

성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석

Theoretical Analysis of Embankment Loads Acting on Piles

홍 원 표*¹ Hong, Won-Pyo

이 재 호*² Lee, Jae-Ho

전 성 권*³ Jeon, Sung-Kwon

Abstract

Several theoretical analyses are performed to predict the vertical load on embankment piles with cap beams. The piles are installed in a row in soft ground below the embankment and the cap beams are placed perpendicular to the longitudinal axis of the embankment.

Two failure mechanisms such as the soil arching failure and the punching shear failure are investigated according to the failure pattern in embankment on soft ground supported by piles with cap beams. The soil arching can be developed when the space between cap beams is narrow and/or the embankment is high enough. In the investigation of the soil arching failure, the stability in the crown of the arch is compared with that above the cap beams.

The factors affecting the load transfer in the embankment fill by soil arching are the space between cap beams, the width of cap beams and the soil parameters of the embankment fill. The portion of the embankment load carried by cap beams decreases with increment of the space between cap beams, while it increases with the embankment height, the width of cap beams, the internal friction angle and cohesion of the embankment fill. Thus, the factors affecting load transfer in embankment should be appropriately decided in order to maximize the effect of embankment load transfer by piles.

요 지

연약지반속에 말뚝을 설치하고 성토를 실시할 경우 말뚝에 작용하는 연직하중을 산정할 수 있는 이론적 해석법을 개발하였다. 여기서 말뚝은 성토하중지지 효과를 증대시키기 위하여 일정간격의 줄말뚝 형태로 설치하며 각 줄말뚝의 두 부는 지중보 형태의 말뚝캡보로 연결시킨 경우를 대상으로 한다. 이론식의 유도과정에서 성토지지말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴발생 기구를 말뚝위 성토지반속의 파괴형태에 따라 지반아칭파괴와 펀칭전단파괴의 두 가지로 크게 구분하였다. 여기서 지반아칭은 말뚝캡보사이의 간격이 좁거나 성토고가 충분히 높을 때 발생된다. 지반아칭파괴는 아치의 파괴부위에 따라 정상파괴와 캡파괴로 나누어 각 파괴형태의 안전성이 검토되었다.

또한, 제안식에 의한 성토지지말뚝의 하중분담효과는 말뚝캡보의 간격과 폭의 크기 및 지반정수에 크게 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 즉, 말뚝캡보의 간격이 증가하면 말뚝의 하중분담효과는 감소하며 성토고, 말뚝캡보폭, 내부마찰각 및 점착력의 크기가 증가할수록 하중분담효과가 커지게 된다. 따라서 이러한 말뚝 및 지반에 관한 영향요소를 적절히 결정하면 성토지지말뚝의 성토하중분담 효과를 효과적으로 극대화시킬 수 있을 것이다.

Keywords : Theoretical analysis, Failure mode, Soil arching, Punching shear, Embankment pile, Soft ground

*1 정회원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수

*2 정회원, (주)EJ Tech 기술연구소 연구원

*3 (주)삼보기술단 기술연구소 연구원

1. 서론

교대 배면의 뒤채움 하중으로 인하여 발생하는 연약지반의 측방유동을 방지하기 위하여 성토지지말뚝공법이 북유럽과 동남아시아에서 많이 사용되고 있다(Broms & Wong, 1985). 이 성토지지말뚝공법은 성토를 실시하기 전에 말뚝을 일정간격으로 연약지반층을 관통하여 지지층에 관입 지지시킨 후 이들 말뚝위에 성토를 실시하는 공법이다. 이 공법을 사용함으로써 성토하중을 말뚝으로 전이시키고 연약지반에는 최대한으로 성토하중이 작용하지 않게 하는 공법이다. 이때 말뚝위의 성토지반속에서는 말뚝사이에 지반아칭현상이 발생하여 성토하중의 대부분이 말뚝을 통하여 견고한 지지층으로 전달된다. 따라서 연약지반에는 미소한 성토하중만이 작용하게 되어 성토하중으로 인하여 유발되는 연약지반의 측방유동을 방지시킬 수 있다(홍원표 외 3인, 1997; Bujang & Faisal, 1993; Bujang et al., 1994).

말뚝 위에 성토를 실시함으로써 발생하는 성토지반속의 파괴형태는 모형실험결과를 통하여 알 수 있듯이 지반아칭파괴(soil arching failure)와 편칭전단파괴(punching shear failure)의 두가지형태로 밝혀졌다(홍원표 외 2인, 1999). 성토지반내에 어떤 파괴형태로 파괴가 발생할 것인가는 말뚝캡보 사이의 간격과 성토고의 상대적 크기에 의존한다. 즉 말뚝간 간격이 성토고에 비하여 충분히 좁으면 지반아칭파괴가 발생되며 반대로 말뚝간 간격이 성토고에 비하여 너무 넓으면 편칭전단파괴가 발생된다. 성토지지말뚝을 적용하여 설계를 실시할 경우 성토지지말뚝에 과연 얼마만큼의 성토하중이 전이되는지를 예측할 수 있는 정량적인 방법 즉 성토지지말뚝의 하중분담효과산정법이 밝혀져야 한다.

