한국지반공학회논문집 제24권 11호 2008년 11월 pp. 61 ~ 70

양방향 말뚝선단재하시험에 의한 암반근입 현장타설말뚝의 하중-침하거동 분석

Load-Settlement Behavior of Rock-socketed Drilled Shafts by Bi-directional Pile Load Test

설 훈 일[1] Seol, Hoon-Il　　정 상 섬[2] Jeong, Sang-Seom
한 근 택[3] Han, Keun-Taek　　김 재 영[4] Kim, Jae-Young

Abstract

Load settlement behaviors and load transfer characteristics of rock-socketed pile subjected bi-directional load at pile tip were investigated using bi-directional pile load tests (BD PLT) performed on ten large-diameter drilled shafts at four sites. Based on test results, additional pile-toe displacement (w_{bs}) by coupled soil resistance was analyzed, and thus equivalent top loaded load-settlement curve of pile subjected bi-directional load was proposed by taking into account the coupled soil resistance. Through comparisons with field case studies, it is found that for test piles there exists effect of coupled soil resistance, which is represented by wbs, and thus an equivalent curve obtained by existing uncoupled methods can overestimate bearing capacity of piles by BD PLT. On the other hand, the analysis by the proposed method with soil coupling effect has a considerably larger settlement when compared with the results by uncoupled load transfer method and estimates reasonable load-settlement behaviors of test piles. In case of pile socketed in high strength rocks, however, effects of coupled soil resistance can be neglected.

요 지

본 연구에서는 국내 4개 지역에서 시공된 총 10본의 대구경 암반 근입 현장타설말뚝의 양방향 말뚝 선단재하시험과 일반적인 말뚝두부 재하시험을 토대로 하중 재하방식에 따른 말뚝의 침하거동 및 하중전이 거동 특성을 분석하였다. 이로부터 양방향 재하하중을 받는 현장타설말뚝의 등가 말뚝 두부하중-침하 거동을 고찰하고, 기존 등가 두부하중-침하 곡선 산정방법과의 비교분석을 통하여 주면하중에 의해 추가적인 선단침하량의 영향정도를 분석하였다. 본 연구결과, 주면하중에 의해 발생되는 선단침하량을 고려한 하중전이해석(coupled load transfer analysis)을 통한 하중-침하량 예측값은 정재하 시험결과를 적절히 예측하는 것으로 나타났으나, 근사적 해석법을 통한 등가 하중-침하 곡선 및 일반적인 하중전이해석(uncoupled load transfer analysis)의 예측값은 정재하 시험결과에 비해 침하량을 과소 평가할 수 있음을 알 수 있었다. 하지만, 시험말뚝 근입부분의 암반층이 매우 단단할 경우 주면하중에 의한 선단침하량이 매우 작은 것으로 나타났다.

Keywords : Bi-directional pile load test, Coupled soil resistance, Drilled shafts, Load settlement behavior, Load transfer analysis

1 연세대학교 토목환경공학부 박사후 과정 (Post-Doc., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Yonsei Univ.)
2 정회원, 연세대학교 토목환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr, 교신저자)
3 포스코건설 토목기술팀 차장 (Deputy General Manager, Civil & Environmental Division, Posco E&C Cop.)
4 연세대학교 토목환경공학부 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Yonsei Univ.)
* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

현재 도로, 교량, 경전철, 초고층 빌딩 등의 대규모 건설 사업에서 상부구조물의 대형화·중량화 추세와 말뚝 기초의 도심지 시공시 발생되는 진동·소음 등에 따른 민원문제 증가로 기존 항타말뚝 대신 현장타설말뚝의 시공이 증대되고 있다.

현장타설말뚝의 거동예측 및 설계 기술은 유한요소해석 등의 수치해석방법과 하중전이법, 탄성고체법 등의 근사적 해석방법을 중심으로 크게 개선되었으나, 지반의 불확실성이 크기 때문에 국내 시방서(구조물 기초설계기준, 2003)에서는 일정규모 이상의 공사현장에서는 재하시험을 병행토록 하고 있다. 일반적으로 말뚝기초의 경우, 말뚝의 지지력 산정 및 하중-침하 거동 분석을 위하여 실하중을 재하하거나 반력앵커를 이용한 두부재하식인 정재하시험을 실시한다. 그러나 근래에는 현장타설말뚝의 대구경화로 인하여 재하하중이 대부분 1,000-4,000톤 규모로 크게 증대되었기 때문에 일반적인 정재하시험을 적용할 경우에는 시험하중 재하의 어려움과 많은 비용소요가 발생된다. 이에 최근에는 하중가압장치를 말뚝 선단에 설치하여 양방향으로 하중을 가하는 양방향 선단재하시험(Bi-directional pile load test) 혹은 오스터버그셀 시험(Osterberg-cell test, O-cell test)을 많이 적용하고 있다(최용규 등, 2002; 정창규, 2004).

양방향 말뚝선단재하시험의 경우, 재하시험 결과를 토대로 등가의 하중-변위 곡선을 추정하는 방법들(Schmertmann과 Hayes, 1997; Loadtest Inc., 2000; 권오성 등, 2006)이 제안되었으나, 일반적인 두부재하시험과 상이한 하중전이 기구를 따르므로 실제 말뚝의 거동과는 다른 결과를 줄 우려가 있다(권오성 등, 2006; 한근택, 2008). 특히, 대구경 현장타설말뚝은 여러 개의 소·중구경 말뚝이 지지하는 하중을 하나의 대구경 말뚝이 지지하여 하중 분담률이 크게 증가하므로, 개개 말뚝의 지지력 산정이 전체 기초의 지지력 산정 및 안정성에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서 양방향 말뚝선단재하시험 방법에 따른 하중-침하 거동특성을 정확하게 이해하는 것은 최적의 설계/시공하는데 있어 매우 중요하다고 할 수 있다.

양방향 말뚝선단재하시험의 거동예측을 위한 수치해석적 연구(Fellenius 등, 1999; Drumm 등, 2005)와 말뚝이 동일한 조건에서 시공되었을 경우 양방향 선단재하시험과 일반 두부재하시험 결과가 유사하다는 몇몇 연구(Ogura 등, 1996; Kishida, 1992)가 있으나, 권오성 등(2006)과 한근택(2008) 등은 이는 특정한 지반조건하에서의 두부/선단 하중-침하 곡선의 비교에 국한된 결과로 보고하였다. 실제로 양방향 말뚝선단재하시험은 말뚝 주면부에 가해지는 하중 방향이 기존의 재하시험과 반대이고, 말뚝의 탄성압축량 고려 유무, 주면하중에 의한 선단침하량을 고려하기가 어렵기 때문에 일반 정재하시험과는 다른 특성을 가지므로, 이에 따른 체계적인 연구가 필요하다.

