

지반-구조물 상호작용을 고려한 고층 구조물의 거동에 관한 연구

A Study on the Behavior of High-rise Buildings Considering Soil-Structure Interaction

김 세 현* 박 성 수**
Kim, Se-Hyun Park, Sung-Soo

Abstract

In the seismic design the pile foundation system of the buildings generally have been modeled to have a fixed end for its convenience and conservativeness. But it is necessary to consider the soil-structure interaction for more reliable design. In this study, the framed tube building and brace tube building with pile foundation system under earthquake were analyzed considering soil-structural interaction by 3 pile foundation modeling methods; fixed-end model, 6 springs model and p-y springs model. And 2 soil conditions were used in analysis. For each cases, displacements, drifts, maximum stress, periods and 1st mode mass participation ratios were compared.

요 지

본 연구에서는 골조튜브 및 가새튜브시스템의 60층 철골구조물에 말뚝-지반간의 상대변위를 고려한 p-y 스프링 계수를 지반의 깊이별로 적용시키는 방법과, 지반 및 기초를 나타내는 6개의 선형 스프링 계수를 구조물 하부에 적용시키는 방법을 사질토와 점성토에 적용하여 지반 연성을 고려하는 고층 구조물의 지진해석을 수행하였다. 각 경우에 대한 횡변위 및 층간변위, 최대응력, 주기 및 1차 모드 질량참여율을 비교하여 지반-구조물 상호작용에 따른 고층 구조물의 거동을 분석하였고, 그 결과 건축구조설계에서 지반-구조물의 상호작용에 대한 고려가 중요 변수임을 확인하고, 구조시스템 변화에 따른 지반-구조물 상호작용의 영향을 알아보았다.

Keywords : pile foundation, soil-structural interaction, spring method, p-y curve

핵심 용어 : 말뚝기초, 지반-구조물 상호작용, 스프링 치환법, p-y 곡선

* 정희원, 부산대학교 건축공학과 박사수료

** 정희원, 부산대학교 건축공학과 교수, 공학박사

E-mail: gimse77@pusan.ac.kr, 018-258-7710

• 본 논문에 대한 토의를 2005년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 2006년 4월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

최근 세계각지에서는 크고 작은 지진들로 인한 피해가 빈번히 발생하고, 특히 지난 3월 20일 일본 후쿠오카 인근해안에서 발생한 규모 7의 지진이 부산·경남지역에 직접적인 영향을 끼치면서 건축물의 내진설계에 대한 관심과 중요도가 더욱 높아지고 있다. 현재 구조물의 내진설계시 기초의 해석과 상부구조의 해석은 기초지반의 연성은 무시한 채 서로 다른 영역에서 이루어져 기초와 지반 및 상부구조물의 복잡한 역학적 상호작용이 무시되어왔다. 하지만 지진은 지반과 상부구조물에 발생하는 동적인 상호작용에 따라 그 특성이 다양하게 변화한다. 즉, 구조물이 위치한 지반에 지진파가 도달하면 구조물은 구조시스템과 형상 등에 따라 다양한 동적거동을 발생시키고, 이로 인해 새로이 형성된 파는 지반에 영향을 주고, 구조물의 동적응답에 다시 영향을 끼친다. 따라서 현재의 설계법은 일반적으로 안전측 설계로 인식되어 사용되고 있지만, 고층구조물과 같은 복잡한 구조시스템에서는 지반-구조물 상호작용에 따른 거동을 정확히 규명하지 못하고 예기치 않은 구조상의 문제점을 발생시킬 우려가 있다.

지반-구조물 상호작용에 대한 몇몇 학문적 연구 성과가 있으나 이를 실무에 적용하기는 여러가지 한계가 있고, 기존의 연구들이 매우 제한적으로 적용되어 건축구조물에 적용된 연구는 거의 없었다. 특히 고층 구조물의 경우 횡하중 저항을 위한 다양한 구조시스템이 도입되는데 이러한 횡하중 저항 시스템들이 지반-구조물 상호작용에 미치는 거동특성에 대한 평가가 매우 미흡한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 말뚝기초를 사용한 골조튜브 및 가새튜브시스템의 고층 구조물을 대상으로 구조물의 역학적 거동 특성을 비교·분석하고, 지반-구조물 상호작용이 구조해석결과에 중요한 변수임을 제시하고자 한다.

