

실대형 말뚝재하시험의 축방향 하중 전이해석

An Axial Load Transfer Analysis of Full Scale Pile Load Test

최용규¹⁾, Yong-Kyu Choi, 오세봉²⁾, Seboong Oh, 권오균³⁾, Oh-Kyun Kwon, 김동수⁴⁾, Dong-Su Kim, 안태경⁵⁾, Tae-Kyong Ahn

¹⁾경성대학교 건설환경공학부 부교수, Associate Professor, School of Civil & Environmental Eng., Kyongsong Univ.

²⁾영남대학교 토목공학과 전임강사, Instructor, Dept. of Civil Eng., Yeungnam Univ.

³⁾계명대학교 토목공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Eng., Keimyong Univ.

⁴⁾한국과학기술원 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Eng., KAIST

⁵⁾영남대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Yeungnam Univ.

SYNOPSIS : The result of pile load test was analyzed by finite difference method and the analysis includes load transfer curves recommended by API(1993). As a result, load-settlement relation at pile top and axial load distribution with depth were predicted reasonably. Furthermore load transfer from load test was calculated and compared with that of API.

KEYWORDS : 말뚝재하시험, 하중전이, 극한지지력, 유한차분해석

1. 서론

말뚝기초의 공용성(performance)을 확보하기 위해서 무엇보다 현장에서 말뚝재하시험을 수행하는 것이 가장 합리적이라는 것은 잘 알려져 있다. 반면 그러한 여건이 충족되지 못할 경우에는 말뚝을 탄성 스프링으로 모델하고 주변 지반의 저항을 비선형 스프링으로 모델하여 말뚝 두부의 거동을 유한차분법으로 해석할 수 있다. 이러한 해석을 수행할 때는 가정된 말뚝-지반간의 하중전이 관계가 결과에 가장 핵심적인 역할을 한다.

본 연구에서는 가장 널리 적용되는 API 기준(1993)에 따른 하중전이 관계를 이용하여 국내 지반에서의 말뚝재하시험 문제를 해석하였다. 그리고 말뚝재하시험에서 도출한 하중전이관계와 비교를 통하여 국내지반에의 적용성을 검토하였다.

2. 축하중 재하 말뚝의 하중전이

축하중 재하말뚝의 거동을 해석하기 위하여 말뚝을 탄성 스프링으로 모델하는 반면, 주변 흙에 대해서는 깊이에 따라 강성이 상이한 비선형 스프링으로 마찰 및 선단을 통한 하중전이를 모델할 수 있다. 말뚝의 임의의 깊이의 한 지점에서 주위로 전이된 단위하중과 상응하는 수직변위간의 관계를 t-z 관계라고 정의한다. 이 때 변위는 적용된 하중과 말뚝의 위치, 말뚝 재료의 응력-변형률 특성, 말뚝 주변과 선단의 전이하중-변위 곡선에 의존한다. 따라서 말뚝의 임의의 지점에서 전이된 하중에 의한 수직변위

는 비선형 미분 방정식으로부터 해를 구하여야 한다.

