

말뚝으로 지지된 성토지반 내 편칭전단파괴

Punching Shear Failure in Pile-Supported Embankments

홍 원 표¹ Hong, Won Pyo

송 제 상² Song, Jei-Sang

홍 성 원³ Hong, Seongwon

Abstract

The mechanism of load transfer by punching shear in pile-supported embankments is investigated. Based on the geometric configuration of the punching shear observed in sand fills on soft ground, a theoretical analysis is carried out to predict the embankment loads transferred on a cap beam according to punching shear developed in pile-supported embankments. The equation presented by the theoretical analysis was able to consider the effect of various factors affecting the vertical loads transferred on the cap beam. The reliability of the presented theoretical equation is investigated by comparing it with the results of a series of model tests. The model tests were performed on cap beams, which had two types of width; one is narrow width and the other is wide width. Sand filling was performed through seven steps. Two types of loading pattern were applied at each filling step; one is the long-term loading, in which sand fills at each filling step were kept for 24 hours, the other is the short-term loading, in which sand fills at each filling step were kept for 2 hours. The vertical loads measured in all model tests show good agreement with the ones predicted by the theoretical equation. Finally, the predicted vertical loads also show good agreement with the vertical loads measured in a well-instrumented pile-supported embankment in field, where cap beams were placed on too wide space.

요 지

말뚝으로 지지된 성토지반 내에 발달되는 편칭전단현상에 의하여 성토하중이 말뚝에 전이되는 메커니즘을 규명하였다. 성토지반 속에 발달하는 편칭전단파괴의 기하학적형상에 근거하여 이론해석을 실시하였고 말뚝으로 전이되는 성토하중의 크기를 예측할 수 있는 이론식을 제안하였다. 이 이론식에는 말뚝캡보로의 하중전이 메커니즘에 영향을 주는 여러 매개변수가 포함되어 있다. 이 이론식의 신뢰성을 검증하기 위해 일련의 모형실험을 실시하였다. 모형실험은 말뚝캡보 폭이 좁은 경우와 넓은 경우의 두 종류의 캡보에 대하여 실시하였다. 모래성토는 7단계로 나누어 단계적으로 실시하였으며 매 성토단계에서의 재하시간은 장기재하방식과 단기재하방식의 두 가지 방식으로 실시하였다. 장기재하방식은 매 성토단계에서의 하중재하시간을 24시간으로 하였고 단기재하방식은 하중재하시간을 2시간으로 하였다. 이들 모든 모형 실험에서 측정된 연직하중의 측정값은 제안된 이론식에 의거 산정된 예측치와 잘 일치하였다. 또한 이 이론식의 현장 적용성을 검증하기 위하여 성토지지말뚝이 시공된 한 현장의 계측결과와 이론치를 비교 검토하여 보았다. 이 현장에서는 캡보 사이의 간격을 너무 넓게 설치하였기 때문에 성토지반 내에 지반아칭이 발달하기가 어려워 편칭파괴가 발달하였을 것이 예상되는 현장이었다. 결국 이 이론식으로 예측된 연직하중은 이 현장에서 측정된 현장계측 결과와도 잘 일치하였다.

Keywords : Embankment, Load transfer, Model test, Pile, Punching shear, Soft ground

1 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Chung-Ang Univ.)

2 중앙대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Chung-Ang Univ.)

3 정회원, 중앙대학교 방재연구소 연구원 (Member, Researcher, Disaster Prevention Research Institute, Chung-Ang Univ., swHong@wm.cau.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

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 연약지반 개량공사를 실시함이 없이 연약지반에 성토를 단시일 내에 마무리할 수 있다는 장점을 가지고 있다.

이런 현장의 필요에 부응하고자 최근까지도 성토지지말뚝으로의 하중전이 특성을 규명하기 위한 연구가 활발히 수행되어 오고 있다(Bujang & Faisal 1993; Low et al. 1994; BS8006 1995; Russell & Pierpoint 1997; Liu et al. 2007; Hong et al. 2007). 특히 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 지반아칭현상보다는 편칭전단현상에 의해 이루어질 것으로 판단된다. 결국 성토지지말뚝의 설계에 있어서는 지반아칭현상 뿐만 아니라 편칭전단현상에 의한 성토하중전이라도 반드시 함께 고려하여야 할 것이다. 그러나 성토지반 내 편칭전단현상에 대한 연구는 지금까지 이루어지지 않고 있다. 따라서 성토지반 내에 발생될 수 있는 편칭전단현상에 대한 말뚝으로의 성토하중전이 메커니즘을 규명할 필요가 있다.

본 연구에서는 먼저 성토지반 내에 발생될 수 있는 편칭전단파괴의 기하학적인 형상을 재고찰하고 이를 토대로 편칭전단현상에 의해 성토지지말뚝으로 전이되

는 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 실시한다. 모래성토는 7단계로 나누어 단계적으로 실시하며 매 성토단계에서의 재하시간은 장기재하방식과 단기재하방식의 두 가지 방식으로 실시한다.

마지막으로 제안이론식의 현장 적용성을 검증하기 위하여 실제 연약지반이 분포하는 한 현장에서 계측관리를 동반하여 시공된 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 계측기록(건설교통부, 1998)을 활용하여 예측치와 현장계측치를 비교 분석한다.

2. 편칭전단파괴

2.1 편칭전단파괴형상

성토지지말뚝이 설치된 연약지반에 성토를 시공하게 되면 성토높이나 말뚝캡보 사이 간격의 상황에 따라 말뚝캡보상의 성토지반 내에 편칭전단파괴가 발생될 수 있다. 즉, 말뚝캡보 사이의 간격이 너무 넓거나 말뚝캡보 사이의 간격에 비하여 성토고가 충분히 높지 못한 경우는 성토지반 속에 지반아칭이 발달하지 못하고 편칭전단파괴가 발생될 수 있다.