이에 본 연구에서는 국내에서 시공된 현장타설말뚝의 양방향 선단재하시험 결과를 토대로, 재하시험 방법에 따른 현장타설말뚝의 하중-침하 거동 및 하중전이 특성을 분석하고, 말뚝 두부에서 하중을 받는 말뚝과 같이 양방향 선단재하 하중을 받는 현장타설말뚝의 등가 말뚝두부 하중-침하 관계를 고찰하는데 그 목적이 있다.

2. 양방향 선단재하하중을 받는 현장타설말뚝의 하중-침하 거동특성

양방향 말뚝재하장치(혹은 O-Cell)는 항타말뚝의 선단부에 부착하거나 현장타설말뚝의 임의 위치에 설치 가능한 재하장치이며, Jorj Osterberg에 의해 양방향 선단재하시험법이 처음 개발되었다(Osterberg, 1989; 1998; 2001). 그림 1은 기존의 상부재하 방식의 시험과 양방향 말뚝재하장치를 이용한 시험의 차이점을 개념적으로 설명하고 있다. 기존의 시험법은 반력 시스템(reaction system)이나 사하중을 이용하여 말뚝의 상부에 압축력을 가한다. 이때 주면마찰력(F)과 선단지지력(P)이 더해져서 상부의 하중(Q)을 지지하게 되며 주면마찰력과 선단지지력의 각각의 크기는 시험말뚝에 변형률계를 설

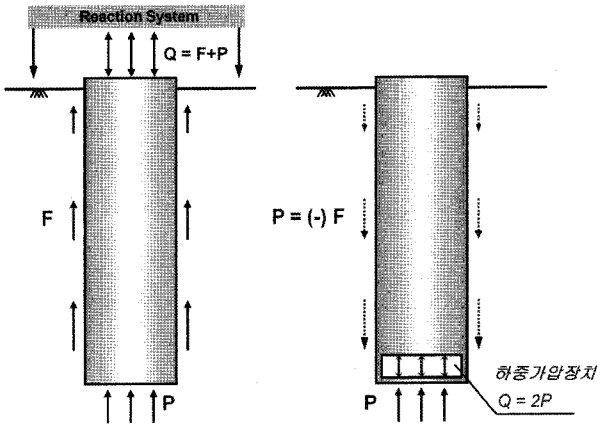


그림 1. 기존의 두부재하시험과 양방향 선단재하시험의 비교

치하여야 개략적으로 분리하여 알 수 있다. 반면, 양방향 말뚝선단재하시험은 말뚝 상부가 아니라 하중재하장치가 설치된 말뚝의 선단부에서 하중을 가한다. 양방향 재하장치가 유압 혹은 수압으로 팽창됨에 따라 장치의 하부는 하향으로 움직여 선단지지력을 발생시키고, 상부는 동일한 힘으로 상향으로 움직이면서 말뚝에 주면마찰력을 발생 시킨다. 이때 선단지지력과 주면마찰력이 상호간에 반력으로 작용하여 둘 중에 한 성분이 혹은 두 성분이 극한에 도달할 때까지 하중을 가할 수 있다. 주면마찰력이나 선단지지력 둘 중의 한 성분이 극한에 도달했을 때의 양방향 재하장치의 하중을 P라고 하면 이 상태를 상부재하로 만들기 위해서는 최대 2P의 하중이 필요하다. 따라서 양방향 선단재하시험은 기존의 상부재하 방식에 비해 최대 2배의 효율을 가진다고 할 수 있다.

이와 같이 양방향 말뚝선단재하시험은 기존의 상부재하방식의 시험과 같이 말뚝에 압축력을 가하는 것은 동일하나, 차이점은 두개의 하중-변위 곡선이 얻어진다는 것이다. 얻어진 두 곡선의 작도법을 이용하여 상부재하시험의 말뚝 두부에서의 등가 하중-침하량 곡선으로 변환할 수 있는데, Schmertmann과 Hayes(1997)는 다음과 같은 기본 전제 조건을 제시한 바 있다. (1) 양방향 말뚝선단재하시험에서 얻어진 주면하중-상향변위 곡선은 기존의 말뚝 두부재하시험에서 얻어지는 주면하중-침하량 곡선과 같다. 이때 양방향 말뚝선단재하시험의 주면하중-상향변위 곡선에 변환계수 F를 곱한다(단, 암반층, 점토층 일때: F=1.00 ; 사질토층 일때: F=0.95). (2) 양방향 말뚝선단재하시험에서 얻어진 선단하중-하향변위 곡선은 기존의 상부 두부재하시험에서 얻어지는 선단하중-침하량 곡선과 같다. (3) 말뚝의 탄성 변형은 무시할만하다. 즉, 강성 말뚝(rigid pile)으로 볼 수 있다.

하지만 상기의 가정은 말뚝의 탄성 변형을 무시하고 강성 말뚝(rigid pile)으로 가정하므로 말뚝의 길이가 길어지면 지지력의 차이가 발생 될 수 있다. 이는 등가 말뚝두부 재하시험(Equivalent top load test)에서의 탄성압축량이 양방향 말뚝선단재하시험의 값보다 항상 초과하여 더 많은 두부 변위와 추가적인 주면 변위를 발생시키고, 이로 인해 말뚝의 추가적인 주면마찰력과 압축이 생성되기 때문이다. 이러한 하중전이문제를 해결하기 위해서는 말뚝 압축량을 고려한 근사적 해석법(Loadtest Inc., 2000; 권오성 등, 2006), 하중전이함수법(Coyle과 Reese, 1966)을 이용한 방법 등이 있다. 하지만 이들 방법은 앞서 기술한 바와 같이 주면하중에 의한 선단침하량 고려문제, 즉, 지반의 연속성을 고려치 못한 단점을 가지고 있다.

