

보강형 현장타설말뚝의 최적보강효과 분석

Optimization of Reinforcement Effect of Large-diameter Drilled Deep Foundation

남 대 승*¹ Nam, Dae-Seung

김 수 일*² Kim, Soo-Il

이 준 환*³ Lee, Jun-Hwan

윤 경 식*⁴ Yoon, Kyung-Sik

Abstract

Drilled deep foundations of large diameter are often used for foundations of transmission towers. As tower structures become larger in modern society, there is a need of more efficient and economical design of large-diameter drilled deep foundations. Reinforced drilled deep foundations are popular in Japan for the foundation of tower structures. Stiffeners attached to the shaft of the foundation are used to increase the shaft resistance. This study aims at analyzing the effect of reinforcement with large-diameter drilled deep foundations based on numerical analysis of the representative soil and rock conditions in Korea. The numerical analyses are conducted to analyze the reinforcement effect of various stiffener conditions of number, inclination, location and length. Regarding to number of stiffeners, the effect of reinforcement for weathered and soft rocks increases proportionally as the number of stiffeners increases. For weathered soil, however, the effect of reinforcement increases at a lower rate. The effect of stiffener location is nearly negligible for axially loading cases, while it is significant for laterally loading cases. For the laterally loading cases, upper locations of stiffener give greater reinforcement effect than that of lower location. For stiffener inclinations of axial loading cases, a stiffener inclination equal to 60° gives the greatest reinforcement effect.

요 지

본 연구에서는 철탑의 기초로 사용이 증가되고 있는 현장타설말뚝의 크기를 줄이기 위한 방안으로 말뚝주면에 가시모양의 보강재를 타설·정착시켜 지지력을 증가하는 보강형 현장타설말뚝에 대한 수치해석적 연구를 수행하였다. 보강재에 의한 지지력 증가효과의 크기를 정량적, 정성적으로 알아보기 위해 풍화토, 풍화암, 연암지반 등 국내의 대표적 지반을 대상으로 보강재의 단수, 경사 및 위치 등을 변화시켜 해석을 실시하였다. 보강재 단수변화의 경우, 풍화암과 연암지반에서는 단수증가에 따라 비례적으로 보강효과가 증가하였지만 풍화토의 경우 단수의 증가에 따라 보강효과 증가율이 작아지는 결과가 나타났다. 위치변화의 경우, 수평하중재하시 보강재가 상단에 위치한 경우가 하중을 직접적으로 지지하기 때문에 가장 보강효과가 좋은 것으로 나타났지만 압축, 인장하중의 경우 큰 차이가 나타나지 않았다. 경사변화의 경우, 연직하중일 때는 보강재 전 길이에 걸쳐 축력이 최대로 발휘되는 60°의 경사일 때 보강효과가 가장 크게 나타났다. 하지만 수평하중일 때는 하중재하 방향과 일치하는 0°에서 보강효과가 전반적으로 좋게 나타났다.

Keywords : Drilled deep foundation, Numerical analysis, Pile load tests, Reinforcement, Stiffener, Weathered rock

*1 정회원, 롯데건설 사원 (Member, Lotte Engrg. & Const., 75namds@yonsei.ac.kr)

*2 정회원, 연세대학교 공과대학 사회환경시스템공학부 교수 (Member, Prof., School of Civil & Env. Engrg., Yonsei Univ.)

*3 정회원, 연세대학교 공과대학 사회환경시스템공학부 조교수 (Member, Assit. Prof., School of Civil & Env. Engrg., Yonsei Univ.)

*4 정회원, 연세대학교 공과대학 사회환경시스템공학부 석사과정 (Member, Graduate Student, School of Civil & Env. Engrg., Yonsei Univ.)

1. 서론

철탐기초는 하중 규모가 크고 압축하중 보다 인발하중이 크게 작용하기 때문에 대부분의 경우 인발하중의 크기에 의해 기초의 규모가 결정되는 특징을 갖고 있다. 근래에 철탐기초로 많이 쓰이는 대구경 현장타설말뚝은 송전선로의 고전압화, 대용량화로 인해 대형화되어 공사비 증가 및 환경훼손 등의 문제를 야기하고 있다. 따라서 기초의 안정성과 국토환경을 동시에 고려할 수 있는 보다 합리적이고 경제적인 기초설계법이 필요한 실정이다. 이에 대한 해결책으로 일본에서는 말뚝주면에 가시모양의 보강재를 타설·정착시킴으로써 지지력을 향상 시키는 보강형 현장타설말뚝이 제안되고 있다. 인발하중의 경우, 말뚝의 지지력은 대부분 주면마찰력에 의해 결정되므로, 충분한 주면마찰력의 확보가 철탐기초의 안정성에 있어서의 핵심 고려사항이 된다. 말뚝주면에 보강재가 설치되므로 말뚝 직경이나 길이를 단축시켜도 인발저항력의 증가를 가져 올 수 있으며, 공사비의 상대적 절감과 환경보존 측면에서도 상당한 효과를 가져 올 수 있다는 장점이 있다. 그러나 일본에서 연구된 보강형 현장타설말뚝기초는 전문 건설중장비의 사용을 시공조건으로 하여 국내에서 직접 적용하기가 어려울 뿐만 아니라, 제안된 설계법도 일본의 지반조건을 대상으로 하였기 때문에 국내의 지반조건에 대한 별도 연구가 필요한 실정이다.

