

다층조건에서 CPT를 이용한 말뚝의 극한수평지지력 평가 분석 및 수정 수평토압분포 제안

Analysis of Estimation of Ultimate Lateral Capacity of Pile in Multi-Layered Soil Using CPT Results and Proposal of Modified Lateral Earth Pressure

홍 정 무¹ Hong, Jung-Moo

경 두 현¹ Kyung, Doo-Hyun

강 병 준¹ Kang, Beong-Joon

이 준 환² Lee, Jun-Hwan

Abstract

In this study, the ultimate lateral load capacity of pile driven into multi-layered soil was estimated using cone penetration test results and a method was proposed to reflect multi-layered soil conditions. For multi-layered specimens prepared with different relative density at different layers, the cone penetration tests and lateral pile load tests were conducted. Based on the test results, measured and estimated values of the ultimate lateral load were compared and analyzed. The estimated results were obtained from the methods proposed by Broms (1964), Petrasovits & Award (1972) and Prasad & Chari (1999). The method was proposed for modifying the earth pressure distribution of Prasad & Chari (1999) to consider multi-layered soil conditions. From the analysis, it was seen that results obtained from the proposed method showed improvement with less data scatter similarly to those obtained from Broms (1964) and Petrasovits & Award (1972)'s methods.

요 지

본 연구에서는 다층지반에서 수평하중을 받는 말뚝을 대상으로 콘관입치를 이용하여 극한수평지지력을 산정하였으며, 다층지반조건을 고려할 수 있는 토압분포 형태를 제안하고자 한다. 이를 위해 각 층의 상대밀도를 달리한 12개의 다층지반을 조성하여 각 지반에 대해 콘관입시험 및 수평말뚝재하시험을 수행하였으며, 각각의 다층지반조건에 대한 극한수평지지력을 비교, 분석하였다. 극한수평지지력 산정은 Broms(1964), Petrasovits & Award(1972), Prasad & Chari(1999)가 제안한 방법을 기준으로 하였으며, Prasad & Chari(1999)의 방법에 대해서는 다층지반 조건을 고려하기 위한 수정된 토압분포형상을 적용하였다. 본 연구 결과, 다층지반 조건을 고려한 제안 방법이, 기존의 단일지반에 적용했던 토압분포 형상을 이용하는 방법보다 향상된 정밀도를 보여 주었다. 극한수평지지력 분포형상에 있어서도 Broms(1964), Petrasovits & Award(1972)의 방법으로 산정한 극한수평지지력과 유사한 분포를 보였다.

Keywords : Lateral load capacity, Lateral load, Multi-layered soil, Pile

1. 서 론

최근 들어 각종 구조물의 초고층화, 초장대화 경향에 따라 전반적인 구조물 하중이 크게 증대하고 있다. 특히,

초고층건물, 초장대교량 등에 널리 적용되는 말뚝기초 구조물에 있어서 수직하중뿐만 아니라 지진, 풍력 등에 의한 설계수평하중 또한 증대하고 있어, 수평지지력의

1 학생회원, 연세대학교 토목환경공학과 석사과정 (Graduate student, Dept. of Civil and Environmental Eng., Yonsei Univ.)

2 정회원, 연세대학교 토목환경공학과 부교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil and Environmental Eng., Yonsei Univ., junlee@yonsei.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

산정은 전체구조물의 안정성 확보와 최적설계를 위해 매우 중요한 요소로 간주되고 있다.

지금까지 수평하중을 받는 말뚝의 거동 및 수평지지력 산정에 관한 연구는 국내외적으로 활발히 진행되어 왔다 (Broms, 1964; Petrasovits and Award, 1972; Meyerhof et al., 1981; Prasad and Chari, 1999; Zhang et al., 2005; 김영수 등, 1999; 김민기 등, 2008). 말뚝의 수평지지력 산정 방법은 크게 p-y곡선 및 변위해석에 근거한 허용 지지력 평가와 말뚝 주변지반의 파괴상태를 가정한 극한수평지지력 평가로 구분할 수 있다. 말뚝의 극한수평 지지력은 일반적으로 말뚝 주변지반의 토압분포에서 도출된 작용력의 평형관계(equilibrium)로부터 구해질 수 있다. 그러나 토압이론에 근거한 극한수평지지력 (H_u) 산정방법은 주로 단일지반을 대상으로 제안되어 왔으며, 다층지반의 경우에는 단일지반과는 달리 토압 분포가 비선형적인 형태를 나타내고 있으며, 깊이별 지반물성의 파악 또한 용이하지 않기 때문에 직접적인 적용이 어렵다.

이러한 이유로, 김민기 등(2008)은 콘관입시험(CPT)을 이용한 극한수평지지력 산정방법을 제안하였다. 콘관입시험은 깊이 별 연속적 데이터 습득이 가능하며, 시험과정이 자동화되어 있어 신뢰성 높은 원위치시험방법으로 간주되고 있다. 연속적 데이터 습득은 각 깊이 별 단위극한수평지지력과 변화추이를 지지력 산정 과정에 직접 적용할 수 있어 매우 효과적이며, 현장지반의 실제 응력상태와 지반조건을 단위지지력 분포에 반영할 수 있다. 그러나 제안된 콘관입치를 이용한 방법은 기존 방법에서 적용하고 있는 단일지반 대상의 토압분포 형태를 그대로 도입하고 있어, 각 방법에 해당하는 토압분포 형태로 변형해 주어야 하며, 보다 신뢰성 있는 예측결과 도출을 위해서는 다층지반과 같은 실제적인 지반조건을 반영할 수 있는 토압분포형상이 필요하다.

따라서, 본 연구에서는 모형토조를 이용하여 각 지층별 상대밀도를 달리한 12가지 다층지반을 조성하여, 각 지반조건에 대해 수평말뚝재하시험과 콘관입시험을 수행하였다. 이를 통해 동일 지반조건에 얻어진 CPT 시험결과와 말뚝시험결과를 이용하여, 수평하중을 받는 말뚝에 대한 단위극한수평지지력(p_u)과 극한수평지지력을 산정하였다. CPT를 이용한 수평지지력 산정에는 기존에 제안된 방법 중 가장 대표적인 Broms(1964), Petrasovits & Award(1972), Prasad & Chari(1999)에 의한 토압분포 형태가 적용되었으며, 다층지반조건에서 얻어진 수평재

하실험의 실측치와 예측치를 비교, 분석하였다. 이를 통해 단일지반을 대상으로 제안되었던 CPT기반의 수평지지력산정법을 다층지반조건에 적용할 수 있는 수정토압분포형태를 새로이 제안하였으며, 단일 및 다층지반조건을 포함한 다양한 지반조건에서의 적용성 및 타당성을 검토, 분석하고자 한다.