따라서, 본 논문에서는 이전의 모형실험에서 관찰된 성토지반속의 지반파괴형태를 근거로 합리적인 성토지지말뚝의 하중분담효과를 나타낼 수 있는 성토지지말뚝작용하중의 산정식을 유도·제안하고자 한다. 여기서 말뚝은 성토지지말뚝의 성능을 증대시키기 위하여 일정간격의 줄말뚝형태로 설치하며 줄말뚝의 두부는 성토중심축 방향에 수직이 되는 말뚝캡보(cap beam)로 연결시킨 경우를 대상으로 한다

2. 성토지반의 파괴형태

연약지반속에 말뚝을 설치한 후 성토를 실시했을 때 말

뚝캡보 사이의 연약지반침하로 인하여 성토지반속에는 지반파괴가 발생한다. 이때 발생하는 지반파괴형태에 대하여 Hewlet & Randolph(1988), Low et al.(1994) 및 홍원표 외 2인(1999)은 이론적 및 실험적 접근을 시도한 바 있다. 즉 Hewlet & Randolph(1988), Low et al.(1994)은 지반파괴형태를 이론적으로 가정하였고 홍원표 외 2인(1999)은 성토지반속에 발생하는 지반파괴형태를 모형실험을 통하여 실험적으로 관찰하였으며 이 실험결과에 의거하여 지반파괴형태를 기하학적으로 정리·제시하였다. 그림 1과 그림 2는 모형실험결과 밝혀진 성토지반내 파괴형태이다. 즉 성토지지말뚝을 줄말뚝의 형태로 간격을 두고 설치한 후 성토중심축 방향에 수직이 되는 각 줄말뚝을 말뚝캡보로 연결시킨 경우 성토고가 이들 말뚝캡보 간격에 비하여 충분히 높으면 그림 1에서와 같이 말뚝캡보 사이에 지반아칭이 발생되나 성토고가 충분히 높지 않은 경우는 그림 2에서와 같이 편칭현상이 발생되었다.(홍원표외 2인, 1999) 따라서, 성토지지말뚝 위의 성토지반내의 파괴형태를 지반아칭이 발생하는 경우의 지반아칭파괴(soil arching failure)와 편칭현상이 발생하는 경우의 편칭전단파괴(punching shear failure)의 두 경우로 정리하였다.

먼저 지반아칭이 발생하는 경우는 그림 1과 같이 말뚝으로 지지된 성토지반속에 아칭영역과 썬기영역이 발생한다. 이때 아칭영역은 말뚝캡보 외측 모서리간 거리를 지름으로 하는 외부아칭영역과 말뚝캡보 내측 모서리간 거리를 지름으로 하는 내부아칭영역으로 구성되어 있으며 말뚝캡보 바로 위에는 지반변형이 발생하지 않는, 즉 강체 거동을 하는 썬기영역이 존재한다.

한편, 편칭현상이 발생하는 경우는 그림 2와 같이 파괴형태를 정리하였다. 즉, 말뚝캡보위에 발생된 전단파괴경계

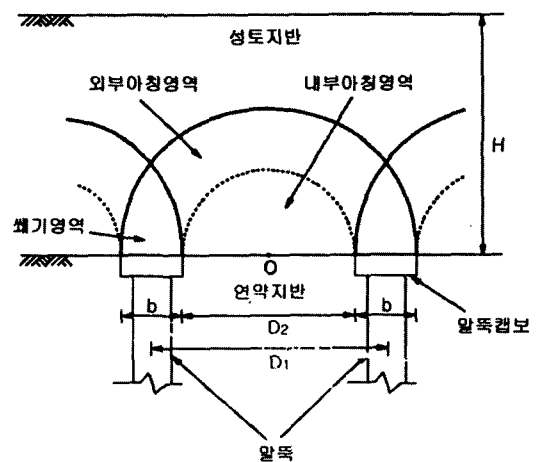


그림 1. 지반아칭의 기하학적 형상

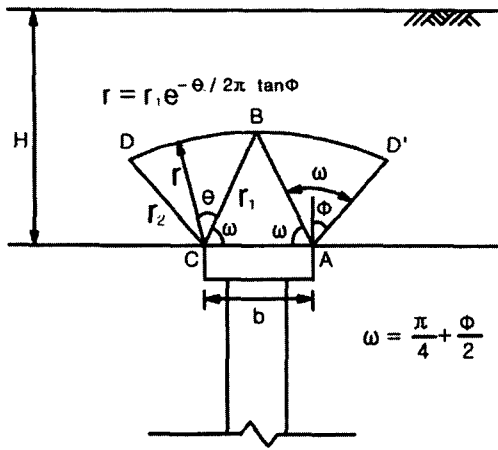


그림 2. 편칭전단파괴의 기하학적 형상

선은 말뚝캡보의 두 모서리에서 연직축 외측으로 흙의 내부마찰각 만큼의 각도를 이루는 파괴선과 말뚝캡보 위의 삼각형썰기정점에서 좌우로 그려지는 대수나선으로 둘러싸여있으며, 삼각형썰기의 저변각인 ω 는 성토지반의 내부마찰각과 $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ 의 관계가 있음을 알 수 있었다.