2. 무보강 및 보강형 현장타설말뚝의 수치 모형 해석

2.1 모형화 과정

본 연구에서 수행된 수치해석을 위해, 보강재의 비대칭 모델링을 구현할 수 있으며, 지반-구조물의 상호작용을 고려할 수 있는 범용 유한차분해석 프로그램 FLAC 3D를 사용하였다. FLAC 3D는 지반공학 분야에서 광범위하게 사용되는 상용프로그램으로서, 운동방정식을 기초로 요소내 각 절점의 구성 방정식이 시간 단계별로 방정식의 해가 평형상태에 이를 때까지 반복 계산하여 유한차분방식으로 최종해를 구하는 프로그램이다. FLAC 3D 프로그램을 이용하여 기초와 지반을 기초의 깊이방향(z방향)에 대한 대칭으로 가정하여 반단면만을 모형화 하였다. 지반은 Mohr-Coulomb 파괴기준을 사용한

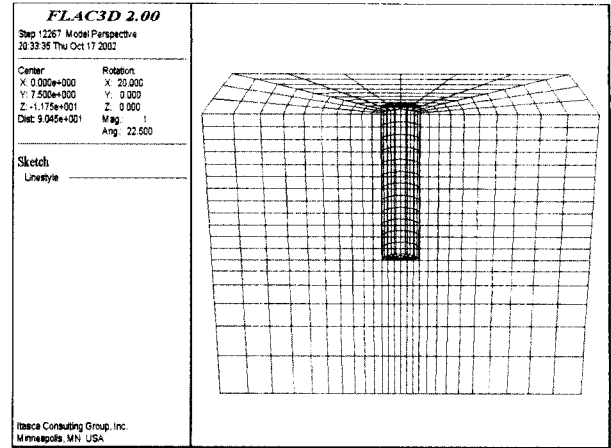


그림 1. 지반과 말뚝의 모델링

탄소성 모델로 가정하였으며, 말뚝기초는 탄성체로 거동하는 것으로 가정하였다. 수치해석모델의 크기는 기초체의 영향권을 고려하여 결정하였으며, 측면 경계조건은 수직방향으로 자유도를 부과하고, 하부 경계조건은 수직방향에 대해서 변위를 발생시키지 않도록 구속하고 수평방향으로만 이동 가능하도록 하였다. 수치해석의 과정은 실제 현장타설말뚝의 시공절차와 상응하도록 지반구성 및 굴착, 말뚝설치 등의 순서를 고려하여 모형화하였다. 그림 1은 FLAC 3D를 이용하여 지반과 기초를 모델링 한 것으로 말뚝주면과 선단에 접촉면(Interface)을 추가한 것이다. 또한 하중재하 전에 중력을 가하여 응력상태를 수렴시킴으로써 초기 현장 응력상태를 구현하였다. 이상은 무보강 현장타설말뚝에 대한 모형화 과정이며, 말뚝주면에 보강재를 정착시킨 보강형 현장타설말뚝의 모델링은 현장응력상태가 고려된 무보강 현장타설말뚝의 수치해석모델에 보강재를 추가시키는 과정을 포함한다. 보강재는 탄성체로 가정된 보(Beam)요소를 사용하였으며 말뚝주면에 결합시켜 모델링하였다. 보강재와 말뚝은 완전 부착된 것으로 가정하였으며, 이는 실제 보강재의 설치과정과 부합되는 것으로 사료된다.

2.2 실내모형시험결과를 이용한 해석결과의 타당성 검토

FLAC 3D를 사용하여 무보강 및 보강형 현장타설말뚝의 거동을 모사하는데 있어서 수치해석 결과의 타당성을 검토하기 위해 모형 현장타설말뚝을 이용하여 수행한 실내시험결과와 비교하였다. 실내모형시험은 무보강 및 보강형 현장타설말뚝기초에 대한 하중재하 시험으로, 시험지반과 말뚝의 상대 강성비를 이용하여 풍화암지반에 시

공된 현장타설말뚝을 모형화하였다. 모형토조의 크기는 가로 1.0m×세로 1.5m×높이 1.0m이고, 지반조성을 위해 주문진표준사를 사용하였으며 진동기(Vibrator)를 이용하여 상대밀도를 80% 이상으로 다짐하여 실내모형시험을 수행하였다.

실내모형시험 결과와 비교분석을 위해 실시된 수치 해석 모델의 크기는 실제 시험에 사용된 크기와 동일한 가로 1.0m×세로 1.5m×높이 1.0m로 하였다. 해석지반은 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 적용한 탄소성 모델로 가정하였으며 말뚝기초는 탄성체로 가정하였다. 상대밀도 80%에 상응하는 주문진표준사 지반의 단위중량은 15.5kN/m³이며, 이를 수치해석시 초기응력상태의 설정에 적용하였다. 지반의 탄성계수는 Hardin & Black (1966)이 제안한 식 (1)~(3)에 근거하여 산정하였다. 주문진표준사의 경우, Hardin & Black(1966)이 대상으로 한 Ottawa Sand의 최대, 최소 단위중량과 간극비가 비슷하며 초기 구속압이 95.8kN/m²보다 작은 영역에 속하므로, 식 (2)를 본 연구에 적용하였다. 아울러 표 1에서 보는 바와 같이 토조내 탄성계수의 깊이별 변화를 고려하기 위해 전체 토조의 깊이를 3등분하였으며 각각의 층에 대해 강성도를 별도로 산정하여 수치모델에 적용하였다. 식 (1)~(3)에 의해 산정되는 전단탄성계수는 초기 미소변형률상태에서의 값이므로, 실제 해석에 있어서 사용되는 전단탄성계수는 응력-변형률 범위를 고려한 할선법(Secant Method)을 이용하거나 초기 전단탄성계수 값의 60~70%를 사용하는 것이 일반적이다. 본 연구에서도 식 (2)를 사용하여 산정된 초기 전단탄성계수의 값의 70%를 사용하여 수치해석을

실시하였다.

