

# 잔류하중을 고려한 장대 PHC 말뚝의 양방향 재하시험 결과해석

## Analysis of a Bi-directional Load Test Result on Long PHC Piles in Consideration of Residual Load

김 성 렬<sup>1</sup> Kim, Sung-Ryul  
정 성 교<sup>2</sup> Chung, Sung-Gyo  
이 봉 열<sup>3</sup> Lee, Bong-Yeol

### Abstract

For long piles driven in deep clay deposits, it is difficult to estimate the ultimate bearing capacity due to large resistance induced by long embedded depth, and also the load transfer curve due to large residual load induced by negative skin friction, even with the performance of pile load tests. In this research, a bi-directional load test on a PHC pile driven in deep soft deposit was performed in order to evaluate the tip and shaft resistances separately, which are feasible to estimate the ultimate bearing capacity of the pile. Residual load of the pile was determined by continuous monitoring of pile strains after the pile installation. The true resistance and true load-movement curve of the pile were properly estimated by taking account of the residual load. A model for behavior of the shaft resistance vs. movement was also proposed, which includes the effects of residual load based on the experiment. Consequently, it was proved that the residual load should be taken into consideration for correctly analyzing load test results of piles in deep clay deposits.

### 요 지

대심도 연약지반에 설치되는 말뚝은 말뚝의 길이가 길어져 지반지지력이 크므로 극한 지지력의 확인이 힘들고, 부마찰력에 의해 큰 잔류하중이 발생하기 때문에 하중전이시험을 수행하더라도 정확한 하중전이곡선을 산정하기 어렵다. 본 연구에서는 연약지반에 설치된 PHC 항타 말뚝을 대상으로 선단지지력과 주면마찰력을 분리측정할 수 있고 극한 지지력을 확인하기 용이한 하중전이 양방향 재하시험을 수행하였다. 말뚝설치 직후부터 말뚝변형률을 지속적으로 측정하여 잔류하중을 결정하였다. 잔류하중의 영향을 고려하여 참지지력과 참 하중-변위 곡선을 분석하였다. 이를 바탕으로 잔류하중이 포함된 주면마찰력에 대한 하중-변위 거동모형을 제안하였다. 결과적으로, 점토지반에 설치되는 장대말뚝의 재하시험 결과에 대한 정확한 분석을 위해서는 잔류하중을 고려하여야 한다는 것을 입증하였다.

**Keywords :** Bi-directional load test, Negative skin friction, PHC pile, Residual load, True resistance

### 1. 서 론

낙동강 하구 지역에서는 세계적으로 드물게 최대 100m

이상에 이르는 두꺼운 연약지반이 분포하고 있다. 위치에 따라 분포양상이 상당히 달라서 점토층의 두께는 20-70m 사이로 변하며, 지지말뚝(bearing piles)을 위한

1 정회원, 동아대학교 토목공학부 조교수 (Member, Assistant Prof., School of Civil Eng., Dong-A Univ.)

2 정회원, 동아대학교 토목공학부 교수 (Member, Prof., School of Civil Eng., Dong-A Univ., sgchung@dau.ac.kr, 교신저자)

3 정회원, 시지이엔씨(주) 상무이사 (Member, Technical Director, C.G.E&C Co., Ltd.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

모래자갈층은 대략 60-70m 깊이 아래에 위치하고 있다. 이와 같은 어려운 여건 때문에 이 지역에서 적용되는 말뚝기초에는 부마찰력을 감소시키기 위하여 역청재를 도포하고, 말뚝의 항타 시공성을 고려하여 강관말뚝을 통상 채택하여 왔다. 그런데, 강관말뚝 및 역청재가 고가여서 기초공사를 위하여 막대한 시공비용이 요구되므로 이 지역의 개발이 오랫동안 기피되어 왔다. 그러나, 최근 도심지 건설용지의 부족으로 이 지역에 대규모 아파트 단지건설 등이 추진되고 있어서 말뚝기초의 경제적인 시공 및 설계법의 개발이 시급히 요구되고 있는 실정이다.

경제적인 말뚝기초 설계를 위해서는 여러 가지 어려운 점들이 있다. 즉, 대심도 연약지반에 설치되는 장대 말뚝에서는 지지력이 크므로 그의 극한값을 확인하기 힘들고, 부마찰력에 의한 잔류하중의 영향으로 인하여 하중전이 시험을 수행하더라도 주면마찰력과 선단지지력의 분리 및 정확한 하중전이곡선을 산정하기 어렵다. 잔류하중은 말뚝시공 초기부터 재하시험까지 지속적인 변형을 계측을 수행하여 결정할 수 있지만, 실제적인 적용사례는 매우 부족하다(Briaud 등, 1984; Fellenius, 2002, 김성렬 등, 2006). 이와 함께, 정확한 하중전이곡선을 얻기 위하여 선단지지력과 주면마찰력을 분리하여 측정하는 것이 필요하지만, 그의 측정사례도 역시 드문 편이다.

따라서, 본 연구에서는 대심도 연약지반에 적용할 수 있는 경제적인 말뚝기초의 개발을 위한 일환으로 강관말뚝보다 훨씬 저렴한 PHC(Pretensioned spun High strength Concrete) 말뚝을 연구대상으로 채택하였으며, 선단지지력과 주면마찰력을 분리측정할 목적으로 양방향 재하시험을 실시하였다. PHC 말뚝에 대한 하중전이 양방향 재하시험은 국내에서 최초로 수행된 것으로 본 연구에서는 잔류하중의 영향을 고려하여 참지지력과 참하중-변위 곡선의 산정방법을 정립하고자 하였다. 이를 위하여 약 30m 깊이에 위치한 모래층 내에 말뚝을 근입하여 잔류하중 계측을 지속적으로 실시하고 말뚝항타후 약 50일이 지난 시점에 양방향 재하시험을 실시하였다. 이 결과들을 분석하여 잔류하중이 참지지력과 하중-변위 곡선에 미치는 영향을 분석하였으며, 하중-변위 거동모형을 제안하였다.

