

## 성토지지말뚝으로 지지된 성토지반내 편칭전단파괴 Punching shear failure in pile-supported embankment

홍원표<sup>1)</sup>, Won-Pyo Hong, 홍성원<sup>2)</sup>, Seongwon Hong, 송제상<sup>3)</sup>, Jei-Sang Song, 이재호<sup>4)</sup>, Jae Ho Lee

- <sup>1)</sup> 중앙대학교 건설환경공학과 교수, Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Chung-Ang University  
<sup>2)</sup> 중앙대학교 방재연구소 연구원, Researcher, Disaster Prevention Research Institute, Chung-Ang University  
<sup>3)</sup> 중앙대학교 건설환경공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Chung-Ang University  
<sup>4)</sup> GS 건설 기술본부 지반팀, Geotechnical Engineering Team. of GS Engineering & Construction

**SYNOPSIS :** In this study, a computer program to predict the behavior of laterally loaded single pile and pile groups was developed by using a beam-column analysis in which the soils are modeled as nonlinear springs by a family of p-y curves for subgrade modulus. The special attention was given to the lateral displacement of a single pile and pile groups due to the soil condition and the cap rigidity. The analysis considering group effect was carried out for 2 x 2 and 3 x 3 pile groups with the pile spacing 3.0B, 4.0B and 5.0B. Based on the results obtained, it is found that the overall distributions of deflection, slope, moment, and shear force in a single pile give a reasonable results irrespective of cap connectivity conditions. It is also found that even though there are some deviations in deflection prediction compared with the observed ones, the prediction by present analysis simulates much better the general trend observed by the centrifuge tests than the numerical solution predicted by PIGLET.

**Keywords :** laterally loaded pile groups, beam-column analysis, p-y curve, the soil condition, cap connectivity conditions

### 1. 서론

연약지반에 뒤채움이나 성토를 실시할 경우 연약지반이 측방으로 유동하거나 파괴가 될 수 있다 (Heyman 1965; Hong 2005). 이러한 연약지반의 과도한 측방유동이나 침하를 방지하기 위하여 성토지지말뚝공법을 적용하여 왔다(Hewlett & Randolph 1988). 성토지지말뚝공법의 성공적인 적용사례는 우리나라보다는 동남아시아나 유럽에서 많이 보고되고 있다(Holmberg 1978; Reid & Buchanan 1984; Johns et al. 1990; Gartung & Verspohl 1996). 이 성토지지말뚝공법은 장기간에 걸친 연약지반개량공사를 실시함이 없이 연약지반에 성토를 단시일 내에 마무리할 수 있다는 장점을 가지고 있다.

Hong et al.(2007)은 말뚝머리가 수열의 캡보로 연결된 성토지지말뚝에 대한 모형실험 및 이론해석을 통하여 캡보 사이 성토지반에 발달되는 지반아칭현상에 의하여 상당량의 성토하중이 말뚝에 전달되는 하중전이효과를 자세히 규명한 바 있다.

그러나 성토지지말뚝의 간격이 너무 넓거나 말뚝의 설치 간격에 비하여 성토고가 상대적으로 낮은 경우에는 성토지반 내에 지반아칭이 발달되기가 어려워 지반아칭현상에 의한 말뚝으로의 성토하중 전이효과는 기대하기가 어렵게 된다. 이러한 경우에는 성토지반 내에 지반아칭이 발달하지 못하고 말뚝캡보

윗부분 성토지반 내에 편칭전단파괴가 발생하게 된다. 따라서 성토지지말뚝으로의 성토하중전이는 지반 아칭현상보다는 편칭전단현상에 의해 이루어질 것으로 판단된다. 결국 성토지지말뚝의 설계에 있어서는 지반아칭현상 뿐만 아니라 편칭전단현상에 의한 성토하중전이도 반드시 함께 고려하여야 할 것이다. 그러나 성토지반 내 편칭전단현상에 대한 연구는 지금까지 이루어지지 않고 있다. 따라서 성토지반 내에 발생할 수 있는 편칭전단현상에 대한 말뚝으로의 성토하중전이 메커니즘을 규명할 필요가 있다.

본 연구에서는 먼저 성토지반 내에 발생할 수 있는 편칭전단파괴의 기하학적인 형상을 재고찰하고 이를 토대로 편칭전단현상에 의해 성토지지말뚝으로 전이되는 성토하중을 산정할 수 있는 이론식을 재정립하고자 한다. 또한 편칭전단현상에 의한 하중전이에 영향을 미치는 요인에 대한 검토도 함께 수행하여 성토지지말뚝의 설계에 참고로 하고자 한다.