등근입자(Ottawa sand)

$$G_0 = 3.15 \frac{(32.17 - 14.80e)^2}{(1+e)} \sigma_0^{\frac{1}{2}} p_a^{\frac{1}{2}} \text{ for } \sigma_0 \geq 95.8 \text{ kN/m}^2 \quad (1)$$

$$G_0 = 6.77 \frac{(22.52 - 10.60e)^2}{(1+e)} \sigma_0^{\frac{3}{5}} p_a^{\frac{2}{5}} \text{ for } \sigma_0 < 95.8 \text{ kN/m}^2 \quad (2)$$

각진입자(Crushed Quartz)

$$G_0 = 3.15 \frac{(30.00 - 10.12e)^2}{(1+e)} \sigma_0^{\frac{1}{2}} p_a^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

단, $G_0 = p_a$ 와 같은 단위의 초기전단탄성계수($p_a =$ 참고압력 = 100kPa = 14.5psi = 2088psf)

수치해석에서의 하중재하는 실내모형시험에서와 동일한 조건으로 하여 해석을 실시하였다. 압축하중의 경우 0.25kN씩, 인장하중과 압축+수평 및 인장+수평하중은 0.05kN씩 단계별로 증가하여 말뚝두부에 등분포하중으로 재하하였다. 압축+수평하중은 실내모형시험에서와 같이 압축하중 0.5kN을 재하한 후 수평하중을 0.05kN씩 재하하였으며 인장+수평하중의 경우에도 인장하중 0.3kN을 재하한 후 단계별 수평하중 0.05kN에 대한 말뚝두부에서의 수평변위를 측정하였다. 그림 2는 무보강 말뚝기초에 대한 수치해석 결과와 실내모형시험결과를 비교한 것으로 접촉면의 유무가 해석결과에 상당한 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 접촉면이 없는 경우에는 지반과 말뚝이 단순한 강성도 차이에 의해 일체거동을 나타냄에 따라 지지력을 과다추정하는 경향을 나타내었다. 하지만 접촉면을 고려하는 경우는 실제 거동과 매우 유사한 결과를 보였다. 따라서 보다 실질적인 실규모 현장타설말뚝의 수치해석을 위해서는 말뚝과 지반사이의 접촉면에 대한 정의가 필수적이라 판단되며, 이에 본 연구에서 실시된 모든 현장타설말뚝의 수치해석은 접촉면을 포함시켜 수행하였다.

그림 3은 보강재가 설치된 경우의 실내모형시험 및 수치해석 결과를 나타내고 있다. 보강재는 한 단당 4개로 3단에 걸쳐 설치되었다. 그림에서 보는 바와 같이 실내모형시험의 계측결과와 수치해석 결과가 비교적 잘 일치함을 알 수 있다. 따라서 본 연구에서 수행한 수치해석모형은 무보강 말뚝기초의 거동뿐만 아니라 보강재가 결합된 보강형 말뚝기초의 거동 또한 잘 묘사하는 결과를 보였다.

표 1. 실내모형시험의 수치해석에 사용한 입력물성

구 분		말뚝	지반	접촉면
건조 단위중량 (kN/m ³)		11.7	15.5	
포아송비		0.30	0.35	
체적 탄성계수 (kPa)	지반 깊이	0.0 - 0.35 m	3.12 E6	141 E2
		0.35 - 0.7 m		382 E2
		0.7 - 1.0 m		509 E2
전단 탄성계수 (kPa)	지반 깊이	0.0 - 0.35 m	1.44 E6	66 E2
		0.35 - 0.7 m		127 E2
		0.7 - 1.0 m		169 E2
점착력, c (kPa)			0	0
내부 마찰각, (φ°)			37	26
수직강성도, k _n (kPa/m)	선단			10E5
	주면			10E4
전단강성도, k _s (kPa/m)				1000