## 2. 부지특성 및 시험계획

### 2.1 시험부지

그림 1에서는 시험부지의 지층구성과 토질특성을 보

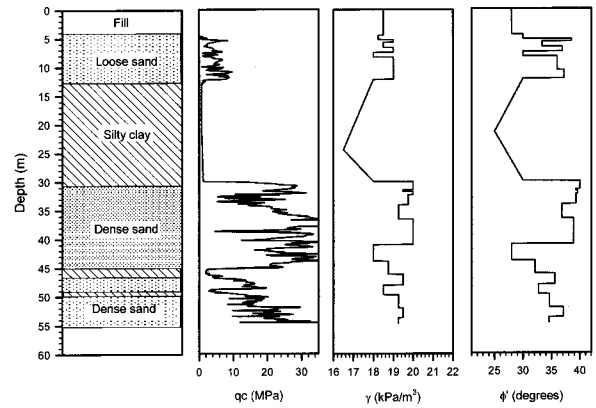


그림 1. 시험부지의 지층구성 및 지반특성

여준다. 이 지역은 상부에 매립층이 약 5m 두께로 존재하고 있고, 그 아래에 느슨한 하상 실트질 모래층이 약 13m 깊이까지 분포하고 있으며, 약 30m 깊이까지 점토질 실트층이 위치하고 있다. 이어서 조밀한 실트질 모래층이 약 60m의 깊이까지 분포하고 있으나, 그 중간에 2-6m 두께의 점토질 실트가 협재되어 있는 것이 특징이다. 그리고 약 60m 아래에서는 두터운 모래 자갈층이 위치하고 있다.

상부 매립층은 1990년대 중반에 매립이 실시된 것으로 보고되고 있으며, 점토층의 과잉간극수압 계측값으로 추정된 압밀도는 약 80%로써 현재까지 압밀진행 중인 것으로 나타났다. 그래서, 시험말뚝에는 부마찰력에 의한 잔류하중이 발생할 것으로 예측되었다.

### 2.2 시험말뚝

시험말뚝은 외부직경 600mm의 PHC B종 말뚝을 사용하였다. 시험말뚝 선단에 특별 제작한 말뚝슈를 부착한 후, 램 중량 13톤의 유압해머(동광해머, DKH-13 모델)를 이용하여 약 30m 깊이의 조밀한 모래층에 지지시켰다. 항타시 동재하시험을 함께 수행하여 항타시공성과 CAPWAP 분석으로 지지력을 산정하였다. 항타로 인하여 말뚝체에 발생한 압축과 인장응력의 최대값은 각각 33MPa과 6MPa로서 허용값인 48MPa과 10MPa보다 작았으며 말뚝의 건전도에는 문제가 없는 것으로 나타났다.

건물 지하층 공사를 위하여 시험말뚝으로부터 수 m 떨어진 위치에서 약 4m 깊이의 굴착을 수행한 후 배수작업이 이루어졌기 때문에 지하수위가 약 2.5m 깊이에서 약 4m까지 저하되었다. 배수로 인한 지하수위 저하는 유효하중을 증가시키므로, 점토층의 침하를 유발하

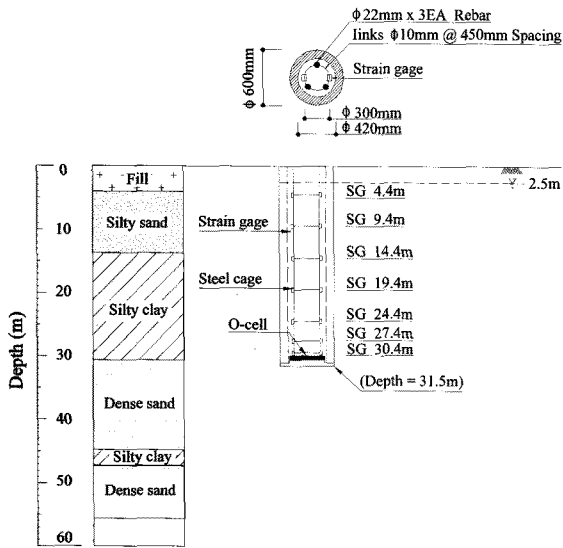


그림 2. 시험말뚝의 단면 및 변형률계 설치위치

여 부마찰력의 발생속도를 촉진시켰을 것으로 판단된다.

그림 2는 시험말뚝의 단면 및 변형률계 설치위치를 보여준다. 시험말뚝에는 양방향 재하시험을 위한 O-cell (일방향 최대 재하용량=3.8MN), telltale관, 변위계 등과 함께 하중전이시험을 위한 변형률계가 설치되었다. 변위계(Geokon 4450 모델)는 O-cell 옆면에 3개를 삼각형 형태로 설치하여 cell의 열림 변위를 측정하고, telltale관은 O-cell 상부에 2개를 설치하여 cell의 상향변위를 측정하는데 이용하였다. 변형률계(Geokon 4911A 모델)는 한 단면에 1쌍씩 7개 단면에 총 14개를 설치하였다. 재하시험 중 말뚝두부 변위는 레퍼런스빔에 매단 LVDT 2개를 이용하여 측정하였다. 또한, 0.1mm 정밀도를 갖는 자동 디지털 레벨 측정기(Leica NA 2002 모델)를 시험말뚝으로부터 약 10m 떨어진 곳에 설치하여 온도변화 등에 의한 레퍼런스빔의 변위를 측정하였다.

O-cell, 변위계, telltale관, 변형률계 등은 말뚝내부에 삽입할 수 있는 철근망에 매단 후 약 42cm 직경의 말뚝 중공부에 삽입하였다. 철근망 삽입이 완료된 후에는 말뚝 중공부를 시멘트 몰탈로 그라우팅하였다. 시멘트 몰탈이 굳게 되면 내부 그라우팅과 말뚝이 서로 일체거동을 하게 되며, 잔류하중 및 재하하중에 의한 말뚝 변형률값은 철근망에 부착된 변형률계로부터 측정하도록 계획하였다.