또한 본 연구에서 확립 제안되는 편칭전단현상에 의한 연직하중 산정이론식의 신뢰성을 검증하기 위하여 일련의 모형실험을 수행한다. 이 모형실험은 말뚝캡보 폭이 좁은 경우와 넓은 경우의 두 종류의 캡보에 대하여 모래성토를 7단계로 나누어 실시한다.

## 2. 편칭전단파괴

### 2.1 편칭전단파괴형상

그림 1에 도시된 편칭전단의 형상에 근거하여 성토지반 내에서 편칭전단의 발달로 인하여 말뚝에 전이되는 성토하중  $P_v$ 의 산정식을 식 (1)과 같이 유도한 바 있다(홍원표 등 2000).

$$P_v = \gamma b \left( H - \frac{H_3}{2} \right) + \left\{ \gamma \left( H - \frac{H_3}{2} \right) \tan \phi + c \right\} \frac{b}{\tan \alpha} \quad (1)$$

여기서  $P_v$ 는 캡보의 장축방향으로 단위길이당 값으로 표시한 연직하중이다.

식 (1)의  $b$ 는 말뚝캡보의 폭이고  $\gamma$ ,  $\phi$ 와  $c$ 는 각각 성토재의 단위체적중량, 내부마찰각과 점착력이다. 그리고  $H$ 와  $H_3$ 는 각각 성토고와 지반째기영역의 높이이다.

또한  $\alpha$ 와  $H_3$ 는 식 (2)와 식 (3)로 나타낼 수 있다.

$$\alpha = \pi/4 - \phi/2 \quad (2)$$

$$H_3 = \frac{b}{2} \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3)$$

만약 성토고  $H$ 가 지반째기높이  $H_3$ 보다 낮은 높이까지 밖에 성토시공이 되어 있지 않으면 그림 1에 도시된 지반째기가 완전히 형성될 수 없을 것이다. 이 경우는 지반째기 높이  $H_3$ 와  $\tan \alpha$ 의 값을 각각  $H$ 와  $b/2H$ 로 바꾸어 식 (3)에 대입해야 하므로 연직하중  $P_v$ 는 식 (4)과 같이 나타낼 수 있을 것이다. 따라서 이 경우의 연직하중  $P_v$ 는 식 (1) 대신 식 (4)을 사용하여 산출하여야 할 것이다.

$$P_v = \gamma b \frac{H}{2} + \left\{ \frac{1}{2} \gamma H \tan \phi + c \right\} 2H \quad (4)$$

