

## 교량 말뚝기초의 단부 지점조건의 영향분석

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

정상섭<sup>1)</sup>, Sang-Seom Jeong, 원진오<sup>2)</sup>, Jin-Oh Won

<sup>1)</sup> 연세대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

<sup>2)</sup> 연세대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

**SYNOPSIS :** Modeling techniques of piled pier were reviewed and the influences of pile cap's boundary conditions were analyzed in this study. Among various modeling techniques, equivalent cantilever method seems relatively simple for modeling pile groups and it has some problems to determine the virtual fixed points. Through the analyses, it was found that the method of nonlinear p-y model with soil springs was more appropriate than equivalent cantilever method. The method modeling a pile group using stiffness matrix seems useful for practical design, which can represent the nonlinear three-dimensional behavior of a piled pier. In this study, the stiffness matrix of a pile group could be estimated efficiently and precisely using three-dimensional nonlinear analysis programs of pile groups (*FBPier 3.0*, *YSGroup*).

**Keyword :** Modeling, piled pier, nonlinear soil spring, stiffness matrix, lateral loading

## 1. 서론

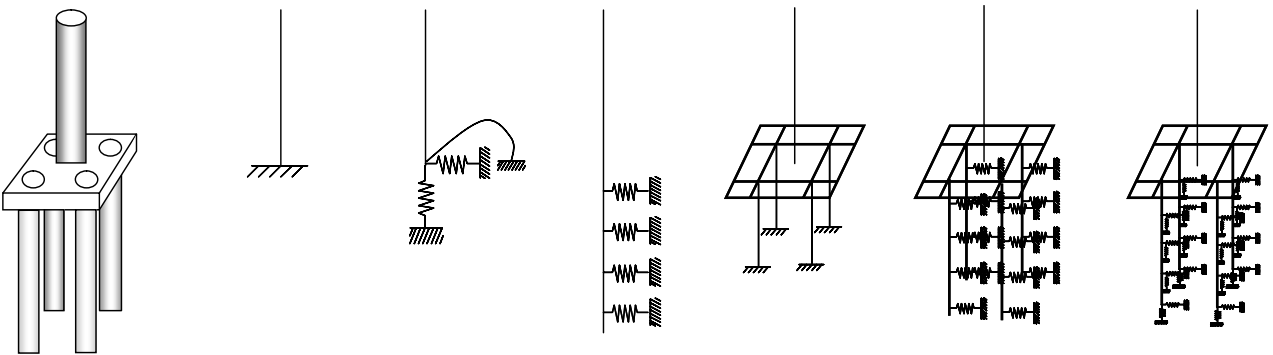
교량의 기초형식 중 말뚝기초는 수직하중, 수평하중 모두에 대한 지지성능이 뛰어나 가장 널리 사용되어왔다. 특히 말뚝기초의 수평하중에 대한 큰 지지능력은 지진하중 작용시 교각 상단에 작용하는 횡방향 하중에 대한 저항을 가능하게 하여 교량의 기초형식으로 주목받고 있다. 그러나 말뚝기초의 빈번한 해석 및 설계에도 불구하고, 상부구조 해석시 말뚝기초는 그 거동특성을 적절히 나타낼 수 없는 매우 간단한 형태로 모델링 되고 있는 실정이다. 이러한 말뚝기초의 간소화된 모델링은 축방향 거동이 지배적인 경우에는 큰 문제가 되지 않으나, 최근 대두되고 있는 내진설계시 횡방향 거동이 지배적인 경우에는 많은 문제가 발생한다.

일반적으로 말뚝기초는 축방향 강성이 커서 침하량 역지에는 효과적이거나, 횡방향 강성이 작으므로 상대적으로 작은 수평하중에도 큰 수평변위가 발생하는 취약점을 갖고 있다. 단독말뚝의 경우 현재까지의 많은 연구결과로 인하여 말뚝-지반 상호작용에 의하여 나타나는 횡방향 거동에 관하여는 어느 정도 예측이 가능하게 되었다. 그러나 군말뚝기초의 경우 인접한 말뚝간의 간섭효과에 의한 말뚝-지반-말뚝 상호작용과 말뚝-캡의 접촉조건, 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 지진하중 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 대하여 고찰하였으며, 말뚝기초의 복잡한 거동특성을 적절히 나타낼 수 있는 연성스프링을 이용한 방법에 대해 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 지반모델 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.