2. 실내모형실험

2.1 모형토조 및 시료형성

다층지반에 근입된 말뚝의 수평지지력 평가를 위해 모형토조를 이용해 다층지반을 조성하였으며, 수평재하 실험을 실시하였다. 사용된 토조의 크기는 직경 77cm, 높이 121cm이며 그 형태는 그림 1과 같다. 사전 계획된 모형지반의 상대밀도를 형성하기 위해 모래 호퍼 하단에 강사장치를 장착하였다. 강사장치는 상단 8번 체, 하단 10번 체로 구성되어 있으며 15cm의 간격을 두고 결합하여 강사 시 시료를 분산시킴으로써 낙하에너지를 일정하도록 하였다. 이러한 구성은 지반의 균질성을 유지시킴으로써 상대밀도를 일정하게 유지하는 효과를 나타낸다.

상대밀도는 호퍼 거더와 강사장치를 이용하여 조절하였다. 호퍼 거더를 이용하여 프레임의 높이를 조절하고 이로 인해 각 층을 조성할 때마다 모래 호퍼와 지반의 거리를 일정하도록 하였다. 반면 강사장치와 모래 호

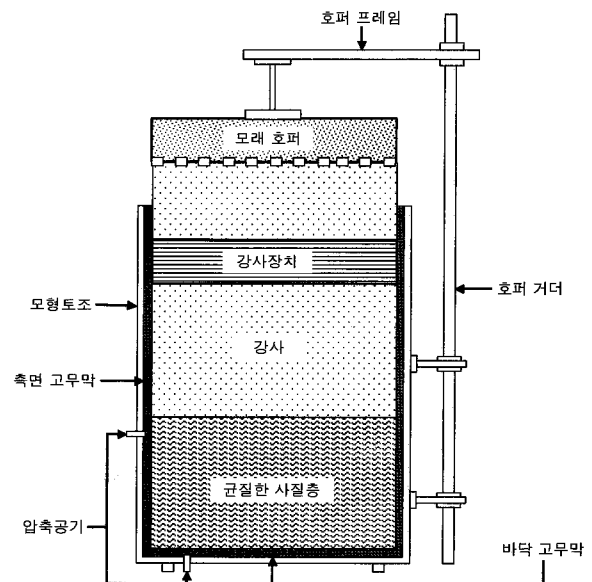


그림 1. 모형토조

퍼의 거리를 조절하므로써, 지반과 강사장치의 거리 차로 상대밀도를 달리 구현하는 방법을 이용하였다. 즉, 상대밀도가 큰 지반을 조성할 시에는 호퍼와 강사장치의 거리를 짧게 함으로써 모형토조 내의 지반과의 거리 차를 상대적으로 크게 하고, 상대밀도가 작은 지반을 조성할 시에는 호퍼와 강사장치의 거리를 길게 조정하여 강사장치를 통과한 모래의 낙하거리를 줄이는 방법을 이용하여 다층지반을 조성하였다. 이에 호퍼와 강사장치의 사이가 15cm일 경우 상대밀도는 약 92%로 지반이 조성되었으며, 50cm일 경우에는 상대밀도 52%의 지반이 조성되었다.

2.2 모형말뚝 및 지반

수평재하시험은 길이를 달리한 두 가지 종류의 모형 말뚝(장말뚝과 단말뚝)을 이용하여 수행되었다. 장말뚝의 경우 지름 6cm, 말뚝 길이 90cm, 근입깊이 66cm로 이루어진 원통형 강관말뚝이며, 단말뚝의 경우에는 말뚝길이 60cm, 근입깊이 32cm이다. 말뚝의 탄성계수는 350GPa로 두 말뚝이 동일하였으며, 말뚝의 주요 제원은 표 1과 같다.

모형지반은 모든 시험에 대해 총 지반 깊이 116cm로 동일하였다. 모형지반의 지층 분할을 위해 장말뚝에 대

해서는 총 4개의 층으로, 단말뚝의 경우에는 3개의 층으로 모형지반을 구성하였다. 모형지반을 구성에 사용된 시료는 주문진 표준사이며, 주요 물성치는 표 2를 통해 정리하였다.

말뚝은 프레임과 쇠파이프를 이용하여 거치하였다. 프레임은 쇠파이프를 고정하는 역할을 하며, 쇠파이프는 말뚝을 잡아주는 역할을 한다. 최하단지반을 조성 후 토조 상단의 테두리를 따라 90° 간격으로 4개의 프레임을 설치한다. 프레임은 토조의 가운데 부분에서 쇠파이프가 교차되는 것을 방지하기 위해 2개의 높이는 달리하였다. 설치된 프레임에 쇠파이프를 고정한 후 중앙부분에 말뚝을 거치하였다. 4개의 강성 쇠파이프는 지반을 조성하는 동안 말뚝을 토조 중앙에 유지하는 역할을 하였다.

장말뚝의 경우 토조 내의 지층을 말뚝 근입깊이 66cm에 대해 각 지층의 두께를 22cm로 3등분하고, 말뚝 선단 이후의 지층은 두께를 50cm로 하였다. 상부 3개 지층의 상대밀도(D_R)는 92%(이하 Dense(D)), 52%(이하 Medium(M))으로 구성되었으며, 각 조건의 조합을 이용하여 시험에 적용하였다. 말뚝 선단 이하의 최하층은 상대밀도 92% 지반으로 지층을 조성하였으며, 최상층에서 최하부의 순서로 지층의 번호를 부여하였다. 이에 따라 표 3과 같은 총 8개의 지층을 구성하여 각각의 지반 조건에 대해 수평재하시험을 수행하였다.