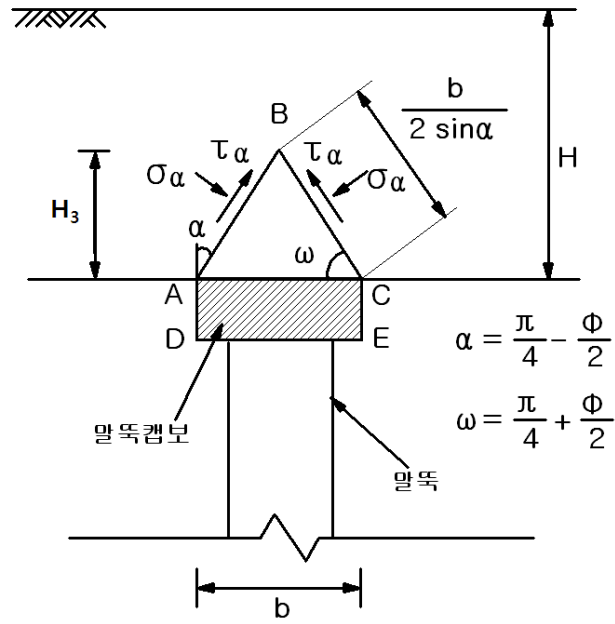


그림1. 편칭전단파괴시의 응력상태

### 3. 모형실험

#### 3.1 모형실험장치

##### 3.1.1 실험장치 계통도

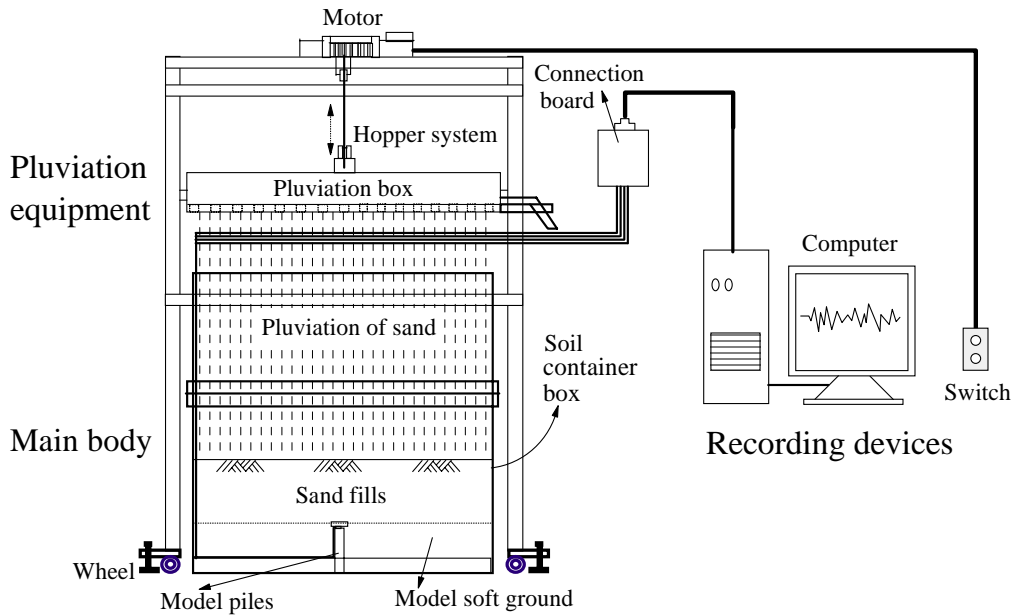


그림 2. 실험장치의 계통도

본 연구에 사용된 모형실험장치의 전체 계통도는 그림 2에 도시된 바와 같다. 모형실험장치는 크게 모형말뚝과 토조, 모래살포기 및 하중측정장치로 구성되어있다. 먼저 토조 내부에 1 열의 말뚝으로 지지된 캡보, 연약지반 및 하중계를 설치한 후 모래살포기로 모래성토층을 단계별로 형성시키면서 말뚝캡보에 작용하는 연직하중을 말뚝과 캡보 사이에 설치한 하중계로 측정한다. 여기서, 하중계(Load cell), 연결판(connection board) 및 컴퓨터로 구성되어 있는 하중계측장치는 성토지지말뚝 위에 설치되어 있는 하중계를 통해 측정된 연직하중을 컴퓨터에 입력·저장하는 장치이다.

### 3.1.2 토조 및 모형말뚝

토조는 그림 3에 나타낸 바와 같이 모형말뚝간의 간격과 성토높이, 말뚝캡의 길이 등을 고려하여 길이 100cm, 폭 80cm, 높이 110cm로 제작하였다. 이 때 모형말뚝의 설치를 용이하게 하고 단계별 성토시 낙하높이를 일정하게 유지시키기 위하여 토조를 연약지반 상부 약 50cm에서 분리가 가능하도록 하였다. 또한, 토조의 재료는 토조 안의 거동을 관찰할 수 있도록 10mm 두께의 투명아크릴을 사용하여 제작하였다. 모래를 채웠을 때 성토하중으로 인한 토조의 변형을 방지하고 토조의 이동이 용이하게 하기 위하여 그림 3에 도시한 바와 같이 바퀴가 달린 강제프레임으로 토조보강장치를 제작하였다.

그림 4에 상세하게 도시된 모형말뚝은 직경이 3cm이고 길이가 15cm인 알루미늄봉으로 제작하였다. 모형말뚝은 토조 바닥에 미리 마련된 말뚝 고정판에 고정시킨다. 여기서 말뚝 고정판도 알루미늄으로 제작하였다. 그림 4에서 보는 바와 같이 두 개씩의 모형말뚝을 한 개의 캡보로 연결하며 말뚝 사이의 간격을 12cm로 설치한다.