유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 이용한 Seol과 Jeong 등(2008a)의 연구에 따르면, 지반의 연속성 영향에 의한 말뚝의 선단침하량(w_{bs})은 주면마찰력이 극한상태에 이를 때까지 증가하다 이후에는 일정해 지는 것으로 나타났으며, 전체 재하하중에서 주면하중이 차지하는 비율(R_s/Q)과 말뚝직경과 암반 탄성계수의 비(D/E_s)가 커질수록 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 말뚝의 지반 연속성 영향은 Mindlin 해를 이용한 수정된 하중전이함수법을 통해 고려될 수 있다(조성한, 1997; Seol과 Jeong 등, 2008b). 이들 방법은 Poulos와 Davis(1968)가 제안한 임의의 깊이에서의 주면전이하중에 의해 발생하는 지반 변위식(w_{bs})을 이용하였으며, 이는 다음의 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$w_{bs} = \frac{D}{E_s}\sum_{j=1}^{n}(I_{bj} f_j) \qquad (1)$$

여기서, I_{bj}는 j요소의 주면전이하중이 선단침하에 미치

표 1. 등가 하중-침하 곡선 산정을 위한 방법들의 특징

	작도법 (Schmertmann과 Hayes, 1997)	근사적 해석법 (Loadtest Inc., 2000)	일반적인 하중전이 해석법 (Coyle과 Reese, 1966)	지반연속성이 고려된 하중전이 해석법 (Seol과 Jeong 등, 2008b)
말뚝의 탄성 압축량	X	O	O	O
선단하중에 의한 선단침하량	O	O	O	O
주면하중에 의한 선단침하량	X	X	X	O
축하중분포	X	X	O	O

O : 고려 or 가능
X : 미고려 or 불가능

는 영향계수이며, f_j는 j요소에서의 주면전이하중이다. Seol과 Jeong 등(2008b)은 이를 강성행렬에 반영하여 주면전이하중에 의한 선단침하량을 고려한, 즉, 지반 연속성을 고려한 수정된 하중전이해석법(coupled load transfer analysis)을 제안하였다.

이에 본 연구에서는 작도법, 근사적 해석법, 일반적인 하중전이해석(uncoupled load transfer analysis)을 이용한 방법이외에 Seol과 Jeong 등(2008)이 제안한 수정된 하중전이해석법을 토대로 개발된 YS-Shaft 해석프로그램을 이용하여 양방향 선단재하하중을 받는 현장타설 말뚝의 등가 말뚝 두부하중-침하 거동특성을 비교분석하였으며, 이로부터 주면하중에 의한 선단침하량 영향 정도를 분석하였다. 본 연구에서 말뚝의 등가 말뚝 두부하중-침하 거동 비교분석에 이용된 방법들의 특징은 표 1과 같다.

3. 현장사례와의 비교분석을 통한 말뚝의 하중-침하 거동 분석

본 연구에서는 국내 4개 지역에서 실시된 총 10본의 대구경(직경 1,500mm - 3,000mm) 현장타설말뚝의 재하시험결과를 토대로 말뚝 두부하중을 가하는 경우에서의 등가 하중-침하 거동을 분석하였다. 이때 등가 하중-침하 곡선을 산정하는 여러 방법들(표 1 참조) 중에서 실무에서 널리 쓰이는 말뚝의 탄성 압축량을 고려할 수 있는 근사적 해석법 및 일반적인 하중전이해석(uncoupled)을 이용한 방법과 지반 연속성을 고려할 수 있는 하중전이해석(coupled)을 이용한 방법을 적용하였다. 검토대상 말뚝의 재하시험방법 및 설계제원은 표 2와 같다. 이중 부산 A현장과 김해 B현장에서는 양방향 선단재하시험과 더불어 정재하시험도 같이 수행하였다.

3.1 부산 A현장 사례

본 연구에서 양방향 선단 재하하중을 받는 현장타설 말뚝의 하중-침하 거동 특성을 분석하기 위하여 부산 A현장에서 실시된 2본의 시험말뚝 자료(권오성 등, 2006)를 이용하였다. 부산 A현장 사례에서는 교각 기초로 직경 1.5m, 총 길이 33.5m, 암반 근입깊이 5.0m 인 현장타설 콘크리트말뚝 8본이 군말뚝 형태로 설계되었으며 이 중 한 본의 말뚝(말뚝T)에 대해 일반 정재하 방법으로 재하시험을 수행하였다. 또한 이 기초와 5m 정도 떨어진 위치에 동일한 직경 및 길이로 시험말뚝(말뚝O)을 한 본 더 시공한 후 양방향 선단재하방식으로 시험을 수행하였다. 또한 재하시험말뚝의 하중-전이거동 분석을 위해 각각의 말뚝에 깊이별로 변형률계를 설치하여 말뚝의 하중-전이 기구를 측정하였다. 각 시험말뚝이 시공된 지반의 지층 구성은 그림 2에 도시한 바와 같다.

본 해석에서 사용된 각 지층별 하중전이함수 및 해석시 적용한 일축압축강도(σ_{ci}), 암반변형계수(E_{mass}), 포아송 비(ν), 단위중량(γ), 지질 강도지수(Geological strength

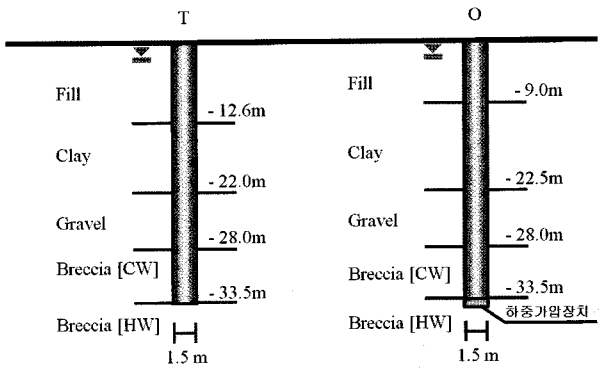


그림 2. 부산 A 현장의 지층구성 및 시험말뚝

표 2. 시험말뚝 제원

지역	말뚝 No.	말뚝직경(mm)	말뚝길이(m)	선단 근입부	재하방식
부산 A (권오성 등, 2006)	O	1,500	33.5	화산각력암	양방향
	T	1,500	33.5	화산각력암	정재하
김해 B (한근택, 2007)	G1	1,500	30.6	안산암	양방향
	G2	1,500	30.6	안산암	정재하
부산 C (한근택, 2007)	P3	2,000	42.0	안산암	양방향
	P6	2,000	49.0	안산암	양방향
	P9	2,000	43.5	안산암	양방향
인천 D (신승현 등, 2005)	W8	2,400	45.7	화강암	양방향
	E7	2,400	40.0	화강암	양방향
	E5	3,000	40.1	화강암	양방향

index, GSI), 거칠기 각도(i), 극한 단위주면 마찰력(f_{max}), f_{max} 발현시의 변위(w_{max}) 등의 입력값들은 표 3에 나타내었다. 여기서, 해석시 적용한 하중전이함수 및 입력값들은 지반조사와 현장재하시험을 통해 측정된 하중전이곡선(f-w & q-w 곡선)을 기초로 선정하였다.

그림 3은 시험말뚝(O, T)의 말뚝 두부하중-침하량 곡선을 비교하여 도시한 것이다. 근사적 방법을 통해 산정된 말뚝 O의 등가 하중-침하량 곡선과 Uncoupled 하중전이해석의 예측값은 말뚝의 탄성 압축량이 고려된 것으로, 재하하중 20,000kN 이후에는 선단부의 급격한 침하발생으로 다소 차이가 있으나 사용하중(침하량 말뚝 직경 1% 이내, 재하하중 20,000kN 이내)하에서는 비슷한 침하거동을 나타낸다.

