

현장시험에 의한 사질지반의 수평방향 지반반력계수 추정에 관한 연구

A Study on the Estimation of the Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction for Sandy Soil by Field Tests

천병식¹⁾, Sang-Won Lee, 서덕동²⁾, Deok-Dong Seo, 장영상³⁾, Young-Sang Jang
안익균⁴⁾, Ik-Kyun An, 이진구⁵⁾, Jin-Goo Lee

- ¹⁾ 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Hanyang Univ.
²⁾ 대림산업(주) 기술연구소 과장, Section Chief, Technology Research Inst., Daelim Industrial Co.
³⁾ 대림산업(주) 부장, Department Manager, Daelim Industrial Co.
⁴⁾ 대림산업(주) 기술연구소 사원, Employee, Technology Research Inst., Daelim Industrial Co.
⁵⁾ 한국해외기술공사 지반부 과장, Section Chief, Geotechnical Dept., Korea Consultants International

SYNOPSIS : In this paper, the Coefficient of Subgrade Reaction was analyzed from the data which were the results of lateral pile loading tests and pressuremeter tests on construction sites. The prediction method with N-value was compared with lateral pile loading tests and the results of lateral pile loading tests were compared with the prediction method considering diameter of a pile. Also, the results of lateral pressuremeter tests were compared with those of lateral pile loading tests. As a result, consideration for a diameter and lateral deformation of a pile was needed when the coefficient of horizontal subgrade reaction is presumed. Therefore, a formula which is taking into account the allowable deformation of a pile was suggested from lateral pressuremeter tests in this study.

Keywords : the Coefficient of Subgrade Reaction, Lateral Pile Loading Test, Pressuremeter Test

1. 서론

수평력을 받는 말뚝의 거동 해석방법에는 말뚝 파괴시 힘의 평형을 이용하는 극한 평형법, 지반반력에 의한 해석법, 비선형 해석법(P-y 곡선법) 그리고 탄성론적인 해석법 등이 있으며, 이때 지반의 수평방향 지반반력계수(k_h)는 말뚝의 수평방향 지지력 및 수평변위를 산정하는데 매우 중요하다. 수평방향 지반반력계수(k_h)를 구하기 위한 방법으로는 공내수평재하시험과 말뚝의 수평재하시험 등 원위치시험을 이용하는 방법 및 N치 등 지반조사결과를 이용하여 간접적으로 경험식에 의해 추정하는 방법 등이 있다. 경험식에 의해 추정하는 방법으로는 N치만을 이용하는 경우와 말뚝의 직경(D) 및 변위(y)를 고려하는 방법 등이 있으며, 말뚝의 수평재하시험의 경우 말뚝 두부에 가해진 하중과 변위의 관계를 이용하여 Chang이 제시한 해를 역산하여 수평방향 지반반력계수(k_h)를 결정하는 경우가 많다. 공내수평재하시험 결과를 이용하는 경우 측정된 변형계수를 이용하여 말뚝 직경에 따른 수평방향 지반반력계수(k_h)를 결정할 수 있는 구조물 기초설계기준(2003)에 제시된 식을 이용하고 있다.

본 연구에서는 6개 현장 26개 수평재하시험 결과를 Chang의 방법으로 해석하여 허용수평변위 0.635cm, 1.0cm, 1.5cm를 기준값으로 하여 수평방향 지반반력계수(k_h)를 산정하였고, 사질토 지반에 실시한 36개의 공내수평재하시험(LLT)결과를 구조물기초설계기준(2003)에 제시한 식으로 지반반력계수(k_h)를 각각 산

정하였다. 또한 이들 값과 수평재하시험 실시 위치에서의 N치를 이용하여 도로교표준시방서, 일본토목학회, Hukuoka식, 일본도로협회 제안식으로 산정한 수평방향 지반반력계수(k_h)를 비교 및 분석하여 제안식별 적용성을 평가하고자 하였다.

한편, 수평방향 지반반력계수(k_h)는 기초 또는 말뚝의 직경과 변위에 따라 변하는 값으로서 상기에서 언급한 경험식들 중에서는 말뚝의 직경과 변위를 모두 고려할 수 없거나 말뚝의 직경만을 고려하는 방법 등 실제 말뚝의 거동을 고려한 합리적인 수평방향 지반반력계수(k_h) 결정 방법이 제시되지 못하고 있는 경우가 대부분이다. 또한 N치를 이용한 지반의 변형계수 산정시에도 제안식마다 28N(일본도로협회), 4~12N(Schmertmann, 1970), 5~34N(Meigh & Nixon, 1961) 등 각기 다른 값을 적용하고 있다. 수평방향 지반반력계수(k_h) 산정시 지반의 변형계수가 큰 영향을 미치는 것으로 볼 때 합리적인 지반의 변형계수 산정이 매우 중요하며, 본 연구에서는 제안식별 변형계수 적용에 대해 재하시험 결과를 이용하여 검토하였다. 특히 본 연구에서는 공내수평재하시험 결과를 이용하여 지반반력계수를 산정하는 방법으로 제안된 구조물기초설계기준(2003)의 제안식이 수평변위를 고려할 수 없는 등의 문제점이 있는 것으로 나타나 사질토 지반의 수평방향 지반반력계수(k_h)산정시 말뚝의 직경(D)과 수평변위(y)를 고려할 수 있는 식을 제안하였으며, 아울러 N치를 이용한 지반의 변형계수를 고려하는 제안식에 대해서는 수평재하시험과 비교하여 지반의 변형계수 추정식을 제안하였다.

2. 수평지반반력계수

2.1 재하시험에 의한 수평방향 지반반력계수 산정방법

본 연구에서는 탄성지반반력법의 대표적인 방법인 Chang의 방법을 이용하여 재하시험에서 얻은 결과를 역해석 하였다.