3. 성토지시말뚝의 연직하중 산정

3.1 아칭파괴이론

그림 1에 도시된 바와 같이 지반아칭은 성토고가 최소한 외부아칭높이 보다 커야만 발생한다. 이 아칭영역내의 응력상태를 살펴보면 우선 아치천정부에서는 전단응력이 작용하지 않는 상태 즉, 수직응력만 작용한다고 생각할 수 있다. 그러나, 아치천정에서 양쪽 말뚝캡보 부근으로 접근하면서 전단응력이 점차 크게 작용하게 된다. 이러한 전단응력의 점진적인 증가는 말뚝캡보 사이의 연약지반의 변위가 클 때에 더욱 커진다. 따라서 연약지반상 변위량은 성토고가 커짐에 따라 증가하므로 성토고가 매우 클 때에는 말뚝캡보위의 썰기영역에 발생하는 전단응력을 고려한 해석이 이루어져야 할 것이다. 즉, 지반아칭파괴의 경우는 아칭영역 천정부에서의 응력검토와 말뚝캡보상에서의 응력상태가 모두 검토되어야 한다.

따라서, 지반아칭파괴형태를 이용한 성토지시말뚝의 연직하중 산정식의 유도과정은 성토고에 따라서 크게 두 가지로 나눌 수 있다. 첫째는 그림 3에 도시한 바와 같이 지반아칭영역의 가장 취약한 부분인 아치천정부의 응력상태를 고려한 해석이며, 둘째는 그림 4에 도시된 바와 같이

줄말뚝 사이의 간격이 어느 정도 넓은 경우에 해당되는 말뚝캡보상의 전단응력을 고려한 해석이다. 여기서 전자를 정상파괴(crown failure)라 하고 후자를 캡파괴(cap failure)라 하기로 한다.

3.1.1 정상파괴

그림 3은 정상파괴시의 해석을 실시하기 위한 그림이다. 본 해석은 성토지시말뚝을 1열의 캡보(cap beam)로 연결시킨 형태가 되므로 그림 3에서와 같이 2차원해석이 가능하게 된다.

반원통내 한 요소의 응력상태를 해석하기 위하여 극좌표로 정리된 평형방정식을 이용하면 그림 3과 같다 (Timoshenko & Goodier, 1970). 아치천정부에서의 응력은 수직응력만을 고려하고 원통내 응력은 모두 동일하다고 가정하면 $\tau_\theta = 0$ 으로 간주할 수 있다. 이러한 가정으로 식(1)과 같은 평형방정식을 얻을 수 있다.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = -\gamma \quad (1)$$

여기서, σ_r : 반경방향 수직응력 (t/m^2)

σ_θ : 법선방향 수직응력 (t/m^2)

r : 반지름 (m)

γ : 단위중량 (t/m^3)

σ_θ 는 Mohr의 응력원에 의거하면 $\sigma_\theta = N_\phi \cdot \sigma_r + 2cN_\phi^{1/2}$ 이 되므로 이를 식(1)에 대입하여 일반해를 구하면 다음과 같다.

$$\sigma_r = A \cdot r^{(N_\phi - 1)} + \gamma \cdot \frac{r}{N_\phi - 2} - \frac{2cN_\phi^{1/2}}{N_\phi - 1} \quad (2)$$

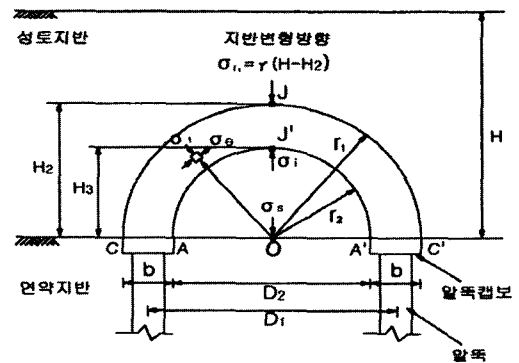


그림 3. 정상파괴시의 응력상태

여기서, A : 적분상수

c : 성토재의 점착력 (t/m²)

φ : 성토재의 내부마찰각 (°)

$$N_\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

지반아칭영역정점 J에서는 r=r₁일 때 σ=σ_{r1}이 되는 경계조건을 식(2)에 대입하여 적분상수 A를 구하고 이를 다시 식(2)에 대입하면 σ_r은 식(3)과 같이 된다.