(a)말뚝기초형상 (1)고정단조건 (2)지점스프링 (3)등가 횡방향모델 (4)가상고정점을 (5)횡방향 bi-linear (6)축방향,횡방향  
이용한 방법 모델 이용한 방법 비선형하중전이  
곡선 이용한 방법

그림 1. 말뚝기초의 지점 모델링

그림 1(1)과 같이 말뚝기초를 고정단으로 모델링하는 경우, 가장 간단한 방법이긴 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, 또는 횡방향 스프링을 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 4절 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 일체형말뚝기초의 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 형태는 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 주의를 요하며 이에 대한 구체적인 내용은 3절에서 다루었다.

그림 1(5)는 말뚝을 3차원 보요소로, 지반을 말뚝에 연결된 횡방향 스프링으로 모델링한 것이다. 연직방향으로 말뚝의 선단은 고정되어 있고 말뚝의 탄성침하량만이 고려된다. 횡방향으로 지반은 수평지반지반반력계수 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) 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 동일한 효과를 얻을 수 있다.

### 3. 가상고정점을 이용한 방법 및 문제점

상부 구조해석시 복잡한 지반을 모델링하지 않고 유사한 효과를 얻기 위하여 제안된 방법이 가상고정점을 이용하여 말뚝을 캔틸레버로 모델링하는 방법이다. 말뚝의 가상고정점은 탄성지반반력법 중 지반반력이 일정하다는 가정하에 산정된다. 가상고정점은 말뚝두부가 회전에 대해 구속되어 있을 때, 말뚝두부의 휨모멘트와 캔틸레버의 모멘트를 일치시키는 방법을 통해 결정된다.

말뚝두부가 지표면에 위치한 매립말뚝의 경우, 말뚝두부의 휨모멘트,  $M_o$ 는 수평력  $H$ 와 특성값인  $\beta$ 를 이용하여 탄성기초상의 보 이론으로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_o = \frac{H}{2\beta} \quad (1)$$

말뚝두부의 모멘트  $M_o$ 의 값을 일치시킬 수 있도록 임의 길이의 캔틸레버 보에서의 말뚝두부 모멘트는 다음과 같다.

$$M_c = \frac{1}{2} H x \quad (2)$$

여기서  $x$ 는 지표면으로부터 임의의 길이이다.  $M_o$ 와  $M_c$ 를 일치시키는 지표면으로부터의 깊이  $x$ 는 다음과 같다.

$$x = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_H D}} \quad (m) \quad (3)$$

여기서,  $EI$ 는 말뚝의 휨강성,  $k_H$ 는 지반반력계수, 그리고  $D$ 는 말뚝직경이다. 말뚝이 지표면 위로 돌출되어 있는 경우에도,  $M_o$ 와  $M_c$ 를 일치시키는 지표면에서의 깊이  $x$ 는 식 (3)과 동일한 형태가 된다.

가상고정점을 이용한 방법은 말뚝기초를 그림 1(4)와 같이 간단히 모델링할 수 있는 장점이 있으나, 여러 가지 제약조건과 문제점이 있다. 가상고정점은 탄성지반반력법을 이용하여 산정되므로 말뚝의 탄성변위를 넘어서는 큰 하중상태에서는 실제와 큰 차이가 있을 수 있다. 또한 가상고정점은 탄성지반반력법에서 지반반력이 일정하다는 가정하에 결정되므로, 깊이에 따라 지반반력이 증가하는 사질토, 정규압밀점토의 경우 실제 거동과 해석값이 차이가 발생할 수 있다. 무엇보다 가상고정점을 결정하는데 있어서 말뚝두부 모멘트를 일치시켜야 하는 근거를 찾아볼 수 없다. 횡하중을 받는 말뚝기초에서 역학적 의미를 지니는 점들은 표 1에 나타난 바와 같이 가상고정점 외에도 제1부동점, 모멘트의 크기가 0이 되는 점, 지표면으로부터 발생한 수평변위의 합이 0이 되는 점, 그리고 지표면으로부터 발생한 부재내의 모멘트가 0이 되는 점들이 있으며, 이러한 역학적 의미를 지닌 점들의 길이는 가상고정점에 비하여 0.75~3.15배의 큰 폭을 나타낸다. 따라서 가상고정점만을 이용하여 캔틸레버 길이를 결정하는 방법은 신뢰성이 부족하다고 할 수 있다.