성토지지말뚝으로 지지된 연약지반 상의 성토지반 내에 발생하는 편칭전단파괴의 형상을 관찰하기 위하여 실내모형실험을 실시한 바 있다(홍원표 등 1999). 이 모형실험에서 연약지반의 침하에 따른 성토지반의 변형 상태를 나타낸 사진으로부터 편칭전단파괴형상을 재분석을 해보면 그림 1(a)와 같다. 즉 말뚝지지 성토지반 내 편칭전단파괴의 형상은 지반썩기영역 1과 소성상태영역 2로 구성되어 있다고 할 수 있다. 성토지반이 침하할 때 지반썩기영역 1은 변형되지 않았으며 이 지반썩기영역 양측면의 소성상태영역 2에서만 소성변형이 발생되었음을 알 수 있다. 그림 1(b)는 이 모형실험결과(그림 1(a))에 근거하여 작도한 편칭전단파괴의 기하학적 형상이다.

즉 지반썩기영역 1은 밑변의 사이각이 ω 인 이등변 삼

각형으로 도시할 수 있으며 실험에서 측정된 사이각 ω 는 성토지반의 내부마찰각 ϕ 와 $(\pi/4 + \phi/2)$ 의 관계를 가짐을 알 수 있다.

한편 소성영역 2는 영역 3과의 사이에 발달하는 전단 띠(Shear band) AE 면과 CD 면 및 곡선경계면 \widehat{BE} 와 \widehat{BD} 로 도시할 수 있다. 여기서 소성상태영역 2는 지반췌기 영역 1에서 외측으로 ω 와 동일한 각도로 발생되며 곡선경계면인 \widehat{BE} 와 \widehat{BD} 는 대수나선으로 표현할 수 있다.

즉 말뚝캡보 위에 편칭전단파괴가 발생할 경우 편칭전단영역은 말뚝캡보의 두 모서리에서 연직축과 외측으로 흙의 내부마찰각 ϕ 만큼의 각도를 이루는 면과 말뚝캡보 위의 삼각형췌기의 정점 B에서 좌우로 그려지는 대수나선면으로 둘러싸여 있다고 할 수 있다. 대수나선으로 도시되는 곡선경계면 \widehat{BE} 와 \widehat{BD} 의 곡률반경 r 은 식 (1)과 같이 된다.

$$r = r_1 \cdot e^{\frac{\theta}{2\pi} \tan \phi} \quad (1)$$

여기서 r_1 은 $\theta=0$ 일 때의 곡률반경으로 AB 및 BC 의 길이와 같다. 한편 AE 및 CD 에서의 곡률반경 r_2 는 θ 가 ω 일 때이므로 $\omega = (\pi/4 + \phi/2)$ 를 식 (1)에 대입하여 식 (2)와 같이 된다.

$$r_2 = r_1 e^{-\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \frac{1}{2\pi} \tan \phi} \quad (2)$$

2.2 연직하중 산정식

그림 1에 도시된 편칭전단의 기하학적 형상에 근거하여 성토지반 내에서 편칭전단의 발달로 인하여 말뚝에 전이되는 성토하중 P_v 의 산정식을 식 (3)과 같이 유도한 바 있다(홍원표 등 2000).

$$P_v = \gamma b \left(H - \frac{H_3}{2} \right) + \left\{ \gamma \left(H - \frac{H_3}{2} \right) \tan \phi + c \right\} \frac{b}{\tan \alpha} \quad (3)$$

여기서 P_v 는 캡보의 장축방향으로 단위길이당 값으로 표시한 연직하중이다.

식 (3)의 b 는 말뚝캡보의 폭이고 γ , ϕ 와 c 는 각각 성토재의 단위체적중량, 내부마찰각과 점착력이다. 그리고 H 와 H_3 는 각각 성토고와 지반췌기영역의 높이이다.

또한 α 와 H_3 는 식 (4)와 식 (5)로 나타낼 수 있다.

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

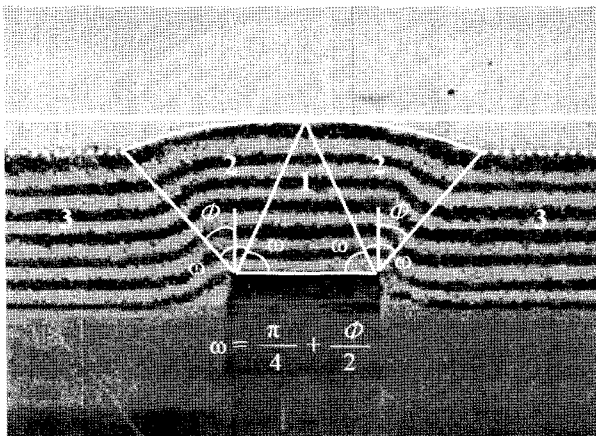
$$H_3 = \frac{b}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5)$$

만약 성토고 H 가 지반췌기높이 H_3 보다 낮은 높이까지 밖에 성토시공이 되어 있지 않으면 그림 1(b)에 도시된 지반췌기가 완전히 형성될 수 없을 것이다. 이 경우는 지반췌기 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 (6)과 같이 나타낼 수 있을 것이다. 따라서 이 경우의 연직하중 P_v 는 식 (3) 대신 식 (6)을 사용하여 산출하여야 할 것이다.

