지반모델의 해석결과는 현장 반복수평재하시험의 수평변위(Juinarongrit, 2002)와 비교적 잘 일치하였다. 이 지반모델의 경우, 지반강성을 SPT의 N값으로 산정하고 지진의 영향을 고려하는 지반정수를 적용하여 지반의 동적특성을 고려할 수 있다.
3. Single Column/Shaft의 영향인자 분석결과, 상대강성이 클수록 큰 수평변위가 발생하였고 최대 휨 모멘트의 크기 및 발생위치는 상대강성의 영향이 적었다. 또한 두부 경계 조건은 고정인 경우가 자유인 경우에 비해 수평변위는 작았으나 고정지점에서 최대 휨 모멘트가 발생하여 지진하

중에 취약할 것으로 평가된다.

- 4. 동일한 해석대상 에 대해 각 의사정적해석법에 따른 해석 결과를 비교한 결과, 응답변위법에 의한 수평변위는 진도법에 기초해 산정한 값보다 약 1.3~2.0배 크게 예측되었으며 휨 모멘트의 경우도 응답변위에 의한 해석결과가 약 1.5~1.7배 크게 나타났다.

감사의 글

본 연구는 대림산업(주)의 “Pier-Shafts의 내진설계기법 개발”의 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다. 저자들은 더 나은 논문이 되도록 의견을 주신 익명의 세 심사자에게 감사드립니다.

참고문헌

건설교통부(1997) 내진설계기준연구(II).
 건설교통부(1998) 표면파기법을 이용한 사질토지반 개량효과 평가 시스템 개발.
 광동욱, 정상섭, 안상용, 이준규(2006) P- Δ 효과를 고려한 Pile-Bent 구조물의 수평거동 연구. 한국지반공학회논문집, 한국지반공학회, 제22권, 제8호, pp. 77-88.
 윤종구, 김동수, 유제삼(2003) 지중구조물 내진설계를 위한 기반

면의 속도응답스펙트럼 및 응답변위 산정기법에 대한 연구. 한국지반공학회논문집, 한국지반공학회, 제19권, 제4호, pp. 211-221.
 일본도로협회(Japan Road Association)(2002) 도로교시방서 (Specifications for highway bridges).
 일본운수성(Railway Technical Research Institute)(1998) 철도구조물 등 설계표준(Design standard for railway facilities).
 정상섭, 김영호, 이준규(2007) 수평재하 말뚝의 재질에 따른 정·동적 거동분석. 2007년도 학술발표대회 논문집, 한국강구조학회, pp. 57-62.
 한국도로교통협회(2005) 도로교 설계기준(건설교통부 제정).
 환경부(1999) 상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구.
 American Petroleum Institute (1993) Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms-working Stress Design. API RP 2A-WSD, 20th Edition.
 FHWA (1986) Seismic Design of Highway Bridge Foundations, Vol. II: Design Procedures and Guidelines. Report No. FHWA/RD-86/102, US Department of Transportation.
 Juimrongrit, T. (2002) Effect of Diameter on the Behavior of Laterally Loaded Piles in Weakly Cemented Sand. Ph.D. Dissertation, University of California, San Diego, California
 Reese, L.C., Wang, S.T., Isehower. W.M., and Arrellaga., J.A (2000) Computer Program LPILE Plus Version 4.0 Technical manual. Ensoft. Inc. Austin, Texas.

(접수일: 2007.8.29/심사일: 2007.10.8/심사완료일: 2007.10.8)