

# 사질토 지반에서의 말뚝관입으로 인한 흙의 변형에 관한 연구

## A Study on the Soil Deformation Due to a Pile Penetration in Sandy Soils.

백 세 환*	사 상 호**2
Paik, Se-Whan	Sa, Sang-Ho
이 장 덕*3	이 명 환*3
Yi, Chang-Tok	Lee, Myung-Whan

---

### Abstract

The soil deformation due to a pile penetration in sandy soils has been analysed in model pile penetration tests. To simulate the actual ground conditions, especially the in-situ stress level, the tests were performed in a calibration chamber where both the vertical and the horizontal stresses could be applied separately. The deformation was monitored via 5 earth pressure cells. The results, were compared with the theoretical values based on the theory of cavity expansion.

### 요 지

말뚝관입으로 인한 사질토 지반의 변형을 모형말뚝 관입시험을 수행하여 분석하였다. 실제 현장 조건, 특히 현장의 응력수준을 재현하기 위해서 수직, 수평응력을 별도로 가압할 수 있는 모형토조를 사용하여 실험하였다. 흙의 변형은 5개의 토압계를 사용하여 측정하였으며 실험결과를 공동확장 이론에 의한 값들과 비교하였다.

---

### 1. 서 론

정역학적 방법에 의한 말뚝지지력 예측은 설계 단계에서 필수적인 과정이지만 지금까지 발표된 많은 이론적 해석 방법들의 신뢰도는 그리 높지 못한 실정이다. 그림 1은 몇가지 잘 알려진 이론해

석과 경험식들을 비교하였는데, 비교적 빈번하게 적용되는 해석법들 간에도 큰 차이가 있음을 알 수 있다.<sup>(10)</sup>

실제 말뚝의 재하시험 결과와 정역학적 방법, 표준관입시험 결과에 의하는 방법, 정적관입 시험 결과에 의하는 방법과 파동이론에 의하는 방법의 비교에서도 정역학적 방법의 신뢰도는 극히 낮은

---

\* 정회원, 한국과학원 박사과정  
\*\*2 정회원, (주)대우 기술연구소  
\*\*\*3 정회원, 한국건설기술연구원

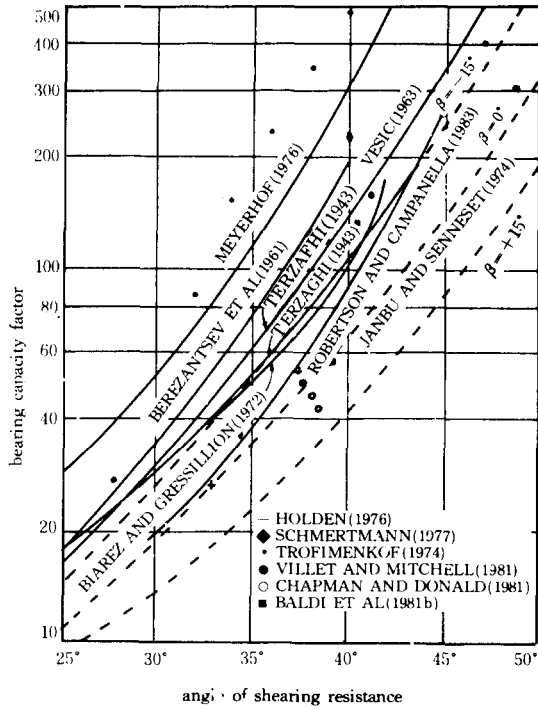


Fig. 1. Variation of bearing capacity factor,  $N_{60}$ , suggested by different researchers.<sup>(10)</sup>

것으로 나타나고 있다(그림 2)<sup>(11)</sup>

이론 해석의 낮은 신뢰도의 주된 원인은 실제 흙의 특성인 전단 특성과 압축특성을 고려하지 않은 상태에서 흙을 완전한 소성체로 가정하여 그림 3과 같은 다양한 변형형태를 가정한데서 찾을 수 있다.<sup>(10)</sup>

흙의 압축특성이, 말뚝 지지력에 미치는 영향은 일찍부터 알려져 왔으나 이를 말뚝지지력 이론에 도입한 것은 공동확장이론에 의한 해석법이 개발되면서 부터이다. 그러나 가상의 공동이 말뚝 선단 부 아래에서 외력에 의해 확장된다는 이론의 배경은 실제로 지반내에 확장하는 공동이 존재하지 않는다는, 실험에 의해 증명될 수 없는 문제때문에 구체적 공동의 범위, 소성구역의 범위 등의 결정에는 가정의 도입이 불가피 하였다.<sup>(2)</sup>

본 연구에서는 말뚝 관입으로 인한 지반내의 응력변화를 측정하여 변형의 범위를 알아보고 결과를 구형공동확장 이론(spherical cavity expansion theory)과 비교하였다. 비교결과 실측치와 이론해석간에는 큰차이가 있는 것으로 나타나 새로운 해석방법의 개발이 요청된다.