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

여기서, H'=H-H₂

H : 성토고(m)

H₂ : 외부아치 천정정점 높이(m)

한편, 내부아칭영역의 정점 J'에서는 r=r₂일 때, σ_r을 내부응력 σ_i로 나타내고 이를 식(3)에 대입하면 식(4)가 구하여 진다.

$$\sigma_i = \gamma \left\{ H' - \frac{r_1}{N_\phi - 2} \right\} \cdot \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} + \gamma \frac{r_2}{N_\phi - 2} - \left\{ 1 - \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} \right\} \cdot \frac{2cN_\phi^{1/2}}{N_\phi - 1} \quad (4)$$

여기서 연약지반과 성토의 경계면 AA'상의 O점에서의 작용응력 σ_s는 식(5)와 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma_s = \sigma_i + H_3 \gamma \quad (5)$$

여기서, H₃는 내부아치 천정정점 높이(m)이다.

이상과 같은 과정을 통하여 연약지반상에 작용하는 수직응력 σ_s를 구할 수 있다. 한편, 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 크기(P_{vl})는 말뚝캡보중심간격D₁ 사이의 성토중량에서 연약지반면에 작용하는 전하중을 뺀 것으로 생각할 수 있다. 따라서 말뚝캡보의 단위길이당 연직하중 P_{vl}은 식(6)과 같이 된다. 여기서, 연약지반과 성토의 경계면 AA'상에는 균일한 수직응력 σ_s가 작용한다고 가

정한다.

$$P_{vl} (t/m) = \gamma \cdot D_1 \cdot H - \sigma_s \cdot D_2 \quad (6)$$

여기서, D₁ : 말뚝캡보의 중심간격(m)

D₂ : 말뚝캡보의 순간격(m)

한편, 성토전체중량에 대한 성토지지말뚝의 하중분담을 나타내는 지표로서 효율(Efficiency)을 산정하게 되면 지반아칭효과를 간편하게 표시할 수 있다. 즉 정상과괴시의 성토지지말뚝 효율을 Ef₁이라고 하고 성토하중에 대한 성토지지말뚝이 부담하는 하중의 백분율로 표시하면 식(7)과 같다.

$$E_{f1} = \frac{P_{vl}}{\gamma \cdot D_1 \cdot H} \times 100(\%) \quad (7)$$

3.1.2 캡과괴

캡과괴는 말뚝간격에 비하여 상대적으로 성토고가 매우 높아서 연약지반상 변위량이 매우 크게 되고 말뚝캡보

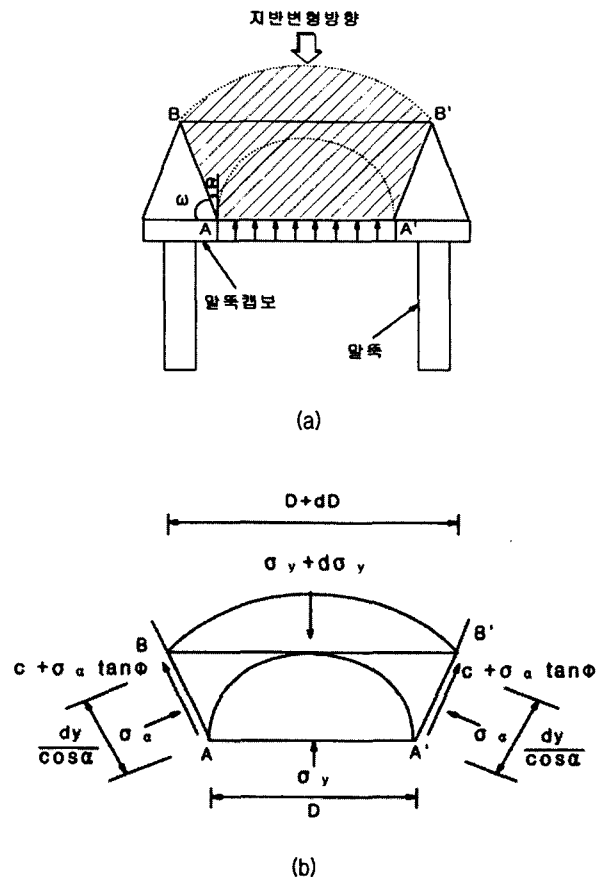


그림 4. 캡과괴시의 응력상태

상의 썩기영역경계면에서까지 파괴가 발달하게될때에 적용된다. 그림 4는 캡과괴시의 응력상태를 도시한 그림이다. 이 경우 성토지지말뚝캡보는 연약지반의 높이와 동일한 높이에서 설치되기 때문에 ABB'A'부분만이 소성영역이 되는 것으로 생각할 수 있다.

본 해석에서 썩기영역과 말뚝캡면이 이루는 각 ω 는 말뚝캡보의 변함에 따라 달라진다. 즉 썩기각 ω 는 D_1 과 D_2 의 함수로서 $\omega = \tan^{-1}(\sqrt{1+2D_1/(D_1-D_2)})$ 로 나타낼 수 있으며 α 는 $(\pi/2 - \omega)$ 가 된다. 또한 본 해석을 위하여 다음과 같은 사항이 가정된다.

