

말뚝지지성토지반 내 지반아칭이 발달할 수 있는 한계성토고의 평가

Estimation of Critical Height of Embankment to Mobilize Soil Arching in Pile-supported Embankment

홍 원 표¹ Hong, Won-Pyo

홍 성 원² Hong, Seongwon

Abstract

A method to design a critical height of embankments is presented so as to mobilize fully soil arching in pile-supported embankments. The behavior of the load transfer of embankment weights on pile cap beams was investigated by a series of model tests performed on pile-supported embankments with relatively wide space between cap beams. The model tests explained that the behavior of the load transfer depended very much on the height of embankments, because soil arching could be mobilized in pile-supported embankments only under enough high embankments. The measured vertical loads on cap beams coincided with the predicted ones estimated by the theoretical equations, which have been presented in the previous studies on the basis of load transfer mechanisms according to either the punching shear failure mode during low filling stage or the soil arching failure mode during high filling stage. The mechanism of the load transfer was shifted beyond a critical height of embankment from the punching shear mechanism to the soil arching mechanism. Therefore, in order to mobilize soil arching in pile-supported embankments, the embankments should be designed at least higher than the critical height. A theoretical equation to estimate the critical height could be derived by equalizing the vertical loads estimated by the load transfer mechanisms on the basis of both the punching shear and the soil arching. The derived theoretical equation could predict very well the experimental critical height of embankment.

요 지

성토지지말뚝시스템을 적용하여 연약지반 상에 성토를 설계 시공하고자 할 경우 말뚝지지 성토지반 내에 지반아칭이 잘 발달할 수 있도록 한계성토고를 설계하는 방법이 마련되었다. 먼저 말뚝캡보의 간격이 비교적 넓은 경우를 대상으로 일련의 모형실험을 실시하여 성토단계에 따른 성토하중의 하중전이거동을 조사하고 성토지반 속에 지반아칭이 충분히 발달되기 시작할 때의 성토고를 실험적으로 관찰하였다. 모형실험결과, 하중전이거동은 말뚝지지성토지반 내에 지반아칭이 발달될 수 있느냐 여부를 결정지을 수 있는 성토고에 영향을 많이 받음을 알 수 있었다. 저성토단계에서는 성토지반 속에 지반아칭이 아직 발달되지 못한 관계로 편칭전단파괴모드에 의하여 성토하중이 말뚝캡보에 하중전이가 진행되었고 고성토단계에서는 지반아칭이 발달하여 지반아칭파괴모드에 의하여 하중전이가 진행되었다. 이들 저성토단계와 고성토단계에서 측정된 연속하중의 실험치는 각각의 파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘에 근거하여 이전 연구에서 유도 제시된 이론식들로 산정된 예측치와 좋은 일치를 보였다. 또한 모형실험결과 저성토단계의 편칭전단파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘에서 고성토단계의 지반아칭파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘으로 변화하는 시점의 한계성토고가 존재함을 확인 할 수 있었다. 성토지반 속에 지반아칭을 충분히 발달시키려면 성토를 이 한계성토고 보다 높게 설계 시공하여야 함을 알았다. 또한 편칭전단과 지반아칭에 의한 하중전이 메커니즘에 의거 유도 제안되었던 전이하중 산정 이론식을 같게 놓음으로서 한계성토고를 산정할 수 있는 이론식을 유도할 수 있었고 이 이론식으로 한계성토고의 실험치를 잘 예측할 수 있었다.

Keywords : Critical height, Embankment, Load transfer, Pile, Punching shear, Soft ground, Soil arching

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

2 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 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

연약지반의 측방유동이 발생됨이 없이 연약지반 상에 성토나 뒤채움을 빠른 시일 내에 실시하고자할 경우 성토지지말뚝시스템공법이 종종 적용된다(Holmberg 1978; Reid and Buchanan 1984; Johns, et al. 1990; Low, et al. 1994; Gartung and Verspohl 1996; Huang, et al. 2009; Wachman, et al. 2010; Chen, et al. 2010). 연약지반 속에 말뚝을 설치하고 상부의 성토하중을 지지하게 하면 말뚝과 연약지반 위에 있는 성토 토사의 상대적인 침하 차이로 인하여 말뚝 사이 성토지반에는 지반아칭(soil arching)이 발달하게 된다. 이 지반아칭현상에 의하여 상당 부분의 성토하중이 말뚝에 전달되므로 결국 연약지반에는 성토하중이 적게 작용하게 된다(Hewlett and Randolph 1988).

Hong, et al.(2007)은 수열의 캡보로 연결시킨 성토지지말뚝에 대한 모형실험 및 이론해석을 통하여 말뚝캡보 사이 성토지반 속에 발달되는 지반아칭현상에 의하여 상당량의 성토하중이 말뚝에 전달되는 하중전이효과를 자세히 규명한 바 있다. 또한 홍원표 등(2010)은 말뚝캡보의 간격이 너무 넓거나 말뚝캡보의 설치 간격에 비하여 성토고가 충분하지 못하면 성토지반 내에 지반아치가 발달하지 못하고 편칭전단파괴(punching shear failure)가 발생하게 됨을 규명한 바도 있다.

결국 성토지지말뚝시스템공법을 적용하여 연약지반 상에 성토나 뒤채움을 설계하고자 할 경우에는 말뚝캡보의 간격에 적합한 합리적인 성토고를 결정하여 반드시 성토지반 내에 지반아치가 잘 발달할 수 있도록 유도하는 것이 대단히 중요하다. 특히 경제적인 이유로 말뚝캡보의 설치 간격을 비교적 넓게 결정하게 될 경우는 성토지반 속에 지반아칭이 발달할 수 있는 지를 반드시 검토할 필요가 있다.

따라서 본 연구는 말뚝으로 지지된 성토지반 내에 편칭전단파괴가 발생됨이 없이 지반아칭이 발달하여 말뚝으로의 성토하중 전이가 효과적으로 달성될 수 있는 한계성토고(critical height of embankment)의 기준을 마련함을 목적으로 하고 있다. 결국 본 연구의 결과는 궁극적으로 지반아칭현상에 의한 성토하중의 하중전이효과를 충분히 활용할 수 있는 성토지지말뚝시스템의 합리적인 설계법을 마련하는데 도움이 될 수 있을 것이다.

