

## 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중에 대한 현장시험

### Field Tests for Vertical Loads Acting on Embankment Piles

이 승 현\*<sup>1</sup> Lee, Seung-Hyun 이 영 남\*<sup>2</sup> Lee, Young-Nam  
홍 원 표\*<sup>3</sup> Hong, Won-Pyo 이 광 우\*<sup>4</sup> Lee, Kwang-Wu

#### Abstract

A series of field tests were carried out to evaluate the effects of embankment piles which were installed in-situ ground and subjected to damage due to lateral movement of soft ground. Twelve steel pipe piles whose diameters are 40.64cm were driven into ground in four rows. A cap beam concrete was placed on the heads of each row piles to connect three piles, and then the embankment was constructed. Field test was done twice and monitoring was performed by using load cells, earth pressure cells, inclinometers and settlement plates to investigate the effect of carrying vertical loads over embankment piles. The results of monitoring were compared with theoretical analyses.

The results of this study show that most of the vertical loads were transferred to piles by soil arching effect in the embankment filled on the pile cap beam. The portion of the embankment loads carried into pile cap beams increased with decrement of the space among pile cap beams and with increment of the embankment height. And it was found that slope stability should be considered in order to decide the reasonable installation range of embankment piles. Also, from the results of comparison between monitoring results and theoretical equations, it was verified that proposed theoretical analysis method can be reasonably applied in the construction site.

#### 요 지

연약지반의 측방유동으로 인한 피해가 예상되는 국내 현장에 성토지지말뚝공법을 적용하기 위한 연구의 일환으로 실제 현장에서 성토지지말뚝이 발휘하는 효과를 규명하기 위한 현장시험이 계획되었다. 본 현장시험은 직경 40.64cm의 강관말뚝을 3본씩 총 4열로 시공하고, 각 열의 줄말뚝은 콘크리트캡보로 연결한 다음 총 8m까지 성토하였다. 현장시험은 총 2회에 걸쳐 수행하였으며, 성토지지말뚝의 하중분담효과를 확인하기 위해 하중계, 토압계, 지중경사계, 그리고 침하판을 이용한 계측을 실시하였다. 또한 계측결과를 제안이론식과 비교분석하였다. 이러한 연구 결과 성토지지말뚝을 시공할 경우 성토지지말뚝 위 성토지반속에 발달하는 지반아치에 의해 대부분의 성토하중이 말뚝으로 전이됨을 확인하였고, 말뚝캡보의 설치 간격이 좁을수록, 그리고 성토고가 높을수록 성토지지말뚝의 하중분담효과가 더 커지게 됨을 확인할 수 있었다. 또한 설계시 성토지지말뚝의 설치범위를 합리적으로 결정하기 위해서는 성토지지말뚝이 성토사면의 사면안정효과에 미치는 영향을 고려해야 함을 알 수 있었으며, 제안이론식이 현장상태의 성토지지말뚝에 합리적으로 적용될 수 있음을 입증하였다.

**Keywords :** Embankment piles, Field test, Lateral movement, Monitoring, Numerical analysis, Soft ground, Soil arching, Vertical load

\*1 정회원, 선문대학교 건설환경산업공학부 토목공학과 전임강사  
\*2 정회원, 현대건설 기술연구소 소장  
\*3 정회원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수  
\*4 정회원, 한국건설기술연구원 토목연구부 연구원

## 1. 서론

연약점토층이 깊게 분포하고 있는 서·남해안 지역의 개발이 빈번해지면서 연약지반의 측방유동으로 인한 피해사례가 속속 보고되고 있다(홍원표 등, 2000c). 따라서 이러한 연약지반의 측방유동으로 인한 피해를 극복하기 위한 적절한 대책공법의 개발이 절실히 필요하다. 이에 필자 등은 해외의 여러 시공사례(Gartung & Verspohl, 1996; Holmberg, 1978; Johnes et al., 1990; Reid & Buchanan, 1984)로부터 그 우수성이 입증된 바 있는 성토지지말뚝공법을 연약지반의 측방유동으로 인한 피해가 예상되는 국내 현장에 효과적으로 적용하기 위한 연구를 지속적으로 수행해 오고 있다(홍원표 등, 1999; 홍원표 등, 2000a; 홍원표 등, 2000b). 즉, 필자 등은 성토지지말뚝으로 지지된 성토지반 내부에 발달하게 되는 지반아치형상을 실험적으로 규명하였고(홍원표 등, 1999), 이를 근거로 성토지지말뚝의 효과를 정량적으로 산정할 수 있는 이론식을 제안한 바 있다(홍원표 등, 2000a). 또한 일련의 모형실험을 실시하여 본 제안식이 성토지지말뚝의 하중분담효과 산정에 매우 합당함을 확인한 바 있다(홍원표 등, 2000b).

일련의 이러한 연구의 일환으로 본 연구에서는 성토지지말뚝이 실제현장에서 어느 만큼의 기능을 발휘할 수 있는가를 확인하기 위하여 말뚝캡보로 연결한 줄말뚝 형태의 성토지지말뚝에 대한 현장시험을 수행하고자 한다. 즉, 연약지반층이 분포하는 대상지반을 선정하여 성토지지말뚝을 시공하고, 하중계, 토압계, 지중경사계 그리고 침하판을 설치하여 말뚝캡보 및 지반상에 작용하는 연직하중과 침하량 및 지중변위를 측정함으로써 성토지지말뚝의 하중분담효과를 확인하고자 한다. 또한, 이러한 현장계측 결과를 제안이론식과 비교·분석하여 제안식의 타당성을 입증하고자 한다.

