

양방향말뚝 재하시험을 통한 현장타설말뚝의 연직지지력 설계정수 산정

Evaluation of Design Parameters for Axial Bearing Capacity of Drilled Shafts by Bi-directional Loading Tests

정경자¹⁾, Gyung-Ja Jung, 조종석²⁾, Chong-Suck, Cho, 김명모³⁾, Myoung-Mo Kim,

¹⁾ 한국도로공사 도로교통기술원 전임연구원, Senior Researcher, Highway & Transportation Technology Institute, KHC

²⁾ 서울대학교 공학연구소 보조연구원, Assistant Researcher, Engineering Research Institute, Seoul National University

³⁾ 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수, Professor, School of Civil, Urban & Geosystem Eng. Seoul National University

SYNOPSIS : Bi-directional loading test data are available to evaluate the design parameters which reflect the characteristics of a construction method and the variations of ground at the site where drilled shafts are installed. The method to obtain the design parameters of a real bridge by bi-directional loading test was introduced. The plans of multi-level testing and installation of measuring instruments should be made according to the rough estimation of axial bearing capacity, the length of pile, and the construction method. While the relationship between end bearing resistance and displacement was obtained directly from the bi-directional loading test, the relationship between unit side resistance and displacement was calculated through the measuring values. 1% displacement of pile diameter was adopted as the criteria of failure for ultimate resistance. As the settlement of pile head at the total ultimate bearing capacity obtained from these method was less than 1.5 % of pile diameter, this method was conservative to use in the field.

Keywords : bi-directional loading test, drilled shaft, axial bearing capacity, design parameter

1. 서 론

구조물의 기초 설계는 상부구조물의 특성, 하중의 크기 및 분포, 지반조건 등을 고려하여 이루어진다. 인천대교와 같은 대규모 해상 구조물의 경우에는 연직 방향뿐만 아니라 수평 방향으로 작용하는 하중이 매우 크기 때문에 대구경의 현장타설말뚝을 사용하고 있으며, 이때 필요한 엄청난 크기의 지반의 지지력과 침하 조건을 충족시키기 위하여 대체로 암반에 근입시킨다. 말뚝의 연직지지력의 설계는 정재하시험 또는 동재하시험을 통하여 극한지지력을 직접 구하거나 축적된 극한지지력의 측정값과 이때의 지반정수와의 상관관계를 나타낸 경험식을 이용하여 구한다. 그러나 대부분의 암반 근입 말뚝은 정재하시험을 실시한다 하더라도 파괴 하중이 명확하게 정의되지 않기 때문에 다양한 파괴기준(예를 들면 Davisson의 기준, 또는 재하시험 마지막 단계에서의 하중, 또는 말뚝 직경의 10% 침하에 해당하는 하중 등)이 적용되고 있으며, 이로 인하여 동일한 말뚝의 정재하시험 결과를 놓고도 서로 다른 극한지지력이 제시된다. 그렇더라도 다양한 암반 조건에 대하여 각각 충분한 양의 정재하시험이 수행된다면 파괴기준에 의한 극한지지력의 편차를 극복할 수 있겠지만 정재하시험에 소요되는 인적, 물적 자원 등을 감안하면 그

실행은 사실상 불가능하다.

정재하시험이 가지는 시험방법적인 측면과 비용적인 측면의 어려움을 극복할 수 있는 방법 중의 하나로써 개발된 것이 양방향 재하시험으로 미국의 경우에는 현장타설말뚝 재하시험의 90% 이상을 차지하고 있다(Osterberg², 1998). 양방향 재하시험은 말뚝의 선단 또는 중간부에서 양방향으로 하중을 가하게 되므로 말뚝 주변에 작용하는 하중의 방향이 정재하시험 및 말뚝 사용 시의 하중 방향과 반대방향이 되기도 하고, 재하 장치를 말뚝의 선단에 설치하기 때문에 말뚝 선단에서의 모서리 효과(edging effect)가 상실되는 등의 이유로 측정된 연직지지력이 정재하시험으로 구한 것과 다를 수 있다. 그러나 양방향 재하시험법은 경우에 따라서 현장타설말뚝의 지지력을 측정할 수 있는 유일한 현실적인 방법이며, 두 시험법에 의한 연직지지력의 차이는 말뚝이 설치된 지점의 암반상태, 시공방법, 시공과정에서 발생하는 결함 및 해석 시 적용되는 파괴 기준 등에 의한 차이와 비교하면 미미하다고 판단된다. 그러므로 대구경 현장타설말뚝의 설계를 위하여 양방향 재하시험의 결과를 보다 적극적으로 활용하기 위한 연구가 절실히 필요하다. 이에 부응하여 최근 국내에서도 양방향 재하시험 장치의 개발과 더불어 시험 결과의 분석 방법에 관한 연구가 활발히 진행되고 있다. 한 예로서 부산 ○○대교 2공구 현장에 시공된 직경 1500mm 대구경 현장타설말뚝에 양방향 선단유압재하시험을 실시하여 선단지지력을 측정한 연구(정창규 등, 2004)결과가 발표된 바 있다.

이 논문에서는 인천대교 현장에서 쌓은 경험을 바탕으로 양방향 말뚝 재하시험 결과로부터 현장타설 말뚝의 연직지지력을 구하기 위한 설계 정수의 산정방법을 제시하고자 한다(그림 1 참조).