- 1) 말뚝의 주변지반은 ABB'A'부분만이 소성상태가 되어 Mohr-Coulomb의 항복조건을 만족한다. 따라서, 지반은 내부마찰각 ϕ 및 점착력 c 로 표시한다.
- 2) 파괴면 AB면 및 A'B'면에는 마찰력이 작용하고 있지만 ABB'A'부분내의 응력분포는 이들 면에 마찰력이 작용하지 않는 경우의 응력분포와 동일하다.
- 3) 지반은 말뚝캡보의 길이방향으로 평면변형률상태에 있다.
- 4) 말뚝캡보는 강체로 간주한다.

그림4(b)의 ABB'A'내의 미소요소에 작용하는 힘의 y축 방향 평형방정식은 식(8)과 같다.

$$-Dd\sigma_y - \sigma_y dD + 2dy(\sigma_a \tan \alpha + \sigma_a \tan \phi + c) = 0 \quad (8)$$

가정 (2)에 의거하면 AB와 A'B'면에 작용하는 수직응력은 근사적으로 주응력이라 생각할 수 있다(Hong, 1984). 따라서 가정 (1)의 지반항복조건으로부터 식(9)와 같은 관계가 성립된다.

$$\sigma_a = \sigma_y N_\phi + 2cN_\phi^{1/2} \quad (9)$$

미소부분의 폭 dy 는 기하학적으로 $dD/2 \tan \alpha$ 로 나타낼 수 있으며 이것을 식(9)와 함께 식(8)에 대입하여 선형 미분방정식으로 정리한 후 적분하면 식(10)과 같다.

$$\sigma_y = C_1 D^{G_1(\phi)} - \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \quad (10)$$

여기서, C_1 은 적분상수

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

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

$D=D_2$ 일 때의 AA'면에서의 응력을 정상파괴이론에서의 연약지반작용응력 σ_s 로 가정하여 전개하면 식(11)과 같다.

$$\sigma_y = \sigma_s \left(\frac{D}{d_2} \right)^{G_1(\phi)} \left(\sigma_s + \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right) - \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \quad (11)$$

한 개의 말뚝캡보에 작용하는 단위길이당 연직하중 P_{v2} 는 BB'면과 AA'면에 작용하는 토압의 차로 생각하면 식(12)와 같이 나타낼 수 있다. 이때 BB'면에 작용하는 토압은 $D=D_1$ 인 경우의 응력이다.

$$\begin{aligned} P_{v2} &= P_{BB'} - P_{AA'} \\ &= D_1(\sigma_y)_{D=D_1} - D_2 \sigma_s \\ &= D_1 \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left(\sigma_s + \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right) - \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] - D_2 \sigma_s \end{aligned} \quad (12)$$

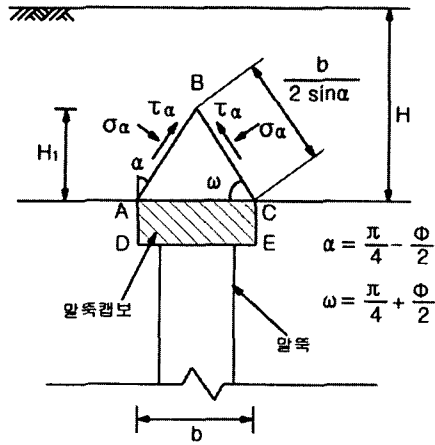
캡과괴의 효율 E_{f2} 를 성토하중에 대한 말뚝이 부담하는 하중의 백분율로 표시하면 다음과 같다.

$$E_{f2} = \frac{P_{v2}}{P_{v2} + \sigma_s D_2} \times 100 (\%) \quad (13)$$

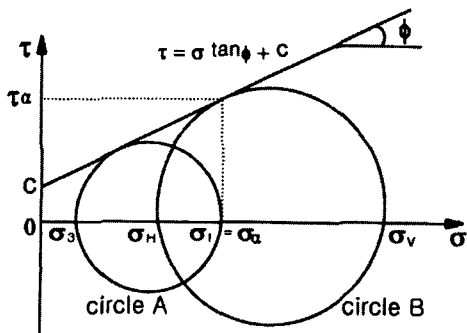
3.2 편칭파괴이론

편칭전단파괴는 지반아칭과괴와는 달리 말뚝간격에 비하여 성토고가 낮을 때 발생하는 지반파괴형태이다. 즉 말뚝캡보에 영향을 받지 않는 상태이므로 한개의 말뚝캡보에 발생하는 파괴형태로 도시할 수 있다. 그림 5(a)는 편칭전단파괴시의 응력상태를 나타낸 그림이다. 그림에서 썩기각 ω 는 내부마찰각의 함수로 나타낸다. 또한 말뚝 주변지반이 거동함에 따라 삼각형썩기면에 전단응력과 수직응력이 발생한다.

본 해석에서는 파괴면 AB면 및 CB면에는 마찰력이 작용하고 있지만 이 부분에서는 마찰력이 작용하지 않는 경우의 응력분포와 동일하게 취급한다. 그밖에 말뚝과 지반



(a) 편칭전단파괴시의 응력상태



(b) 말뚝주변지반의 Mohr응력원
그림 5. 편칭전단파괴

에 관한 가정은 캡파괴시의 가정과 동일하게 취급한다.