표 1. 모형말뚝의 제원

	Type	직경(cm)	두께(cm)	길이(cm)	E(GPa)
장말뚝	원통형	6	0.37	90	350
단말뚝	원통형	6	0.37	60	350

표 2. 시료의 주요 물성치

입 도 분 포		물성치
최대 입경 (D_{max})		0.850 (No. 20)
최소 입경 (D_{min})		0.075 (No. 200)
통과중량백분율 10% 입경 (D_{10})		0.41
통과중량백분율 60% 입경 (D_{60})		0.51
균등계수 (C_u)		1.24
곡률계수 (C_c)		0.97
최대 간극비 (e_{max})		0.948
최소 간극비 (e_{min})		0.596
최대 건조단위중량 (γ_{dmax})		16.15 kN/m ³
최소 건조단위중량 (γ_{dmin})		13.23 kN/m ³
비중 (G_s)		2.63
함수비 (w)		0.2%
통일분류	Unified System	SP
	ASTM D2487	

표 3. 장말뚝 수평재하시험에서의 지층조성

지반종류	상대밀도 (D_R)			
	1(상층)	2(중층)	3(하층)	4(최하층)
D-D-D	92%	92%	92%	92%
D-D-M	92%	92%	52%	92%
D-M-D	92%	52%	92%	92%
D-M-M	92%	52%	52%	92%
M-D-D	52%	92%	92%	92%
M-D-M	52%	92%	52%	92%
M-M-D	52%	52%	92%	92%
M-M-M	52%	52%	52%	92%

표 4. 단말뚝 수평재하시험에서의 지층조성

지반종류	상대밀도 (D_R)		
	1(상층)	2(하층)	3(최하층)
D-D	92%	92%	92%
D-M	92%	52%	92%
M-D	52%	92%	92%
M-M	52%	52%	92%

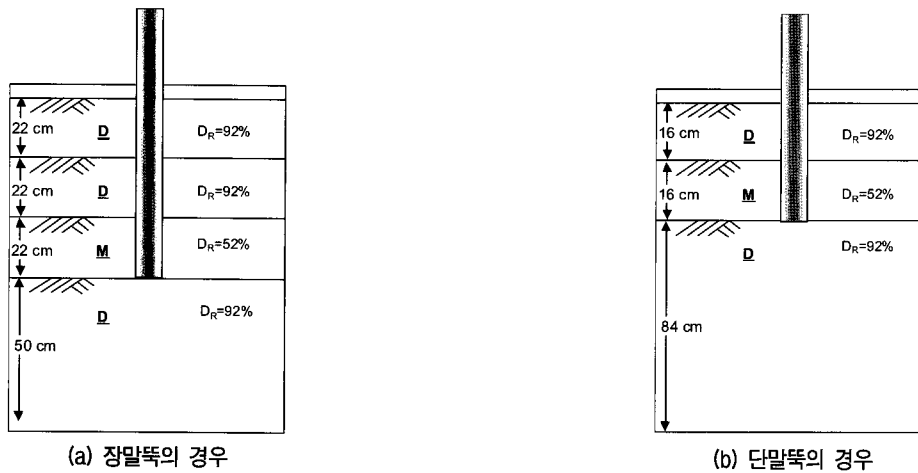


그림 2. 모형지반의 지층분할 단면도

단말뚝의 경우에는 말뚝 근입깊이 32cm에 대해 각 지층 두께 16cm로 구성된 2개의 층으로 등분하였으며, 최하층은 84cm두께의 지층으로 조성하였다. 장말뚝의 실험과 마찬가지로 2개의 상부지층은 상대밀도를 달리 하였고, 말뚝 선단 이후의 최하층 지반에 대해서는 상대 밀도 92%를 유지하였다. 이에 총 4개의 지층으로 지반을 조성, 수평재하시험을 수행하였다. 각 층에 대한 상대 밀도를 정리하면 표 4와 같다. 또한 그림 2는 모형지반의 단면을 나타낸다.

2.3 콘관입시험(Cone penetration test: CPT)

CPT 콘지지력 q_c 를 이용한 다층지반에서의 말뚝수평

지지력을 평가하기 위해, 앞서 언급된 각 지반조건에 대해 콘관입시험(CPT)을 수행하였다. 콘관입시험에 사용된 콘은 2cm^2 의 선단면적을 가진 미니콘으로 콘관입속도는 2cm/sec 의 속도로 유압을 이용하여 일정한 속도로 각각의 다층지반에 관입되었다. 사용된 콘의 자세한 사항은 표 5와 그림 3을 통해 표시하였다. 콘관입장치는 콘이 수직으로 관입하도록 하기 위한 콘관입프레임과 연속적인 콘관입을 위해 제작된 연결 룯드 및 유압장치로서 구성되어 있다. 룯드의 직경은 콘의 직경과 동일하며 그 길이는 1m이다. 또한 콘관입속도 조절을 위해 유압장치로 관입하였고 엔코더를 사용하여 속도를 확인하였다.

표 5. 미니콘의 제원

Diameter	Max. q_c	Max. (q_c+f_s)	Max. pore pressure	Velocity
16mm	20kN	20kN	4MPa	2cm/sec

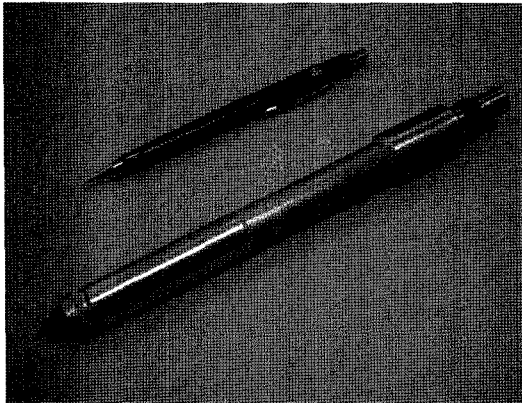
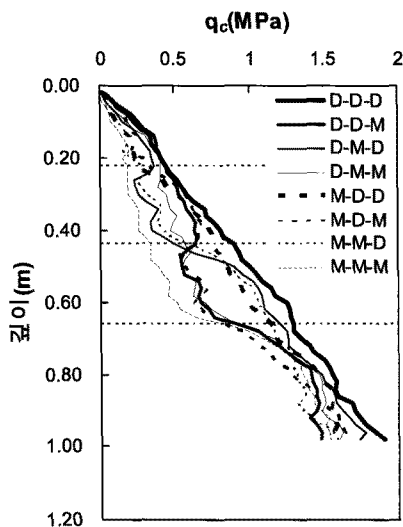


그림 3. 미니콘

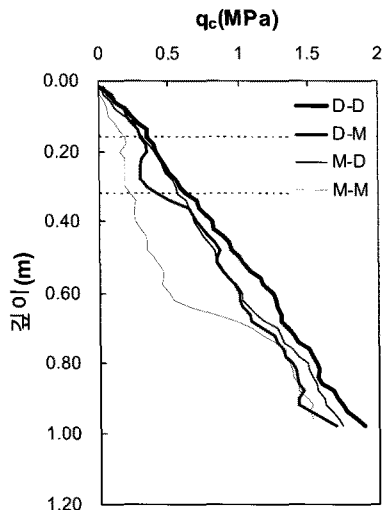
콘관입시험에 사용된 지반은 수평재하시험을 수행한 지반과 동일한 시료형성과정을 거쳤다. 이에 각 다층조건에 따른 시료형성이 완료되면 상부 덮개를 덮은 후 중앙 홀을 통해 콘을 관입하였다. 콘의 관입깊이는 장말뚝과 단말뚝에 대한 모든 지층조건에 상응하도록 최하층까지 이르도록 조절하였다. 그림 4는 각 지반 조건에 대해 수행된 CPT시험결과를 나타내고 있다.