## 2. 기존연구

홍원표 등(1999)은 실내모형실험을 통해 성토지지말뚝 위 성토지반속의 파괴형태를 관찰하였으며, 이를 근거로 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중산정식을 정상파괴, 캡파괴, 편칭파괴의 세 가지 형태로 각각 식(1)~식(3)과 같이 유도·제안하였다(홍원표 등, 2000a).

$$\text{정상파괴이론} \quad P_{ul}(t/m) = \gamma \cdot D_1 \cdot H - \sigma_s \cdot D_2 \quad (1)$$

캡파괴이론

$$P_{ul} = D_1 \left[ \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left( \sigma_s + \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right) - \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] - D_2 \sigma_s \quad (2)$$

$$\text{편칭파괴이론} \quad P_{ul} = \gamma \cdot \left( H - \frac{H_1}{2} \right) \cdot b$$

$$+ \left\{ \gamma \cdot \left( H - \frac{H_1}{2} \right) \cdot \tan \phi + c \right\} \cdot \frac{b}{\tan \alpha} \quad (3)$$

여기서,  $\gamma$  : 성토재의 단위중량,

$\phi$  : 성토재의 내부마찰각

$c$  : 성토재의 점착력,

$H$  : 성토고

$D_1$  : 말뚝캡보의 중심간격,

$D_2$  : 말뚝캡보의 순간격

$\sigma_s$  : 연약지반 작용응력

$b$  : 말뚝캡보 폭,  $\alpha = (\pi/2 - \omega)$

$$H_1 = \frac{b}{2 \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$\omega = \tan^{-1}(\sqrt{1 + 2D_1 / (D_1 - D_2)})$$

$$G_1(\phi) = N_\phi \left( \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + 1 \right) - 1$$

$$G_2(\phi) = 2 N_\phi^{\frac{1}{2}} \left( 1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{1}{\tan \alpha}$$

한편, 홍원표 등(2000b)은 위와 같이 제안된 세 이론식을 검증하기 위한 실내모형실험을 실시하였다. 그 결과, 성토지지말뚝의 연직하중분담효과는 말뚝캡보간격비가 작을수록 더 크기 때문에 연직하중분담효과를 증대시킬 필요가 있을 시에는 말뚝의 설치간격을 줄이거나 말뚝캡보의 폭을 크게 하여 말뚝캡보간격비(=말뚝캡보 사이 순간격/말뚝캡보 중심간격)를 감소시켜야 하고, 성토지지말뚝공법의 설계·적용시에는 성토고에 따라 경제성 및 안정성을 모두 고려하여 성토지지말뚝의 효율적인 설치를 결정해야 한다고 하였다.

## 3. 현장시험

### 3.1 지반 특성

본 현장은 연약점토층이 비교적 깊게 분포하고 있는 경기도 안산시 인근에 위치하고 있으며, 현장의 토층분포 및 토질상태를 파악하기 위하여 콘관입시험을 2회, 표준관입시험을 1회 실시하였다. 지반조사결과 대상지

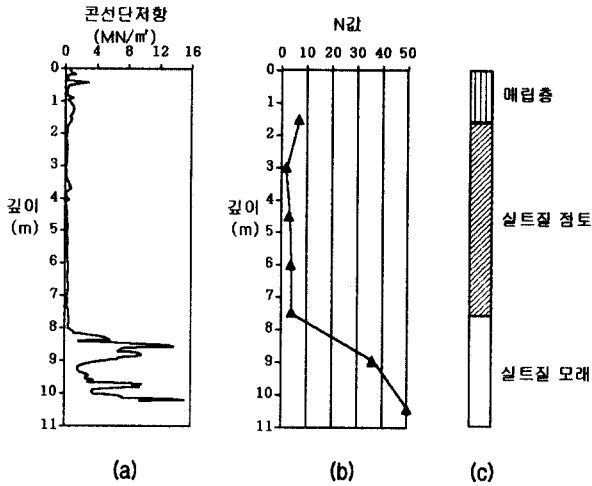


그림 1. 콘관입시험과 표준관입시험 결과

반의 대표적인 토층은 그림 1에 나타난 바와 같다. 본 대상지반의 최상부층에는 실트질 모래, 잡석, 전석 및 각자갈이 혼재된 갈색의 매립토층이 분포하고 있으며, 깊이 1.5m에서 7.5m 사이에는 N값이 4~8인 실트질 점토층이 존재한다. 다음으로 깊이 7.5m 이하에는 깊이에 따라 N값이 급속히 증가하여 깊이 10.5m이하의 N값이 50으로 매우 조밀한 상대밀도를 보이는 자갈 섞인 실트질 모래층이 분포하고 있다.

### 3.2 현장시공

#### 3.2.1 시험시공 개요

시험과정은 크게 성토지지말뚝시공, 계측기설치, 성토시공 및 계측의 순으로 구분할 수 있다. 현장시험 계획 성토평면도는 그림 2(a)와 같고, 말뚝 및 캡콘크리트 설치 평면도는 그림 2(b)와 같다.

본 현장시험에서 성토지지말뚝의 설치간격은 선행연

구(홍원표 등, 2000a; 홍원표 등, 2000b) 결과에 의거하여 실제 시공시 가장 효과적일 것이라고 판단된 말뚝캡보간격비( $D_2/D_1$ )가 0.68인 경우로 결정하였고, 성토지지말뚝의 설치간격이 큰 경우와 비교하기 위해 말뚝캡보간격비를 0.9로 한 경우(실제는 1열 말뚝에 해당된다)도 시공하는 것으로 하였다. 따라서 지반조사를 통하여 결정한 시험대상 지반에 총 12개의 말뚝을 3개씩 4열로 설치하고, 각각의 열을 구성하는 줄말뚝의 두부를 철근콘크리트캡보로 연결한 다음 성토시공하도록 계획하였다.