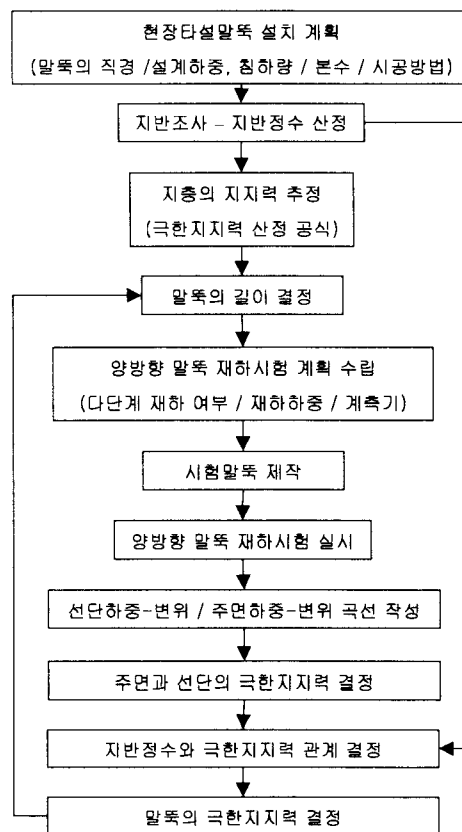


그림 1. 양방향 말뚝 재하시험에 의한 연직지지력 산정 순서도

2. 양방향 말뚝 재하시험 수행

양방향 말뚝 재하시험의 원리, 시험장치, 시험방법 및 장·단점에 대한 자세한 내용은 기존의 문헌에 자세하게 나와 있으며(정창규 외, 2004; 정창규, 2004; Schmertmann 외, 1997; Osterberg¹, 1995; Osterberg², 1998), 여기서는 연직지지력 산정을 위하여 요구되는 사항에 대해서만 강조하고자 한다.

2.1 지반조사

시험을 실시할 말뚝을 포함하여 시험 결과로 산정된 연직지지력 설계 정수를 활용하고자 하는 현장에 대하여 동일한 장비 및 동일한 조사 기준에 의하여 정밀한 지반조사를 실시한다. 암반의 상태를 비롯하여 지층의 변화가 심하거나 단일 말뚝 교각과 같이 개별 말뚝의 역할이 중요한 경우에는 말뚝이 설치될 모든 지점에 대하여 지반조사를 실시하는 것이 바람직하다. 국내의 지방에서 제안하고 있는 대다수의 연직지지력 산정식들은 토층의 경우에는 표 1과 같이 표준관입저항값(N_{60}), 점착력(c), 마찰각(ϕ) 등을 사용하고 암반의 경우에는 표 2와 같이 일축압축강도와 암반의 절리상태를 수치화하여 사용한다. 선단 지지력에 대한 설계정수를 얻기 위하여서는 말뚝 선단에서부터 최소 말뚝 직경의 2배 이상의 깊이까지의 자료가 요구된다.

표 1. 점성토지반에 대한 연직지지력 공식 예

구분	지지력	제안자	이론식	비고
점성토	선단	Reese and O'Neill (1988)	$q_b = N_c c_u \leq 430.6 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N_c = 6[1 + 0.2(L/B_b)] \leq 9$	N_c^* = 지지력계수 α = 부착력계수 $p' = \Delta L$ 구간에서 평균 말뚝의 둘레길이 $\Delta L = s_{us}$ 에 따른 말뚝의 구간별 길이
		Bowles, J. E. (1996)	$Q_p = A_p c N_c = 9 s_{up} A_p$	
		Das, B. M. (1999)	$Q_p = A_p c_u N_c^*$	
		일본도로교 시방서	$q_b = 3q_u$	
	주면	Reese and O'Neill (1988)	$f_i = \alpha c_u \text{ (t/m}^2\text{)}$	
		Bowles, J. E. (1996)	$\sum Q_{si} = \sum \alpha s_{us} p' \Delta L$	
		Das, B. M. (1999)	$Q_s = \sum_{L=0}^L \alpha c_{up} \Delta L$	
		일본도로교 시방서	$f_i = c_u \text{ or } \text{tonf/m}^2$	
사질토	선단	Meyerhof (1971)	$q_d = \frac{1.3 N_{corr} D_b}{D_p} \text{ (t/m}^2\text{)}$ - 모래의 경우 : $q_d < 13 N_{corr}$ - 비소성 실트의 경우 : $q_d < 9.6 N_{corr}$	N_{corr} = 상재하중에 대하여 보정한 N_{60} q_p = 선단부 5% 변형점에 대한 최대압력 α_p = 선단감소계수 q' = 말뚝의 깊이에서의 유효연직응력 K = 현장타설말뚝의 횡방향토압계수 $P_0 = \Delta L$ 의 중간높이에서의 평균 유효상재하중 $P' = \Delta L$ 구간에서 평균 말뚝의 둘레 길이 $\delta = \emptyset$ (사질토에 설치된 경우) ΔL = 말뚝의 구간별 길이 δ = 말뚝과 흙 사이의 마찰각
		Reese and Wright (1977)	$q_d = 6.4N \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N \leq 60$ $= 380 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N > 60$	
		Reese and O'Neill(1988)	$q_b = 7.5N \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N \leq 75$ $= 430 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N > 75$	
		Bowles, J. E. (1996)	$Q_p = \frac{q_b}{\alpha_p} A_p$	
		Das, B. M. (1999)	$Q_p = A_p q' (N_q^* - 1)$	
		일본도로교 시방서	$300 \text{ tonf/m}^2 \text{ (} N \geq 30\text{)}$	
	주면	FHWA(1988)	$q_b = 6.46N \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N \leq 75$ $= 484 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N > 75$	
		Meyerhof (1971)	$f_i = 0.096N \text{ (t/m}^2\text{)}$	
		Quiros and Reese (1971)	$f_i = 0.25N < 19 \text{ (t/m}^2\text{)}$	
		Touma and Reese (1974)	$f_i = K \sigma_v' \tan \phi_f < 24$	
		Reese and Wright (1977)	$f_i = 0.28N$, $N \leq 53$ $f_i = 0.021(N - 53) + 15$, $53 < N \leq 100$	
		Reese and O'Neill(1988)	$f_i = \beta \sigma_v' \leq 19$, $0.25 \leq \beta \leq 1.2$ $\beta = 1.5 - 0.135 \times 10^{-3} \sqrt{z}$	
		Bowles, J. E. (1996)	$\sum Q_{si} = \sum K p \tan \phi_p \Delta L$	
		Das, B. M. (1999)	$Q_s = \pi D_s (1 - \sin \phi) \int_0^L \sigma_v' \tan \delta dz$	
		일본도로교 시방서	$f_i = 0.5N \text{ tonf/m}^2$	
		FHWA(1988)	$f_i = \beta \sigma_v' \leq 21.5 \text{ (t/m}^2\text{)}$	

