

## 경험식을 통한 대구경 현장타설말뚝에 대한 수평지반반력계수와 수평거동 영향범위의 평가

### Evaluation of Lateral Subgrade Reaction Coefficient Considering Empirical Equation and Horizontal Behavior Range of Large Diameter Drilled Shaft

양우열<sup>1</sup>, 황태현<sup>2</sup>, 김범주<sup>3</sup>, 박성백<sup>4</sup>, 이강일<sup>5\*</sup>

Woo-Yeol Yang<sup>1</sup>, Tae-Hyun Hwang<sup>2</sup>, Bum-Joo Kim<sup>3</sup>, Seong-Bak Park<sup>4</sup>, Kang-Il Lee<sup>5\*</sup>

<sup>1</sup>Member, Ph.D Candidate, Dept. of Civil Engineering, Daejin University, 1007 Hoguk-ro, Pocheon-si, Gyeonggi-do 11159, Republic of Korea

<sup>2</sup>Member, Adjunct Professor, Dept. of Civil Engineering, Daejin University, 1007 Hoguk-ro, Pocheon-si, Gyeonggi-do 11159, Republic of Korea

<sup>3</sup>Member, Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Dongguk University, 30 Pildong-ro 1-gil, Jung-gu, Seoul 04620, Republic of Korea

<sup>4</sup>Member, Ph.D Candidate, Dept. of Civil Engineering, Daejin University, 1007 Hoguk-ro, Pocheon-si, Gyeonggi-do 11159, Republic of Korea

<sup>5</sup>Member, Professor, Dept. of Civil Engineering, Daejin University, 1007 Hoguk-ro, Pocheon-si, Gyeonggi-do 11159, Republic of Korea

#### ABSTRACT

The lateral bearing characteristics of large diameter drilled shaft depend greatly on the stiffness of the pile, horizontal subgrade reaction of adjacent ground. In particular, the empirical evaluation results of the horizontal subgrade reaction coefficient which are widely used in pile design are very important factors in evaluating the lateral bearing capacity of drilled shaft because the difference in bearing capacity depends on the estimated result. Nevertheless, the evaluation of the horizontal subgrade reaction coefficient on the large diameter drilled shaft is insufficient. In addition, although the range of influence and the location of the maximum moment which is the weaken zone on the pile may be correlated and relationship of these are major consideration in determining the reinforced zone of drilled shaft, the previous studies have not been evaluated it. In this study, the field test and nonlinear analysis of large diameter drilled shaft were performed to evaluate the horizontal subgrade reaction coefficient and to investigate the relationship between the influence range  $1/\beta$  of the pile and the location of the maximum moment  $z_m$ . In the result, the lateral bearing capacity of drilled shaft showed a difference in results by about 190% according to the empirical equation on the horizontal subgrade reaction coefficient. And the relationship between the influence range of the pile and the location of the maximum moment was evaluated as a linear relationship depending on the soil density.

#### 요 지

대구경 현장타설말뚝의 수평지지 특성은 말뚝의 강성, 인접지반의 수평지반반력에 따라 크게 좌우된다. 특히 말뚝설계 시 많이 활용되는 경험적인 수평지반반력계수는 그 결과의 값에 따라서 지지력의 차이가 크므로 수평지지력을 평가하는 데 매우 중요한 요소임에도 불구하고 대구경 현장타설말뚝에 대한 지반반력계수의 평가가 미흡한 실정이다. 또한, 말뚝의 취약부인 수평하중에 대한 영향범위와 최대 모멘트의 발생위치는 서로 상관관계가 있을 수 있고, 수평하중에 대한 말뚝의 보강영역을 판단하는데 주요 고려사항임에도 기존 연구에서는 이 관계에 대해 평가되지 않았다. 이에 본 연구는 대구경 현장타설말뚝의 수평지반반력계수를 평가하고, 말뚝의 영향범위( $1/\beta$ )와 최대 모멘트의 발생위치( $z_m$ )의 관계를 조사하고자 대구경 현장타설말뚝에 대한 현장시험과 비선형 해석을 수행하였다. 연구결과, 대구경 현장타설말뚝의 수평지지력은 경험식을 통한 산정결과에 따라 최대 190%정도 차이를 보였다. 또한, 말뚝의 수평거동에 대한 영향범위와 최대 모멘트의 발생위치의 관계는 지반조건에 따라 선형적 관계인 것으로 평가되었다.

**Keywords** : Drilled shaft, Field lateral loading test, Nonlinear analysis, Subgrade reaction coefficient

Received 4 Mar. 2020, Revised 18 May. 2020, Accepted 1 Jun. 2020

\*Corresponding author

Tel: +82-31-539-2024; Fax: +82-31-549-2020

E-mail address: kilee@daejin.ac.kr (K. Lee)

## 1. 서론

통상 구조물의 지지를 위해 활용되는 말뚝은 군말뚝 형태로 구조물 기초 슬라브의 하부에 설치된다. 즉, 구조물의 기초시스템은 전면기초와 군말뚝(Piled raft system)으로 구성된 것이라 할 수 있다. 이 같은 기초시스템은 현장시공 시 동결심도와 현장여건을 고려해 소정의 깊이 이하에 설치되고, 직립굴착을 위한 흙막이 벽체설치 공정이 요구된다. 특히 교각 구조물의 기초는 지반조건, 지리적 여건 등으로 인해 깊은 심도까지 지반굴착을 수행하므로 베타식 흙막이 벽체 설치가 요구되고, 후속 작업공정으로 협소한 작업공간의 말뚝시공 및 기초설치 등이 수행된다. 이 같은 구조물 기초의 작업공정이 복잡하고 이에 따른 공사기간과 공사비의 증가 문제로 인해 최근에는 교각 구조물에서 단일형 현장타설말뚝 공법(Pile bent system)이 많이 활용되고 있다. 이 공법은 말뚝부와 구조부로 구성되며 일체형으로 시공되므로 작업공정이 단순해지는 시공상의 장점이 있고, 이 때문에 공사비가 절감되며 무엇보다 작업기간이 단축된다.

이 공법의 말뚝부는 상부구조물의 하중을 원활히 저항할 수 있도록 대구경 현장타설말뚝으로 설계된다. 특히 교각 구조물의 경우 구조 특성상 기둥부의 형식(T-type or H-type)에 따라 말뚝의 본 수가 결정됨이 일반적이다. 이 공법의 안정성에 대한 관건은 작용하중 중 수평하중에 대한 저항성 확보 여부라 할 수 있다(Ahn et al., 2011). 이는 큰 직경으로 말뚝길이가 길게 설치되며 말뚝선단이 견고한 지반에 위치하므로 말뚝의 수직지지력을 확보할 수 있지만, 지반 상부의 인접지반 특성에 크게 좌우되는 수평지지력이 상대적으로 작기 때문이라 할 수 있을 것이다.