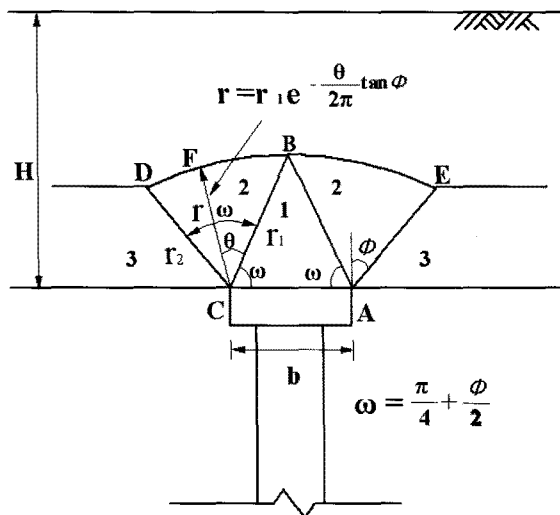
$$P_v = \gamma b \frac{H}{2} + \left\{ \frac{1}{2} \gamma H \tan \phi + c \right\} 2H \quad (6)$$

2.3 이론식의 특징

앞 절에서 제안된 이론식에는 말뚝캡보와 성토재의



(a) 성토지반의 변형거동



(b) 편칭전단파괴의 기하학적 형상

그림 1. 성토지반 속의 편칭전단파괴 형상

특성에 관련된 많은 매개변수가 포함되어 있다. 따라서 성토지지말뚝의 하중전이에 영향을 주는 다양한 요인

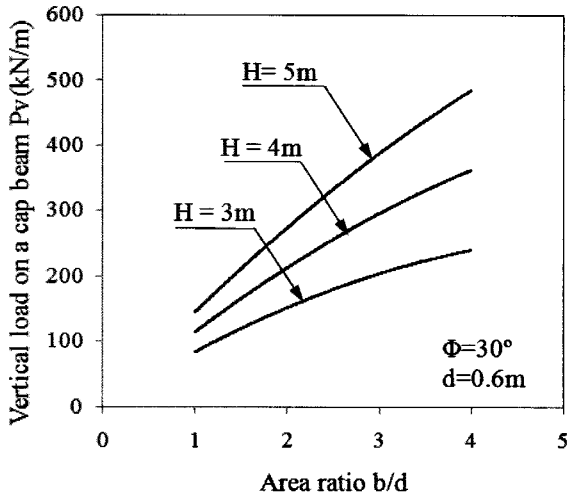


그림 2. 말뚝캡보 폭의 영향

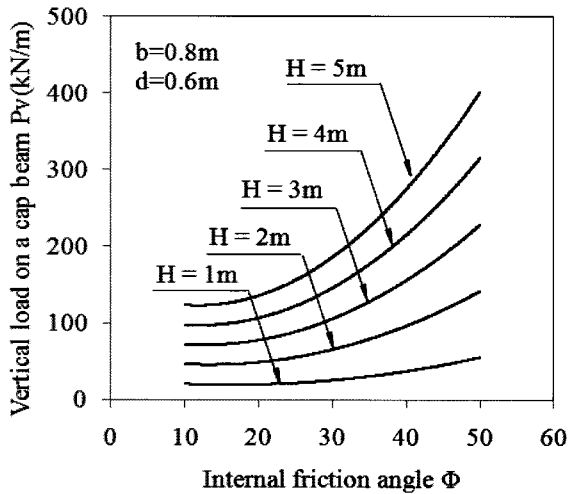


그림 3. 성토재의 내부마찰각의 영향

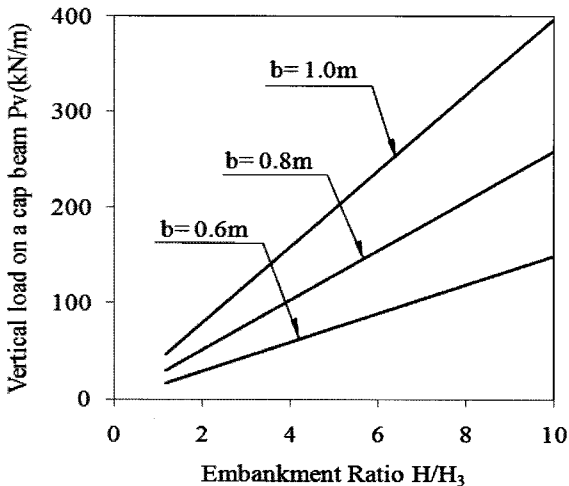


그림 4. 성토고의 영향

의 특성을 검토하기 위해서는 이 이론식을 활용할 수 있을 것이다. 말뚝캡보와 성토재의 특성에 관련된 영향 요인은 크게 둘로 구분할 수 있을 것이다. 즉, 말뚝캡보에 관련된 요인으로는 말뚝캡보의 폭을 대표적으로 들 수 있으며, 성토재에 관련된 요인으로는 성토높이와 성토재의 전단강도정수를 들 수 있을 것이다.

그림 2, 그림 3 및 그림 4는 다양한 매개변수의 변화에 따른 말뚝캡보에 작용하는 연직하중의 변화를 조사한 결과이다. 본 매개변수 영향검토에서는 성토재의 내부마찰각, 성토고 그리고 말뚝캡보폭의 세 가지를 연직하중에 미치는 주요 영향인자로 정하여 검토하기로 한다.

본 검토에서는 성토지지말뚝의 직경이 0.6m이며 말뚝캡보의 폭이 0.8m인 경우를 기본으로 한다. 또한 성토재는 단위체적중량이 15.5kN/m³이고 내부마찰각이 30°인 경우를 기본으로 하여 산정한다. 그리고 성토높이는 지반췌기의 높이보다 큰 경우만을 대상으로 고려한다.