2. 지반-구조물 동적 상호작용

지반-구조물 상호작용을 고려하는 가장 이상적인 방법은 지반, 기초, 상부구조물로 이루어진 전체 시스템을

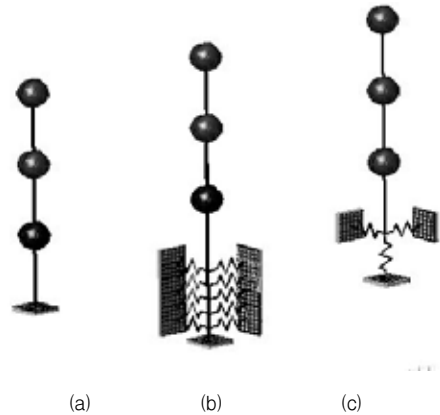


Fig. 1 기초의 모델링 기법

을 모델링하여 해석하는 접근법이다. 하지만 이 경우 복잡한 해석과정을 거쳐야 하고 또한 해석자의 주관이 개입될 경우 그 결과에 대한 신뢰성이 문제시되어 실무에서는 적용하기 어려운 점이 있다. 이를 해결하기 위하여 좀 더 간편한 방법으로 기초의 연성을 고려할 수 있는 방법으로 스프링을 이용한 모델이 있다.

본 논문에서는 지반-구조물 상호작용을 고려하기 위하여 Fig. 1과 같이 총 3가지 모델을 두 가지의 지반에 적용하여 기초를 모델링하였다. 모델링 방법은 지반면을 고정단으로 가정하는 고정단 모델(fixed-end model, Fig. 1(a)), 말뚝을 모델링 한 후 말뚝 인접 지반의 횡방향 강성을 p-y 곡선으로 고려한 p-y 스프링 모델(p-y springs model, Fig. 1(b)), 그리고 지반면에서 기초부의 강성을 6개의 스프링(3개의 이동 스프링, 3개의 회전 스프링)으로 치환하는 6스프링 모델(6 springs model, Fig. 1(c))이다.

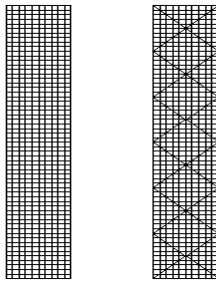
고정단 모델은 기초지반의 연성을 무시하는 해석법이고, p-y 스프링 모델은 상부 구조와 함께 말뚝체를 모델링하고 말뚝-지반간 상대변위를 의미하는 p-y 곡선으로부터 횡방향 스프링 계수를 산정하는 방법이다. 이 방법은 상부 구조물과 함께 말뚝체의 거동을 함께 고려할 필요가 있을 때 주로 사용되며, 지층 구조가 복잡할 때 더욱 유용하다. 그리고 6스프링 모델은 기초를 3개의 병진운동 성분과 3개의 회전운동 성분으로 구성된 총 6개의 자유도를 가진 선형스프링으로 모델링하고, 6×6 행렬로 나타내어지는 스프링 강성을 통해 기초연성을 고려하는 방법이다.

3. 해석 모델

3.1 상부구조물

본 연구에서는 상부구조물로 Fig. 2와 같은 정방향 30m×30m의 골조튜브시스템⁽¹⁾과 가새튜브시스템의 60층 철골 구조물을 모델로 사용한다. 골조튜브는 기본적인 튜브시스템으로 건물의 외부벽체에 최소한의 개구 부만을 두어 건물전체가 속이 빈 튜브와 같이 거동하여 횡하중에 효율적으로 저항하는 구조시스템이다. 여기에 횡강성 증대를 위해 외부 입면에 가새를 넣은 것이 가새 골조튜브이며, 이들 튜브시스템은 고층 구조물의 횡변위 제어를 위해 자주 사용되는 구조시스템이다.

사용된 재료 특성은 Table 1과 같고, 상부구조물의 부재 설계는 외주부의 기둥들이 수평하중을 지지하고 내부의 기둥들이 수직하중을 지지한다고 가정하여 대한건축학회의 하중기준에 의해 풍하중을 작용시켜 예비 단면을 산정⁽²⁾하였다. 기둥의 단면 형태는 정방향의 Box형을, 보의 단면 형태는 H형강을 사용하였으며, AIK-ASD83의 규준을 만족하는 범위에서 10층 단위로 그룹핑하여 최적설계를 수행하였다. 결과는 Table 2와 같다.