3. 기존방법에 의한 극한수평지지력 산정

기존에 제안된 극한수평지지력 산정 방법은 지반의 단위중량 γ 와 말뚝의 근입깊이를 통해 유효연직응력을 산정하고 지반의 마찰각에 의해 주어지는 수동토압계수(K_p)와 주동토압계수(K_a)로 산정된 단위극한수평지지력을 이용한다. 이와 같이 산정된 단위극한수평지지력의 근입깊이까지의 합력은 말뚝에 대한 지반의 지지력을 나타내므로, 말뚝 두부에 가해지는 극한하중과 물리적 평형관계를 이룬다. 즉, 수평하중에 따른 말뚝의 회전점을 기준으로 모멘트 평형조건을 적용함으로써, 극한수평지지력을 산정할 수 있다. 아래의 식은 모멘트 평형조건에 대한 말뚝의 극한수평지지력 H_u 에 대한 일반적인 식이다.



(a) 장말뚝



(b) 단말뚝

그림 4. 각 지반의 깊이에 대한 q_c 값

$$H_u e^{-\int p_u D dx} = 0 \quad (1)$$

여기서, e = 지표로부터 하중이 가해진 지점까지의 편심 거리, D = 말뚝의 직경, x = 지표면으로부터의 거리, L = 말뚝의 근입깊이를 나타낸다. 위의 식을 이용한 각 방법에 따른 말뚝의 극한수평지지력 산정과정은 다음과 같다.

3.1 Broms에 따른 방법

Broms(1964)은 수평재하말뚝에서 선단부에 집중하중이 작용되어 회전점으로 작용한다는 가정 하에 지반 반력은 삼각형 형태의 단위극한수평지지력을 보인다고 하였다. 이에 Broms(1964)에 의한 단위극한수평지지력은 다음과 같은 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$p_u = 3K_p \sigma_v' = 3K_p \gamma x \quad (2)$$

여기서, $K_p =$ 수동토압계수 $= \tan^2(45^\circ + \phi/2)$, ϕ 는 내부마찰각, $\sigma_v' =$ 유효연직응력, $\gamma =$ 지반의 단위중량이다. 극한수평지지력은 삼각형 분포의 단위극한수평지지력에 모멘트 평형조건을 적용하여 아래와 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$H_u = \frac{1}{2}(3K_p \sigma_v')L \quad (3)$$

3.2 Petrasovits & Award에 따른 방법

Petrasovits & Award(1972)는 수평하중을 받는 말뚝의 회전점은 말뚝 선단부에서 일정 깊이만큼 올라간 부분에서 발생한다고 가정하였다. 이에 말뚝의 주변 지반의 주동토압과 수동토압을 고려하여 다음과 같은 단위극한수평지지력 식을 제안하였다.

$$p_u = (3.7K_p - K_a)\sigma_v' \quad (4)$$

여기서, $K_a =$ 주동토압계수 $= \tan^2(45^\circ - \phi/2)$. 따라서, 모멘트 평형조건에 의한 극한수평지지력은 다음과 같다.

$$H_u = p_u LD \left[\left(\frac{L}{d_r} \right)^2 - \frac{1}{2} \right] \quad (5)$$

여기서, d_r 은 지표면으로부터 말뚝의 회전점까지의 거리이며, 힘 평형방정식과 모멘트 평형방정식을 이용하여 시행착오법을 통해 산정된다.

3.3 Prasad & Chari에 따른 방법

Prasad & Chari(1999) 방법은 실제적인 말뚝의 수평지지력 분포를 가장 근접하게 나타내는 방법으로 알려져 있다. Prasad & Chari(1999)에 따르면 수평하중을 받는 말뚝은 말뚝의 단면형상에 따라 단위극한수평지지력의 크기가 영향을 받게 된다. 또한, 원형말뚝의 경우 연직반력과 주변반력으로 표현되는 두 요소(Briaud & Smith 1983; Smith 1987)에 의해 지반반력이 발생하므로, 말뚝 단면을 따라 다른 값을 갖는 단위극한수평지지력을 구하기 위해 재하 반대면에서 발생하는 최대수평

토폰의 0.8배를 도입하였다. Prasad & Chari(1999)는 지표면으로부터 0.6d_r깊이에서 $p_{u,0.6d_r}$ 가 발생하며, 말뚝의 회전점에서 토압분포가 전환되어 말뚝선단부에서는 $p_{u,0.6d_r}$ 의 1.7배가 수동토압으로 발생한다고 제안하였다. Prasad & Chari(1999)에 의한 단위극한수평지지력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$p_u = sK_p \sigma_{v,0.6d_r}' = 10^{(1.3 \tan \phi + 0.3)} \gamma x \quad (6)$$

여기서, s = 단면형상계수로 원형일 경우 0.8, 사각형일 경우에는 1.0을 사용한다. $\sigma_{v,0.6d_r}'$ 는 지표면으로부터 0.6d_r 깊이에서의 유효연직응력이다. 극한수평지지력은 모멘트 평형조건에 의해 다음과 같이 산정된다.

$$H_u = 0.4 \left[10^{(1.3 \tan \phi + 0.3)} \right] \gamma x D (2.7x - 1.7) \quad (7)$$

그러나 다층지반에서의 경우 내부마찰각 ϕ 와 γ 의 값이 지층마다 다를 수 있기 때문에 다층지반에서의 적용에 한계가 있다. 또한 토압분포 형상도 단일지반과 다르기 때문에 선단지점에서의 단위극한수평지지력 또한 단일지반에서의 값과 다를 수 있다.