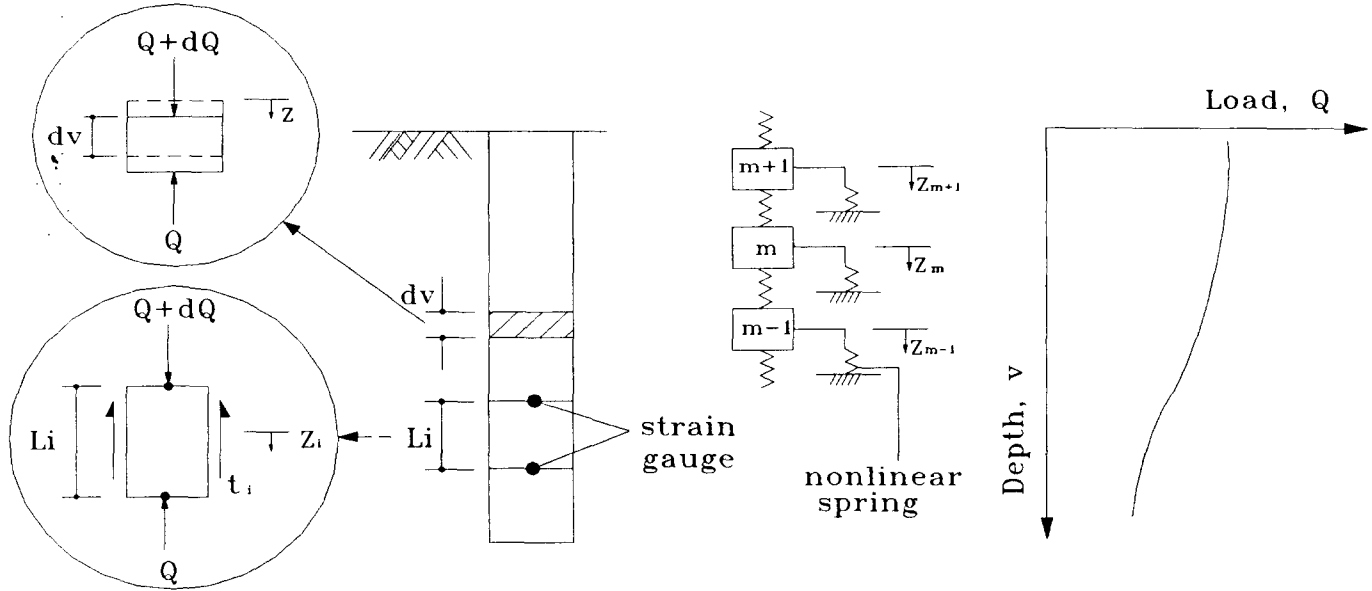


그림 1. 축방향 하중에 대한 하중전이

이를 위하여 그림 1에 나타난 말뚝의 요소에 대한 변형률을 고려하여 미분방정식으로 표현하면

$$Q = EA \frac{dz}{dv} \quad (1)$$

여기서, E는 말뚝재료의 탄성계수, A는 말뚝의 단면적, Q는 깊이 v에서의 하중, z는 깊이 v에서의 말뚝의 수직변위이다. 윗 식을 v에 대해 미분하면 다음 식을 구할 수 있다.

$$\frac{dQ}{dv} = EA \frac{d^2z}{dv^2} \quad (2)$$

한편 깊이 v 지점에서 전이된 단위하중을 t로 정의하면

$$dQ = tCdv \quad (3)$$

이며, C는 v 지점에서 말뚝의 원주길이이다. 또한 하중전이를 말뚝 변위, z의 함수로 나타내면

$$t = k_s \cdot z \quad (4)$$

이다. 여기서, k_s 는 깊이 v와 말뚝 변위 z에 의존하는 비선형 스프링 계수이다. 결국 식 (2,3,4)로부터 다음과 같은 식을 구할 수 있다.

$$\frac{d^2z}{dv^2} - \eta k_s z = 0 \quad (5)$$

여기서, 계수 $\eta = C/EA$ 이다. 이때 η 와 k_s 가 일정하다면 식(5)을 해석적으로 풀 수 있다. 하지만

일반적으로 일정치 않으므로, 위의 비선형 미분방정식을 유한차분법을 이용하여 수치적으로 해를 구해야 한다. 따라서 식 (5)을 유한 차분식으로 나타내면 다음과 같다.

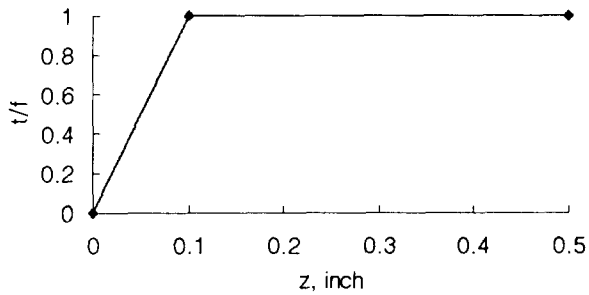
$$\frac{\left(\frac{\Delta z}{\Delta v}\right)_{m+1} - \left(\frac{\Delta z}{\Delta v}\right)_{m-1}}{2h} = \eta \cdot k_s \cdot z \quad (6)$$

또한 식 (1)은 $\left(\frac{\Delta z}{\Delta v}\right)_i = \frac{Q_i}{(EA)_i}$ 이므로 식 (6)은 식 (7)과 같이 유도된다.