표 2. 암반층에 대한 주요 연직지지력 공식 예

구분	지지력	제안자	이론식	비고
암반	선단	도로교 설계기준 해설(2001)	$Q_{BR} = N_{ms} \cdot C_o \cdot A_B$	N_{ms} =암석의 극한지지력을 평가하기 위한 계수 C_o =말뚝선단 아래 2D 이내에서 채취된 암석코아에 대한 일축압축강도 s, m =말뚝의 선단부에 존재하는 암반의 종류와 절리상태에 따라 결정되는 계수 k =소켓깊이에 대한 소켓지름의 비에 따른 무차원계수 p_f =공내재하시험으로부터 구한 한계압력으로, 말뚝선단의 위쪽과 아래쪽으로 지름의 2배거리에 걸쳐 평균한 값 p_o =말뚝선단 위치에서 측정된 수평정지토압 α_0 =말뚝선단 위치에서의 전체수직응력 K_{sp} =절리의 간격과 틈새에 의해 결정되는 지지력 계수 q_u =암의 일축압축강도 B_f =소켓부의 직경 D_f =소켓부의 길이 q_{SR} =소켓과 암반 접촉면에서의 극한주면마찰응력 f'_w =암석과 콘크리트의 일축압축강도 중에서 작은 값
		Zhang and Einstein(1998)	$q_{max} = 4.83(q_u)^{0.51}$	
		Carter and Kulhawy(1988)	$q_{max} = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}]q_u$	
		LCPC SETRA(1985)	$q_{max} = k(p_f - p_o) + \alpha_0$	
		Canadian Foundation Engineering Manual(1992)	$q_p = 3q_u K_{sp} d$ or $q_{max} = k(p_f - p_o) + \alpha_0$	
		FHWA (1999)	$q_{max} = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}]q_u$	
	주면	Horvath and Kenny(1979)	$f_{max} = 0.65 p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5}$	
		Rowe and Armitage(1987)	$f_{max} = 0.45(q_u)^{0.5}$ (smooth) $f_{max} = 0.60(q_u)^{0.5}$ (rough)	
		FHWA IGM(1999)	$f_{max} = \sigma'_{vi} K_{\alpha_i} \tan \phi'_i$ (Cohesionless IGM) $f_{max} = q_u / 2$ (Cohesive IGM)	
		Gupton and Logan (1984)	$f_s = 0.2 q_u$	
		Rosenberg and Journeaux (1976)	$f_s = 1.11 q_u^{0.51}$	
		Raynolds and Kaderabek (1980)	$f_s = 0.3 q_u$	
		Reese and O'Neill	$f_s = 0.15 q_u$	
		도로교 설계기준 해설(2001)	$Q_{SR} = \pi B_f D_f (0.144 q_{SR})$	
		구조물 기초 설계기준 해설 (2003)	$S_r = (2.3 \sim 3.0) \sqrt{f'_w}$ (psi) (피어의 직경 > 16in.) $S_r = (3.0 \sim 4.0) \sqrt{f'_w}$ (psi) (피어의 직경 < 16in.)	
		FHWA (1999)	$f_{max} = 0.65 p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} \leq 0.65 p_a \left(\frac{f'_c}{p_a} \right)^{0.5}$	

2.2 양방향 말뚝 재하시험 계획

양방향 재하시험은 말뚝의 선단부 또는 중간부에 유압잭 등의 시험 장치가 설치되어 말뚝의 철근 조립, 콘크리트 타설 및 시험 종료 후 그라우팅까지 영향을 주게 되므로 현장타설말뚝의 설계 단계에서 시험 계획을 수립하여야 한다. 특히 권오성 등(2006)의 논문에서 제안하고 있는 것처럼 말뚝 선단부 유압잭과 말뚝 선단 사이의 공동 부분을 압력식 콘크리트 타설이 가능하도록 트레미관을 하판 아래까지

삽입할 수 있는 방안의 검토와 같이 현장타설말뚝의 성능에 영향을 주지 않도록 시험 계획을 수립하는 것이 중요하다.

양방향 재하시험을 통하여 말뚝의 연직지지력 설계 정수를 산정하고자 한다면, 지층별로 말뚝의 주변 거동을 예측할 수 있도록 계측기, 주로 변형률계를 설치하여야 한다. 이 때 임시 또는 영구 케이싱의 사용과 같은 시공 방법을 고려하여 계측기의 설치 위치를 결정하여야 한다.

2.2.1 다단계 재하 계획

양방향 재하시험은 선단지지력이나 주변마찰력이 극한에 도달하거나, 설치된 유압잭의 용량이 부족하거나, 또는 예측을 초과하는 변위가 발생하여 스트로크가 한계에 도달하면 시험이 종료된다. 대부분의 경우 선단지지력이나 주변마찰력 중 단지 하나만이 극한에 도달하여 시험을 더 이상 진행할 수 없게 되며, 한 번 설치된 양방향 재하시험 장치는 교체가 불가능하기 때문에 선단지지력과 주변마찰력을 예측하여 적절한 시험 계획을 수립하여야 한다.

말뚝이 지나치게 길거나 말뚝 선단부 근처의 주변 마찰력이 매우 큰 경우 선단부에서의 가압만으로는 말뚝 두부 근처에서의 주변마찰력이 발현되지 않을 수 있으며 반대로 선단지지력이 큰 경우 충분한 변위가 발생하지 않아 극한지지력을 얻는 것이 불가능할 수 있다. 이러한 경우 말뚝 상부에 유압잭을 추가하여 다단계 재하시험을 수행하면 각각의 극한지지력을 확보할 수 있다. 그림 2는 다단계 재하시험의 일례로 재하 단계별로 유압잭의 상태와 발현되는 말뚝 주변의 지반반력을 모사한 것이다. 먼저 1단계에서는 상부 유압잭을 기계적으로 잠근 상태에서 선단부를 가압하게 되며, 2단계에서는 하부 유압잭을 개방한 상태에서 상부 유압잭을 가압하게 된다. 이 경우 선단 유압잭의 상판은 움직이나 말뚝 선단으로 하중은 전달되지 않는다. 마지막 3단계에서는 상부 유압잭을 개방한 상태에서 선단 유압잭을 가압하게 된다. 그러나 2단계와 3단계는 그 전 단계에서의 시험 결과에 따라 다르게 적용될 수 있다. 예를 들면 2단계 시험 후에 3단계에서 선단부 유압잭을 잠그고 상부 유압잭을 계속해서 가압할 수도 있다.