(a)골조튜브 (b)가새골조튜브
Fig. 2 상부구조물의 입면

Table 1 철골의 재료특성

Type	Steel	Code	KS(S)
Code Name	SS400	탄성계수	$2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$
프와송비	0.3	단위중량	$7.69 \times 10^4 \text{ N/m}^3$

Table 2 튜브구조 모델 부재 단면

	기둥		보	
	이름	단면	이름	단면
1 ~10F	col_1	B800×800×50×50	beam_1	H900×400×40×50
2 11~20F	col_2	B800×800×30×30	beam_2	H800×400×40×55
3 21~30F	col_3	B700×700×30×30	beam_3	H700×400×40×50
4 31~40F	col_4	B600×600×30×30	beam_4	H600×350×40×50
5 41~50F	col_5	B600×600×20×20	beam_5	H500×350×26×34
6 51~60F	col_6	B500×500×20×20	beam_6	H400×350×15×18

3.2 지진파

본 해석에 사용된 지진파는 단주기와 장주기 성분을 모두 가지고 있는 El Centro 지진파(1940, El Centro Site, 180 Deg, 1940, El Centro Site, 270 Deg)로서 최대 가속도 크기는 기반암 노두 최대 가속도로서 0.11g를 적용하였다.

3.4 말뚝기초 및 지반 모델링

3.4.1 말뚝의 체원 및 재료 특성

본 연구에서 해석한 구조물의 말뚝은 Fig. 3에서와 같이 지름(D)은 0.4m이고 말뚝중심간 거리는 1.2m이다. 따라서 말뚝지름에 대한 말뚝 중심간 간격비는 3이다. 말뚝은 보요소로 모델링 하였으며, 사용된 재료 특성은 Table 3와 같다.

Table 3 말뚝 재료특성

Type	Concrete	Code	KS(RC)
Code Name	C240	탄성계수	$2.26 \times 10^4 \text{ MPa}$
프와송비	0.167	단위중량	$2.35 \times 10^4 \text{ N/m}^3$

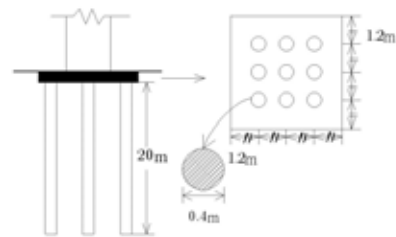


Fig. 3 말뚝의 단면도 및 평면도

3.4.2 지반 조건

지반 조건에 따른 지반-구조물 상호작용을 살펴보기 위해서 Fig. 4와 같은 사질토 지반과 점성토 지반 조건에 대해 각각 해석을 수행하였다.

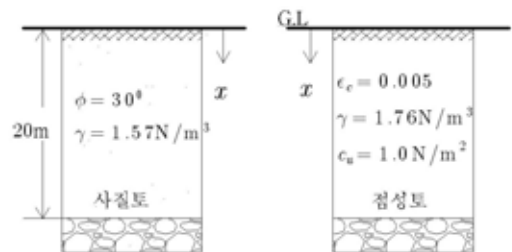


Fig. 4 해석에 이용한 2가지 지반 조건

3.4.3 6스프링 모델의 계수 산정

6스프링 모델에서 사용되는 스프링 계수는 미도국(U.S Department of Transportation Highway Administration,1996)⁽⁴⁾에서 제시한 방법을 따라 구하였으며, 구조물 하단에 3개의 이동 선형스프링과 3개의 회전 선형스프링으로 모사하였다.

6개의 스프링 강성을 구하기 위해서는 우선 단말뚝의 축방향 강성을 구해야 한다. 이를 위해 말뚝의 선단지지력과 주변마찰력을 구하고 이를 식(1) 및 (2)에 대입하면 선단지지력(Q)-변위(Z)곡선, 주변마찰력(F)-변위(Z)곡선을 산정할 수 있다. 각 변위에서 주변마찰력과 선단지지력의 합을 하중-변위곡선으로 나타내면 강체 말뚝의 하중-변위 곡선을 얻을 수 있으며 이는 말뚝변위의 하한계값에 해당한다. 그리고 이 하중-변위 곡선에서 각 하중에서 식 (3)의 $\delta(Q)$ 값을 더하면 연성말뚝의 하중-변위곡선을 얻을 수 있고, 이는 말뚝변위의 상한계값에 해당한다.

$$Q = Q_{max} (Z/Z_c)^{1/3} \quad Z_c = 0.05D \quad (1)$$

$$F = F_{max} (2\sqrt{Z/Z_c} - Z/Z_c) \quad Z_c = 0.2in \quad (2)$$

$$\delta(Q) = \frac{QL}{AE} \quad (3)$$

실제 말뚝의 거동은 현장특성에 따라 한계값들 사이에 존재하므로 본 연구에서는 평균값을 취하여 하중-변위곡선으로 삼고, 극한 지지력의 60% 하중값에 해당하는 활선 강성을 취하여 단말뚝 축방향강성을 얻었다. 그 외의 단말뚝 강성값들은 말뚝의 휨강성, 지반반력계수값을 이용하여 도표⁽⁴⁾를 통해 간단히 구할 수 있다.