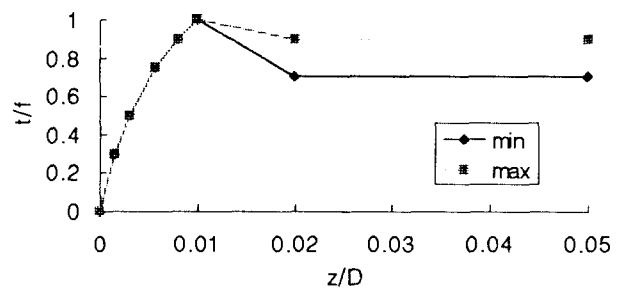
$$Q_{m+1} - Q_{m-1} = 2 h k_s z \quad (7)$$

결국 위 식을 이용하면 축하중 재하말뚝의 하중전이 해석을 수행할 수 있다.

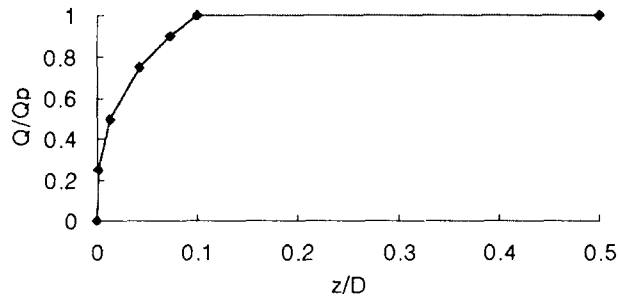
한편 API 기준(1993)에서는 말뚝의 공용성(performance)을 확보하기 위하여 그림 2와 같은 전단 전이력-말뚝변형 관계를 나타내는 t-z 곡선 및 선단 저항-변형간의 관계를 나타내는 Q-z 곡선을 제시하였다. 이러한 모델을 이용하여 유한차분해석을 수행하면 말뚝의 주면 및 선단에서의 말뚝-지반간의 부착력(adhesion), 즉 하중 전이를 고려하여 극한지지력과 유발된 변위(침해)를 도출할 수 있다.



(a) 사질토의 t-z 곡선



(b) 점성토의 t-z 곡선



(c) Q-z 곡선

그림 2 축방향 하중에 대한 말뚝의 하중전이 곡선

그림 2에 나타난, 마찰 단위지지력 f와 선단지지력 Q_p 는 다음과 같이 산정된다. 먼저 극한지지력은 다음과 같다.

$$Q_u = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p \quad (8)$$

여기서, Q_f , Q_p = 벽마찰, 선단 극한지지력, A_s , A_p = 주면, 선단 면적, f , q = 벽마찰, 선단 단위 지지력 (표 1 참조)이다. 또한 관내토의 영향에 대해서는 폐색(plugged) 및 개방(unplugged)조건으로 구분하여 고려한다. 즉 API 규준에서는 다음의 두 조건중 작은 값을 극한지지력으로 산정하도록 제안하였다(그림 3 참조).