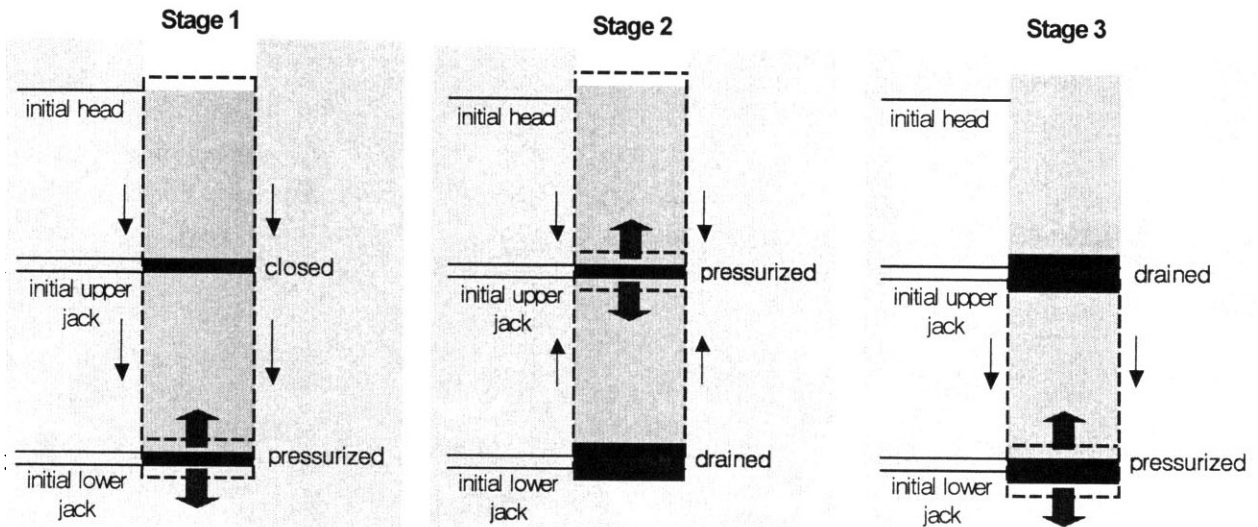


그림 2. 다단계 재하시험 단계별 모식도

2.2.2 E값 산정

철근 콘크리트의 탄성계수는 철근과 콘크리트의 단면비를 고려하여 산정한다. 재하 하중에 따라 탄성계수의 값이 변화하게 되는데 이를 고려하여 해석을 수행하면 더욱 정확한 결과 해석이 될 수 있다.

2.3 양방향 말뚝 재하시험 실시

유압잭의 상판과 하판 변위 및 말뚝 두부의 변위를 측정하기 위한 기준보가 움직이지 않도록 유의하면서 재하시험을 실시한다. 국내에서는 보통 ASTM D 1143-81에서 규정하고 있는 완속 표준재하방식과 반복재하방식에 따라 시험을 수행하고 있으며, 미국에서는 보통 ASTM의 급속 재하방식을 따른다고 한다(Schmertmann, 1997).

3. 양방향 말뚝 재하시험 결과 정리 및 해석

3.1 재하하중-발생변위 곡선

양방향 재하시험을 실시하면 유압잭의 가압하중에 대하여 하판의 변위와 상판의 변위 곡선을 얻게 된다. 유압잭이 말뚝의 선단에 위치하고 있고 다단계 재하를 위한 상부의 열려 있는 다른 유압잭 시스템이 없다면 말뚝 두부에서 상향으로 변위가 발생하게 되므로 이를 측정할 값이 또한 존재하게 된다. 이 경우 전형적인 양방향 재하시험의 결과인 하중-선단변위 및 하중-주면변위 곡선을 얻게 된다. 연직지지력을 위한 설계 정수를 산정하기 위해서는 지층별로 주면마찰력의 발현 정도를 나타내는 그림 3과 같은 곡선이 요구되므로 변형률계에서 측정된 값을 통하여 발생 변위에 따른 주면마찰력에 대한 곡선($f-w$ 곡선)을 작성한다. $f-w$ 곡선의 작도에 대해서는 권오성 등(2006)의 논문에서 다음과 같이 정리하고 있다.

1. 말뚝을 변형률계 설치 위치를 기준으로 하여 몇 개의 분절로 나눈다.
2. 임의의 분절에서 발휘되는 평균주면마찰력(f)은 변형률계 측정값으로부터 구한 분절 상·하부 축하중의 증분을 분절의 주면면적으로 나누어 구한다.
3. 임의의 분절 중앙에서의 변위(w)는 탄성이론을 이용해 구한 말뚝의 탄성압축량을 기준점(두부, 선단 등 말뚝의 변위를 알고 있는 점)의 변위에서 더하거나 빼서 구할 수 있다.
4. 위와 같이 구한 주면마찰력과 말뚝 변위를 하중단계별로 도시하여 분절 중앙에서의 변위(w)에 따른 주면마찰력(f) 관계를 얻는다.