반면, Coupled 하중전이해석 결과는 Uncoupled 하중전이 해석결과 및 말뚝 O의 등가 하중-전이 곡선보다 큰 침하량이 발생하고, 정재하 하중을 받는 시험말뚝 T의 하중-침하 거동(그림 3 참조)과 하중전이 거동(그림 4 참조)을 적절히 예측하는 것으로 나타났다. 이는 주면하중에 의해 추가적으로 발생하는 선단침하량(w_{bs}) 영향이 존재함을 나타내며, 이로부터 Coupled 하중전이해석법이 실제 말뚝 거동을 적절히 예측할 수 있음을 알 수 있었다.

표 3. 지반물성 및 경계면 조건(부산 A현장)

Pile No.		Subsurface Profile		Transfer Function	Properties								
		Type[a]	Depth (m)		σ_{ci} (MPa)	E_s (MPa)	υ	γ (kN/m^3)	i (deg)	GSI	RQD (%)	f_{max} (kPa)	w_{max} (m)
–		Pile	0 – 33.5	–	45	30,000	0.2	23	–	–	–	–	–
T	Shaft	Sand	0 – 12.6	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	50	0.01
		Clay	12.6 – 22.0	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	200	0.01
		Gravel	22.0 – 28.0	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	400	0.01
		Breccia (CW)	28.0 – 33.5	Nonlinear[b]	79	151	0.3	21	4.6[d]	25	0	528[e]	–
	Toe	Breccia (HW)	–	Hyperbolic[c]	–	1,000	0.3	21	–	–	–	10,000	–
O	Shaft	Sand	0 – 9.0	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	50	0.01
		Clay	9.0 – 22.5	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	200	0.01
		Gravel	22.5 – 28.0	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	400	0.01
		Breccia (CW)	28.0 – 33.5	Nonlinear[b]	79	151	0.3	21	4.6[d]	25	0	528[e]	–
	Toe	Breccia (HW)	–	Hyperbolic[c]	–	1,000	0.3	21	–	–	–	10,000	–

[a] CW: Completely weathered rock; HW: Highly weathered rock; MW: Moderately weathered rock (ISRM, 1981)
[b] Seol과 Jeong 등 (2008c); [c] Castelli 등 (1992); [d] 국내 암반 굴착면 거칠기 평균값(설훈일과 정상섬, 2007)
[e] 예측값 $f_{max} = 0.135p_a(E_m/p_a)^{0.5}$ (설훈일과 정상섬, 2007)

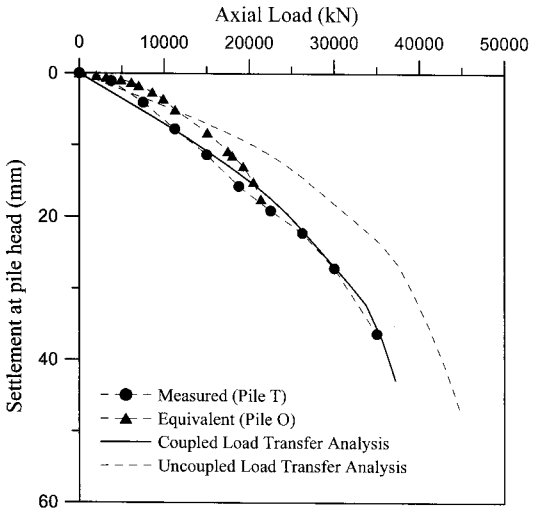


그림 3. 말뚝 두부하중-침하량 곡선의 측정값 및 예측값 비교(부산 A현장)

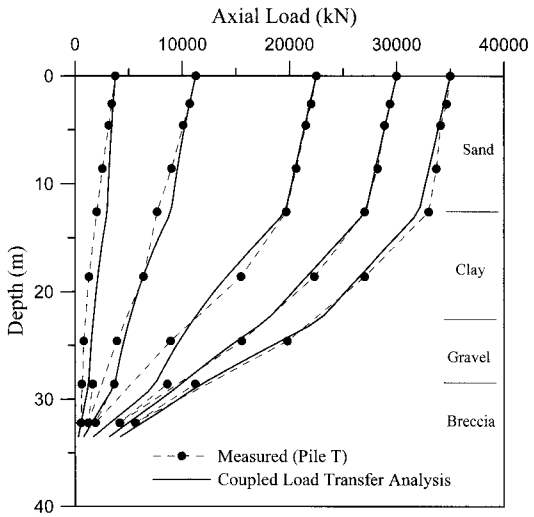


그림 4. 축하중 분포도(부산 A현장)

3.2 김해 B현장 사례

김해 B현장에서 실시된 2본의 시험말뚝 자료(한근택, 2007; 백경지엔씨, 2007a)를 토대로 양방향 선단 재하하중을 받는 현장타설말뚝의 하중-침하 거동 특성을 분석하였다. 본 현장사례의 경우 그림 5와 같이 시험말뚝 G1은 양방향 선단재하시험이 수행되었으며 나머지 시험말뚝 G2는 정재하시험이 수행되었다. 본 해석에서 사용된 각 지층별 하중전이함수 및 해석시 적용한 입력값들은 표 4에 나타내었다.

그림 6은 시험말뚝(G1, G2)의 말뚝 두부하중-침하량 곡선을 비교하여 도시한 것이며, 그림 7은 시험말뚝 G2의 축하중 분포도를 Coupled 하중전이해석의 예측값과 비교한 것이다. 그림 6에 나타났듯이, 본 사례에서는 정재하하중을 받는 시험말뚝 G2의 지지력이 양방향 선단

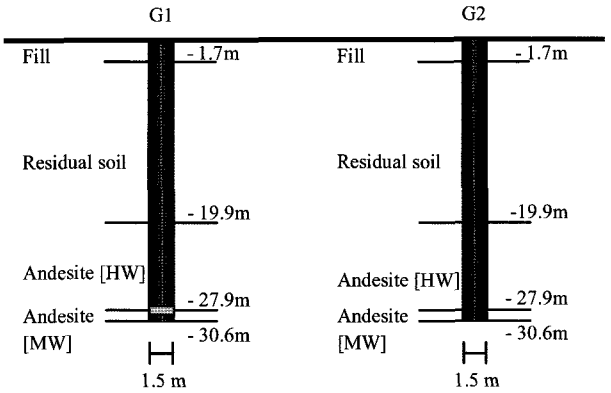


그림 5. 김해 B현장의 지층구성 및 시험말뚝

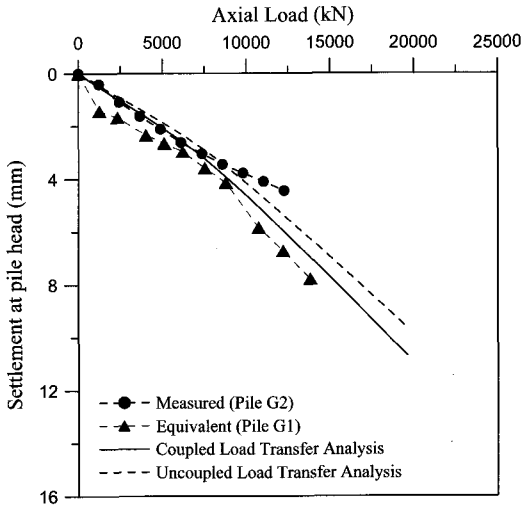


그림 6. 말뚝 두부하중-침하량 곡선의 측정값 및 예측값 비교(김해 B현장)