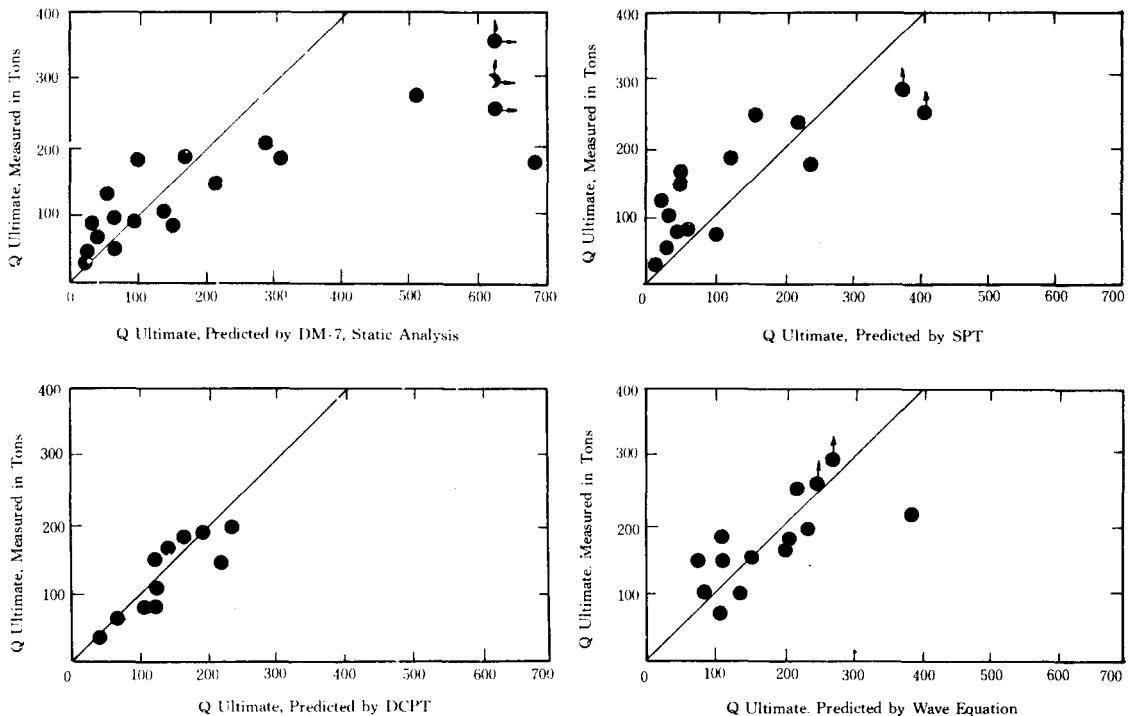


Fig. 2. Ultimate bearing capacity predicted by different methods.<sup>(11)</sup>

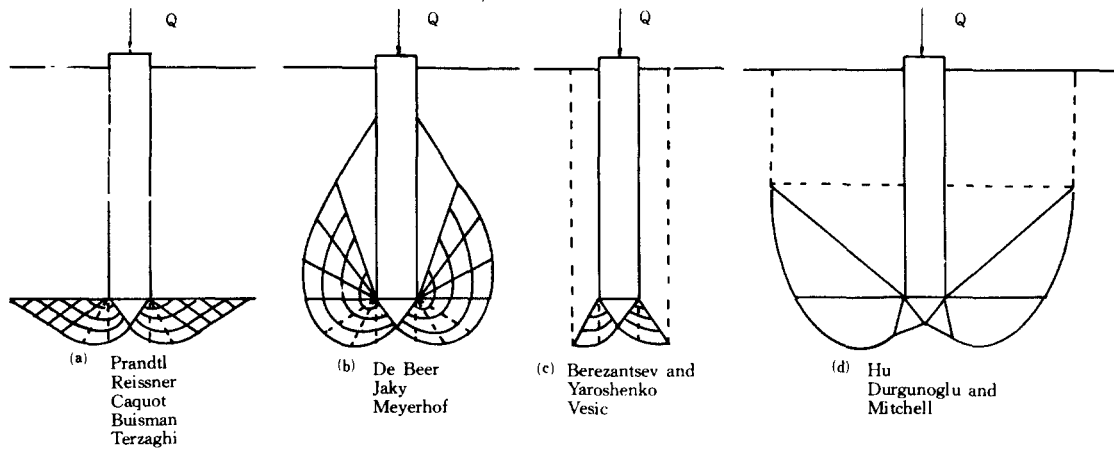


Fig. 3. Mode of deformation assumed in different theoretical solutions (modified after Vesic, 1967)<sup>10</sup>

## 2. 시료 및 실험장치

### 2.1 시 료

본 실험에 사용한 시료는 경기도 미사리 부근에서 채취한 한강모래를 사용하였다. 채취된 시료는 장기간 공기중에서 건조하여 함수비가 0.2% 이하가 되도록 하였으며 모래뿌리는 장치를 이용하기 위하여 10번체 통과분만을 사용하였다. 그림 4에는 시료의 입도분포 및 기본물성실험 결과를 표시하였으며 시료의 전단, 압축특성은 제 4장에서 설명하였다.

기본 물성실험 데이터	
최대건조단위 중량( $\gamma_{d \max}$ )	$=16.68 \text{KN} / \text{m}^3$ , $e_{\min}=0.535$
최소건조단위 중량( $\gamma_{d \min}$ )	$=13.95 \text{KN} / \text{m}^3$ , $e_{\max}=0.808$
비중(G)	$=2.63$
균등계수( $C_u$ )	$=2.13$
$d_{60}$	$=0.64 \text{ (mm)}$
$d_{10}$	$=0.3 \text{ (mm)}$
모형말뚝실험에 사용된 모래	
건조단위 중량( $\gamma_d$ )	$=15.2 \text{KN} / \text{m}^3 = 1.55 \text{ton} / \text{m}^3$
상대밀도 ( $D_r$ )	$=41.00\%$ , $e=0.7$

