

# 모래지반에 타입된 개단말뚝의 관내토지지력 산정

Computation of Plug Capacity for Open-Ended Piles Driven into Sands

백 규 호\*<sup>1</sup>  
Paik, Kyu - Ho  
이 승 래\*<sup>2</sup>  
Lee, Seung - Rae

---

---

## Abstract

Calibration chamber tests were conducted on open-ended model piles driven into dried siliceous sands with different soil conditions in order to clarify the effect of soil conditions on plug capacity. The model pile used in the test series was devised so that the bearing capacity of an open-ended pile could be measured out into three components: outside shaft resistance, plug resistance and tip resistance. Under several assumption, the value of earth pressure coefficient in the soil plug is calculated. It is gradually reduced with increase in the longitudinal distance from the pile tip. At the bottom of soil plug, it tends to decrease with increase in the penetration depth and relative density, and to increase with the increase of ambient pressure. In comparison of measured and calculated plug capacities using the one-dimensional analysis, we note that API code and one-dimensional analysis combined with  $\beta$  suggested by Randolph et al. and O'Neill et al. result in great underestimation of the plug capacity. Therefore, based on the test results, an empirical equation was suggested to compute the earth pressured coefficient to be used in the calculation of plug capacity using the one-dimensional analysis, and it produces proper plug capacities for all soil conditions.

## 요 지

지반조건이 관내토의 지지력특성에 미치는 영향을 알아보기 위하여 여러가지 조건을 갖는 모래지반에 타입된 개단말뚝에 대하여 토조실험을 수행하였다. 실험에서 사용된 모형말뚝은 말뚝의 지지력을 외주면마찰력과 관내토지지력, 그리고 말뚝 단면부지지력의 세가지로 분리 측정할 수 있도록 제작하였다. 몇가지 가정하에 실험결과로부터 계산된 관내토 내부의 토압계수는 말뚝의 관입깊이와 지반의 상대밀도가 증가함에 따라 감소하고, 지반의 초기 압밀압력이 증가할수록 증가하는 경향을 나타낸다. 또한 토압계수는 관내토의 하단부에 접근할수록 증가한다. 관내토의

---

\*<sup>1</sup> 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 박사과정

\*<sup>2</sup> 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 조교수

1차원 해석으로부터 계산된 관내토지지력과 실측치의 비교로부터 Randolph 등과 O'Neill 등에 의하여 제안된  $\beta$ 를 이용한 1차원 해석이나 API의 추천방법은 관내토지지력을 상당히 과소평가함을 알 수 있다. 따라서 실험결과에 근거하여 관내토의 1차원 해석을 통한 관내토지지력의 예측 정도를 높이기 위하여 1차원 해석에 필요한 관내토의 토압계수를 산정할 수 있는 경험식이 제안되었으며, 제안된 식은 모든 지반조건에 대하여 적당한 관내토지지력을 산정한다.

## 1. 서 론

대부분의 해양구조물과 대형구조물, 그리고 대형교량의 기초로 사용될 말뚝은 큰 지지력을 얻기위하여 상당히 깊은 깊이까지 관입되어야 하므로 연결과 취급이 쉽고 말뚝 재료의 강도가 큰 강관이 사용되며, 말뚝의 관입시 발생하는 관입저항력을 감소시키기 위하여 선단부를 개방(open-ended)시켜서 사용하는 것이 일반적이다. 말뚝의 설치과정 동안에 생성되는 관내토(soil plug)의 형성과정과 개단말뚝의 하중지지 메카니즘, 그리고 폐단말뚝과의 비교를 통하여 관내토에 의한 말뚝선단부의 폐색 정도가 개단말뚝의 지지력에 미치는 영향등에 대한 연구는 이론적으로 또는 실내모형실험이나 현장실험 등을 통하여 연구된 바 있으며, 이러한 연구결과들에 근거하여 개단말뚝의 지지력을 예측하기 위한 여러가지 지지력산정식들이 제안되기도 하였다.

개단말뚝의 지지력 산정법은 크게 API의 설계지침<sup>(12)</sup>이나 Kraft의 제안법<sup>(7)</sup>같은 경험적인 방법과 관내토의 1차원 해석<sup>(11,13)</sup>이나 관내토의 압축성을 고려한 Nishida 등의 해석법<sup>8</sup>같은 이론적 방법, 그리고 표준관입시험(SPT)이나 원추관입시험(CPT)의 결과를 이용하는 방법<sup>(3,14)</sup>으로 나눌 수 있다. 이들 중에서 해양구조물의 기초설계에 많이 사용되는 API의 설계지침은 관내토에 의하여 말뚝 선단부가 완전폐색(fully plugged)된 경우와 완전개방(unplugged)인 경우만을 고려하였으나, 일반적으로 사질토에서 대부분의 개단말뚝은 부분폐색(partial plugged) 상태로 존재하기 때문

에 이 설계지침의 직접적인 적용은 어렵다. 그리고 SPT와 CPT의 결과를 이용하는 방법은 폐단말뚝의 경우에는 많이 사용되고 있으나 개단말뚝의 경우에 대하여는 연구가 부진하여 아직까지 실무에 적용되는 예가 드문 실정이다. 또한 관내토의 1차원 해석은 말뚝의 폐색 정도를 관내토 내부의 토압계수로 고려하도록 되어 있으나, 말뚝이 타입되는 동안 관내토가 매우 다져지기 때문에 관내토의 토압계수를 정확히 예측하기가 상당히 힘들다는 단점을 지니고 있다. 그러나 관내토의 1차원 해석은 관내토 내부의 토압계수만 정확히 알려진다면 관내토지지력의 비교적 정확한 산정이 가능하기 때문에 현재 이부분에 대하여 많은 연구가 진행되고 있다.<sup>(5,10,11)</sup>

이상에서 언급한 바와같이 실무에서 사용되고 있는 개단말뚝의 설계방법들은 많은 단점과 한계를 가지고 있다. 또한 관내토가 개단말뚝의 지지력에 미치는 영향이나 지반조건과 말뚝 조건 그리고 말뚝의 관입깊이 등이 관내토지지력과 관내토 내부에 발생하는 응력상태에 미치는 영향이 정확히 규명되지 않은 상태에서 기의존 지지력산정식에 대한 신뢰도는 그다지 높지 않다고 사료된다.