이렇게 구한 단말뚝 강성값들은 NAVFAC DM 7.02(1986)⁽⁵⁾에 따라 감소계수의 3/5 제곱승을 횡방향 지반강성에 곱하여, 균말뚝 효과를 고려한 값으로 환산하게 된다. 본 연구에서의 말뚝중심간 간격은 3D 이므로 감소계수 R=0.25 이다.

이와같은 방법으로 2가지 지반조건에서의 스프링 계수값을 나타내면 Table 4와 같다.

Table 4 6스프링 계수값

	이동 스프링(kN/m)			회전 스프링(kNm/rad)		
	K_x	K_y	K_z	K_{θ_x}	K_{θ_y}	K_{θ_z}
사질토층	87,220	87,220	9,310,000	24,500,000	24,500,000	470,400
점성토층	32,340	32,340	6,370,000	16,660,000	16,660,000	166,600

3.4.4 p-y 스프링 계수의 산정

본 연구에서는 연약한 점성토층에서는 Matlock의 제안식을, 사질토층에서는 Reese-Cox-Koop의 제안식을 적용하여 p-y 스프링 계수를 산정하였다.

(1) Matlock 방법

Matlock⁽⁶⁾은 연약한 점토 중에 설치된 말뚝에 대한 여러 가지 재하시험 결과와 그 이론적인 고찰에서 임의의 깊이에 대해 Fig. 5와 같이 무차원화된 p-y 곡선을 표시하고 있으며, 그림 중의 실선은 일방향 재하시, 파선은 단시간 정부교대 재하시의 p-y 곡선을 나타내고 있다. 본 연구에서는 일방향 재하시만 고려하여 스프링 계수를 구하고, Fig. 5에서와 같이 p-y 곡선의 곡선 부분을 원점과 포인트 e를 잇는 직선으로 단순화하여 구한 기울기를 스프링 계수로 취하였다.

일방향 재하시의 컨트롤 포인트 e는

$$\begin{aligned} p/p_u &= 1.0 \\ y/y_c &= 8 \end{aligned} \quad (4)$$

에 의해 주어진다. 이때, p_u 는 극한지반반력이며, 지표면 부근에서는

$$p_u B = \left\{ \left(3 + J \frac{x}{B} \right) c_u + \gamma x \right\} B \quad (5)$$

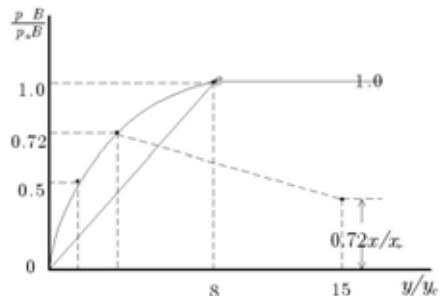


Fig. 5 연약한 점토의 p-y 곡선(Matlock)

어느 정도 깊은 곳에서는

$$p_u B = 9c_u B \quad (6)$$

로 한다. 또 그 경계 깊이 x_r 은

$$x_r = \frac{6B}{(\gamma B/c_u) + J} \quad (7)$$

에 의해 구한다.

위식에서, γ : 흙의 유효단위체적중량

x : 지표면에서의 깊이

c_u : 점토의 비배수전단강도

B : 말뚝직경

J : 경험적인 정수(연약한 점토에서 0.5)

한편 식(4)의 y_c 는 지반반력이 극한지반반력의 1/2에 달했을 때의 변위량을 나타내며, 아래 식으로 주어진다.

$$y_c = 2.5\epsilon_c B \quad (8)$$

이때, ϵ_c 는 1축 압축시험의 응력-변형곡선에서 최대 응력의 1/2응력에 대응하는 변형을 나타낸다.

이와 같이 해서 정해진 컨트롤 포인트 e 에 의해 연약한 점토층에 설치된 말뚝의 일방향 재하시의 p-y 곡선이 일의적으로 결정된다. 식으로 나타내면 원점에서 e 점까지는 $p/p_u = 0.5(y/y_c)^{1/3}$ 이며, e 점 이후는 $p/p_u = 1.0$ 로 된다.