탄성지반반력법은 말뚝을 탄성지반에 지지된 보라고 가정하여 지반 속에 묻힌 말뚝의 휨변형을 해석하는 방법이며, Chang은 수평방향 지반반력계수(k_h)가 일정하고 말뚝의 근입깊이가 충분히 길어서 사실상 반무한 길이로 볼 수 있는 경우에 대하여 식(1)의 해를 해석적으로 유도하였다.

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

수평방향 지반반력계수(k_h)를 일정하게 하여 식(1)에 대한 일반해에 경계조건이 주어지면 그림 1과 표 1 같은 자유머리말뚝에 대한 하중-변위의 해를 얻을 수 있다.

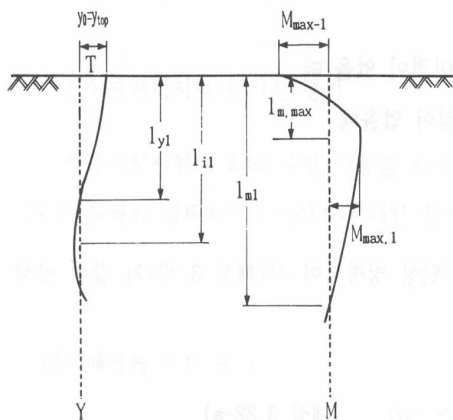


그림 1. Chang의 해 (변위 및 모멘트)

표 1. Chang의 방법에 의한 하중-변위 해

y_{top}	$\frac{2(1+\beta h)^3 + 1}{6EI\beta^3} T$
y_0	$\frac{1+\beta h}{2EI\beta^3} T$
y_{top}	말뚝두부의 변위
y_0	지표면에서의 말뚝변위
h	하중이 작용하는 부분의 높이
β	기초의 특성치 ($\sqrt[4]{\frac{k_h \cdot d}{4EI}}$)
EI	말뚝의 휨강성
d	말뚝의 직경 및 폭

2.2 경험식에 의한 수평방향 지반반력계수 산정방법

수평방향 지반반력계수(k_h)를 구하는 방법은 지반조사 결과를 이용하는 경험적 방법, 평판재하시험이나 수평재하시험으로부터 직접 구하는 방법으로 나눌 수 있는데 이들에 대해 살펴보면 다음과 같다.

일본토목학회에서는 말뚝직경이 30cm이상 되는 말뚝의 수평재하시험으로 얻은 말뚝두부나 지표면에서의 하중-변위 곡선 및 실측 힘 변형률로 지반계수를 역산하고 지표면에서의 특성장 $1/\beta$ 까지 구간의 평균 N 치와의 관계를 그림 2와 같이 도시하였다(이인모 등, 1996).

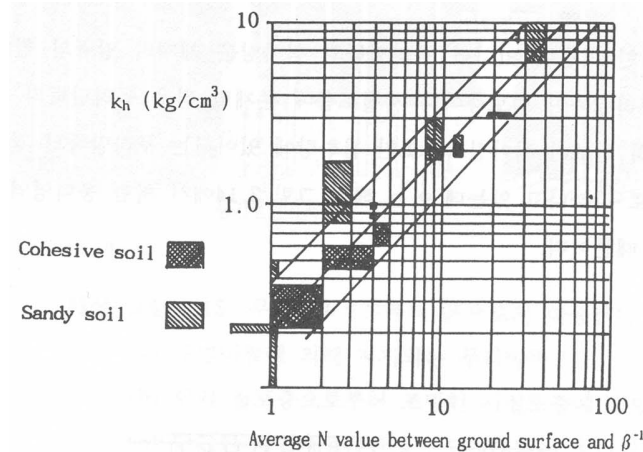


그림 2. 수평방향 지반반력계수와 N 치와의 관계(Yokoyama 도표)

$$k_h = \frac{N}{5} (\text{kg/cm}^2) \quad (2)$$

Hukuoka법은 공내재하시험을 이용하여 수평방향 지반반력계수(k_h)를 결정하고 N 치와의 관계를 식(3)와 같이 경험적으로 제시하였다(이송 등, 2001).

$$k_h = 0.691 N^{0.406} (\text{kg/cm}^2) \quad (3)$$

수평재하시험 및 L-Pile 프로그램을 역해석하여 수평방향 지반반력계수(k_h)를 결정하고 N 치와의 관계를 식(4)와 같이 경험적으로 제시하였다(이송 등, 2001).

$$k_h = 0.29 N^{0.8509} (\text{kg/cm}^2) \quad (4)$$

도로교 표준시방서(1996)에서는 식(5)를 이용하여 수평방향 지반반력계수(k_h)를 구하도록 제시하고 있다.

$$k_h = k_{h0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (5)$$

k_{h0} : 직경 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험에 의한 값에 상당하는 수평방향 지반반력계수

B_H : 하중작용방향에 직교하는 기초의 환산재하폭(cm)

평판재하시험 자료가 없는 경우 식(5)를 식(6)으로 변환하여 횡방향 지반반력계수를 구하도록 제시하고 있다(한국지반공학회, 1996).

$$k_h = 0.34 (\alpha E_0)^{1.1} D^{-0.31} (EI)^{-0.1} \quad (6)$$

국철에서 횡방향 지반반력계수를 구하기 위하여 제시하는 식은 식(7)과 같다(천병식 등, 2001).

$$k_h = k_0 \cdot y^{-1/2} (\text{kg/cm}^2) \quad (7)$$

k_0 : 지반변위를 1cm로 했을때의 k_h 값,

$$k_0 = \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}$$

E_0 : 지반의 변형계수 (kg/cm^2)

y : 기준변위량 (cm)