따라서 본 연구에서는 지반조건을 변화시켜가면서 모형말뚝실험을 수행하여 지반조건이 관내토 내부의 응력상태에 미치는 영향을 알아 보았다. 말뚝의 지지력은 외주면마찰력과 내주면마찰력(관내토지지력) 그리고 말뚝 단면부 지지력으로 분리 측정되었으며, 실험에서 측정된 결과로부터 지반조건에 따른 관내토의 토압계수 변화를 살펴보았다. 그리고 관내토의 1차원 해석을 통한 지지력 산정의 예측 정도를 높

이기 위하여 1차원 해석을 통한 관내토지지력의 산정시 필요한 관내토 내부에 토압계수를 산정할 수 있는 토압계수 산정식을 실험결과에 근거하여 제안하였다.

## 2. 관내토의 1차원 해석

관내토의 1차원 해석은 관내토 내에 미소 수평요소의 힘평형을 이용하여 관내토의 지지력 뿐만 아니라 변형특성과 응력상태를 예측할 수 있는 것으로, Stefanoff와 Boshinov<sup>(13)</sup>에 의하여 처음으로 관내토의 지지력 산정에 이용되었다. 그후, Murff 등<sup>(8)</sup>과 Randolph 등<sup>(11)</sup>은 관내토를 힘이 전달되는 쐐기영역 관내토(wedged plug zone)와 힘이 전달되지 않는 사하중영역 관내토(unwedged plug zone)로 구분하여 1차원 해석에 적용하였으며, 그 결과 보다 실측치에 접근된 지지력 예측치를 얻어내었다.

1차원 해석이 행해질 때 관내토는 그림 1과 같이 일련의 미소 수평요소(요소의 상부에는  $\sigma_v$ , 하부에는  $\sigma_v + d\sigma_v$ , 그리고 말뚝과 요소의 경계면

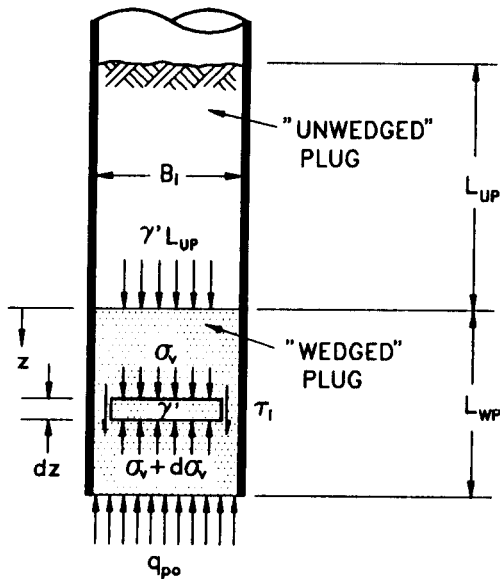


Fig. 1 Stress conditions within soil plug(O'Neill et al. 1991)

에는 전단응력  $\tau$ 가 작용)로 구성된 것으로 간주하며, 쐐기영역 관내토와 사하중영역 관내토의 경계로부터 깊이  $z$ 에 위치하는 미소요소의 힘평형 관계를 이용하면 다음 식(1)의 평형방정식이 얻어진다.

$$\frac{d\sigma_v}{dz} - \frac{4\beta}{B_i} \sigma_v = \gamma' \quad (1)$$

여기서 관내토는 비압축성(incompressible)으로 간주되며,  $\beta = K \tan \delta$  이다. 식(1)에서 관내토의 쐐기영역과 사하중영역의 경계면에서 평형조건을 고려하면 관내토 내부에서의 수직응력 분포와 변형특성을 계산하는데 사용될 수 있는 식(2)가 얻어진다.

$$\sigma_v = (\gamma' L_{up} + \frac{B_i \gamma'}{4\beta}) e^{\frac{4z}{B_i}} - \frac{B_i \gamma'}{4\beta} \quad (2)$$

식(2)에  $z = L_{wp}$ 를 대입하면 식(3)이 얻어지며,  $L_{wp}$ ,  $L_{up}$ 와  $\gamma'$  그리고  $\beta$ 가 알려진다면 식(3)을 통하여 관내토지지력,  $q_{po}$ 가 계산될 수 있다.

$$q_{po} = (\gamma' L_{up} + \frac{B_i \gamma'}{4\beta}) e^{\frac{4L_{wp}}{B_i}} - \frac{B_i \gamma'}{4\beta} \quad (3)$$