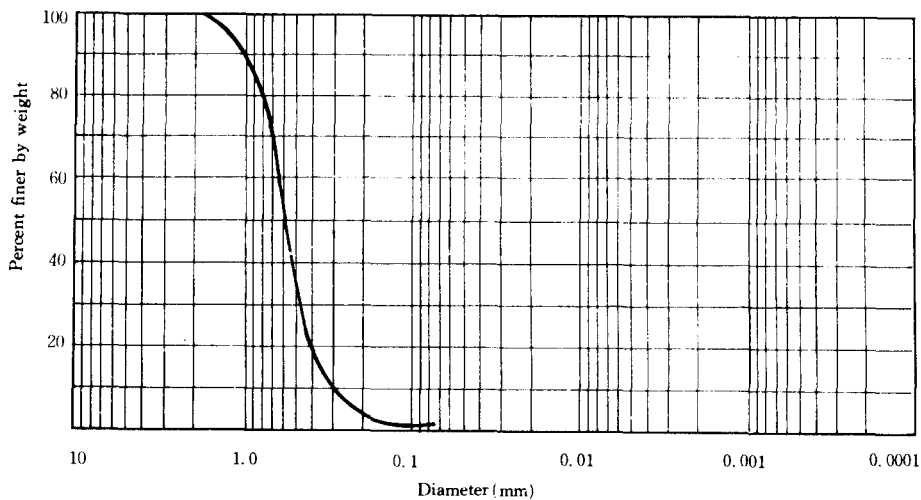


Fig. 4. Sand properties and grain size distribution.

## 2.2 실험장치

모형 실험 결과로부터 실제 구조물의 거동을 유추하는데 있어 고려하여야 할 사항은 첫째, 치수 효과(scale effect)와 둘째, 지반내의 응력수준(stress level)의 차이이다.

말뚝기초의 치수효과에 대하여는 1960년대 초반 Kerisel과 De Beer의 연구 등으로 논란이 많은 부분이지만 이러한 연구결과를 종합하여 보면 가시적인 치수효과는 말뚝선단부가 지지층(bearing stratum)내에 관입된 깊이, 즉 근입장의 차이에서 기인한다는 견해로 집약할 수 있다.<sup>(3)(4)</sup>

그림 5와 같은 지반에 직경  $d$ 인 모형말뚝과 직경  $D=10d$ 인 실제말뚝을 시공하는 경우를 살펴 보자. 말뚝의 극한 선단 지지력을 확보하기 위해서는 지지층내에서 일정한 깊이, 소위 한계깊이(critical depth)이상의 관입이 필요하다는 것은 잘알려져 있다. 항라 시공의 경우 모형말뚝을 한계 깊이 이상 관입시키는 데에는 문제가 없으나 실제 말뚝에 있어서는 지반조건에 다른 말뚝의 시공성(drivability)이 문제가 되어 한계깊이까지 관입시키지 못하는 것이 일반적인 경우이다. 따라서 같은 깊이를 관입한 경우에도 모형말뚝과 실제말뚝의 극한 선단지지력에는 차이가 발생하게 되며 이러

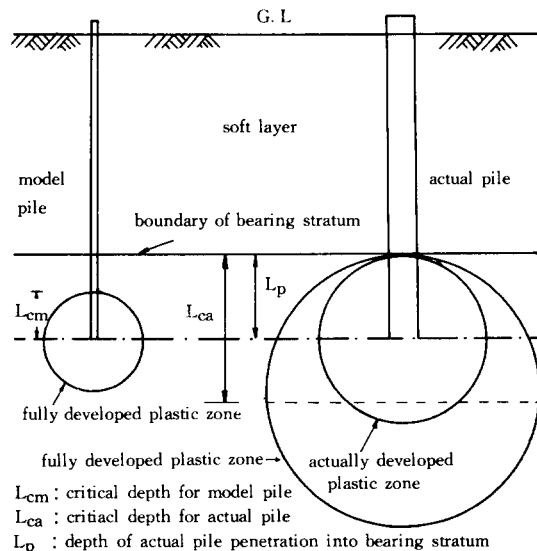


Fig. 5 Scale effect between the model pile and the actual pile.

한 결과가 치수효과로 나타나게 된다. 치수효과에는 이밖에도 후술하는 응력수준의 차이에 따른 전단, 압축특성 차이등이 관건되어 있으나 이문제는 별도의 서술이 필요한 부분으로 본 논문에서는 생략하기로 한다.

위와 같은 치수효과에 대한 이해는 일반화 되어 있어 네덜란드, 벨지움 등지에서는 직경 35.7mm의 정적관입체를 모형말뚝으로 간주하여 CPT 결과를 실제 말뚝기초의 지지력으로 사용하고 있다. 그림 6은 이러한 과정을 표시하고 있으며 전술한 한계깊이와 근입장의 문제로 실제말뚝의 극한 지지력을 15MPa로 제한하고 있다.<sup>(5)</sup> 이 방법에 의한 말뚝지지력 산정은 실제 말뚝재하 시험결과와도 잘 부합되는 것으로 알려져 있다.<sup>(6)</sup>