표 2. 일본 도로협회 제안식의 α 값

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kg/cm^2)	α 값
보링 공내에서 측정된 변형계수	0.8
공시체 1축 또는 3축시험에서 구한 변형계수	0.8
N값에서 $E_0 = 28N$ 으로 추정된 변형계수	0.2

구조물기초설계기준(2003)에서는 식(8)을 이용하여 공내수평재하시험 결과로부터 사질토에 대한 수평방향 지반반력계수(k_h) 추정방법을 다음과 같이 제시하고 있다.

$$k_h = 3.3 \frac{E_M}{B} = 25 \frac{P_l}{B} (\text{사질토}) \quad (8)$$

E_M : 공내 수평재하시험에서 측정된 탄성계수

P_l : 공내 수평재하시험의 한계압

2.3 수평방향 지반반력계수와 말뚝의 직경과의 관계

수평방향 지반반력계수(k_h) 산정시 말뚝의 직경을 고려하는 경험식은 식(5)~식(8)이 있으며, 지반의 연속성을 고려한 Winkler 지반반력계수를 결정하는 방법으로 완전히 연속적인 탄성지반 위에 놓인 무한장의 기초에 집중하중이 작용하는 경우를 해석하는 Biot(1937)방법, 기존의 Biot방법을 확장하여 등방탄성체 위에 놓인 기초에 대하여 해석하는 Vesic(1961)과 등방탄성체가 기초의 양측에 무한히 넓게 분포하고 있는 것으로 가정한 Francis(1964)방법 등이 있다(김영수, 1999).

$$k_h = 0.28 \frac{E_S (E_S D^4 / EI)^{1/12}}{D} \quad (\text{Biot}) \quad (9)$$

$$k_h = 0.65 \frac{E_S (E_S D^4 / EI)^{1/12}}{D(1-\nu^2)} \quad (\text{Vesic}) \quad (10)$$

$$k_h = 1.30 \frac{E_S (E_S D^4 / EI)^{1/12}}{D(1-\nu^2)} \quad (\text{Francis}) \quad (11)$$

즉, 제안식별로 직경이외의 변수를 일정한 것으로 가정할 경우 식 (5)에서 수평방향 지반반력계수(k_h)는 환산재하폭 $B_H^{-3/4}$ 에 비례하며, 환산재하폭은 $\sqrt{D/\beta}$ 이므로 $D^{-1/4}$ 에 비례한다. 식 (6)에서는 $D^{-0.31}$, 식 (7)에서는 $D^{-3/4}$ 에 비례하고, 식 (8)의 경우 말뚝 직경(D)에 반비례한다. 그리고 Biot, Vesic, Francis의 제안식은 $D^{-2/3}$ 에 비례한다.

이와 같이 말뚝 직경(D)이 고려된 제안식들은 말뚝 직경(D)이 증가함에 따라 수평방향 지반반력계수(k_h)는 감소하는 것으로 제안하고 있다.

3. 시험결과 및 분석

3.1 개요

수평방향 지반반력계수(k_h)의 분석을 위하여 6곳의 현장에서 26개의 수평재하시험 결과 자료와 12곳의 현장에서 설계단계 시 실시한 36개의 공내수평재하시험(LLT) 결과를 이용하였다.

수평재하시험 및 공내 수평재하시험(LLT)은 사질 지반에서 실시한 것이며, 같은 위치에서 얻은 표준관 입시험 결과(N치)를 이용하여 수평방향 지반반력계수(k_h)를 추정한 후 수평재하시험 결과와 비교하였다.

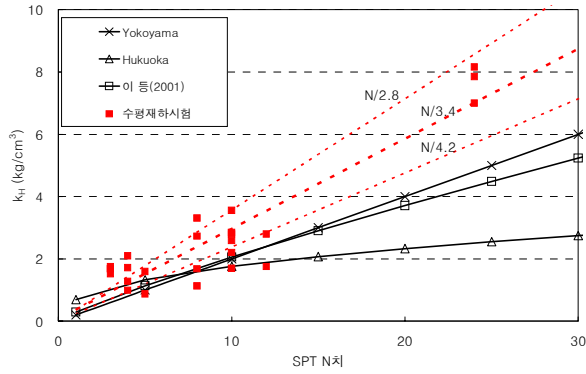
표 3. 말뚝의 수평재하시험 개요

현 장	위 치	말 뚝 제 원	현 장	위 치	말 뚝 제 원
A	1	PHC Pile Φ 400	D	1	Steel Pile Φ 508
	2	PHC Pile Φ 400		2	Steel Pile Φ 508
B	1	PHC Pile Φ 400		3	PHC Pile Φ 600
	2	PHC Pile Φ 400	E	1	H-Beam H294 \times 302
C	1	Steel Pile Φ 406		2	H-Beam H294 \times 302
	2	Steel Pile Φ 406		3	PHC Pile Φ 400
	3	Steel Pile Φ 406		4	PHC Pile Φ 400
	4	Steel Pile Φ 812		5	H-Beam H294 \times 302
	5	Steel Pile Φ 812		6	PHC Pile Φ 400
	6	Steel Pile Φ 812		7	PHC Pile Φ 400
	7	Steel Pile Φ 406	F	1	PHC Pile Φ 800
	8	Steel Pile Φ 406		2	PHC Pile Φ 800
	9	Steel Pile Φ 406		3	PHC Pile Φ 800

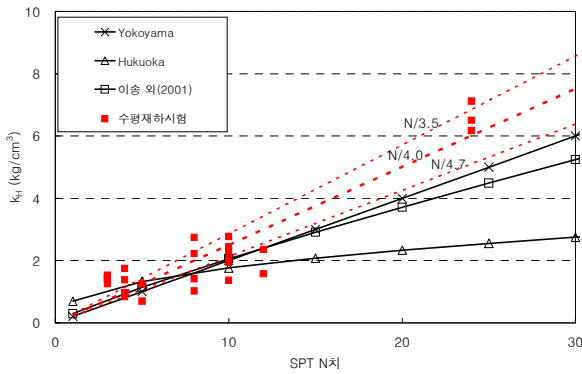
3.2 N치만을 이용한 추정식과의 비교

수평재하시험에 의한 수평방향 지반반력계수(k_h)와 N치와의 관계, N치만을 이용한 추정식들과의 비교 결과를 그림 3에 나타내었다.