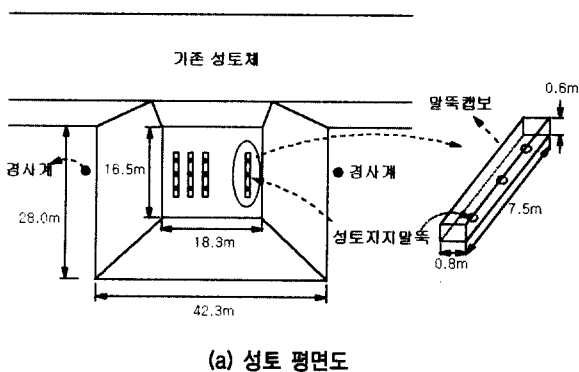
그림 2(b)에서 4개의 말뚝캡보를 구분하기 위하여 편의상 좌측 말뚝캡보로부터 우측으로 C1, C2, C3 및 C4의 기호를 붙여 사용하도록 한다.

#### 3.2.2 성토지지말뚝 시공 및 계측기 설치

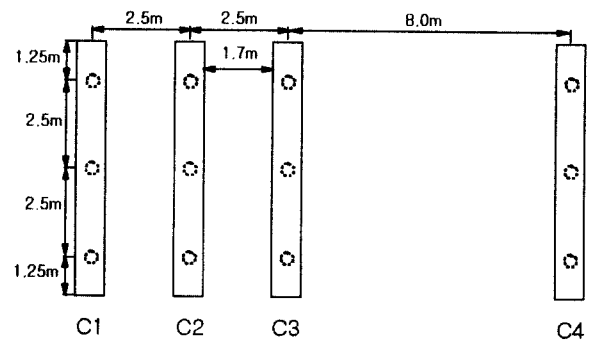
말뚝은 지름이 40.64cm이고 두께가 9mm인 강관말뚝을 사용하는 것으로 하였으며, 말뚝근입깊이는 표준관입시험으로부터 구한 N값을 이용하는 정역학적 지지력 공식을 적용하여 결정하였다. 즉, 그림 2에서 말뚝 1본이 부담하는 하중을 체적 2.5m x 2.5m x 8m에 해당하는 성토 무게의 80%로 보고 지지력공식에 의한 말뚝의 허용지지력이 이 하중과 같게 되도록하여 근입깊이를 14m로 결정하였다.

말뚝타입이 완료된 후 그림 2(a)에 나타난 바와 같이 2개의 경사계를 성토 완성후의 양쪽 법면 하단위치에 각각 설치하였다. 그리고 6개의 하중계를 그림 3에서와 같이 말뚝머리부에 설치하였다. 하중계는 강관말뚝의 직경과 동일하게 제작하였고 용량은 100t이며 전기저항식이다.

시험시공은 총 2회 실시하였다. 먼저 1차시험시의 계측기 설치상태는 그림 3(a)와 같다. 1차시험시 일부 하



(a) 성토 평면도



(b) 말뚝 및 말뚝캡보 설치 평면도

그림 2. 시험시공 평면도

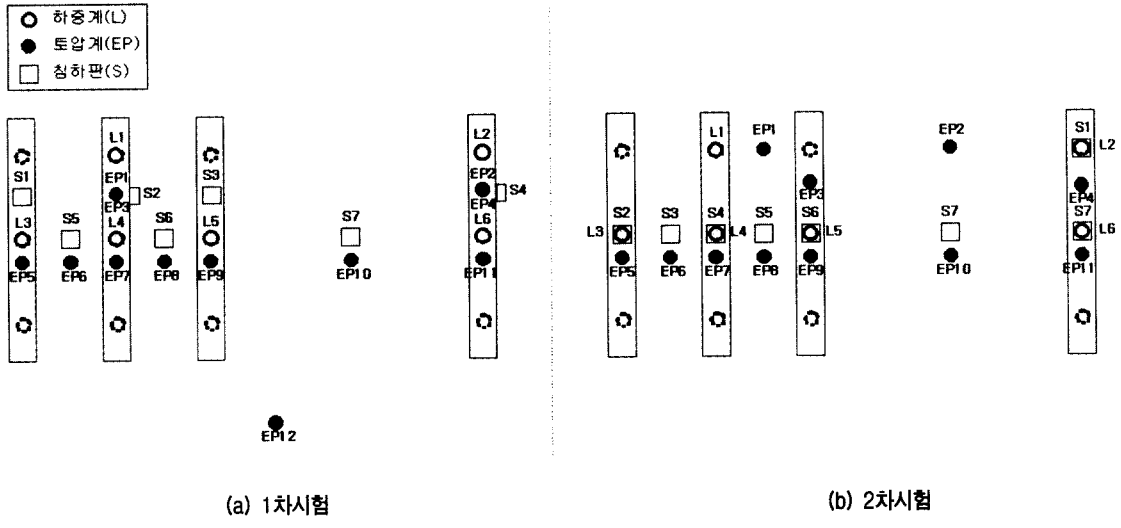


그림 3. 계측기 배치

중계가 기능을 상실하여 2차시험을 추가로 실시하였다. 이 때 2차시험은 1차시험을 종료한 이후에 성토층을 제거한 다음 그림 3(b)에 나타난 바와 같이 계측기를 설치하고 1m씩 재성토하였다.

각각의 말뚝캡보는 강도설계법에 근거하여 설계하였으며, 그림 2(b)에 나타난 바와 같이 길이가 7.5m이고 폭은 0.8m이며 두께는 0.6m이다.

말뚝캡보가 완성된 후에는 성토재로 그 사이를 채워 캡콘크리트 상부면과 인접 지반면의 표고가 같게 되도록 하고, 그림 3에 나타난 바와 같이 말뚝캡보의 상부면 및 말뚝캡보 사이의 지표면에 토압계 및 침하판을 설치하였다. 토압계는 전기저항식이며 직경은 10cm이고 용량은  $3.0 \text{ kg/cm}^2$ 이다.