우선 그림 2는 말뚝캡보의 폭 b 의 변화에 따른 연직하중의 변화를 나타낸 그림이다. 이 그림에서 캡보의 폭은 캡보의 폭 b 와 말뚝의 직경 d 의 비인 b/d 로 환산하여 나타낸다.

그림 2에서 보는 바와 같이 같은 높이의 성토에서는 캡보폭이 넓을수록 성토하중이 더 크게 전이되므로 캡보에 더 큰 연직하중이 작용하게 됨을 알 수 있다. 그러므로 캡보의 강성을 충분히 확보할 수 있다면 폭이 넓은 캡보를 사용할수록 성토하중의 전이가 효과적임을 알 수 있다.

그림 3은 성토재의 내부마찰각의 변화에 따른 연직하중의 변화를 조사한 결과이다. 그림 3에 의하면 성토높이가 같은 경우 성토재의 내부마찰각이 클수록 성토하중이 말뚝에 더 많이 전이됨을 알 수 있다. 따라서 내부마찰각이 큰 성토재를 사용할수록 성토중량이 말뚝캡보로의 하중전이가 더 효율적임을 알 수 있다.

한편 성토고의 증가에 따라 캡보에 작용하는 연직하중의 변화 상태는 그림 4에 도시된 바와 같다. 이 그림에서 성토고는 캡보 위에 발달하는 지반췌기의 높이 H_3 와 성토고 H 의 비인 H_3/H 로 환산하여 나타냈다. 그림 4에서 보는 바와 같이 말뚝이 캡보에 작용하는 연직하중을 충분히 지지할 수 있도록 설계되어 있다면 성토고가 높을수록 캡보에 전달되는 연직하중은 선형적으로 증가함을 알 수 있다.

3. 모형실험

3.1 모형실험장치

3.1.1 실험장치 계통도

본 연구에 사용된 모형실험장치의 전체 계통도는 그림 5에 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 성토지지 말뚝 위에 설치되어 있는 하중계를 통해 측정된 연직하

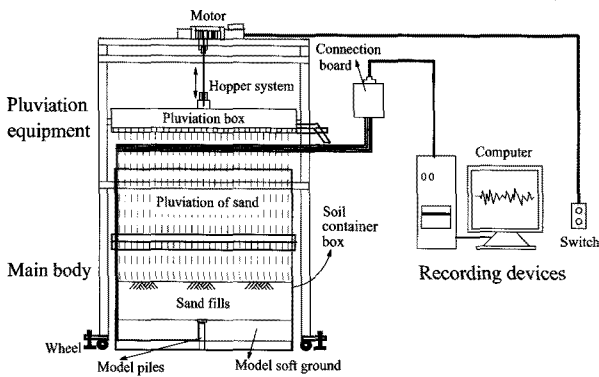


그림 5. 실험장치의 계통도

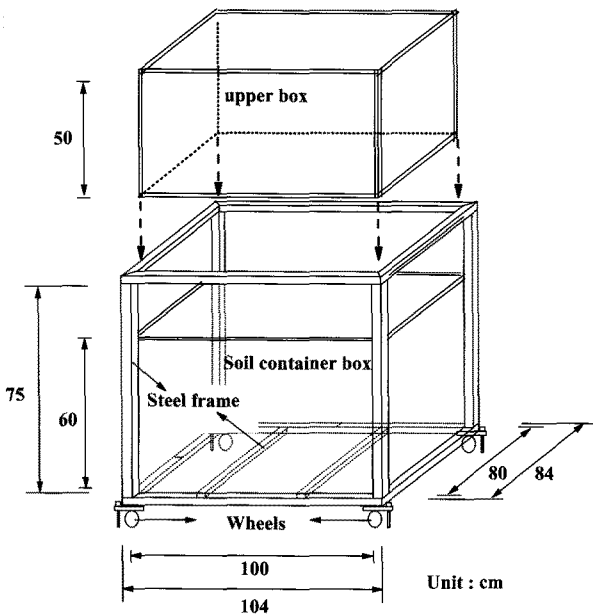


그림 6. 토조 및 토조보강장치

중을 컴퓨터에 입력·저장하는 장치이다.

3.1.2 토조 및 모형말뚝

토조는 그림 6에 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 투명 아크릴을 사용하여 제작하였다. 모래를 채웠을 때 성토하중으로 인한 토조의 변형을 방지하고 토조의 이동이 용이하게 하기 위하여 그림 6에 도시한 바와 같이 바퀴가 달린 강재프레임으로 토조보강장치를 제작하였다.

그림 7에 상세하게 도시된 모형말뚝은 직경이 3cm이고 길이가 15cm인 알루미늄봉으로 제작하였다. 모형말뚝은 토조 바닥에 미리 마련된 말뚝 고정판에 고정시킨다. 여기서 말뚝 고정판도 알루미늄으로 제작하였다. 그림 7에서 보는 바와 같이 두 개씩의 모형말뚝을 한 개의 캡보로 연결하며 말뚝 사이의 간격을 12cm로 설치한다.

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 8(b)에 도시한 바와 같이 설치한다. 첫 번째와 두 번째 캡보 아래와 말뚝머리 사이에 두 개씩 4개의 하중계(Load cell)를 그림 7에서 보는 바와 같이 설치한다. 이와 같이 토조의 내부에 캡보를 씌운 1열의 줄말뚝과 연약지반을 조성한다.