여기서  $B_i$  = 개단말뚝의 내경

$L_{up}$  = 사하중영역 관내토의 길이

$L_{wp}$  = 쐐기영역 관내토의 길이

일반적으로 위에 언급된 네가지 변수들( $L_{wp}$ ,  $L_{up}$ ,  $\gamma'$ ,  $\beta$ ) 중에서 관내토지지력에 가장 큰 영향을 미치는 것은  $\beta$ 로 알려져 있으나<sup>(13)</sup> 말뚝이 타입되는 동안 관내토가 다져지기 때문에 관내토의  $\beta$ 는 원지반의  $\beta$ 와 틀려지게 된다. 따라서 관내토(특히 관내토의 쐐기영역)내부의  $\beta$ 를 정확히 안다는 것은 매우 힘들게 된다. 그러한 이유에서 Randolph 등<sup>(11)</sup>은 말뚝-관내토 간에 마찰각이  $\delta$ 이고 내부마찰각이  $\phi$ 인 관내토와 말뚝의 경계부에 존재하는 흩이 주동파괴(active failure)를 일으킨다는 가정하에 설계

목적을 위하여  $\beta$ 의 최소치를 식(4)와 같이 제안하였다.

$$\beta = \frac{\tau_1}{\sigma} = \frac{\sin\phi \sin(\Delta - \delta)}{1 + \sin\phi \cos(\Delta - \delta)} \quad (4)$$

여기서  $\sin \Delta = \sin\delta / \sin\phi$

반면, O'Neill 등<sup>(10)</sup>은 관내토의 1차원 해석을 통한 관내토지지력 산정시 원지반에 대한  $\beta$ 를 사용하면 실측치에 보다 접근된 관내토지지력을 예측할 수 있음을 보고하였다.

### 3. 실험장치 및 실험방법

지반조성에 사용된 한강 난지도에서 채취한 모래로 공기중에서 장기간 건조시켰으며 10번체를 통과한 시료만을 사용하였다. 시료는 균등계수가 2.21이고 곡률계수가 1.23으로 통일분류법에서 SP에 해당되며, 최대 및 최소건조단위중량은 각각  $1.62\text{g/cm}^3$ 와  $1.33\text{g/cm}^3$ 으로 구해졌다.

토조(calibration chamber)내에 지반은 건조모래의 낙하고를 일정하게 유지시키는 낙사법에 의하여 상대밀도 23%, 56%, 90%의 세가지 상태로 조성되었다. 각각의 상대밀도에 대하여 직접전단시험으로부터 구해진 내부마찰각( $\phi$ )과 말뚝의 벽면마찰각( $\delta$ )은 표 1에 나타나 있다.

표1 지반의 상대밀도에 따른 마찰각의 변화

상대밀도 (%)	$\gamma_d(\text{g/cm}^3)$	$\phi_{\text{peak}}(^{\circ})$	$\phi_{\text{residual}}(^{\circ})$	$\delta_{\text{peak}}(^{\circ})$
90	1.585	43.4	33.7	17.7
56	1.478	38.2	33.7	16.1
23	1.387	34.8	33.7	15.0

토조는 직경이 775mm이며 높이가 1250mm로 옆면과 밑면에 두개의 고무막(membrane)을 설치하여 수평과 수직응력을 독립적으로 제어할 수 있도록 제작되었다<sup>(1)</sup>. 그리고 모형 개

단말뚝은 지지력을 내주면마찰력(관내토지지력)과 외주면마찰력 그리고 말뚝 단면부지지력으로 분리측정할 수 있도록 두개의 파이프로 구성되었으며, 조립이 완료된 모형말뚝은 외경이 42.7mm, 두께가 3.1mm로 측정되었다(그림 2). 내주면마찰력의 분포와 말뚝 단면부지지력의 측정을 위하여 내부파이프에는 18개의 strain gauge가 부착되었으며, 외주면마찰력의 측정을 위하여 외부파이프에는 2개의 strain gauge가 부착되었다.

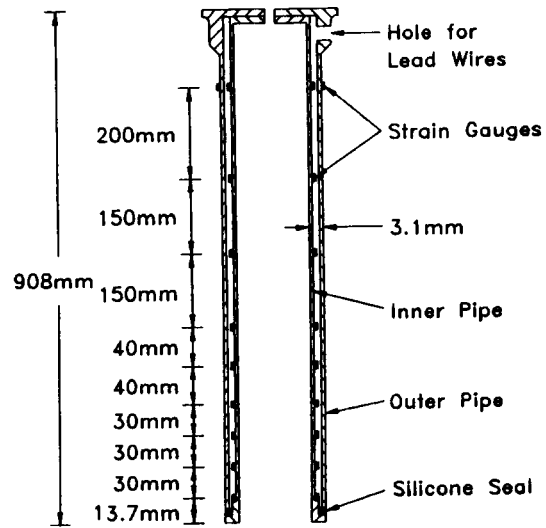


Fig. 2 Instrumented model pipe pile

지반조건의 변화가 개단말뚝의 지지력에 미치는 영향을 알아보기 위하여 모형실험은 표 2에 나타난 바와같이 지반의 상대밀도와 응력상태를 변화시키며 수행하였다<sup>(2)</sup>. 말뚝은 모형지반에 압력을 가한지 30시간 경과 후에 햄머에 의하여 타입되었으며, 재하시험(pile load test) 전에 모든 strain gauge들은 영점조정 되었다. 재하시험은 25cm, 42cm, 59cm, 76cm의 관입깊이에서 수행되었으며, 재하시험동안 모든 결과들은 data logger를 통하여 얻어졌다. 실험장치와 실험방법 그리고 실험결과에 대한 자세한 내용은 참고문헌 (1)과 (2)에 나타나 있다.