표 1. 말뚝의 특성위치

	점의 위치	
	말뚝두부가 지표면에 위치한 경우	말뚝두부가 지표면위로 돌출된 경우
① 가상 고정점	$\frac{1}{\beta}$	$\frac{1}{\beta}$
② 제1부동점	$\frac{3\pi}{4\beta}$	$\frac{1}{\beta} \tan^{-1}\left(\frac{\beta h + 1}{\beta h - 1}\right)$
③ 모멘트가 0이 되는 점	$\frac{\pi}{4\beta}$	$\frac{1}{\beta} \tan^{-1}\left(\frac{1 - \beta h}{1 + \beta h}\right)$
④ 변위의 합이 0이 되는 점	$\frac{\pi}{2\beta}$	$\frac{1}{\beta} \tan^{-1}\left(-\frac{1}{\beta h}\right)$
⑤ 모멘트의 합이 0이 되는 점	$\frac{\pi}{\beta}$	$\frac{1}{\beta} \tan^{-1}(-\beta h)$

항만의 잔교구조물을 대상으로 말뚝기초를 각각 가상고정점과 제1부동점을 이용하여 캔틸레버로 모델링한 경우와 말뚝은 보요소로, 지반은 횡방향 지반스프링을 이용하여 모델링한 경우를 대상으로 지진하중에 의한 동적해석을 수행하였다(김문겸, 2000). 동적 해석결과 가상고정점과 제1부동점을 이용하여 말뚝기초를 캔틸레버로 모델링한 경우는 서로 유사한 결과값을 나타내었으나, 지반스프링을 사용하여 모델링 한 경우에 비하여 약 5~30% 정도 크게 산정되는 것으로 나타났다. 따라서 말뚝을 가상고정점을 이용한 캔틸레버로 모델링하는 방법은 간편법은 될 수 있으나, 실제 거동과는 많은 차이가 발생할 수 있음을 알 수 있었다.

#### 4. 강성행렬

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.

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

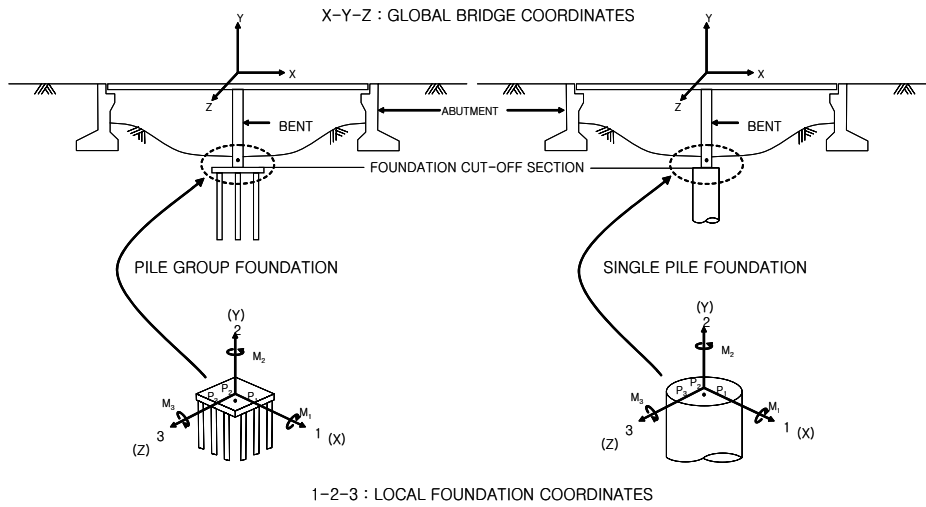
$$\{P\} = \langle P_1 \ P_2 \ P_3 \ M_1 \ M_2 \ M_3 \rangle^T \quad (5)$$

$$\{\Delta\} = \langle \nabla_1 \ \nabla_2 \ \nabla_3 \ \theta_1 \ \theta_2 \ \theta_3 \rangle^T \quad (6)$$

여기서,  $P_1 \ P_2 \ P_3$  과  $M_1 \ M_2 \ M_3$ 는 각각 축 1, 2, 3의 하중과 모멘트를 나타내며,  $\nabla_1 \ \nabla_2 \ \nabla_3$  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.