말뚝항타 및 철근망 삽입을 위하여 2일이 소요되었으며, 중공부 그라우팅은 3일째 되는 날에 실시하였다. 말뚝재하시험은 그라우팅 후 48일이 경과한 날로부터 수행되었다. 재하시험 방법은 국내에서 주로 수행되고 있

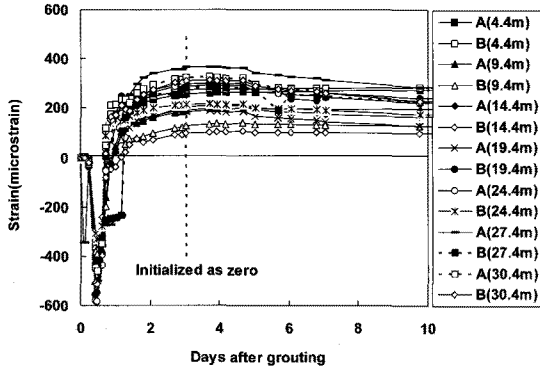
는 완속재하법 대신에 ASTM D 1143(1981)의 급속재하시험 방법을 적용하였다. ASTM 기준을 보면 설계하중의 200%까지 재하하는 경우 완속재하시험은 각 하중층분을 설계하중의 25%, 급속재하시험은 설계하중의 10-15%를 적용하도록 규정하고 있다. 결과적으로, 완속재하시험은 하중단계수가 8단계로 계획되며 급속재하시험은 약 20단계로 계획된다. 또한 완속재하시험은 각 하중단계에서 침하속도가 0.25mm/h의 기준을 만족할 때까지 재하 하중을 유지하므로 하중유지시간이 약 10분부터 최대 2시간까지 각기 달라진다. 이와 같이, 완속재하시험 방법은 급속재하시험 방법에 비해 하중단계수가 작고 각 하중단계의 재하시간이 다르므로 하중침하 곡선의 신뢰성이 떨어질 수 있다. 그러므로, 본 연구에서는 급속재하시험 방법을 적용하였으며, 각 재하단계의 하중층분은 약 100kN, 하중유지 시간은 5분으로 하였다. 지지력의 극한값을 확인한 후에는 약 10단계에 걸쳐 하중을 제거하였으며, 제하 후 약 1시간 동안 지지거동의 변화를 관찰하였다.

### 3. 잔류하중 측정 및 양방향 재하시험 결과

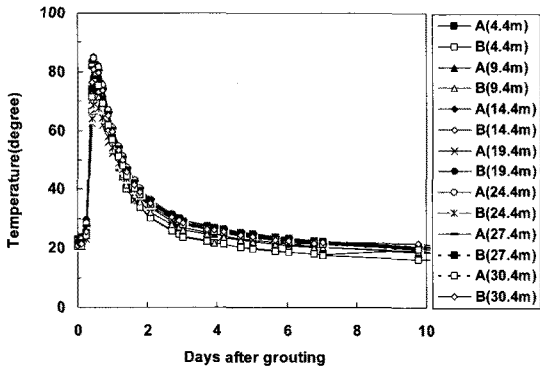
#### 3.1 잔류하중 측정

말뚝 중공부의 그라우팅 후부터 재하시험까지의 약 48일간 변형률 계측을 수행하여 잔류하중을 산정하였다. 그림 3(a)는 그라우팅 후 10일 동안의 변형률 시간이력을 보여준다. 그라우팅 초기 압축변형률이 약 600 $\mu\epsilon$ 까지 발생하였다가 다시 인장변형률이 약 400 $\mu\epsilon$ 까지 발생하는 급격한 변화가 발생하였다. 이것은 말뚝에 발생하는 실제 변형률이 아니라 그라우팅 시멘트의 수화과정 중 발생하는 수화열, 시멘트의 수축-팽창, PHC 말뚝체의 구속효과 등이 복합되어 발생한 것으로 판단된다. 변형률계에 부착된 온도계로부터 측정된 온도값은 그림 3(b)와 같이 그라우팅 후 12시간이 되었을 때 수화열에 의해 최대 85 $^{\circ}\text{C}$ 까지 증가하였다가 감소하였다.

인장변형률은 그라우팅 후 약 3일이 지난 시점에 최대가 된 이후 점차 감소하였다. 이것은 3일이 지난 시점에 그라우팅이 강성을 가지면서 그라우팅과 말뚝체가 점차 일체거동을 하게 되고, 부마찰력에 의한 말뚝체의 압축변형률이 그라우팅의 압축변형률을 유발하였기 때문이다. 그러므로, 이 시점에서의 변형률을 초기값으로 가정하며, 그 이후에 발생하는 압축변형률은 말뚝체에



(a) 변형률 시간이력 ((+)는 인장변형률, (-)는 압축변형률)



(b) 온도 시간이력

그림 3. 그라우팅후 10일간의 변형률과 온도 시간이력

발생하는 잔류하중으로 간주하였다.

그림 3(b)에서와 같이 온도가 변화하는 경우에는 변형률계 측정값에 온도영향을 보정하여야 한다. 왜냐하면, 변형률계는 철근에 부착되는데, 강재의 열팽창계수와 변형률계를 둘러싼 말뚝 및 그라우팅재의 열팽창계수가 서로 다르기 때문이다. 일반적으로 강재의 열팽창계수는  $12.2\mu\epsilon/^\circ\text{C}$ , 콘크리트의 열팽창계수는  $10\mu\epsilon/^\circ\text{C}$ 를 적용하며, 변형률 측정값의 온도보정식은 식 (1)과 같다(Geokon, 1986).

$$\epsilon_{\text{corrected}} = (R_1 - R_0) + (T_1 - T_0)\Delta \quad (1)$$

여기서,  $\epsilon_{\text{corrected}}$  = 온도보정후의 변형률값( $\mu\epsilon$ )

$R_0$  = 기준 변형률 측정값( $\mu\epsilon$ )

$R_1$  = 현재 변형률 측정값( $\mu\epsilon$ )

$T_0$  = 기준 온도( $^\circ\text{C}$ )

$T_1$  = 현재 온도( $^\circ\text{C}$ )

$\Delta$  = 재료의 열팽창계수 차이 =  $\alpha_s - \alpha_c$  ( $\mu\epsilon/^\circ\text{C}$ )