표2 모형말뚝실험의 개요

실험명	상대밀도 (%)	수직압밀압력 (kg/cm <sup>2</sup> )	수평압밀압력 (kg/cm <sup>2</sup> )	초기토압계수
VS	90	0.4	0.4	1.0
VL	90	0.7	0.4	0.57
NT	90	1.0	0.4	0.4
HS	90	1.0	0.7	0.7
HL	90	1.0	1.0	1.0
DL	56	1.0	0.4	0.4
DS	23	1.0	0.4	0.4

#### 4. 관내토 내부의 토압계수

관내토의 1차원 해석에 이용될 수 있는 토압계수의 산정을 위한 경험식을 제안하기 위해서는 지반조건의 변화가 관내토의 토압계수에 미치는 영향이 규명되어야 한다. 관내토 내부에서의 토압계수는 말뚝이 극한상태에 도달되었을 때 측정된 관내토지지력으로부터 구해졌으며, 계산을 위하여 아래 세가지 가정이 사용되었다.

- (1) 관내토에 유발되는 수직응력은 말뚝의 반경방향으로는 일정하나 하중이 측정되는 점(내부파이프에서 strain gauge가 부착된 점)들 사이에서는 선형으로 변한다.
- (2) 관내토에 유발되는 수평응력은 하중이 측정되는 점들 사이에서는 일정하다.
- (3) 계산의 간편성을 위하여 관내토의  $\phi$ 와

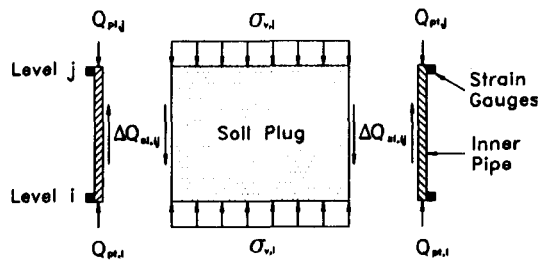


Fig. 3 Calculation of vertical stress and earth pressure coefficient in soil plug

$\delta$ 는 원지반에 대한 값과 동일하다.

이러한 가정에 근거하여 관내토에서 미소요소의 힘평형조건을 고려하면 토압계수는 식(5)에 의하여 계산될 수 있다(그림 3 참조).

$$K = \frac{\sigma_{h,ij}}{\sigma_{v,ij}} \quad (5.a)$$

$$\sigma_{v,ij} = \frac{(Q_{pt,i} + Q_{pt,j}) - 2Q_{pt}}{\pi B_i^2 / 2} \quad (5.b)$$

$$\sigma_{h,ij} = \frac{Q_{pt,j} - Q_{pt,i}}{\pi B_i \Delta Z_{ij} \tan \delta} \quad (5.c)$$

여기서

$K = i$ 점과  $j$ 점의 중간위치에서의 평균토압계수

$\sigma_{v,ij}, \sigma_{h,ij} = i$ 점과  $j$ 점의 중간위치에서의 수직 및 수평응력

$Q_{pt,i}, Q_{pt,j} = i$ 점과  $j$ 점에 부착된 strain gauge로부터 측정된 하중

$Q_{pi} =$  말뚝 단면부지지력

$\Delta Z_{ij} = i$ 점과  $j$ 점간의 거리

$\delta =$  원지반에 대한 말뚝의 벽면마찰각

그림 4는 식(5)에 의하여 계산된 관내토의 토압계수로 관입깊이와 지반조건에 따른 변화를 나타낸 것이다. 여기에서 토압계수( $K$ )의 경향은 다음의 세가지로 요약될 수 있다.

- (1) 경향 a:  $K$ 는 관입깊이가 증가함에 따라 감소한다.

(2) 경향 b: K는 원지반의 압밀압력(ambient pressure)이 커질수록 증가

한다.

(3) 경향 c: K는 원지반의 상대밀도가 감소함에 따라 증가한다.

경향 a는 관입깊이의 증가에 따른 관내토 지지력의 증가로 설명될 수 있다. 관입깊이가 증가함에 따라 관내토지지력이 커져서 관내토에 유발되는 응력이 증가되므로  $\phi$ 와  $\delta$ 는 감소하게 되며 관내토의 팽창성은 감소하게 된다<sup>(4)</sup>. 그러므로 관입깊이가 증가함에 따라 단위 내주면마찰력(unit inside skin friction)의 증가율은 점차 감소되어 K가 감소되는 것으로 사료된다.

경향 b의 원인은 압밀압력의 증가에 따른 지지력의 증가와 관내토의 팽창성 증가에 기인한다고 할 수 있다. 말뚝은 타입되는 동안 완전 개방이나 부분폐쇄 상태에 놓이게 되므로 지반에 가해진 압밀압력의 대부분은 관내토의 생성과 동시에 거의 영향을 미치지 못하므로 관내토는 팽창거동을 하게 된다. 이러한 관내토의 팽창거동은 초기압밀압력이 커질수록 소산되는 압력의 크기가 증가하여 더욱 촉진되며 결국 관내토 내부에서의 토압계수 증가를 유발시킨다. 반면 지반의 압밀압력이 커지면 관내토 지지력이 커져서 경향 a에서 설명한 바와같이 K가 감소하게 된다. 그러나 관내토 내부에 유발되는 응력증가에 의한 K의 감소량은 팽창거동에 의한 K의 증가량보다 작게되어 결국 K는 압밀압력이 증가할수록 점차 증가하는 경향을 나타낸다.