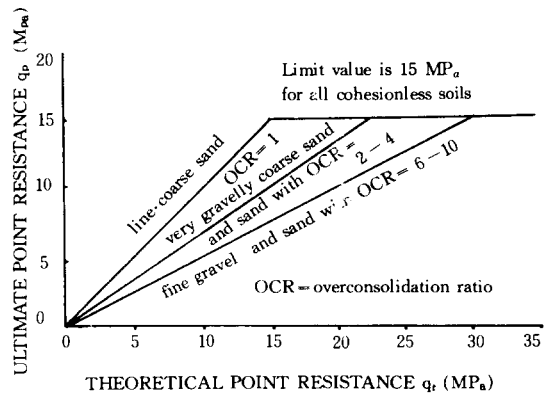


Fig.6 Application of CPT data to pile design.<sup>(5)</sup>

이상의 논의로부터 미루어 볼때 모형말뚝시험에 의한 말뚝지지력 연구의 당위성은 확보될 수 있다. 그러나 실제 말뚝 경우 관입깊이를 10~20m를 기준으로 할 때 수직응력 기준 150~300kPa 정도이나 모형지반에서 조성할 수 있는 값은 10~20kPa에 불과하다. 응력수준의 차이는, 특히 사질토 지반의 경우 파괴포락선의 곡선화 영향이 심각하고 압축성도 상이하여 실험실 실험 결과를 적용할 수 없도록 한다.

이러한 실험실 모형시험의 한계를 극복하기 위하여 고무제 수평, 수직 가압장치를 설치한 가압토조(calibration chamber)를 제작, 사용하였다. 가압토조를 사용한 실험에서는 토조의 경계조건과 모형말뚝 대비 토조 크기의 영향을 고려하여야

한다. 여기에 관해서는 참고문헌(7)에 상술되어 있어 본 논문에서는 생략하였으며 본 연구에서는 일정횡응력 조건의 경계조건을 사용하였고 직경비를 36.4 배의 모형말뚝과 가압토조를 사용하였다.

그림 7은 본 실험에 사용한 모형말뚝으로 단부부에 strain gauge를 부착한 알루미늄 load cell을 장치하여 선단지지력을 측정할 수 있게 하였다. 모형말뚝 재료는 강철이었으며 토조의 크기를 고려하여 가능한한 높은 직경비(diameter ratio)를 유지하기 위하여 가늘게 제작하여 본 실험에서는 직경 22mm였다. 측정은 UHAM 6-M data logger를 사용하였다. 그림 8은 본 실험에 사용한 가압토조 및 유압식 모형말뚝 관입장치 그리고 수직, 수평응력 가압장치들이다. 가압토조의 크기는 직경 800mm, 높이는 1000mm이며 분리할 수 있는 윗판, 아랫판과 원통형 부분으로 나누어진다.

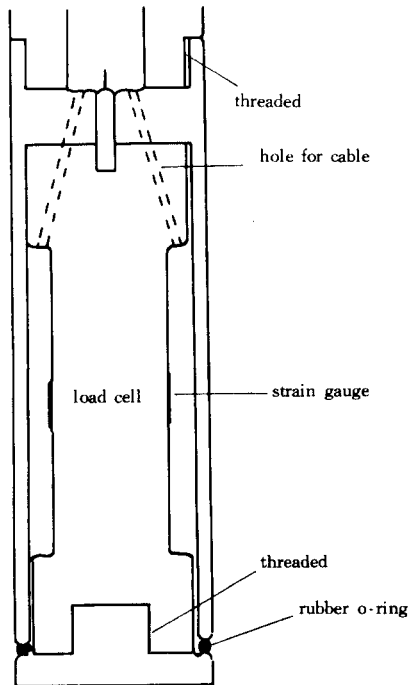


Fig. 7. Model pile details.

### 3. 실험방법

가압토조의 윗판을 해체한 후 그림 9에 보이는

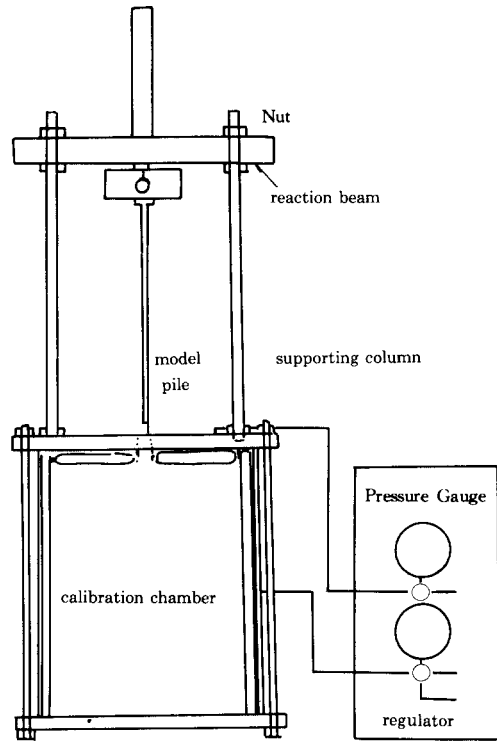


Fig. 8 Calibration chamber and testing equipment.

것과 같은 모래 뿌리는 장치를 이용, 토조내에 약 10cm 두께의 모래층을 형성한다. 모래를 뿌리기 전 모래뿌리는 상자의 바닥과 토조의 바닥면간의 높이를 측정하여 성형된 모래표면으로부터 이 높이가 되도록 모래뿌리는 상자의 높이를 조절한 후 10cm 두께의 모래층 형성을 계속한다.

이 방법에 의하면 비교적 균질한 상태의 시료 성형이 가능하며 시료의 밀도는 모래공급량과 낙하고의 함수인 바 모래뿌리는 상자의 틈을 일정하게 유지함으로써 공급량을 일정하게 할 수 있었다. 다른 하나의 변수인 낙하고는 어느정도 이상일 경우 거의 일정한 밀도값에 수렴하지만 시료의 균질성을 높이기 위해 매 10cm마다 낙하고를 조절하였다.