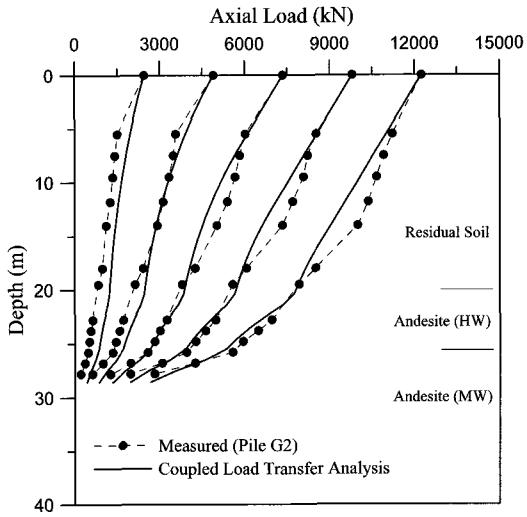


그림 7. 축하중 분포도(김해 B현장)

표 4. 지반물성 및 하중전이함수 입력값(김해 B현장)

Pile No.		Subsurface Profile		Transfer function	Properties							
		Type[a]	Depth (m)		σ_{ci} (MPa)	E_s (MPa)	υ	Υ (kN/m^3)	i (deg)	GSI	f_{max} (kPa)	w_{max} (m)
–		Pile	–	–	34.3	27,500	0.2	23	–	–	–	–
G1	shaft	Fill	0–1.7	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	50	0.002
		Residual soil	1.7–19.9	Bi-Linear	–	–	–	17	–	–	50	0.002
		Andesite (HW)	19.9–27.9	Nonlinear[b]		1,395	0.3	21	4.6d	25*	1,605[e]	–
		Andesite (MW)	27.9–30.6	Nonlinear[b]	75	5,330	0.25	26	4.6d	40*	3,137[e]	–
	toe	Andesite (MW)	–	Hyperbolic[c]	–	5,330	0.25	–	–	–	25,000	–
G2	shaft	Fill	0–1.7	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	50	0.002
		Residual soil	1.7–19.9	Bi-Linear	–	–	–	17	–	–	50	0.002
		Andesite (HW)	19.9–27.9	Nonlinear[b]		1,395	0.3	21	4.6[d]	25*	1,605[e]	–
		Andesite (MW)	27.9–30.6	Nonlinear[b]	75	5,330	0.25	26	4.6[d]	40*	3,137[e]	–
	toe	Andesite (MW)	–	Hyperbolic[c]	–	5,330	0.25	–	–	–	25,000	–

[a] CW: Completely weathered rock; HW: Highly weathered rock; MW: Moderately weathered rock (ISRM, 1981)
[b] Seol과 Jeong 등 (2008c); [c] Castelli 등 (1992); [d] 국내 암반 굴착면 거칠기 평균값(설훈일과 정상섬, 2007)
[e] 예측값 $f_{max} = 0.135p_a(E_m/p_a)^{0.5}$ (설훈일과 정상섬, 2007)

재하하중을 받는 시험말뚝 G1의 지지력보다 약간 크게 나타났다. 이는 앞에서 전술한 내용과 상이한 결과이다.

하지만, 본 현장의 경우, 시험말뚝이 매우 단단한 암반층(q_u = 75MPa, E_{mass} = 5,330MPa)에 근입되어 말뚝두부침하량이 말뚝직경의 0.5% 이내로 매우 작게 발생되었다. 또한 양방향 선단재하시험에 의한 시험말뚝의 등가- 두부하중-침하량 분석결과, 총 7.78mm의 말뚝두부 침하량 중 말뚝의 탄성압축량은 5.27mm(총 침하량의 68%)이며 선단부에서의 침하량은 2.51mm에 불과하였다. 또한, 주면하중에 의해 발생되는 선단침하량(w_{bs})은 앞서 기술한 식 (1)과 같이 E_{mass}이 클수록 작아지므로, 매우 단단한 암반층에 근입된 본 시험말뚝에서는 그림 6의 Coupled와 Uncoupled 하중전이 해석결과와 같이 하중-침하 거동의 차이가 매우 미미한 것으로 나타났다. 따라서 본 현장사례와 같이 매우 견고한 암반층에 근입되어 있는 경우에는 주면하중에 의한 선단침하량 발생 정도가 크지 않다고 할 수 있다.

3.3 부산 C현장 사례

본 사례에서는 그림 8과 같이 부산 C현장에서 실시된 3본 시험말뚝(P3, P6, P9)의 양방향 선단재하시험 자료를 비교·분석하였다(한근택, 2007; 백경지엔씨, 2007b). 본 시험말뚝들은 모두 양방향 선단재하방식으로 시험이 수행 되었으며, 본 해석에서 사용된 각 지층별 하중전이 함수 및 해석시 적용한 입력값들은 표 5에 나타내었다.

그림 9는 시험말뚝(P3, P6, P9)의 말뚝 두부하중-침하량 곡선을 비교하여 도시한 것이다. 양방향 선단재하시험 결과로부터 산정된 등가 하중-침하량 곡선은 말뚝의 탄성 압축량이 고려되어 산정된 값이다. 지반의 연속성이 고려되지 않은 하중전이해석(Uncoupled load transfer analysis)의 결과는 등가 하중-침하 곡선과 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 하지만, 이는 주면하중에 의한 선단침하량을 반영하지 못한 결과이다. 이를 고려한다면 Coupled 하중전이해석 결과와 같이 보다 큰 침하가 발생될 것으로 예측되며, 이는 실제 거동에 부합할 것이라 판단된다.