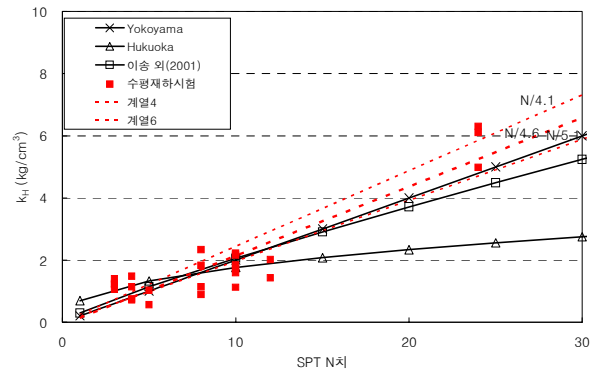
지반의 수평방향 지반반력계수(k_h)는 재하시험 결과에서도 볼 수 있듯이 말뚝의 직경 및 수평변위의 함수이나 일본토목학회 제안식(식 (2)), Hukuoka 제안식(식 (3)) 및 이송 등(식 (4))은 말뚝의 직경(D) 및 허용변위(y)의 고려 없이 N치만을 이용하여 수평방향 지반반력계수(k_h)를 추정할 수 있는 식이다.



(a) 수평변위 0.635cm 일 때



(b) 수평변위 1.0cm 일 때



(c) 수평변위 1.5cm 일 때

그림 3. N치만을 이용한 추정식과의 비교

수평변위가 증가함에 따라 재하시험에 의한 수평방향 지반반력계수(k_h)의 값은 감소하였으나 일본의 Yokoyama식, Hukuoka식, 그리고 이송 등(2001)의 제안식은 차이가 없었다.

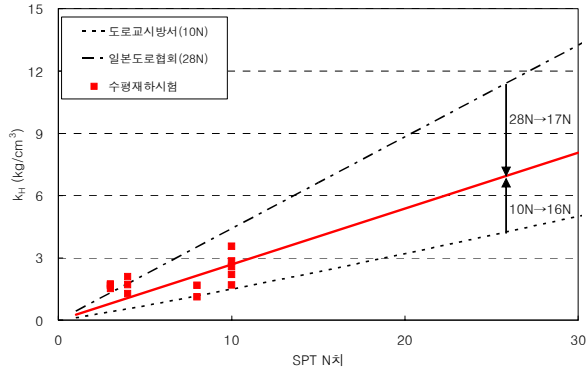
수평변위 0.635cm 일 때 수평재하시험에서의 수평방향 지반반력계수(k_h)의 값은 일본토목학회 제안식인 Yokoyama식의 형태로 나타내 보면 (N/4.2~N/2.8)의 분포를 보이며 평균 (N/3.4)의 값과 거의 유사하다(그림 3 (a)). 같은 방법으로 수평변위 1.0cm일 때 수평재하시험에서의 수평방향 지반반력계수(k_h)의 값은 (N/4.7~N/3.5)의 범위이며 평균 (N/4.0)의 값을 보이며(그림 3 (b)), 수평변위 1.5cm일 때는 (N/5.1~N/4.1)의 범위이며 평균 (N/4.6)의 값을 나타내고 있다(그림 3 (c)). 국내 최소 수평변위 기준인 1.5cm를 적용하여 실무에 이용할 경우(도로교설계기준해설(하부구조편), 2001) 일본토목학회 제안식인 ($k_h = N/5$)과 수평재하시험 결과가 비교적 잘 일치하여 실무 적용시 간편법으로 ($k_h = N/5$)식을 적용할 수 있음을 알 수 있다(천병식 등, 2001). 그러나 나머지 제안식들은 수평방향 지반반력계수를 과소하게 평가하는 경향이 있어 설계시 과대설계의 우려가 있다. 한편, Hukuoka의 제안식 및 이송 등(2001)의 제안식은 N치가 10 이상일 경우에는 적용성이 떨어지는 것으로 나타나고 있다.

3.3 말뚝의 직경을 고려한 추정식과의 비교

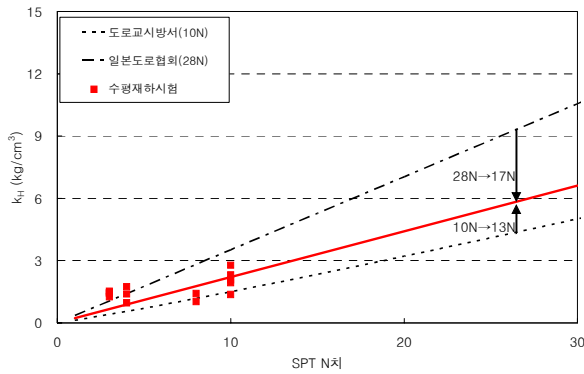
도로교 표준시방서(2001)와 일본도로협회 제안식은 말뚝의 직경(D)을 고려하는 식이며, 말뚝의 수평재하시험 결과와 비교하여 그림 4에 나타내었다. 이때 수평재하시험 결과는 표 3에서 PHC Pile $\Phi 400$ 과 Steel Pile $\Phi 406$ 일 때의 결과 14개를 비교하였다.