말뚝의 수평지지력은 말뚝의 직경과 강성조건, 인접지반의 강성조건(지반 탄성계수)에 관계된 수평지반반력계수(Horizontal subgrade reaction coefficient,  $k_h$ )에 크게 좌우된다. 또한, 계수 값은 말뚝의 횡방향 거동범위의 기준이라 할 수 있는 말뚝 특성치인  $\beta$  또는  $\eta$ 와도 관계되는 중요한 고려 인자라 할 수 있다. 이들 말뚝의 특성치  $\beta$  또는  $\eta$ 는 점토 또는 모래지반에 대한 산정 값으로, 통상 말뚝설계시 말뚝의 수평저항성 평가시 말뚝의 영향범위를 결정하는 데 활용된다. 또한 말뚝의 수평지지력계수는 표준관입시험 결과치인 N값을 통해 추정하여 몇몇 연구자들(Bowls, 1988; Chen, 1978; Hukuoka, 1966; KGS, 2015; Vesic, 1961 등)의 제안식을 대입하여 산정함이 일반적이다. 이 경우 산출된 결과의 값에 차이가 커 산정결과에 따

라 과소 또는 과다설계가 될 수 있으며, 이는 구조적인 안정성에도 영향을 끼칠 수 있다.

이 같은 문제해결을 위해 몇몇 연구자들은 현장시험, 수치해석 등을 통해 설계시 수평지반반력계수의 적용방법을 제안한 바 있으나(Lee et al., 2001; Ryu et al., 2012; Hong and Yun, 2013; Kang et al., 2016; Kim et al., 2016), 이들 연구는 중구경인 말뚝 또는 벽체파일에 대한 수평지반반력계수의 적용에 국한되며, 지반조건에 따라 달라질 수 있다. 그리고 Nadilla and Prakaso(2019)의 연구결과에서 알 수 있듯이 동일한 밀도의 지반에서도 중구경과 대구경 말뚝의 수평지반반력계수가 달라질 수 있음을 알 수 있다. 또한, 기존 연구들은 말뚝구조의 취약부인 소성힌지 영역과 관계되는 최대모멘트 위치가 영향심도인  $1/\beta$ 의 길이와 관계될 수 있음에도 이를 고려하지 않았다.

따라서 본 연구는 대구경 현장타설말뚝에 대한 지반밀도에 따른 수평지반반력계수의 적용성을 평가하고, 말뚝의 영향범위  $1/\beta$ 과 소성힌지 영역을 예측할 수 있는 최대 발생모멘트 위치와의 상관관계를 제안하고자 현장시험과 수치해석(L-PILE 비선형해석)을 수행하였다. 지반밀도에 따라 수평지반반력계수가 달라지므로, 지반조건  $N=5, 20, 40$ 인 경우 경험식으로 구한 수평지반반력계수를 적용해 비선형해석을 수행하여, 대구경 현장타설말뚝에 대한 경험적 산정방법의 적용성을 평가하였다. 또한, 해석결과를 바탕으로 수평 영향범위인  $1/\beta$ 과 최대 발생모멘트 위치의 상관성에 대해서 분석하였다.

## 2. 문헌고찰

### 2.1 경험적 방법에 의한 수평지반반력계수

말뚝에 대한 휨 거동은 탄성지반에 지지된 탄성빔이라는 가정조건으로부터 다음과 같은 식을 통해 분석이 가능하다(Prakash and Sharma, 1990).

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_h y = 0 \quad (1)$$

여기서,  $x$ 는 특정위치의 파일길이(말뚝의 선단부의 경우,  $x=L$ ),  $y$ 는 말뚝의 수평변위(Deflection of pile),  $EI$ 는 말뚝의 휨 강성(Flexural rigidity of pile)을 의미하며, 이 식으로부터 말뚝의 휨 거동은 말뚝의 휨 강성과 인접지반의 특성에 크게 좌우됨을 알 수 있다. 즉 말뚝의 수평거동 특

성을 조사하기 위해서는 인접지반에 대한 수평지반반력계수의 결정이 요구된다. 수평하중을 받는 말뚝의 지반반력에 대한 접근방법은 탄성론을 기초하여 제안되었으며, Palmer and Thompson(1948)은 수평지반반력계수를 다음과 같이 제안한 바 있다.

$$k_x = k_h \left( \frac{x}{L} \right)^n \quad (2)$$

여기서,  $L$ 은 말뚝의 길이,  $k_h$ 는  $x = L$ 인 경우의 수평지반반력계수이며,  $n$ 은 0(zero)이상인 계수 값을 의미한다. 일반적으로 모래 또는 정규압밀점토인 경우  $n$ 의 값은 1이며, 과압밀 점토인 경우  $n$ 은 0을 취한다. Davisson and Prakash (1963)은 모래의 경우 계수  $n$ 의 값을 1.5, 비배수조건인 점토의 경우 0.15를 적용함이 좀 더 합당하다고 제안한 바 있다. 말뚝설계 시 비선형 해석(L-PILE program)을 수행할

경우에도 수평지반반력계수가 요구된다. 해석 시 활용하는 수평지반반력계수는 Bowls(1988), Chen(1978), Hukuoka (1966), Vesic(1961) 그리고 상시와 지진시의 KGS(2015) 경험식을 바탕으로 적용함이 일반적이며, 각각의 산정방법은 Table 1과 같다. 이들 산정방법은 현장시험결과인 SPT의 N값을 통해 계수산정이 가능하다.

## 2.2 말뚝의 수평거동

말뚝의 제원(Pile length,  $L$  and diameter,  $D$ )와 관계되는 말뚝은 Table 2와 같이 짧은 또는 긴 파일조건으로 구분하며, 수평하중을 받는 지반내 말뚝거동은 파일조건에 따라 강체 또는 연성거동을 보인다. Broms(1964)는 이와 같은 말뚝의 수평거동이 파일조건과 관계됨을 고려해 다음과 같이 파일조건을 구분하였다. 또한 말뚝머리가 자유조건인 경우 말뚝의 수평지지거동은 Fig. 1에 보인 바와

Table 1. Estimate method of horizontal subgrade reaction coefficient,  $k_h$

Proposer	Equation
Bowls (1988)	$k_h = (1 \sim 1.3) \times E_s$
Chen (1978)	$k_h = C \cdot E_s / D$ where, $C=3.0$ (sand) ; $C=1.6$ (clay)
Hukuoka (1966)	$k_h = 0.691N^{0.406} \times 10^4$
KGS (2015)	$k_h = 1.208 \cdot (\alpha E_s) 1.10 \cdot D - 0.310 \cdot (E_p I_p)^{-0.103}$ where, $\alpha = 1.0$ (Normal condition) ; $\alpha = 2.0$ (Earthquake condition)
Vesic (1961)	$k_h = E_s / [D \cdot (1 - \mu^2)]$

Table 2. Classification of pile condition

Pile condition	Clay	Sand	Remarks
Short pile	$\beta L \leq 2.25$	$\eta L < 2.0$	$\beta = \left( \frac{k_h D}{4EI} \right)^{1/4}$ and $\eta = \left( \frac{n_h}{EI} \right)^{1/5}$
Medium Pile	-	$2.0 \leq \eta L \leq 4.0$	
Long Pile	$\beta L > 2.25$	$\eta L > 4.0$	