이 목적을 달성하기 위하여 먼저 말뚝캡보의 간격이 비교적 넓은 경우를 대상으로 일련의 모형실험을 실시하여 성토단계에 따른 성토하중의 하중전이거동의 변화를 조사하고 성토지반 속에 지반아칭이 충분히 발달

될 때의 성토고를 실험적으로 관찰하였다. 그런 후 성토지지말뚝시스템에 대하여 이전에 연구한 성토지반 속에 발생될 수 있는 두 가지 파괴모드 즉 지반아칭파괴모드(Hong, et al. 2007)와 편칭전단파괴모드(홍원표 등 2010; Hong, et al. 2010)에 의한 연구결과를 본 모형실험치를 예측하는데 적용시켜보았다. 또한 지반아칭이 말뚝지지성토지반 속에서 잘 발달될 수 있는 합리적인 한계성토고의 산정식을 이론적으로 구하여 모형실험에서 구한 한계성토고를 이론적으로 구한 한계성토고의 예측치와 비교 고찰을 해 봄으로서 합리적이고 실용적인 한계성토고 결정 기준을 마련하고자한다.

2. 기존연구

2.1 말뚝지지성토지반 속 파괴모드

2.1.1 지반아칭파괴모드

Hong, et al.(2007)은 말뚝지지성토지반 모형실험결과에 근거하여 지반아칭영역의 기하학적 형상을 그림 1과 같이 정의하였다. 즉 지반아칭영역을 두 개의 캡보 사이의 중앙 O점을 중심으로 하는 중공반원실린더(semi-hollow cylinder)로 나타낼 수 있다. 이 지반아칭은 내부반원과 외부반원으로 도시된다. 외부반원의 직경은 두 캡보의 양 단부 사이의 간격과 같으며 내부반원의 직경은 두 캡보 사이의 순간격과 같다. 지반아칭영역은 외부아칭영역과 내부아칭영역의 두 부분으로 구성되어 있으며 캡보의 바로 위에는 썩기영역이 존재한다.

2.1.2 편칭전단파괴모드

홍원표 등(1999, 2010)은 편칭전단파괴 모형실험결과

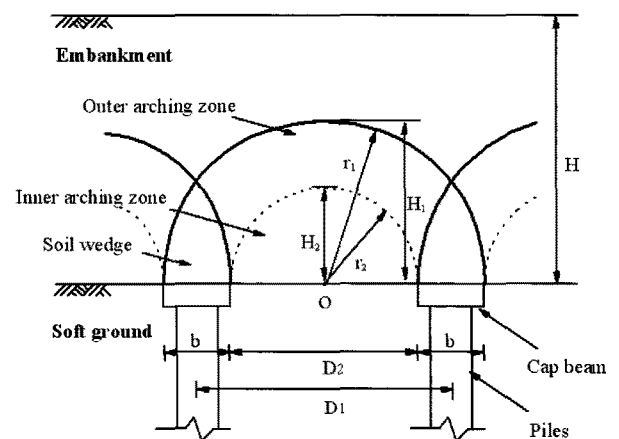


그림 1. 지반아칭의 기하학적 형상

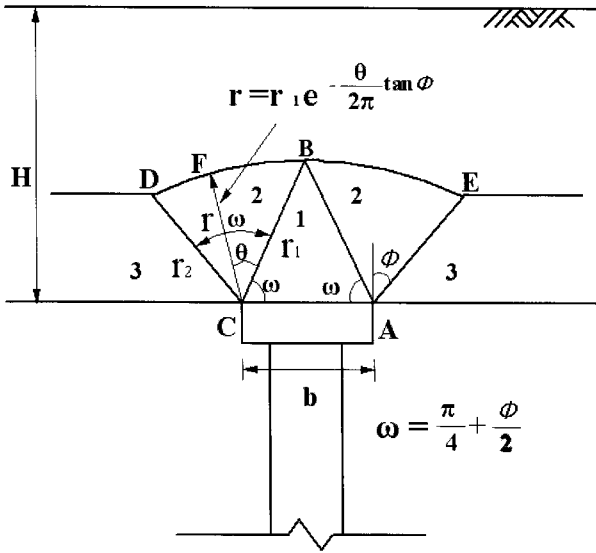


그림 2. 편칭전단의 기하학적 형상

에 근거하여 편칭전단파괴의 기하학적 형상을 그림 2와 같이 정의하였다. 즉 지반췌기영역 1은 밑변의 사이각이 ω 인 이등변 삼각형으로 도시할 수 있으며 사이각 ω 는 성토지반의 내부마찰각 ϕ 와 $(\pi/4 + \phi/2)$ 의 관계를 가지고 있다. 소성영역 2는 영역 3과의 사이에 발달하는 전단띠(Shear band) AE면과 CD면 및 곡선경계면 \widehat{BE} 와 \widehat{BD} 로 도시된다. 여기서 소성상태영역 2는 지반췌기영역 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 있다.

2.2 성토하중의 하중전이

2.2.1 지반아칭파괴모드에 의한 하중전이

Hong, et al.(2007)은 그림 1에서 관찰된 지반아칭파괴모드에 의거하여 말뚝캡보에 전이되는 성토하중 산정식을 식 (1)과 같이 제안하였다.

$$P_v = \gamma \cdot D_1 \cdot H - \sigma_s \cdot D_2 \quad (1)$$

여기서 P_v 는 캡보에 작용하는 연직하중이며 D_1 은 말뚝캡보의 중심간 간격이다. σ_s 는 말뚝캡보 사이의 순간적 D_2 구간 위의 연약지반 상에 작용하는 수직응력이다.

수직응력 σ_s 은 식 (2)와 같다.

$$\sigma_s = \sigma_i + H_2 \cdot \gamma \quad (2)$$

여기서 σ_i 는 내부아칭 정점에서의 수직응력이다.

σ_i 는 식 (3)으로 나타낼 수 있다.

$$\sigma_i = \gamma \left\{ H' - \frac{r_1}{N_\phi - 2} \right\} \cdot \left\{ \frac{r_2}{r_1} \right\}^{N_\phi - 1} + \gamma \frac{r_2}{N_\phi - 2} - \left\{ 1 - \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} \right\} \cdot \frac{2cN_\phi^{1/2}}{N_\phi - 1} \quad (3)$$

여기서 $H' = H - H_1$, H =성토고, H_1 =외부아칭 정상부의 높이, H_2 =내부아칭 정상부의 높이, r_1 =외부아칭의 반지름, r_2 =내부아칭의 반지름, $N_\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$, ϕ =성토재의 내부마찰각, c =성토재의 점착력, γ =성토재의 단위중량이다.