본 연구에서 사용한 p-y 곡선의 스프링 계수 k 는

$$k = p/y = p_u/(8y_c) \quad (9)$$

로 단순화시킨 곡선의 기울기를 취하며, 그 값은 Table 5과 같다.

Table 5 점성토 p-y 곡선의 스프링 계수

깊이(m)	스프링 계수(N/cm)
1	173,346.5
2	229,209.0
3	285,071.4
⋮	⋮
18	352,452.0
19	352,452.0
20	압반에 고정

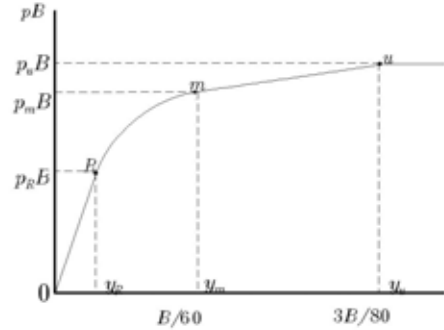


Fig. 6 사질토의 p-y 곡선(Reese)

(2) Reese-Cox-Koop 방법

Reese-Cox-Koop⁽⁷⁾는 사질토에 설치된 말뚝에 대한 여러 가지 재하시험 결과와 그 이론적인 고찰에서 임의의 깊이에 대한 p-y 곡선이 Fig. 6과 같이 주어지는 것을 나타내었다. 이것은 앞서 살펴본 연약한 점토인 경우에 비해서 복잡하며, 그림 중에 R, m, u 의 기호로 나타내진 3개의 컨트롤 포인트에 의해 정의된다. 또한 Reese의 제안에서도 일방향 재하시와 단시간 정부교대 재하시가 고려되어지고 있다. Matlock은 지극히 초기부터 p-y 곡선에 비선형성을 표현한 반면, Reese는 어느 정도의 탄성범위를 고려하였다. 원점과 컨트롤 포인트 R 사이의 거리에 해당하며, 이 사이의 p-y 곡선은

$$pB = \bar{k}xy \quad (10)$$

에 의해 나타낸다. 이것은 지반반력계수가 깊이에 비례하는 것을 나타내며, Reese에 의하면 비례정수 \bar{k} 의 값은 일방향 재하, 정부교대 재하의 구별 없이 Table 6과 같다.

한편, 변위가 충분히 커지면 지반이 소성화하고, 지반반력은 그 이후 증가하지 않는다. 이와 같은 극한지반반력 p_u 는 $p_u B = A_u P_c$ 에 의해 주어진다.

Table 6 비례정수 \bar{k} 의 추천값

상대밀도	추천값(N/cm ³)
느슨하다	5.4
중 간	16.3
조 밀	33.9

이때, P_c 는 극한저항이며, 지표면부근에서는

$$P_c = \gamma x \frac{K_0 x \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \gamma x \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (B + x \tan \beta \tan \alpha) + \gamma x \{K_0 x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_A B\} \quad (11)$$

또 어느 정도 깊은 곳에서는

$$P_c = K_A B \gamma x (\tan^2 \beta - 1) + K_0 B \gamma x \tan \phi \tan^4 \beta \quad (12)$$

로 구하여진다. 또 A_u 는 경험적인 보정계수이며, 재하방법과 깊이에 의해 주어지고 있다.

위식에서, γ : 흙의 유효단위체적중량

x : 지표면에서의 깊이

B : 말뚝직경,

ϕ : 모래의 내부마찰각

$K_0 = 0.4$

$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$

$\alpha = \phi/2, \beta = 45^\circ + \phi/2$

컨트롤 포인트 u 는

$$p_u B = A_u P_c \quad (13)$$

$$y_u = 3B/80$$

에 의해 주어진다. 또한 컨트롤 포인트 m 은

$$p_m B = A_m P_c \quad (14)$$

$$y_m = B/60$$

으로 정해진다. 이때, A_m 은 A_u 와 같은 보정계수이다. 점 u 와 점 m 사이의 직선으로 잇는다. 이 직선의 기울기 i 는

$$i = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} B \quad (15)$$

으로 된다. 3번째 컨트롤 포인트 R 을 구하기 위해서 우선 점 m 과 탄성영역의 직선 사이를 곡선

$$pB = Cy^{1/n} \quad (16)$$

으로 잇는다. 이때 식(16)의 계수 C 와 누승지수 n 은 다음과 같이 나타내진다.