본 현장사례의 경우, 침하량 25.4mm(1 inch) 기준의 사용한계상태에서 각 시험말뚝의 지지력은 w_{bs} 고려시 약

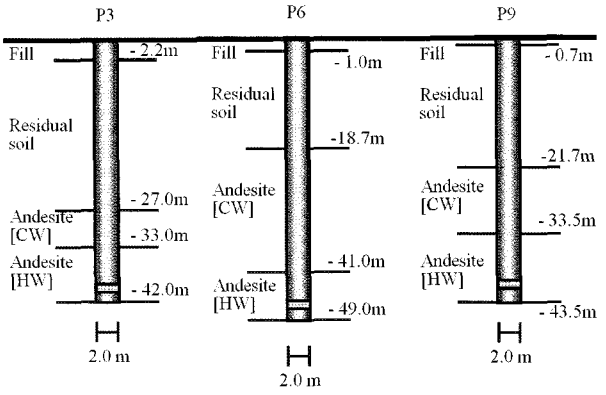


그림 8. 부산 C현장의 지층구성 및 시험말뚝

표 5. 지반물성 및 하중전이함수 입력값(부산 C현장)

Pile No.		Subsurface Profile		Transfer function	Properties							
		Type[a]	Depth (m)		σ_{ci} (MPa)	E_s (MPa)	υ	Υ (kN/m^3)	i (deg)	GSI	f_{max} (kPa)	w_{max} (m)
–		Pile	–	–	39.2	29,400	0.2	23	–	–	–	–
P3	shaft	Fill/Residual soil	0–27.0	Bi-linear	–	–	–	17	–	–	50	0.01
		Andesite (CW)	27.0–33.0	Nonlinear[b]	36	450	0.3	26	4.6[d]	20*	911[e]	–
		Andesite (HW)	33.0–42.0	Nonlinear[b]	36	723	0.3	27	4.6[d]	30*	1,155[e]	–
	toe	Andesite (HW)	–	Hyperbolic[c]	–	723	0.3	27	–	–	10,000	–
P6	shaft	Fill/Residual soil	0–18.7	Bi-linear	–	–	–	17	–	–	50	0.01
		Andesite (CW)	18.7–41.0	Nonlinear[b]	36	450	0.3	26	4.6[d]	20*	911[e]	
		Andesite (HW)	41.0–49.0	Nonlinear[b]	36	723	0.3	27	4.6[d]	30*	1,155[e]	–
	toe	Andesite (HW)	–	Hyperbolic[c]	–	723	0.3	27	–	–	10,000	–
P9	shaft	fill/residual soil	0.7–21.7	Bi-linear	–	–	–	17	–	–	50	0.01
		Andesite (CW)	21.7–33.5	Nonlinear[b]	36	450	0.3	26	4.6[d]	20*	911[e]	
		Andesite (HW)	33.5–43.5	Nonlinear[b]	36	723	0.3	27	4.6[d]	30*	1,155[e]	–
	toe	Andesite (HW)	–	Hyperbolic[c]	–	723	0.3	27	–	–	10,000	–

[a] CW: Completely weathered rock; HW: Highly weathered rock; MW: Moderately weathered rock (ISRM, 1981)
[b] Seol과 Jeong 등 (2008c); [c] Castelli 등 (1992); [d] 국내 암반 굴착면 거칠기 평균값(설훈일과 정상섬, 2007)
[e] 예측값 $f_{max} = 0.135 p_a (E_m/p_a)^{0.5}$ (설훈일과 정상섬, 2007)

30,000, 34,000, 33,000kN이며, w_{bs}의 미고려시 53,000, 62,000, 61,000kN이다. 따라서 주면하중에 의한 선단침하량을 고려치 않으면, 지지력을 과다 예측할 수 있음을 알 수 있었다.

3.4 인천 D 현장

본 연구에서 양방향 선단 재하하중을 받는 현장타설

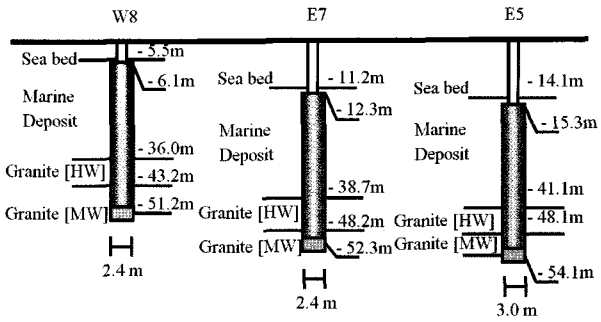
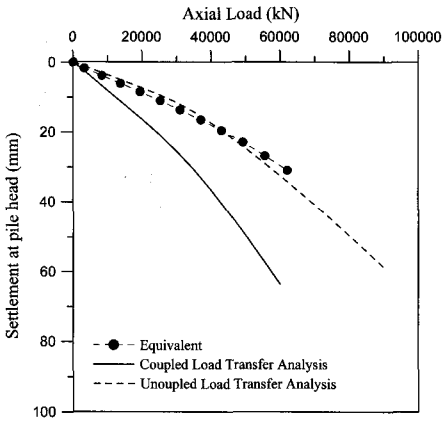
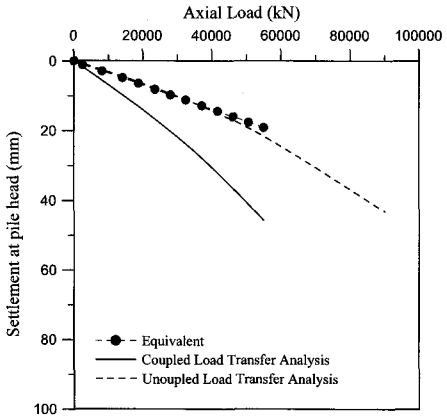