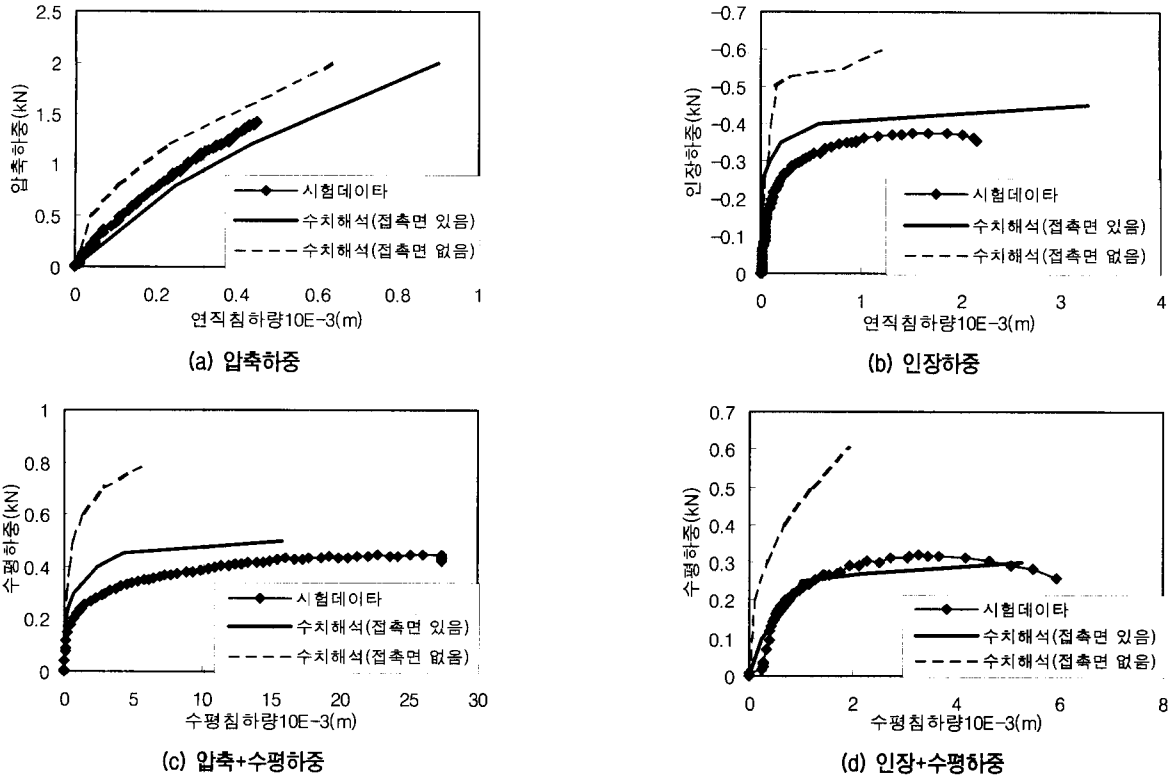


그림 2. 무보강 현장타설말뚝의 모형시험과 수치해석과의 비교

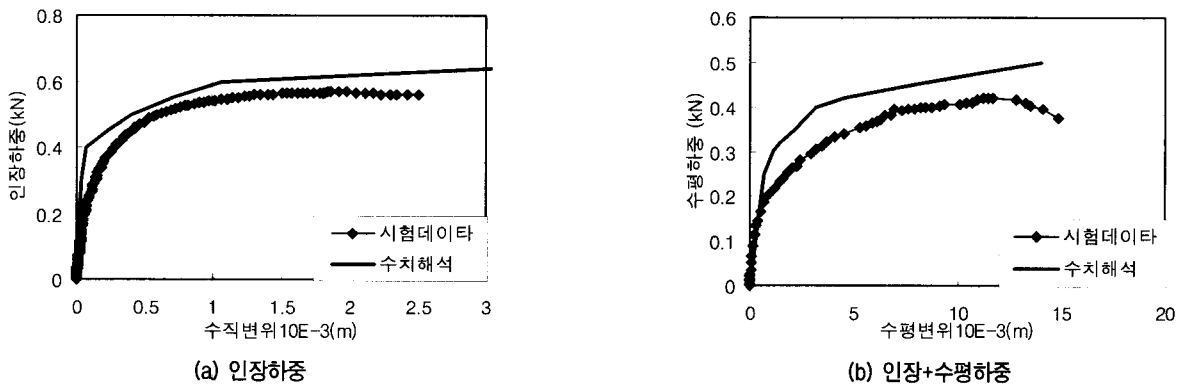


그림 3. 보강형 현장타설말뚝의 모형시험과 수치해석과의 비교

3. 보강형 현장타설말뚝의 보강효과 분석

3.1 실규모 보강형 현장타설말뚝의 수치모형해석

현재 국내에 철타기초로 사용된 현장타설말뚝의 일반적인 크기는 직경 3~4m, 구체 길이 6~19.5m(한국전력공사, 2000)의 범위인 것으로 나타났다. 본 절에서는 앞서 검토된 수치해석 모델에 근거하여 실규모 현장타설말뚝(직경 3m, 길이 12m)을 모델링하여 보강형태별 보강재의 효과분석을 실시하였다. 표 2는 본 수치해석에 이용된 말뚝기초와 대상지반의 입력물성치를 나타낸 것

이다. 해석지반은 국내의 대표적 형태로 구분되는 풍화토, 풍화암, 연암을 대상으로 하였다. 풍화토의 입력물성은 국내 12개(서울지하철 5,6,7호선 터널, NATM통신구, 포이동 터널, 남산1호 터널, 서울테헤란로 토류벽, 서울도시고속복부간선도로 터널, 지하철과천선, 지하철분당선, 대전-진주고속도로 터널, 고서-순천호남고속도로 터널) 지역의 지반물성값을 평균하여 본 연구에 적용하였으며, 풍화암과 연암의 경우 한국전력공사의 765kV 송전철타기초형식 지반물성치(한국전력공사, 2000)를 참고하여 결정하였다.

말뚝과 지반사이의 접촉면요소(interface element)의

표 2. 실규모 현장타설말뚝의 수치해석에 사용된 입력물성

구 분	말뚝기초	풍화토	풍화암	연암	접촉면
건조단위중량 (kN/m ³)	25	19	22	23	
탄성물성치					
포아송비	0.20	0.35	0.30	0.30	
체적탄성계수 (kPa)	13.9E6	35.0E3	81.7E3	41.7E4	
전단탄성계수 (kPa)	10.4E6	11.7E3	37.7E3	19.2E4	
강도 정수					지반 강도 정수의 70% 사용
점착력, c (kPa)		36	49	100	
내부 마찰각, (φ°)		28	35	40	
접촉면					
수직강성도 k _n , (kPa/m)		54E5	10E5	10E5	
전단강성도 k _s , (kPa/m)		16E5	50E5	50E5	

경우, 수직 및 전단강성도가 거동을 결정짓는 입력물성치로 사용된다. 해석에 사용된 접촉면의 입력물성치를 위해, 풍화암과 연암의 경우, 말뚝과 연암을 대상으로 한 직접전단시험(Williams, 1980)을 통해 구한 값을 적용하였으며, 풍화토의 경우 말뚝과 사질토의 실내시험(El-Sakhawy & Edil, 1996)값을 적용하였다. 또한 표 2의 접촉면의 강도정수는 지반강도 정수의 70%(Plaxis, 1998)를 사용하여 수행하였다.

표 3. 수치해석에 사용된 보강재의 입력물성

구 분	보강재
건조 단위중량 (kN/m ³)	23
탄성계수 (kPa)	21 E6
포아송비	0.20
단면적(m ²)	0.00705
단면2차모멘트(m ⁴)	0.415 E-6

표 4. 수치해석 조건

지반 조건	보강재 설치		
	단수변화	경사변화	위치변화
풍화토	1단	0도, 20도	상단
풍화암	2단	30도, 40도	중단
연 암	3단	60도, 80도	하단
	그림 4 참고	그림 5 참고	그림 6 참고

보강재는 직경 0.032m의 이형철근 주위에 직경 0.1m로 그라우팅한 것을 보(Beam)요소로 모델링하였으며, 표 3에서 보는 바와 같이 탄성모델을 적용하였다.

표 4는 본 연구에서 수행한 수치해석 조건으로, 보강재의 단수, 경사, 위치를 변화시켰으며, 각 보강형태(단수, 경사, 위치변화)에 따른 자세한 내용은 그림 4~그림 6에 나타내었다.