4. 다층지반에서 콘지지력을 이용한 극한수평지지력 산정

4.1 단위극한수평지지력 산정 및 토압분포

김민기 등(2008)은 CPT 콘지지력 q_c 를 이용한 말뚝의 극한수평지지력 산정을 위해 우선적으로 단위극한수평지지력 평가법을 제안하였다. q_c 기반의 단위극한수평지지력에 대한 식은 아래와 같으며, Broms(1964), Petrasovits & Award(1972), Prasad & Chari(1999)의 각 방법에 따라 모델 계수 A, B, C를 제안하였다.

$$p_u = A \left(\frac{q_c^B}{\sigma_m^C} \right) \quad (8)$$

그러나 식 (8)의 변수 p_u , q_c , σ_m 는 각각 kPa, MPa, kPa 단위의 사용을 전제로 하고 있어, 보다일반적인 적용을 위해서는 단위변환의 과정이 포함되어야 한다. 따라서, 본 연구에서는 단위에 무관한 정규화 형태를 나타내기 위해 식 (8)에 기준압 p_A 를 도입하여 식 (9)와 같은 일반식으로 수정하였다. 식 (9)에서 모델계수 A', B', C', D'의

값은 각 방법에 따라 달리 정의되며, 본 연구에서 적용된 Broms(1964), Petrasovits & Award(1972), Prasad & Chari(1999) 방법에 대한 각 모델계수의 값을 표 6에 나타내었다.

$$p_u = A' \left(\frac{q_c B'}{\sigma_m C'} \right) (p_A)^{D'} \quad (9)$$

여기서, $p_A =$ 대기압($= 100\text{kPa} = 14.50\text{psi}$)이며, σ_m , p_A 와 동일한 단위를 사용한다. 또한 식 (8)과 달리 식 (9)의 σ_m 은 p_A 와 동일한 단위로 표현되는 평균응력이다.

김민기 등(2008)이 제안한 방법에서 단위극한수평지지력의 분포는 각 저자들에게 의해 제안된 형태를 동일하게 적용하였으며, 모멘트 평형조건을 충족시켜 줌으로써 극한수평지지력을 산정하였다. Broms(1964), Petrasovits & Award(1972)의 방법의 경우 말뚝의 근입깊이 전체에 대해 단위극한수평지지력의 발휘가 가정되어 다층지반 적용에 대한 논리적 모순은 없는 것으로 간주될 수 있다. Broms(1964)의 경우에는 p_u 를 보정할 필요가 없기 때문에 단일지반과 같은 방법으로 극한수평지지력을 산정하고, Petrasovits & Award(1972)가 제안한 방법에서는 모멘트 평형조건에서 시행착오법에 의해 산정된 회전점 이하에서 음(-)의 값만 취해주면 된다. 그러나 Prasad & Chari(1999)의 방법의 경우, 단순히 회전점의 60%에 해당하는 깊이에서의 p_u 를 1.7배 하여 선단에서의 p_u 로 적용하면 하부지반조건이 충분히 반영되지 않는다. 따라서 다층지반조건에서의 적용이 제한적이게 되기 때문에 추가적인 보정작업이 요구된다. 이에 대한 세부내용은 다음 절에 나타나 있다.

4.2 Prasad & Chari방법의 적용 및 수정 수평토압분포

4.2.1 회전점 산정

Prasad & Chari(1999)에 의하면 수평하중에 따른 말뚝의 회전점은 다음과 같이 말뚝의 근입깊이와 하중편심 거리에 의해 결정될 수 있다.

$$d_r = \frac{[-(0.567L + 2.7e) + (5.307L^2 + 7.29e^2 + 10.54LeL)^{0.5}]}{2.1996} \quad (10)$$

여기서 L 과 e 는 각각 말뚝의 근입깊이와 하중작용거리이다. 식 (10)에 의한 말뚝의 회전점은 단일지반을 대상으로 제안된 식이기 때문에, 다층지반에서는 오차발생 요인으로 작용할 수 있다. 말뚝의 회전점과 관련하여 강병준 등(2009)은 다층지반에서 실측된 말뚝의 회전점과 식 (10)에 의해 산정된 예측회전점을 비교 분석하였다. 비교결과 식 (10)을 통해 산출된 회전점은 장말뚝의 경우 약 0.5m, 단말뚝의 경우 약 0.24m로 나타났으며 실제 계측된 회전점과 매우 유사하였다. 따라서 다층조건에 대해 수평하중에 따른 말뚝회전점의 위치는 큰 변화를 보이지 않았으며, 본 연구에서도 식 (10)에 의한 회전점을 동일하게 적용하였다.

4.2.2 다층지반에서의 단위극한수평지지력 분포

단일지반 조건에서 Prasad & Chari(1999)의 토압분포는 그림 5(a)에서 볼 수 있듯이, 지표면으로부터 말뚝 근입깊이의 60% 정도에 위치하는 최대토압 발생지점, 최대토압 발생지점에서부터 말뚝의 회전점, 그리고 회전점에서 말뚝의 선단까지 크게 세 부분으로 나눌 수 있다.

단일지반의 경우 지표면으로부터 최대토압 발생지점까지 단위수평지지력은 선형으로 증가한다. 이는 흙의 단위중량 및 상대밀도가 일정하기 때문에, 깊이가 증가함에 따라 단위수평지지력 또한 선형으로 증가하기 때문이다. 다층지반의 경우에는 깊이에 따른 지반조건과 응력상태가 달라지기 때문에 단위극한수평지지력은 비선형적인 형태를 나타내게 된다. 최대토압 발생지점에서 회전점까지의 수평토압은 식 (9)를 통해 산정된 단위수평지지력에 비례상수를 적용함으로써 효과적으로 산정될 수 있다(김민기 등, 2008). 즉, 최대토압 발생지점에서 값은 1, 이후 깊이에 따라 일정비율로 감소하여 회전점에서의 값은 0이 되는 계수를 각 깊이별 단위극한

표 6. p_u - q_c 상관계수 A', B', C', D'

	Broms에 따른 예측식	Petrasovits & Award에 따른 예측식	Prasad & Chari에 따른 예측식
A	0.1959	0.1848	0.1078
B	0.4719	0.5118	0.6804
C	-0.6281	-0.5882	-0.4196
D	-1.1	-1.1	-1.1

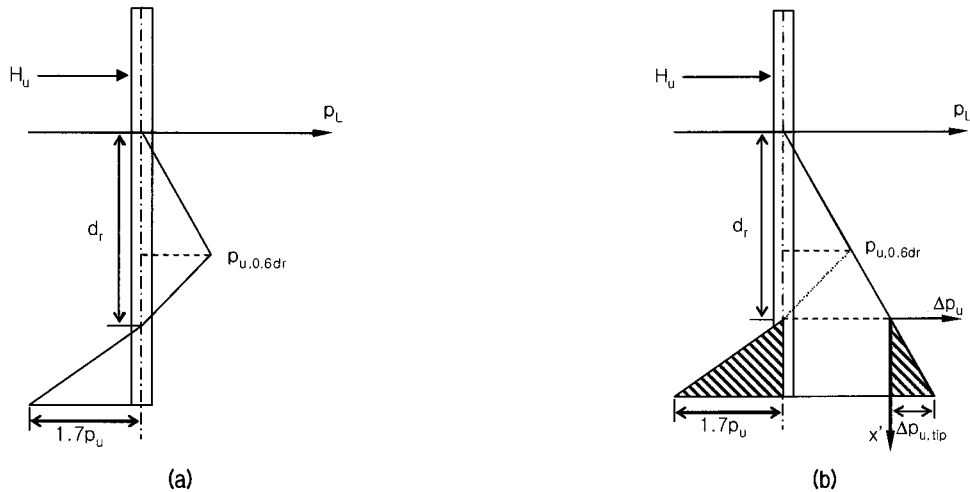


그림 5. Prasad & Chari 방법에 의한 토압분포

수평지지력에 곱함으로써 두 번째 영역의 수평토압을 구할 수 있다.