### 3.2.3 성토시공

성토지말뚝과 인접 지반면에 대한 모든 계측기의 설치가 완료된 후 성토를 실시하였다. 1차시험시는 최종성토고 8m까지 매 0.5m씩 성토하였고, 2차시험시는 최종성토고 8m까지 매 1m씩 성토하였다. 성토에 따른 계측은 1차시험의 경우 성토고가 매 0.5m 증가할 때마다 실시하였고, 2차시험의 경우에는 성토고가 매 1m 증가할때마다 실시하도록 하였다. 또한 각 성토단계별로 현장들밀도시험을 실시하였으며, 이로부터 산정한 평균 단위중량은 1차 및 2차 시험 모두에서  $1.83 \text{ t/m}^3$ 이었다. 한편, 성토를 완료한 성토체의 전단강도정수를 구하기 위하여 압밀비배수시험 ( $\overline{CU}$ -test)을 실시한 결과 성토재의 유효내부마찰각  $\phi'$ 는  $28^\circ$ 로 산정되었다.

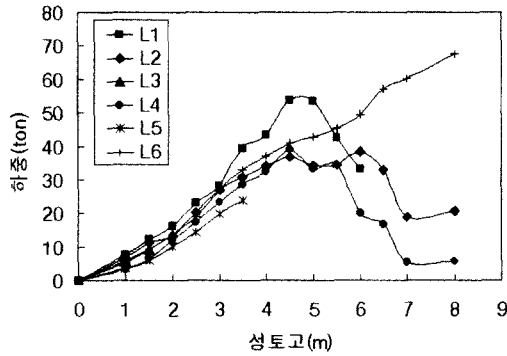
## 4. 현장시험 결과 및 분석

### 4.1 하중계 및 토압계 측정결과

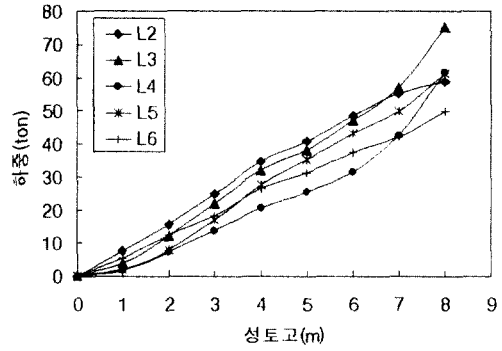
#### 4.1.1 하중계 측정결과

각각의 하중계에 의한 계측값을 성토고에 대하여 나타내면 그림 4와 같다. 그림 4(a)는 1차시험의 결과이고, 그림 4(b)는 2차시험의 결과이다.

1차시험의 경우 그림 4(a)를 통하여 알 수 있듯이 하중계 L6의 계측결과는 성토고가 증가함에 따라 하중도 증가하여 성토고 8m에서의 하중 측정값이 대략 68t을 나타내고 있으나, 나머지 5개의 하중계에 대해서는 성토고 4.5m이상에서 하중계가 제 기능을 상실하여 올바른 측정결과를 얻을 수 없었다. 그러나 2차시험의 경우에는 그림 4(b)에 나타나 있듯이 하중계 L1의 계측기능이 상실된 경우를 제외하고는 모든 하중계에 있어서 성토고에 따른 하중 증가 추세가 대체로 비슷함을 알 수 있었다. 하나의 말뚝캡보가 분담하게 되는 성토하중의 영역은 말뚝캡보간의 중심간격과 동일함을 고려해 볼 때, 세 개의 인접한 말뚝캡보의 성토하중 분담효율이 말뚝캡보의 설치 간격이 큰 C4보다 더 큼을 알 수 있다. 즉, C1, C2 및 C3 말뚝캡보에 작용하는 성토하중은 C4 말뚝캡보에 작용하는 하중과 그 크기가 유사하지만, 성토지말뚝의 하중분담효율은 말뚝캡보간의 간격이 좁을 때 더 큼을 하중계 계측결과로부터 알 수 있다.

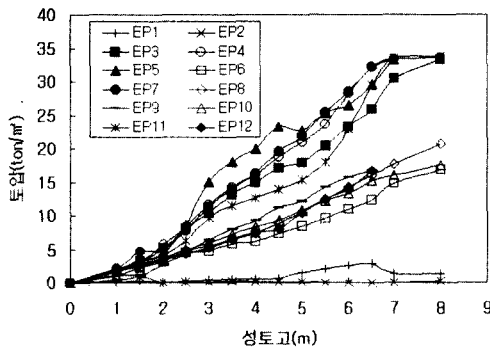


(a) 1차시험

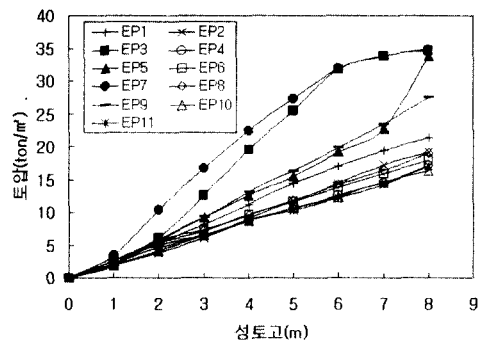


(b) 2차시험

그림 4. 하중계 계측값



(a) 1차시험



(b) 2차시험

그림 5. 토압계 계측값

#### 4.1.2 토압계 측정결과

토압계 측정자료를 성토고에 따라 나타내면 그림 5와 같다. 1차시험과 2차시험의 결과는 그림 5(a) 및 (b)에 각각 도시하였다.