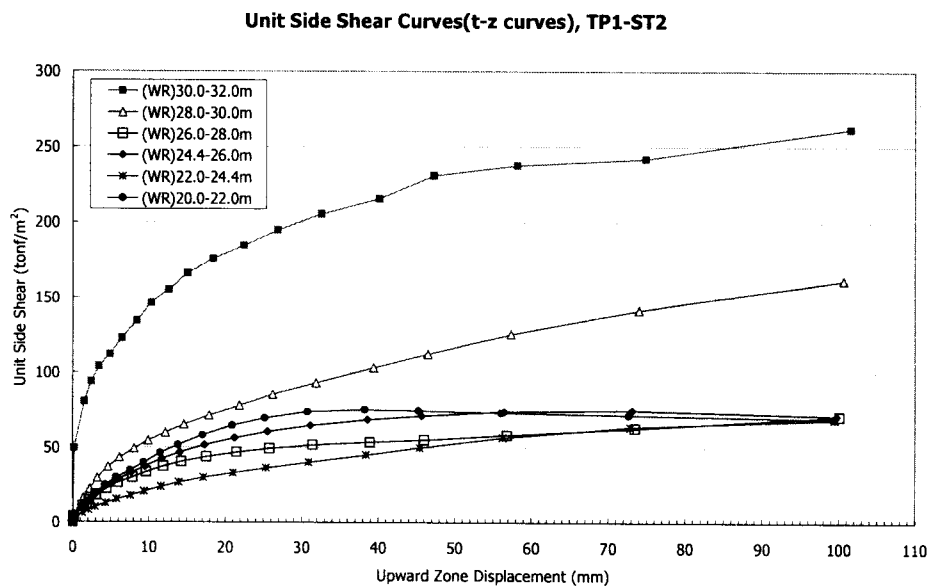


그림 3. 풍화암층에 대한 주면마찰력-변위 곡선($f-w$ 곡선)의 일례 (인천대교 국고구간)

3.2 말뚝 두부 하중-침하 곡선 (등가하중 침하 곡선)

양방향 재하시험의 일반적인 해석방법은 등가의 말뚝 두부에서의 하중 대비 침하량 곡선을 구하여 기존의 정재하시험 해석 방법을 이용하는 것이었다. 물론 대구경 현장타설말뚝의 설계 시에는 사용하중 하에서 말뚝 두부의 하중-침하량 관계를 아는 것이 매우 중요하며, 말뚝의 극한지지력보다 더 중요한 설계변수가 될 수 있기 때문에 양방향 재하시험의 결과를 이용하여 말뚝 두부에서의 하중 침하 곡선을 구하는 것은 의미가 있는 작업이다. 그러나 양방향 재하시험 결과로 등가의 말뚝 두부에서의 하중 침하 곡선을 구할 때에는 가정 조건에 따라서 해석 절차가 달라질 수 있다. 하중의 작용방향에 따라서 주변 저항력의 거동은 동일하다는 전제 조건하에서 Osterberg²(1998)는 말뚝이 비압축성이라는 가정으로 양방향 재하시험의 결과로 얻어진 선단하중에 대한 변위 곡선은 말뚝 두부에서 재하 할 때와 동일하다고 가정하고 다음과 같이 등가하중 침하 곡선을 작성하는 방법을 제안하였으며, 이 방법이 일반적으로 사용되고 있다.

1. 양방향 재하시험의 결과 얻어진 재하 하중(주면하중)-상관변위 곡선상의 임의의 한 점을 정하고 재하하중(1)과 변위를 읽는다.
2. 1에서 결정한 점과 동일 변위를 가지는 재하 하중(선단하중)-하판변위 곡선위의 점을 찾고 이때의 재하하중(2) 값을 읽는다.
3. 말뚝 두부 하중-침하량 그래프에서 1에서 구한 변위와 1, 2에서 구한 ‘재하하중(1)+재하하중(2)’의 점을 찍는다.
4. 재하하중-상관변위 곡선상의 여러 변위에 해당하는 점을 선택하여 1~3의 절차를 반복한다.

유압잭의 상·하판에서 발생한 변위량이 동일하지 않으므로 변위가 작게 발생한 하중-변위 곡선에 대하여 상·하판에서 측정된 최대변위까지 외삽을 실시하여 등가하중-침하 곡선을 작성하기도 한다.

하중전이함수법을 이용하면 재하 하중에 따른 탄성압축량을 말뚝의 하중 전이 기구를 엄밀히 고려하여 실제에 가까운 등가하중-변위 곡선을 얻을 수 있다. 보다 간단한 방법으로 말뚝에 부착한 계측기를 통하여 말뚝에 분포하는 축하중의 분포를 알고 말뚝두부에서 측정된 상향 변위량이 있다면 말뚝의 압축량을 고려한 말뚝 두부에서의 등가하중 침하 곡선을 작성할 수 있다(권오성 외, 2006).

1. 주면하중-두부변위 곡선상의 한 점 (Q_s, w)를 잡는다.
2. 주면하중이 Q_s 일 때의 유압잭 상관 변위 측정값에서 두부변위 측정값을 뺀 말뚝 압축량 Δw 를 구한 후, 다음 식을 이용하여 두부하중재하로 변환시의 주면하중 Q_s 에 의한 말뚝 압축량을 계산한다.

$$\Delta w_s = A \times \Delta w \quad (1)$$

여기서, A 는 주면마찰력 분포가 역삼각형일 때 0.5, 일정할 때 1, 삼각형일 때 2이다.

3. 선단하중-변위 곡선에서 변위가 w 일 때 선단하중 (Q_p)을 구하고, 이 때의 말뚝의 압축량 Δw_p 를 구한다.
4. 두부하중-변위 곡선상의 한 점의 좌표는 ($Q_s+Q_p, \Delta w_s+\Delta w_p$)이 된다. 1~4의 과정을 여러 w 값에 대해 반복하여 하중-변위 곡선을 얻는다.

3.3 극한지지력 산정

주면하중에 대한 변위곡선과 선단하중에 대한 변위 곡선을 구한 다음에는 각각의 곡선에서 극한값을 결정한다. 흙에서의 주면하중에 대한 변위 곡선은 쉽게 파괴에 도달한다. 그러나 암반의 경우에는 하중-변위 곡선에서 지반의 파괴를 확인하기 어렵기 때문에 일반적으로 침하량을 기준으로 극한을 결정한다.

AASHTO LRFD(2004) 설계기준에서 제시한 방법을 적용하면, FHWA의 침하기준은 말뚝직경의 5%이고 Davisson 방법에 의하여 극한하중을 결정하는 경우 침하량이 최소 3%이상 발생하며 De Beer 방법에 의한 극한하중은 침하량이 매우 작게(0.1~0.5%) 산정된다.