도로교표준시방서(2001)에 제시된 식 (5)는 말뚝의 강성(EI)과 직경(D)이 고려된 식이며 이 때 지반의 변형계수(E_o)는 수평재하시험 및 공내 수평재하시험(LLT)이 사질토에서 시행됨을 감안하여 N치에서 추정

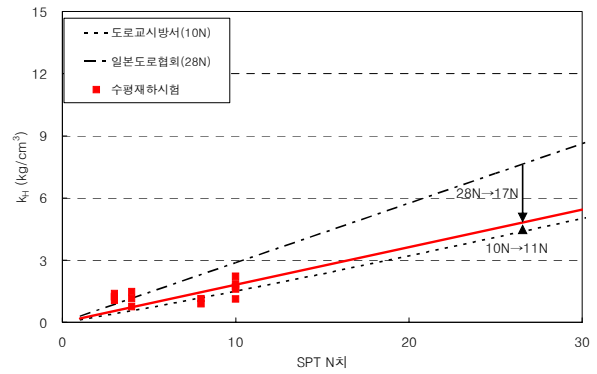
한 지반의 변형계수(E_0)는 Schmertmann(1970)이 제안한 10N(거친모래시)으로 적용하였다. 일본 도로협회에서 제시된 식 (7)은 말뚝의 변형계수와 직경(D) 그리고 기준변위량(y)이 고려된 식이며 일본도로협회에서 제시한 N치에서 추정된 지반의 변형계수(E_0)는 28N을 적용하였고 기준변위량(y)은 수평재하시험과 같은 0.635cm, 1.0cm, 1.5cm로 하였다.



(a) 수평변위 0.635cm일 때



(b) 수평변위 1.0cm일 때



(c) 수평변위 1.5cm일 때

그림 4. 말뚝의 직경을 고려한 제안식과의 비교

직경 400mm정도일 때 지반의 탄성계수(E_0)를 28N으로 추정된 일본도로협회 제안식은 수평재하시험 결과에 비하여 58~64% 정도 크게 나타났으며, 수평변위 기준이 커질수록 두 값의 차는 감소하였다. 이는 말뚝의 수평재하시험을 통해서 얻은 지반반력계수를 고려할 때 N치를 이용하여 지반의 변형계수(E_0) 계산시 28N을 사용할 경우 수평방향 지반반력계수(k_h)가 과대평가된다는 결과와도 같은 경향을 보였다(이인모 등, 1996).

지반의 변형계수(E_0)를 10N으로 계산한 국내 도로교표준시방서(2001)방법의 경우 수평재하시험 62~92%수준의 값으로 나타났으며, 수평변위기준이 커질수록 두 값의 차는 감소하였다. 즉, 지반의 변형계수(E_0) 계산 시 10N을 사용할 경우 수평방향 지반반력계수(k_h)가 과소평가되는 것으로 나타났다.

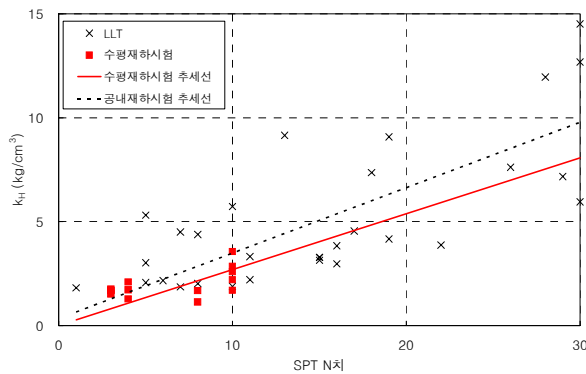
그림 4에 의하면 일본토목학회 제안식에서는 변형계수 산정시 28N이 아닌 17N으로 산정하는 것이 재하시험 결과와 거의 일치하였고, 도로교표준시방서 제안식에서 변형계수 산정시에는 수평변위 기준이 0.635cm, 1.0cm, 1.5cm로 증가할수록 16N, 13N, 11N으로 산정하는 것이 수평재하시험 결과에서 얻은 수평방향 지반반력계수(k_h) 추세선과 거의 일치하였다. N치를 이용한 지반의 변형계수 산정시 도로교표준시방서 제안식은 수평변위 기준의 크기에 따라 계수 값을 달리 적용시켜야 하나 일본토목학회 제안식은 17N으로만 적용시키면 되었다.

본 연구에 이용된 수평재하시험 결과로만 평가한다면, 실무에서 직경 400mm 내외 말뚝의 수평방향 지반

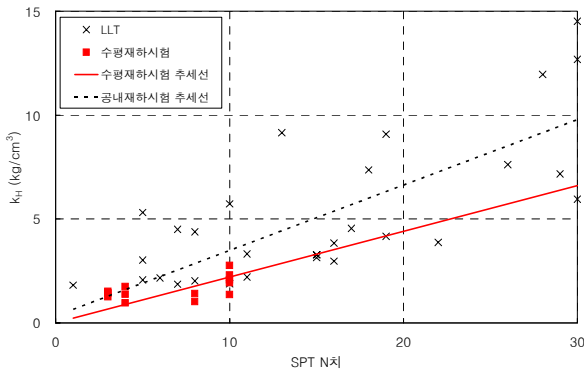
반력계수(k_h) 산정시 국내 수평변위 기준이 1.5cm 임을 감안하면 지반의 변형계수를 추정할 때 일본토목학회 제안식은 17N으로, 도로교표준시방서(2001) 제안식은 11N으로 적용하는 것이 바람직할 것으로 판단되었다.