성토지지말뚝의 효율 E_f 는 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$E_f = \frac{P_v}{\gamma \cdot D_1 \cdot H} \times 100(\%) \quad (4)$$

2.2.2 편칭전단파괴모드에 의한 하중전이

그림 2에 도시된 편칭전단파괴의 기하학적 형상에 근거하여 성토지반 내에서 편칭전단 파괴가 발생하여 말뚝에 전이되는 성토하중 P_v 의 산정식을 식 (5)과 같이 유도한 바 있다(홍원표 등 2000, 2010).

$$P_v = \gamma b \left(H - \frac{H_3}{2} \right) + \left\{ \gamma \left(H - \frac{H_3}{2} \right) \tan \phi + c \right\} \frac{b}{\tan \alpha} \quad (5)$$

식 (5)의 b 는 말뚝캡보의 폭이고 H 와 H_3 는 각각 성토고와 지반췌기영역의 높이이며 α 와 H_3 는 식 (6)과 식 (7)로 같이 구할 수 있다.

$$\alpha = \pi/4 - \phi/2 \quad (6)$$

$$H_3 = \frac{b}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

3. 모형실험

3.1 모형실험장치

모형실험장치는 이전의 편칭전단파괴모드실험에서

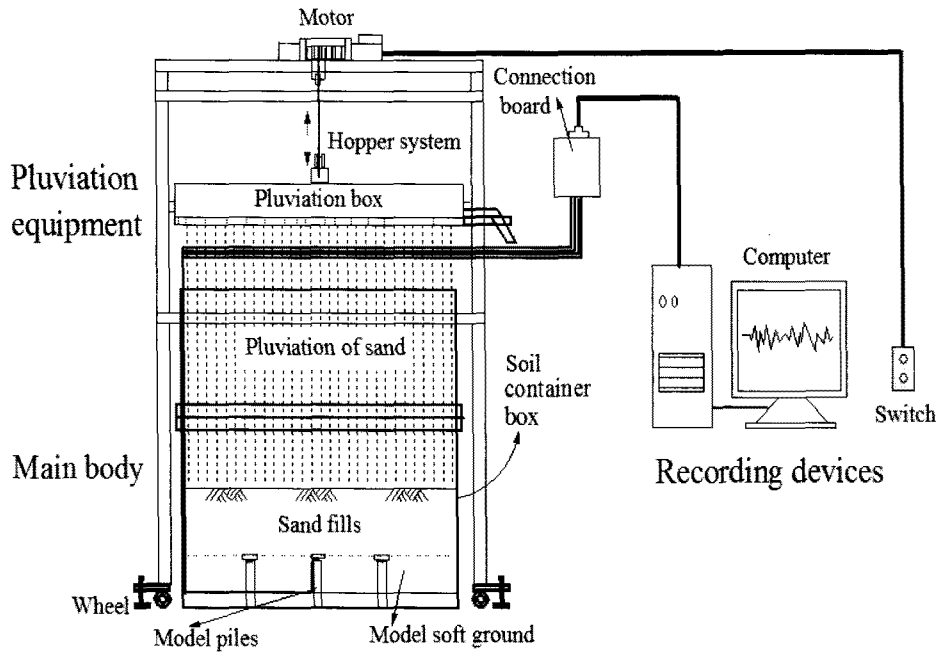


그림 3. 실험장치의 계통도

사용된 모형실험장치와 동일하므로 상세한 사항은 참고문헌(홍원표 등 2010)을 참조하기로 하고 전반적인 개요에 대하여만 설명하면 다음과 같다.

우선 모형실험장치의 전체 계통도는 그림 3에 도시된 바와 같이 크게 모형말뚝과 토조, 모래살포기 및 하중측정장치로 구성되어 있다. 토조 내부에는 그림 3에서 보는 바와 같이 3 열의 말뚝 및 말뚝캡보를 설치하여 지반 아칭과괴모드실험을 실시할 수 있게 하였다. 말뚝으로 지지된 3 열의 말뚝캡보, 연약지반 및 하중계를 설치한 후 모래살포기로 모래성토를 단계별로 실시하면서 캡보에 작용하는 성토하중을 말뚝과 캡보 사이에 설치한 하중계로 측정하였다. 토조는 모형말뚝간의 간격과 성토높이, 말뚝캡의 길이 등을 고려하여 길이 100cm, 폭 80cm, 높이 110cm로 제작하였다. 이 때 모형말뚝의 설치용이하게 하고 단계별 성토시 낙하높이를 일정하게 유지시키기 위하여 토조를 연약지반 상부 약 50cm에서 분리가 가능하도록 하였다. 모형말뚝은 직경이 3cm이고 길이가 15cm인 알루미늄봉으로 제작하였으며 말뚝캡보의 두께, 폭 및 길이는 각각 2cm, 4cm 및 72cm인 알루미늄판으로 제작하였다.

3.2 사용시료 및 실험계획

모형실험에서 성토토사는 주문진 표준사를 사용하였다. 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.

그림 3에서 보는 바와 같이 먼저 모형말뚝 여섯 개를 12cm간격으로 토조 바닥 고정판에 일렬로 고정 설치한 후 이들 말뚝머리를 하나의 말뚝캡보로 연결 설치하였다. 이러한 상태의 말뚝열과 말뚝캡보를 3 열 설치하였다.

즉 토조 내부에 말뚝과 말뚝캡보, 하중계 및 연약지반용 고무스핀지를 설치하고 토조를 모래살포장치에 굴러 넣은 후에 모래살포기를 배치시켰다. 모래살포상자 내부에 4~5cm 높이로 모래를 쌓고 낙하고가 80cm가 되도록 모래살포상자의 높이를 조절하여 모래를 살포하였다. 이와 같이 하여 한층 분량의 모래 살포가 완료되면 이때의 성토높이와 연직하중을 정해진 시간 간격으로 측정하여 PC에 저장하였다. 이와 같은 과정을 10회 반복하여 성토고가 대략 40cm정도가 될 때까지 실험을 진행하였다.

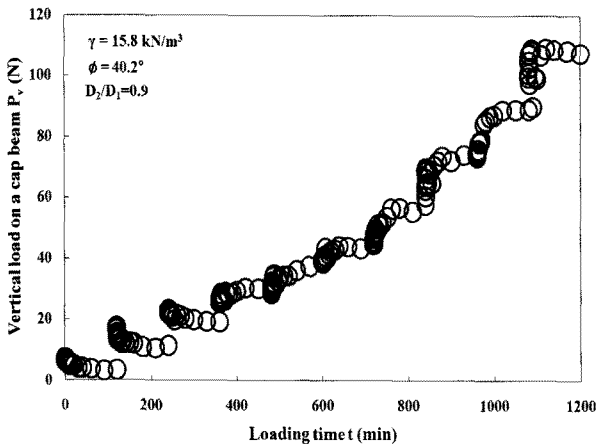
각 단계별 성토재하시간은 2시간씩으로 정하여 실시하였다. 따라서 본 연구에서는 말뚝캡보의 간격이 비교적 넓은 경우를 대상으로 말뚝캡보 간격비 D_2/D_1 가 0.9, 0.85, 0.8 및 0.75까지의 네 경우를 대상으로 실시하였다.