어떤 파괴 기준을 적용하느냐에 따라서 극한값의 차이가 크기 때문에 산정된 연직지지력을 사용하고 자 하는 현장의 지층의 변화 정도, 구조물의 특수성 등을 고려하여 결정해야 한다. 인천대교 국고구간의 경우에는 말뚝직경의 1%에 해당하는 침하량 크기에서 주면 및 선단극한 하중을 결정하였다. 1%보다 작은 변위에서 시험이 종료되었을 경우에는 시험이 종료된 변위에서의 값을 사용하였으며 그 예는 표 3과 같다.

표 3. 극한지지력 결정 일례 (인천대교 국고구간)

중간부 유압잭 위치 : 32 / 말뚝직경 : 2.5 (28.5)/2.35				
구분	심도 (m)	지반	극한지지력(tonf/m ²)	산정기준 (변위, mm)
	GL (-)			
주면	20.0 - 24.4	WR	69.59	2단계 직경의 1% (25.0)
	22.0 - 24.4	WR	36.12	2단계 직경의 1% (25.0)
	24.4 - 26.0	WR	60.13	2단계 직경의 1% (25.0)
	26.0 - 28.0	WR	49.02	2단계 직경의 1% (25.0)
	28.0 - 30.0	WR	80.88	2단계 직경의 1% (23.5)
	30.0 - 32.0	WR	187.09	2단계 직경의 1% (23.5)
	32.0 - 34.0	SR	195.39	2단계 최대시험값 (12.81)
	34.0 - 35.0	SR	147.80	2단계 최대시험값 (10.62)
	35.0 - 36.0	SR	145.66	2단계 최대시험값 (10.34)
	36.0 - 37.0	SR	145.20	2단계 최대시험값 (10.14)
37.0 - 38.7	SR	171.98	2단계 최대시험값 (11.54)	
선단	38.96	SR	1383.00	1, 3단계 종합분석 직경의 1%

다단계 재하시험이 이루어진 경우에 하중의 작용 방향과 발생 변위의 방향이 동일하다면 그림 4와 같이 여러 단계의 결과를 중첩하여 해석할 수 있다. 이런 해석 방법은 전단계에서 극한 기준에 미달하는 변위가 발생한 경우에 유용하게 사용할 수 있다. 말뚝 주면의 경우에는 전단계에서 발생한 변위가 10mm 미만인 경우에는 다음 단계 재하 결과에 의한 값을 사용하였다. 말뚝 주면에서 10mm 이상의 변위가 발생한 경우에 말뚝과 암반과의 접촉면은 파괴된다고 볼 수 있으며, 이는 10mm 이상의 변위가 발생한 후 다음 단계에서 측정된 주면저항력과 비교해보면 알 수 있다.

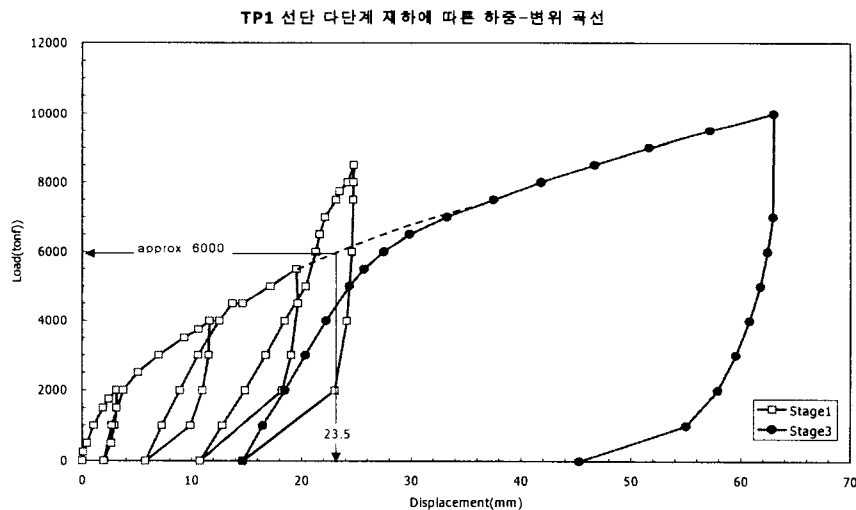


그림 4. 다단계 재하에 의한 선단하중-변위 곡선 해석 일례 (인천대교 국고구간)

4. 연직지지력 설계 정수 산정

4.1 지반 정수에 의한 극한지지력의 산정

연직지지력 설계 정수는 양방향 재하시험을 통하여 구한 극한지지력과 지반 정수와의 관계식을 산정하면 얻어진다. 표 1, 2에서의 공식들은 이론적으로 말뚝의 지지 거동을 분석하거나 실내 시험 및 현장 시험을 이용하여 만들어진 것이므로 이를 참고로 하여 현장에서 획득한 지반정수와와의 관계를 구한다. 표 4는 시험말뚝이 설치된 지점에서 획득한 지반 정수의 예이며, 그림 5는 양방향재하시험으로 획득한 극한지지력을 지반정수에 대하여 나타낸 예이다.

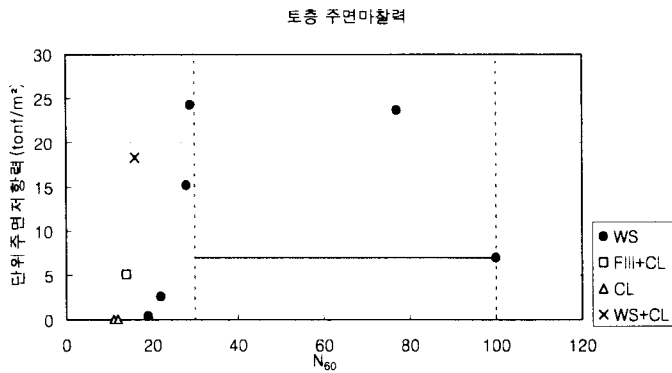
그림 5에서와 같이 양방향 재하시험을 통하여 지반정수 대비 극한지지력을 구하고, 다양한 공식들에 의한 결과와 비교하여 현장에서의 기준을 결정한다. 다양한 현장에서의 결과를 토대로 경험식을 산출하는 경우에는 중간값 또는 평균값을 기준으로 하지만, 동일 현장에서 적용하기 위한 기준을 수립하고자 하는 경우이므로 하한값을 기준으로 하는 것이 안전측이라 판단된다.