(a) 군말뚝기초 (b) 단독 말뚝기초  
그림 2. 기초강성(연성스프링)의 개념 (Zafir, 2002)

식 (7)의  $6 \times 6$  말뚝기초 강성행렬에서 총 10개의 강성 중, 말뚝기초의 형식, 하중방향, 해석의 종류에 따라 총 10가지 모든 강성을 고려하기도 하고, 때로는 몇 개의 지배적인 강성만을 고려하기도 한다. 그림 1(2)와 같이 말뚝기초를 축방향 및 회전(rocking) 스프링만으로 모델링할 경우, 축방향강성  $K_{22}$ 와 회전강성  $K_{44}$ 과  $K_{66}$ 만을 산정하게 되며, 다음과 같이 간단히 산정하는 방법이 있다.

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

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

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 강성 및 회전강성을 쉽게 산정할 수 있으나, 매우 간소화된 모델이라 할 수 있다.

식 (7)의 말뚝두부 강성행렬에서 말뚝기초의 형식에 따라 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 때로 무시하기도 한다. 반면 그림 2(b)의 단독 말뚝기초의 경우는 커플링강성( $K_{16}, K_{61}$ 과  $K_{34}, K_{43}$ )이 큰 영향을 미치는 것으로 알려져 있다(Zafir, 2002).

## 5. 군말뚝기초 강성행렬 산정방법

Zafir등(2002)등은 식 (7)의 군말뚝기초 강성행렬 중 수평, 수직강성과 회전, 비틀림강성을 각각 식 (10)과 식 (11)을 통해 산정하는 방법을 제안하였다.

$$K_{Gjj} = K_{pjj} n\beta_j, \quad j=1,2,3 \quad (10)$$

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

여기서,  $K_{Gjj}$ 는 군말뚝강성행렬 중 대각행렬,  $K_{pjj}$ 는 단독말뚝의  $j$ 축으로의 이동강성,  $n$ 은 말뚝개수,  $\beta_j$ 는 군말뚝 감소계수,  $K_{p,i}$ 는 단독말뚝  $i$ 의 이동강성,  $r_i$ 는 회전축에서 말뚝  $i$ 까지 거리이다. 단독말뚝의 이동강성  $K_{pjj}$  또는  $K_{p,i}$ 는 축방향( $j=2$ )은 *APile* 프로그램을 통해, 횡방향( $j=1,3$ )은 *LPile* 프로그램을 통해 산정 가능하다. *LPile* 해석시 지반모델로 비선형 하중전이곡선( $p$ - $y$ 곡선)을 적용할 경우 하중 또는 말뚝 두부변위량이 증가함에 따라 말뚝두부 강성은 크게 감소하므로, 하중 크기 또는 말뚝 두부변위량에 적합한 말뚝두부 강성을 적용하는 것이 필요하다.

말뚝기초는 그림 1(6)과 같이 말뚝캡은 셸요소로, 말뚝은 보요소로, 지반은 축방향, 횡방향 비선형 하중전이곡선( $t$ - $z$ ,  $q$ - $z$ ,  $p$ - $y$ 곡선)으로 모델링될 때, 임의의 하중에 대한 거동을 가장 잘 나타낼 수 있다. 이 경우 교각 하단부에 6개의 자유도로 단위 하중(모멘트)을 작용시켰을 때 이에 대응하는 변위(회전각)와의 비를 구하면, 식 (7)과 같은 말뚝기초의 강성행렬을 직접 산정할 수 있다. 이 방법은 Zafir등(2002)의 방법과 같이 단독말뚝의 축방향해석, 횡방향해석을 개별적으로 수행할 필요없이, 3차원 모델링을 통하여 교각 하단부에서 직접 강성행렬을 산정할 수 있는 장점이 있다. 또한  $6 \times 6$  강성행렬에서 대각행렬 뿐만 아니라 모든 요소의 값이 산정되게 되며, 산정된 강성행렬을 이용하여 실제 그림 1(6)과 같이 말뚝기초를 상세히 모델링한 효과를 나타낼 수 있다. 따라서 말뚝기초 전용 해석 프로그램(*FBPier 3.0*, *YSGroup*) 등을 통하여 산정된  $6 \times 6$  강성행렬을 교각하단 지점부 모델로 사용할 경우, 상부 구조해석시 말뚝기초의 거동을 충분히 반영할 수 있으리라 판단된다. 본 연구에서는 상용 프로그램인 *FBPier 3.0*과 *Group 6.0*의 중간단계 프로그램인 *YSGroup*을 개발하였으며, 비선형 하중전이곡선을 적용한 군말뚝기초의 3차원 해석과 강성행렬에 관한 연구를 수행 중에 있다(원진오 등, 2004).