앞서 언급된 바와 같이, 회전점 이하에 해당하는 세 번째 영역은 기존 방법으로 단위극한수평지지력을 산정할 경우, 다층지반의 특성이 충분히 반영될 수 없다. 따라서, 실제적인 지반조건을 반영하기 위해서는, 하부 지층을 포함한 각 층의 지반특성을 충분히 고려할 수 있는 토압분포형태가 필요하다. 그림 5(b)는 단일지반에서 q_c 를 이용하여 산정된 극한단위수평지지력(p_u)과 Prasad & Chari(1999)가 제안한 수평토압(p_L)의 깊이별 분포를 나타내고 있다. 그림 5(b)에서 빗금으로 표시된 부분은 회전점 이하 하부 지층의 토압분포영역을 나타내고 있다. 그림에서 볼 수 있듯이 두 개의 빗금친 부분은 각각 p_L 과 회전점에서의 p_u 대비 증가분(Δp_u)을 나타내고 있으며, 두 값의 비는 다음과 같이 계수 α 로 표현할 수 있다.

$$\alpha = \frac{1.7p_{u,0.6dr}}{\Delta p_{u,tip}} \quad (11)$$

여기서, $\Delta p_{u,tip}$ 은 말뚝 선단에서의 Δp_u 를 나타내며, 계수 α 는 회전점의 위치에 따라 $1.7p_{u,0.6dr}$ 값이 변하기 때문에 그 값 또한 가변적이다. 따라서 단일지반을 가정하여 식 (11)으로부터 얻어진 α 값을 실제 다층지반으로부터 산정된 말뚝선단에서의 Δp_u 값에 곱하여 줌으로써, 말뚝선단에서 실질적인 하부지층조건이 반영된 p_L 값을 얻을 수 있다. 이와 같이 제안된 방법을 p_u 가 선형적으로 나타나는 단일지반에 적용하게 되면, 기존의 Prasad & Chari(1999)가 제안한 수평토압분포와 동일하게 나타

나므로, 기존 방법 및 조건을 충족시킬 수 있는 보다 일반적인 접근방법으로 간주될 수 있다. 위의 방법으로 산정된 다층지반의 수평토압분포형상은 그림 6을 통해 나타내었다.

4.3 다층지반에서 극한수평지지력의 산정 비교

다층지반조건에서 CPT기반의 극한수평지지력 산정법의 적정성을 확인하고자, 기존의 토압계수를 이용하여 산정한 극한수평지지력($H_{u,ER}$)과 콘지지력을 이용하여 산정한 극한수평지지력($H_{u,qc}$)을 비교, 분석하였다. 각 경우에 있어 Broms(1964), Peterasovits & Award(1972), Prasad & Chari(1999) 방법이 적용되었다. 토압계수에 의한 극한수평지지력은 각 지층의 지반 물성치를 통해 도출된 토압계수와 유효수직응력으로부터 단위극한수평지지력을 산정한 후, 모멘트 평형조건을 적용하여 산정되었다. 그림 7은 콘지지력을 통해 예측된 극한수평지지력과 토압계수를 이용하여 예측된 극한수평지지력을 비교한 그래프이다. 그림에서 보는 바와 같이 토압계수를 통해 산정된 극한수평지지력과 콘지지력을 이용하여 산정된 극한수평지지력 값이 비교적 유사한 결과를 보이고 있음을 알 수 있다. 이는 다층지반 조건에서도 CPT기반의 수평지지력산정법이 매우 효과적으로 사용될 수 있음을 의미하며, 특히 실제 현장지반에서는 토압계수와 같은 지반특성치의 깊이 별 파악이 매우 어렵다는 사실을 감안하면, CPT기반의 방법이 보다 효과적인 접근법임을 알 수 있다. 또한 그림 7(c)와 (d)는 Prasad & Chari(1999)방법에 근거한 결과로서, 앞서 설명된 바와 같이 다층지반을 고려한 수정수평토압

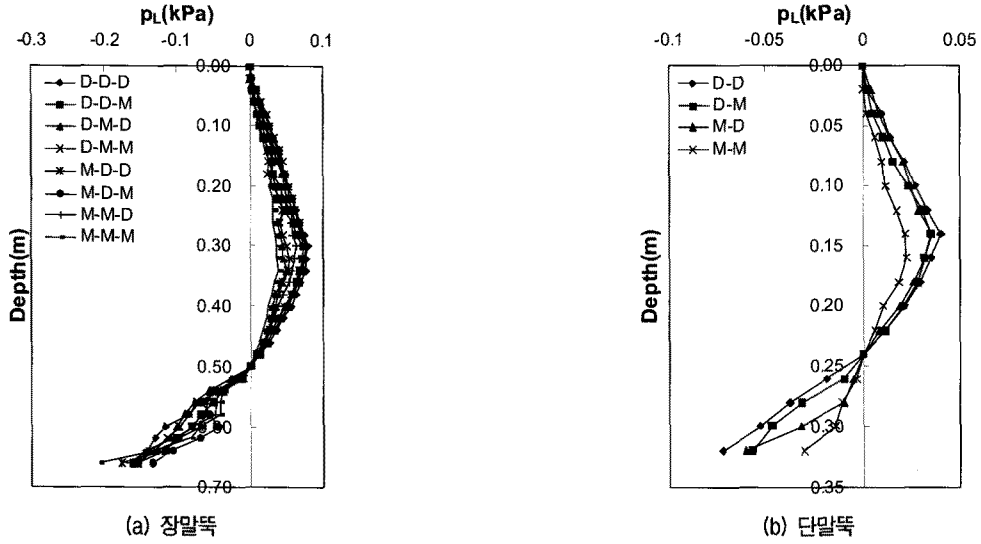


그림 6. 깊이에 따른 단위극한수평지지력 형상(Prasad & Chari 방법)