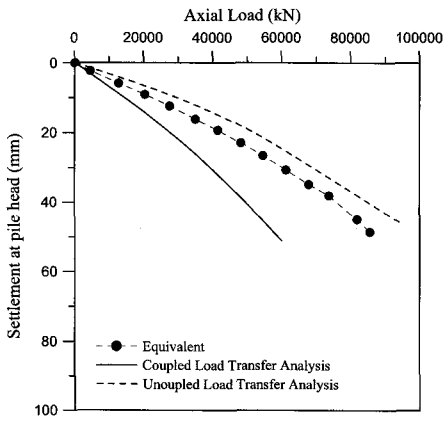
그림 10. 인천 D현장의 지층구성 및 시험말뚝



(a) 시험말뚝 P3

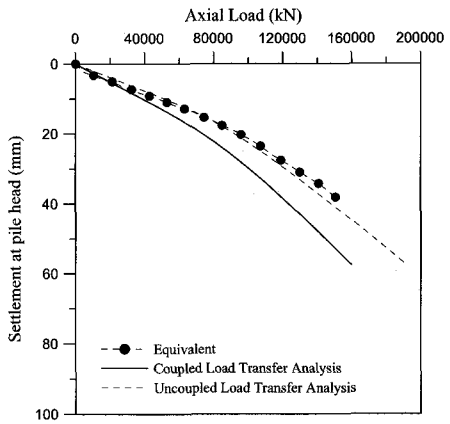


(b) 시험말뚝 P6

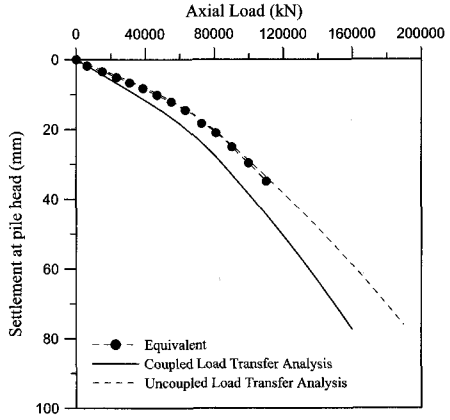


(c) 시험말뚝 P9

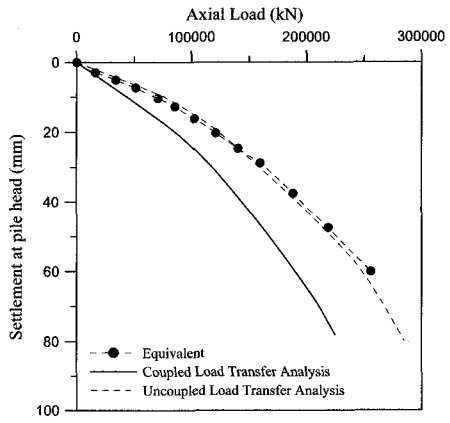
그림 9. 말뚝 두부하중-침하량 곡선의 비교(부산 C현장)



(a) 시험말뚝 W8



(b) 시험말뚝 E7



(c) 시험말뚝 E5

그림 11. 말뚝 두부하중-침하량 곡선의 비교(인천 D현장)

표 6. 지반물성 및 하중전이함수 입력값(인천 D현장)

Pile No.		Subsurface Profile		Transfer Function	Material Properties								
		Typea	Depth (m)		σ_{ci} (MPa)	E_s (MPa)	υ	γ (kN/m^3)	i (deg)	GSI	RQD (%)	f_{max} (kPa)	w_{max} (m)
–		Pile	–	–	53	35,000	0.2	23	–	–	–	–	–
W8	Shaft	Clay	6.1 – 36.0	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	100	0.01
		Granite (HW)	36.0 – 43.2	Triple-Nonlinear[b]	35	1,000	0.3	21	4.6[d]	10	8	1,360[e]	–
		Granite (MW)	43.2 – 51.2	Triple-Nonlinear[b]	35	2,300	0.3	21	4.6[d]	45	8	2,060[e]	–
	Toe	Granite (MW)	–	Hyperbolic[b]	35	2,300	0.3	21	–	–	–	25,000	–
E7	Shaft	Clay	12.3 – 38.7	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	100	0.01
		Granite (HW)	38.7 – 48.2	Triple-Nonlinear[b]	30	1,000	0.3	21	4.6[d]	26	18	1,360[e]	–
		Granite (MW)	48.2 – 52.3	Triple-Nonlinear[b]	30	1,480	0.3	21	4.6[d]	35	18	1,650[e]	–
	Toe	Granite (MW)	–	Hyperbolic[b]	30	1,480	0.3	21	–	–	–	25,000	–
E5	Shaft	Clay	15.3 – 41.1	Bi-Linear	–	–	–	18	–	–	–	100	0.01
		Granite (HW)	41.1 – 48.1	Triple-Nonlinear[b]	54	1,000	0.3	21	4.6[d]	26	25	1,360[e]	–
		Granite (MW)	48.1 – 54.1	Triple-Nonlinear[b]	54	1,630	0.3	21	4.6[d]	45	25	2,370	–
	Toe	Granite (MW)	–	Hyperbolic[b]	54	1,630	0.3	21	–	–	–	25,000	–

[a] CW: Completely weathered rock; HW: Highly weathered rock; MW: Moderately weathered rock (ISRM, 1981)
[b] Seol과 Jeong 등 (2008c); [c] Castelli 등 (1992); [d] 국내 암반 굴착면 거칠기 평균값(설훈일과 정상섬, 2007)
[e] 예측값 $f_{max} = 0.135p_a(E_m/p_a)^{0.5}$ (설훈일과 정상섬, 2007)

말뚝의 하중-침하 거동 특성을 분석하기 위하여 그림 10과 같이 인천 D현장에서 실시된 3본의 시험말뚝 자료를 이용하였다(신승현 등, 2005). 인천 D현장의 3본의 시험말뚝은 해상에서 시공된 대구경/대심도 현장타설말뚝으로서, 모두 양방향 선단재하방식으로 시험이 수행되었다. 본 사례는 암반층 내의 근입깊이가 비교적 긴 경우로서, 말뚝의 전체 길이는 각각 45.7m, 40.0m, 40.1m, 암반층내 근입깊이는 15.2m, 13.6m, 13.0m이며, 말뚝의 직경은 2400mm, 2400mm, 3000mm이다. 각 시험말뚝이 시공된 지반의 지층 구성은 그림 10에 도시한 바와 같다. 본 해석에서 사용된 각 지층별 하중전이함수 및 해석시 적용한 입력값들은 표 6에 나타내었다.

그림 11은 시험말뚝(W8, E7, E5)의 말뚝 두부하중-침하량 곡선을 비교하여 도시한 것이다. 양방향 선단재하시험 결과로부터 산정된 등가 하중-침하량 곡선은 말뚝의 탄성 압축량이 고려된 것이다. 본 사례의 경우 타 현장재하시험 사례와 같이 지반의 연속성이 고려되지 않은 하중전이해석(Uncoupled load transfer analysis)의 결과가 등가 하중-침하 곡선과 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 하지만, 이는 앞서 기술하였듯이 주면하중에 의한 선단침하량이 고려되지 못한 결과이다. 이를 고려한다면 Coupled 하중전이해석 결과와 같이 보다 큰 침하가 발생될 것으로 예측되며, 이는 실제 거동에 부합할 것이라 판단된다.

4. 결 론

본 연구에서는 국내에서 시공된 총 10본의 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 양방향 선단재하시험 및 정재하시험 사례를 토대로 하중-침하 거동특성을 분석하였다. 또한, 양방향 재하하중을 받는 현장타설말뚝의 등가 말뚝 두부하중-침하 거동을 고찰하고, 기존 산정방법과의 비교분석을 통하여 주면하중에 의한 선단침하량 영향정도를 분석하였다. 본 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

(1) 동일 시험부지에서 수행된 양방향 선단재하시험 및 정재하 시험결과의 비교·분석결과, 주면하중에 의해 발생되는 선단침하량을 고려한 하중전이해석(coupled load transfer analysis)을 통한 예측값은 말뚝 두부에서 하중을 재하하는 정재하시험의 하중-침하 거동을 적절히 예측하는 것으로 나타났으나, 기존 양방향 선단재하시험의 작도법을 통하여 산정된 등가 하중-침하 곡선 및 일반적인 하중전이해석(uncoupled load transfer analysis)의 예측값은 정재하시험결과에 비해 침하량을 과소 평가할 수 있음을 알 수 있었다. 이는 양방향 선단재하시험이 일반적인 두부재하시험과 달리 주면과 선단이 분리되어 재하하중이 전이되고 주면부의 하중 재하방향이 반대여서,

주면하중에 의한 선단침하량을 고려할 수 없기 때문이다.