(1) 완전폐색조건 ; $Q_u = Q_f + Q_p + Q_x$

(2) 완전개방조건 ; $Q_u = Q_f + Q_p + Q_{fi}$

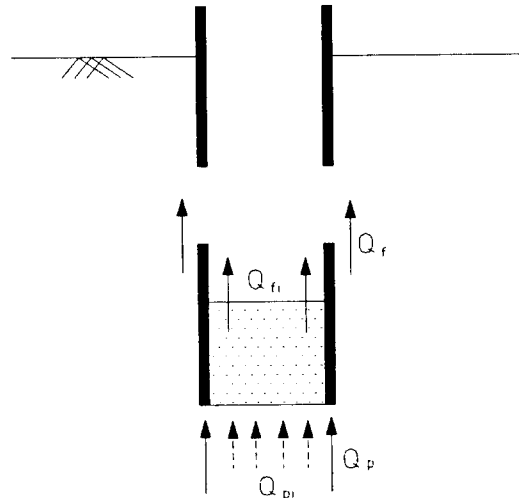


그림 3 API 규준에 따른 말뚝의 지지력 성분

표 1. API 규준에 따른 마찰저항 및 선단저항

구분	마찰저항	선단저항	비고
점성토	$f = \alpha c$ $\alpha = 0.5 \Psi^{-0.5}, \Psi \leq 1.0$ $= 0.5 \Psi^{-0.25}, \Psi > 1.0$ $\Psi = c/p'_0$	$q = 9c$ c = 비배수 전단강도	$\alpha \leq 1$
사질토	$f = Kp'_0 \tan \delta$ K 는 토압계수, δ 는 지반-말뚝간의 마찰각.	$q = p'_0 N_q$ N_q 는 지지력 계수, API 규준(1993)에 대 략적인 값들이 수록	- K 는 개방조건하에서 항타된 개관말뚝은 토압계수가 대략 0.8이며, 폐색 또는 폐관된 말뚝은 1.0으로 가정 - 장말뚝의 경우에는 한계깊이 이하에서는 API 규준 (1993)에 수록된 한계 마찰저항을 이용

한편 말뚝 재하시험으로부터 하중전이 관계를 구하기 위해서는 그림 1과 같이 말뚝에 설치된 strain gauge를 경계로 말뚝조각을 구분해야 한다. 먼저 말뚝조각의 중심에서 평균적으로 구한 전이하중은 다음과 같이 구할 수 있다.(Coyle and Reese, 1966)

$$t_i = \frac{Q_i - Q_{i+1}}{\pi D \cdot L_i} \quad (9)$$

그리고 이에 상응하는 말뚝변위 z_i 는 $i-1$ 번째 조각의 변위 z_{i-1} 에서 발생하는 두 조각간의 말뚝 탄성변위를 제외하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$z_i = z_{i-1} - \frac{\overline{P}_i \overline{L}_i}{EA} \quad (10)$$

여기서, $\overline{P}_i = \frac{1}{2} (Q_{i-\frac{1}{2}} + Q_{i+\frac{1}{2}})$, $Q_{i+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2} (Q_i + Q_{i+1})$, $\overline{L}_i = \frac{1}{2} (L_{i-1} + L_i)$ 이다. 따라서 윗 식들을 이용하여 각 하중단계에 따라 strain gauge로부터 읽은 말뚝하중으로부터 말뚝두부에서 선단까지 깊이에 따른 t-z 관계를 구할 수 있다.

3. 말뚝재하시험의 해석

부산의 해안에 위치한 교각기초 예정지역에 시험 말뚝(개단 강관 말뚝, $\phi=508\text{mm}$, $t=12\text{mm}$, $l=38.5\text{m}$)을 항타시공하여 재하시험을 수행하였다(부산광역시 건설안전관리본부, 1997). 시험 말뚝은 스트레인 게이지를 부착하여 깊이에 따른 축하중의 분포를 계측하였다. 대상 지역에 대한 지반조사는 표준관입시험과 점토층에 대한 PMT, 일축압축시험 등을 수행하였으며 그 결과는 그림 4와 표 2에 나타나 있다.

그림 4에 나타난 바와 같이 표준관입시험 결과 각 지층을 대표하는 N치(굵은 선 표시)를 구하기가 어려울 정도로 분포가 산만하였다. 특히 상부 매립층의 경우에는 N치가 주로 10 부근의 값이 나타났으나 역해석 결과 45-50 정도인 것으로 판단되었다. 점토층은 자갈과 모래를 함유한 매우 견고한 상태였으며 표 2와 같이 PMT, 일축압축시험 결과를 토대로 공학적 판단을 고려하여 150 t/m^2 으로 결정하였다. 그 외 표 1에 나타난 단위지반저력을 구하기 위하여 필요한 계수들이 표 2에 수록되어 있다.