그림 5(b)는 위의 가정에 의거하여 말뚝주변지반의 흙 요소에 대한 응력상태를 Mohr응력원으로 도시한 결과이다. 그림에서 응력원A는 말뚝캡보가 없을 때의 응력상태를 나타낸 것이다. 응력원A의 σ_1 과 σ_3 는 이때의 최대주응력과 최소주응력이다. 한편 응력원B는 말뚝캡 위의 파괴면CB 및 AB에 있는 흙요소의 응력상태를 나타낸 것이다. 여기서 σ_H 와 σ_V 는 σ_α 및 τ_α 의 응력에 작용하는 면을 가지는 요소의 최대주응력과 최소주응력이다.

여기서, 수직응력 σ_α 를 앞의 가정에 의하여 말뚝이 없을 때의 수직응력 σ_1 과 동일하게 놓으면 그림 5(b)로부터 파괴면CB 및 AB에 작용하는 수직응력 σ_α 와 전단응력 τ_α 는 다음과 같아진다.

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 = \gamma \cdot \left(H - \frac{H_1}{2} \right) \quad (14)$$

$$\tau_\alpha = c + \sigma_1 \cdot \tan \phi \quad (15)$$

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

성토지지말뚝에서는 AD 및 CE부분의 전단응력은 고려하지 않고 단지 말뚝캡위 파괴면의 연직방향힘만 고려하면 된다. 따라서 삼각형쇄기부ABC의 파괴면에 작용하는 y방향성분 σ_v 는 식(16)과 같다.

$$\sigma_v = \tau_\alpha \cos \alpha + \sigma_\alpha \sin \alpha \quad (16)$$

식(16)에 작용면적 $b/2\sin\alpha$ 을 곱하고 식(14)와 식(15)를 대입하여 정리하면 말뚝캡보에 작용하는 단위길 이당 연직하중 P_{v3} 는 식(17)과 같다.

$$P_{v3} = \gamma \cdot \left(H - \frac{H_1}{2} \right) \cdot b \quad (17)$$

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

4. 연직하중 산정이론식의 고찰

앞장에서 성토지지말뚝위 성토지반의 파괴형태를 정상파괴, 캡파괴 및 편칭파괴로 구분하여 성토지지말뚝의 하중분담이론식을 유도하였다. 이들 식을 활용하기 전에 이들 식이 가지는 모순점은 없는가를 먼저 검토하여야 할 것이다. 또한 이들 세 가지 형태로 제안된 이론식들은 각각 다른 가정하에서 유도되었기 때문에 어떤 이론식이 설계 및 시공시에 가장 적절할 것인가도 검토해 볼 필요가 있다. 따라서, 본 장에서는 세 이론식으로 산정된 성토지지말뚝 작용 연직하중을 비교·분석하여 이론식의 적용성을 고찰해 보고자 한다.

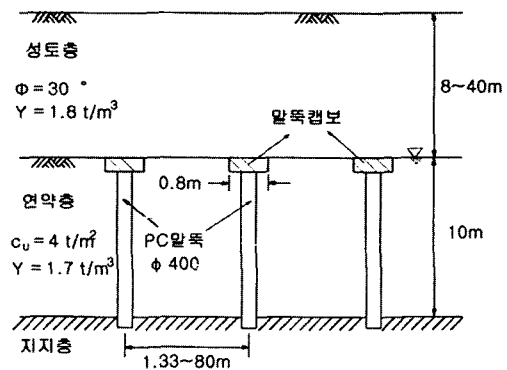


그림 6. 성토지지말뚝의 설치단면도

여기서, 해석예로 제시된 현장은 그림 6에 도시된 바와 같이 비배수전단강도가 $4t/m^2$ 이고 단위체적중량이 $1.7t/m^3$ 인 포화연약지반이 10m 두께로 분포되어 있는 현장에 단위체적중량이 $1.8t/m^3$ 이고 내부마찰각이 30° 인 성토재로 성토를 실시할 경우이다. 성토지지말뚝으로는 직경 400mm인 PC말뚝을 사용하고 말뚝캡보의 폭은 0.8m로 한다. 성토고와 말뚝간격을 자유로이 변화시키면서 이론식의 특성을 검토하기로 한다.

4.1 아칭파괴이론

성토고가 낮거나 말뚝캡보의 간격이 넓으면 성토지반 내에 지반아칭이 발생되기 어려울 것이다. 따라서, 지반아칭이 발생되기 위하여는 최소한의 성토고가 확보되어야 할 것이다. 그림 7은 그림 6에 제시된 예에 대하여 검토한 외부아칭정상부의 높이 H_2 (그림 3 참조)의 변화를 나타낸 그림이다. 그림 3에 도시된 지반아칭의 형상으로부터 외부아칭정상부의 높이는 말뚝캡의 간격과 기하학적 관계가 있음을 알 수 있다. 따라서, 외부아칭정상부의 높이 H_2 를 말뚝캡의 간격비 D_2/D_1 과 관련지어 도시하면 그림 7과 같이 된다.