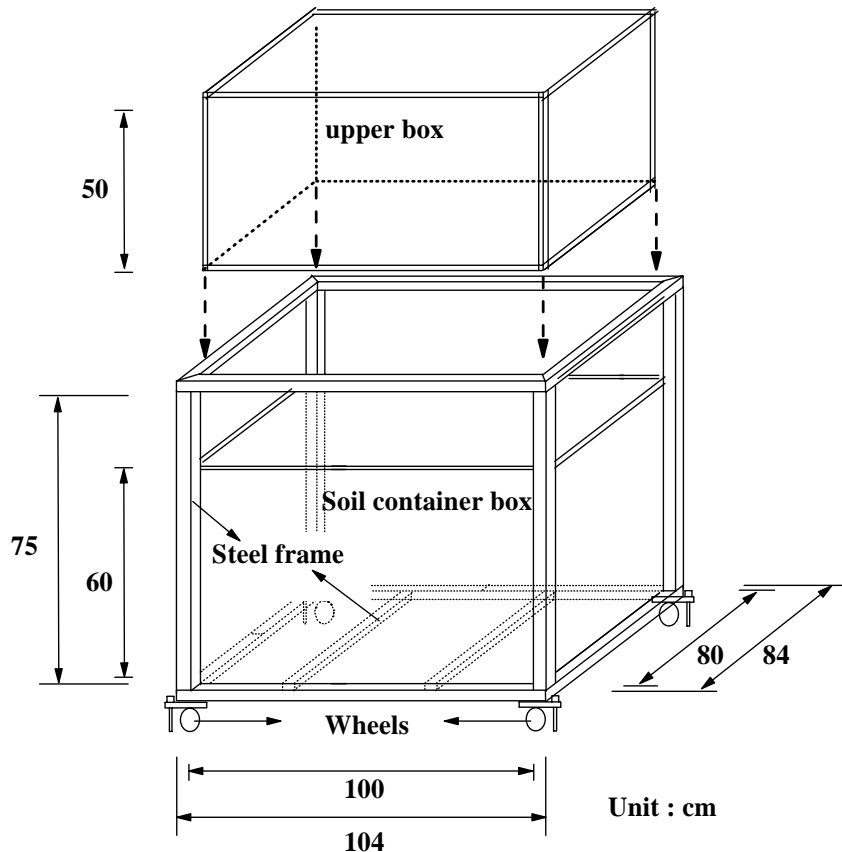


그림 3. 토조 및 토조보강장치

캡보는 두께가 2cm이고 길이가 24cm인 알루미늄판으로 제작하였다. 캡보의 폭은 4cm와 8cm의 두 종류로 제작하여 사용한다. 토조 중앙에 두 개씩의 모형말뚝으로 지지된 캡보 세 개를 일렬로 연결하여 72cm 길이의 캡보를 그림 5(b)에 도시한 바와 같이 설치한다. 첫 번째와 두 번째 캡보 아래와 말뚝머리 사이에 두 개씩 4개의 하중계(Load cell)를 그림 4에서 보는 바와 같이 설치한다. 이와 같이 토조의 내부에 캡보를 씌운 1열의 줄말뚝과 연약지반을 조성한다.