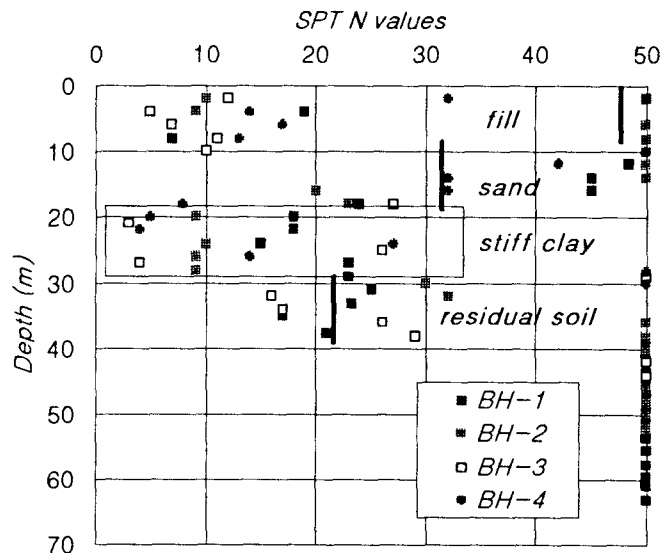


그림 4 표준관입시험 결과 및 지층 개요

표 2 지반조사 결과

지층	깊이(m)	N	$p_u/s_u(t/m^2)$	$q_u/s_u(t/m^2)$	ϕ'	δ or s_u	K or β	비고
매립층	0~8.5	45~50			^a 45°	40°	1.0	SW-SM 지하수위 2m
사질토층	8.5~19	30~35			^b 35°	25°	0.8	
점성토층	19~29		^c 119/ 11 170/ 16 445/ 43	6.4/ 3.2 9.2/ 4.6 24.4/ 12.2		15 t/m ²	0.8	ML, CL 모래, 자갈 함유, 견고
풍화토층	29~	20~25			^b 30°	20°	1.0	

(주) ^a $\phi' = \sqrt{12N+20}$, $\delta = \phi - 5^\circ$, ^b $\phi' = \sqrt{12N+15}$, $\delta = \phi - 10^\circ$, ^c $S_u = \frac{p_1 - \sigma_{h0}}{10}$

그림 5에서는 말뚝 두부에서의 축하중-침하 관계를 유한차분해석 결과 나타난 계산치와 비교하였다. 실제의 거동에 비하여 침하량을 다소 과소평가 하였으나 대체로 실제와 유사한 결과를 나타내고 있다. 특히 계산치에 따르면, 축하중이 450t 정도 되었을 때 말뚝 주변 지반이 거의 대부분 극한지지력이 유발되어 하중-변위 관계가 극한 상태에 도달하는 것을 볼 수 있다.

이 때 상응하는 말뚝단면의 깊이 따른 축하중 분포가 그림 6에 비교되어 있다. 최종 단계에서 계산치는 실험치를 매우 정확하게 예측하고 있음을 알 수 있다. 하지만 말뚝두부에 가해진 하중이 작은 경우에는 매립층의 하중전이가 실제보다 과대 평가되었고, 20-30m 부근의 축하중 분포는 서로 상이하게 나타났다. 전반적으로 대상 말뚝은 선단보다는 마찰지지 형식을 띠고 있으며, 마찰에 의한 하중전이가 지지력을 유발시키는데 주도적인 역할을 하고 있는 것으로 판단된다.

