

## 교량 말뚝기초의 단부 지점조건의 영향분석

### Influence of Pile Cap's Boundary Conditions in Piled Pier Structures

원진오<sup>1</sup> Won, Jin-Oh

정상섭<sup>2</sup> Jeong, Sang-Seom

#### Abstract

Modeling techniques of piled pier were reviewed and the influences of pile cap's boundary conditions were analyzed in this study. The method using flexible springs seems to be useful for the practical design since its simplified model can represent the complex behaviors of pile groups efficiently. Parameter studies were performed for various pile group arrangements, pile spacings, end bearing conditions, and loading stages to analyze their effects on the lateral displacements, maximum pile bending stresses, and lateral stiffness of pile groups. Through the parameter studies, it was found that when lateral stiffness of pile groups was estimated by using three-dimensional analysis method (YSGroup), its complex behavior could be predicted better than other methods based on single pile analysis.

#### 요지

본 논문에서는 교량 말뚝기초의 모델링기법에 관한 분류 및 단부 지점조건의 영향을 분석하였다. 연성스프링 방법은 모델링 형태가 간편하면서도 복잡한 군말뚝 거동을 효과적으로 나타낼 수 있으므로 실제 설계에 유용한 방법이다. 다양한 말뚝 배열, 말뚝 간격, 선단지지조건, 그리고 하중크기에 따라 3차원 해석기법(YSGroup)을 통해 영향인자 분석을 수행하였으며, 그 결과 횡방향 변위, 최대 말뚝 휨응력, 그리고 군말뚝의 횡방향 스프링강성을 산정, 이를 비교·분석하였다. 영향인자 분석을 통해 3차원 해석기법(YSGroup)을 통해 횡방향 스프링강성을 산정한 경우는 다른 단독말뚝 해석을 통해 산정한 경우에 비하여 복잡한 군말뚝 거동을 보다 적절히 예측함을 알 수 있었다.

**Keywords** : Flexible springs, Lateral stiffness, Modeling, Pile groups, Three-dimensional analysis

#### 1. 서론

교량의 기초형식 중 말뚝기초는 수직하중, 수평하중 모두에 대한 지지능력이 뛰어나 가장 널리 사용되어왔다. 특히 말뚝기초의 수평하중에 대한 큰 지지능력은 지진하중 작용시 교각 상단에 작용하는 횡방향 하중에 대한 저항을 가능하게 하여 교량의 기초형식으로 주목 받고 있다. 그러나 말뚝기초의 빈번한 해석 및 설계에도 불구하고, 상부구조 해석시 말뚝기초는 그 거동특성

을 적절히 나타낼 수 없는 매우 간단한 형태로 모델링되고 있는 실정이다. 이러한 말뚝기초의 간소화된 모델링은 축방향 거동이 지배적인 경우에는 큰 문제가 되지 않으나, 최근 대두되고 있는 내진설계시 등 횡방향 거동이 지배적인 경우에는 많은 문제가 발생한다.

일반적으로 말뚝기초는 축방향 강성이 커서 침하량 여지에는 효과적이거나, 횡방향 강성이 작으므로 상대적으로 작은 수평하중에도 큰 수평변위가 발생하는 취약점을 갖고 있다. 단독말뚝의 경우 현재까지의 많은 연

1 정희원, 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., wjo20@yonsei.ac.kr)

2 정희원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

구결과로 인하여 말뚝-지반 상호작용에 의하여 나타나는 횡방향 거동에 관하여는 어느 정도 예측이 가능하게 되었다. 그러나 균말뚝기초의 경우 인접한 말뚝간의 간섭효과에 의한 말뚝-지반-말뚝 상호작용과 말뚝-캡의 접합조건, 말뚝의 배열 등에 따라 달라지는 말뚝-캡 상호작용으로 인하여 매우 복잡한 거동형태를 나타내게 된다. 이러한 말뚝기초의 복잡한 거동특성으로 인하여 상부구조 해석시 말뚝기초는 직접기초와 동일하게 고정단 또는 축방향스프링, 회전스프링 등으로 매우 간소화하여 나타내는 것이 일반적이었다. 그러나 말뚝기초의 모델링 형태에 따라 횡방향하중 작용시 말뚝캡의 변위, 상부구조의 변위 또는 교각의 단면 등이 변화하고, 그 미치는 영향 정도가 구조물에 따라 매우 크고 다양하게 나타난다. 따라서 상부구조 해석시 말뚝기초의 모델링은 최근 교량설계의 중요 인자로 간주되고 있으며, 점차 실제 거동에 근접하는 말뚝기초의 모델링에 많은 연구가 이루어지고 있다.

따라서 본 논문에서는 교량의 상부구조 해석시 사용되고 있는 말뚝기초의 모델링 방법에 대한 고찰 및 말뚝기초의 복잡한 거동특성을 적절히 나타낼 수 있는 연성스프링 산정방법, 그리고 3차원 균말뚝 해석기법을 이용한 균말뚝기초의 단부 지점조건에 관하여 연구를 수행하였다.

## 2. 말뚝기초의 지점 모델링

그림 1은 교량의 상부구조 해석시 교각 말뚝기초의 지점 모델링 형태를 나타낸 것이다. 그림 1(a)의 말뚝기초를 다음 6가지의 다양한 방법으로 모델링이 가능하다: (1)고정단조건, (2)지점스프링, (3)등가 횡방향모델, (4)가상고정점을 이용한 방법, (5)횡방향 bi-linear 지반 모델 이용한 방법, (6)축방향, 횡방향 비선형하중전이곡선 이용한 방법. 그림 1(1)의 고정단 조건에 비하여 그림 1(6)과 같이 말뚝캡, 말뚝, 그리고 지반을 적절한 요소로 나타내는 경우 실제에 근접하는 말뚝기초의 거동을 나타낼 수 있다. 그러나 이러한 상세한 말뚝기초 모델링은 많은 시간이 소요되며 많은 물성치들이 필요하므로 상부구조 해석시 해석목적에 따라 적절한 모델링 형태를 선택하는 것이 필요하다.