3.4 말뚝의 수평재하시험과 공내수평재하시험과의 비교

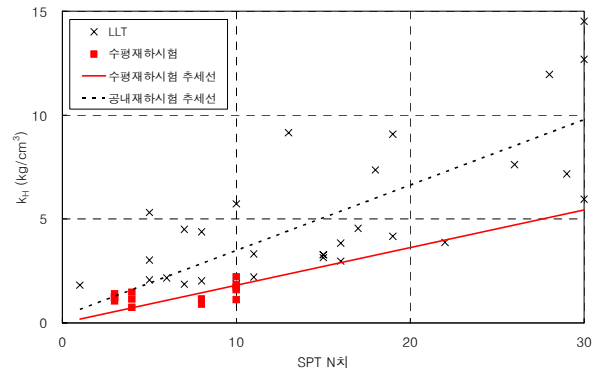
구조물기초설계기준(2003)에 제시된 식 (8)로 공내 수평재하시험에서 얻을 수 있는 변형계수(EM)를 이용하여 수평방향 지반반력계수(k_h)를 계산하였고, 수평재하시험에서 얻은 수평방향 지반반력계수(k_h)와의 비교 결과를 그림 4에 나타내었다. 이 때 수평재하시험과 공내재하시험은 같은 장소에서 실시한 자료는 아니며 많은 공내재하시험 자료 중 사질토층에서 측정된 자료만을 비교하였다.



(a) 수평변위 0.635cm 일 때



(b) 수평변위 1.0cm 일 때



(c) 수평변위 1.5cm 일 때

그림 5. 수평재하시험과 공내 수평재하시험과의 비교

수평변위(y)가 증가함에 따라 재하시험 결과로부터 얻은 수평방향 지반반력계수(k_h)는 감소하고 있으나, 수평변위(y)가 고려되지 않은 공내수평재하시험(LLT) 결과로부터 얻은 수평방향 지반반력계수(k_h)는 변화가 없다. 수평재하시험에 비하여 21~80% 과대평가되는 경향이 있으며 수평변위(y)가 증가함에 따라 과대평가되는 경향이 더욱 커지고 있다. 이는 구조물기초설계기준(2003)에서 제시한 식은 공내 수평재하시험에서 얻은 변형계수(EM)와 말뚝의 직경(D)만을 고려하고 있어 직경(D) 이외에도 수평변위(y)에 영향을 받는 지반반력계수의 변화특성을 반영하지 못하는 문제점에 기인한다.

그림 5의 결과는 직경(D)이 400mm 내외의 수평재하시험 결과이므로 말뚝의 직경(D)에 따라 수평재하시험과 공내수평재하시험의 비교 분석에 관한 보다 광범위한 연구가 필요한 실정이다.

3.5 허용변위를 고려한 수평방향 지반반력계수의 추정식 제안

수평방향 지반반력계수(k_h)는 말뚝의 직경(D) 및 수평변위(y)의 함수이며 설계시 수평방향 지반반력계수(k_h)를 적용할 때에는 말뚝의 직경(D) 및 허용 수평변위(y)를 고려하는 것이 합리적이다.

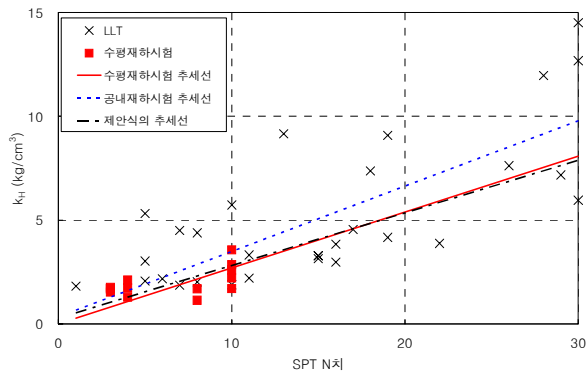
그림 5에서 나타난 바와 같이 공내수평재하시험에서 구한 수평방향 지반반력계수(k_h)와 말뚝의 수평재하시험에서 구한 수평방향 지반반력계수(k_h)는 수평변위 기준이 증가함에 따라 두 값의 차이는 증가하고 있으므로 수평방향 지반반력계수는 수평변위의 반비례 관계임을 알 수 있다.

국내의 경우 허용수평변위 기준은 도로교통설계기준(2001)에서 제시한 말뚝직경의 1% (최소 1.5cm~최대 5.0cm) 이며, 설계시 말뚝직경(D)에 따라 허용수평변위기준은 변할 수 있다. 따라서 실무에서 공내수평재하시험 결과로부터 수평방향 지반반력계수(k_h)를 산정할 경우 말뚝의 허용 수평변위를 고려하여야 하며, 그림 5의 결과를 바탕으로 k_h 와 D의 관계 등을 고려하여 선형 회기분석한 관계식을 다음과 같이 제안하였다.

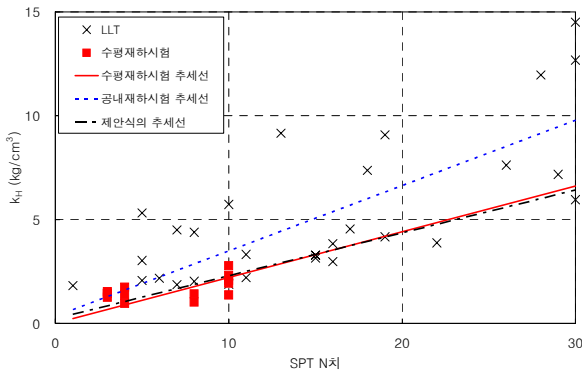
$$k_h = \frac{0.17}{y^{0.45}} \frac{E_M}{D^{0.31}} \quad (\text{사질토}) \quad (12)$$

제안식 (12)는 그림 5의 각 그래프를 N치의 함수로 나타내고 수평변위가 변함에 따라 N치의 함수로 표현된 공내수평재하시험에서 구한 수평방향 지반반력계수(k_h)의 추세선 식에 수평변위 함수를 지수함수 형식으로 포함시켜 수평재하시험에서 구한 수평방향 지반반력계수(k_h)의 추세선 값과 거의 일치되도록 나타낸 식이다. 또한 2.3절에서 언급한 바와 같이 수평방향 지반반력계수(k_h)는 말뚝직경에 반비례하며 반비례식을 여러 지수로 표현하고 있다. 따라서 식 (12)의 제안을 위하여 $D^{-0.31}$, $D^{-3/4}$ 및 $D^{-2/3}$ 을 적용하여 수평재하시험 결과와 비교하였으며 가장 적합한 직경에 대한 반비례식으로 이중 $D^{-0.31}$ 을 적용하였다.