외부지반아칭의 높이 H_2 는 말뚝캡보간격이 넓을수록(말뚝캡보간격비가 클수록) 증가하고 있음을 알 수 있다. 이는 그림 3에서 보는 바와 같이 말뚝캡보의 간격이 넓으면 소요아칭의 형상도 자연스럽게 커지기 때문이다. 특히 D_2/D_1 이 0.9 이상이 될 경우는 외부아칭높이가 급격히 증가됨을 알 수 있다.

그림 7중에는 외부지반아칭높이 H_2 를 말뚝캡보 중심간격 D_1 으로 나눈 H_2/D_1 의 크기변화도 함께 도시되어 있으며, 이 관계로부터 H_2/D_1 은 D_2/D_1 과 선형적으로 감소함을

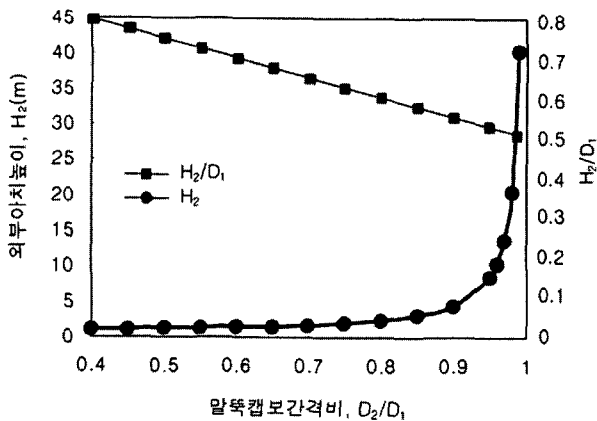


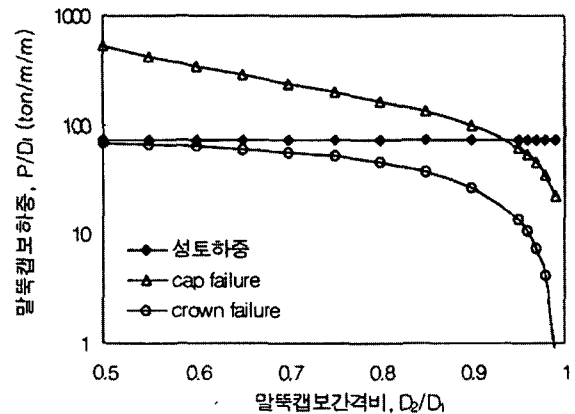
그림 7. 지반아칭정상부의 높이

알 수 있다.

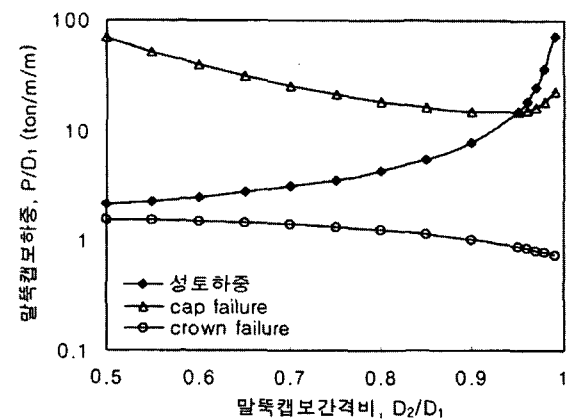
이 그림으로부터 말뚝캡보간격이 넓으면 넓을수록 성토지반내에 지반아칭이 발생되기 위하여는 성토고가 높아야 됨을 알 수 있다. 따라서, 그림 7에 도시된 성토고보다 높게 성토를 실시하여야 지반아칭이 발생될 것이다.

그림 8은 아칭파괴중 정상파괴이론과 캡파괴이론에 의한 성토지지말뚝작용하중을 비교한 결과이다. 그림 8(a)는 성토하중이 말뚝캡보간격에 관계없이 최대 40m로 일정한 경우이고 그림 8(b)는 말뚝캡보의 간격에 대하여 지반아칭이 발달할 수 있는 최소한의 성토고로 성토한 경우이다. 즉 성토고가 외부아칭높이인 H_2 로 성토한 경우이다.

이 경우는 말뚝캡보간격비의 변화에 따라 성토고가 그림 8(b)에서 보는 바와 같이 변화될 것이다. 말뚝캡보작용하중은 말뚝캡보의 중심간격 D_1 으로 나누어 단위폭당으로 환산한 하중을 도시하였다. 단, 성토고가 일정한 그림 8(a)의 경우에 대한 성토고로는 말뚝캡보간격비가 $D_2/D_1=0.99$ 에 해당하는 최대한의 성토고인 40m로 하여 보았다.