그림 1(1)과 같이 말뚝기초를 고정단으로 모델링하는 경우, 가장 간단한 방법이지만 하나 말뚝기초의 변위를 전혀 고려할 수 없는 단점이 있다. 그림 1(2)는 말뚝기초를 지점스프링으로 모델링한 것으로 상부구조해석시 가장 많이 사용하는 방법 중의 하나이다. 교각 하단부에 위치한 말뚝기초는 각 방향의 스프링으로 대체하여 나타내어진다. 교량의 내진해석시 말뚝기초는 간단히 축방향 스프링과 회전(rocking) 스프링만으로 나타내어지거나, 또

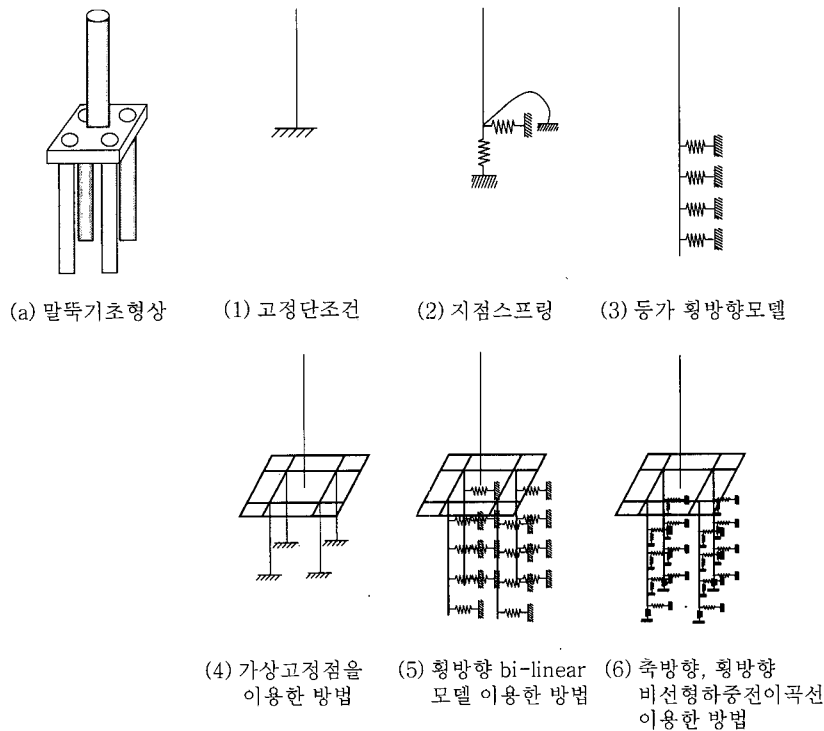


그림 1. 말뚝기초의 지점 모델링

는 횡방향 스프링이 추가되어 횡방향 변위를 산정하기도 한다. 말뚝의 축방향 스프링정수(강성)는 상대적으로 쉽게 산정되나, 회전강성과 횡방향 강성은 균말뚝의 복잡한 거동으로 인하여 구조해석기법이 필요하다. 간단한 산정방법으로 축방향강성은 개개말뚝의 축방향 강성에 말뚝개수만큼을 곱하는 방법이 있으며, 회전(rocking)강성은 개개말뚝의 축방향강성에 팔길이를 곱하여 산정하는 방법이 있다. 균말뚝의 상세 모델링을 통해 말뚝의 배열, 말뚝-말뚝캡의 상대강성 및 접합조건, 지반의 비선형성, 균말뚝효과 등이 고려된 균말뚝기초의 강성행렬(연성스프링)을 산정할 경우, 간단한 강성행렬만으로 복잡한 말뚝기초의 거동을 효과적으로 나타낼 수 있다. 이 방법에 대해서는 3절 연성스프링에서 자세히 다루었다.

그림 1(3)은 말뚝기초의 횡방향 거동 예측을 위하여 말뚝기초를 등가의 단독말뚝으로 모델링한 것을 나타낸 것이다. 복잡한 균말뚝기초의 구조를 단독말뚝으로 간소화시켜 단독말뚝 해석과 동일하게 간단히 해석을 수행할 수 있으나, 등가의 말뚝강성과 등가의 지반반력계수 산정의 근거가 희박하여 실제와 다른 거동양상을 나타낼 소지가 많다. 이 모델은 최근 국내에도 연구가 시작되고 있는 단일 일체형 말뚝기초의 모델링에는 적합하나, 말뚝캡과 다양한 배열형태로 구성되는 말뚝기초에는 많은 불확실성이 내재되어 있어 부적절한 방법이라 할 수 있다.

그림 1(4)~(6)은 3차원 유한요소 해석기법을 이용하여 말뚝기초를 모델링한 형태를 나타낸 것이다. 공통적으로 말뚝캡은 교각 또는 말뚝과 연결이 가능한 평면요소를 사용하고 있는데, 뼈대요소, 뼈대요소+브레이싱 요소, 또는 셸요소 등 3가지 방법으로 모델링이 가능하다. 그 중 평면셸요소는 말뚝캡의 거동을 나타내는 것과 말뚝, 교각과의 연결에 있어서 가장 우수한 모델이라 할 수 있다. 그림 1(4)는 균말뚝내 개개 말뚝을 캔틸레버로 나타낸 것이다. 이때 캔틸레버의 길이 산정이 중요하며, 일반적으로 가상고정점을 이용하여 길이를 산정하고 있다. 그러나 최근 가상고정점의 길이 산정 및 해석 결과에 대하여 문제점들이 제기되고 있어 사용에 주의가 필요하다.

그림 1(5)는 말뚝을 3차원 보요소로, 지반을 말뚝에 연결된 횡방향 스프링으로 모델링한 것이다. 연직방향으로 말뚝의 선단은 고정되어 있고 말뚝의 탄성침하량만이 고려된다. 횡방향으로 지반은 수평지반 지반반력계수 또는 bi-linear곡선으로 모델링되며 횡방향 거동 예측에 초점이 맞추어진 모델링 형태이다. 이러한 말뚝기초의 3차원

모델링은 상용 구조해석 프로그램인 *MIDAS*, *SAP* 등을 이용하여 수행 가능하다.

그림 1(6)은 그림 1(5)에서 축방향 스프링이 추가되었고, 축방향 및 횡방향 지반 스프링도 지반의 다양한 비선형 거동특성을 나타낼 수 있는 하중전이곡선(t-z, q-z, p-y)으로 모델링된 형태이다. 지반의 종류에 따른 다양한 비선형 하중전이곡선(t-z, q-z, p-y)은 범용 구조해석 프로그램에서는 지원하지 않으며, 말뚝전용 해석 프로그램인 *FBPier 3.0*(Hoit, et al., 1996) 또는 *YSGroup*(원진오 등, 2004, 2005) 등을 사용하는 것이 필요하다. 이 경우 말뚝전용 해석 프로그램과 교량의 상부구조 해석에 사용되는 범용 구조해석 프로그램간의 연계가 되지 않는 문제가 발생한다. 이러한 단점을 해결하기 위한 방법으로 *FBPier 3.0* 또는 *YSGroup* 등을 통해 산정된 말뚝기초의 연성스프링을 산정하고 그것을 상부구조 해석에 적용하는 방법이 있다. 하중단계에 따라 변화되는 연성스프링을 적용할 경우 상부구조 해석시 말뚝기초를 그림 1(6)과 같이 모델링 한 것과 유사한 효과를 얻을 수 있다.