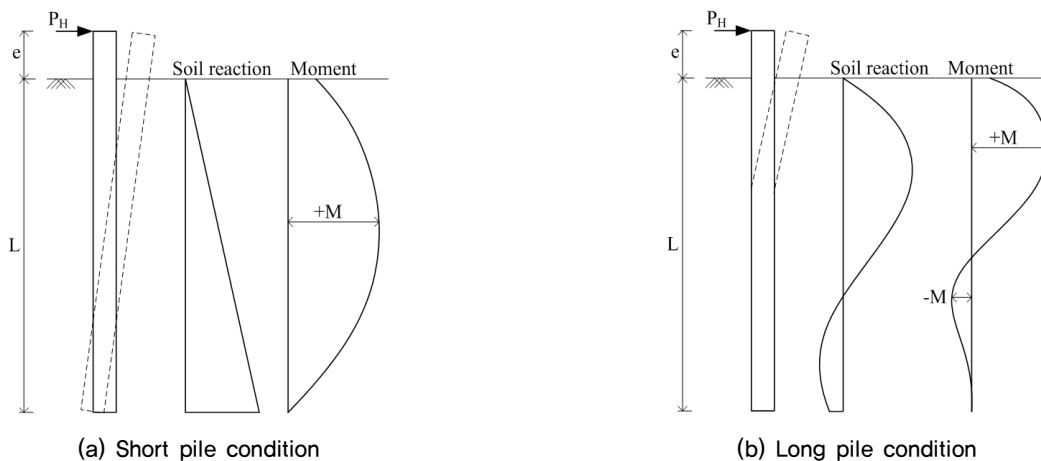


Fig. 1. Rotational and translation movement and soil resistance by pile condition under lateral load in case of free head (Broms, 1964)

같이 말뚝길이에 따라 상이함을 보인 바 있다. 짧은 말뚝 조건인 경우 Fig. 1(a)에 보인 바와 같이 특정 회전점을 기준으로 말뚝전체가 회전거동을 보이며, 발생 모멘트는 양의 모멘트만 포물선 형태로 발생한다. 긴 말뚝조건인 경우 말뚝 수평변형은 말뚝상부에 집중되며, 발생 모멘트는 말뚝상부에 양의 모멘트가 크게 발생하는 반면, 말뚝의 하부에서는 음의 모멘트로 변화되는 특성을 보인다.

### 2.3 연구사례

말뚝의 수평지지특성은 Table 2에 보인 바와 같이 말뚝의 직경, 말뚝체의 휨강성, 지반반력계수에 크게 좌우됨을 알 수 있다. 수평거동과 지지특성에 영향을 끼치는 고려인 자들에 대한 평가는 몇몇 연구자들이 다양한 방법을 통해 수행되어 왔다. Honjo et al.(2005)는 설계 시 요구되는 SPT의 N값에 따른 말뚝의 수평지반반력계수를 평가하고자 다양한 지역에 설치된 강관말뚝(21-case), PHC 말뚝(10-case), 현장타설 콘크리트말뚝(11-case)에 대한 현장 시험결과의 선형 또는 가중 선형회귀분석을 수행하였다. 또한 분석결과로부터 말뚝 직경은 수평지반반력계수 결정에 끼치는 영향이 미비하고, SPT의 N값에 따른 수평지반반력계수의 산정방법을 다음과 같이 제안한 바 있다.

$$k_h = (217 + 191N \pm 167) \cdot y^{-0.5} \quad (\text{at } N=15) \quad (3)$$

Ryu et al.(2012)는 수평지반반력계수를 평가하고자 강관말뚝(D=508mm, t=12mm)에 대한 현장 수평재하시험을 2회 수행하였고, 현장시험과 동일하게 모사한 역해석을 통해 지반반력계수의 경험적 산정방법에 대한 적용성을 평가하였다. 연구결과로부터, Chen(1978), Vesic(1961) 등의 경험적 산정방법은 과소평가되고, 산정 시 지반의 변형계수는  $E_0 \approx (1,400 \sim 1,600) \cdot N$  을 적용함이 타당하다고 제안한 바 있다. Kang et al.(2016)은 버팀식 복합 CIP 흙막이벽체(H-pile + Con'c)가 설치된 지반을 대상으로 5단계의 굴착단계별 벽체의 변위측정 결과와 유한요소 역해석을 통해 구한 해석결과를 통해 수평지반반력계수를 제안한 바 있으며, 지반이 연약할수록 지반반력은 벽체하단으로 전가되어 수평하중에 대한 영향심도  $1/\beta$ 보다 크게 보이는 것으로 나타났다.

Nadilla and Prakaso(2019)는 SPT의 N과 수평지반반력계수의 상관관계를 조사하고자 직경 450~1200mm인 타

입 또는 매입말뚝(34-case)을 대상으로 현장시험을 수행하였다. 연구결과 타입과 매입말뚝별 수평지반반력계수의 분포가 서로 상이하고 타입말뚝인 경우의 수평지반반력계수가 매입말뚝보다 크나, 말뚝의 직경이 크면 수평지반반력계수는 작아지는 특성을 보이는 것으로 나타났다. 이는 말뚝 직경과 시공방법에 따라서도 지반반력계수가 상이해질 수 있음을 보여준다.

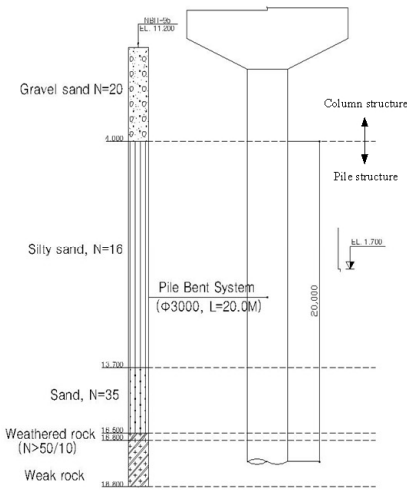
## 3. 현장시험

### 3.1 현장개요

표준화된 설계에서 현장타설말뚝의 강도와 기능의 한계를 정확하게 예측하기란 쉽지 않다. 이에 해당 현장에 설치된 현장타설말뚝을 대상으로 수행하는 현장시험은 말뚝의 성능에 대한 예측의 정확도를 향상시킬 수 있는 자료를 제공해준다(FHWA, 1999; FHWA, 2010). 특히 시험결과를 바탕으로 한 경우 설계시 요구되는 입력데이터에 대한 신뢰성을 제공하게 된다.

본 연구에서 대상으로 한 대구경 현장타설말뚝은 단일형 현장타설말뚝(Pile bent system)의 말뚝부에 적용하기 위해 설계되었다(Fig. 2(a)). 현장타설말뚝의 직경은 3,000mm이며 말뚝직경은 교각기둥의 직경과 자중 그리고 구조물에 작용하는 지진하중, 풍하중, 교통하중, 작용하중, 온도하중 등을 고려한 작용하중(Working load,  $W_w$ )을 적용한 경우의 결과이다(수직 작용력,  $W_{d(v)} = 39,624\text{kN}$ ; 수평 작용력,  $W_{d(h)} = 2,216\text{kN}$ ). 말뚝의 길이는 20m이며, 말뚝선단이 연암층내 1D(=3.0m)에 위치하도록 설계되었다.