경향 c는 지반의 상대밀도에 따른 관내토의 다짐정도 차이로 설명될 수 있다. 일반적으로 말뚝이 타입되는 동안에 관내토는 다져지며, 항타에너지가 일정한 경우 다짐정도는 지반의 상대밀도가 작을수록 증가한다. 그러므로 지반이 느슨( $D_r = 23\%$ )한 경우 말뚝-관내토 간의 실제  $\delta$ 는 말뚝-원지반 간의  $\delta$ 보다 상당히 크며, 중간상태의 지반( $D_r = 56\%$ )에서는 약간 크게 그리고 조밀한 지반( $D_r = 90\%$ )의 경우에는 거의 비슷하게 된다. 그러나 관내토에 대한 실제  $\delta$ 의 측정이 매우 힘들기 때문에 K

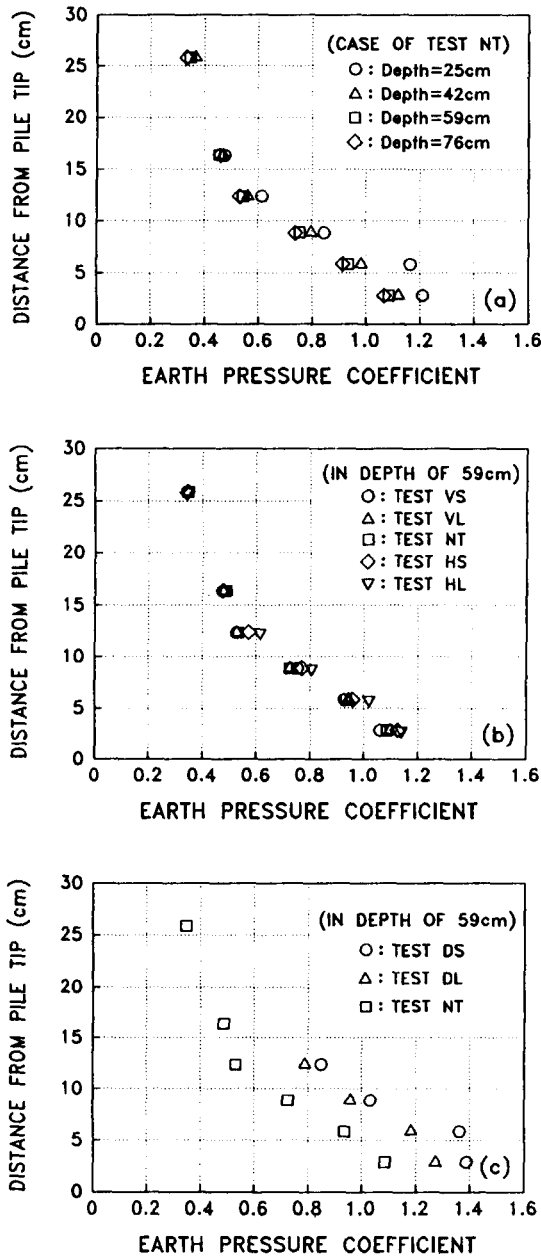


Fig.4 Variation of earth pressure coefficient within soil plug with (a) penetration depth, (b) ambient pressure, and (c) relative density of sand deposit

의 계산시에는 계산의 편의성을 위하여 실제값보다 작은 원지반에 대한  $\delta$ 를 사용한다. 따라서 계산되는 관내토의 토압계수는 상대밀도가 감소함에 따라 증가하는 경향을 보이게 된다.

한편, 식(5)로부터 계산된 관내토 내부에 유발된 토압계수의 길이방향 변화도 그림 4에서 볼 수 있다. 췌기영역 관내토 내부에 유발되는 토압계수는 원지반의 토압계수에 비하여 상당히 커지나, 수동토압 상태의 값에는 미치지 못하고 있다. 반면 사하중영역의 관내토에서 토압계수는 원지반의 토압계수보다 약간 작아지며, 관내토의 상부에서는 주동토압 상태의 값에 접근하고 있다. 지반의 토압계수는 지반의 상대밀도가 증가함에 따라 증가한다<sup>11)</sup>는 것을 고려할 때 실험결과로부터 관내토의 상부보다는 하부가 더 조밀하다는 것을 알 수 있다. 따라서 관내토 내부의 마찰각은 상대적으로 더 조밀한 관내토의 하단부에 접근할수록 커질 것으로 사료된다.

### 5. 관내토의 토압계수 산정식

관내토의 1차원 해석을 이용하여 정확한 관내토지지력을 산정하기 위해서는 앞에서 언급한 네가지 요소들이 필요하며, 그 중에서도 관내토지지력의 산정에 가장 큰 영향을 미치는 요소인  $\beta$ 는 비교적 정확히 구해져야만 한다.  $\beta$ 는 췌기영역 관내토의 토압계수,  $K$ 와 원지반에 대한 말뚝의 벽면마찰각,  $\tan\delta$ 의 곱으로 구해지나, 4절에서 언급되었듯이 관내토지지력뿐만 아니라  $K$ 도 원지반의 상대밀도와 응력상태에 크게 영향받는 것으로 나타나므로 지지력 산정시 지반조건과 폐색정도에 적합한  $\beta$ 가 사용되어야 한다. 따라서 1차원 해석으로부터 구해진 식(3)을 이용하여 실측치와 유사한 관내토지지력을 얻기 위해서는 지반조건과 폐색정도가  $K$ 에 미치는 영향이  $\beta(=K \tan\delta)$ 에 적절하게 고려되어야 한다.