### 3. 연성스프링

하부 말뚝기초의 거동은 그림 2에 나타난 바와 같이 말뚝캡 중심에서의 6개의 자유도(3개는 이동, 3개는 회전)에 의해 나타내어질 수 있다. 하중 벡터 {P}와 변위 벡터 {Δ} 그리고 기초가 시작되는 지점에서의 6×6 강성행렬을 [K]라 하면 다음과 같은 평형방정식이 구성될 수 있다.

$$\{P\}=[K]\{\Delta\} \quad (4)$$

$$\{P\}=\langle P_1 \ P_2 \ P_3 \ M_1 \ M_2 \ M_3 \rangle^T \quad (5)$$

$$\{\Delta\}=\langle \Delta_1 \ \Delta_2 \ \Delta_3 \ \theta_1 \ \theta_2 \ \theta_3 \rangle^T \quad (6)$$

여기서,  $P_1 \ P_2 \ P_3$ 과  $M_1 \ M_2 \ M_3$ 는 각각 축 1, 2, 3의 하중과 모멘트를 나타내며,  $\Delta_1 \ \Delta_2 \ \Delta_3$ 과  $\theta_1 \ \theta_2 \ \theta_3$ 는 각각 축 1, 2, 3의 변위와 회전각을 나타낸다. 말뚝기초의 6×6 강성행렬은 다음과 같다.

$$[K]=\begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{16} \\ 0 & K_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{33} & K_{34} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{43} & K_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{55} & 0 \\ -K_{61} & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{66} \end{bmatrix} \quad (7)$$

여기서,  $K_{11}$ 과  $K_{33}$ 은 각각 축 1과 축 3을 따라 수평방향 강성(kN/m)을,  $K_{22}$ 은 축 2를 따라 수직방향 강성(kN/m),  $K_{44}$ 과  $K_{66}$ 은 축 1과 축 3에 대한 회전강성(rocking stiffness, kN-m/rad)을,  $K_{55}$ 는 축 2에 대한 비틀림강성(torsional stiffness, kN-m/rad)를 나타낸다.  $K_{16}$ ,  $K_{61}$ 과  $K_{34}$ ,  $K_{43}$ 은 상호 커플링강성(cross coupling stiffness, kN/rad 또는 kN-m/m)을 나타낸다.

식 (7)의 말뚝두부 강성행렬에서 말뚝기초의 형식에 따라 그림 2(b)의 단독 말뚝기초의 경우는 커플링강성( $K_{16}$ ,  $K_{61}$ 과  $K_{34}$ ,  $K_{43}$ )이 큰 영향을 미치는 것으로 알려져 있으나, 그림 2(a)의 군말뚝기초의 경우는 대각행렬이 거동에 지배적인 역할을 하며, 커플링강성( $K_{16}$ ,  $K_{61}$ 과  $K_{34}$ ,  $K_{43}$ )은 상대적으로 영향이 적어 많은 경우 이를 무시한다(Zafir, 2002). 실제 상부구조해석시 교량기초의 단부 지점모델링 형태로 사용되는 연성스프링은 식 (6)의 강성행렬 중 대각행렬을 나타내며, 지점당 총 6개의 스프링으로 나타낼 수 있다. 말뚝기초의 형식, 하중방향, 해석의 종류에 따라 총 6가지 연성스프링 중, 모든 스프링을 고려하기도 하고 때로는 몇 개의 지배적인 스프링만을 고려하기도 한다.

그림 1(2)와 같이 말뚝기초를 2차원으로 축방향, 횡방향 및 회전(rocking) 스프링만으로 모델링하는 방법이 있으며, 더 간단한 경우는 축방향 및 회전스프링만을 고려하는 방법이 있다. 축방향 스프링강성  $K_{22}$ 와 회전 스프링강성  $K_{44}$ 과  $K_{66}$ 의 산정방법은 다음과 같다.

$$K_{22} = K_v = mnk_p \quad (8)$$

$$K_{44} = K_{66} = K_r = m \sum_{i=1}^n k_{p,i} x_i^2 \quad (9)$$

여기서,  $m$ 과  $n$ 은 1축과 3축으로의 말뚝의 개수이며,  $k_p$ 는 개개말뚝의 축방향 강성이며,  $x_i$ 는 지점부에서 말뚝  $i$ 까지의 길이를 나타낸다. 이 방법은 개개말뚝의 축방향 강성  $k_p$ 만 산정되면 말뚝기초의 축방향 스프링강성 및 회전 스프링강성을 쉽게 산정할 수 있으나, 매우 간소화된 모델이라 할 수 있다.

Zafir(2002)는 군말뚝기초의 지점부 6개의 연성스프링 강성을 식 (10)과 식 (11)을 통해 산정하는 방법을 제안하였다.

$$K_{jj} = k_{pjj} n_j \beta_j, \quad j=1,2,3 \quad (10)$$

$$K_{jj} = \sum k_{p,i} r_i^2 \beta_j, \quad i=1,2,\dots,n; \quad j=4,5,6 \quad (11)$$

여기서,  $K_{jj}$ 는  $j=1, 2, 3$ 일 경우는 축방향 스프링강성을,  $j=4, 5, 6$ 일 경우는 회전 스프링강성을 나타낸다.  $k_{pjj}$ 는 단독말뚝의  $j$ 축으로의 이동강성이며,  $n$ 은 말뚝개수,  $\beta_j$ 는 군말뚝 감소계수이다. 식 (11)의  $k_{p,i}$ 는 단독말뚝  $i$ 의 축방향 강성을 나타내며  $r_i$ 는 회전축에서 말뚝  $i$ 까지 거리이다.