본 실험의 목적은 말뚝관입으로 인한 지반 변형의 범위(소성구역)를 확인하기 위한 것이므로 말뚝선단부 아랫쪽에 1개, 말뚝 주위에 4개의 토압계를 매설하였다. 그림 10(a)에서는 한계관입 깊이가 보다 낮은 곳과 깊은 곳에 토압계를 매설하여

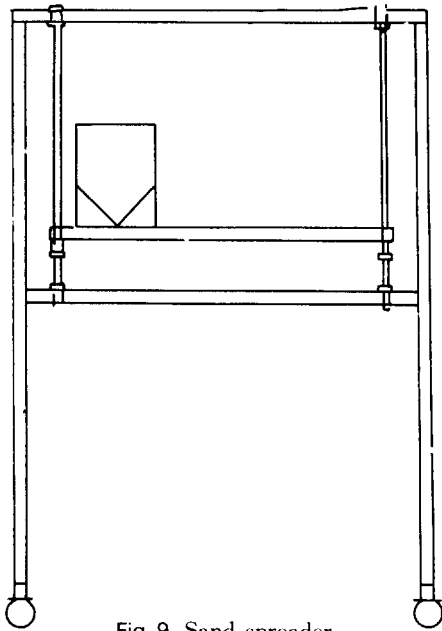


Fig. 9 Sand spreader.

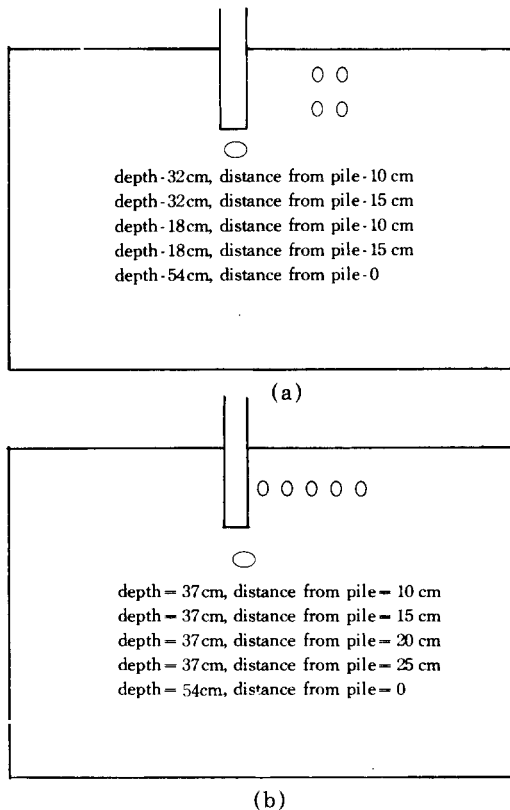


Fig 10. (a), (b) Location of earth pressure cells.

각각의 경우의 토압변화를 측정하였다. 그림 10 (b)에서는 일정한 깊이에 각각 다른 거리에 4개의 토압계를 매설하여 횡방향 변형범위를 측정하였다.

시료 성형이 완료된 후 가압토조의 윗판 가운데 구멍을 통하여 토압계 lead wire를 뽑아내고 윗판을 조립 너트로 고정시킨다. 여기에 말뚝 관입을 위한 상부구조체를 조립한 후 공기압축기를 가동하여 수직, 수평 압력을 가하면서 매설된 토압계 측정을 시작한다. 사질토 지반에서의 압밀효과에 대하여는, 특히 본 실험과 같은 대형 시료에 대한 경우에 대해서는 추후 연구가 요청되는 분야로 사료되며, 매 2시간 마다 측정된 토압변화에 의하면 20시간 이후에 일정한 값에 수렴되는 점을 고려하여 압력 가압 24시간 후부터 관입시험을 실시하였다.

사질토 지반에서의 관입속도는 관입저항치에 거의 영향을 미치지 않는다는 연구결과로부터 본 실험에서는 10mm/sec의 속도로 관입시켰다.<sup>(8)</sup> 매 20mm 관입이 완료된 후 5개의 토압계 측정을 수행, 관입깊이가 460mm가 될때까지 실험을 계속하였다.

#### 4. 실험결과 및 분석

##### 4.1 관입깊이에 따른 선단지지력 변화

그림 11은 관입깊이에 따른 선단지지력의 변화를 보여준다. 관입깊이 증가 초기에는 급격한 선단지지력 증가가 일어나지만 관입깊이가 150~200mm (말뚝직경대비 6.8~9.10)를 초과하면 관입깊이에 관계없이 선단지지력은 일정한 값에 도달하는 전형적인 관입곡선의 형태를 보여주고 있다. 이와 같은 현상은 Kerisel의 한계 깊이 개념과도 일치하고 있다.