$\alpha_s$  = 강재의 열팽창계수 =  $12.2\mu\epsilon/^\circ\text{C}$  적용

$\alpha_c$  = 콘크리트의 열팽창계수 =  $10\mu\epsilon/^\circ\text{C}$  적용

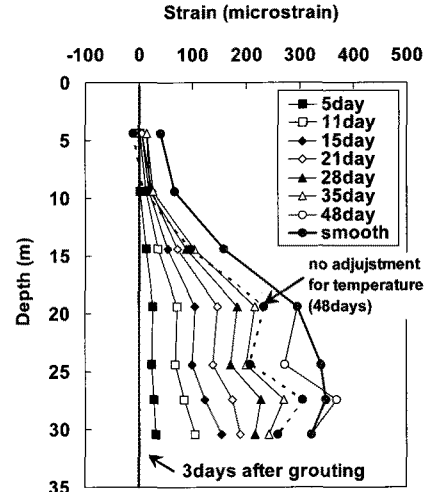


그림 4. 말뚝 잔류변형률 분포곡선(온도보정적용, (+)는 압축변형률)

그림 4에서는 온도보정된 변형률의 깊이별 분포곡선을 보여준다. 시간이 경과함에 따라 점토층의 압밀 및 setup 현상에 의해 부마찰력이 발생하면서 계속적으로 잔류변형률이 증가함을 나타낸다. 재하시험이 수행된 48일에는 27.4m의 깊이에서 최대  $370\mu\epsilon$ 의 잔류변형률이 발생하였다. 중립면 깊이는 부마찰력에 의한 압축변형률(하중)이 최대가 되는 깊이이므로 본 말뚝의 중립면 깊이는 27.4m로 판단된다. 최종 48일에 측정된 잔류변형률 곡선은 그림의 'smooth'와 같이 부드러운 형태가 되도록 보정한 후 결과분석에 적용하였다. 국내에서의 통상적인 재하시험은 말뚝설치 후 약 2주 후에 수행하는데 15일 경과시의 결과를 보면 선단부에서 최대 변형률값이 약  $155\mu\epsilon$  발생하였다. 이 잔류변형률을 무시하면 선단지지력을 과소평가하고 주면마찰력을 과대평가하는 결과가 발생하므로 잔류하중의 계측은 매우 중요하다는 것을 알 수 있다.

또한, 그림에서 점선은 48일째의 잔류변형률 측정값으로, 식 (1)의 온도보정을 적용하지 않았을 때의 결과이다. 온도보정을 적용하지 않은 변형률값은 보정된 값에 비하여 약  $60\mu\epsilon$  만큼 작았다. 이것은 잔류변형률 최대 측정값의 약 17%에 해당하므로 무시할 수 없는 값이다.

### 3.2 양방향 재하시험 결과

그림 5에서는 양방향 재하시험에서 얻어진 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. 하중-상향변위 곡선은 주면마찰력, 하중-하향변위곡선은 선단지지력을 의미한다. 최대 재하하중은 2.83MN이었으며, 말뚝의 상향 및 하향 변

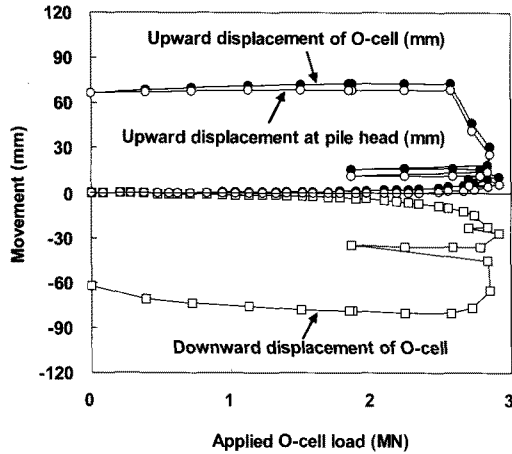


그림 5. 양방향 재하시험의 하중-변위곡선

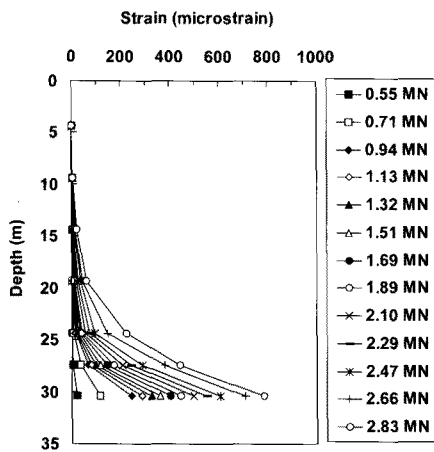


그림 6. 재하에 의한 깊이별 변형을 분포곡선

위가 60mm 이상 발생하여 선단지지력과 주변마찰력의 극한값을 모두 확인할 수 있었다. 총 재하단계는 약 30 단계로서, 총 재하단계수가 약 8단계인 완속재하시험 방법에 비하여 부드러운 하중-변위 곡선을 얻을 수 있었다. 변위가 증가함에 따라 주변마찰력은 최대값에 도달한 후 감소하였으며, 선단지지력은 약 20mm의 변위에서 극한값에 도달하며 그 이후 일정한 값을 유지하였다.

그림 6에서는 재하하중에 의해 발생한 변형을 분포곡선을 약 0.2MN 간격으로 나타내었다. 선단 부근에서의 변형을 발생양상을 보면, 각 곡선의 재하하중 간격이 비슷함에도 불구하고 초기 단계에 변형률이 크게 발생하였다. 이 원인은 그라우팅과 말뚝본체 사이의 부착력이 충분하지 못하여 그라우팅에 재하응력이 집중되면서 변형률이 크게 발생한 것으로 판단된다.