Zafir방법에서 회전 스프링강성은 식 (11)과 같이 단독말뚝의 축방향강성( $k_{pjj}$ ,  $j=2$ )만으로 결정되며, 수직방향의 축방향 스프링강성( $K_{jj}$ ,  $j=2$ ) 또한 단독말뚝의 축방향강성( $k_{pjj}$ ,  $j=2$ )만으로 결정된다. 이때 단독말뚝의 축방향강성은 경험식(도로교설계기준 해설(하부구조편), 2001), 탄성해방법(Poulos and Davis, 1968), 하중전이곡선( $t$ - $z$ ,  $q$ - $z$ 곡선)을 이용하는 방법, APile 해석프로그램 등을 통해 산정할 수 있다. 군말뚝기초의 횡방향 스프링강성( $K_{jj}$ ,  $j=1,3$ )은 식 (10)과 같이 단독말뚝의 횡방향강

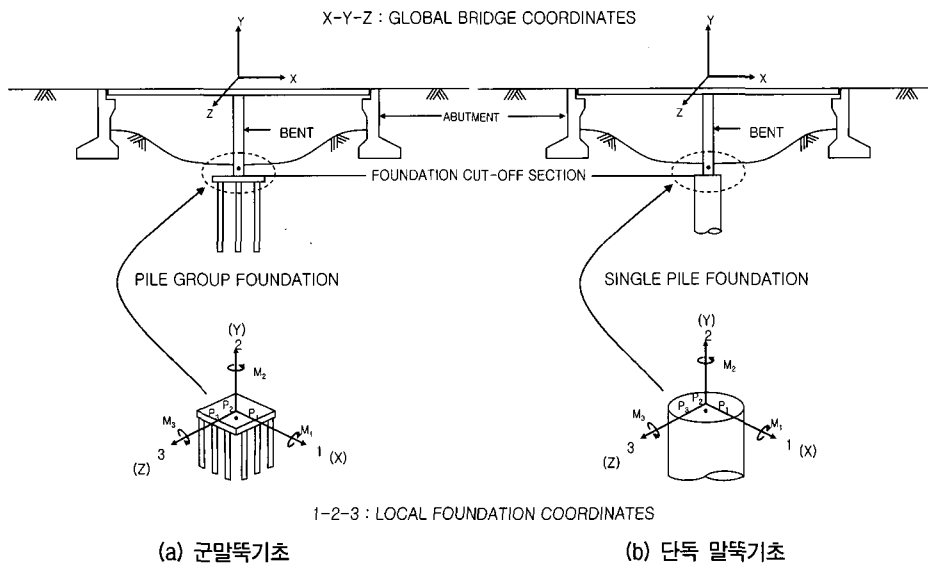


그림 2. 기초강성(연성스프링)의 개념(Zafir, 2002)

성( $k_{pjj}$ ,  $j=1,3$ )에 말뚝개수( $n$ )와 감소계수( $\beta_j$ )를 곱하여 산정한다. 말뚝-캡간 상호작용과 말뚝-지반-말뚝 상호작용을 고려하기 위하여 Poulos(1979)에 의해 제안된 균 말뚝 감소계수( $\beta_j$ )를 사용하고 있으나, 다양한 말뚝배열과 두부조건에 따른 감소계수 산정을 위해서는 연속체이론에 기초한 해석을 수행하여야 하는 문제점이 있다. 단독말뚝의 횡방향강성( $k_{pjj}$ ,  $j=1,3$ )은 도로교 표준시방서에 제안된 Chang(1937)의 방법, MCEER 도표를 이용하는 방법(Polam et. al., 1998), 그리고 비선형 하중전이곡선(p-y곡선)을 이용하는 방법이 있다. Chang 방법과 MCEER 방법은 탄성체 이론에 기초한 방법으로 수계산 또는 도표를 이용하여 간단히 산정할 수 있는 장점은 있으나, 단독말뚝의 횡방향강성( $k_{pjj}$ ,  $j=1,3$ )이 말뚝두부의 수평변위가 증가함에 따라 크게 감소하는 비선형 거동특성은 나타내지 못하는 한계가 있다. 단독말뚝의 횡방향강성( $k_{pjj}$ ,  $j=1,3$ )은 지반의 비선형 거동특성으로 인하여 말뚝두부의 수평변위가 5mm만 발생하여도 초기치에 비해 약 50% 정도 감소하는 것으로 알려져 있다(Zafir, 2002). 이러한 횡방향강성의 감소는 비선형 하중전이곡선(p-y곡선)을 이용하는 방법을 이용하여 고려할 수 있으며, 대표적인 해석기법으로는 LPile 4.0이 있다.

균말뚝강성 산정시 간편법인 식 (8), (9)와 Zafir방법인 식(10), (11)은 모두 단독말뚝의 축방향강성 또는 축방향 및 횡방향강성을 산정한 후 말뚝개수로 곱하거나 거리를 곱하여 균말뚝의 스프링강성을 산정하고 있다. Zafir방법은 별도의 연속체 해석결과에 기초한 균말뚝 감소계수를 적용하여 균말뚝기초의 복잡한 거동특성을 고려하도록 하였다. 그러나 실제 균말뚝기초는 말뚝캡

과 개개 말뚝간의 상호작용, 즉 “말뚝-캡 상호작용”으로 인하여 매우 복잡한 거동특성을 나타내므로, 단독말뚝의 강성 조합으로 균말뚝기초의 스프링 강성을 산정하는 방법은 간편법이기도 하나, 많은 제약이 따르게 된다. 특히 말뚝-캡 상호작용의 영향을 크게 받는 균말뚝기초의 횡방향 스프링강성( $K_{22}$ )은 말뚝의 배열형태, 말뚝중심간격, 개개 말뚝의 선단지지조건, 말뚝-캡간 접합조건 등에 따라 크게 달라지나, 단독말뚝의 강성 조합으로 산정하는 방법은 이를 적절히 고려하지 못한다.

따라서 본 연구에서는 3차원 균말뚝기초 해석기법을 이용하여 말뚝-캡 상호작용, 말뚝-지반-말뚝 상호작용을 모두 고려한 말뚝기초의 연성스프링 강성을 산정하였으며, 특히 횡방향 스프링강성( $K_{22}$ )에 대하여 중점적으로 연구를 수행하였다.

#### 4. 3차원 균말뚝해석기법

말뚝기초는 그림 1(6)과 같이 말뚝캡은 셸요소로, 말뚝은 보요소로, 지반은 축방향, 횡방향 비선형 하중전이곡선(t-z, q-z, p-y곡선)으로 모델링될 때, 임의의 하중에 대한 거동을 가장 잘 나타낼 수 있다. 상부 구조해석시 말뚝기초의 상세 모델링 방법으로 말뚝캡을 셸요소로, 말뚝을 보요소로, 지반을 선형의 스프링 또는 bi-linear 곡선 등으로 모델링하는 경우는 있으나, 다양한 지반조건에 적합한 하중전이곡선(t-z, q-z, p-y곡선)은 적용하지 못하고 있으며, 또한 깊이별로 다양한 층상이 나타나는 말뚝기초의 해석시 많은 시간과 비용이 소요되는 단점이 있다. 따라서 본 연구에서는 지반의 다양한 하중전