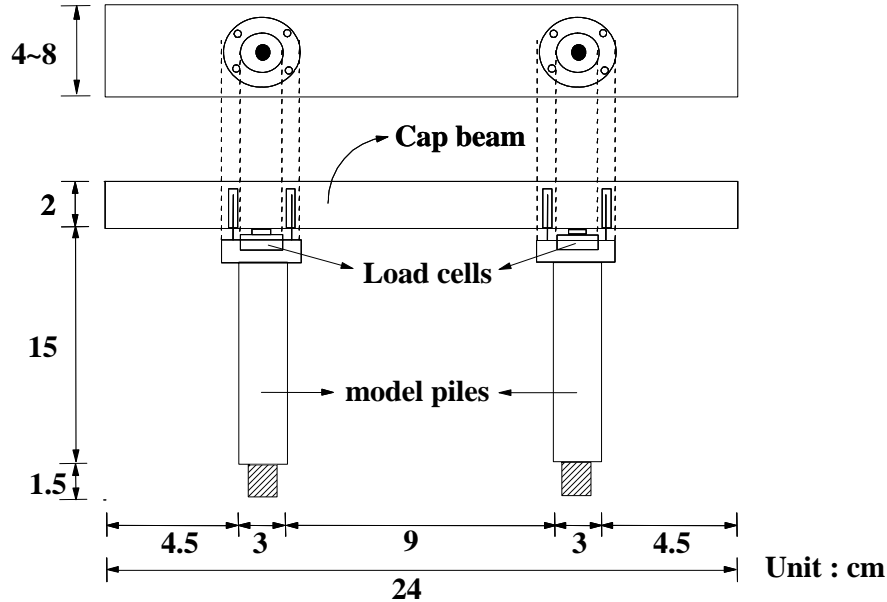


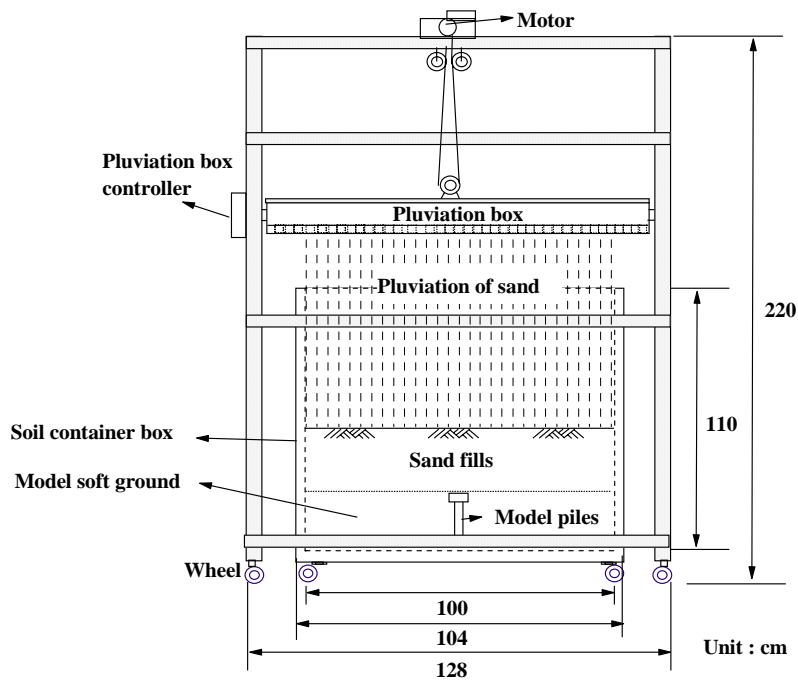
그림 4. 캡보로 연결된 모형말뚝

### 3.1.3 모래살포장치

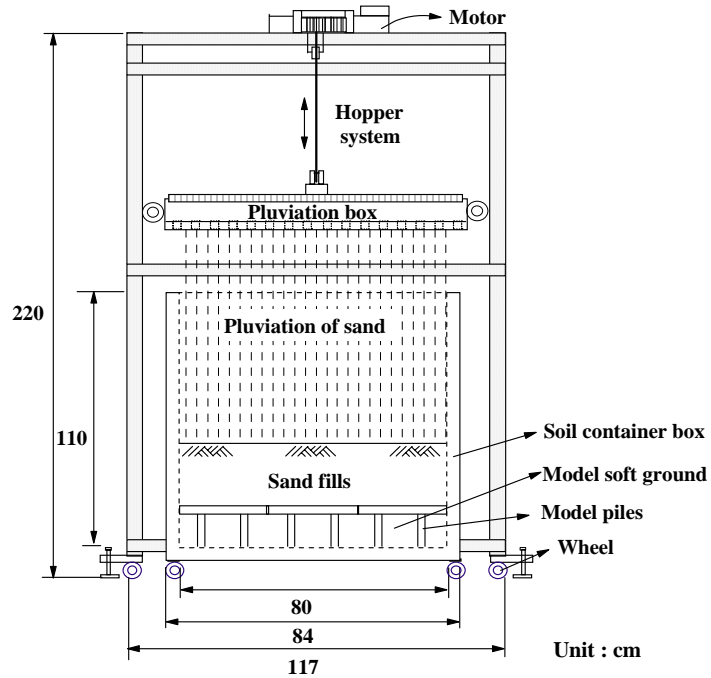
토조 속에 모래를 소정의 높이에서 자유낙하시켜 상대밀도를 일정하게 유지시키면서 단계별로 성토를 수행하기 위하여 그림 5과 같이 모래살포장치를 제작하였다. 모래살포장치의 외부치수는 길이 128cm, 폭 117cm, 높이 220cm이며 받침대 밑에 바퀴가 달려있어 자유로이 이동시킬 수 있다. 모래살포장치의 상부프레임에 설치된 모터로 승강기의 원리를 이용하여 스위치를 누르면 모래살포상자를 원하는 위치로 이동시켜 낙하고를 자유로이 조절할 수 있다.