$$C = \frac{p_m B}{y_m^{1/n}}, \quad n = \frac{p_m B}{i y_m} \quad (17)$$

이 곡선과 탄성영역의 직선과의 교점으로 R 을 구하며, 그 결과는 다음과 같다.

$$p_k = \bar{k} x y_k \quad (18)$$

$$y_k = \left(\frac{C}{\bar{k} x} \right)^{n-1} \quad (19)$$

본 연구에서는 일방향 재하만을 고려하며, 구조물에 변위가 작게 발생하여 탄성범위를 넘지 않는다는 가정 하에 p-y 곡선의 스프링 계수 값을 구하면 Table 7과 같다.

Table 7 사질토 p-y 곡선의 스프링 계수

깊이(m)	스프링 계수(N/cm)
1	637,331.4
2	1,274,662.9
3	1,911,994.3
⋮	⋮
18	11,471,965.8
19	12,109,297.3
20	압반에 고정

4. 해석결과 및 고찰

본 연구에서는 p-y 곡선을 이용한 스프링 계수를 구하여 지반의 깊이별로 적용시키는 방법과, 6개의 스프링 계수를 구하여 구조물 하부에 적용시키는 방법을 통해 지반의 연성을 고려하였다. 각각의 모델링 방법을 사질토와 점성토 두 지반에 적용시키고, 그 결과치를 지반의 연성을 고려하지 않은 고정단의 경우와 비교하였다. 그리고 고층구조시스템 변화에 따른 지반상호작용의 효과를 알아보기 위하여 골조튜브시스템과 이에 가새를 추가한 가새튜브시스템에 적용하여 결과

Table 8 해석 결과표

기초모델링 방법		최하층 변위 (cm)	최상층 변위 (cm)	최대 층간 변위 (cm)	최대 응력비	구조물 주기 (sec)	1차모드 질량 참여율 (%)	
고정단	가새 튜브	0.1237	26.3174	0.6707	0.67	1.261	58.33	
	폴조 튜브	0.1417	26.7687	0.9825	0.677	1.517	56.41	
P-Y 스프링	사 질 토	가새 튜브	1.8616	24.4578	0.5745	0.539	1.517	68.48
		폴조 튜브	1.4228	26.9813	0.7383	0.646	1.605	65.37
	점 성 토	가새 튜브	3.8298	26.1906	0.5642	0.590	1.605	75.35
		폴조 튜브	3.2336	31.3154	0.6801	0.663	1.779	72.11
6링크 스프링	사 질 토	가새 튜브	0.7054	25.3568	0.6337	0.552	1.388	60.68
		폴조 튜브	0.6471	25.8597	0.7704	0.622	1.517	58.26
	점 성 토	가새 튜브	1.7514	25.7187	0.6302	0.567	1.388	65.1
		폴조 튜브	1.354	28.2176	0.8742	0.579	1.526	61.86

를 비교하였다. 해석 결과는 Table 8와 같으며, 폴조 튜브에 대한 가새튜브의 결과치의 비(Fig. 7(a))와 지반의 연성을 고려하지 않은 고정단 모델에 대한 지

반의 연성을 고려한 모델의 결과치의 비(Fig. 7(b), (c), (d))를 비교하여 Fig. 7에 나타내었다.

4.1 횡변위와 층간변위의 비교

최하층 변위에서는 가새튜브시스템에 점성토 지반의 p-y 스프링을 적용한 모델의 최하층 변위가 동일 조건 고정단 모델보다 30.9배 증가하는 등, 고정단 모델에 비해 지반조건을 고려한 경우 최하층 변위가 상당한 차이로 증가하는 것을 볼 수 있다. 이는 하부구조 모델링에 따른 지반과 구조물 사이의 절연효과를 나타내고 이러한 지반연성고려에 따른 최하층 변위의 증가는 폴조튜브보다 가새튜브시스템의 경우 더 두드러지게 나타났다. 또한 폴조튜브에 가새를 설치하면 고정단 모델의 경우는 최하층 변위가 감소하지만 지반의 연성을 고려한 p-y 스프링 모델이나 6스프링 모델에서는 최하층 변위가 증가하는 상반된 결과를 보였다. 이에 비해 최상층 변위 값은 가새를 설치함에 따라 다소 감소하는 경향은 볼 수 있으나 모든 경우의 결과치가 전반적으로 유사한 값을 나타내어 지반모델링 기법 및 지반종류에 따른 영향이 미소하게 나타났다.