#### 4. 콘크리트 탄성계수 추정 및 변형률 측정값 보정

말뚝 콘크리트 탄성계수 값은 변형률을 하중으로 환

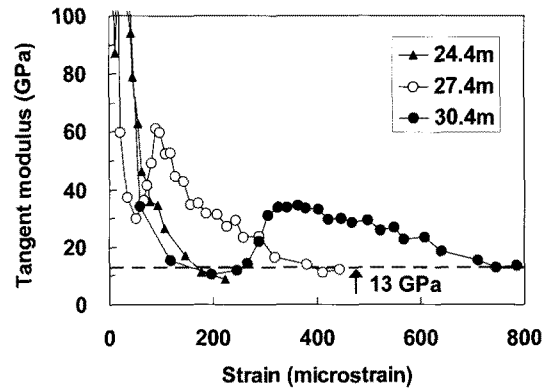


그림 7. 응력-변형률 관계를 이용한 콘크리트 탄성계수 추정

산하거나 등가하중변위 곡선에서 말뚝압축량을 산정하는데 이용된다. 콘크리트 탄성계수 값은 하중전이시험의 결과분석에서 가장 중요한 변수 중의 하나이므로 합리적인 값을 결정하는 것이 중요하다. 본 연구에서는 Fellenius 방법(2006)을 적용하여 재하시험의 응력, 변형률 측정값으로부터 탄성계수를 결정하였다.

그림 7에서는 선단부에 가까운 3개 위치(24.4m, 27.4m 및 30.4m)에서 측정된 말뚝체의 접선탄성계수를 보여 준다. 여기서, 접선탄성계수( $E_{tan}$ =재하응력 증분/변형률 증분)는 각 재하단계에서의 재하하중 증분을 말뚝 단면적으로 나누어 얻어진 재하응력증분이다 다시 각 변형률 증분으로 나누어 계산하였다. 일반적으로 접선탄성계수는 변형률이 증가함에 따라 일정한 기울기로 수렴하게 된다(김성렬 등, 2006). 그러나, 27.4m와 30.4m의 접선탄성계수 변화경향을 보면 변형률 증가에 따라 탄성계수값이 감소하다가 갑자기 증가하는 경향을 보여 준다. 이는 이 시점에 말뚝본체와 내부 그라우팅 사이에서 미끄러짐이 발생하면서 말뚝본체가 더 이상의 응력을 받아주지 못하고 응력이 그라우팅에 집중되기 때문에 나타나는 결과로 판단된다. 이에 반해 24.4m의 결과에서는 이러한 경향을 보이지 않고 변형률 증가에 따라 접선탄성계수 값이 일정하게 감소하므로 24.4m 깊이에서는 미끄러짐이 발생하지 않는 것으로 판단된다. 재하하중이 증가함에 따라 탄성계수값이 약 13GPa의 값으로 수렴되었다. 그리고, 24.4m 깊이의 변형률계에서는 그라우팅과 말뚝체 사이에서 미끄러짐이 발생하지 않을 것으로 예상되는데, 이 깊이에서의 탄성계수 값도 13GPa로 수렴하는 경향을 보여준다. 따라서 말뚝체의 탄성계수를 13GPa로 결정하는 것은 적절한 것으로 판단된다.

선단부의 변형률 측정결과는 참지지력 산정 및 말뚝 압축량 측정결과에 큰 영향을 주므로 합리적인 하중전

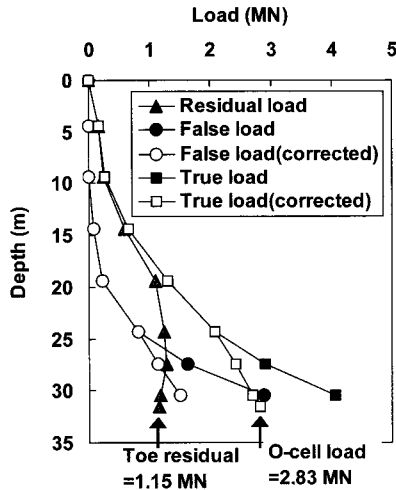


그림 8. 최대 재하하중에서의 하중전이곡선

이곡선을 얻기 위하여 그라우팅부의 미끄러짐 영향을 고려하여 선단부 변형률 측정값의 보정을 실시하였다. 그림 8에서는 재하하중이 최대일 때의 하중전이곡선을 보여준다. 그림에서 'Residual load'는 그림 4에서 보여준 최종 잔류변형률과 탄성계수를 곱하여 얻어진 곡선을 나타내며, 이 곡선에서 말뚝 선단잔류하중은 하중곡선이 부드럽게 이어지도록 하여 선단부에서 1.15MN으로 결정하였다. 그림에서 'False load'는 잔류하중을 고려하지 않고 재하시험 중 측정된 변형률로부터 계산된 하중분포 곡선이며, 'True load'는 재하하중과 잔류하중을 더한 하중분포 곡선이다. 'True load'의 경우 27.4m와 30.4m 깊이에서 변형률로부터 환산된 하중값이 각각 2.9MN과 4.0MN로 되어서 O-cell의 최대 재하하중인 2.83MN보다 크므로, 이 깊이에서의 변형률이 실제 말뚝변형률보다 더 크게 발생하였다는 것을 의미하게 된다. 이와 같은 불합리한 결과를 수정하기 위하여, 잔류하중과 재하하중을 더한 참지지력 곡선이 선단에서 O-cell의 최대 재하하중인 2.83MN과 같게 되고, 깊이에 따라 부드럽게 증가하는 형태를 만족시키도록 'True load(corrected)'와 같이 보정하였다. 결과적으로 재하하중 증가에 의한 하중전이곡선은 'False load(corrected)'와 같이 조정하였다.

그림 8에서 'True load'의 곡선을 'True load(corrected)'의 곡선으로 보정하기 위해 27.4m와 30.4m의 변형률 측정값을 각각 0.70과 0.52의 보정계수를 곱하여 보정하였다. 그림 9에서는 이 보정계수 값을 적용하여 산정된 말뚝압축량 곡선을 보여준다. 측정된 말뚝압축량은 약 0.6MN 이후에 급작스럽게 증가하였는데, 이것은 그라우팅과 말뚝본체 사이의 미끄러짐이 발생하였기 때문