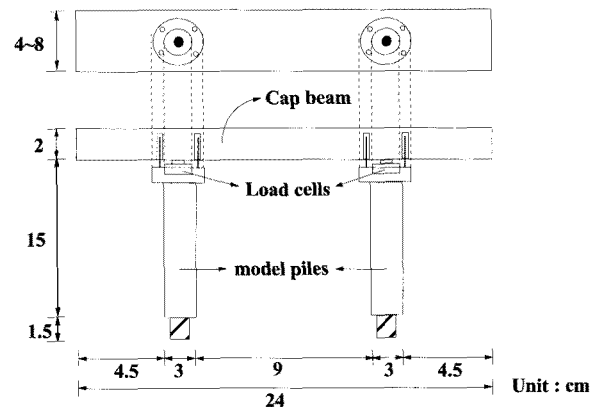
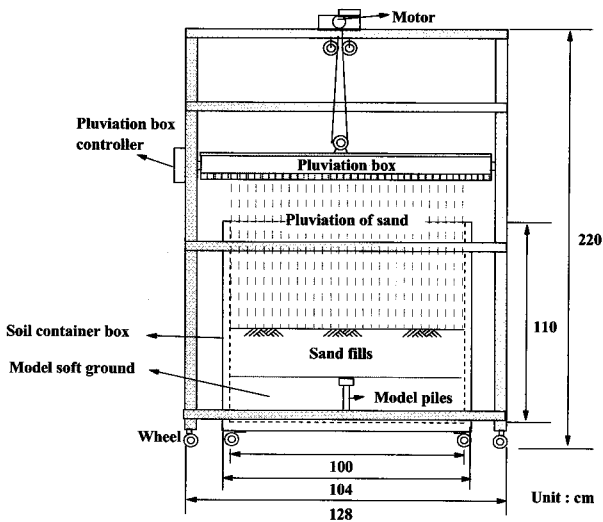
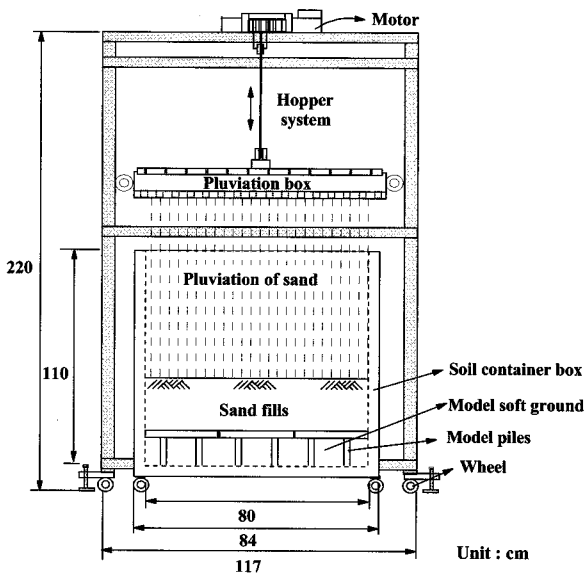


그림 7. 캡보로 연결된 모형말뚝



(a) 정면도



(b) 측면도

그림 8. 모래살포장치

3.1.3 모래살포장치

토조 속에 모래를 소정의 높이에서 자유낙하시켜 상대밀도를 일정하게 유지시키면서 단계별로 성토를 수행하기 위하여 그림 8과 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. 하

단토조 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.

3.2 사용시료

모형실험에서 성토재는 주문진 표준사를 사용하며 토질특성은 표 1에 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 16kN/m^3 과 14kN/m^3 이다. 모래의 상대밀도가 72.8%인 건조모래상태에서 모형실험을 실시한다. 상대밀도가 72.8%일 때 단위체적중량은 15.4kN/m^3 이고 배수삼축압축시험을 실시한 결과 내부마찰각은 40.2° 이었다. 여기서, 상대밀도 72.8%는 성토모래의 낙하고를 변화시키면서 수행한 상대밀도 실험결과로부터 낙하고 80cm에서 자유낙하시켜 형성된 모래지반의 상대밀도에 해당한다.

한편, 모형실험에 사용한 연약지반재료로는 스펀지 고무를 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 검

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(kN/m^3)		16.0
최소건조밀도(kN/m^3)		14.0
내부마찰각(상대밀도72.8%)		40.2°

증된 바 있다.

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 8(b)에서 보는 바와 같이 먼저 모형말뚝 여섯 개를 12cm간격으로 토조 바닥 고정판에 1 열로 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.

각 단계별 성토재하시간은 24시간의 장기재하방식과 2시간의 단기재하방식의 두 가지 재하방법으로 실험을 실시한다. 따라서 본 연구에서는 표 2에 정리되어 있는 바와 같이 4가지 경우에 대한 모형실험을 실시한다.

4. 실험결과 및 고찰

4.1 성토하중의 전이거동

그림 9와 그림 10은 장기재하방식실험과 단기재하방식실험에서 말뚝캡보에 전이되는 성토하중의 변화를 나타낸 그림이다. 즉 7단계로 나누어 실시한 각 성토 단계별로 말뚝캡보에 작용하는 연직하중의 변화를 시간에 따라 정리한 결과이다.

성토 초기의 저성토단계를 제외하고는 일반적으로 말

표 2. 실험계획

번호	말뚝캡보폭(cm)	성토단계별 재하시간
1	4	24시간
2	4	2시간
3	8	24시간
4	8	2시간

뚝캡보에 전이되는 연직하중은 각 단계별 성토 직후 급히 증가한 후 시간에 따라 서서히 증가하다가 일정치에 수렴하는 거동을 보이고 있다.