현장조사결과, 해당현장의 지반조건은 Fig. 2(a)와 같이 자갈과 모래층(N=20), 실트질 모래층(N=16), 모래층(N=35), 풍화암( $N \geq 50/10$ ), 연암층으로 구성된 것으로 조사되었다. 현장지반의 자갈과 모래층은 단일형 현장타설말뚝의 기둥부(높이=4.8m) 설치를 위해 절토작업을 수행하였다. 말뚝부에 해당하는 대구경 현장타설말뚝의 대상지반은 실트질지반, 모래층, 암반층이며, 말뚝설계시 경험식을 통해 산정한 말뚝의 휨 영향범위( $1/\beta$ )는 10m 내외로 말뚝의 휨 거동에 영향을 끼치는 인접지반은 지층심도 12m인 실트질 모래이었다. 말뚝시공은 터파기 계획고까지 터파기 작업을 완료한 후 공벽위치를 위해 일정심도까지 공벽유지를 위해 희생강관(t=19mm, Fig. 2(b))을 설치하면서 RCD 지반굴착을 수행하였다. 지반굴착을 설계심도까지 완료한

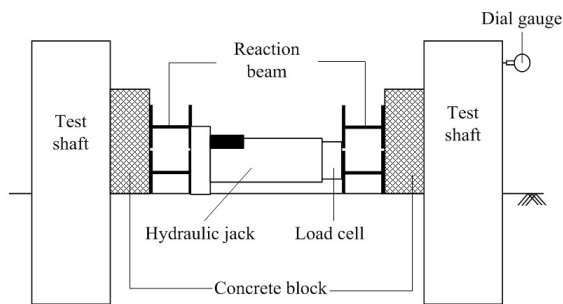


(a) Design of pile bent system



(b) Inserting step of casing

Fig. 2. Design of large diameter drilled shafts and construction photo



(a) Conceptual diagram



(b) Test set-up

Fig. 3. Field lateral load test

후 철근망을 삽입하고, 콘크리트를 타설하여 시공을 완료하였다.

### 3.2 시험결과

말뚝에 대한 현장 수평재하시험은 ASTM D3966-7(2011)에 준하여 Fig. 3에 보인 바와 같이 지표면에 노출된 말뚝 두부에 계측장치와 압력재 등을 설치해 수행하였다. 시험 하중은 설계시 고려된 수평작용하중의 150%를 적용하였다(Test load,  $W_{t(H)} = 1.5 \cdot W_{d(H)}$ ). 시험 시 적용된 하중단계는 총 6단계이며, 단계별 하중지속시간은 10분 이내로 제한하였다. 만약 지속시간 10분 이내로 재하시 수평변위가 수렴되면 다음 단계의 하중을 가하였다. 현장시험시 말뚝의 수평변위는 지속시간 10분 이내에 수렴되었다.

현장시험의 종료는 말뚝의 수평변위가 허용치 이상이 발생된 경우 또는 계획된 최종단계 하중재하시 수평변위가 수렴된 경우이다. 말뚝의 허용수평변위( $\delta_{h(a)}$ )는 통상 직

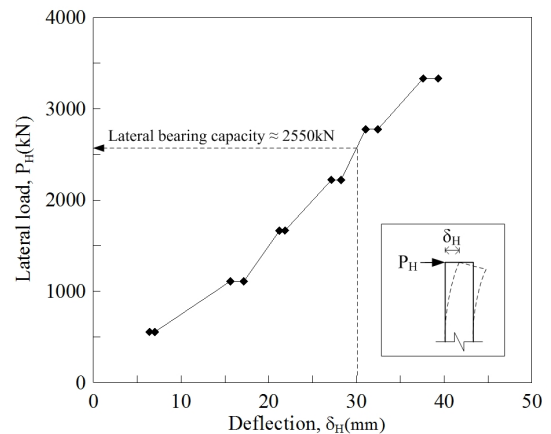


Fig. 4.  $P_H - \delta_H$  curve in result of field lateral test

경 1,500mm이하이면 말뚝의 수평변위 15mm이하이고( $\delta_{h(a)} \leq 15$ mm), 직경 1,500mm 이상이면 말뚝직경의 1%에 해당하는 수평변위를 적용한다. 이에 말뚝 허용변위를 30mm이하로 정하였다( $\delta_{h(a)} \leq \delta_h = 0.01D = 30$ mm).

Fig. 4는 현장시험결과로부터 구한 대구경 현장타설말

뚝의 하중-변위의 관계 그래프이다. 말뚝 수평지지력은 약 2,550kN인 것으로 조사되었으며, 설계 시 고려한 말뚝의 작용하중과 비교하면 대구경 현장타설말뚝의 지지력이 작용하중을 상회하는 것으로 조사되었다(말뚝의 수평지지력,  $P_a=2,550\text{kN} > W_{d(H)}=2,216\text{kN}$ ).

#### 4. 비선형해석

본 연구는 대구경 현장타설말뚝에 대한 지반밀도에 따른 수평지반반력계수의 적용성을 평가하고, 말뚝의 영향 범위  $1/\beta$ 와 소성인지역역을 예측할 수 있는 최대 발생모멘트 위치와의 상관관계를 제안함에 목적이 있다. 연구목적에 부합되는 결과를 도출하기 위해 본 연구에서는 수평하중을 받는 말뚝의 거동특성을 평가할 수 있는 비선형해석이 가능한 L-PILE 프로그램을 활용하였다.

##### 4.1 수치모델링

본 연구에서는 대구경 현장타설말뚝 설계시 활용되는 수평지반반력계수의 산정방법에 대한 적용성을 조사하기 위한 방법 중 하나로 현장 수평재하시험을 수행하였다. 그러므로 수치해석 결과를 현장시험결과와 비교하기 위해서는 현장지반조건과 동일한 조건으로 모델링하는 것이 합당할 수 있다.

그러나 현장지반조건과 같이 하부지반이 암반층인 경우 견고한 지층의 구속효과에 의해 수평하중에 의해 발생된 모멘트도가 단일지반인 경우와 상이해질 수 있다. 즉 수평하중에 대한 영향범위  $1/\beta$ 와 최대 발생모멘트의 위치를 객관적으로 평가하는 데 견고한 지층의 구속효과에 영향을 추가적으로 평가해야 하는 문제가 있다. 또한 기존 연구에서 알 수 있듯이 수평하중에 대한 영향 범위는 말뚝 체내에 존재하므로, 설계시 이론적 방법을 통해 말뚝의 수평지지특성을 평가하는 경우 영향범위내의 지반만 고려함이 일반이다. 이에 본 연구에서는 위와 같은 사항을 고려해 단일 모래지반인 경우로 제한하였으며, 지반밀도 조건을 달리 적용하였다.

Fig. 5는 L-PILE 프로그램에서 모델링한 것으로 대구경 현장타설말뚝은 현장시험 시 시험말뚝의 직경과 길이(Fig. 2(a))를 동일하게 모사하였다( $D=3\text{m}$  and  $L=20\text{m}$ ). 해석순서는 먼저 수치모델링을 수행하고, 해석을 위해 요구되는 재료물성값과 하중조건을 입력한 후 해석을 수행하였다.

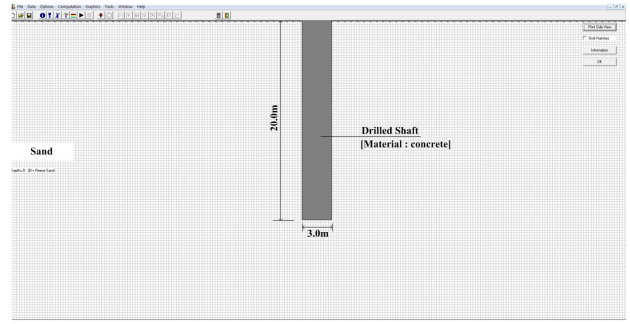


Fig. 5. Modeling in L-PILE program

수행결과, 말뚝변위가 허용기준치미만( $\delta_{h(a)} = 30\text{mm} > \delta_h$ )인 경우 수평하중조건을 재입력하여 해석을 수행하였고, 허용기준치( $\delta_{h(a)} = 30\text{mm} \leq \delta_h$ )이면 해석을 종료하였다.