재하하중은 해석에 사용된 모든 대상지반에 대하여 공통으로 압축과 인장하중을 적용하였다. 또한 수평거동분석을 위해 풍화토지반은 상재하중 없이 수평하중을 재하하였으며, 풍화암과 연암에는 압축+수평, 인장+

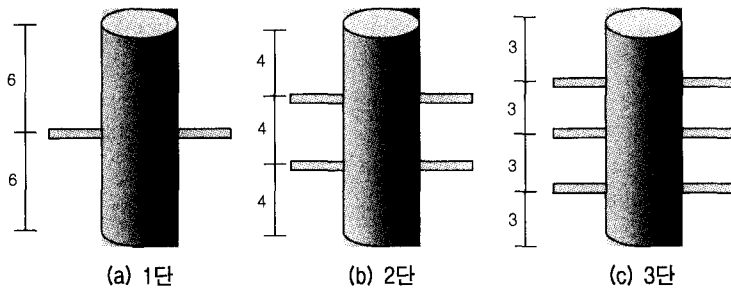


그림 4. 보강재의 단수변화

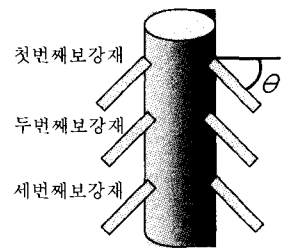


그림 5. 보강재의 경사변화

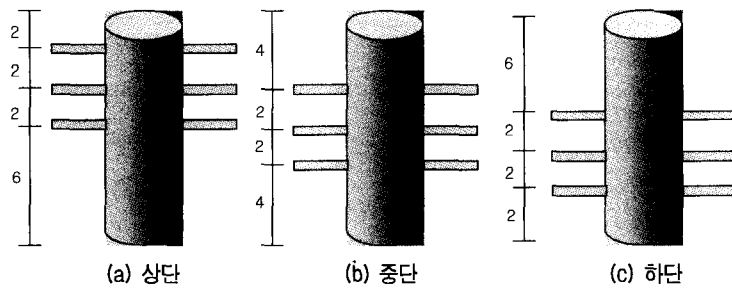


그림 6. 보강재의 위치변화

수평하중으로 각각 상재압축하중과 상재인장하중을 재하한 후에 수평하중을 단계적으로 재하하여 수평하중에 대한 말뚝두부의 수평기동을 알아보았다. 상재압축하중과 상재인장하중을 결정하기 위해 수치해석에서 사용된 말뚝과 동일한 크기(직경 3m, 길이 12m)로 시공된 신태백 현장의 현장타설말뚝기초를 대상으로 조사하였다. 설계압축하중의 규모는 3400~6800kN이고, 설계인장하중은 2600~4900kN의 규모를 갖는 것으로 나타났다. 말뚝의 주변지반이 탄성영역일 때 상재압축하중은 작을수록, 상재인장하중은 클수록 수평변위가 크게 발생하기 때문에 안전해석을 위해 상재압축하중은 3400kN, 상재인장하중은 4900kN으로 결정하였다. 각 하중은 말뚝두부에 등분포하중으로 재하하였다.

풍화토, 풍화암, 연암지반에 시공된 실규모 현장타설 말뚝의 수치해석 결과 중 한 예로 풍화토 지반의 하중-침하량곡선을 그림 7에 나타내었다.

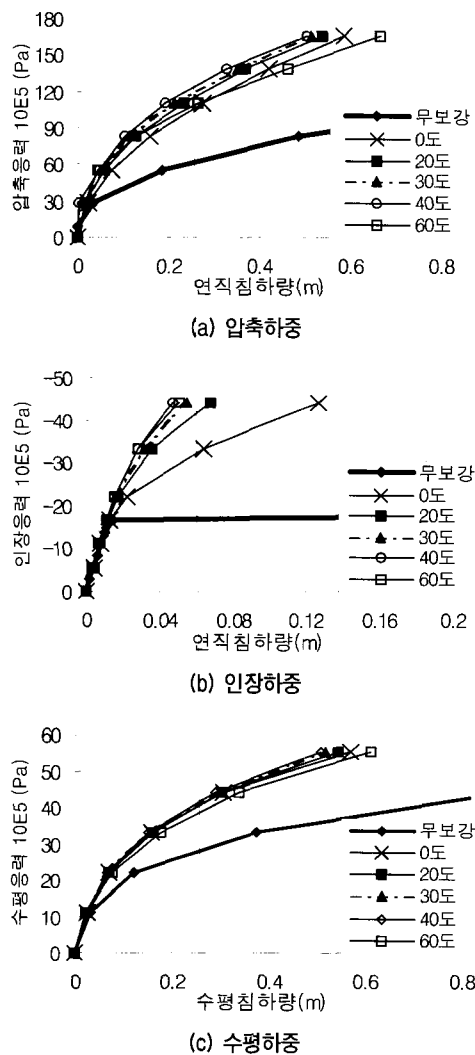


그림 7. 하중-침하량 곡선(풍화토)

3.2 보강효과의 정량화 및 분석

3.2.1 보강효과의 정량화

무보강 현장타설말뚝과 보강형 현장타설말뚝에 대한 지지력의 비교분석을 위해, 보강형태별 해석조건에 따라 그림 7과 같이 하중-침하량곡선을 산정하고, 이것을 바탕으로 무보강에 대한 보강형 현장타설말뚝기초의 지지력 증가효과를 식 (4)에서 정의된 하중비를 이용하여 정량적으로 나타내었다. 암반에서 시공된 깊은 기초가 극한 상태에 도달하기 위해서는 상당한 하중이 요구되며, 이는 일반적으로 설계하중보다 크기 때문에 침하량을 기준으로 비교하였으며 현재 국내에 이에 대한 명확한 규정이 없는 관계로 허용변위 산정은 일본자료를 참고하여 허용 연직변위는 0.02m, 허용 수평변위는 0.01m (동경전력주식회사 송변전건설소, 1987)로 결정하였다. 식 (4)에 의해 산정된 하중비는 무보강기초에 대한 보강형기초의 지지력 증가량 즉 보강효과를 의미하게 된다. 따라서 산정된 하중비의 값이 클수록 높은 보강효과를 의미하며, 하중비가 1일 경우는 보강효과가 없음을 나타내게 된다.