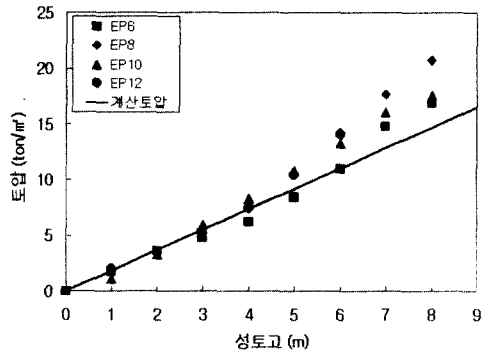
그림 5(a)에 나타난 1차시험시 토압 측정결과는 크게 세 가지 무리로 구분된다. 첫 번째 무리는 말뚝캡보위에 설치한 토압계 중 EP9에 의한 측정값을 제외한 EP6, EP8, EP9, EP10 그리고 EP12에 의한 측정값으로 세 무리중 가장 큰 토압값을 보이고 있으며, 다음으로 연약지반상에 설치한 토압계 EP6, EP8, EP10 및 EP12에 의한 측정값이 한 무리를 이루고 있다. 마지막으로 말뚝캡보의 하부에 설치한 토압계 EP1 및 EP2 측정값은 거의 0에 가까운 값을 보이고 있는데, 이는 지반침하와 더불어 토압계도 침하하여 토압계와 말뚝캡보 사이의 접촉압력이 감소한 때문으로 볼 수 있다.

한편, 2차시험에서는 말뚝캡보의 상부와 연약지반상에만 토압계를 설치하였다. 그림 5(b)에 나타난 측정결과에서 가장 우측에 있는 말뚝캡보인 C4 상에 설치한 토압계 EP4와 EP11의 측정값을 제외하고는 대체로 말

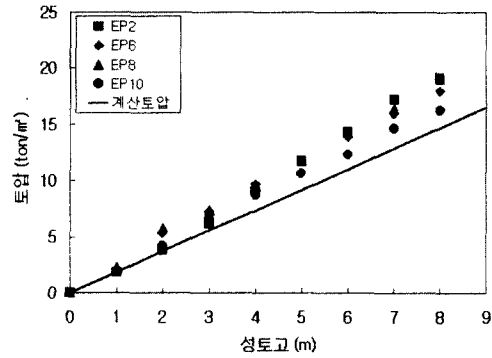
뚝캡보위에 설치한 토압계 측정값이 큼을 알 수 있다.

결과적으로 두 시험결과 모두에서 말뚝캡보 위에 설치한 토압계의 측정값이 연약지반에 설치한 토압계 측정값보다 더 큰 토압을 나타내고 있다. 결국 이로부터 성토지반 내 지반아칭현상으로 인하여 성토하중이 말뚝으로 전이되는 하중전이현상이 발생되고 있음을 알 수 있다.

한편, 두 시험 모두에서 인접한 세 개의 말뚝캡보(C1, C2 및 C3)사이의 지표면에 설치된 토압계 측정값과 아칭효과의 영향을 거의 받지 않을 것으로 판단되는 지반상에 설치된 토압계(1차시험의 경우 EP10 및 EP12, 2차시험의 경우 EP2 및 EP10) 측정값 사이에 뚜렷한 차이를 발견할 수 없었다. 즉, 인접한 말뚝캡보 사이의 지반에 보다 작은 토압이 작용할 것으로 예상되었으나 실제 측정 결과에서는 그림 5에 나타난 바와 같이 유사한 측정값을 보이고 있다. 이러한 경향을 보이는 원인을 고찰하기 위하여 그림 6과 같이 연약지반에 설치한 토압계의 측정값들을 들밀도 시험으로 구한 단위중량의 평균값을 이용하여 산정한 토압과 비교하였다. 그림 6(a)는

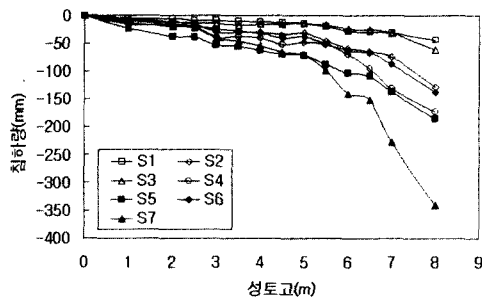


(a) 1차시험

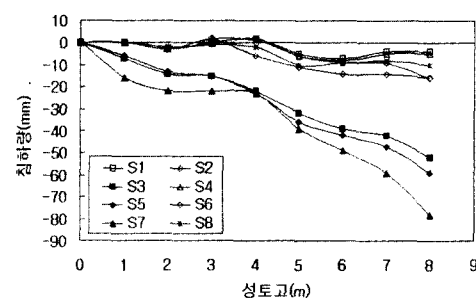


(b) 2차시험

그림 6. 연약지반상에 설치된 토압계 계측결과 분석



(a) 1차시험



(b) 2차시험

그림 7. 침하판 계측값

1차시험결과를 비교한 그림이고, 그림 6(b)는 2차시험 결과를 비교한 그림이다.

그림 6에서 계산토압은 들밀도시험을 통해 구한 평균 단위중량값을 이용하여 구한 토압이다. 이론적으로 말뚝캡보 사이의 연약지반에 작용하는 토압은 지반아칭 현상의 영향으로 인해 평균단위중량으로 계산된 연직 토압보다 작을 것으로 예상하였다. 즉, 인접한 세 개의 말뚝캡보 사이의 지반에 작용하는 토압이 1차시험시의 EP10 및 EP12, 그리고 2차시험시의 EP2 및 EP10에 의한 계측값 보다 작아야 함에도 불구하고, 1차 및 2차 시험 모두에서 각각 그림 6 (a)와 (b)에 나타난 바와 같이 연약지반상에 설치된 토압계의 계측값이 평균단위중량으로 구한 연직토압과 유사하게 거동하고 있다. 이는 성토지지말뚝 사이에 설치된 토압계로 정확한 토압을 측정하기가 용이하지 않음을 의미한다. 즉, 토압계가 지반 침하와 더불어 침하하지 않고 있어야 상부로부터의 연직토압을 정확하게 측정할 수 있으나 실제로는 이 토압계가 지반침하와 더불어 침하함에 의하여 토압계 지지구조가 되지 못하고 있으며, 또한 연약지반 상에 설치된 토압계와 주변지반 사이에서도 상대적인 강성차이로

인한 하중전이현상이 발생되고 있기 때문에 정확한 연직토압의 측정이 이루어지지 않은 것으로 판단된다.