본 실험결과로부터는 그러나, 한계깊이의 존재만을 확인할 수 있었으며 정량적인 한계관입깊이의 크기, 시료의 조건, 응력의 영향 등을 규명하기 위해서는 보다 많은 실험을 통한 향후 연구가 요구되는 분야이다. 특히 한계깊이와 소성구역과의 관계는 말뚝지지력 이해를 증진시키기 위해 심층 연구가 되어야 할 것이다. 후술하는 토압계 측정

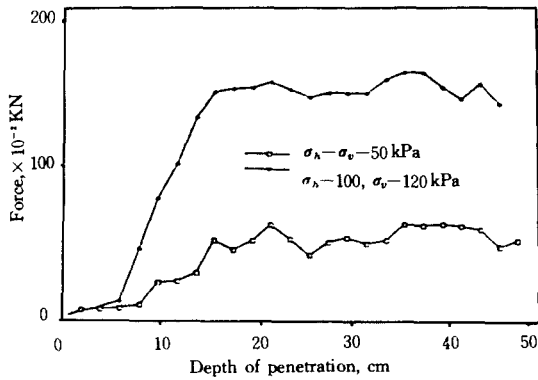


Fig 11. Variation of end bearing resistance during penetration

결과로부터도 한계 깊이의 존재를 확인할 수 있었다.

#### 4.2 말뚝관입에 따른 지중 응력 변화

그림 12는 말뚝이 관입됨에 따라 말뚝 중심로부터 서로 다른 거리에 매설된 토압계의 측정값 변화를 보여준다. 그림에서 보는 바와 같이 말뚝 선단부가 토압계 보다 약간 높은 위치에 있을 때 최대 값을 나타내고 있으며 이러한 현상은 Nauray & Tirant의 실험결과와도 잘 일치한다.<sup>(9)</sup> 또한 말뚝 선단부가 토압계 위치보다 낮게 되면 지중응력이 급격히 감소하는 것으로 보아 선단부 바로 윗부분에 응력이 감소되는 구역(zone of stress relief)이 존재하고 있는 것이 확인되어 Lee의 예측과 일치한다.<sup>(10)</sup> 이 실험결과로부터 토압계

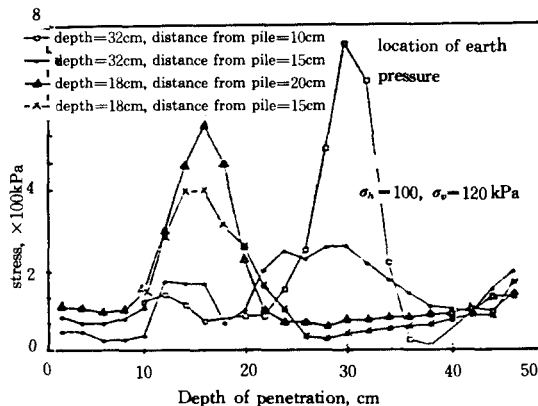


Fig 12. Variation of earth pressure during penetration

측정값들 간에 약간의 문제는 있지만 매설깊이에 따라 최대 측정토압의 차이가 있는 것으로부터 한계깊이의 존재를 다시한번 확인할 수 있었다.

그림 13은 같은 깊이에 매설된 그러나 수평방향 거리가 다른 4개 토압계의 측정결과를 보여준다. 측정값들, 특히 관입깊이 6.4D(140mm)의 결과가 만족스럽지는 못하지만 수직방향으로 9.1D(200mm)까지는 관입체를 감지할 수 있는 것으로 해석되며 11.4D(250mm)에 매설된 토압계에는 거의 변화가 없는 것으로 나타나고 있다.

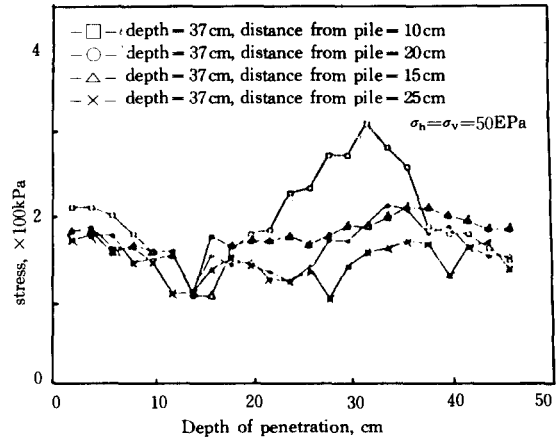


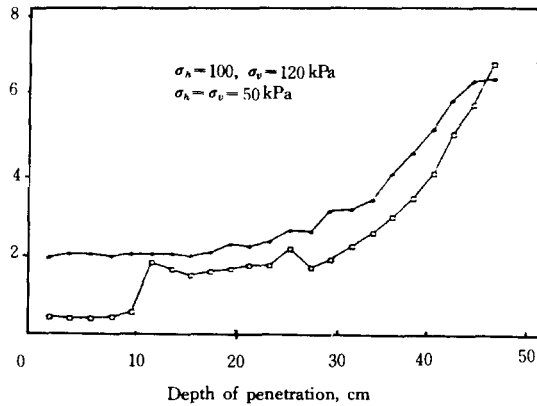
Fig 13. Variation of earth pressure during penetration

그림 14는 가압토조의 중심부에 매설된 토압계의 측정값을 보여주고 있다. 여기에도 측정값들의 절대값에는 문제가 있지만 정성적 해석만을 해보면 말뚝 선단부의 위치가 토압계로부터 약 11.4D(250mm) 정도 위에 있을 때 부터 토압이 증가됨을 알 수 있었다.

이상의 결과들을 종합하여 보면 말뚝 선단부의 토압변화 구간반경은 종방향으로 약 11.4D(250mm), 횡방향으로 9.1~11.4D(200~250mm) 정도인 것으로 해석할 수 있다. 본 실험에서 사용한 토압계의 최대 측정범위(500kPa), 신뢰도 등의 문제가 있어 정량적인 해석은 가능치 못하지만, 이로부터 말뚝선단부 아래쪽에 종방향 반경이 횡방향 반경보다 같거나 약간 긴, 달걀모양의 변형 구간이 존재함을 증명할 수 있었다.