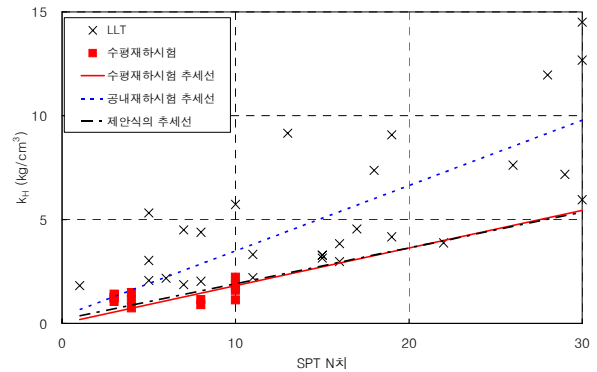
그림 6은 제안한 식 (12)에 의하여 공내수평재하시험 결과를 수평방향 지반반력계수(k_h)로 변환시켜 직경 400mm내외의 말뚝재하시험과 비교한 그래프이며 그림 7은 직경 800mm내외의 말뚝재하시험과 비교한 그래프이다.



(a) 수평변위 0.635cm 일 때



(b) 수평변위 1.0cm 일 때

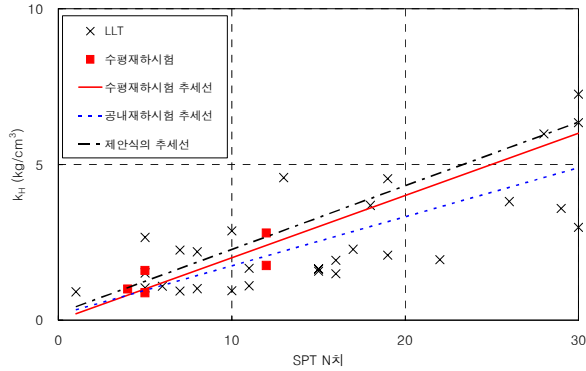


(c) 수평변위 1.5cm 일 때

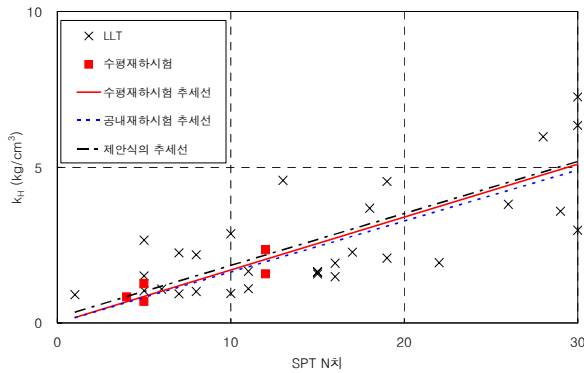
그림 6. 수평재하시험(직경 400mm)과 제안식과의 비교

그림 6 및 그림 7에서 수평변위를 고려한 제안식 (12)에 의하여 추정한 수평방향 지반반력계수(k_h)의 값이 말뚝의 직경 400mm 및 800mm의 수평재하시험 결과를 이용한 수평방향 지반반력계수와 거의 일치하며, 말뚝 설계시 상기 제안식에 의하여 수평방향 지반반력계수를 산정한다면 보다 합리적인 설계가 가능하리라 판단된다.

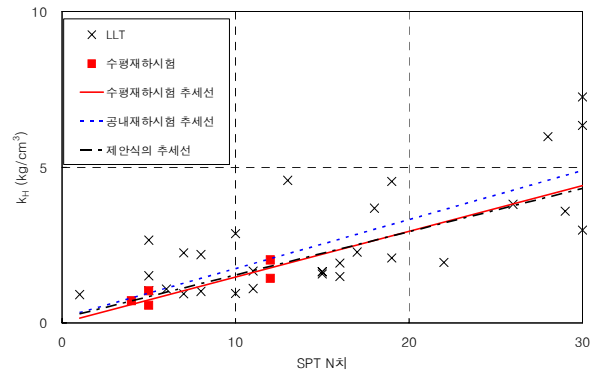
또한, 보다 다양한 직경(D)의 수평재하시험 및 공내수평재하시험 자료를 통하여 상기 제안식을 검증 및 수정, 보완이 이루어져야 할 것이다.



(a) 수평변위 0.635cm 일 때



(b) 수평변위 1.0cm 일 때



(c) 수평변위 1.5cm 일 때

그림 7. 수평재하시험(직경 800mm)과 제안식과의 비교

4. 결론

- 1) 말뚝의 수평지지력과 수평변위 산정시 이용되는 중요한 토질정수인 수평방향 지반반력계수(k_h)를 수평재하시험을 통하여 Chang의 방법으로 산정하였고, 수평방향 지반반력계수 추정식을 말뚝의 허용 수평변위 0.635, 1.0, 1.5cm에 대해서 비교함으로써 그 적용성을 분석하였다. 그 결과 N치만을 이용하여 추정하는 Hukuoka의 제안식과 이송 등(2001)의 제안식은 N치가 10 이상일 경우 적용성이 떨어지는 것으로 나타났으나, 수평변위가 1.5cm 인 경우 일본토목학회 제안식($k_h = N/5$)은 수평재하시험 결과와 유사하게 나타났다.
- 2) 직경 400mm 정도 내외 말뚝의 수평재하시험과 말뚝의 직경(D)을 고려할 수 있는 도로교표준시방서(2001)나, 일본도로협회에서 제시하는 방법을 비교하였을 경우는 지반의 변형계수(E_0) 계산시 $28N$ 을 사용할 경우 수평방향 지반반력계수(k_h)가 과대평가되었으며, 수평변위가 1.5cm이고 사질토인 경우에 수평재하시험 결과로 역산해보면 지반의 변형계수 산정시 도로교표준시방서 제안식에서는

11N을, 일본도로협회 제안식에서는 17N으로 산정되었다. 따라서 지반의 변형계수 산정시 다양한 토질에 대한 합리적인 추정이 필요하며 향후 말뚝의 직경별 수평재하시험 결과를 바탕으로 합리적인 수평방향 지반반력계수 산정에 대한 연구가 필요하다.