## 4.2 침하판 및 경사계 측정결과

### 4.2.1 침하판 측정결과

1차시험 및 2차시험을 통하여 얻은 각각의 침하판에 의한 계측값을 성토고에 대하여 나타내면 그림 7과 같다.

그림 7에서 지표면에 설치한 침하판에 의한 침하측정값이 말뚝캡보 위에 설치한 침하판에 의한 측정값보다 큼을 알 수 있다. 먼저, 1차시험의 경우 침하측정값의 크기는 그림 7(a)에서 알 수 있는 바와 같이 말뚝캡보 C3와 C4사이의 중앙부 지반에 설치된 침하판 S7에 의한 값이 가장 크고, C1과 C2 혹은 C2와 C3 사이에 설치된 침하판(S5, S6), 말뚝캡보 하부에 설치한 침하판(S2, S4), 그리고 말뚝캡보 상부에 설치된 침하판(S1, S3)의 순으로 침하량 크기가 작게 나타나고 있다. 다음으로 그림 7(b)에 나타난 2차시험시의 침하량 측정결과에서는 1차시험결과와는 달리 말뚝캡보 상부와 말뚝캡보 사이의 지반에만 침하판을 설치하였는데, 침하 발생양상은

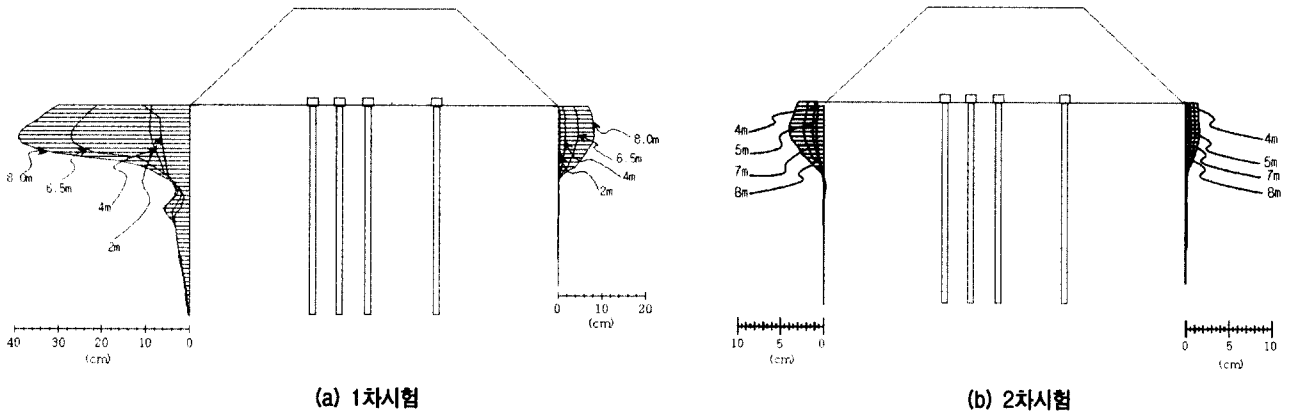


그림 8. 경사계 계측결과

1차시험과 유사하게 말뚝캡보 C3와 C4의 사이에 설치된 침하판에 의한 침하측정값이 가장 크다. 이와 같이 서로 인접한 세 개의 말뚝캡 사이의 지반에 설치한 침하판에 의한 측정 침하량이 침하판 S7에 의한 측정 침하량 보다 작은 이유는 지반아칭효과에 의한 성토하중의 전이효과가 말뚝캡보의 간격이 좁을수록 현저히 발생되기 때문이다.

한편, 두 시험에서 측정한 침하량의 크기를 비교하여 보면 2차시험에 의한 침하량이 1차시험에 의한 침하량 보다 작게 계측됨을 알 수 있는데, 이는 1차시험후 성토체를 제거하고 재성토를 하여 2차시험을 실시하였기 때문에 이미 연약지반의 소성변형이 상당히 진행된 결과에 의한 것으로 보인다.

#### 4.2.2 경사계 측정결과

성토에 따른 경사계 측정결과를 그림으로 나타내면 다음의 그림 8과 같다. 1차시험결과는 그림 8(a)에, 2차시험결과는 그림 8(b)에 도시하였다.

그림 8(a)에 나타낸 1차시험시 경사계 계측결과에서 성토지지말뚝으로 성토체를 지지했음에도 불구하고 상당히 큰 지중수평변위가 측정되었음을 알 수 있다. 즉, 양측 성토사면 선단부에 설치한 경사계 계측치의 최대값이 성토고 8m일 때 좌·우측 선단부에서 각각 38cm와 8cm로 측정되었다. 이는 성토지지말뚝 위에 성토를 0.5m씩 단계적으로 시공하는 중에 성토지지말뚝으로 보강되지 않은 연약지반의 침하량이 누적됨과 더불어 성토사면에는 활동력이 작용하게 되어 연약지반의 측방유동현상이 발생하였기 때문인 것으로 판단된다. 그림 8(b)에 나타낸 2차시험결과의 경우에 경사계 최대 측정값이 성토체의 좌·우측 선단부에서 각각 4cm와 2cm

로 1차시험에 비해 미소하게 측정되었다. 이와 같은 측정결과를 보이는 원인은 침하량 측정결과에서도 언급했던 바와 같이 1차시험후 성토체를 제거한 뒤, 2차시험시에 재차 성토를 시공하였기 때문이다.