본 연구에서는 췌기영역 관내토의 토압계수 산정식을 제안하기 위하여 실험에서 측정된 관

내토지지력을 이용하여 식(3)으로부터 역으로 토압계수를 계산하였다. 이때 계산의 편의성을 위하여 마찰각( $\phi$ 와  $\delta$ )과 단위중량은 원지반에 대한 값을 그대로 사용하였으며,  $L_{(s)}$ 와  $L_{(n)}$ 는 말뚝이 극한상태에 도달되었을 때 관내토에 유발된 수직응력 분포로부터 구한 값을 이용하였다(그림 5). 계산에 사용된  $(L_{(s)}/B)$ 는 지반의 초기응력상태에 관계없이 조밀한 지반의 경우에는 5.0, 중간상태의 지반의 경우에는 4.4 그리고 느슨한 지반의 경우에는 4.0이다<sup>12)</sup>.

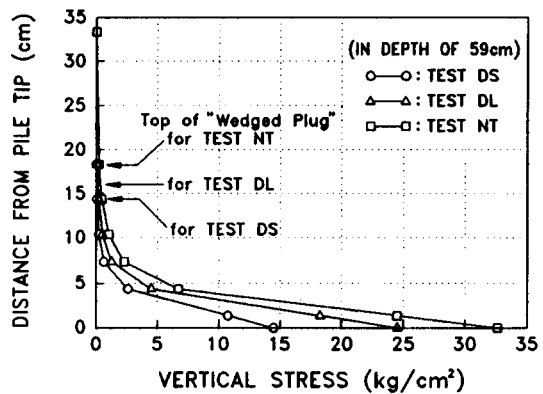


Fig. 5 Variation of vertical stress in soil plug with relative density of sand deposit

여러가지 지반상태에 대하여 식(3)으로부터 계산된 토압계수들의 회귀분석을 통하여 식(6)과 같은 토압계수 산정식이 얻어졌다.

$$K = \frac{PLR}{\tan\phi} + 0.4(1.06 - PLR \tan^2\phi)^{\tan\phi} \quad (6)$$

이 경험식에서 지반의 응력상태와 상대밀도가 관내토의 토압계수에 미치는 영향은 각각 말뚝의 관입깊이에 대한 관내토의 길이비로 정의되는 PLR과 원지반의 내부마찰각  $\phi$ 에 의하여 고려된다. 지반의 응력상태(압밀압력)가 증가하면 PLR이 증가하게 되므로<sup>13)</sup> 식(6)에 의하여  $K$ 는 점차 증가하는 경향을 나타내게 되며, 지반의 상대밀도가 감소하면 PLR도 감소하지

만  $\tan\phi$ 의 감소가 더 커지므로 K는 증가하는 경향을 나타낸다. 그리고 말뚝의 관입깊이가 증가되면  $\tan\phi$ 는 일정하게 유지되는 반면 PLR은 점차 감소되므로 K는 약간씩 감소하게 된다(그림 6). 이러한 경향들은 4절에 언급된 실험결과와 같으므로 제안된 식(6)은 말뚝의 관입깊이와 지반조건의 변화가 췌기영역 관내토 내부의 토압계수에 미치는 영향을 잘 반영한다고 할 수 있다.

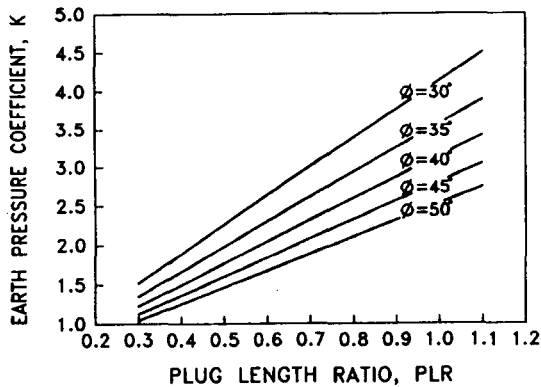


Fig.6 Variation of earth pressure coefficient calculated from empirical equation with PLR

## 6. 실험결과와의 비교

관내토지지력은 원지반에 대하여 측정된 마찰각( $\phi$ 와  $\delta$ )과 단위중량 그리고 관내토 내부에 유발된 수직응력의 분포로부터 측정된 췌기영역 관내토 길이를 이용하여 식(3)을 통하여 산정된다. 그림 7은 실험 NT와 DL, DS의 경우에 측정된 관내토지지력과 API의 설계지침에 의한 관내토지지력 그리고 관내토의 1차원 해석에 식(4)와 원지반에 대한  $\beta$ 를 사용하여 계산된 값들을 비교한 것이다. 1차원 해석에 사용된 식(4)에  $\phi$ 와  $\delta$ 는 관내토에 대한 값으로 정의되었으나 관내토에 대한 정확한 마찰각을 측정하기는 거의 불가능하기 때문에 본 연구에서는 말뚝이 타입되는 동안 관내토가 상대

밀도 90%로 다져진다고 가정하여 원지반의 상대밀도에 무관하게 식(4)에 사용되는  $\phi$ 와  $\delta$ 는 상대밀도 90% 지반에 대한 값을 사용하였다. 그리고 API의 설계지침에서는 완전개방된 상태로 존재하는 말뚝의 관내토지지력은 무시되기 때문에 실험이 수행된 모든 말뚝이 완전폐쇄상태에 도달되었다고 가정하여 지지력을 산정하였다. 그림에서 보이듯이 식(4) 또는 원지반에 대한  $\beta$ 를 이용한 관내토의 1차원 해석(Randolph 등<sup>[11]</sup>과 O'Neill 등<sup>[12]</sup>이 제안)은 실측치의 5% 미만으로 지지력을 상당히 과소평가하고 있으며, API의 설계지침은 Randolph 등과 O'Neill등이 제안한 방법의 관내토 1차원 해석보다는 상당히 향상된 결과를 주지만 이 방법 또한 실측치보다는 작은 지지력을 예측하고 있다. 그러므로 기존에 제안된 지지력 산정식을 이용하여 개단말뚝을 설계할 경우 과잉설계를 유발하여 비경제적인 시공을 초래할 수 있다.