모래살포장치 속에 하단의 토조를 굴러 넣은 상태에서 모래살포상자는 상하로 143cm까지 이동가능하다. 하단토조 위에 상단토조를 연결시킨 후에는 상하이동 가능거리가 93cm까지가 된다. 따라서 본 모래살포상자는 낙하고를 90cm까지 조절할 수 있다.

모래살포상자의 바닥은 10mm 두께의 상하부철판으로 이루어져 있다. 이 상하부철판에는 10mm 직경의 구멍들이 많이 뚫려있다. 상하부철판의 구멍이 엇갈린 상태에서 모래살포상자 속에 모래를 채워 넣은 후 구멍들이 일치하도록 작동시키면 모래살포상자 속의 모래가 비 오듯이 낙하하게 된다. 상하부철판 중 상부철판은 고정철판이고 하부철판은 이동철판이다. 즉, 모래살포시에 상부철판을 고정점으로 하고 지렛대의 원리를 이용하여 하부철판을 움직인다.



(a) 정면도



(b) 측면도

그림 5. 모래살포장치

### 3.2 사용시료

모형실험에서 성토재는 주문진 표준사를 사용하며 토질특성은 표1에 나타난 바와 같다. 즉, 균등계수  $C_u=1.78$ 이고 곡률계수  $C_c=0.9$ 이며 비중  $G_s=2.62$ 이다. 또한 건조상태에서 최대건조단위중량과 최소건조단위중량은 각각  $16\text{kN/m}^3$  과  $14\text{kN/m}^3$  이다. 모래의 상대밀도가 72.8%인 건조모래상태에서 모형실험을 실시한다. 상대밀도가 72.8%일 때 단위체적중량은  $15.4\text{kN/m}^3$ 이고 배수삼축압축시험을 실시한 결과 내부마찰각은  $40.2^\circ$  이었다. 여기서, 상대밀도 72.8%는 성토모래의 낙하고를 변화시키면서 수행한 상대밀도 실험결과로부터 낙하고 80cm에서 자유낙하시켜 형성된 모래지반의 상대밀도에 해당한다.

한편, 모형실험에 사용한 연약지반재료로는 스펀지고무를 사용한다. 점토를 연약지반재료로 사용하여 하중실험을 수행한 결과와 점토 대체 재료인 스펀지 고무로 연약지반을 형성시켜 실험을 실시한 결과를 비교한 이전 연구(홍원표 등 2000)에서 스펀지고무를 연약지반 대체재료로 사용하여도 실용적으로 차이가 없음이 검증된 바 있다.

표 1. 주문진 표준사의 토질특성

체분석	$D_{10}$	0.41
	$D_{30}$	0.52
	$D_{60}$	0.7
	$C_u$	1.78
	$C_c$	0.9
비중( $G_s$ )		2.62
최대건조밀도( $\text{kN/m}^3$ )		16.0
최소건조밀도( $\text{kN/m}^3$ )		14.0
내부마찰각(상대밀도72.8%)		$40.2^\circ$

### 3.3 실험 계획 및 순서

본 모형실험은 성토지지말뚝 위 성토지반 속에 발달하는 편칭전단에 의하여 말뚝에 전이되는 성토하중의 크기를 측정하는 것을 목적으로 한다. 따라서 그림 5(b)에서 보는 바와 같이 먼저 모형말뚝 여섯 개를 12cm간격으로 토조 바닥 고정판에 1열로 고정 설치한다. 이 말뚝들 위에 폭이 4cm 혹은 8cm이고, 길이가 24cm인 말뚝 캡보 3개를 일렬로 연결 설치한다.

즉 토조 내부에 말뚝과 캡보, 하중계 및 연약지반용 고무스펀지를 설치하고 토조를 모래살포장치에 굴러 넣은 후에 모래살포기를 배치시킨다. 모래살포상자 내부에 8cm 높이로 모래를 쌓고 낙하고가 80cm가 되도록 모래살포상자의 높이를 조절하여 모래를 살포한다. 이와 같이 하여 한층 분량의 모래 살포가 완료되면 이때의 성토높이와 연직하중을 정해진 시간 간격으로 측정하여 PC에 저장한다. 이와 같은 과정을 7회 반복하여 성토고가 50cm정도가 될 때까지 실험을 실시한다.