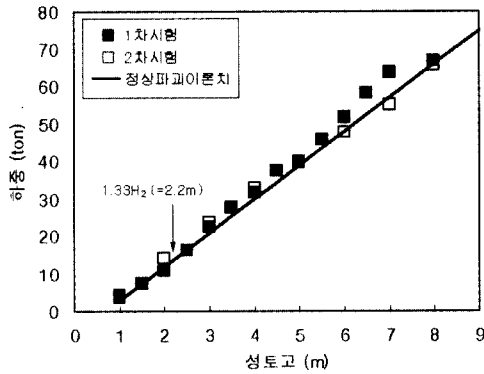
한편, 성토체 양단에 설치한 두 개의 경사계에 의한 계측 결과 1차 및 2차 시험 모두 3개의 성토지지말뚝이 인접해 있는 곳에 설치한 경사계 측정값이 그 반대편에 설치한 경사계 측정값보다 크음을 알 수 있다. 이와 같이 그림의 좌측에 설치된 경사계 측정값이 두 시험 모두에서 더 크게 측정된 원인은 성토체의 사면안정효과의 영향인 것으로 판단된다. 즉, 세 개의 말뚝캡보가 인접해 있는 곳의 성토사면부에서는 C1말뚝캡보의 좌측 연약지반과 우측 연약지반의 침하량 차이가 C4말뚝캡보 좌·우측 연약지반에서보다 상당히 크게 발생함으로 인하여 성토사면의 활동면이 서로 다르게 발달하기 때문에 경사계 측정값이 서로 차이를 보이는 것으로 판단된다.

결론적으로 경사계 측정결과 성토지지말뚝을 효과적으로 설계·시공하기 위해서는 성토지지말뚝의 연약지반 측방유동 억지효과뿐 아니라 성토지지말뚝이 성토사면의 사면안정효과에 미치는 영향도 동시에 고려하여 성토지지말뚝의 합리적인 설치범위를 결정해야 함을 알 수 있다.

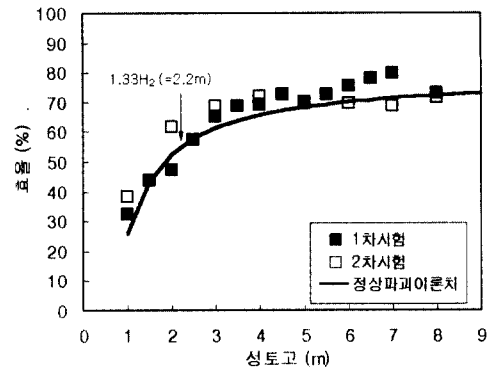
### 5. 시험치와 이론치의 비교

성토지지말뚝의 연직하중 분담효과 검증을 위해 수행된 현장시험결과를 이론식과 비교하여 그림 9와 그림 10에 나타내었다.

그림 9는 1차 및 2차 시험시에 C2말뚝캡보에 설치한



(a) 성토고에 따른 말뚝작용하중



(b) 성토고에 따른 효율

그림 9. C2말뚝캡보상에서 측정된 시험치와 이론치의 비교

하중계와 토압계 측정값을 평균하여 산정한 말뚝작용 하중 및 효율을 말뚝캡보간격비가 0.68인 경우의 정상 파괴이론치와 비교한 그림이다. 여기서 말뚝작용하중은 하나의 성토지지말뚝에 작용하게 되는 연직하중을 의미하며, 효율은 한 열의 말뚝캡보에 작용하는 하중값(본 현장시험에서는 세 개의 말뚝에 작용하는 하중을 합한 값과 동일)을 한 열의 말뚝캡보가 부담하는 영역의 성토 하중(=성토재의 단위중량×말뚝캡보간 중심간격×성토고)으로 나눈 값이다.

홍원표 등(2000a, b)은 이론식에 대한 분석과 모형실험결과로부터 지반아치가 완전히 발달하는 최소 성토고는  $1.33H_2$ (여기서,  $H_2$ 는 외부아치의 반경)이고, 이 보다 더 큰 성토고에서는 정상파괴이론식의 적용성이 우수하다고 하였다. 이러한 선행연구결과를 근거로 그림 9에 나타난 현장시험결과와 이론값을 비교해 보면, C2 말뚝캡보에서 측정한 시험치와 실선으로 나타난 이론치의 거동이 잘 일치하고 있다. 따라서 제안식이 성토지지말뚝의 성토하중 부담효과 산정에 합리적으로 적용될 수 있음을 확인할 수 있다.

또한 본 현장시험에서 말뚝캡보간격비가 0.68인 경우 전체 연약지반 단면적에 대한 말뚝캡보 단면적의 비가 약 31%임에도 불구하고 지반아치가 완전히 발달한 성토고인 2.2m 이상의 성토고에서는 60~70% 정도의 성토하중을 성토지지말뚝이 부담하게 됨을 알 수 있다(그림 9(b)). 따라서 성토지지말뚝을 적절히 설계·시공하면, 대부분의 성토하중은 말뚝이 부담하게 되고 연약지반에는 미소한 연직하중만이 작용하게 됨으로써 연약지반의 측방유동이 적극 억제될 수 있음을 확인할 수 있다.