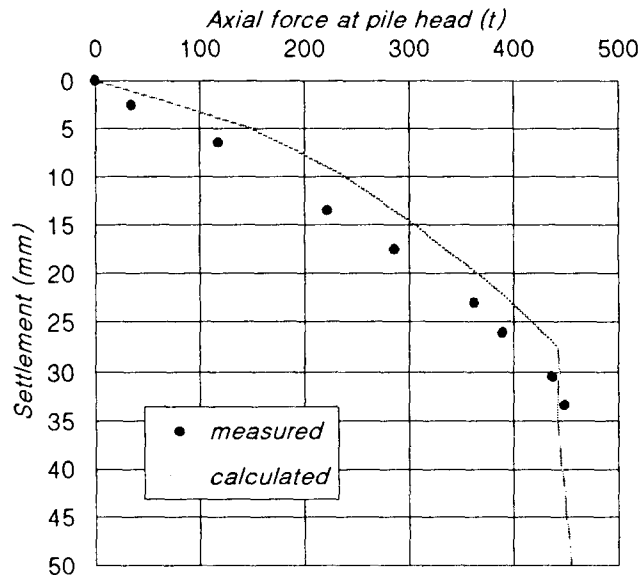


그림 5 말뚝두부의 축하중-침하 관계

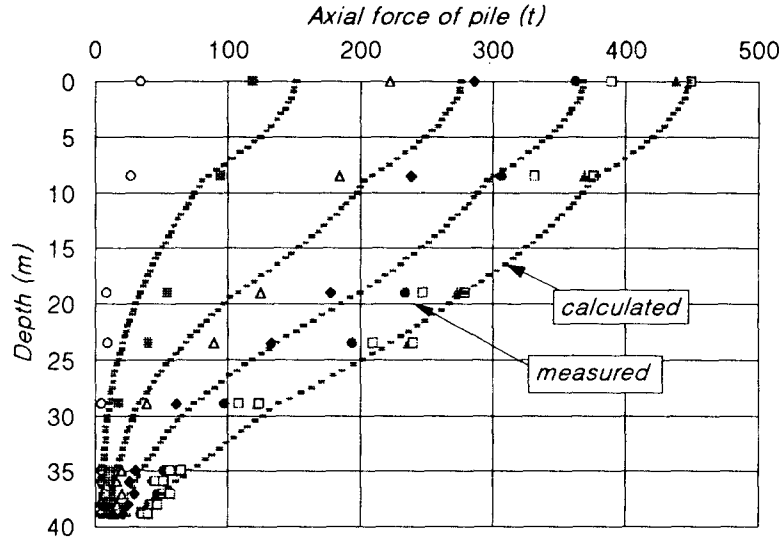


그림 6 깊이에 따른 말뚝의 축하중 분포

실험적으로 구한 각 하중단계의 축하중으로부터 스트레인 게이지간의 중간 위치에서 평균적인 하중전이 $t-z$ 관계를 산정하였다. 그리고 이를 해석시 대상 깊이에 적용한 API 기준에서 제시한 관계와 그림 7, 8에서 비교하였다. 매립층(스트레인 게이지 위치 8.5m) 및 사질토층(19m)에서는 실험치가 계산치에 비하여 매우 강성이 작은 것을 알 수 있다. 이러한 요인으로 인하여 그림 6에서 나타난 상부 매립층에서 축하중 분포가 하중재하 초기에 과대 평가됨을 알 수 있다. 한편 점토층에 대응되는 23.5m, 29m에서는 주변 마찰저항이 계산치가 실험치와 다소 상이하게 나타남을 볼 수 있다.

그림 8에서 보여지는 말뚝하부의 하중전이 관계는 강성이 실험치와 계산치가 큰 차이가 나지 않음을 알 수가 있었고 실험치에서는 단위 지지력이 깊이에 따라 다소 상이하게 변화한다. 그림 7, 8의 비교로부터 실제의 하중전이 거동이 강성이 API 기준에 비하여 작게 나타남을 판단할 수 있었고 국내 지반이나 현장조건에 적합한 $t-z$ 관계를 개발하는 것이 필요하다고 판단된다.

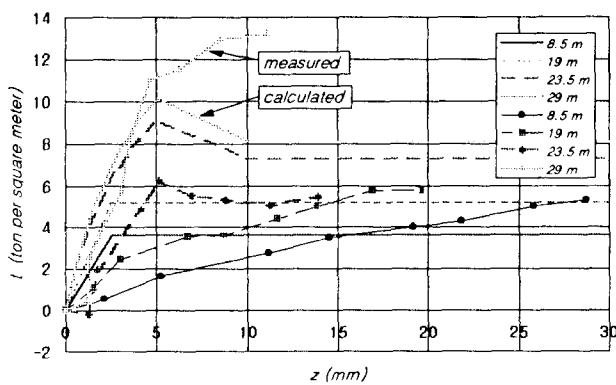


그림 7 하중전이 관계 (깊이 30m 상부)