실험 순서를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 모형 말뚝 여섯 개를 12cm간격으로 토조 바닥 고정판에 1열로 고정 설치
- (2) 말뚝들 위 하중계 설치
- (3) 연약지반용 스펀지 고무 설치
- (4) 말뚝들 위 말뚝 캡보 3개 1열 설치
- (5) 모래 낙하고 80cm 유지 후 강사

- (6) 성토 높이와 PC에 저장된 연직하중 측정
- (7) (5)~(6)단계 7회 반복(50cm 정도 성토)

#### 4. 실험치와 이론치의 비교

그림 6는 말뚝캡보에 전이되는 연직하중의 실험값과 예측값을 비교한 결과이다. 실험값은 표 2에 정리된 네 가지 경우의 모형실험에서 측정된 연직하중 값이며 예측값은 식 (1)과 식 (4)을 적용하여 이론적으로 산정한 값이다. 종축의 연직하중은 말뚝캡보에 작용하는 연직하중을 단위길이당 캡보에 작용하는 하중으로 환산한 값이다.

이 그림에 의하면 성토고가 높아짐에 따라 말뚝캡보에 전이되는 성토하중의 크기가 이론적으로 예상한 바와 같이 선형적으로 증가됨을 실험적으로도 확인할 수 있다.

그리고 그림 6에서는 폭이 다른 두 종류의 말뚝캡보에 대한 실험 결과가 도시되어 있으므로 말뚝캡보 폭의 영향도 관찰할 수 있다. 폭이 좁은 말뚝캡보의 연직하중 실험치는 그림 속에 원으로 표시하였고 폭이 넓은 말뚝캡보의 연직하중 실험치는 사각형으로 표기하였다. 실험결과에 의하면 폭이 좁은 말뚝캡보 뿐만 아니라 폭이 넓은 말뚝캡보에서도 캡보에 전이되는 성토하중의 선형적 증가 경향은 동일하게 나타났으며 실험치는 이론적 예측치와 모두 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

또한 그림 6로 부터 말뚝캡보 폭이 넓은 경우는 좁은 경우에 비하여 동일한 성토높이에서 말뚝에 전이되는 성토하중이 크게 작용함도 알 수 있다. 따라서 말뚝캡보의 강성을 충분히 확보할 수만 있다면 말뚝캡보의 폭을 크게 하는 것이 성토하중을 전이시키는데 더 유리함을 확인할 수 있었다. 이는 이론식의 검토결과인 그림 2에서 보여준 바와 동일 한 경향임을 알 수 있다.

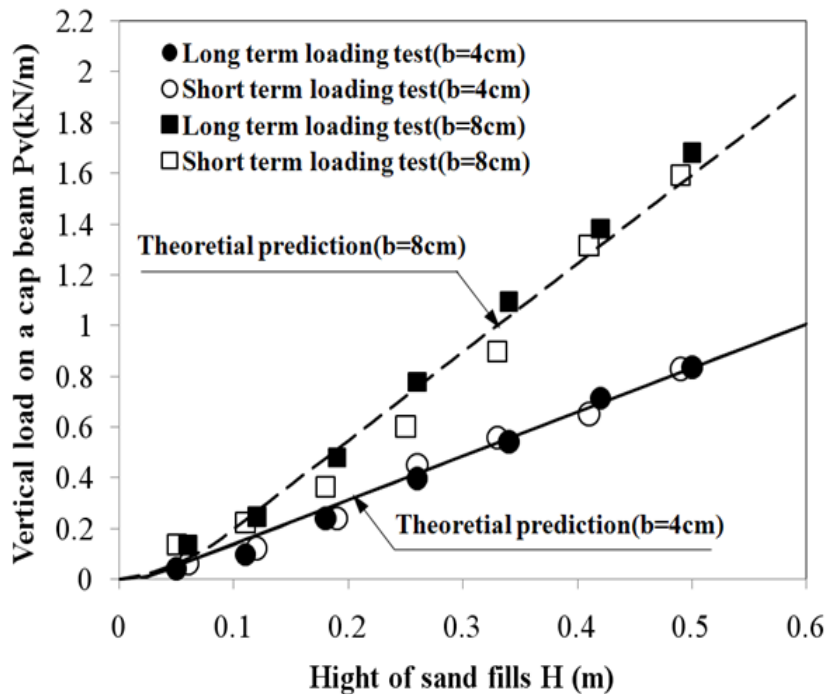


그림 6. 말뚝캡보전이 연직하중의 모형실험치와 이론예측치의 비교



## 5. 결론

말뚝으로 지지된 성토지반 내에 발달한 편칭전단파괴형상을 모형실험으로 관찰하고 고찰을 할 수 있었다. 편칭전단파괴영역은 지반빼기영역과 소성상태영역으로 구성되어 있다. 지반빼기영역은 말뚝캡보 바로위에 발생되며 이 지반빼기영역 양 측면으로 소성상태영역이 발생된다.