(2) 말뚝의 직경, 암반계수, 주면마찰력 분포정도를 이용하여 주면하중에 의한 선단침하량 발생정도를 고려한 coupled 하중전이 해석을 통하여 양방향 선단재하시험 사례를 예측한 결과, 양방향 선단재하시험에서 지반의 연속성 영향을 반영하지 않을 경우 침하량 25.4mm(1 inch) 기준의 사용한계상태에서 각 시험말뚝의 지지력에 대하여 과다 예측할 수 있음을 알 수 있었다. 그러나 시험말뚝 근입부분의 암반층이 매우 단단할 경우 주면하중에 의한 선단침하량이 크지 않은 것으로 나타났다.

(3) 본 연구결과, 주면하중에 의해 추가적으로 발생하는 선단침하량(w_{bs})이 있음을 확인하였으며, 이로부터 Coupled 하중전이해석법을 통하여 기존의 선단재하 하중을 받는 현장타설말뚝의 등가 하중-침하량 곡선 산정방법들을 보완 할 수 있음을 알 수 있었다. 단, 본 연구는 제한된 현장사례를 토대로 수행되었기 때문에, 향후 정량적인 신뢰성을 확보하기 위해서는 다양한 지반조건에서 수행된 현장재하시험 자료의 추가적인 분석이 필요하다.

참 고 문 헌

1. 권오성, 최용규, 권오균, 김명모 (2006), "양방향 재하시험을 이용한 말뚝의 하중-변위곡선 추정방법", *한국지반공학회 논문집*, Vol.22, No.4, pp.11-19.
2. 백경지엔씨 (2007a), 부산-김해간 경량전철 민간투자사업 건설공사 3공구: 현장타설말뚝 재하시험 최종보고서.
3. 백경지엔씨 (2007b), 부산 서면 센트럴스타 신축공사: 현장타설말뚝 재하시험 보고서.
4. 설훈일, 정상섬 (2007), "Shaft Resistance Characteristics of Rock-Socketed Drilled Shafts based on Filed Pile Loading Tests", *한국지반공학회 논문집(영어논문)*, Vol.23, No.9, pp.51-63.
5. 신승현, 이양구, 김주철, 김정환, 이현근 (2005), "인천대교 대구경 현장타설말뚝 Osterberg-cell 시험 적용 사례", *대한토목학회 학술대회 논문집*. pp.3921-3924.
6. 정창규 (2004), *선단유압재하시험법의 현장적용성에 관한 연구*, 경성대학교 박사학위 논문.
7. 조성한 (1997), *풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구*, 연세대학교 박사학위 논문.
8. 최용규, 김원철, 임태경, 정창규, 박봉근 (2002), "오스터버어그 셀을 이용한 말뚝재하시험방법 및 적용사례 연구", *한국지반공학회 기초기술 학술발표회논문집*.
9. 한근택 (2008), *양방향 선단재하시험에 의한 현장타설말뚝의 하중-침하 거동 분석*, 연세대학교 석사학위 논문.
10. 한국지반공학회 (2003), 구조물 기초설계기준
11. ABAQUS (2004), "Theory manual, version 6.5", Hibbit, Karlsson & Sorensen, Pawtucket R.I.
12. Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E. (1992), "Analisi non lineare delcedimento di un Palo Singolo", *Rivista Italiana di Geotechnica*, Vol.26(2), pp.115-135.
13. Coyle, H.M., and Reese, L.C. (1966), "Load transfer for axially loaded piles in clay", *J Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, Vol.92(2), pp.1-26.
14. Drumm, E.C., Huang, B., He, W. and Zuo, G. (2005), "Back-Calculation of Rock Socket Friction for Concrete Shafts in Karst", *Proceedings of 11th Int. Conf. of the Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Turin Italy, June, pp. 437-444.
15. Fellenius, B.H., Altaee, A., Kulesza, R., and Hayes, J. (1999), "O-cell Testing and FE Analysis of 28-m-deep Barrette in Manila, Philippines", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.125, No.7, pp.566-575.
16. Kishida, H., Tsubakihara, Y., and Ogura, T. (1992), "Pile Loading Tests at Osaka Amenity Park Project", *preprint by Mitsubishi Co.*
17. OADTEST, Inc. (2000), "Construction of The Equivalent Top-Loaded Load-Settlement Curve from the Results of an O-cell Test", *Loadtest appendix to reports*.
18. Ogura, T., Sumi, M., Kishida, H., and Yoshifuka, T. (1996), "Application of the Pile Toe Test to Cast-in-place and Precast Piles", *translated by MandanB. Karkee, Foundation Drilling Magazine*, ADSC, December1996/January 1997, pp.23-28.
19. Osterberg, J.O. (1989), "A new device for load testing driven piles and drilled shafts separates friction and end bearing", *Proceedings of international conference on piling and deep foundation*, London, Balkema. p.421.
20. Osterberg, J.O. (1998), "The Osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years", *Proceedings of the 7th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Vienna, pp. 1.28.1-1.28.11.
21. Osterberg, J.O. (2001), "Load testing high capacity piles what have we learned?" *Proceedings of the 5th international conference on deep foundation practice*, Singapore.
22. Poulos, H.G., and Davis, E.H. (1968), "The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers", *Geotechnique*, Vol.18, pp.351-371.
23. Schmertmann, J.H., and Hayes, J.A. (1997), "The Osterberg cell and bored pile testing - a symbiosis", In: *Proceedings of 3rd international geotechnical engineering conference*, Cairo.
24. Seol, H.I., Jeong, S.S., Kim, Y.M. (2008a), "Load Transfer Analysis of Rock-Socketed Drilled Shafts by Coupled Soil Resistance", *Computers and Geotechnics*, Elsevier, DOI:10.1016/j.compgeo.2008. 08.012.
25. Seol, H.I., Jeong, S.S., Cho, S.H. (2008b), "Analytical Method for Load Transfer Characteristic of Rock-Socketed Drilled Shafts", *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Accept.
26. Seol, H.I, Jeong, S.S., Cho, C.H., and You, K.H., (2008c), "Shear Load Transfer for Rock-Socketed Drilled Shafts based on Borehole Roughness and Geological Strength Index (GSI)", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.45, pp.848-861.

(접수일자 2008. 7. 14, 심사완료일 2008. 11. 6)