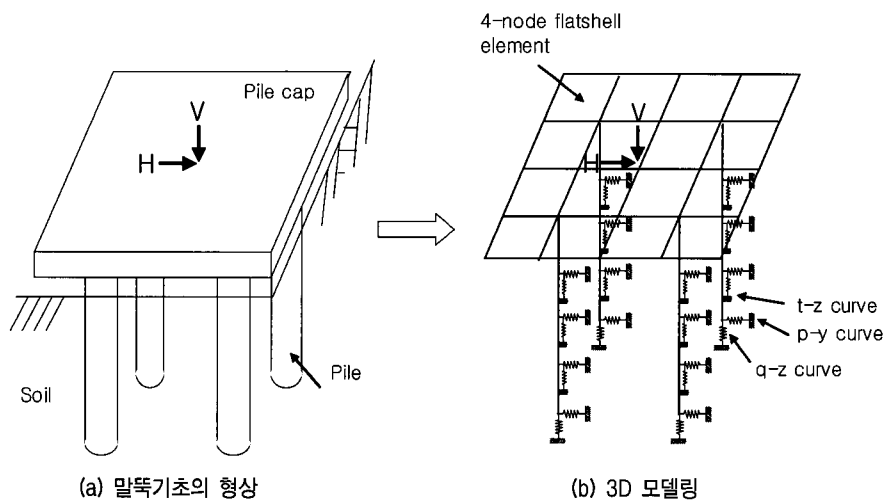


그림 3. 말뚝기초의 모델링

이곡선을 적용할 수 있으며 말뚝-캡 상호작용을 고려할 수 있는 3차원 균말뚝해석기법인 *YSGroup*(원진오 등, 2004, 2005)을 이용하여 균말뚝기초 해석을 수행하였다.

그림 3은 일반적인 말뚝기초의 형상과 *YSGroup*을 통해 모델링한 형상을 나타낸다. 말뚝캡은 4절점 평면셀 요소로 나타내었으며, 개개 말뚝은 보·기둥 요소로, 지반의 저항력은 비선형 하중전이곡선을 통해 나타내었다. 말뚝기초의 3차원 모델링 후, 교각 하단부에 6개의 자유도로 단위 하중(모멘트)을 작용시켰을 때 이에 대응하는 변위(회전각)와의 비를 구하면, 균말뚝기초의 연성 스프링강성을 산정할 수 있다. 이 방법은 단독말뚝의 축방향해석, 횡방향해석을 개별적으로 수행할 필요없이, 3차원 모델링을 통하여 교각 하단부에서 직접 강성 행렬을 산정할 수 있는 장점이 있다. 이때 산정된 균말뚝의 스프링강성은 말뚝-캡간 상호작용 뿐만 아니라 말뚝캡의 휨강성 효과까지 고려된 값이며, 말뚝의 위치별 균말뚝 감소계수가 적용되면 말뚝-지반-말뚝 상호작용까지 고려된 스프링강성이 된다. 말뚝중심간격이 좁은 균말뚝기초는 횡하중 작용시 지반의 저항력이 크게 감소되며, 균말뚝 설계시 반드시 이를 고려하도록 되어 있다. 본 해석기법에서는 횡방향 하중전이곡선(*p-y*곡선)에 말뚝의 위치별 서로 다른 감소계수(*p-multiplier*)를

적용하여 지반의 저항력 감소를 고려하였다.

## 5. 말뚝기초의 영향인자 분석

### 5.1 영향인자

말뚝기초의 횡방향 거동특성 파악 및 횡방향 연성스프링 산정을 위하여 일련의 영향인자 분석을 수행하였다. 본 연구에서 고려한 영향인자로는 표 1과 같이 말뚝의 배열, 말뚝중심간격, 개개 말뚝의 선단지지조건, 그리고 하중조건이며, 전체 경우의 수는 32가지이다.

말뚝배열에 따른 말뚝기초의 거동특성 분석을 위하여 그림 4와 같이 2×2, 3×3, 4×4, 그리고 5×5 배열의 균말뚝기초를 선택하였으며, 각 배열간의 거동을 비교·분석하기 위하여 말뚝의 휨강성(EI)에 말뚝개수(N)를 곱한 값, 즉 NEI값이 일정하다는 조건하에서 각 배열에 따라 서로 다른 말뚝 직경을 적용하였다. 즉  $4EI_1=9EI_2=16EI_3=25EI_4$ 라는 가정에서  $4D_1^4=9D_2^4=16D_3^4=25D_4^4$ (D:말뚝직경)를 산정할 수 있으며, 이를 계산하면 2×2배열에서 5×5배열까지 직경은 각각 1.77m, 1.44m, 1.25m, 그리고 1.12m이다. 균말뚝의 횡방향 해석시 “NEI=일정”이라는 가정은 Mokwa(1999)에 의해서도 사용되었으며, 복잡한 배열의

표 1. 영향인자 및 경우의 수

영향 인자	경우의 수	내용	비고
말뚝배열	4	2×2 배열 (직경 D1=1.77m)	NEI=일정 (N: 말뚝개수, EI: 말뚝의 휨강성)
		3×3 배열 (직경 D1=1.44m)	
		4×4 배열 (직경 D1=1.25m)	
		5×5 배열 (직경 D1=1.12m)	
말뚝 중심간격	2	3D, 5D	균말뚝 감소계수 적용
선단지지조건	2	마찰말뚝, 선단지지말뚝	-
수평하중	2	2000kN, 4000kN	-
총 경우의 수	32개	-	-

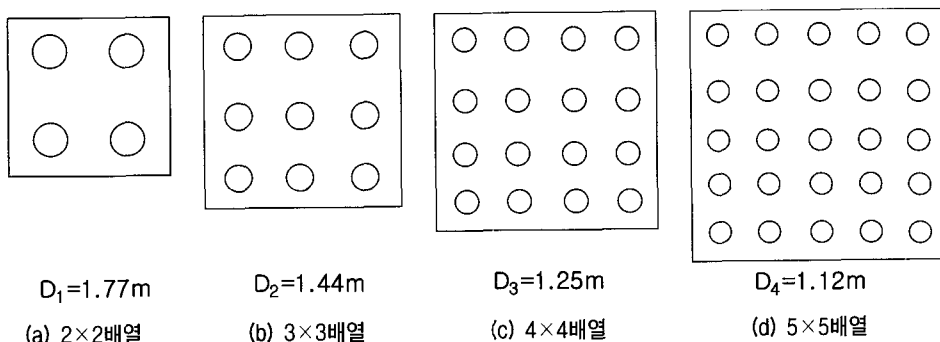


그림 4. 해석대상 말뚝배열

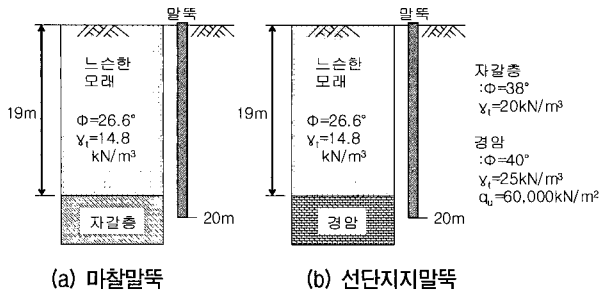


그림 5. 지반조건

군말뚝기초를 단독말뚝으로 환산하여 해석할 때 주로 적용하는 가정이라 할 수 있다. 말뚝중심간격은 3D와 5D(D:말뚝직경)로 2가지를 고려하였으며, 개개 말뚝은 현장타설 콘크리트말뚝으로, 탄성계수(E)는  $2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 으로 가정하였다.