$$R = \frac{P_{ra}}{P_{ma}} \quad (4)$$

여기서, R : 하중비

P_{ra} : 허용변위에서의 보강형 현장타설말뚝기초의 하중

P_{ma} : 허용변위에서의 무보강 현장타설말뚝기초의 하중

3.2.2 지반조건별 보강효과

표 5는 연직하중의 경우 허용연직변위 0.02m, 수평하중의 경우 허용수평변위 0.01m를 기준으로 식(4)를 통해 구한 하중비를 보강형태별로 정리한 것으로 무보강 현장타설말뚝에 대한 보강형 현장타설말뚝의 보강효과를 의미한다. 표에서 음영처리된 값은 각 경우에 있어 최대하중비, 즉 최대보강효과를 나타내는 값이다.

(a) 풍화토

단수변화의 경우, 단수증가에 따라 보강효과는 증가하나 보강효과 증가율은 작아지는 결과가 나타났다. 위치변화의 경우, 압축, 인장하중시 위치변화에 따른 보강효과의 변화는 미소하였으나, 수평하중의 경우 상단에

서 보강효과가 가장 크게 나타났다. 이것은 하중재하 방향과 일치하여 직접적으로 하중을 지지하기 때문인 것으로 판단된다. 경사변화의 경우, 다른 조건에 비해 보강효과가 가장 큰 것으로 나타났다. 압축, 인장하중의 경우 40°와 60°에서, 그리고 수평하중의 경우 0~40°에서 보강효과가 좋은 것으로 나타났다.

(b) 풍화암

단수변화의 경우, 풍화토지반에서 나온 결과와 다르게 단수증가에 따라 보강효과가 비례적으로 증가하는 결과를 나타냈다. 이것은 지반물성의 차이 때문인 것으로, 탄성계수가 풍화토에 비해 2배 이상 크기 때문에 같은 변위를 발생시키기 위해서는 2배 이상의 하중이 필요하고 기준이 되는 허용변위에서 탄성변형을 하기 때문인 것으로 사료된다. 위치변화의 경우, 압축하중은 상단에서 인장하중은 하단에 보강재가 설치되었을 때 보강효과가 크게 나타났다. 위치변화에 따른 보강효과와의 차이는 하중전이와 관계가 있다. 즉 재하하중의 크기와 지반의 강성에 따라 주면마찰력이 발현되는 깊이가 결정되며, 보강재가 위치한 깊이까지 하중이 전이될 때 지반구속압과 연계하여 보강효과가 결정된다. 경사변화의 경우, 압축, 인장하중에서는 60°에서 보강효과가 가장 크게 나타났다. 하지만 보강효과가 60°를 기점으로 현저하게 작아지고 60°와 40°가 큰 차이가 나지 않는 것을 확인 할 수 있다. 압축, 인장하중의 경우 경사변화가 다른 변화에 의한 보강효과보다 영향이 큰 것으로 나타났다. 그러나 조합(압축+수평, 인장+수평)하중의 경우,

경사변화에 의한 보강효과보다 위치변화에 의한 효과가 더 큰 것으로 나타났다.

(c) 연암지반

무보강 현장타설말뚝이 항복하는 인장하중을 제외한 다른 하중에서는 풍화토, 풍화암지반에 비해 보강효과가 작게 나타났으며 특히, 압축+수평, 인장+수평하중에서는 보강효과가 거의 나타나지 않았다. 이것은 지반강성이 다른 지반보다 크고 수평하중의 경우 비교 기준이 되는 허용변위가 압축, 인장하중에 비해 상대적으로 작기 때문에 보강효과가 미미하게 나타난 것으로 사료된다.

3.3 보강형태별 보강재의 축력 비교

무보강에 대한 보강형 현장타설말뚝의 지지력 증가량은 보강재에 의해 나타나는 보강효과이며 수치해석 결과, 보강재의 전단력과 축력의 수직성분 합력이 대부분을 차지하고 있는 것으로 나타났다. 따라서 본절에서는 보강재의 전단력과 축력 성분을 바탕으로 보강효과에 대한 역학적 분석을 실시하고자 한다.

단수, 위치 및 경사변화에 따른 보강재의 축력거동을 분석하기 위해, 풍화암지반에 인장하중을 재하한 결과를 이용하였으며, 허용변위 0.02m에서의 지지력을 기준으로 하였다. 축력은 인장을 +로 정의하고 전단력은 상향을 +로 정의하였다.

그림 8은 단수변화에 따른 보강재에 작용하는 축력과 전단력을 나타낸 것으로 보강재의 경사각은 0°이기 때

표 5. 보강형태 및 지반조건별 보강효과

		풍화토			풍화암				연암			
		압축	인장	수평	압축	인장	조합 (압축+수평)	조합 (인장+수평)	압축	인장	조합 (압축+수평)	조합 (인장+수평)
단 수	1단	1.15	1.08	1.03	1.09	1.08	1.02	1.05	1.06	1.08	1.00	1.01
	2단	1.26	1.20	1.08	1.14	1.21	1.05	1.08	1.12	1.26	1.01	1.02
	3단	1.32	1.27	1.13	1.19	1.35	1.08	1.11	1.16	1.42	1.03	1.03
위 치	상단	1.32	1.27	1.22	1.19	1.25	1.09	1.17	1.16	1.52	1.05	1.05
	중단	1.32	1.27	1.13	1.19	1.35	1.03	1.13	1.16	1.42	1.03	1.01
	하단	1.29	1.27	1.04	1.17	1.35	1.01	1.05	1.16	1.37	1.01	1.01
각 도	0°	1.44	1.27	1.15	1.19	1.35	1.08	1.12	1.16	1.42	1.03	1.05
	20°	1.50	1.43	1.15	1.23	1.73	1.08	1.14	1.26	2.15	1.03	1.05
	30°	1.50	1.50	1.15	1.33	1.90	1.08	1.15	1.33	2.42	1.03	1.05
	40°	1.56	1.57	1.15	1.41	2.03	1.05	1.12	1.42	2.65	1.03	1.05
	60°	1.56	1.57	1.08	1.47	2.08	1.05	1.12	1.49	2.71	1.03	1.05
	80°	-	-	-	1.13	1.13	1.00	1.02	-	-	-	-