다만 성토 초기의 저성토단계에서는 연직하중의 증가 거동이 분명하지 못한 것으로 나타났다. 특히 첫 번째 재하단계에서는 성토 직후 연직하중이 다소 감소한 후 일정치에 수렴하는 거동을 보이고 있다. 이는 첫 번째 성토단계에서는 성토하중에 의하여 대체연약지반재료인 고무스펀지가 압축되므로 인하여 하중전이가 불완전하여져서 안정될 때까지 연직하중이 다소 감소한 것으로 생각된다. 즉 초기재하단계에서는 성토하중에 의하여 연약지반이 먼저 침하하게 되며 이 침하로 인하여 성토모래가 말뚝캡보 양 옆으로 다소 이동하게 되므로 성토하중의 하중전이 거동에 영향을 끼쳐 연직하중이 감소하게 된 것으로 생각된다.

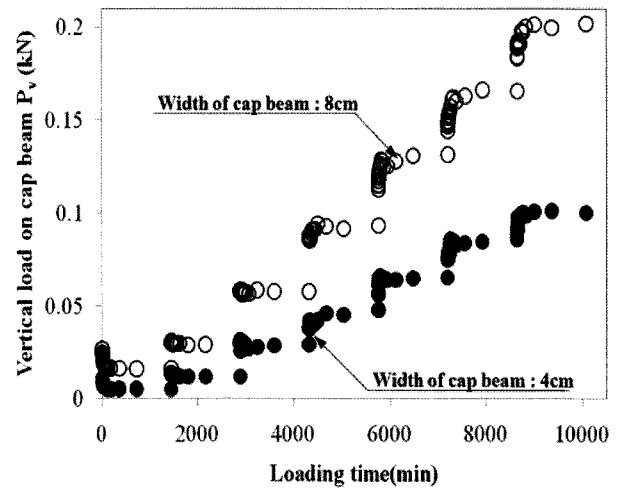


그림 9. 장기재하실험결과

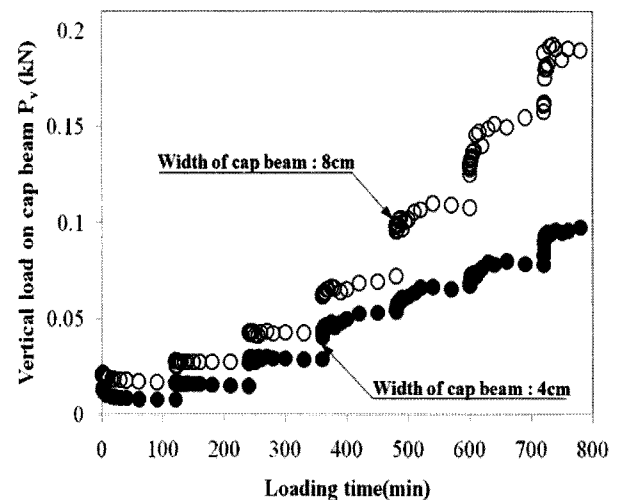


그림 10. 단기재하실험결과

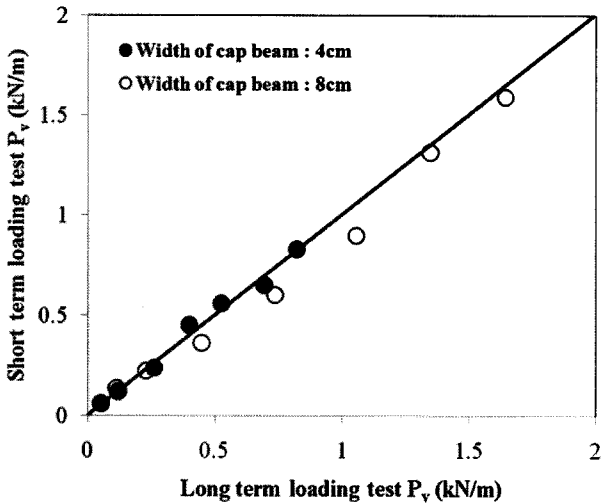


그림 11. 장기재하실험과 단기재하실험의 비교

한편 두 번째 및 세 번째 재하단계에서는 연직하중이 성토 직후 수렴하는 거동을 보이고 있다. 그러나 네 번째 재하단계에서 부터는 성토 직후 연직하중이 점차 증가한 후 수렴하는 정상적인 성토하중의 하중전이거동을 보이고 있다.

이상과 같은 초기재하단계부터 최종재하단계까지의 하중전이거동은 4cm와 8cm폭의 말뚝캡보에 대한 장기재하실험과 단기재하실험 모두에서 동일하게 나타났다.

그림 11은 그림 9와 그림 10에 도시된 장기재하실험과 단기재하실험에서 말뚝캡보에 전이된 성토하중 중 각 재하단계에서 측정된 최종연직하중을 서로 비교한 결과이다. 즉 장기재하실험과 단기재하실험에서 측정된 각 성토 재하단계별 최종연직하중 값을 각각 그림 11의 횡축과 종축에 나타내어 서로 비교해 보았다. 만약 이들 연직하중 값이 그림 중 중앙의 45도선에 도시되면 두 측정치가 일치함을 의미한다. 그림 11의 결과를 보면 4cm와 8cm폭의 말뚝캡보에 대한 실험결과 모두 중앙 45도선에 거의 일치함을 알 수 있다. 즉 2시간 단기재하방법에서 수렴된 연직하중은 24시간 장기재하방식에서 수렴된 연직하중과 차이가 별로 없음을 알 수 있다. 따라서 이 결과는 2시간 단기재하방식으로 실험을 실시하여도 충분한 정도의 실험결과를 얻을 수 있음을 의미한다. 이는 성토재료가 모래여서 성토중량의 하중전이가 비교적 빠른 시기에 수렴하기 때문으로 판단된다.