말뚝의 선단지반조건은 그림 5와 같이 마찰말뚝과 선단지반말뚝의 거동양상을 나타내는 지반조건을 통하여 모사하였다. 마찰말뚝은 자갈층에, 선단지반말뚝은 경암에 각각 1m 근입된 것으로 가정하였다. 수평하

중은 군말뚝기초의 도심에 작용하는 것으로 하였으며, 2x2배열에서 1in.(25mm)의 변위를 발생시키는 수평하중과 그의 1/2값으로 하여 각각 4000kN, 2000kN을 작용시켰다.

### 5.2 말뚝기초의 모델링

3차원 군말뚝해석기법인 *YSG*를 이용하여 말뚝캡, 말뚝, 지반을 각각 4절점 평면셀요소, 보·기둥요소, 그리고 비선형 하중전이곡선으로 모델링하였다. 말뚝캡과 말뚝의 물성은 표 2와 같다. 지반의 비선형 하중전이곡선 중, t-z, q-z곡선은 FHWA(1988)에서 제안하는 현장타설말뚝의 t-z, q-z곡선을 적용하였으며, p-y곡선은 Reese 등(1974)의 사질토 모델을 적용하였다. 하중전이곡선 산정에 적용된 지반의 물성은 표 3과 같다. 본 해석시 적용한 말뚝의 배열 및 중심간격에 따른 군말뚝계수는 표 4와 같다.

표 2. 말뚝캡과 말뚝의 물성

말뚝캡	E (kN/m <sup>2</sup> )	40,000,000			
	$\mu$	0.2			
	t (m)	2			
	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	25			
현장타설말뚝	배열	2×2 배열	3×3 배열	4×4 배열	5×5 배열
	D (m)	1.77	1.44	1.25	1.12
	A (m <sup>2</sup> )	2.45	1.64	1.23	0.98
	I (m <sup>4</sup> )	0.1526	0.0678	0.0381	0.0244
	E (kN/m <sup>2</sup> )	25,000,000			

표 3. 지반의 물성

지반	$\phi$ (°)	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	k (kN/m <sup>3</sup> )	비수정 N치	IGM mass Modulus (kN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	Modulus Ratio	Surface	Split tensile strength (kN/m <sup>2</sup> )	Pile conc. $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	Slump (m)
사질토	26.6	14.8	6,800	-	-	-	-	-	-	-	-
자갈층	38.0	20.0	61,000	75	-	-	-	-	-	-	-
경암	40.0	25.0	5,000,000	-	5,800,000	60,000	0.194	Rough	6,000	25	0.12

표 4. 군말뚝 감소계수(p-multiplier)

배열	3D	5D
2×2 배열	0.4, 0.8	0.7, 1.0
3×3 배열	0.3, 0.4, 0.8	0.7, 0.85, 1.0
4×4 배열	0.3, 0.3, 0.4, 0.8	0.7, 0.7, 0.85, 1.0
5×5 배열	0.3, 0.3, 0.3, 0.4, 0.8	0.7, 0.7, 0.7, 0.85, 1.0
효율	약 70%	약 95%

### 5.3 해석 결과

3차원 균말뚝 해석을 통해 말뚝캡의 수평변위량, 말뚝에 발생하는 최대휨응력, 그리고 횡방향 연성스프링을 산정하였으며, 각 영향인자의 효과를 분석하였다.

#### 1) 수평변위량

말뚝배열, 말뚝중심간격, 선단지지조건, 그리고 하중조건에 따른 말뚝캡의 수평변위를 표 5에 나타내었다. 말뚝배열이 2×2배열에서 5×5배열로 갈수록 수평변위는 현저히 감소하였다. 모든 말뚝배열이 등가의 휨강성(NEI=일정)을 갖도록 직경을 결정하였으나, 5×5배열로 갈수록 수평변위가 감소한 이유는 표 6과 같이 지반의 저항력이 5×5배열로 갈수록 더 크게 발생하기 때문이다. 계산과정 중 0.3, 0.4, 0.8은 균말뚝의 횡방향 감소계수(p-multiplier)를 의미한다. 즉 본 연구에서 말뚝자체의 휨강성은 모든 말뚝배열에서 등가의 값을 갖도록 설정되었으나, 지반의 저항력은 등가의 값을 갖지 못하고 5×5배열로 갈수록 더 큰 지반반력이 작용하게 되어 결과적으로 수평변위가 작게 산정된 것으로 판단된다.

말뚝중심간격이 넓어질수록 수평변위는 감소하며,

3D에서 5D로 중심간격이 넓어질 경우 대략 34% 정도 감소하는 것으로 나타났다. 이를 통해 말뚝중심간격을 넓게하는 것이 수평변위량 억지에 매우 효과적임을 알 수 있었다. 말뚝이 선단지지조건인 경우는 마찰말뚝에 비하여 일반적으로 수평변위는 감소하는 것으로 나타났다. 그 크기는 말뚝의 배열 및 중심간격에 크게 영향을 받는 것으로 나타났다. 2×2배열, 3D의 경우 수평변위가 최대 47% 감소하였으나, 5×5배열, 5D의 경우 선단지지말뚝이나 마찰말뚝인 경우 모두 동일한 수평변위가 산정되었다. 이를 통해 수평변위는 말뚝개수가 적고 중심간격이 좁을수록 선단지지조건에 큰 영향을 받는 것을 알 수 있었다.

수평하중이 2배로 증가한 경우 수평변위는 지반의 비선형 거동특성으로 인하여 2배 이상 증가하였다.