#### 4.3 변형형태(Mode of Deformation)

앞절에서와 같은 변형구간은 Al Awkati의 가정

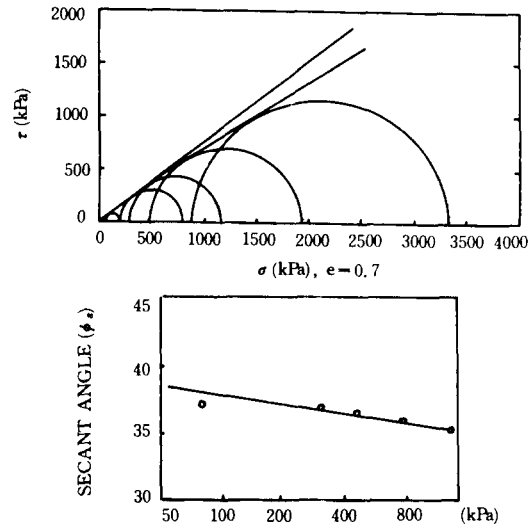


과도 유사한 것으로 볼 수 있으나 이러한 형태의 변형형태는 해석이 불가능 하여 해석을 위해서는 반구형의 소성구역 가정이 불가피하다.<sup>(11)</sup> 반구형 소성구역의 반경은 9.1~11.4D(200~250mm)의 범위인 것으로 볼 수 있으며 이 결과를 구형공동확장 이론을 적용 분석함으로써 가상의 확장하는 구형 공동의 범위를 알아보기로 한다.<sup>(12)</sup>

본 실험에서 사용한 간극비 0.7인 한강모래에 대한 삼축압축 실험 결과로부터 구형공동확장 이론 해석을 위한 각종 토질정수를 구하였다. 그림 15는 삼축압축 실험결과이며 표 1에는 공동확장이론 해석을 위한 토질 정수를 보여주고 있다. 그림에서 보는 것과 같이 한강모래의 내부 마찰각은 35°~38°의 범위에 있으며 응력수준 증가에 따른 파괴 포락선의 곡선화는  $\alpha=2.5^\circ$ 로서 그리 심하지

표 1. Soil parameters for analysis of expansion theory

mean normal stress ( $\sigma_m$ , kPa)	50	106.7
E(kPa)	13264.6	19374.2
$\nu$	0.3	0.3
$\phi$ (°)	0	0
q(kPa)	50	106.7
$\phi$ (°)	38	37
Ir	130.6	92.67
Irr	130.6	92.67
R/R	5.07	4.53



NORMAL STRESS AT FAILURE PLANE  $\text{Log}_{10}(\sigma'_{rr})$   
Fig 15. Curved failure envelop and curvature,  $\alpha$

않음을 알 수 있다.

Young 계수의 값은 파괴시 응력 수준의 50%에 해당되는 secant 값을 사용하는 것이 바람직하다는 Bhushan의 연구결과에 따라  $E_{50}$ 을 아래와 같은 경험식으로 부터 구하여 사용하였다.<sup>(13)</sup>

$$E=1875.9 \sigma^{0.5} \quad (1)$$

소성구역내의 평균 체적 변형율은 삼축압축 실험 결과를 Vesic이 제안한 계산과정에 따라 계산하였으며, 포아손비는 말뚝지지력에 큰 영향을 미치지 못하는 점을 감안하여 일반적인 모래에 적용되는 0.3을 적용하였다. 계산 결과 Lee의 예측대로 평균체적 변형율은 음의 값, 즉 체적팽창이 일어나는 것으로 나타나며 이 경우에는 식(3)으로 정의되는 감소강성계수(Irr)의 값을 결정할 수 없으므로 Vesic의 제안대로  $\Delta=0$ 을 사용하였다.

이 값들을 적용하여 강성계수, Ir,와 감소강성계수, Irr,를 아래식들에 대입하여 구하면

$$Ir = \frac{E}{2(1+\nu)q \tan \phi} \quad (2)$$

$$Irr = \frac{Ir}{1 + Ir \cdot \Delta} \quad (3)$$

$Ir=Irr=130.6$ ,  $\sigma_m=50\text{kPa}$  일때

( $\sigma_m$ =평균주응력)

$Ir=Irr=92.67$ ,  $\sigma_m=106.7\text{kPa}$  일때.

위의 값들로부터 소성구역의 범위,  $R_p$ 를 구형공



동 확장에 관한 Vesic의 해석으로부터 구하여 보면

$$R_p / R_u = \sqrt[3]{I_{rr}} \quad (4)$$

여기에서  $R_p$  = 소성구역의 반경

$R_u$  = 구형 공동 확장 구간의 반경

계산결과로부터 두가지 응력수준에 대해 각각  $R_p = 5.07R_u$  ( $\sigma_m = 50\text{kPa}$ 일때) 및  $R_p = 4.53R_u$  ( $\sigma_m = 106.7\text{kPa}$ 일때)의 값을 얻을 수 있었다.<sup>(12)</sup>

토압계 측정으로부터 얻은 소성구역 범위(200~250mm)를 말뚝직경( $D = 22\text{mm}$ )으로 표시하면  $R_p = 9.09 \sim 11.36D$ 가 된다. 이 값은 남구슬을 이용한 X선 측정에 의한 변형 발생 범위를 측정한 Robinsky & Morrison의 2.5~4.5D, 또는 Vesic이 일반모래에 적용토록 추천하고 있는 2~3D, Hirayama가 제안한 4~6D 범위와는 크게 상이한 것으로 나타난다.<sup>(14)(15)</sup>