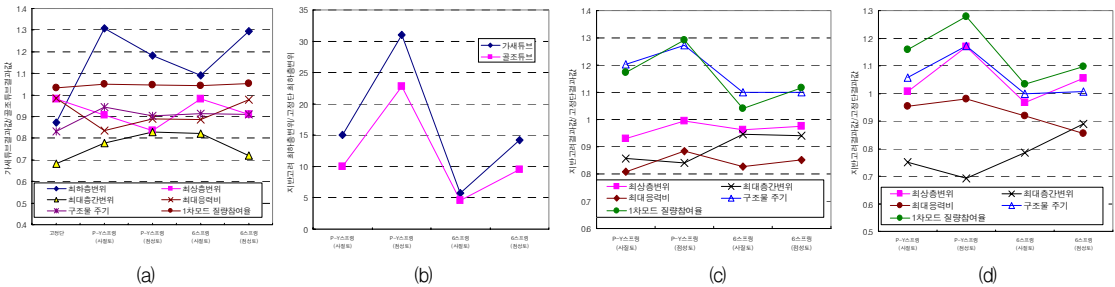
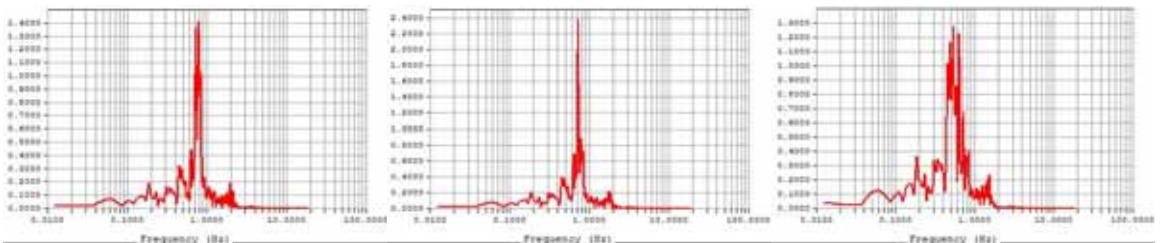


Fig. 7 해석 결과의 비교



(a) 고정단 모델 (b) 6 스프링 모델(점성토) (c) p-y 스프링 모델(점성토)

Fig. 8 최상층 변위 주파수 이력 곡선(가새튜브)

최대 층간변위의 검토에서는 골조튜브시스템에 점성토 지반의 p-y 스프링을 적용한 모델의 최하층 변위가 동일 조건의 고정단 모델보다 31% 감소하는 등, 고정단 모델에 비해 지반조건을 고려한 경우 층간변위가 감소하였고 이러한 감소폭은 가새튜브보다 골조튜브에서 더 두드러지게 나타났다. 그리고 가새가 추가됨에 따라 고정단 모델의 경우 층간변위가 32% 감소한 반면, 지반상태를 고려한 경우는 최대 28% 감소하여 고정단 가정을 사용할 경우 가새의 층간변위 제어 효과가 더 크게 평가됨을 알 수 있었다.

4.2 응력의 비교

최대응력은 모두 1층 기둥부재에서 발생하였으며, 설계기준치에 대한 최대응력비를 검토해보면 지반조건을 고려한 경우가 고정단 모델보다 최대 응력값이 감소하였다. 이에 따라 가새튜브시스템에 사질토 지반의 p-y 스프링을 적용한 모델의 최대응력이 고정단 모델에 비해 기준치의 13%에 이르는 여분을 더 확보할 수 있었으며, 이러한 경향은 골조튜브보다 가새튜브시스템에서 두드러지게 나타났다. 또한 골조튜브 시스템에 가새를 추가함에 따라 고정단 모델은 최대응력비가 2% 감소한 반면, 지반의 특성을 반영한 p-y 스프링 모델과 6스프링 모델의 경우는 최대 17% 감소하여, 지반의 연성을 고려한 모델이 고정단 모델보다 가새로 인한 최대응력비의 감소폭이 크게 나타났다.

4.3 주기 및 모드 특성의 비교

구조물의 주기에 있어서는 가새튜브시스템에 점성토 지반의 p-y 스프링을 적용한 모델의 주기가 동일 조건의 고정단 모델보다 27% 증가하는 등, 고정단 모델에 비해 지반조건을 고려한 경우 주기가 증가하고, 이러한 증가폭은 골조튜브보다 가새튜브시스템에서 더 두드러지게 나타났다. 그리고 가새가 추가됨에 따라 고정단 모델의 경우 주기가 17% 감소한 반면, 지반상태를 고려한 경우는 최대 10% 감소하여 고정단 모델이 지반연성을 고려한 경우보다 가새추가로 인한 주기의 변화가 더 두드러졌다.