##### 4.2 재료물성값

비선형해석이 가능한 L-PILE 프로그램을 활용하기 위해서는 모래지반의 경우 단위중량( $\gamma$ ), 흙의 전단저항각( $\phi$ ), 비선형해석을 위한 수평지반반력계수( $k_h$ )의 물성값이 요구된다. 또한 말뚝체의 경우 말뚝의 제원(D or L), 말뚝체의 탄성계수( $E_p$ ), 말뚝의 단면적( $A = \pi D^2/4$ )과 2차 관성모멘트( $I = \pi D^4/64$ ; FHWA, 2010)의 값이 요구된다.

비선형해석 시 문제가 될 수 있는 입력데이터는 지반조건과 지반탄성계수라 할 수 있다. 이는 지반조건에 따라 지반의 탄성계수가 변하기 때문이다. 통상 모래지반의 경우  $N=0 \sim 10$ 이면 느슨한 상태,  $N=10 \sim 30$ 이면 보통,  $N=30 \sim 50$ 이면 조밀한 상태로 구분한다(Das, 2011). 이를 고려해 본 연구에서는 지반조건을 모래상태에 따라 달리한 경우 지반조건을  $N=5, 20, 40$ 인 경우로 하였다. SPT 시험을 통한 지반탄성계수의 산정방법은 다양하게 제안되었다. 그러나 Choi and Park(2016)의 조사결과에 보인 바와 같이 국내의 기관별로 제시된 토질별 탄성계수는 지반조건과 관계없이  $E_s=2,800\text{N}$ (도로교 설계기준) 또는  $E_s=1,200\text{N}$ (한국지반공학회)을 적용한다. 이에 반해 NAVFAC(1986)의 경우 지반의 탄성계수를 지반별로 세분화하여 산정함을 제시하고 있으며( $E_s=400\text{N} \sim 1,200\text{N}$ ), 연구목적에 부합되도록 지반탄성계수의 산출이 가능할 것으로 판단되어 해석시 NAVFAC(1986)이 제안한 산정방법을 통해 구한 값을 적용하였다(모래인 경우,  $E_s=700\text{N}$ ). 또한 지반밀도에 따라 흙의 전단저항각도 달라지므로 이를 고려해 Bowles(1997), Kim(2004) 등이 제시한 값을 적용하였



Table 3. Input data in numerical analysis

Material	SPT-N	$E$ (kPa)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I$ (m <sup>2</sup> )
Loose sand	5	3,500	16.0	0	25°		
Medium sand	20	14,000	17.0	0	30°		
Dense sand	40	28,000	18.0	0	33°		
Drilled shaft (Con'c)	-	205,000,000	23.5	-	-	7.07	3.98

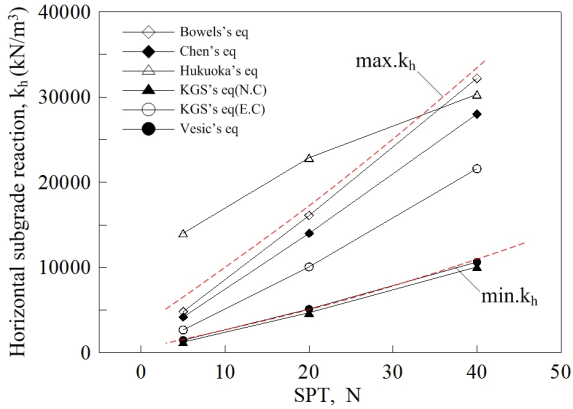


Fig. 6. Comparison of horizontal subgrade reaction,  $k_h$

으며, 모델링 시 적용한 재료물성 값은 Table 3과 같다. 경험식을 통해 지반조건에 따른 수평지반반력계수의 결과 값은 Fig. 6과 같으며, Hukuoka(1966)의 수평지반반력계

수가 최대였으며, Vesic(1961)과 상시조건인 KGS(2015)의 반력계수가 최소인 것으로 조사되었다.

### 4.3 해석결과

Fig. 7은 지반조건과 Table 1의 경험식을 통해 구한 수평지반반력계수를 달리 적용해 수행한 결과들 중 길이에 따른 말뚝변위를 보인 것이다. Fig. 7과 같이 지반조건이 조밀하면 말뚝에 발생하는 휨 거동이 크게 발생하는 반면, 지반조건이 느슨하면 말뚝체가 회전하는 것으로 조사되었다.

Fig. 8은 각 조건별 수행한 결과들 중 말뚝체에 발생한 모멘트를 나타낸 것이다. 지반밀도에 따라 말뚝이 저항하는 수평력의 크기도 상이하므로, Fig. 8과 같이 지반밀도가 조밀하면 말뚝에 발생한 모멘트의 크기는 증가하였다.