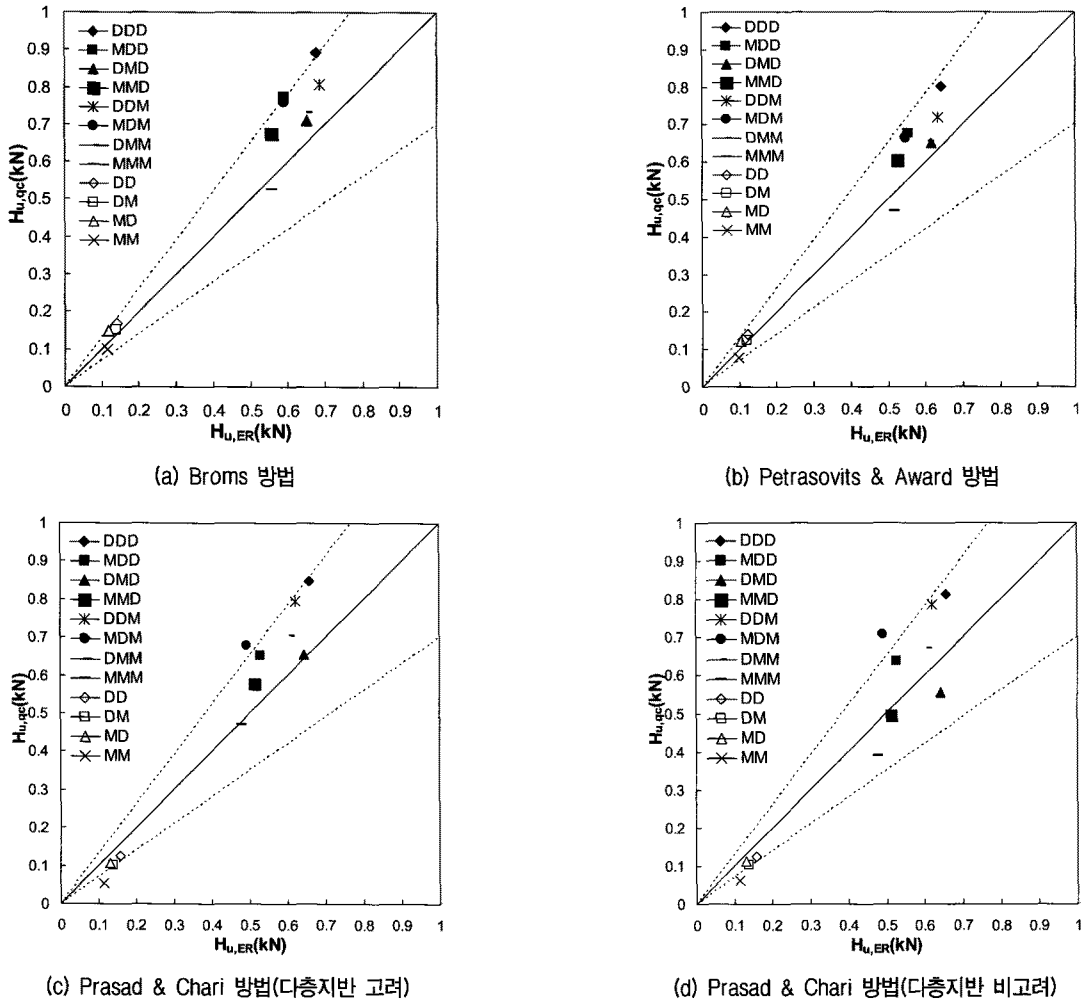
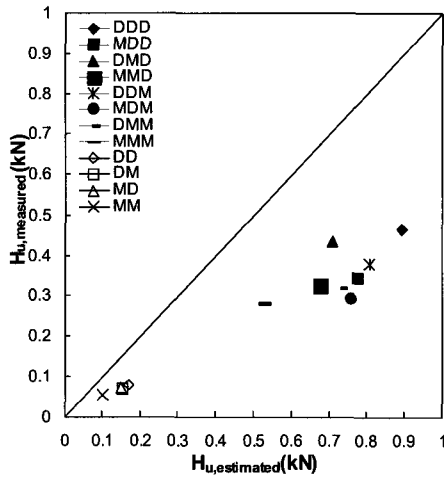


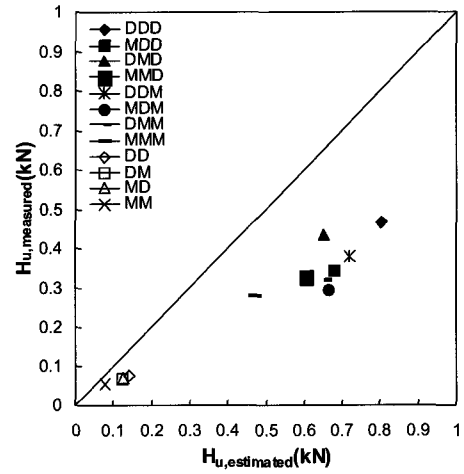
그림 7. 각 방법에 대한 극한수평지지력 비교 및 검증

을 고려한 경우(그림 7(c))와 다층지반을 고려하지 않은 경우(그림 7(d))를 비교하여 나타내고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 결과값들 간의 유사성에 있어서는 큰

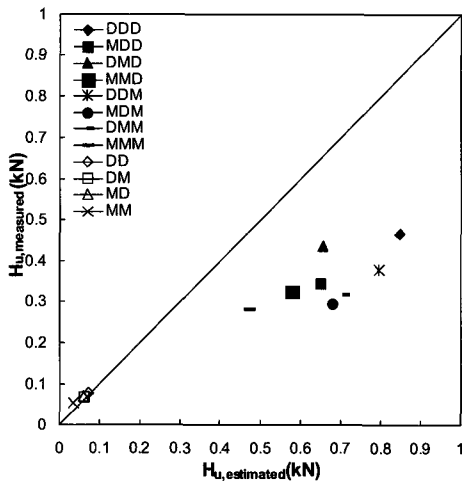
차이를 보이고 있지 않으나, 수정수평토압을 고려한 경우 결과값들 간의 분산도가 감소한 것을 확인할 수 있다. 그림 8은 실제 말뚝 수평재하시험으로부터 실측된 극



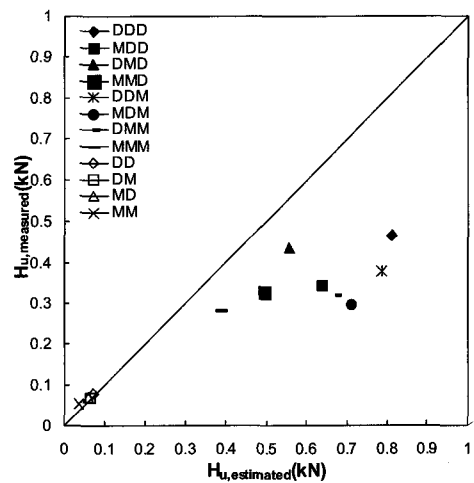
(a) Broms 방법



(b) Petrasovits & Award 방법



(c) Prasad & Chari 방법(다층지반 고려)