4.2 실험치와 이론치의 비교

그림 12는 말뚝캡보에 전이되는 연직하중의 실험값

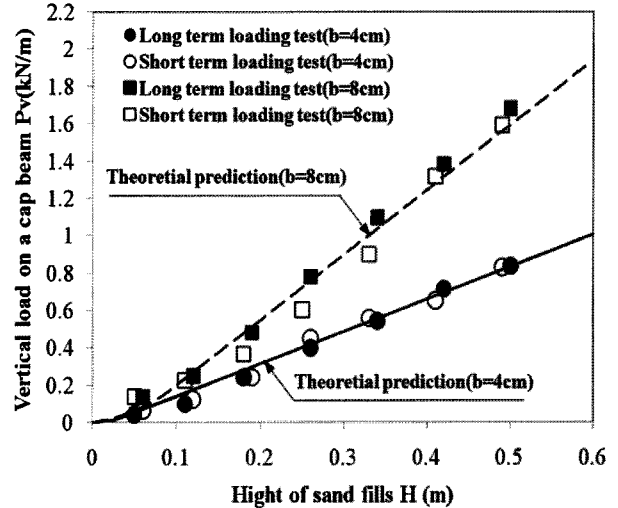


그림 12. 말뚝캡보전이 연직하중의 모형실험치와 이론예측치의 비교

과 예측값을 비교한 결과이다. 실험값은 표 2에 정리된 네 가지 경우의 모형실험에서 측정된 연직하중 값이며 예측값은 식 (3)과 식 (6)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 12에서는 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 12로부터 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 12의 결과로부터 식 (3)은 말뚝캡보 위 성토지반내에 편칭전단이 발생하는 경우 성토지반 속에서 말

뚝캡보에 전이되는 연직하중을 예측하는데 적합한 식임을 알 수 있다.

5. 이론식의 현장 적용성

제 2장에서 설명한 이론에 의거하여 산정된 연직하중의 예측치는 모형실험에서 구한 실험치와 잘 일치함을 앞장에서 확인할 수 있었다. 이 이론을 현장에 적용할 수 있는가를 검증하기 위하여 성토지지말뚝이 시공된 연약지반에서 계측을 실시한 결과(건설교통부 1998)를 활용하여 고찰해보고자 한다.

5.1 현장개요

성토지지말뚝이 설치된 본 현장은 지표매립층 아래에 연약한 실트질 점토층이 지표면아래 1.5m에서 9m 깊이 사이에 분포하고 있다. 이 실트질 점토층 아래에는 자갈 섞인 실트질 모래층이 32m 깊이까지 분포되어 있으며 그 아래는 조밀한 풍화토층이 존재하고 있다.

실트질 점성토층의 N값은 7.5m 깊이까지는 2~8이고 7.5m에서 10.5m 깊이 사이에서는 N값이 깊이에 따라 급속히 증가하여 50에 이르고 있다. 10.5m 깊이 이하에서는 N값이 50으로 매우 조밀한 상대밀도를 보인다. 다만 20m 깊이 지점에서만은 N값이 17이 되는 층이 협제되어있다.

성토에 사용한 성토재의 단위체적중량과 내부마찰각은 각각 18.3kN/m^3 과 27.7° 이었다. 직경 406mm, 두께 9mm, 길이 22m인 강관말뚝 3개를 2.5m 간격으로 1열로 시공하고 이들 말뚝두부에 폭 800mm, 두께 600mm, 길이가 7.5m인 철근콘크리트캡보가 설치되어 있다. 이와 같은 말뚝열과 캡보를 8m 간격으로 두 열을 설치하였다. 두 캡보 사이의 간격이 8m 이므로 두 캡보 사이에 지반아칭이 발달하기가 용이하지 않을 것이다. 뿐만 아니라 이들 말뚝캡보의 우측에는 또 다른 캡보를 설치하지 않았으므로 캡보 사이에 지반아칭이 발달하기가 더욱 어려운 상태이다. 본 현장에서와 같이 캡보를 설치한 상태는 캡보를 단독으로 설치한 상태와 유사하다고 할 수 있을 것이다.

5.2 연직하중의 실측치와 예측치의 비교

그림 13은 성토시공이 진행됨에 따라 말뚝캡보에

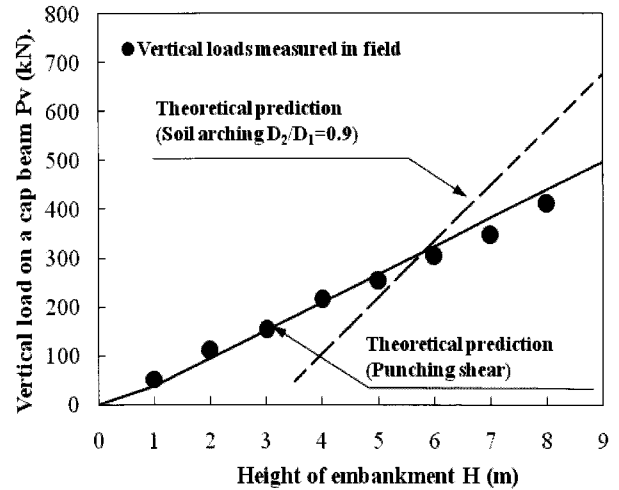


그림 13. 말뚝캡보전이 연직하중의 현장계측치와 이론예측치의 비교

전이되는 성토하중의 전이거동을 보여주고 있다. 말뚝캡보에 전이되는 성토하중은 말뚝캡보에서 측정된 연직하중으로 나타났다. 이 그림에서는 현장에서 측정된 연직하중을 이론식에 의해 산정된 예측치와 비교하고 있다.