3.3 모형실험결과

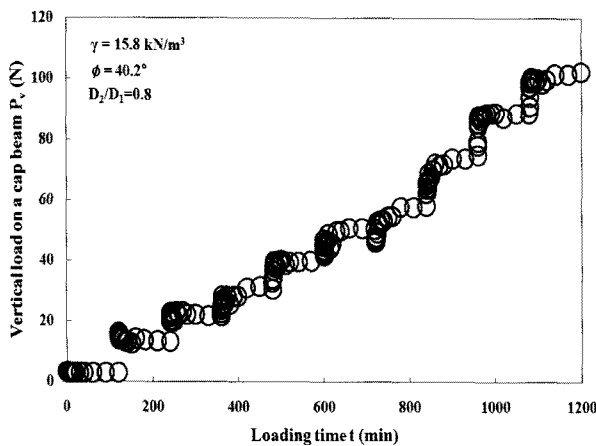
3.3.1 성토하중의 하중전이거동

그림 4(a)와 (b)는 각각 말뚝캡보의 간격비 D_2/D_1 가 0.9와 0.8인 비교적 캡보의 간격이 넓은 경우의 실험 결과로 말뚝캡보에 전달되는 성토하중의 변화를 시간에 따라 나타낸 그림이다. 성토 초기의 저성토단계를 제외 하고는 일반적으로 말뚝캡보에 전달되는 연직하중은 각 단계별 성토 직후 비교적 급히 증가한 후 일정치에 수렴하는 거동을 보이고 있다.

말뚝캡보의 간격비가 0.9인 실험결과(그림 5(a))에 의 하면 성토 초기인 세 번째 재하단계까지의 저성토단계 에서는 연직하중이 성토하중재하 후 다소 감소하는 거 동을 보였다. 이 결과는 말뚝캡보 사이의 간격이 40cm 로 넓은 경우이므로 저성토단계에서 성토하중에 의하여 연약지반이 먼저 침하하게 되며 이 침하가 하중전이 거동에 영향을 끼쳐 연직하중이 감소하게 된 것으로 생



(a) 말뚝캡보의 간격비 D_2/D_1 : 0.9



(b) 말뚝캡보의 간격비 D_2/D_1 : 0.8

그림 4. 성토단계별 하중전이거동

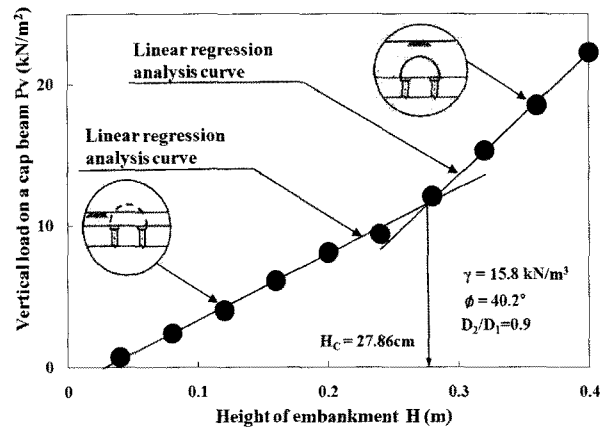
각된다. 그러나 네 번째 재하단계에서 부터는 성토 직후 연직하중이 점차 증가한 후 수렴하는 정상적인 성토하 중의 하중전이거동을 보이고 있다.

한편 말뚝캡보의 간격비가 0.8인 경우는 그림 5(b)에 서 보는 바와 같이 두 번째 재하단계까지에서는 성토 직후 연직하중이 수렴하는 거동을 보이다가 세 번째 재 하단계에서 부터는 성토 직후 연직하중이 점차 증가한 후 수렴하는 정상적인 하중전이거동을 보이고 있다.

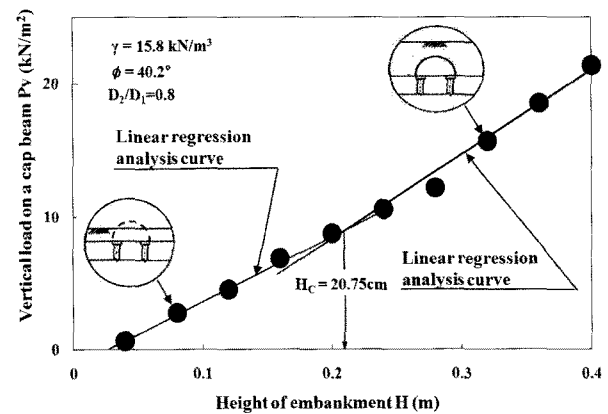
결국 이들 실험결과에 의하면 성토가 진행됨에 따라 말뚝캡보에 전달되는 성토하중도 비례하여 증가하고 있음을 알 수 있다. 다만 저성토단계에서는 말뚝캡보에 전달되는 성토하중이 그다지 크지 않으나 고성토단계 에서는 말뚝캡보에 전달되는 성토하중의 비율이 상당히 증대되고 있음을 알 수 있다.

3.3.2 성토고와 전이하중의 관계

그림 5(a)와 (b)는 말뚝캡보간격비 D_2/D_1 가 0.9와 0.8 인 두 실험에 대하여 각 성토단계에서 말뚝캡보에 전달



(a) 말뚝캡보의 간격비 D_2/D_1 : 0.9



(b) 말뚝캡보의 간격비 D_2/D_1 : 0.8

그림 5. 하중전이 메커니즘의 변화

된 연직하중의 수렴치를 각 단계의 성토고와의 관계로 도시한 결과이다. 그림 중에 도시된 검은원은 실험치를 나타내고 있으며 실선은 실험결과 나타난 성토고와 캡보작용 연직하중의 선형회귀분석선(linear regression analysis curve)을 참고로 기입한 결과이다.

우선, 캡보간격비가 0.9인 그림 5(a)에 의하면 실험결과는 두 개의 선형회귀분석선에 따라 연직하중이 증대하였음을 알 수 있다. 즉 고성토단계에서의 연직하중 증가구배는 저성토단계에서의 연직하중 증가구배보다 크게 나타나고 있다. 한편 그림 5(b)는 캡보간격비가 0.8인 경우의 실험결과로 캡보간격비 0.9인 경우와 동일한 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 네 경우의 캡보간격비에 대한 실험결과에서 모두 동일하게 나타났다. 다만 캡보간격비가 0.75의 경우는 두 개의 추세선이 구분하기가 용이하지 않았으나 비교적 낮은 성토고에서 두 선형회귀분석선이 교차하고 있었다.