## 6. 해석 사례

다양한 말뚝기초를 대상으로 Zafir 등의 방법과 3차원 군말뚝해석 프로그램(*FBPier 3.0*, *YSGroup*)을 이용하여 각각 강성행렬을 산정하여 비교·분석하였다. 대상 말뚝기초는 그림 3에 나타난 바와 같이 대구경 단일 현장타설말뚝,  $2 \times 2$  군말뚝기초, 그리고  $3 \times 3$  군말뚝기초 등 3가지 형식이며, 동일한 체원의 3가지 형식의 말뚝기초가 서로 다른 두 지반(SP1, SP2)에 설치되었으므로 대상 말뚝기초는 총 6개이다.

지반의 물성치와 말뚝의 물성치는 각각 표 2와 표 3과 같다. 첫 번째 지반(SP1)은 지하수위가 지표면에 위치하며 9m의 실트층 밑에 사질토층이 위치하고 있다. 두 번째 지반(SP2)은 지하수위가 1.5m 깊이에 있으며 중간조밀한 점토층이 9m 깊이까지, 그 이하는 사질토층이 위치하고 있다. 첫 번째 기초모델은 캡이 없는 단일 현장타설 콘크리트 말뚝(기초 1)으로 직경은 1.8m이고 상부 9m부분은 두께 19mm의 강재 케이싱이 설치되어 있다. 두 번째 모델은 캡이 있는  $2 \times 2$ 배열 군말뚝(기초 2)으로 개개 말뚝직경은 1.2m이며, 말뚝캡은 가로, 세로가 6m, 두께가 2m이며, 상부 9m에 두께 12.7mm의 강재 케이싱이 설치되어 있다. 세 번째 모델은  $3 \times 3$ 배열 군말뚝(기초 3)으로 말뚝캡은  $5.8\text{m} \times 5.8\text{m} \times 2\text{m}$ 이고 개개 말뚝직경은 0.61m이며 콘크리트로 충전된 강관말뚝이며 강관의 두께는 12.7mm이다.

표 2. 지반 물성

Depth(m)	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	k(MN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c(kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon$ 50
Soil Profile SP1					
0-9	12.6	7.6	-	9.6	0.030
9-60	21.2	34	40	-	-
Soil Profile SP2					
0-9	18.1	136	-	72	0.007
9-60	21.2	34	40	-	-

표 3. 말뚝 물성

말뚝타입	길이 (m)		직경 (m)	단면2차모멘트 (m <sup>4</sup> )	면적 (m <sup>2</sup> )	탄성계수 (kN/m <sup>2</sup> )
기초 1	SP1	24-30	1.8	0.515	2.5430	41370
	SP2	12-18				
기초 2	SP1	24-30	1.2	0.102	1.1304	41370
	SP2	12-18				
기초 3	SP1	24-30	0.6	0.006	0.2826	41370
	SP2	18-24				