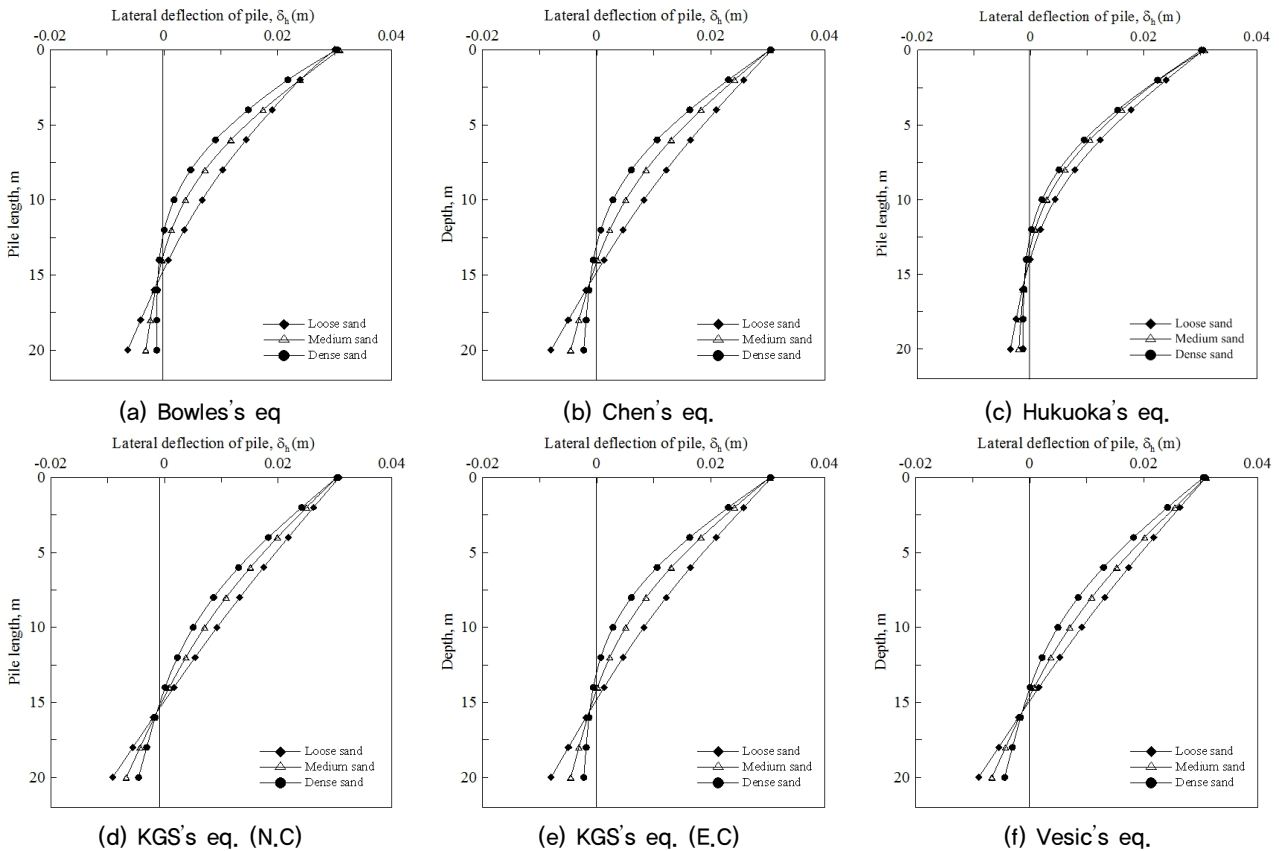


Fig. 7. Lateral deflection of pile by depth in loose, medium and dense sand

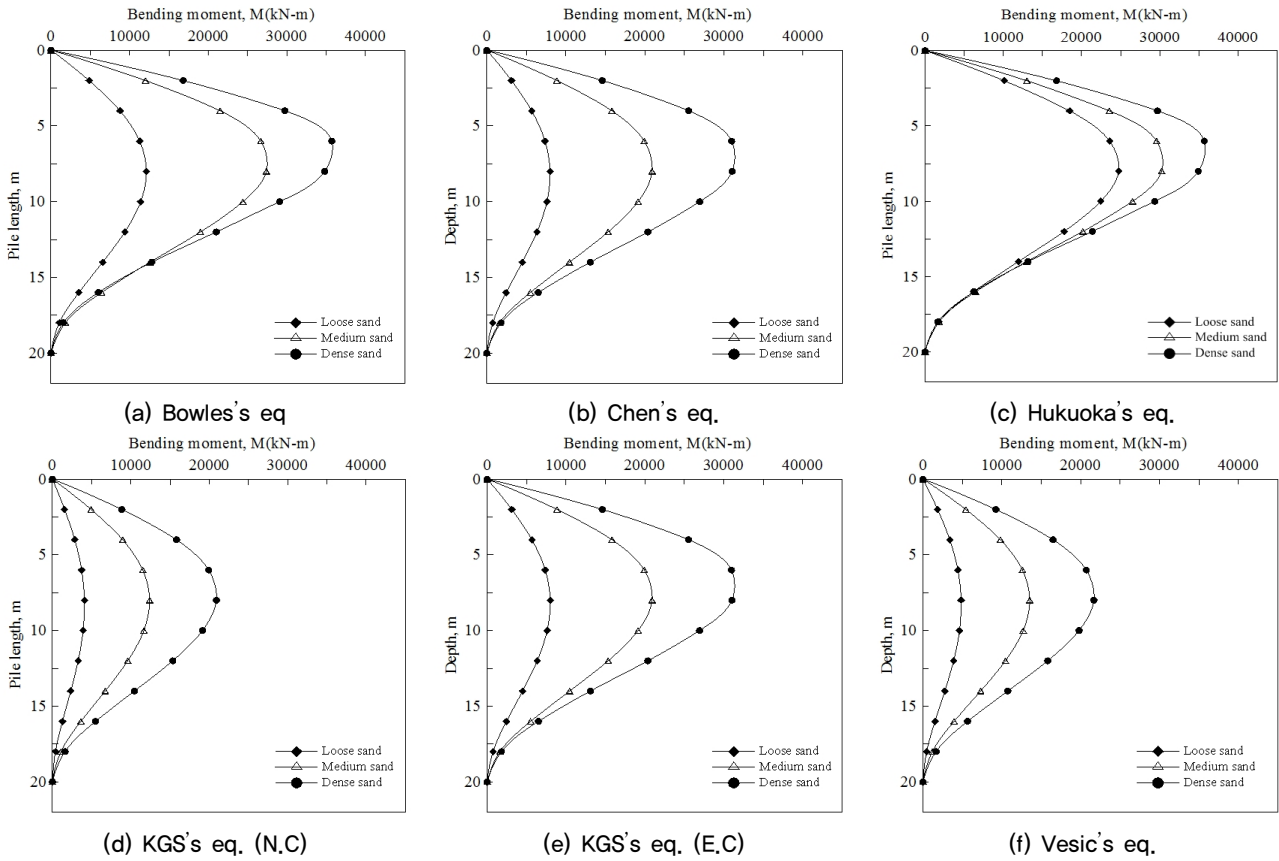


Fig. 8. Moment of pile by depth in loose, medium and dense sand

이는 대구경 현장타설말뚝이 지반밀도가 조밀할수록 큰 수평력에 저항함을 보여준다. 해석결과 특이한 점은 말뚝체에 발생된 최대 모멘트의 발생위치가 대체로 유사하다는 것이다. Fig. 8과 같이 최대 모멘트의 발생위치는 지반 조건에 관계없이 말뚝길이의 약 7.5m의 지점인 것으로 조사되었다. 이 같은 결과는 말뚝의 휨 거동 특성이 지반조건보다는 말뚝체의 강성조건에 관계됨을 보여주는 것으로 판단된다.

## 5. 결과 및 분석

### 5.1 수평지반반력계수 평가

Fig. 9는 비선형해석을 통해 조사된 각 조건별 대구경 현장타설말뚝의 수평지지력( $\delta_H = 1\% \cdot D$  인 경우 수평하중)을 비교한 것이다. 대구경 현장타설말뚝의 수평지지력은 Fig. 9와 같이 산정방법에 따라 조밀한 모래지반 N=40인 경우 Bowles(1988)의 방법적용 시 수평지지력이 최대였으며( $P_{a(Bowles)} = 8,700\text{kN}$ ), 상시조건인 KGS(2015)의 방법적용 시 말뚝의 수평지지력이 최소였다( $P_{a(KGS(N.C))} = 4,600\text{kN}$ ).

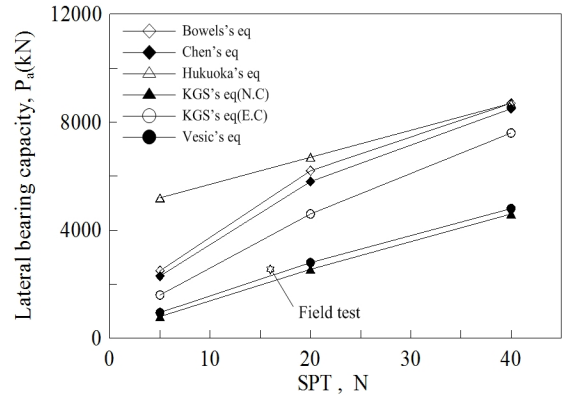


Fig. 9. Comparison of lateral bearing capacity of drilled shaft from numerical analyses and field test

동일 지반조건인 경우 말뚝의 수평지지력은 큰 차이를 보여 최대 수평지지력의 차가 4,100kN인 것으로 조사되었다( $\Delta P_a = 4,100\text{kN}$ ; 최대 190% 정도 과대평가됨).

현장시험결과(Soil condition N=16; Fig. 2(a))와 해석결과와의 비교 시 Fig. 9와 같이 Vesic(1961)과 상시조건인 KGS(2015)의 산정방법을 적용한 경우의 수평지지력이 유사하였다. 이 비교결과는 수평하중을 받는 말뚝의 경우 상부지반의 특성에 크게 좌우됨을 보여주는 것이라 할 수 있다.