이는 이 경우 말뚝캡보간격이 좁으므로 지반아칭이 저성토단계에서 조기에 발달될 수 있었기 때문으로 생각된다.

결국 그림 5에서 보는 바와 같이 두 선형회귀분석선이 만나는 성토고 H_c 를 기점으로 저성토단계와 고성토 단계에서의 하중전이 메커니즘이 다름을 의미한다. 즉 저성토단계에서는 그림 중에 도시된 원내부에 지반아칭이 발달할 수 있을 정도까지 성토가 실시되지 못한 상태를 의미한다. 따라서 이 상태에서는 지반아칭파괴모드에 의하여 성토하중의 하중전이가 이뤄지지 못하고 편칭전단파괴모드에 의하여 하중전이가 이뤄졌음을 의미한다.

한편 두 개의 선형회귀분석선이 만나는 시점의 성토고 H_c 보다 높은 고성토단계에서는 그림 중에 또 다른 원내부에 참고그림으로 도시된 바와 같이 성토지반내 지반아칭이 충분히 발달되어 지반아칭파괴모드에 의하여 하중전이가 이뤄졌음을 의미한다.

따라서 이들 실험결과로부터 성토단계에 따라 초기에는 편칭전단파괴모드에 의하여 하중전이가 진행되다가 성토고 H_c 를 시점으로 이후의 성토고에서는 지반아칭파괴모드에 의하여 하중전이가 진행되었음을 보여주고 있다.

여기서 하중전이 메커니즘이 변하는 시점의 성토고 H_c 를 한계성토고(critical height of embankment)라 정의할 수 있다. 따라서 성토지지말뚝시스템에서 지반아칭효과를 충분히 활용하여 성토하중을 말뚝캡보에 전이

시키려면 이 한계성토고 H_c 보다 높게 성토가 실시되어야 함을 보여주고 있다.

4. 고찰

4.1 하중전이 메커니즘 변화의 이론적 고찰

그림 6은 지반아칭파괴모드와 편칭전단파괴모드에 의해 말뚝에 전이되는 연직하중을 식 (1)과 식 (5)로 산출하여 비교해본 결과이다. 즉 지반아칭파괴모드의 경우는 말뚝캡보간격비 D_2/D_1 를 0.9로 하여 식 (1)로 산출한 연직하중이며 편칭전단파괴모드에 의한 연직하중은 식 (5)로 산출한 값이다. 단 여기서 성토토사의 단위체적중량과 내부마찰각은 각각 15kN/m^3 과 30° 로 하였다.

그림 6에서 보는 바와 같이 두 이론식 (1)과 (5)이 교차하는 부분이 그림 5의 실험결과에서와 같이 존재함을 알 수 있다. 즉 성토고가 증가함에 따라 편칭전단파괴모드와 지반아칭파괴모드에 의해 말뚝에 작용하는 연직하중의 이론치가 일치하게 되는 성토고가 존재함을 알 수 있다. 이 지점에서의 성토고도 그림 5에서와 같이 한계성토고 H_c 라 할 수 있을 것이다.

이 한계성토고가 가지는 의미는 성토지반 내에 지반아칭이 발달할 수 있는 최소한의 소요 성토고라 할 수 있다. 즉 성토고가 낮은 단계에서는 성토지반 내에 지반아칭이 발달하지 못하므로 편칭전단파괴모드에 의해 성토하중이 말뚝에 전이되다가 이 한계성토고보다 높은 성토고에서는 지반아칭이 성토지반 내에 발달되어 지반아칭파괴모드에 의해 하중전이가 발생됨을 의미한다.

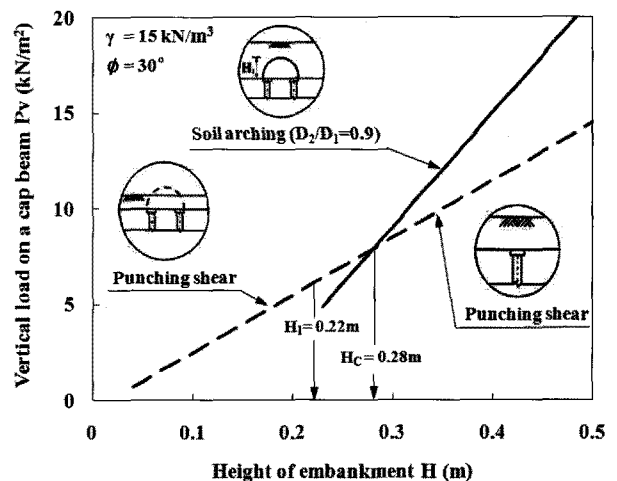


그림 6. 하중전이 메커니즘의 변화에 따른 전이하중의 차이

한편 그림 6에서 H_1 은 지반아칭파괴모드에서 보여준 지반아칭영역의 높이 다시 말하여 외부아칭정상부의 높이를 의미한다. 결국 성토지반 내 지반아칭이 효과적으로 발달하려면 지반아칭영역의 높이가 H_1 보다 높은 한계성토고 H_C 이상으로 성토가 실시되어야 함을 의미한다.

이 한계성토고(H_C)는 지반아칭파괴모드에 의한 식 (1)과 펀칭전단파괴모드에 의한 식 (5)로 산정된 연직하중 P_v 가 같게 될 때의 성토고 이므로 이들 두 식을 같게 하여 식 (8)과 같이 유도할 수 있다.

$$H_C = \frac{D_2 \left\{ \left(H_1 + \frac{r_1}{N_\phi - 2} \right) \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} - \frac{r_2}{N_\phi - 2} - H_2 \right\}}{b \left(1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - D_1 + D_2 \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1}} + \frac{\frac{H_3 b}{2} \left(1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - \frac{bc}{\gamma \tan \alpha}}{b \left(1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - D_1 + D_2 \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1}} \quad (8)$$

통상 양질의 성토재는 점착력이 미소하거나 없는 흙을 사용함이 좋으므로 식 (8)에 점착력 c 를 0으로 하면 한계성토고 H_C 는 식 (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$H_C = \frac{D_2 \left\{ \left(H_1 + \frac{r_1}{N_\phi - 2} \right) \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} - \frac{r_2}{N_\phi - 2} - H_2 \right\}}{b \left(1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - D_1 + D_2 \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1}} + \frac{\frac{H_3 b}{2} \left(1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right)}{b \left(1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - D_1 + D_2 \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1}} \quad (9)$$