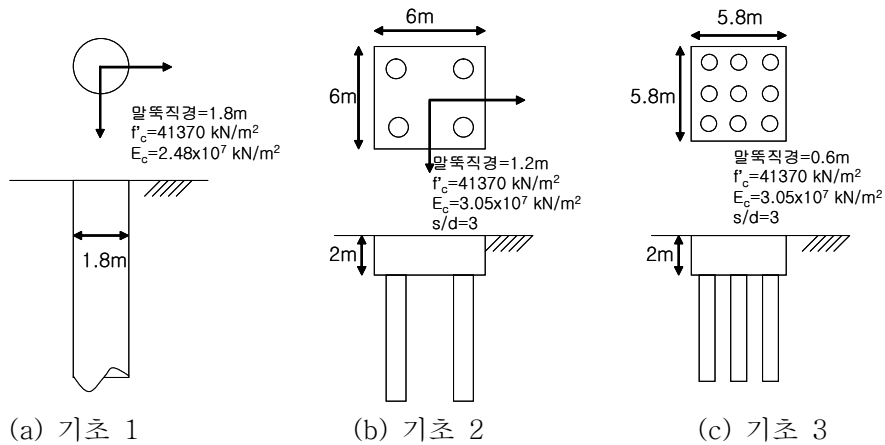


그림 3. 기초형식

식 (10)과 식 (11)과 같이 Zafir 등(2002) 방법에 의해 산정된 초기 말뚝강성은 표 4와 같다. 단독말뚝인 기초 1에서 수직방향 강성  $K_{o,22}$ 는 APile을, 나머지 횡방향 강성들은 모두 LPile을 사용하여 산정하였다. 군말뚝기초인 기초 2과 기초 3의 강성은 식 (10)과 식 (11)과 같이 군말뚝내 개개 단독말뚝의 강성과 군말뚝 감소계수를 사용하여 산정하였다.

동일한 말뚝기초를 대상으로 3차원 군말뚝해석기법인 FBPIer 3.0, YSGroup을 통해 6×6 강성행렬을 산정하였다. 축방향 강성은 두 해석 프로그램이 일치하였으나, 횡방향 강성은 YSGroup이 FBPIer 3.0에 비하여 1/5정도 크게 산정되었으나 전체적인 경향은 동일하게 나타났다. FBPIer 3.0을 이용하여 산정한 말뚝 강성행렬은 표 5와 같다.

지반 SP1에서 단독말뚝인 기초 1의 말뚝강성은 축방향강성,  $K_{o,22}$ 를 제외하고는 거의 일치하는 것으로 나타났으며,  $K_{o,22}$ 는 FBPIer 3.0을 사용한 방법이 1/2정도 작게 산정되었는데, 이는 축방향 모델링의 차이에 기인된 것으로 판단된다. 즉 Zafir방법에서는 APile 프로그램내에 내장된 지지력-침하량 공식을 이용하여 축방향강성을 산정하나, FBPIer 3.0에서는 비선형 하중전이곡선(t-z, q-z곡선)을 사용하여 산정함에 따른 차이로 판단된다. 군말뚝기초인 기초 2와 기초 3의 경우, FBPIer 3.0으로 산정된 횡방향 강성이 다소 크게 산정되는 경향이 있지만, 두 방법에 의해 산정된 말뚝 강성행렬이 서로 유사한

값을 나타낼 수 있었다. 반면 지반 SP2에서는 기초 2와 기초 3의 경우 *FBPier 3.0*에 의해 산정된 횡방향 강성이 Zafir방법에 의한 것보다 상당히 크게 산정되어 두 방법간의 말뚝강성 산정에 있어서 보다 정밀한 비교, 분석이 필요함을 알 수 있었다. *FBPier 3.0*을 이용한 말뚝 강성행렬 산정시 표 5와 같이 군말뚝기초의 상호 커플링강성도 산정 가능하며, 6×6 강성행렬의 모든 값을 산정할 수 있다.

표 4. Zafir등(2002) 방법에 의해 산정된 초기 말뚝두부 강성

지반 조건	기초 형식	말뚝-캡 접합조건	$K_{0,11}$ (kN/m)	$K_{0,22}$ (kN/m)	$K_{0,33}$ (kN/m)	$K_{0,44}$ (kN-m/rad)	$K_{0,55}$ (kN-m/rad)	$K_{0,66}$ (kN-m/rad)	$K_{0,16}$ (= $K_{0,61}$ ) (kN/rad)	$K_{0,34}$ (= $K_{0,43}$ ) (kN/rad)
SP1	기초 1	-	1.94E+05	2.89E+06	1.94E+05	6.58E+06	-	6.58E+06	9.07E+05	9.07E+05
	기초 2	Fixed	3.54E+05	4.31E+06	3.54E+05	3.12E+07	1.58E+06	3.12E+07	-	-
	기초 3	Fixed	2.38E+05	4.20E+06	2.38E+05	9.38E+06	5.44E+05	9.38E+06	-	-
SP2	기초 1	-	2.49E+06	4.59E+06	2.49E+06	1.20E+07	-	1.20E+07	5.16E+05	5.16E+05
	기초 2	Fixed	1.67E+06	5.99E+06	1.67E+06	2.00E+07	7.14E+06	2.00E+07	-	-
	기초 3	Fixed	1.61E+06	4.62E+06	1.61E+06	1.03E+07	4.57E+06	1.03E+07	-	-