편칭전단파괴의 형상에 근거하여 성토지지말뚝에 전이되는 성토하중을 산정하기 위한 이론해석을 실시하여 이론식이 확립되었다.

이에 편칭전단 메카니즘에 의거 성토지지말뚝에 전이되는 연직하중 산정이론식의 신뢰성을 검증하기 위해 별도의 모형실험을 실시하였다. 두 종류의 말뚝캡보폭에 대하여 모형실험을 실시하였으며, 그 결과 측정된 연직하중의 측정값은 편칭전단이론에 의거 산정된 예측치와 잘 일치하고 있고 하중전이거동도 잘 예측할 수 있었다.

결국 두 개의 캡보 사이의 간격이 너무 넓거나 연약지반에 충분한 성토고를 확보하지 못하는 경우에는 성토지지말뚝으로 지지된 성토지반 내에 지반아칭이 발달하기가 용이하지 않음을 확인할 수 있다. 이러한 경우의 성토하중의 전이는 지반아칭의 메커니즘보다 편칭전단의 메커니즘에 의거 발생될 수 있으므로 성토지지말뚝의 설계에 있어서는 지반아칭현상 뿐만 아니라 편칭전단현상에 의한 성토하중전이도 반드시 함께 고려하여야한다.

## 참고문헌

1. 건설교통부(1998), *성토지지말뚝을 이용한 연약지반상 구조물의 측방이동억지효과에 관한 연구*, R&D/96-0063.
2. 홍원표, 윤중만, 서문성(1999), “말뚝으로 지지된 성토지지말뚝” *한국지반공학회논문집*, 제15권 제4호, pp.207-220.
3. 홍원표, 이재호, 전성권(2000), “성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석” *한국지반공학회논문집*, 제16권 제1호, pp.131-143.
4. BS8006(1995), *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*, British Standards Institution, London, pp.105-106.
5. Bujang, B. K. H. & Faisal, H. A.(1993), "Pile Embankment on Soft Clay: Embankment", *Proc. International Conference on Design and Construction of Deep Foundations*, FHWA, Vol.II, pp.1069-1082.
6. Gartung, E. & Verspohl, J.(1996), "Geogrid reinforced embankment on pile-Monitoring", *Proc. International symposium on Earth Reinforced piled embankment*, Fukuoka, Japan, pp.209-214
7. Hewlett, W. J. and Randolph, M. F.(1988), "Analysis of piled embankments", *Ground Engineering*, London, England, Vol.21, No.3, pp.12-18.
8. Heyman, L.(1965), "Measurement of the influence of lateral earth pressure on pile foundation", *Proc. 6th ICSMFE*, Vol.2, pp.257-260.
9. Holmberg, S.(1978), "Bridge approaches on soft clay supported by Embankment piles", *Geotechnical Engineering*, Vol.10, pp.77-89
10. Hong, W. P.(2005), "Lateral soil movement induced by unsymmetrical surcharges on soft grounds in Korea", Special lecture, *Proc. IW-SHIGA 2005*, Japan, pp.135-154.
11. Hong, W. P., Lee, J. H. and Lee, K. W.(2007), "Load transfer by soil arching in pile-supported embankments", *Soils and Foundations*, Tokyo, Japan, Vol.47, No.5, pp.833-843.
12. Johns, 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

13. Liu, H. L., Ng, Charles W. W., and Fei, K.(2007), "Performance of a Geogrid-Reinforced and Pile-Supported Highway Embankment over Soft Clay: Case Study", *J Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE*, Vol. 133, pp. 1483-1493
14. Low, B. K., Tang, S. K. and Choa, V.(1994), "Arching in piled embankments", *J. Geotech.Eng., ASCE*, Vol.120, No.11, pp.1917-1937.
15. Reid, W. M. and Buchanan, N. W.(1984), "Bridge approach support piling", *Proc. Conf. Advances in Piling and Ground Treatment*, ICE, pp.267-274.
16. Russell, D. and Pierpoint, N.(1997), "An assessment of design methods for piled embankments", *Ground Enigineering*, London, England, pp.39-44.