#### 2) 말뚝의 최대휨응력

말뚝배열, 말뚝중심간격, 선단지지조건, 그리고 하중조건에 따라 말뚝에 발생하는 최대휨응력을 표 7에 나타내었다. 앞서 설명한 바와 같이 말뚝은 등가의 휨강성을 갖도록 직경을 결정하였으나 지반저항력이 5×5배열로 갈수록 더 크게 작용함에 따라, 말뚝에 발생하는 최

표 5. 수평변위량

	수평하중 2000 kN				수평하중 4000 kN			
	마찰말뚝		선단지지말뚝		마찰말뚝		선단지지말뚝	
	3D	5D	3D	5D	3D	5D	3D	5D
2×2 배열	10.6	6.9	7.8	5.9	26.0	15.4	17.7	12.9
3×3 배열	5.3	3.5	4.7	3.3	12.1	7.3	10.3	6.8
4×4 배열	3.7	2.5	3.5	2.4	8.1	5.0	7.5	4.9
5×5 배열	2.9	1.9	2.8	1.9	6.1	3.8	5.8	3.8

표 6. 지반의 저항력 계산

	2×2 배열	3×3 배열	4×4 배열	5×5 배열
계산 과정	$2(0.4+0.8)D_1$	$3(0.3+0.4+0.8)D_2$	$4(0.3 \times 2 + 0.4 + 0.8)D_3$	$5(0.3 \times 3 + 0.4 + 0.8)D_4$
지반저항력 비	4.3	6.5	9.0	13.4

표 7. 말뚝의 최대휨응력

	수평하중 2000 kN				수평하중 4000 kN			
	마찰말뚝		선단지지말뚝		마찰말뚝		선단지지말뚝	
	3D	5D	3D	5D	3D	5D	3D	5D
2×2 배열	12.3	11.5	14.4	12.5	27.7	24.7	30.6	26.2
3×3 배열	10.4	8.3	11.0	8.6	22.4	17.2	23.2	17.7
4×4 배열	8.7	6.7	9.0	6.8	18.3	13.6	16.7	13.8
5×5 배열	7.6	5.6	7.7	5.7	15.6	11.4	15.8	11.5



대횡응력도 5×5배열에서 가장 작게 발생하는 것으로 나타났다. 말뚝중심간격이 5D의 경우는 3D의 경우에 비하여 최대횡응력은 약 21% 감소하는 것으로 나타났으며, 수평변위와 달리 5×5배열에서 가장 크게 감소하는 것으로 나타났다.

### 3) 횡방향 스프링강성

말뚝배열, 말뚝중심간격, 선단지지조건, 그리고 하중 조건에 따른 군말뚝기초의 횡방향 스프링 강성 변화를 그림 6에 도시하였다.

그림에서 점선과 실선은 단독말뚝 각 배열에 해당하는 직경과 표 4에 나타난 말뚝간격별 효율, 그리고 두부 구속조건으로 회전구속(unrotated)을 적용하여 단독말뚝 해석을 수행하여 산정한 단독말뚝의 횡방향 강성( $k_h$ )에 말뚝의 개수(N)을 곱하여 도시한 것이다. 말뚝중심

간격이 넓을수록 횡방향 스프링강성은 크게 산정되었다. 특히 단독말뚝의 강성을 통해 산정한 경우보다 직접 3차원 군말뚝해석을 통해 산정한 경우 말뚝간격에 따른 횡방향 강성의 차이가 더 큰 것으로 나타났다. 또한 3차원 군말뚝해석을 통해 산정한 경우 단독말뚝의 강성을 통해 산정한 경우보다 횡방향 스프링강성이 작게 산정되어 더 보수적인 방법임을 알 수 있었다. 선단지지조건에 의한 영향은 2×2배열에서는 현저하게 나타났으나 다른 배열에서는 상대적으로 효과가 작게 나타났다. 또한 수평하중이 증가할수록 지반의 비선형성으로 인하여 횡방향 스프링강성이 감소하는 현상을 볼 수 있었다.

본 영향인자 분석을 통해, 지반의 저항력을 고려하지 않고 단순히 말뚝의 휨강성만을 등가로 하여 군말뚝기초의 횡방향 스프링강성을 산정하는 경우는 실제와 매우 다른 값을 나타냄을 알 수 있었다. 반면 두부구속조