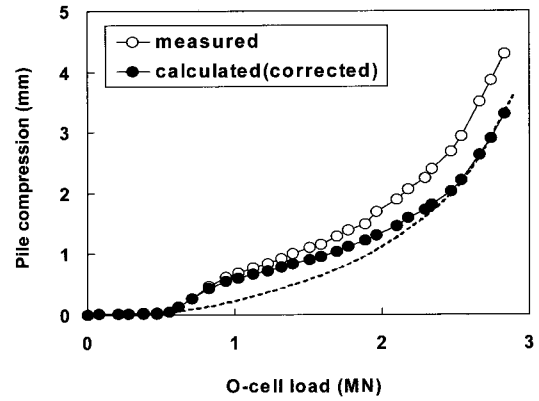


그림 9. O-cell 재하하중에 따른 말뚝압축량 곡선

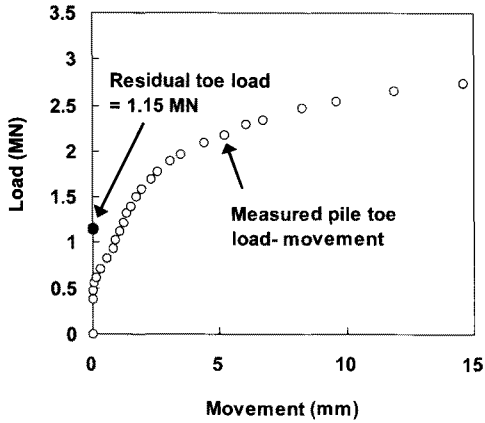
으로 판단된다. 변형률 보정전의 말뚝 압축량은 최대 약 4mm이었지만, 변형률 보정 후에는 3.3mm로서 약 0.7mm의 미끄러짐이 발생한 것으로 나타났다. 이 후 양방향 재하시험의 결과분석에는 이와 같이 보정된 변형률을 적용하였다.

## 5. 하중-변위곡선의 산정

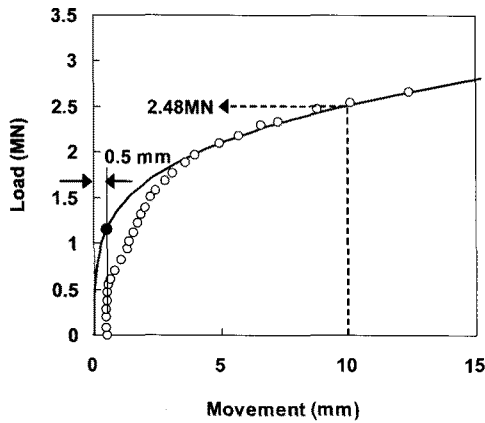
잔류하중의 영향을 고려하여 선단지지력과 주변마찰력의 하중-변위 곡선을 산정하였다. 그리고, 주변마찰력에 대하여 잔류하중의 영향을 고려할 수 있는 하중-변위 모델을 제안할 수 있다.

### 5.1 선단지지력-변위 곡선

그림 10(a)에서는 선단지지력-변위 곡선을 나타낸다. 초기 측정점들은 잔류하중의 영향에 의해 변위가 억제되며, 재하하중이 선단에 작용하고 있는 선단잔류하중보다 커질 때 변위가 증가하게 된다. 그러므로, 잔류하중의 영향이 없을 때의 하중-변위곡선( $R_{mob}-\delta_{mob}$ )은 침하량이 0일 때 선단 잔류하중을 나타내는 1.15MN을 지나야 하며, 재하하중이 잔류하중보다 커져서 잔류하중의 영향이 제거된 상태의 측정점들을 지나야 한다. 잔류하중의 영향이 없을 때의 선단지지력-변위 곡선은 Fellenius(2006)가 제안한 식 (2)와 같은 예측식을 적용하여 모사하였다. 다만, 식 (2)는 잔류하중에 의해 지반변위가 억제되는 영향을 고려하지 못하므로 최적의 예측곡선을 얻기 위해서 그림 10(b)에서와 같이 측정곡선을 오른쪽으로 0.5mm만큼 이동시켰다. Fellenius(2006)에 따르면 대부분의 말뚝에서 하중-침하 곡선으로부터 산정되는 파괴



(a) 말뚝 선단지지력-변위 곡선



(b) 참 선단지지력의 결정

그림 10. 선단지지력-변위 곡선

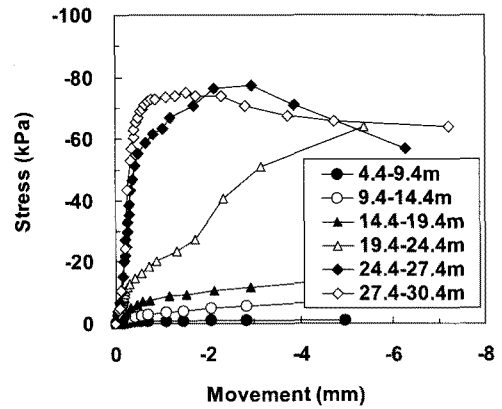
하중은 선단침하량이 5mm-15mm(평균 10mm)에 도달하였을 때 발생하게 된다. 그러므로, 참 선단지지력은 선단침하량 10mm에 해당하는 값으로 결정하였으며, 이 값은 그림 10(b)에서 2.48MN으로 결정되었다.

$$\frac{R_{mob}}{R_{ult}} = \left( \frac{\delta_{mob}}{\delta_{ult}} \right)^e \quad (2)$$

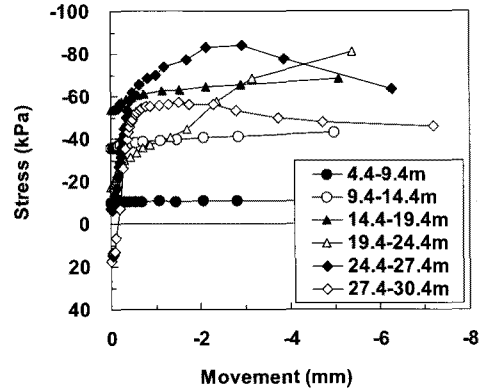
- 여기서,  $R_{mob}$  : 하중
- $R_{ult}$  : 극한지지력(=2.66MN)
- $\delta_{mob}$  : 변위
- $\delta_{ult}$  : 극한지지력에서의 선단변위(=12.3mm)
- $e$  : 상수( $e=0.26$ 일 때 측정값을 만족)

## 5.2 주면마찰력-변위 곡선

잔류하중이 주면마찰력-변위 곡선에 미치는 영향을 분석하였다. 이를 위해 주면마찰력(t)과 말뚝과 지반 간의 상대변위(z)의 부호를 다음과 같이 정의하였다.