한편, 홍원표 등(2000a)은 성토고가 낮거나 말뚝캡보

사이의 간격이 넓으면 편칭파괴가 발생되며 말뚝캡보 사이의 간격이 좁고 성토고가 충분하여지면 점차 아칭파괴가 발생할 수 있다고 하였다. 따라서 C4말뚝캡보에 설치한 하중계와 토압계 측정결과를 정상파괴이론치 및 편칭파괴이론치와 비교하여 그림 10에 나타내었다.

그림 10에서 C4말뚝캡보에 작용하는 성토하중 측정치는 실선으로 나타난 정상파괴이론치보다 점선으로 나타난 편칭파괴이론치와 더 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 이는 그림 2에 도시한 바와 같이 C3말뚝캡보와 C4말뚝캡보의 중심간격이 8m로 말뚝캡보의 폭에 비해 상당히 멀뿐 아니라 C4말뚝캡보의 우측에는 말뚝이 설치되어 있지 않으므로 인하여, C4말뚝캡보위 성토지반에는 지반아치가 완전히 발달하지 않았기 때문인 것으로 판단된다. 즉, C4말뚝캡보위의 성토지반은 인접한 말뚝캡보의 영향을 거의 받지 않기 때문에 독립된 말뚝캡보로서 성토하중을 지지하는 것과 유사한 상태가 되고 있는 것으로 판단된다.

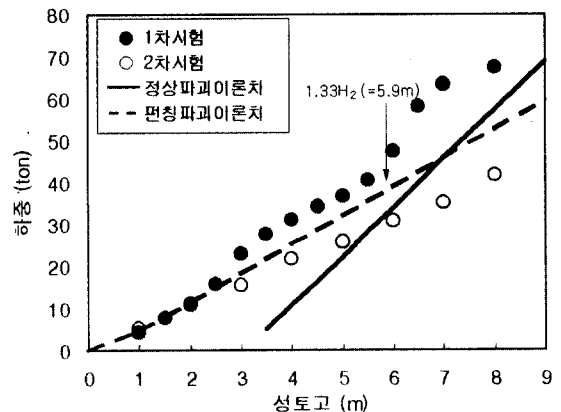


그림 10. C4말뚝캡보상에서 측정된 시험치와 이론치의 비교



## 7. 결론

본 연구에서는 성토지지말뚝의 연직하중 분담효과를 확인하기 위한 현장 시험시공 및 계측을 수행하였다. 계측은 하중계, 토압계, 침하판 및 경사계를 이용하여 실시하였고, 그 결과를 기 제안한 이론식과 비교·분석하였다. 연구결과 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 계측결과 말뚝캡보의 설치 간격이 좁을수록, 그리고 성토고가 높을수록 성토지지말뚝의 하중분담효과가 더 크게 나타났다. 따라서 성토지지말뚝의 합리적인 설계를 위해서는 말뚝캡보의 설치간격과 성토고에 따른 성토지지말뚝의 연직하중분담효과를 합리적으로 결정해야 한다.
- (2) 성토지지말뚝 위에 지반아치가 완전히 발달하게 되는 이론적인 성토높이인  $1.33H_2$ 보다 높은 성토고에서는 정상파괴이론식의 적용성이 매우 우수하다.
- (3) 말뚝캡보의 폭에 비해 성토지지말뚝 간의 간격이 상대적으로 멀거나 말뚝캡보간격비에 대한 상대적인 성토고가 낮아서, 말뚝캡보위 성토지반내의 파괴형태가 인접한 말뚝캡보의 영향을 거의 받지 않을 경우에는 편칭파괴이론식을 적용하는 것이 합리적이다.
- (4) 성토지지말뚝의 설치범위를 합리적으로 결정하기 위해서는 성토지지말뚝의 연약지반 측방유동 억지효과뿐 아니라 성토지지말뚝이 성토사면의 사면안정효과에 미치는 영향도 고려해야 한다.
- (5) 성토지지말뚝공법은 설계시에 성토지지말뚝의 성토하중 분담효과를 합리적으로 산정할 경우 연약지반상 성토시 예상되는 연약지반의 측방유동을 효과적으로 억지할 수 있는 공법임을 확인하였다.

## 감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원한 '96 건설교통개발 연구개발사업 (R&D/96-0063)에 의하여 실시된 연구의 일부임을 밝히며 동기관에 감사의 뜻을 전하는 바이다.

## 참고 문헌

1. 홍원표, 윤중만, 서문성(1999), "말뚝으로지지된 성토지반의 파괴형태", 한국지반공학회논문집, 제15권, 제4호, pp.207-220.
2. 홍원표, 이재호, 전성권(2000a), "성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석", 한국지반공학회논문집, 제16권 제1호, pp. 131-143.
3. 홍원표, 강승인(2000b), "성토지지말뚝에 작용하는 연직하중에 대한 모형실험", 한국지반공학회논문집, 제16권, 제4호, pp.171-181.
4. 홍원표, 송영석, 윤중만, 이승주(2000c), "연약지반상 교대측방이동에 대한 사례연구", 대한토목학회 학술발표회 논문집Ⅱ, pp. 239-242.
5. Gartung, E. & Verspohl, J.(1996), "Geogrid reinforced embankment on piles-Monitoring", Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp.209-214.
6. Holmberg, S.(1978), "Bridge approaches on soft clay supported by Embankment piles", Geotechnical Engineering, Vol.10, pp.77-89.
7. Johnes, C.J.F.P., Lawson, C.R. & Ayres, D.J.(1990), "Geotextile reinforced piled embankment", Geotextile, Geomembranes and Related Products, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 8339, pp. 155-160.
8. Low, B.K., Tang, S.K. & Choa, V.(1994), "Arching in piled embankments", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, No.11, pp.1917-1937.
9. Reid, W.M. & Buchanan(1984), "Bridge approach support piling", Piling and Ground Treatment, Thomas Telford Limited, London, pp.267-274.

(접수일자 2001. 3. 20)