(d) Prasad & Chari 방법(다층지반 비교)

그림 8. 극한수평지지력(H_u) 실측값과 예측값 비교 및 검증

한수평지지력값($H_{u,measured}$)과 콘지지력을 이용해 산정된 극한수평지지력값($H_{u,estimated}$)을 비교하여 나타내고 있다. 실측된 극한수평지지력의 경우, 수평하중에 따른 말뚝 회전변위가 2° 만큼 발생하였을 때를 기준으로 하였다 (Haldar et al., 1997). Prasad & Chari(1999) 방법의 경우, 그림 7에서와 같이 다층지반을 고려하여 수정수평토압 분포를 적용한 경우와 고려하지 않은 경우를 모두 포함 하였다. 그림에서 볼 수 있듯이, 전반적으로 예측치는 실측치에 비해 과다평가의 결과를 보이고 있음을 알 수 있다. 그러나 이러한 과다평가의 결과는 적용된 방법 모두에 대해 일관적으로 나타나고 있으며, 특히 그림 7에서 나타난 바와 같이 다층지반을 고려한 Prasad & Chari(1999)의 방법이 다층지반을 고려하지 않은 방법에 비해 보다 향상된 정밀도를 나타내고 있음을 알 수 있다. 보다 정확한 비교, 검증을 위해 변동계수(Coefficient of Variation, CV)로 분석해 본 결과, 다층지반으로 고려

한 토압분포로 산정된 H_u 값의 CV가 0.175로 다층지반을 고려하지 않은 예측값(CV = 0.230)에 비해 적은 값을 갖는 것을 확인할 수 있었다. 이는 다층지반을 고려한 극한수평지지력의 예측값이 보다 적은 산포를 갖는다는 것을 의미한다.

5. 요약 및 결론

본 연구에서는 단일지반을 대상으로 제안된 CPT기반의 수평지지력산정법을 다층지반조건에 적용함으로써, 다양한 지반조건에서의 적용성 및 타당성을 검토, 분석하였다. 이를 위해 다층지반조건으로 조성된 시료를 대상으로 얻어진 말뚝수평재하실험 결과와 콘관입 시험 결과를 적용하였으며, 실제 지반조건을 보다 효과적으로 반영할 수 있는 수정토압분포형태를 제안하였다. 본 연구를 통해 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 층별 상대밀도를 달리하는 12가지의 다층지반상태를 구성하여, 각 지반에 대해 콘관입시험을 수행하였으며, 동일한 지반 조건에서 수평재하실험을 실시하여 그 결과값과 비교하였다. 극한수평지지력은 qc를 이용하여 단위극한수평지지력을 산정 후, 모멘트 평형관계(equilibrium)을 통해 산정하였으며, 기존의 수직응력과 토압계수를 이용한 방법도 비교 분석에 적용하였다. 그 결과 Brom(1964)와 Petrasovits & Award(1972)의 방법에서는 토압분포를 이용한 극한수평지지력과 근사한 값을 보였지만, Prasad & Chari(1999)의 방법은 비교적 큰 분산도를 보였다. 이는 Broms(1964)와 Petrasovits & Award(1972) 방법은 극한수평지지력 산정시 단위수평지지력의 극한 값을 사용한 반면, Prasad & Chari(1999) 방법에서는 회전점 이하 단위수평지지력을 극한단위수평지지력에 일정비율 감소한 값을 사용하였기 때문인 것으로 판단된다.
- (2) Prasad & Chari(1999) 방법에 의한 수평토압분포의 경우, 회전점 이하의 지반에 대해서는 실질적인 다층지반조건을 반영할 수 없으므로, 단일지반에서의 수평토압분포 형상을 기준으로 말뚝의 회전점 이하부터 선단까지의 단위극한수평지지력의 증가분과 기존에 제안된 선단에서의 수평토압값의 비를 이용하여, 하부 지반조건을 효과적으로 반영할 수 있는 수정수평토압분포 형태를 제안하였다.
- (3) 다층지반을 고려할 수 있도록 제안된 토압분포 형상을 이용하여 예측한 극한수평지지력은 다층지반을 고려하지 않은 극한수평지지력에 비해 정밀도가 증가하였으며 Broms(1964), Petrasovits & Award (1972)의 방법으로 산정한 예측치와 유사한 분포도를 보임을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 강병준, 경두현, 홍정무, 이준환 (2009), “다층지반에 근입된 수평재하 말뚝의 회전거동 분석”, *한국지반공학회논문집*, 제25권, 제1호, pp.55-64.
2. 김민기, 경두현, 홍정무, 이준환 (2008), “수평토압분포를 고려한 CPT기반의 말뚝극한수평지지력 산정”, *한국지반공학회논문집*, 제25권, 제2호, pp.37-44.
3. 김영수, 김병탁, 이종현, 성언수 (1999), “비균질 지반에서 항타 관입한 단일 강성말뚝의 수평거동 연구”, *한국지반공학회논문집*, Vol.1999, No.2, pp.307-310.
4. Briaud, J. L., and Smith, T. D. (1983), “Using the pressuremeter curve to design laterally loaded piles”, *Proc. Of 15th Offshore Technology Conf.*, Huston, paper 4501, pp.495-502.
5. Broms, B. (1964), “Lateral resistance of piles in cohesive soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.90, No.4, pp.27-63.
6. Haldar, A., Chari, T. R., and Prasad, Y. V. S. N. (1997), *Experimental and analytical investigation of directly embedded steel pile foundation*, Canadian Electricity Association, Montreal, Que., Research report CEA 384T971.
7. Meyerhof, G. G., Mathur, S. K., and Valsangkar, A. J. (1981), “Lateral resistance and deflection of rigid wall and poles in layered soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.18, pp.159-170.
8. Petrasovits, G. and Award, A. (1972), “Ultimate lateral resistance of a rigid pile in cohesionless soil” *Proc. of 5th European Conf. on SMEF*, Vol.3, pp.407-412.
9. Prasad, Y. V. S. and Chari, T. R. (1999), “Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils” *Soils and Foundations*, Vol.39, No.2, pp.21-29.
10. Smith, T. D. (1987), “Pile horizontal modulus values”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.113, No.9, pp.1040-1044.
11. Zhang, L., Silva, F., and Grismala, R. (2005), “Ultimate lateral resistance to pile in cohesionless soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.131, No.1, pp.78-83.

(접수일자 2009. 2. 18, 심사완료일 2009. 7. 6)