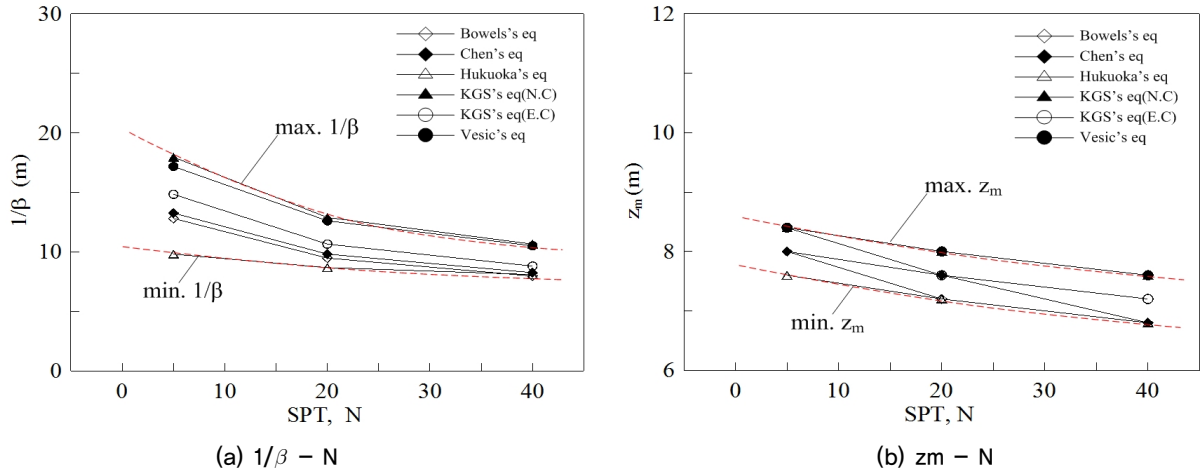


Fig. 10. Comparison of  $1/\beta$  and  $z_m$  by soil condition, N

또한 Vesic(1961)과 KGS(N.C; 2015)의 산정방법 이외의 타 방법으로부터 구한 말뚝의 수평지지력은 과대평가되는 것으로 조사되었다. 이는 경험적 방법을 통해 산정한 수평 지반반력계수에 따라 말뚝의 수평지지력이 과대평가될 수 있음을 의미하며, 이에 대구경 현장타설말뚝을 대상으로 한 경우에는 Vesic(1961) 또는 상시조건인 KGS(2015)의 경험식을 적용하는 것이 타당한 것으로 판단된다.

## 5.2 영향심도 $1/\beta$ 와 최대 모멘트 위치관계 평가

본 연구에서는 Fig. 6에 보인 바와 같이 경험식을 통해 지반반력계수를 산정하였다. 이 산정결과를 적용하면 Table 2의 말뚝특성치인  $\beta$ 를 통해 이론적으로 말뚝의 영향심도  $1/\beta$ 를 산정할 수 있다. 또한 소성힌지의 영역과 관계되는 최대 모멘트의 발생위치는 Fig. 8과 같이 L-PILE의 해석 결과로부터 도출이 가능하다. 또한 Jeong and Kim(2013)이 언급한 바와 같이 통상 영향심도  $1/\beta$ 내에서 최대 모멘트가 발생한다. 즉 지표면을 기준하면 다음과 같은 관계를 통해 비교가 가능하다.

$$\text{깊이비(Depth ratio)} = z_m / (1/\beta) \quad (4)$$

여기서,  $z_m$ 은 지표면을 기준한 최대 발생모멘트의 위치를 의미한다. Fig. 10(a)는 앞에서 말한 이론적 해법을 통해 구한 영향심도  $1/\beta$ 을 지반조건별로 비교한 것이고, Fig. 10(b)는 비선형 해석 시 산정방법을 달리한 경우 최대 모멘트의 발생위치를 지반조건별로 비교한 것이다. 이론적 방법으로 구한 영향심도  $1/\beta$ 은 Fig. 10(a)와 같이 느슨한

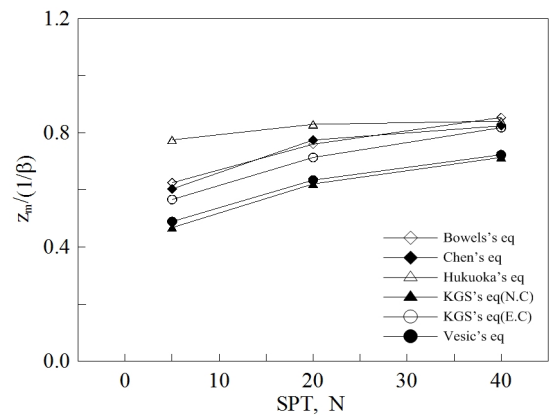


Fig. 11. Comparison of  $z_m/(1/\beta)$  by soil condition, N

지반(N=5)의 경우 9.8~18.0m 정도였으며, 중간 밀도인 지반조건(N=20)의 경우 9.5~12.6m 정도였다. 조밀한 지반(N=40)인 경우  $1/\beta$ 의 길이는 7.9~10.5m 정도인 것으로 예측되었다. 해석결과를 통해 최대 모멘트 발생위치  $z_m$ 은 Fig. 10(b)와 같이 산정방법에 따라 깊이의 차이는 있으나 지표면을 기준해 6.7~8.5m 지점인 것으로 조사되었으며, 모든  $z_m$ 은 영향심도  $1/\beta$ 내에 존재하였다.

Fig. 11은 식 (4)와 같이 지반조건에 따른 깊이비  $z_m/(1/\beta)$ 을 비교한 것으로, 깊이비는 약 0.45~0.80인 것으로 조사되었다. 이 결과는 영향심도  $1/\beta$ 의 0.45~0.80내에서 모멘트가 최대인 지점임을 의미하며, 이 부분에 수평하중을 받는 대구경 말뚝의 취약부인 소성힌지 영역이 존재함을 말해준다. Fig. 11에 보인 바와 같이 지반조건인 SPT의 N이 증가하면 최대 모멘트의 발생위치  $z_m$ 이 영향심도인  $1/\beta$ 에 거의 근접하는 반면, 지반조건인 SPT의 N이 감소하면 최대 모멘트의 발생위치  $z_m$ 은 영향심도인  $1/\beta$ 의 중앙에 위치하는 것으로 평가되었다.

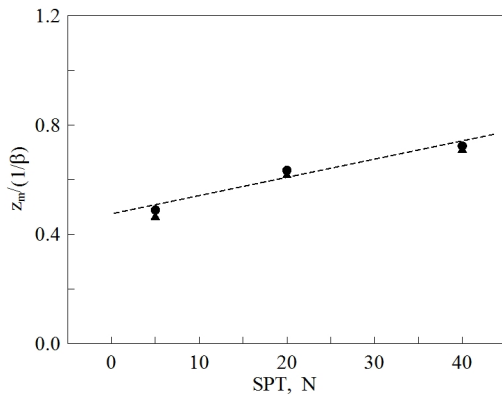


Fig. 12.  $z_m/(1/\beta)$  by soil condition in case of drilled shaft

본 연구에서는 Fig. 9와 같이 현장시험과 비선형해석결과를 비교하여 대구경 현장타설말뚝에 대한 수평지반반력계수의 산정방법을 평가하였고, 비교결과를 통해 Vesic(1961)과 상시조건인 KGS(2015)의 경험식이 합당함을 보였다. 이를 고려하면 Fig. 11로부터 대구경 현장타설말뚝에 대한 지반조건에 따른  $z_m/(1/\beta)$ 의 관계를 Fig. 12와 같이 제시할 수 있으며, 대체로 SPT의 N이 증가함에 따라 선형적으로 깊이비도 증가하였다. 이 관계는 대구경 현장타설말뚝 설계시 말뚝의 취약부인 최대 모멘트의 위치를 예측하는 데 효과적으로 활용 가능할 것으로 판단된다.