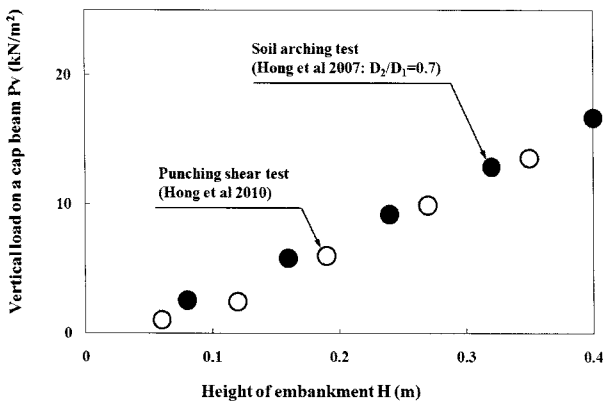


그림 7. 좁은 간격비의 캡보에 대한 하중전이 메커니즘

4.2 펀칭전단파괴 발생가능 영역

이전에 실시한 지반아칭 모형실험결과에 의하면 하중전이효율이 가장 좋은 말뚝캡보간격비 D_2/D_1 은 0.7 부근으로 나타난바 있다(Hong, et al. 2007). 이는 이 정도의 간격비에서는 지반아칭파괴모드발생이 용이하여 펀칭전단파괴모드는 쉽게 발생되지 않을 수 있음을 의미한다. 예를 들어 앞에서 설명한 바와 같이 캡보간격비가 0.75 정도가 되면 캡보의 설치간격이 좁으므로 점차 펀칭전단이 성토지반내에 발생되지 않게 됨을 알 수가 있었다. 따라서 이 사실을 좀 더 확인하기 위해 캡보간격비가 0.75이하인 0.7 이하인 경우를 대상으로 검토하기 위해 실시된 모형실험결과(Hong, et al. 2007, 2010)를 참고로 고찰해보기로 한다.

그림 7은 말뚝캡보간격비 D_2/D_1 이 0.7인 경우를 대상으로 실시한 지반아칭파괴모드모형실험결과(Hong, et al. 2007)를 나타낸 그림이다. 이 그림 속에서는 펀칭전단파괴모형실험 결과도 함께 도시하여 두 파괴모드의 시험결과를 비교하고 있다(홍원표 등 1999, Hong, et al. 2010). 캡보간격비가 0.7인 경우는 그림 7에서 보는 바와 같이 펀칭전단파괴모드에 의해 말뚝캡보에 전이되는 연직하중과 지반아칭파괴모드에 의해 말뚝캡보에 전이되는 연직하중이 거의 동일함을 볼 수 있다. 따라서 이 경우는 펀칭전단파괴에 대한 검토를 별도로 할 필요가 없을 것으로 생각된다. 따라서 이와 같이 캡보간격비가 적은 경우는 한계성토고 H_C 도 역시 구할 필요가 없게 된다.

그림 8은 이론적으로 구한 한계성토고 H_C 를 지반아칭영역의 높이 H_1 으로 나눈 값 H_C/H_1 과 말뚝캡보의 간

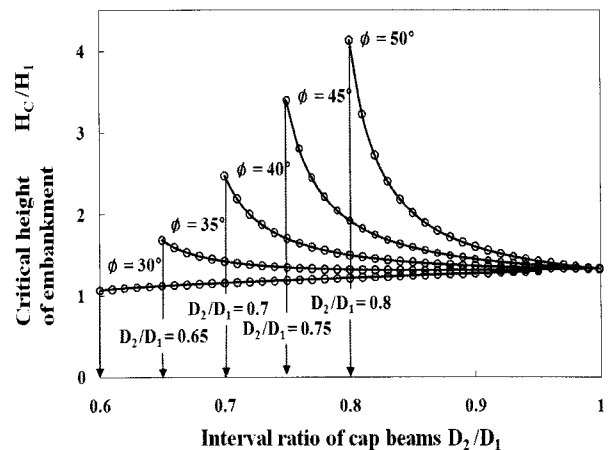


그림 8. 한계성토고와 간격비

격비 D_2/D_1 를 연관지어 나타낸 그림이다. 여기서 H_1 은 캡보의 설치간격에 따라 기하학적으로 구할 수 있으나 한계성토고 H_C 에 대하여는 식 (10)에서 알 수 있는 바와 같이 성토토사의 내부마찰각에 영향을 받고 있으므로 내부마찰각을 30° 에서 50° 까지 5° 씩 변화시킨 다섯 경우에 대하여 산정하여 보았다. 이 그림에는 성토토사의 내부마찰각을 30° 에서 50° 까지 5° 씩 변화시킨 결과를 정리하였다. 성토토사의 여러 내부마찰각에 대하여 편칭전단파괴모드가 적용 가능한 캡보 간격비를 대상으로 H_C/H_1 값을 산정하여 도시하였다. 이 그림에서 각각의 내부마찰각에 대한 H_C/H_1 이 도시된 마지막 지점의 캡보 간격비가 편칭전단파괴모드가 적용가능한 한계간격비 $(D_2/D_1)_c$ 에 해당하게 된다.

그림 9은 그림 8에서 내부마찰각이 30° 에서 50° 까지 사이에서 H_C/H_1 값이 최종점에 도달했을 때의 말뚝캡보의 한계간격비를 내부마찰각과 연계하여 나타낸 그림이다. 한계간격비 $(D_2/D_1)_c$ 는 흙의 내부마찰각의 증가와 함께 선형적으로 증가하고 있음을 알 수 있다. 그림 9에 의하면 이 관계선보다 낮은 간격비로 말뚝캡보가 설치될 경우는 편칭파괴가 발생할 수 없음을 의미한다. 따라서 성토지지말뚝시스템의 설계에 있어서 말뚝캡보의 간격비를 경제적인 이유로 이 선보다 위의 간격비 즉 넓은 간격으로 캡보를 설치할 경우에는 편칭전단파괴모드에 의한 검토가 반드시 필요할 것으로 생각된다. 즉 이 경우에는 한계성토고를 구하여 편칭전단파괴의 가능성을 검토함은 물론이고 지반아칭이 발달할 수 있도록 성토고를 설계해야 할 것이다.