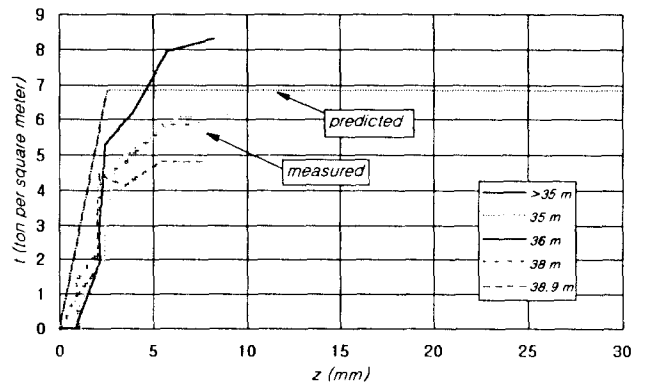


그림 8 하중전이 관계 (깊이 30m 하부)

한편 그림 9에서는 해석시 적용한 API 기준에 따른 단위 극한지지력과 실험치로부터 도출한 하중전이 관계에서 나타난 최대 주변 마찰저항을 비교하였다. 매립층에서는 역해석으로 N치를 조정된 결과 두 값이 유사하게 나타난 것이며 매립층하부 사질토층과 최하부에 나타난 풍화토층은 대체로 주변 마찰지

지력은 합당하게 산정하였다고 판단된다. 반면 견고한 점토층에서 나타난 최대 마찰지지력은 계산치에 적용한 값과 상이하게 나타났다. 이러한 층의 토질정수 도출기법이나 지지력 산정식에 대한 제고가 필요하다.

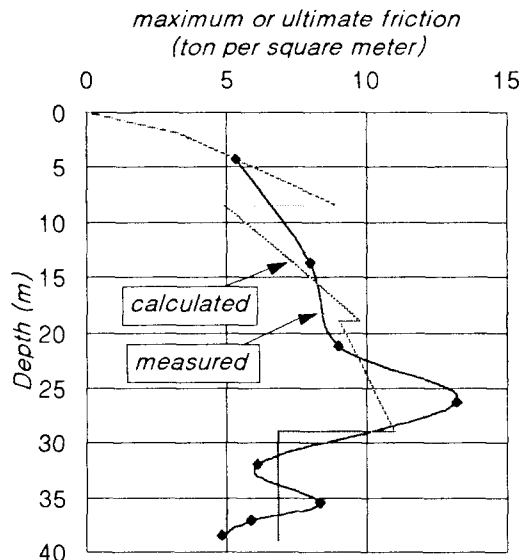


그림 9 최대(실험) 및 극한(계산) 단위 마찰지지력

4. 결론

본 연구에서는 국내현장에서 수행한 실험형 말뚝재하시험 결과에 대하여 지반조사 자료를 토대로 유한차분해석을 수행하였다. 그리하여 말뚝 두부에서의 하중-침하 관계를 비교적 적합하게 계산할 수 있었다. 이 때 계산된 말뚝의 깊이에 따른 축하중 분포는 하중이 450t가량의 항복 하중부근에서는 실험치와 매우 유사하게 나타났다. 다만 하중 수준이 낮은 경우에는 실험치에 대하여 오차가 발생하였다.

또리고 실험치로부터 구한 하중전이 관계와 API 규준에 의한 $t-z$ 관계를 비교하였다. 그 결과 실험치가 강성이 대체로 작은 것으로 나타났으며, 국내 지반에 적합한 하중전이 관계에 관한 연구가 추후 진행되어야 한다고 판단된다. 한편 계산된 주변 마찰저항은 사질토는 대체로 양호하게 예측하였고 견고한 점성토의 경우에 실제와 상이한 결과를 보였다. 매립토 및 견고한 점성토는 지반조사법 및 지지력 산정법에 대한 신중한 판단과 합리적인 연구가 요구된다.

참고문헌

부산광역시 건설안전관리본부 (1997), 제2 부산대교 건설 실시설계 설계목적의 말뚝재하시험 결과보고서

American Petroleum Institute, (1993), *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (RP2A-WSD)*, 12th Ed.,

Coyle, H. M. and Reese, L. C. (1966), "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay," *J. of Soil Mech. & Found. Eng.*, ASCE, Vol. 92, 1-26