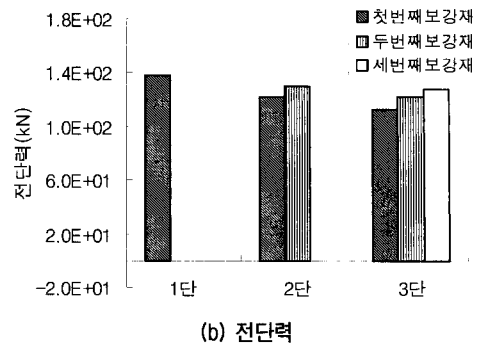
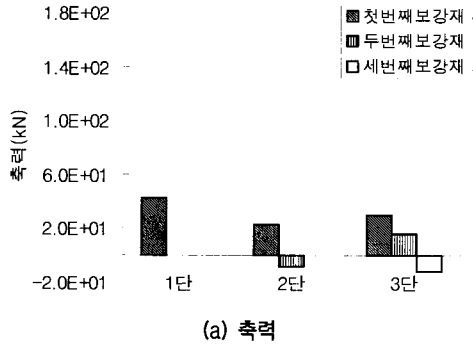


그림 8. 단수변화에 따른 축력, 전단력 비교[풍화암, 인장하중]

문에 전단력이 축력에 비해 월등히 크게 나타났다. 3단으로 보강한 경우가 보강효과가 가장 크게 나타난 이유는 전단력을 모두 합한 결과가 가장 크기 때문이다. 축력의 경우 2단의 두 번째 보강재와 3단의 세 번째 보강재에서 압축력이 작용한다. 이것은 인장하중에 의해 말뚝기초가 연직 상향으로 거동할 때 주변지반의 변형이 말뚝 하부쪽에서는 말뚝쪽으로 향하고 상부쪽에서는 말뚝에서 멀어지는 방향으로 발생되기 때문에 아래쪽에 위치한 보강재에는 압축력이 발생하게 된다. 따라서 인장하중시 0°의 경사각은 경사가 있는 보강형 현장타설말뚝에 비해 보강효과가 작게 나타나는 것으로 판단된다.

그림 9는 위치변화에 따른 축력과 전단력을 나타낸 그림이다. 표 5의 풍화암 정량화 결과에서 살펴본 바와 같이 인장하중시 상단에 보강재가 있는 경우가 보강효과가 가장 작고 중단과 하단의 경우가 무보강에 비해 35% 만큼 좋게 나타났다. 이는 그림 9의 결과와 상응하며, 보강재의 전단력(전단력≫축력)의 합이 상단은 $3.24 \times 10^2 \text{ kN}$ 이고 중단과 하단은 각각 $3.62 \times 10^2 \text{ kN}$, $3.75 \times 10^2 \text{ kN}$ 으로 비슷하게 나타났기 때문인 것으로 사료된다.

그림 10은 보강재의 경사가 40°인 보강형 현장타설말뚝에 인장하중을 재하하였을 때 하중의 증가에 따른 첫 번째, 두 번째, 세 번째 보강재(그림 5참고)에 작용하는 보강재력(축력, 전단력)을 비교한 그림이다. 재하하중이

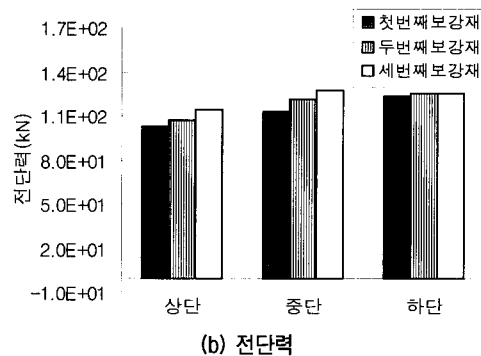
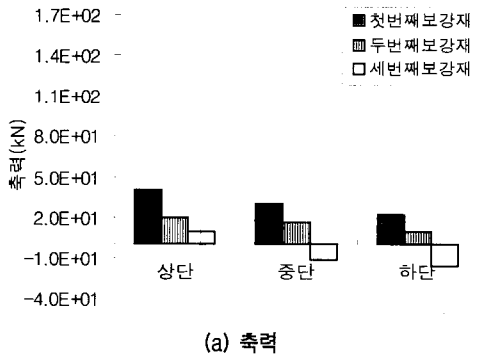


그림 9. 위치변화에 따른 축력, 전단력 비교[풍화암, 인장하중]

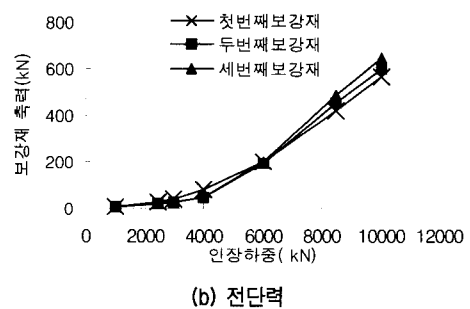
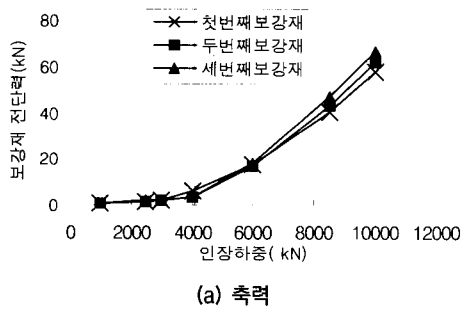


그림 10. 하중증가에 따른 위치별 보강재력의 변화[풍화암, 인장하중]