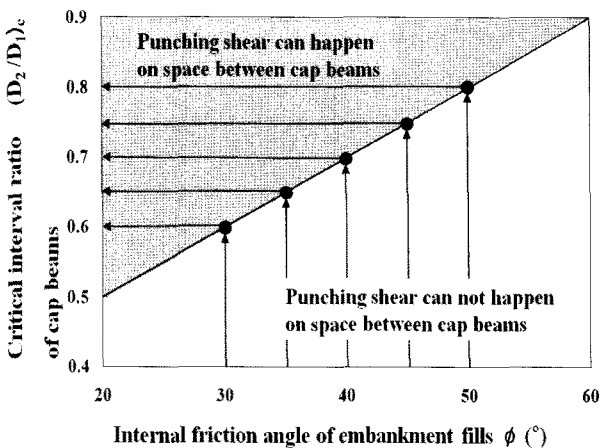


그림 9. 한계말뚝캡보간격비

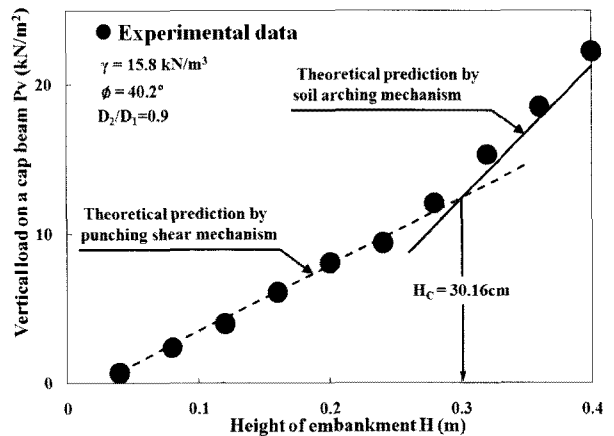
4.3 실험치와 예측치의 비교

4.3.1 전이하중의 예측

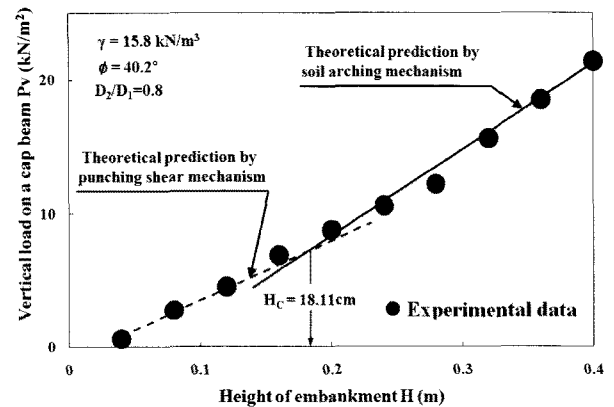
그림 10(a)와 (b)는 각각 캡보의 간격비가 0.9와 0.8인 실험치를 이론예측치와 비교한 결과이다. 그림 중 검은 원은 실험결과를 도시한 것이며 실선은 지반아칭파괴모드로 제시된 식 (1)로 산정된 이론선이며 파선은 편칭전단파괴모드로 제시된 식 (6)으로 산정된 이론선이다.

또한 한계성토고 H_C 는 식 (9)에 의하여 산정된 예측치이다. 여기서 말뚝캡보상부의 작용하중은 말뚝캡보에 작용하는 연직응력을 말뚝캡보의 면적으로 나누어 단위 면적당 하중(kN/m^2)으로 환산한 값이다.

이들 그림에 의하면 모형실험에서 측정된 성토고에 따른 연직하중의 변화 경향은 이론적으로 제안된 두 개의 산정식으로 잘 예측이 되고 있음을 보이고 있다. 즉, 말뚝캡보에서 측정된 실험치의 변화는 성토고가 한계성토고에 도달할 때까지는 편칭전단파괴모드로 제시된



(a) 말뚝캡보의 간격비 D_2/D_1 ; 0.9



(b) 말뚝캡보의 간격비 D_2/D_1 ; 0.8

그림 10. 말뚝캡보 작용연직하중의 실험치와 예측치의 비교

식 (5)로 잘 예측되었으며 한계성토고 이상의 성토고에서는 지반아칭파괴모드로 제시된 식 (1)로 잘 예측되고 있음을 알 수 있다.

따라서 본 연구에서 제시된 제안식들은 성토지지말뚝시스템의 성토고설계에 충분히 적용될 수 있을 것으로 생각된다. 즉 저성토단계에서는 편칭전단파괴의 메커니즘에 의하여 성토하중이 말뚝캡보에 전이되고 한계성토고이상의 고성토단계에서는 지반아칭파괴 메커니즘에 의하여 성토하중이 말뚝캡보에 전이됨을 확인할 수 있었기 때문에 식 (1)과 식 (5)로 성토단계별 캡보 작용 연직하중을 산정할 수 있을 것이다.

성토고가 높은 단계에서는 지반아칭현상에 의해 전달되는 연직하중이 편칭전단파괴에 의하여 전달되는 연직하중보다 훨씬 크므로 성토지반 속에 지반아치가 발달할 수 있게 하면 보다 더 많은 성토하중이 말뚝캡보에 전이될 수 있음을 보여 주고 있다. 그러나 성토높이가 낮은 단계에서는 지반아칭이 형성되지 못하여 편칭전단파괴현상에 의하여 성토하중전이가 이루어지고 있음을 알 수 있다. 이는 성토지지말뚝에서 성토고의 높이가 충분하지 못하거나 말뚝캡보의 간격이 너무 넓은 경우는 말뚝캡보에의 하중전이가 편칭전단의 메커니즘을 따르게 된다. 즉 지반아칭의 메커니즘에 대한 하중전이는 성토고가 충분히 높지 못하다면 적용할 수 없음을 의미한다.

4.3.2 한계성토고

그림 11는 한계성토고 H_C 를 예측하기 위해 유도 제

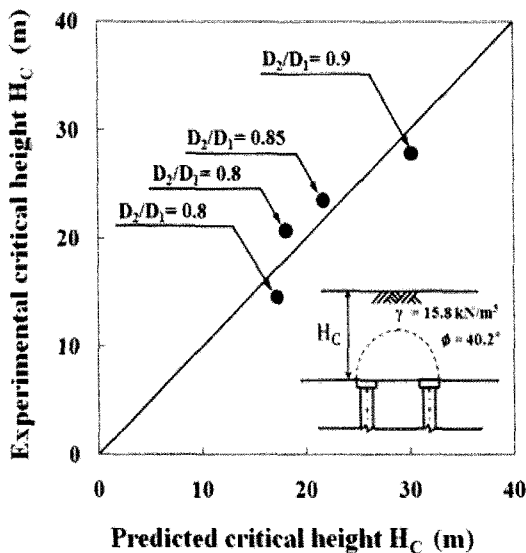


그림 11. 한계성토고의 이론치와 실험치의 비교

안된 식 (8) 혹은 (9)의 적용성을 검증하기 위해 모형실험으로 구한 한계성토고의 실험치와 이론식으로 구한 예측치를 비교한 결과이다. 즉 그림 12의 횡축인 H_C 의 예측치는 한계성토고 산정식인 식 (9)로 산정된 이론한계성토고이며 종축인 H_C 의 실험치는 본 연구에서 실시된 네 경우의 모형실험에서 구한 실험적 한계성토고이다. 즉 이 한계성토고의 실험치는 실험결과를 정리한 그림 5에서 성토고의 증가에 따른 연직하중 전이거동 분석을 통하여 구한 값이다. 즉 저성토단계에서의 하중전이거동이 고성토단계에서의 하중전이거동으로 변하게 되는 상태에서의 성토고로 이미 그림 5에서 연직하중의 변화를 따르는 두 선형회귀분석선의 교점으로 구한 값이다.