(a) 잔류하중을 고려하지 않은 경우



(b) 잔류하중을 고려한 경우

그림 11. 잔류하중의 고려여부에 따른 t-z 곡선

### ① 주면마찰력 t의 부호

- 주면마찰력이 상향으로 작용할 때 (+)의 값
- 주면마찰력이 하향으로 작용할 때 (-)의 값

### ② 말뚝-지반 상대변위 z의 부호

- $z = (\text{말뚝변위}) - (\text{지반변위})$
- 말뚝과 지반의 하향변위는 (+)값, 상향변위는 (-)값

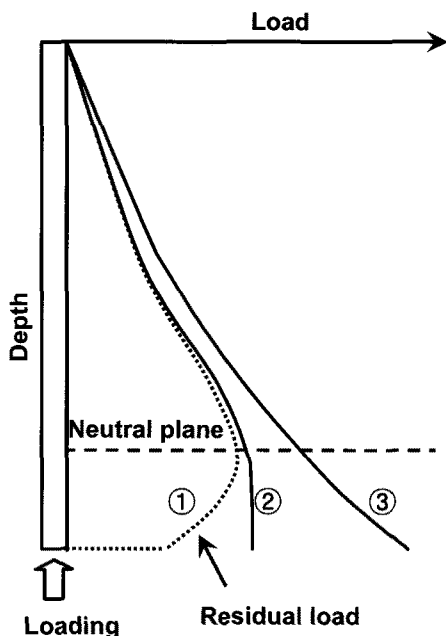
위의 정의에 따르면 지반침하에 의한 부주면마찰력은 (-)값, 이에 저항하는 말뚝선단부의 정마찰력은 (+)값을 가지게 된다. 또한, z값은 부주면마찰력 발생시 중립면 상부에서는 지반의 하향 침하량이 말뚝보다 크므로 (-)의 값을 가지게 되며, 중립면 하부에서는 말뚝의 하향 침하량이 지반보다 크므로 (+)의 값을 가지게 된다.

위의 정의에 따라 그림 11에서와 같이 잔류하중의 고려여부에 따라 t-z 곡선을 작성하였다. 초기 잔류하중을 고려하지 않은 경우(그림 11(a)) 27.4-30.4m의 점토 구간에서 마찰력이 가장 크며, 4.4-14.4m의 사질토층에서 마찰력이 매우 작아지는 결과가 발생된다. 그러나, 잔류

하중의 영향을 고려한 경우(그림 11(b)) 약 27.4m 깊이에 위치한 중립면을 기준으로 잔류하중을 고려하지 않은 경우에 비하여 중립면 상부깊이에서의 마찰력은 증가하고, 중립면 하부깊이에서의 마찰력은 감소하게 된다. 그 결과, 재하에 따라 상부 사질토층에서의 마찰력이 증가하게 되는 합리적인 결과로 귀결된다.

### 5.3 잔류하중의 영향을 고려한 주면마찰력-변위 거동

t-z곡선을 산정할 때 잔류하중을 고려하지 않으면 그림 11(a)에서 보는 바와 같이 잘못된 결과를 얻게 된다. 그러므로, 본 연구에서는 잔류하중의 영향을 고려할 수 있는 t-z곡선 모델을 제시하고자 한다. 말뚝설치 시점부터 재하시험 종료까지의 전체과정 동안에 발생하는 잔류하중을 모사할 수 있는 t-z 모델을 정립하는 것은 흥미로운 일이다. 그림 12는 잔류하중이 존재하는 말뚝에서 양방향 재하시험을 수행하였을 때의 하중전이곡선(그림 12(a)), 중립면 상부의 t-z곡선(그림 12(b)), 그리고 중립면 하부의 t-z곡선(그림 12(c))을 보여준다. t-z 곡선은 하중재하단계에 따라 ① 잔류하중 발생( $\overline{OA}$ ), ② 잔류하중 영향 제거( $\overline{AB}$ ), ③ 주면마찰력 발생( $\overline{BC}$ )의 3단계로 나눌 수 있으며, 중립면 상부와 하부에 따라 형태가 달라진다.

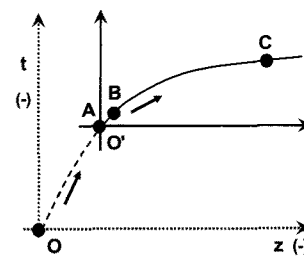


(a) Load transfer curve

중립면 상부의 경우(그림 12b), 부마찰력의 잔류하중이 존재하는 상태( $\overline{OA}$ )에서 선단에서의 재하하중은 말뚝을 상향으로 밀어 하향의 부마찰력을 증가시키므로  $\overline{AB}$ 와  $\overline{BC}$ 와 같이 부마찰력이 증가하게 된다. 이 때,  $\overline{AB}$  단계에서는 재하하중이 기존의 잔류하중 크기와 동일해질 때까지 변위발생이 억제된다. 중립면 하부의 경우(그림 12c), 부마찰력에 저항하는 정마찰력이 존재하는 상태( $\overline{OA}$ )에서 재하하중이 증가함에 따라 말뚝의 상향 변위가 증가하므로  $\overline{AB}$ 와 같이 정마찰력이 제거된 이후  $\overline{BC}$ 와 같이 부마찰력이 증가하게 된다. 잔류하중을 유발한 변위와 반대방향의 변위가 발생할 때 잔류하중이 제거될 때까지 잔류하중은 저항력으로 발휘되며 이때의 변위도 크게 억제된다. 이러한 결과는 그림 11(b)에서 27.4-30.4m 깊이의 t-z곡선에서도 확인할 수 있다. 참고로, 앞서 그림 11에서 보여주는 원점은 잔류하중 발생 단계( $\overline{OA}$ )가 고려되지 않았으므로 그림 12에서는 O점이 아니라 O'점이라는 것을 유의할 필요가 있다.