- 3) 직경 400mm 내의 말뚝의 수평재하시험과 공내수평재하시험(LLT)에서 얻은 수평방향 지반반력계수 (k_h)를 비교하였을 경우 공내수평재하시험에서 얻은 값이 수평변위의 증가에 따라 21%에서 80% 까지 과대평가되는 경향이 있으며, 이러한 결과는 공내 수평재하시험으로 지반반력계수를 산정할 수 있도록 구조물기초설계기준(2003)에서 제안한 식은 수평변위를 고려하지 않아 실무 적용 시 문제가 있을 수 있음을 알 수 있었다.
- 4) 직경(D)과 수평변위(y)를 모두 고려하여 공내 수평재하시험 결과로 지반반력계수를 산정할 수 있도록 식 (12)를 제안하였으며, 식 (12)를 이용하여 계산된 수평방향 지반반력계수(k_h) 값이 직경 400 mm 이외에 800mm 내외의 수평재하시험에서 얻은 수평방향 지반반력계수와도 거의 일치하여 향후 말뚝 설계시 수평방향 지반반력계수 예측에 있어서 유용하게 적용가능하리라 판단된다.
- 5) 본 연구에서는 26개의 수평재하시험 결과만을 가지고 기존의 추정식 및 사질지반에서의 공내 수평재하시험(LLT) 결과를 분석하였으며, 향후 보다 다양한 직경(D)과 토질조건에서의 수평재하시험 결과에 대한 연구 및 수평방향 지반반력계수(k_h) 추정에 대한 연구가 필요하다.
- 6) 보다 나아가 실무에서 합리적인 수평지지력 및 수평변위 산정을 위하여 표준관입시험 N치만을 이용한 말뚝의 직경(D), 지반의 변형계수(E) 및 허용수평변위(y)를 고려할 수 있는 관계식의 제안이 필요할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 이인모, 김형섭, 이원제, 이우진(1996), “강관말뚝의 수평하중에 대한 설계법 고찰”, 강관말뚝 기초공법 세미나, 한국지반공학회 한국강관협회, pp. 51~76.
2. 이명환(1997), “강관말뚝의 최적설계시공개선방안 연구보고서-개선된 강관말뚝의 설계와 시공”, 한국지반공학회, pp. 115~143.
3. 천병식, 서덕동, 이정학, 윤우현, 고태진(2001), “말뚝의 수평재하시험 의한 지반반력계수 예측방법 비교연구”, 대한토목학회 학술발표회 논문집.
4. 김영수, 김병탁(1999), “원심모형실험에 의한 사질토 지반의 p-y 곡선에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, pp. 105~115.
5. 이송, 이장덕, 김태훈(2001), “수평력을 받는 말뚝의 지반반력계수 평가”, 대한토목학회 논문집, pp. 349~357.
6. 서동현, 김수삼, 강민수(1994), “사질토지반에서 변형계수에 대한 공내재하시험과 N치에 관한 상관성 연구”, 대한토목학회 학술발표회 논문집(I), pp. 817~820.
7. 건설교통부(1996), “도로교표준시방서”, pp. 1017~1022.
8. 대한토목학회(2001), “도로교설계기준 해설(하부구조 편)”.
9. 건설교통부(2003), “구조물 기초설계기준 해설”
10. 포스코(1994), “강관말뚝 설계와 시공”
11. 한국지반공학회(1996), “강관말뚝 기초공법 세미나”
12. Biot, M.A(1937), “Bending of an infinite Beam on an Elastic Foundation”, *J. of Applied Mech., Trans. of ASME* Vol. 59

13. Vesic, A.b.(1961), "Bending of Beams Resting Isotropic Elastic Solid", *ASCE*, Vol. 87
14. Francis, A.J(1964), "Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance", *ASCE*, Vol. 90
15. Kanenawa, T.M.(1996), "A Study on the Behavior of Single Pile under Lateral Load", *Master thesis, Civil Eng., T.I.T.*
16. Kim, B.T.et al.(1998), "Behavior and Analysis of Laterally Loaded Model Pile in Nak-dong River Fine Sand", *J. of KGS* Vol.14, pp. 25~46.
17. Matlock, H.(1970), "Corelations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", *Pro. 2nd Off. Tech. Conf., Houston, Texas*, pp. 577~594.
18. Reese et al.(1975), "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay", *ASCE*, Vol.101, 1975, pp. 633~649.
19. Terzaghi, K.(1955), "Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction", *Geotechnique*
20. Broms, B.B.(1965), "Design of Laterally Loading Piles", *Proc. ASCE* Vol. 91, pp. 79 ~ 99.
21. Chang, Y.L.(1937), "Lateral Pile Loading Tests", *ASCE* Vol. 102, pp. 272~278.
22. NAVFAC(1986), "DM 7"
23. 吉田 巖(1972), "A Method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for a Pile", *土質工學會論文集* Vol. 18
24. 今井常雄(1970), "地盤 橫防向 K值 研究(4)", *Soil and Foundation*