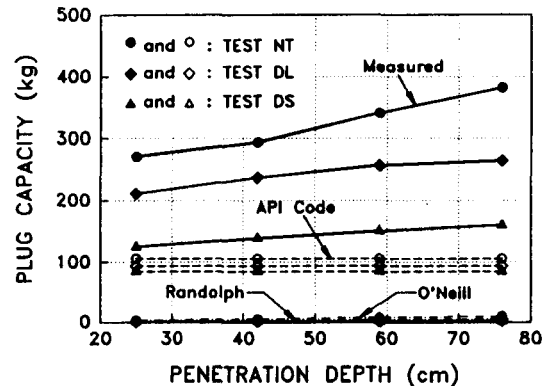


Fig.7 Comparisons of measured and calculated, by API and 1-D analysis, plug capacities in the case of test NT, DL, DS

그림 8은 지반의 응력과 상대밀도를 변화시킨 경우(실험 NT와 HS, HL 그리고 실험 NT와 DL, DS)에 측정된 관내토지지력과 식(6)을 이용한 관내토의 1차원 해석으로부터 계산된 결과를 비교한 것이다. 그림에 나타난 바와



같이 식(6)을 이용한 관내토의 1차원 해석은 수직응력의 크기에는 관계없이 관입초기에는 실측치보다 약간 작은 결과를 주지만 관입깊이

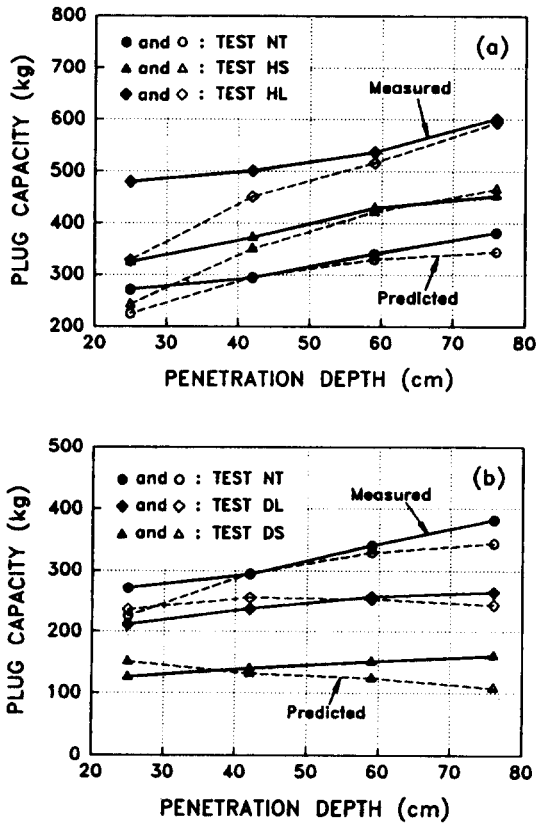


Fig. 8 Comparisons of measured and calculated plug capacities for various soil conditions

가 증가하면 실측치에 접근한 예측치를 산정한다(그림 8.a). 수직응력만을 변화시킨 경우(실험 VS와 VL, NT)의 관내토지지력은 거의 비슷하며<sup>2</sup> 이 경우에 대하여도 실험 NT의 경우와 비슷하게 예측치는 실측치와 거의 비슷함을 보였다. 이와같이 지반이 조밀한 경우에 관내토의 1차원 해석은 관입초기에 관내토지지력을 다소 과소평가하다가 관입깊이가 증가되면서 실측치에 상당히 접근된 결과를 나타낸다. 그러나 지반이 느슨한 경우에는 관입깊이가 증가함에 따라 관내토지지력을 다소 과소평가하는 경향을 보인다(그림 8.b). 그러므로 식(6)을 이용한 관내토의 1차원 해석은 느슨한 지반을 제외한 어떤 상태의 지반에 대하여도 실측치와 거의 비슷한 관내토지지력을 예측한다고 할 수 있다.

표 3은 여러가지 지반조건에 대하여 59cm의 관입깊이에서 측정된 관내토지지력과 식(6)을 이용한 관내토의 1차원 해석으로부터 얻어진 예측치의 비교를 나타낸 것이다. 표에 나타난 바와같이 식(3)과 식(6)은 모든 지반상태에 대하여 실측치와 거의 비슷한 관내토지지력을 주며, 특히 지반이 느슨한 경우 보다는 조밀한 경우에 예측 정도가 더욱 높은 것으로 나타났다.

그림 9는 여러가지 지반조건에 대하여 59cm의 관입깊이에서 말뚝이 극한상태에 도달했을 때 측정된 관내토에 유발된 수직응력 분포와 식(2)와 식(6)을 이용한 수직응력 분포

표3 관내토지지력의 계산치와 실측치의 비교

실험명	상대밀도 (%)	초기 토압계수	PLR	식(6)에서 계산된 토압계수	계산된 관내토 지지력 (kg)	측정된 관내토 지지력 (kg)	계산치 측정치 (%)
VS	90	1.0	0.8073	1.0054	328.50	333.40	98.53
VL	90	0.57	0.8200	1.0142	353.13	351.77	100.39
NT	90	0.4	0.8085	1.0062	329.65	341.32	96.58
HS	90	0.7	0.8484	1.0340	421.99	429.61	98.23
HL	90	1.0	0.8822	1.0574	516.72	536.93	96.24
DL	56	0.4	0.7555	1.2338	252.79	256.73	98.47
DS	23	0.4	0.6893	1.3347	124.14	151.37	82.01

의 예측치를 비교한 것이다. 식(6)을 이용한 관내토의 1차원 해석은 관내토지지력 뿐만 아니라 관내토 내부에 유발되는 수직응력 분포도 실측치와 거의 일치하는 결과를 주고 있음을 알 수 있다. 그러므로 여기서 제안된 관내토의 토압계수 산정식은 지반조건이 관내토지지력에 미치는 영향을 적절하게 고려할 수 있다고 볼 수 있으며, 이 경험식을 관내토지지력 산정을 위한 관내토의 1차원 해석에 사용하면 보다 정확한 관내토지지력의 산정이 가능할 것으로 사료된다.