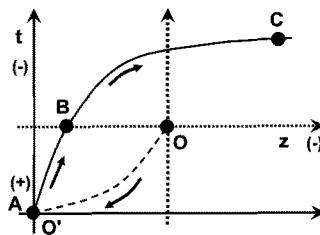
### 5.4 CAPWAP 분석과의 비교

그림 13에서는 초기항타시 CAPWAP 분석으로 얻어진 지지력과 참지지력 곡선을 비교하여 보여준다. CAPWAP 분석으로 얻어진 주면마찰력과 선단지지력은



- ①  $\overline{OA}$  : Development of negative skin friction
- ②  $\overline{AB}$ , ③  $\overline{BC}$  : Development of negative skin friction during loading

(b) t-z curve above neutral plane



- ①  $\overline{OA}$  : Development of positive skin friction
- ②  $\overline{AB}$  : Elimination of positive skin friction during loading
- ③  $\overline{BC}$  : Development of negative skin friction during loading

(c) t-z curve below neutral plane

그림 12. 잔류하중을 고려한 양방향 재하시험에서의 주면마찰력-변위 거동



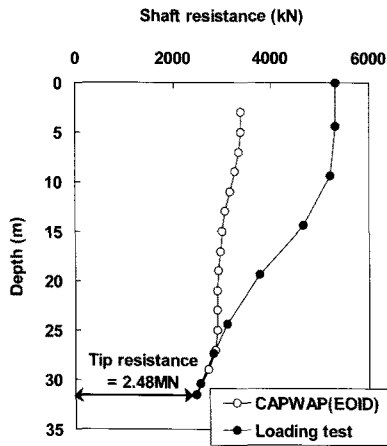


그림 13. 참지지력과 CAPWAP 지지력의 비교

각각 913kN과 2480kN으로 나타났다. CAPWAP 분석의 주변마찰력은 정재하시험으로 결정된 값인 2830kN의 약 1/3에 불과하다. 이것은 초기 항타 중의 주변지반 교란에 의해 주변마찰력이 감소하였기 때문이다. 그러나, 선단 지지력은 그림 10의 선단지지력-변위 곡선에서 선단침하량 10mm에 해당하는 값인 2.48MN과 동일하였다.

이러한 결과는 항타에너지가 말뚝선단 변위를 충분히 유발하여 선단지지력을 확인할 수 있을 경우 사질토 지반에 대한 CAPWAP 선단지지력 산정결과의 신뢰성이 매우 높다는 것을 보여준다. 그러나, 초기항타시의 CAPWAP 주변마찰력은 매우 과소평가되므로 충분한 시간이 경과하여 교란된 지반이 강도를 회복한 후에 재하시험을 수행하여야 바람직함을 보여준다.

## 6. 결론

본 연구에서는 낙동강 하구 대심도 연약지반에 대한 경제적인 말뚝기초의 적용을 위하여 PHC 말뚝을 대상으로 잔류하중 계측과 함께 양방향 재하시험을 수행하여 약 30m 깊이에 위치한 모래층에 지지되는 마찰말뚝의 지지특성을 분석하였다. 그 결과로부터 다음의 결론을 얻을 수 있었다.

(1) PHC말뚝의 중공부에 철근과 그라우팅을 삽입하여 잔류하중을 계측할 때, 시멘트의 수화과정 중 발생하는 수화열, 시멘트의 수축-팽창 경향, 말뚝체의 구속효과 등의 영향으로 초기 값의 결정이 어려웠으나 지속적인 변형률 계측으로 그 값을 결정할 수 있었다. 또한 온도계측을 함께 실시하여 변형률에 대한 온도보정을 수행한 결과, 계측된 온도변화의 범위 내에서 변형률은 최대 17%까지 영향을 미쳤다.

- (2) 콘크리트 탄성계수는 말뚝의 탄성압축량을 계산하거나 변형률을 하중으로 환산할 때 크게 영향을 미치지므로 일반적인 값이 아니라 재하시험 결과를 분석하여 얻어진 값을 적용하는 것이 바람직하다는 사실을 확인할 수 있었다.
- (3) 잔류하중과 재하하중을 더하여 참지지력 곡선을 산정하고 참지지력과 초기항타자료를 이용한 CAPWAP 분석으로 얻어진 지지력을 비교한 결과, 선단지지력은 서로 동일하였지만 CAPWAP에 의한 주변마찰력(EOID)은 정재하시험으로 결정된 값의 1/3로 과소평가되었다. 이러한 결과는 CAPWAP 분석이 사질토 지반의 선단지지력을 신뢰있게 산정할 수 있지만, 주변마찰력은 교란된 지반이 강도를 충분히 회복한 후에 재하시험이 수행되어야 함을 지적하였다.
- (4) 잔류하중의 영향을 고려하여 선단지지력과 주변마찰력의 하중-변위 곡선을 산정하였다. 잔류하중은 초기 변위와 하중분포에 영향을 주므로, 잔류하중의 영향을 고려하지 않을 경우 잘못된 하중-변위 곡선과 지지력 값이 얻어지게 된다는 사실을 확인하였다. 또한, 관찰된 거동을 바탕으로 잔류하중의 발생과정 및 재하시험 과정을 모사할 수 있는 새로운 모델을 제안하였다.

## 감사의 글

이 논문은 2008년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국과학재단의 국가지정연구실사업의 지원을 받아 수행된 연구임 (No. ROA-2008-000-20076-0).

## 참고 문헌

1. 김성렬, 정성교, N.T.Dung (2006), "PHC 말뚝의 하중전이실험을 통한 참 지지력의 산정", *한국지반공학회 논문집*, 제22권, 제11호, pp.113-122.
2. ASTM D 1143-81 (1981), *Standard test method for piles under static axial compressive load*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
3. Briaud, J.L. and Tucker, L.T. (1984), "Piles in sand: a method including residual stresses", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.110, No.11, pp.1666-1680.
4. Fellenius B.H. (2002), "Determining the resistance distribution in piles, Part 1: Notes on shift of no-load reading and residual load", *Geotechnical news magazine*, Vol.20, No.2, pp.35-38.
5. Fellenius B.H. (2006), *Basics of foundation engineering*, Electronic Edition, pp.8-25~8-32.
6. Geokon (1986), *Instruction manual for model 4200/4202/4210 Vibrating wire strain gages*, Lebanon, New Hampshire.

(접수일자 2008. 4. 7, 심사완료일 2008. 6. 27)