표 4. 시험말뚝의 깊이별로 산정한 지반정수의 일례

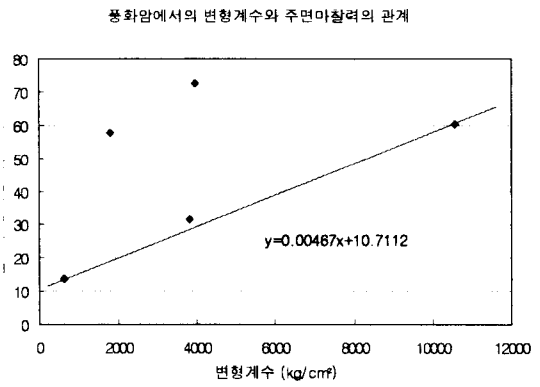
TPI (PTH-2)								
깊이 (m)	N ₆₀ (16.5m까지는 **/30, 18m부터는 100/**)	깊이 (m)	PLT (kg/cm ²) 환산일축압축	측정 P (kN)	깊이 (m)	PMT (kg/cm ²)	깊이 (m)	UCS (kg/cm ²)
1.5	12	33.7	53	0.58	24.5	10582	44	215
3	29	34.3	31	0.34	35.5	21506	48.1	93
4.5	17	34.8	111	1.21			49	189
6	16	35.5	152	1.65				
7.5	1	36.9	141	1.53				
9	3	37.4	198	2.15				
10.5	9	38.9	41	0.45				
12	9	39.4	332	3.60				
13.5	11	39.7	123	1.34				
15	6	40.4	127	1.38				
16.5	9	42.9	32	0.35				
18	24	43.9	29	0.32				
19.5	11	443.4	299	3.25				
21	10	48.3	32	0.35				
24	10	49.2	38	0.41				
25.5	8	49.8	96	1.04				
27	6							
28.5	10	2D 고려	194					
29.7	8							
31.5	8	선단 : 38.96m -> 43.66m 까지 고려						

4.2 등가하중 침하 곡선에 의한 말뚝 두부 침하량 산정

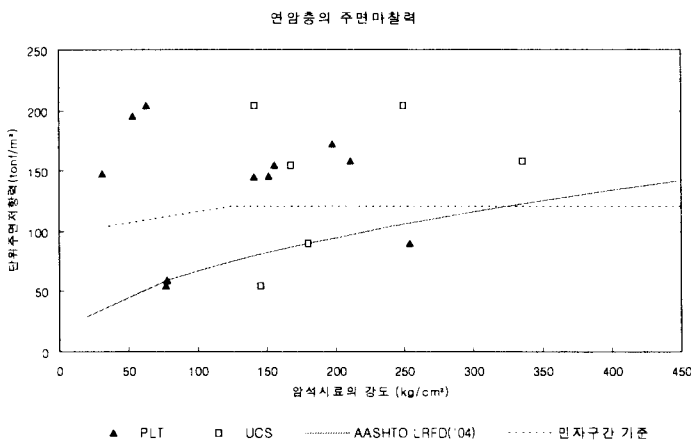
지층별로 구한 극한지지력으로 말뚝 전체 길이에 대한 극한지지력을 구할 수 있다. 3.2에서 제안한 방식으로 말뚝 머리에서의 등가하중-침하 곡선을 작성하면 극한지지력에 해당하는 말뚝 머리의 침하량을 구할 수 있다. 인천대교 현장의 시험말뚝에 의하면 이때의 침하량은 말뚝의 직경대비 1.5% 이내였으며 이 값은 등가하중-침하 곡선을 수정된 Davisson 방법(구조물기초 설계기준 해설, 2003)과 De Beer 방법으로 구한 침하량보다 작은 값이었다.



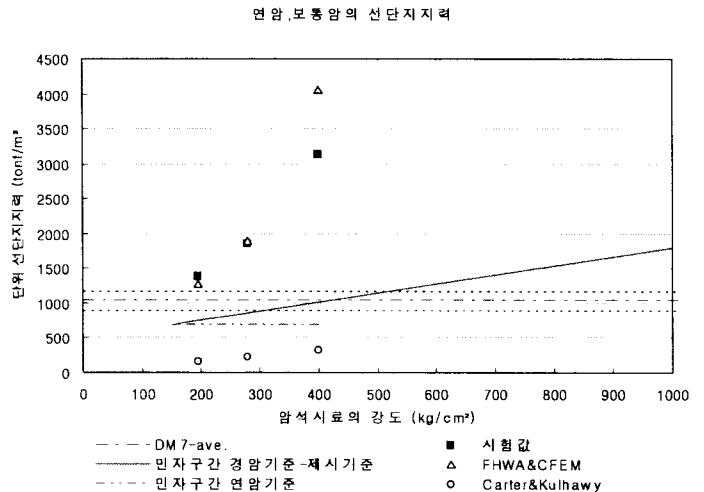
(a) 표준관입저항값과 주면마찰력



(b) 변형계수와 주면마찰력



(c) 일축압축강도와 주면마찰력



(d) 일축압축강도와 선단지지력

그림 5. 시험이 실시된 현장의 지반정수에 따른 극한지지력 분표 예

4.3 전체 지지력 산정 및 안전율

연성 거동을 보이는 풍화암이나 연암에 근입된 말뚝의 전체지지력을 산정하고자 할 경우에는 주면과 선단지지력을 더하여 계산하고 경암에 근입된 말뚝의 전체지지력 산정 시에는 말뚝의 탄성압축량과 말뚝선단의 침하량을 더하여 10mm 미만인 경우 주면지지력으로 계산하고, 10mm 이상인 경우 선단지지력으로 계산한다. AASHTO LRFD(2004) 기준에서 제시한 것과 같이 경암의 경우 일정크기 이상의 상대침하량이 발생할 경우 접측면에서 취성파괴가 발생하여 그 이후에는 주면저항력이 급격히 감소하고 선단저항력이 모든 하중을 부담한다고 볼 수 있으며, 연암과 풍화암의 경우 주면에서 상당량의 상대변위가 발생되기까지 주면저항력이 발현되고 선단저항력도 일정크기의 하중을 부담하므로 주면저항력과 선단지지력을 합하여 계산한다.