## 6. 결론

본 연구에서는 경험식을 통한 대구경 현장타설말뚝에 대한 수평지반반력계수를 평가하기 위해 현장시험을 수행하였고, 지반별 경험식을 통해 구한 수평지반반력계수를 적용하여 비선형해석을 수행하였다. 현장시험과 해석결과를 비교한 바, 경험식에 따라 말뚝의 수평지지력이 큰 차이를 보였고, 이를 고려하면 경험식에 따라 적용한 수평지반반력계수가 과대평가될 수 있음을 확인하였다. 또한 비선형 해석결과를 통해 지반조건에 따른 영향범위  $1/\beta$ 로부터 말뚝의 취약부인 최대 모멘트의 발생위치를 예측할 수 있음을 확인하였으며, 이에 대한 세부적인 결론은 다음과 같다.

(1) 대구경 현장타설말뚝을 대상으로 경험식을 통해 수평지반반력계수를 달리하여 비선형 해석을 수행한 경우 말뚝의 수평지지력은 동일한 지반적용 시 최대 4,100kN의 지지력 차를 보였으며, 현장시험결과와 비교 시 Vesic(1961)과 상시조건인 KGS(2015)의 산정결과를 적용

한 경우의 해석결과가 유사한 것으로 평가되었다.

- (2) 지반조건에 따라 최대 모멘트의 발생위치는 상이하며, 느슨한 지반조건인 경우 최대 모멘트의 발생위치가 영향심도  $1/\beta$ 의 중앙에 위치하는 반면, 조밀한 지반조건인 경우 최대 모멘트의 발생위치는 영향심도  $1/\beta$ 와 유사해지는 경향을 보인다.
- (3) 지반조건에 따라 영향심도  $1/\beta$ 와 최대 모멘트의 발생위치  $z_m$ 의 관계는 대체로 선형관계를 보이며, 지표면을 기준한 최대 모멘트의 발생위치는 영향심도  $1/\beta$ 의 0.5~0.70 정도에 위치한다.

본 연구의 결론은 모래지반을 대상으로 한 해석결과와 현장시험결과를 바탕으로 얻은 것이다. 대구경 현장타설말뚝의 인접지반의 특성에 따라 말뚝의 수평거동이 달라지고, 이로 인해 본 연구에서 조사된 결과와 상이할 수 있어 다양한 지반조건을 대상으로 한 추가 연구가 요구된다.

## References

- Ahn, S. Y., Jeong, S. S. and Kim, J. Y. (2011), "Proposal of a New Design Method of the Pile-Bent Structure Considering Plastic Hinge", *Journal of Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.27, No.2, pp.91-101.
- ASTM D 3966-7 (2011), "Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load", ASTM International, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.
- Bowles, J. E. (1988), "*Foundation Analysis and Design: 4th Edition*", McGraw-Hill, New-York, pp.623-637.
- Bowles, J. E. (1997), "*Foundation Analysis and Design: 5th Edition*", McGraw-Hill, New-York, pp.501-506.
- Broms, B. (1964), "*The Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils*", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.90, SM2, pp.123-156.
- Chen, W. W.(1978), "*Discussion: Lateral Load Piles: Program Documentation*", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.103, GT1, pp.161-162.
- Choi, I. G. and Park, Y. M. (2016), "*Geotechnical Engineering for Field Practice*", Goomibook, Korea, pp.489-494.
- Das, B. M. (2011), "*Principle of Foundation Engineering-Seven Edition*", CENGAGE Learning, USA, pp.64-126.
- Davisson, M. T. and Prakash, S. (1963), "*A Review of Soil Pile Behavior*", *Highway Research Record*, No.39, pp.25-48.
- FHWA (1999), "*DRILLED SHAFTS: Construction Procedures and Design Methods*", Publication No.FHWA-IF-99-025, FHWA, pp.386-420.
- FHWA (2010), "*Drilled Shafts: Construction Procedures and*

- LRFD Design Methods*”, Publication No. FHWA-NHI-10-016, FHWA, pp.12-1-12-62.
12. Hong, W. P. and Yun, J. M. (2013), “The Lateral Load Capacity of Bored-Precast Pile Depending on Injecting Ratio of Cement Milk in Sand”, *Journal of Korean Geosynthetics Society*, KGSS, Vol.12, No.4, pp.99-107.
  13. Honjo, Y., Zaika, Y. and Pokharel, G. (2005), “Estimation of Subgrade Reaction Coefficient for Horizontally Loaded Piles by Statistical Analyses”, *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, Vol.45, No.3, pp.51-70.
  14. Hukuoka, M. (1966), “Damage to civil engineering structures”, *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, Vol.6, No.2, pp.125-145.
  15. Jeong S. S. and Kim, J. Y. (2013), “Analysis of Optimized Column-pile Length Ratio for Supplementing Virtual Fixed Point Design of Bent Pile Structures”, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.33, No.5, pp.1915-1933.
  16. Kang, B. G., Park, M. C., Lee, S. H., Jang, K. S., Koo, J. G. and Park, K. G. (2016) “A Study on Evaluation of Modulus of Horizontal Subgrade Reaction through Field Test and Numerical Analysis”, *Journal of the Korean Geo-Environmental Society*, KGES, Vol.17, No.4, pp.5-15.
  17. KGS (2015), “*Design code of Structure Foundation*”, CIR, Seoul, pp.343-351.
  18. Kim, K. W., Park, J. J. and Kim, J. W. (2016), “Analysis of Lateral Behavior of Steel Pile embedded in Basalt”, *Journal of Korean Geosynthetics Society*, KGSS, Vol.15, No.1, pp.1-10.
  19. Kim, S. K. (2004), “Soil Mechanic: Theory and Application”, CHEONG MOON GAK, Gyenggi, pp.24-36.
  20. Lee, S., Lee, J. D. and Kim, T. H. (2001), “Evaluation of coefficients of subgrade reaction by laterally loaded pile”, *Journal of Korean So Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.21, No.4-C, pp.349-357.
  21. Nadilla, S. and Prakaso, W. A. (2019), “*Pile lateral subgrade reaction modulus for Jakarta*”, MATEC Web of Conferences, ConCERN-2 2018 (<https://doi.org/10.1051/mateconf/201927002002>).
  22. NAVFAC (1986), “*Foundations and Earth Structure*”, NAVFAC Design Manual 7.2, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA., pp.7.2-177~7.2-234.
  23. Palmer, L. A. and Thomopson, J. B. (1948), “*The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Length of Piles Subjected to Lateral Thrust*” Proceedings Second International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Holland, Vol.5, pp.156-161.
  24. Prakash, S. and Sharma, H. D. (1990), “*Pile Foundations in Engineering Practice*”, John Wiley & Sons, New-York, pp.322-388.
  25. Ryu, S. Y., Kwal, N. K., Park, M. C., Jeong, S. G. and Lee, S. (2012), “Estimation of Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction by the Inverse Analysis on the Lateral Load Test Results”, *Journal of Korean Geo-Environmental Society*, KGES, Vol.13, No.8, pp.15-24.
  26. Vesic, A. B. (1961), “*Bending of beams resting on isotropic elastic solid*”, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.87, No.2, pp.35-54.