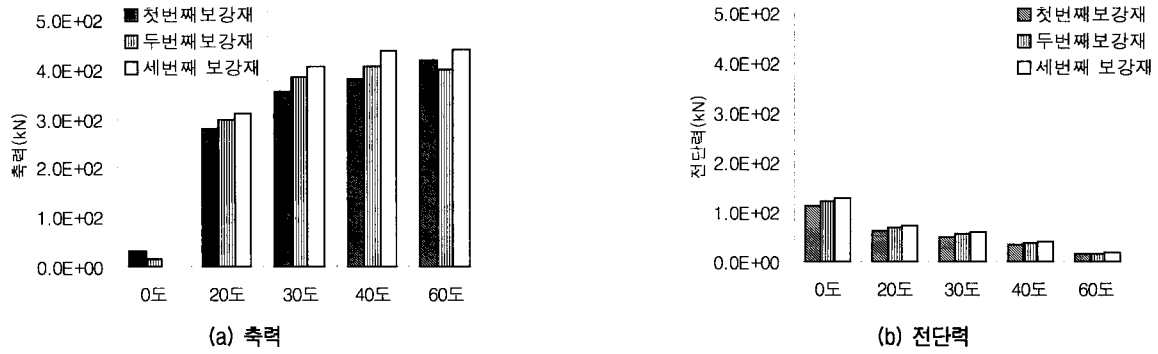


그림 11. 경사변화에 따른 축력, 전단력 비교[풍화암, 인장하중]

6000kN이하일 때는 첫 번째(상부쪽) 보강재에서 큰 보강재력이 발생하지만 재하하중이 커짐에 따라 하부쪽에 위치한 세 번째 보강재에서 큰 보강재력이 발생했다. 이것은 6000kN이하의 하중에서는 말뚝하부까지 하중이 충분히 전이되지 않았기 때문에 세 번째 보강재에서 보강재력이 작게 나타났다. 하지만 재하하중이 증가함에 따라 말뚝하단까지 충분한 하중이 전이되고, 하단쪽이 상단쪽보다 지반구속압이 크게 작용하기 때문에 보강재력이 크게 나타났다. 따라서 말뚝하부까지 하중이 충분히 전이된다면 지반구속압이 큰 하단쪽에 보강재가 위치했을 때 보강효과가 더 좋은 것으로 판단된다.

그림 11은 경사변화에 따른 축력과 전단력을 나타낸 것으로 보강재의 경사가 0°일 때를 제외한 일정한 경사를 갖는 경우에는 축력이 전단력보다 월등히 크게 나타났다. 경사변화에 따른 보강효과는 축력의 크기에 의해 크게 영향을 받는 것을 알 수 있으며 보강효과가 가장 크게 나타나는 경사 60°는 그림 12에서 보는 바와 같이 보강재 전 길이에 걸쳐 축력이 최대로 발휘되는 것을 볼 수 있다. 경사변화에 따른 보강재의 축력값과 보강재를 0°(위치, 단수변화)로 설치하여 축력보다 전단력이 우세한 경우의 전단력 값을 비교하여 볼 때

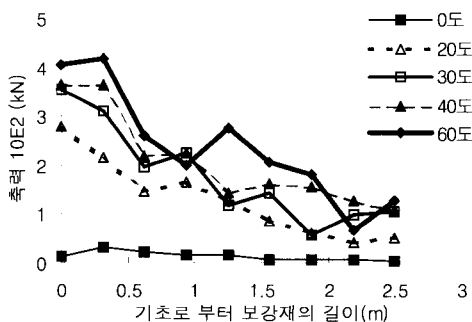


그림 12. 경사변화에 따른 보강재 전 길이에 작용하는 축력

경사에 의한 보강효과가 더 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

4. 결론

본 연구에서는 현장타설말뚝기초 주변에 보강재를 정착시키므로써 나타나는 지지력 증가효과를 정량적, 정성적으로 산정하였다. 이 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 수치해석 결과가 실내모형시험의 거동을 잘 모사하여 수치해석을 통한 설계가 가능함을 밝혔다.
- (2) 풍화암과 연암지반은 단수증가에 따라 보강효과가 비례적으로 증가하였으며, 풍화토의 경우 단수를 증가함에 따라 보강효과 증가율이 감소하였다.
- (3) 위치변화의 경우, 수평하중 재하시 상단이 보강효과가 가장 크게 나타났으며 압축과 인장하중의 경우 큰 차이가 나타나지 않았다.
- (4) 경사변화의 경우, 풍화토지반에서는 40°, 풍화암과 연암지반의 경우 60°에서 보강효과가 가장 크게 나타났다.
- (5) 인장하중시 재하하중 초기에는 상부쪽 보강재에 큰 보강재력이 나타나지만 재하하중이 증가함에 따라 하부쪽 보강재에 더 큰 보강재력이 발생했다.

감사의 글

본 연구는 한국전력공사와 연세대학교 교내연구지원에 의해 실시된 연구성과의 일부이며, 이에 감사를 포함합니다.

참 고 문 헌

1. 한국전력공사(2000), 765kV송전선로 건설사업 적정성 평가.
2. 동경전력주식회사 송변전건설소(1987), UHV 基礎設計要項.
3. El-Sakhawy, N. R. and Edil, T. B.(1996), "Behavior of Shaft-Sand Interface from Local Measurements", *Transportation Research Record 1548*, Transp. Res. Board, Washington, DC, pp.74-80.
4. Hardin, B. O. and Black, W. L.(1966), "Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.92, No.SM2, pp.27-42.
5. Plaxis B. V.(1998), *Plaxis User Manual Version 7*, A.A. BALKEMA, pp.3.41-3.43.
6. Williams, A. F. and Johnston, I. W., and Donald, K. B.(1980), "The Design of Socketed Piles in Weak Rock", *Proceeding of International Conference on Structural Foundations on Rock*, pp.327-347.

(접수일자 2003. 2. 13, 심사완료일 2003. 4. 10)