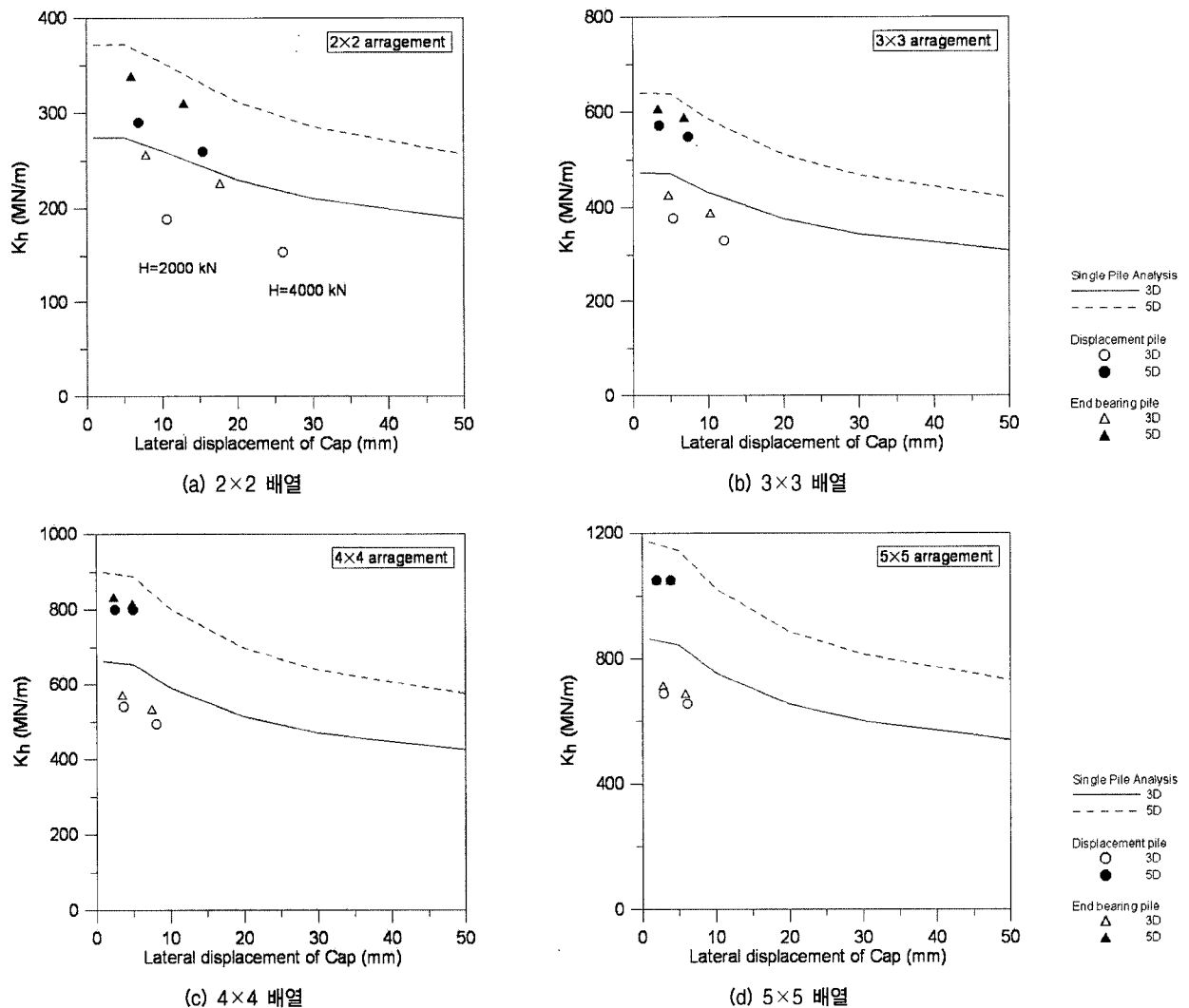


그림 6. 군말뚝의 횡방향 스프링강성 변화

건과 말뚝간격별 효율이 적용된 단독말뚝을 수행하여 횡방향강성( $k_h$ )을 산정하여 군말뚝 스프링강성을 산정하는 방법은 어느 정도 3차원 군말뚝 해석결과와 유사한 경향성을 나타내었으나, 그 크기는 다소 크게 산정되는 것으로 나타났다. 따라서 정확한 횡방향 스프링강성 산정을 위해서는 3차원 군말뚝 해석기법을 적용하는 것이 필요하며, 이는 다른 방법에 비하여 보수적인 방법임을 알 수 있었다.

## 6. 결론

본 논문에서는 교량의 상부구조 해석시 말뚝기초 단부지점 모델링 방법에 대해 고찰하였으며, 말뚝기초의 복잡한 거동특성을 비교적 간편하게 나타낼 수 있는 연성스프링을 이용하는 방법에 관하여 자세히 기술하였다. 이러한 연성스프링 산정방법 중 가장 실제에 근접한 값을 산정할 수 있는 3차원 군말뚝기초 해석기법을 이용한 방법을 실제로 적용하여 다양한 말뚝배열, 중심간격, 선단지지조건, 그리고 하중조건등에 따른 영향인자 분석을 수행하였다. 3차원 군말뚝 해석기법으로는 *YSGroup*을 사용하였으며, 말뚝캡을 4절점 평면셀요소, 말뚝을 보·기둥요소, 지반을 비선형 하중전이곡선( $t-z$ ,  $q-z$ ,  $p-y$  곡선)을 이용하여 전체 말뚝기초를 상세히 모델링하여 3차원 비선형 해석을 수행하였다. 군말뚝 해석결과 수평변위량, 말뚝의 최대휨응력, 그리고 횡방향 스프링강성에 미치는 영향인자의 효과를 분석하였다. 본 연구의 결론은 다음과 같다.

- (1) 수평변위는 말뚝중심간격이 넓어질수록 감소하였으며, 말뚝개수가 적고 중심간격이 좁을수록 선단지지조건에 큰 영향을 받는 것으로 나타났다. 말뚝의 최대휨응력도 말뚝중심간격이 넓어질수록 감소하였으며, 수평변위와 달리 말뚝개수가 많을수록 더 크게 감소하였다.
- (2) 횡방향 스프링강성은 말뚝중심간격이 넓어질수록 크게 산정되었으며, 수평하중이 증가할수록 감소하였다. 또한 단독말뚝의 강성을 통해 산정한 경우보다 직접 3차원 군말뚝해석을 통해 산정한 경우에 말

뚝간격에 따른 횡방향 강성의 차이가 더 큰 것으로 나타났다.

- (3) 군말뚝의 횡방향 스프링강성 산정시 단순히 말뚝의 휨강성(EI)만을 등가로 하여 산정하는 경우 실제와 큰 차이 있었으며, 두부구속조건과 말뚝간격별 효율이 적용된 단독말뚝을 수행하여 횡방향강성( $k_h$ )을 산정하여 군말뚝 스프링강성을 산정하는 경우는 3차원 군말뚝 해석결과와 유사한 값을 경향성을 나타내었으나, 그 크기는 다소 크게 산정되었다. 따라서 3차원 군말뚝 해석기법을 통해 산정하는 방법이 영향인자의 효과를 가장 잘 나타내며, 보수적인 결과임을 알 수 있었다.

## 참 고 문 헌

1. 도로교설계기준 해설(하부구조편) (2001), *대한토목학회*, pp.268-272.
2. 원진오, 정상섭 (2005), “교량 말뚝기초 해석기법의 적용성 분석”, *한국지반공학회 논문집*, 제21권, 4호, pp.123-134.
3. 원진오, 정문경, 광기석, 정상섭 (2004), “홍수시 충격하중 및 유수압을 고려한 교량기초 해석”, *대한토목학회지*, 제24권, 제1C호, pp.49-55.
4. Chang, Y. L. (1937), “Discussion of Lateral Pile Loading Tests by Feagin”, *Transactions of ASCE* 102, pp.272-278.
5. FHWA. (1988), “Drilled Shaft Construction Procedure and Design Method”, FHWA 88/042.
6. Hoit, M. I., McVay, M., Hays, C., and Andrade, P. W. (1996), “Nonlinear Pile Foundation Analysis using Florida-Pier”, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.1, No.4, pp.135-142.
7. Mokwa, R. L. (1999), “Investigation of the Resistance of Pile Caps to Lateral Loading”, Ph.D thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.
8. Polam, I., Kapuskar, M. and Chaudhuri, D. (1988), “Modeling of Pile Footings and Drilled Shafts for seismic Design”, Technical Report MCEER-98-0018.
9. Poulos, H. G. (1979), “Group Factors for Pile-Deflection Estimation”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.105, No.12, pp.1489-1509.
10. Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1968), “The Settlement Behaviour of Single Axially-Loaded Incompressible Piles and Piers”, *Geot* Vol.1: 351-371.
11. Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. (1974), “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”, Paper No. OTC 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas.
12. Zafir, Z. (2002), “Seismic Foundation Stiffness For Bridges”, *Deep Foundations 2002*, pp.1421-1433.

(접수일자 2005. 5. 31, 심사완료일 2005. 7. 5)