1차모드의 질량참여율에도 지반의 연성을 고려하여 기초를 모델링 한 경우가 고정단 모델보다 최대 29% 1차모드 질량참여율이 증가하여 저차모드의 영향력이 높아짐을 알 수 있었으며, 이러한 경향은 골조튜브보다 가새튜브시스템의 경우 두드러지게 나타났다. 또한 골조튜브시스템에 가새가 추가됨에 따라 1차모드 질량참여율에서는 전반적으로 5% 이내의 미소한 증가를 나타내었다.

5. 결론

- 1) 본 연구에서는 초고층 구조물의 골조튜브 및 가새튜브시스템에 p-y 스프링 모델과 6스프링 모델링 기법을 적용하여, 지반과 구조물 상호작용에 따른 고층 구조물의 역학적 거동을 파악하였다. 그 결과 제한된 모델로도 지반-구조물 상호작용이 구조설계 시 중요한 변수임을 알 수 있었고, 또한 구조시스템 변화에 따른 지반 구조물 상호작용의 영향을 비교 분석할 수 있었다.
- 2) 지반-구조물 상호작용을 고려한 모델의 거동은 기존 해석방법인 고정단 모델의 거동과 무시할 수 없는 차이를 보였다. 층간변위 및 최대응력비에서는 기존 고정단 모델의 방법이 지반 연성을 고려한 경우보다 큰 값을 보여, 기존 모델링 방법이 안전측이지만 다소 비경제적인 설계방법임을 나타내는 결과를 보였다. 또한 최하층 변위에서는 지반 연성을 고려한 경우가 고정단 모델보다 상당한 차이로 증가하고, 주기 및 1차 모드 질량 참여율도 증가하는 경향을 보여 지반을 고정으로 보고 계산하는 일반적인 구조설계법은 문제가 있는 것으로 나타났다.
- 3) 지반의 연성을 고려하지 않는 고정단 모델과 지반의 연성을 고려한 모델간의 거동 변화는 전반적으로 골조튜브보다 가새튜브시스템에서 두드러지게 나타나 가새튜브시스템에서 지반 모델링 기법에 더욱 세심한 주의가 필요한 것으로 나타났다.
- 4) 골조튜브시스템과 가새튜브시스템의 결과를 비교하여 가새가 튜브구조물의 거동에 끼치는 영향을 살펴보면, 지반 연성을 고려한 모델과 고려하지 않은

고정단 모델에 따라 차이를 보였다. 골조튜브에 가새를 설치함에 따른 층간변위 및 주기의 감소는 지반을 고려한 경우보다 고정단 가정을 사용할 경우가 더 크게 감소하여 고정단 가정을 사용할 경우 가새의 층간변위 제어효과 및 주기 감소효과가 더 크게 평가됨을 알 수 있었다. 그리고 가새 추가로 인한 최대응력비의 감소는 지반의 연성을 고려한 모델이 고정단 모델보다 감소폭이 크게 나타났다. 특히 최하층 변위에서는 골조튜브에 가새를 설치하면 고정단 모델의 경우는 최하층 변위가 감소하지만 지반의 연성을 고려한 모델에서는 최하층 변위가 증가하는 상반된 결과를 보였다.

참고문헌

1. 대한건축학회, “건축물 하중기준 및 해설”, 2000.
2. 박형기, 조양희, 신완철, “등가선형 지반스프링모델 사용한 교량의 지진 응답해석”, 한국지진공학회, 2000년 추계학술발표회 논문집, pp.372-280, 2000.
3. U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration, “Seismic Design Course Design Example No. 6”, 1983.
4. Lam, I.P., Martin, G.R., and Imben, R., “Modeling Bridge Foundation for Seismic Design and Retrofitting.” Transportation Research Record 1290, 1991.
5. Naval Facilities Engineering Command, NAVFAC DM 7.02, Foundations and Earth Structures, 1986.
6. Matlock, H, “Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay”, Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conf., Dallas, Paper No. OTP 1204, 1970.
7. Reese, L. C., Cox, W.R. and Koop, F.D., “Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Sand”, Proc. 6th Annual Offshore Technology Conf., Dallas, Paper No. OTP 2080, 1974.

(접수일자 : 2005년 5월 6일)