본 연구에서 사용한 것과 유사한 측정장치를 사용한 Nauroy & Le Tirant의 연구결과를 살펴 보면, 20mm 직경의 말뚝을 사용한 경우 말뚝 선단부로부터 방사거리 158mm에서부터 토압이 증가함을 나타내 주고 있으며 이를 직경대비 거리로 환산하면 7.9D가 된다. 그러나 그들의 실험에서는 지표면에서의 말뚝선단부를 기준한 토압계 매설 위치까지의 거리가 최대 158mm이어서 정확한 변형발생범위를 유추할 수 없는 한계가 있다. 그러나 이 실험 결과로 볼 때 말뚝관입으로 인한 지반 응력 변화 범위는 7.9D 이상이라는 것을 알 수 있다.

이상과 같이 변형관측에 의한 변형범위와 토압 측정에 의한 변형범위가 크게 차이가 발생하는 원인은 향후 구체적으로 규명되어야 하겠으나, 시각적으로 감지할 수 없을 정도의 미세한 흠 변형을 동반한, 그러나 지반응력상태에는 상당한 변화가 발생하는 구간이 존재하기 때문인 것으로 추측된다.

따라서 지금까지 흠의 변형 관측이 이론 해석 범위와 일치하는 것으로부터 이론해석의 당위성을 인정하기에는 문제가 있음을 알 수 있다. 보다 합리적인 말뚝지지력 해석을 위해서는 다양한 지반조건하에서의 신빙성있는 변형범위의 규명이 요청된다.

## 5. 결 론

이상과 같은 실험과 그 결과 분석을 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 말뚝이 관입됨에 따라 지반내의 응력은 말뚝 선단부와의 거리에 따라 변화한다. 선단부로부터 어느 한계범위 밖에 있는 지점의 지반응력은 초기의 상태를 유지하며 한계범위내의 소성영역에 들어가면 응력이 증가한다. 응력의 증가율은 선단부와의 거리가 가까워질수록 급격하게 증가하여 선단부보다 왼쪽지반의 응력은 급격하게 감소한다.

본 실험결과 말뚝선단부의 토압변화 구간반경은 종방향으로 약 11.4D 횡방향으로 9.1~11.4D 정도인 것으로 해석할 수 있었다.

2. 토압측정 결과로부터 지반내의 응력변화 구간은 대략 구형인 것으로 추측된다. 그러나 그 범위는 이론해석 값과는 크게 상이하여 향후 연구가 요청된다. 특히 일반적으로 변형형태 규명에 사용되는 시각적 관찰방법은 감지할 수 없을 정도의 미세한 변형을 측정할 수 없는 한계가 있을 수 있어 토압측정에 의한 변형형태 규명 및 그에 의한 지지력 해석이 요청된다.

## 참 고 문 헌

1. Cheeks, J.R., Analytical methods to predict pile capacities, Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., 1979, pp.199-208.
2. 이명환, 공동확장개념에 의한 사질토에서의 말뚝의 선단지지력 해석, 대한토질공학회지, 1989, Vol. 5, No.1, pp.35-46.
3. Kerisel, J., Foundations profondes on Milieu Saleux, Proc. 5th ICSMFE. Vo.2, 1961, pp.73-83.
4. De Beer, E.E., The scale effect in the transposition of the results of deep-sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations, Geotechnique, Vol.13, No.1., 1963, pp.39-75.
5. Heijnen, W.J., Penetration Testing In the Netherlands, ESOPT, Stockholm, SOA Report, Vol. 1, 1974, pp.79-83.
6. Beringen, F.L., Windle, D. & Van Hooydonk,

- W.R., Results of loading tests on driven piles in sand, Proc. Conference on Recent Developments in the Design and Construction of Piles, I.C.E., London, 1979, pp.213-225.
7. 이명환, Calibration chamber 실험에 의한 토질정수의 결정. 건설기술정보 통권 59호, 1988. 10, pp.13-16.
  8. Villet, W.C.B. & Mitchell, J.K., Cone resistance, relative density and friction angle, Proc. Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Division, A.S.C.E., 1981, pp.178-207.
  9. Nauroy, J.F. & Le Tirant, T., Model tests of piles in calcareous sands, Proc. Geotechnical Practice on Offshore Engineering, ASCE, 1983, pp.356-369.
  10. Lee, M.W., End bearing capacity of a pile in cohesionless soils, PhD thesis, University of Birmingham, 1987.
  11. AL Awkati, A., On problems of soil bearing capacity at depth, PhD Thesis, Duke University, 1975.
  12. Vesic, A.S., Expansion of cavities in infinite soil mass, Proc. A.S.C.E. Vol.98, SM3, 1972, pp.265-290.
  13. Bhushan, K., An experimental investigation into expansion of spherical and cylindrical cavities in sand, PhD Thesis, Duke University, 1970.
  14. Robinsky, E.I. & Morrison, G.F., Sand displacement and compaction around model friction piles, Canadian Geotechnical Journal, 1964, Vol. 1, No.2, pp.81-93.
  15. Hirayama, H., A unified base bearing capacity formula for piles, Soils and Foundations, 1988, Vol.28, No.3, pp.91-102.

(접수일자 1990. 3. 12)