설계 지지력 계산은 설계법에 따라서 달라진다. 하중저항계수설계법의 경우에는 저항계수를 결정하여야 하고, 허용응력설계법의 경우에는 안전율을 적용하여야 한다. 국내 지반에 적합한 저항계수를 산정하기 위한 다양한 연구가 진행 중에 있으므로 저항계수는 논외로 하고 다만, 양방향재하시험은 말뚝 머리에서의 정재하시험보다는 신뢰도가 낮으므로 이를 고려하여야 할 것이다. 허용응력설계법에서의 안전율은 구조물 기초설계기준해설(건설교통부, 2003)에서 설계 시공에 앞서 시험 시공된 말뚝의 재하시험 결과로부터 기준 축방향 허용지지력을 결정할 경우에는 안전율 3을 제시하고 있다.

5. 요약 및 제언

양방향 재하시험은 대구경 현장타설말뚝의 현장 시험을 용이하도록 하여 현장의 지반조건 및 시공방법을 고려한 설계를 보편화할 수 있도록 하였다. 이 논문에서는 양방향 재하시험 결과를 이용하여 설계정수를 산정하는 기법을 제시하였다.

현장타설말뚝이 설치되는 현장에서 실시된 지반조사와 동일하게 시험 말뚝이 설치되는 지점에 대하여 지반조사를 실시하고 말뚝의 깊이별로 지반정수를 도출한다. 지층의 개략적인 지지력 특성 및 말뚝의 길이 등을 감안하여 양방향재하시험 계획을 수립하며, 이 때 말뚝의 하중전이분포와 지층별 주면거동을 파악할 수 있도록 계측기를 매설한다. 시험말뚝을 제작하여 양방향 재하시험을 실시하며, 두 개 이상의 유압잭을 설치하여 다단계로 재하시험을 수행하는 경우에는 시험 단계별로 말뚝의 거동을 분석하여 시험 목적에 적합하도록 시험을 실시한다. 시험 결과를 이용하여 선단하중-변위 곡선과 주면하중-변위 곡선을 작성하며 파괴 기준을 적용하여 극한지지력을 산정한다. 이렇게 산정된 극한지지력에 대하여 지층별로 산정한 지반정수와 관계식을 구하여 지층별 극한지지력의 설계정수를 산정할 수 있도록 한다. 말뚝의 탄성압축량을 고려한 등가하중-침하 곡선을 이용하여 사용하중 하에서의 말뚝의 침하량을 분석한다. 이러한 방법으로 산정된 극한지지력은 인천대교에서의 결과로 평가할 때 말뚝 두부의 침하량이 말뚝 직경의 1.5% 이내인 것으로 나타났다. 전체지지력을 구함에 있어서 풍화암과 연암의 경우에는 선단지지력과 주면마찰력을 합하여 사용하도록 하고 경암의 경우에는 변위가 10mm보다 작은 경우에는 주면마찰력으로만 설계하고 변위가 10mm보다 큰 경우에는 선단지지력만으로 설계하도록 한다. 이렇게 산정된 극한지지력을 이용하여 설계법에 맞도록 저항 계수와 안전율을 적용하여 설계지지력을 구한다.

연암 이상의 암반에 근입되는 현장타설말뚝의 경우에는 실물 말뚝의 재하시험 결과가 극히 적으며, 제안식별로 계산값의 차이가 클 뿐만 아니라 입력 변수에 대한 민감도가 크다. 따라서 암반에 근입되는 말뚝의 경우에는 현장에서 산정한 설계정수를 이용한 설계가 바람직하다고 판단된다

참고문헌

1. 구조물기초 설계기준 해설 (2003), 건설교통부.
2. 권오성 (2004), 암반의 풍화도가 암반근입말뚝의 지지거동에 미치는 영향, 서울대학교 박사학위 논문.
3. 권오성, 최용규, 권오균, 김명모 (2006), "양방향 재하시험을 이용한 말뚝의 하중-변위곡선 추정방법", 한국지반공학회 논문집, 제 22권, 제 4호, pp.11~19.
4. 정창규, 정성민, 황근배, 최용규 (2004), "양방향 선단재하시험을 이용한 단층파쇄대에 시공된 대구경 현장타설말뚝의 선단지지력 측정 연구", 한국지반공학회 논문집, 제 20권, 제 5호, pp.135~143.
5. 정창규 (2004), 선단유압재하시험법의 현장적용성에 관한 연구, 경성대학교 박사학위 논문.
6. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd ed., 2004, American Association of State Highway and Transportation Officials.
7. Kwon, O. S., Choi, Y., Kwon, O., Kim, M. M. (2005), "Comparison of the bidirectional load test with the top-down load test", *Transportation Research Record*, n 1936, pp.108-116.
8. Load and Resistance Factor Design[LRFD] for Deep Foundations, NCHRP Report 507, 2004, TRB.
9. O'Neil M. W., Reese, L. C. (1999), *Drilled Shafts: Construction Procedure and Design Methods*, Publication No. FHWA-IF-99-025, FHWA, U.S. Department of Transportation.
10. Osterberg¹, J. O. (1995), *The Osterberg CELL for Load Testing Drilled Shafts and Driven Piles*, Publication No. FHWA-SA-94-035, FHWA, U.S. Department of Transportation.
11. Osterberg², J. O. (1998), "The Osterberg Load Test method for Drilled Shafts and Driven Piles-the First Ten Years", *Proceedings 7th International Conference on Deep Foundations*, Vienna, Austria, June 15-17, Deep Foundation Institute, Englewood Cliffs, N.J.,1.28.1-1.28.11.
12. Schmertmann, J. H. and Hayes, J. A. (1997), "The Osterberg Cell and Bored Pile Testing - A Symbiosis", *Proc of the third International Geotechnical Engineering Conference*, Cairo University, Egypt.