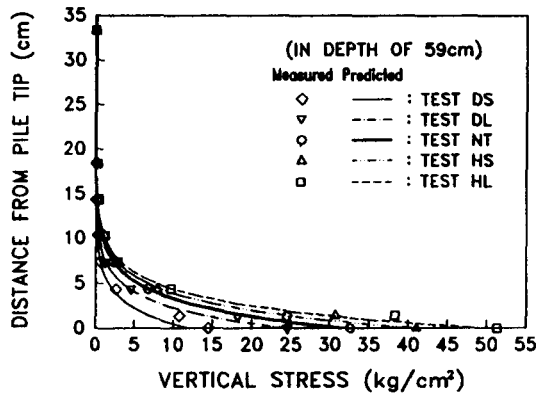


Fig. 9 Comparisons of vertical stress distributions within soil plug

## 7. 결 론

본 연구에서는 개단말뚝의 지지력을 분리측정할 수 있도록 제작된 모형말뚝으로 토조실험을 수행하였으며 얻어진 결과는 다음과 같이 정리될 수 있다.

1. 실험에서 측정된 관내토지지력으로부터 계산된 내부의 토압계수는 말뚝의 관입깊이가 증가할수록 감소하며, 지반응력이 커질수록 증가하는 경향을 보인다.
2. 관내토지지력의 산정을 위하여 실무에서 많이 사용되는 API의 설계지침과 Randolph 등과 O'Neill 등의 방법에 의한 관내

토의 1차원 해석은 관내토지지력을 실제보다 상당히 과소평가한다.

3. 관내토의 1차원 해석을 통한 관내토지지력의 예측 정도를 높이기 위하여 1차원 해석에 필요한 네가지 변수중 가장 중요한 요소인 관내토의 토압계수를 산정할 수 있는 경험식이 실험결과에 근거하여 제안되었다.

제안된 토압계수 산정식을 이용한 관내토 1차원 해석이 관내토지지력의 예측을 위하여 실용화되려면 말뚝직경이 관내토지지력에 미치는 영향과 췌기영역 관내토의 길이를 산정하기 위한 연구 등이 행해져야하며, 제안식의 현장 시험을 통한 검증이 필수적이다.

## 감사의 글

본 연구는 한국과학재단(과제번호 731-1200-005-2)의 기초연구비 지원에 의하여 이루어진 것으로, 이에 대하여 깊은 감사를 드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 백규호·이종섭·이승래(1993). “모래지반에 타입된 모형 개단강관말뚝의 지지력 분석”, 한국지반공학회지, 제9권, 제1호, pp.31~44
2. 백규호·이종섭·이승래(1993), “지반조건 변화가 개단강관말뚝의 거동에 미치는 영향”, 한국지반공학회지, 제9권, 제3호, pp.23~34
3. 일본건축학회(1974), 건축기초 구조설계 기준, 동해설
4. Beringen, F.L., Windle, D. and Vanhooydonk, W.R. (1979), “Results of Loading Tests on Driven Piles in Sand”, Recent Developments in the Design and Construction on Piles, London, pp.213~225.
5. Brucy, F., Meunier, J. and Nauroy, J.F. (1991), “Behavior of Pile in Sandy Soils Dur-

- ing and After Driving”, Proc. of 23rd Offshore Technology Conference, Houston, pp. 145-154
6. Kraft, L.M. (1991), “Performance of Axially Loaded Pipe Piles in Sand”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.117, No.2, pp.272~296.
  7. Kraft, L.M (1991), “Computing Axial Pile Capacity in Sands for Offshore Condition”, Marine Geotechnology, Vol. 9, No. 1, pp. 61~92.
  8. Murff, J.D., Raines, R.D. and Randolph, M. F.(1990) “Soil Plug Behavior of Piles in Sand”, Proc of 22nd Offshore Technology Conference, Houston, pp.25~32.
  9. Nishida, H., Ohta, H., Matsumoto, T. and Kurihara, K. (1985), “Bearing Capacity due to Plugged Soil in Open-ended Pipe Pile”, JSCE, Vol.364, pp.219~227.
  10. O'Neill, M.W. and Raines, R.D. (1991), “Load Transfer for Pipe Piles in Highly Pressured Dense Sand”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 8, pp. 1208~1226.
  11. Randolph, M.F., Leong, E.C. and Houlsby, G.T. (1991), “One-Dimensional Analysis of Soil Plugs in Pipe Piles”, Geotechnique. Vol.41, No. 4, pp.587~598.
  12. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform(1989), American Petroleum Institute Recommended Practice 2A (RP2A), 18th Edition, API, Washington, D.C.
  13. Stefanoff, G. and Boshinov, B. (1977), “Bearing Capacity of Hollow Piles Driven by Vibration”, Proc. of 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp.753~758.

(접수일자 1993. 6. 4)