이 들 한계성토고의 실험치와 예측치의 상관점이 그림 12의 중앙의 45° 기울기선에 근접할수록 예측치는 실험치를 잘 예측하였다고 할 수 있을 것이다. 그림 12의 결과에 의하면 실험치와 예측치의 상관점들이 그림 12에서 알 수 있는 바와 같이 중앙의 45° 기울기선에 양호하게 근접하고 있음을 알 수 있다. 따라서 말뚝지지 성토시스템에서 성토지반 속에 지반아칭을 충분히 발달시켜 지반아칭파괴모드에 의한 성토하중전이가 효율적으로 이루어 질 수 있게 되는 최소한의 성토높이인 한계성토고 H_C 는 본 연구에서 제안된 식 (9)로 잘 예측될 수 있음을 검증할 수 있었다.

결국 말뚝지지성토시스템의 설계에 있어서 말뚝캡보의 설치 간격이 결정된 상태에서 성토지반 내 지반아칭을 발달시키기 위해 필요한 성토고는 한계성토고를 기준으로 하여 그 이상의 성토고로 결정하여야 하며 이 한계성토고는 식 (9)로 산정하여 설계할 수 있을 것이다.

5. 결론

성토지지말뚝시스템을 적용하여 연약지반 상에 성토나 뒤채움을 설계하고자 할 경우 성토지반 내에 지반아칭이 잘 발달할 수 있도록 말뚝캡보의 간격에 적합한 합리적인 성토고를 결정하는 방안이 마련되었다. 모형실험과 이론적 고찰을 통하여 얻어진 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 말뚝캡보의 간격이 비교적 넓은 경우 말뚝캡보에 전달되는 연직하중은 성토 초기의 저성토단계를 제외하고는 일반적으로 각 단계별 성토 직후 비교적

빠른 시간에 연직하중의 일정치에 수렴하였다.

- (2) 성토단계별로 말뚝캡보에서 측정된 연직하중과 성토고의 관계는 저성토단계와 고성토단계로 구분하여 두 개의 선형회귀분석선으로 나타낼 수 있었다. 이때 고성토단계에서의 연직하중 증가속도는 저성토단계에서의 연직하중 증가속도보다 크게 나타났다.
- (3) 저성토단계에서는 성토지반 속에 지반아칭이 아직 발달되지 못한 관계로 편칭전단파괴모드에 의하여 성토하중이 말뚝캡보에 하중전이가 진행되었고 고성토단계에서는 지반아칭이 발달하여 지반아칭파괴모드에 의하여 하중전이가 진행되었다. 저성토단계와 고성토단계에서 측정된 연직하중의 실험치는 각각의 파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘에 근거하여 유도 제시된 이론식들로 산정된 예측치와 좋은 일치를 보였다.
- (4) 저성토단계의 편칭전단파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘에서 고성토단계의 지반아칭파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘으로 변화하는 시점의 한계성토고가 존재하였다. 이 한계성토고를 산정할 수 있는 이론식을 정립할 수 있었으며 이 이론식은 실험치를 잘 예측할 수 있었다. 또한 성토지반 속에 지반아칭을 충분히 발달시키려면 성토고를 이 한계성토고 보다 높게 하여야 한다.
- (5) 말뚝캡보의 간격이 어느 정도이하로 좁아지면 성토지반 속에 편칭전단파괴가 발생되지 않으므로 한계성토고의 의미가 없게 된다. 이런 상태의 말뚝캡보의 간격비를 한계간격비라 하며 이 한계간격비는 성토토사의 내부마찰각이 30°와 50°일 때 각각 0.6과 0.8로 달라질 수 있다. 따라서 내부마찰각이 큰 성토재 일수록 말뚝캡보의 간격을 넓게 사용할 수 있다.

참 고 문 헌

1. 홍원표, 윤중만, 서문성 (1999), “말뚝으로 지지된 성토지반말뚝”, *한국지반공학회는논문집*, 제15권 제4호, pp.207-220.
2. 홍원표, 이재호, 전성권 (2000), “성토지반말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석”, *한국지반공학회는논문집*, 제16권 제1호, pp.131-143.
3. 홍원표, 송재상, 홍성원 (2010), “말뚝으로 지지된 성토지반 내 편칭전단파괴”, *한국지반공학회는논문집*, 제 26권 3호 pp.35-45
4. Chen, R. P., Xu, Z. Z., Chen, Y. M., Ling, D. S., and Zhu, B. (2010), “Field tests on pile-supported embankments over soft ground”, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg.*, ASCE 136(6), 777-785.
5. Gartung, E. & Verspohl, J. (1996), “Geogrid reinforced embankment on pile-Monitoring”, *Proc. International, symposium on Earth Reinforced piled embankment*, Fukuoka, Japan, pp.209-214
6. Hewlett, W. J. and Randolph, M. F. (1988), “Analysis of piled embankments”, *Ground Engineering*, London, England, Vol.21, No.3, pp.12-18.
7. Holmberg, S. (1978), “Bridge approaches on soft clay supported by Embankment piles”, *Geotechnical Engineering*, Vol.10, pp.77-89.
8. Hong, W. P., Hong, S. W., and Song, J. S. (2010), Load transfer by punching shear in pile-supported embankments on soft grounds. *Marine Georesources and Geotechnology*, in review.
9. 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.
10. Huang, J., Han J., and Oztoprak, S. (2009), “Coupled Mechanical and Hydraulic Modeling of Geosynthetic-Reinforced Column-Supported Embankments”, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg.*, ASCE 135(8), 1011-1021.
11. 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
12. 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.
13. Reid, W. M. and Buchanan, N. W. (1984), “Bridge approach support piling”, *Proc. Conf. Advances in Piling and Ground Treatment*, ICE, pp.267-274.
14. Wachman, G. S., Biolzi, L., and Labuz, J. F. (2010), “Structural Behavior of a Pile-Supported Embankment”, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg.*, ASCE 136(1), 26-34.

(접수일자 2010. 8. 16, 심사완료일 2010. 10. 26)