여기서 이론식에 의한 예측치는 편칭전단이론과 지반아칭이론에 의하여 산정된 두 값을 함께 도시 비교하여 보았다. 우선 편칭전단이론에 의해 예측된 연직하중은 식 (3)에 의해 산정된 결과이며 지반아칭이론에 의해 예측된 연직하중은 지반아칭이론에 대한 선행연구(Hong et al. 2007)를 참고로 하여 산정하였다. 이 지반아칭이론을 적용할 때 필요한 말뚝캡보 사이의 간격비(D_1/D_2)는 0.9로 하여 산정하였다. 여기서 D_1 은 말뚝캡보의 중심간 간격이고 D_2 는 말뚝캡보 사이의 순 간격이다.

그림 13에 의하면 편칭전단이론에 의해 산정된 연직하중의 예측치는 현장에서 계측한 측정치와 잘 일치하고 있는 반면에 지반아칭이론에 의해 산정된 연직하중은 계측치와는 잘 일치하지 않고 있음을 볼 수 있다.

또한 현장에서 측정된 연직하중과 편칭전단이론으로 예측한 연직하중은 성토시공이 진행됨에 따라 선형적으로 증가하는 동일한 하중전이거동을 잘 보여주고 있다. 결과적으로, 본 현장에 설치된 성토지지말뚝 위 성토지반 속에서는 지반아칭은 발생되지 않고 편칭전단이 발생되었다고 생각할 수 있다. 따라서 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중을 예측하기 위해서는 지반아칭의 메커니즘보다는 편칭전단의 메커니즘을 적용하는 것이 적합하다고 할 수 있다.

일반적으로 성토지지말뚝으로 지지된 성토지반 속에서 지반아칭을 발달시키기 위해서는 말뚝을 여러 개의 열로 설치하고 각 열에 속한 말뚝의 두부를 캡보로 연결한다. 그러나 성토지지말뚝을 여러 개의 열로 설치하였다고 하여도 말뚝캡보 사이의 간격이 매우 넓거나 성토높이가 너무 낮으면 지반아칭이 성토지반 속에 발달하지 못하고 말뚝캡보 상부에 편칭전단만이 발달될 수 있다고 할 수 있다. 이러한 경우는 하나의 말뚝캡보가 존재하는 상태와 유사하다고 할 수 있다. 따라서 성토지지말뚝을 설계할 때는 성토지반 속에 지반아칭이 발생되지 못하고 편칭전단에 의하여 성토하중이 말뚝에 전이되는 경우도 반드시 검토하여야 한다.

6. 결론

말뚝으로 지지된 성토지반 내에 발달한 편칭전단 파괴형상을 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. 이 이론식에는 성토중량 중 말뚝캡보로 전이되는 연직하중에 영향을 주는 캡보폭, 성토재의 내부마찰각, 성토고와 같은 주요 매개변수가 모두 포함되어 있다. 이 이론식의 검토를 통하여 캡보의 강성을 충분히 확보할 수 있다면 폭이 넓은 캡보를 사용할수록 그리고 내부마찰각이 큰 성토재를 사용할수록 말뚝으로의 성토하중전이가 더 효율적임을 알 수 있다. 또한 캡보에 작용하는 연직하중을 충분히 지지할 수 있도록 말뚝이 설계되어 있다면 성토고가 증가함에 따라 캡보에 전달되는 연직하중도 선형적으로 증가함을 알 수 있다.

편칭전단 메카니즘에 의거 성토지지말뚝에 전이되는 연직하중 산정이론식의 신뢰성을 검증하기 위해 별도의 모형실험을 추가 실시하였다. 두 종류의 말뚝캡보폭에 대하여 모형실험을 실시하였으며 하중재하방식도 매 하중단계에서 장기재하방식과 단기재하방식의 두 가지 방법이 적용되었다. 모형실험결과 성토하중의 재하시간은 2시간 정도로 하여도 충분함을 알 수 있었다. 또한 모형실험에서 측정된 연직하중의 측정값은 편칭전단이

론에 의거 산정된 예측치와 잘 일치하고 있고 하중전이 거동도 잘 예측할 수 있었다.

또한 이 이론식에 의해 예측된 연직하중은 캡보의 간격이 너무 넓게 설치된 성토지지말뚝의 한 현장에서 측정된 현장계측 결과와도 잘 일치하고 있다. 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 편칭전단 현상에 의한 성토하중전이라도 반드시 함께 고려하여야 한다.

감사의 글

이 논문은 2009년 중앙대학교 교내학술 연구비 지원에 의한 것임을 밝히며 동 지원에 감사의 뜻을 표하는 바이다.

참고 문헌

1. 건설교통부 (1998), *성토지지말뚝을 이용한 연약지반상 구조물의 측방이동억지효과에 관한 연구*, R&D/96-0063.
2. 홍원표, 윤중만, 서문성 (1999), "말뚝으로 지지된 성토지지말뚝", *한국지반공학회는논문집*, 제15권 제4호, pp.207-220.
3. 홍원표, 이재호, 전성권 (2000), "성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석", *한국지반공학회는논문집*, 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 Geoenvir. 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 Engineering*, London, England, pp.39-44.

(접수일자 2010. 2. 10, 심사완료일 2010. 3. 21)