- (1) 수직강성  $K_{0,22}$ , 회전강성  $K_{0,44}$ ,  $K_{0,66}$ 은 말뚝 두부조건과 무관하게 산정된다.  
 (2) 상호 커플링강성의 단위는  $K_{0,16}$ ,  $K_{0,34}$ 는 kN/rad이고  $K_{0,61}$ ,  $K_{0,43}$ 는 kN-m/m이다.

표 5. *FBPier 3.0*에 의해 산정된 말뚝두부 강성

지반 조건	기초 형식	말뚝-캡 접합조건	$K_{0,11}$ (kN/m)	$K_{0,22}$ (kN/m)	$K_{0,33}$ (kN/m)	$K_{0,44}$ (kN-m/rad)	$K_{0,55}$ (kN-m/rad)	$K_{0,66}$ (kN-m/rad)	$K_{0,16}$ (= $K_{0,61}$ ) (kN/rad)	$K_{0,34}$ (= $K_{0,43}$ ) (kN/rad)
SP1	기초 1	-	1.95E+05	1.07E+06	1.95E+05	6.82E+06	2.27E+02	6.82E+06	9.17E+05	9.17E+05
	기초 2	Fixed	4.18E+05	3.47E+06	4.18E+05	1.84E+07	5.07E+06	1.84E+07	1.12E+06	1.12E+06
	기초 3	Fixed	1.04E+06	4.52E+06	1.35E+06	1.32E+07	5.94E+06	1.25E+07	1.06E+06	1.42E+06
SP2	기초 1	-	2.12E+06	1.86E+06	2.12E+06	7.89E+06	1.70E+03	7.89E+06	2.14E+06	2.14E+06
	기초 2	Fixed	5.10E+07	4.81E+06	5.10E+07	2.49E+07	9.36E+08	2.49E+07	3.65E+03	4.40E+03
	기초 3	Fixed	6.39E+07	4.52E+06	7.28E+07	1.34E+07	2.37E+08	1.29E+07	4.30E+03	8.64E+02

## 7. 결론

본 논문에서는 교량의 상부구조 해석시 말뚝기초 모델링 방법에 대하여 고찰해 보았다. 최근 대두되고 있는 내진설계의 일환으로 횡하중을 받는 교량구조물 해석이 설계를 좌우하고 있으며, 이로 인하여 말뚝기초의 적절한 모델링 방법은 점차 그 중요성이 더해가고 있다. 다양한 말뚝기초 모델링 방법에 대한 고찰 결과, 가상고정점을 이용한 방법은 모델링은 간편하나 캔틸레버 길이 결정에 있어서 문제점이 있었으며, 해석 결과를 통해 횡방향 지반스프링이 포함된 모델링이 되어야함을 알 수 있었다. 말뚝기초 강성행렬을 이용하여 모델링하는 방법은 말뚝해석 프로그램(*FBPier 3.0*, *YSGGroup*)을 통해 6×6 강성행렬을 산정할 경우 실제 군말뚝기초의 복잡한 거동특성을 효과적으로 반영할 수 있음을 알 수 있었다. 향후 변위증가에 따른 말뚝강성의 감소, 말뚝캡의 영향 정도 등에 관한 체계적인 분석이 필요하며, 이를 통하여 말뚝기초의 효율적이면서도 정확한 모델링이 가능하리라 판단된다.

## 참고문헌

1. 김문겸, 김민규(2000), "잔교식 안벽에서 말뚝의 가상고정점 결정에 관한 연구보고서", 연세대학교 건설공학연구소.
2. 원진오, 정문경, 광기석, 정상섭(2004), "홍수시 충격하중 및 유수압을 고려한 교량기초 해석", 대한토목학회지, 제24권, 제1C호, pp.49-55.
3. 원진오, 정상섭(2004), "말뚝기초의 3차원 선형 및 비선형 해석 비교", 대한토목학회 학술발표회.
4. 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.
5. Zafir, Z. (2002), "Seismic Foundation Stiffness For Bridges", Deep Foundations 2002, pp.1421-1433.