(a) 성토고가 일정한 경우($H=40m$)



(b) $H=H_2$ 인 경우

그림 8. 아칭파괴이론의 비교

우선 성토하중이 일정할 경우는 그림 8(a)에서 보는 바와 같이 말뚝캡보간격이 넓을수록 정상파괴이론이나 캡파괴이론 모두 말뚝캡보 작용하중 P/D_1 은 점차 감소함을 알 수 있다. 그리고 캡파괴이론은 정상파괴이론보다 상당히 크게 나타나고 있다. 그러나 캡파괴이론의 경우는 말뚝캡보 간격비가 0.94보다 적은 경우(즉, 말뚝캡보 사이 간격이 좁은 경우) 성토하중보다 이론치가 크게 산정되고 있다. 이는 실제 현장에서는 발생될 수 없는 현상이다. 즉, 캡파괴이론은 말뚝캡보간격이 상당히 넓은 경우에만 적용이 가능할 것이다. 그러나 이렇게 말뚝캡보간격이 넓은 경우는 말뚝캡보 작용하중이 상당히 적을 것임에도 불구하고 그림 8(a)에서는 성토하중과 비슷한 값을 보이고 있는 반면 정상파괴이론에서는 상당히 적은 값으로 산정되고 있다. 따라서, 성토지반내에 발생하는 지반아치의 파괴는 말뚝캡보상부 썰기부 파괴면에서 전단응력이 발달되어 파괴되었을 경우보다는 아치정상부에서 변형이 상당히 진전되어 파괴가 먼저 발생된다고 생각하는 것이 타당할 것이다.

말뚝캡보간격변화에 따라 성토고가 변화한 경우도 그림 8(b)에서 보는 바와 같이 말뚝캡보간격비 D_2/D_1 이 0.95가 될 때까지는 캡파괴이론값이 성토하중보다 크게 나타났고 반면에 정상파괴이론치는 성토하중보다 작게 산정되며 말뚝캡보간격비가 클수록 산정치가 감소함을 잘 나타내고 있다.

이들 검토결과, 지반아칭이 발생하는 경우는 파괴가 말뚝캡보상부에서 발생되기보다는 아치정상부에서 먼저 발생하고 변형이 상당히 진전된 후 말뚝캡보상부에서 파괴가 발생된다고 생각하는 것이 타당하다. 따라서, 지반아칭이 발생하는 경우의 최대 성토지지말뚝작용하중은 정상파괴이론에 의하여 산정함이 타당하다고 생각된다.

4.2 아칭파괴와 편칭파괴의 비교

성토고와 말뚝캡보간격의 상대적 크기에 따라 지반아칭이 발생되기도 하고 편칭이 발생되기도 할 것이다. 즉, 성토지지말뚝작용하중은 지반아칭이 충분히 발달하기까지는 편칭에 의한 전단 즉, 말뚝캡보위의 썰기면에 전단응력이 발달하여 말뚝캡보에 하중이 작용하게 될 수도 있다. 따라서, 이러한 변화를 조사하기 위하여 지반아칭발생시의 정상파괴이론과 편칭전단파괴이론을 그림 6에 제시된 예를 대상으로 비교·검토하고자 한다.

우선 그림 9는 그림 1과 그림 2에 표시된 썰기부의 썰기

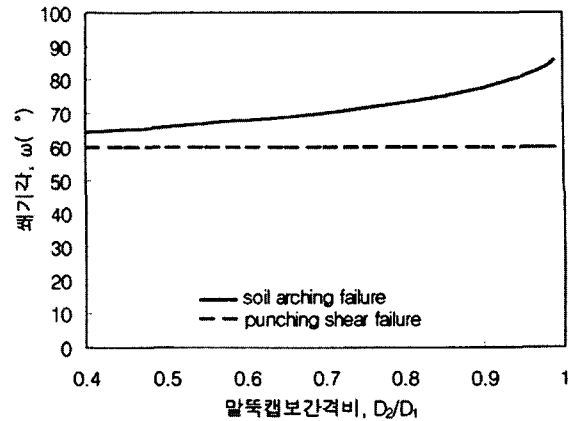


그림 9. 썰기각의 변화

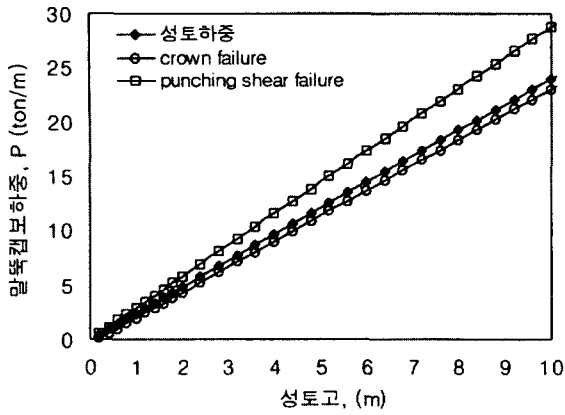
각 ω 의 변화를 나타내고 있다. 즉, 지반아칭발생시의 썰기영역은 그림 1에서 보는 바와 같이 두 개의 외부아치가 겹치는 부분이 되므로 썰기각은 아치의 크기 즉, 말뚝캡보의 간격에 따라 변화됨을 보여준다. 그러나 지반아칭이 발생되지 않는 경우는 그림 2에서와 같이 $\omega = \pi/4 + \phi/2$ 로 규정되어 있으므로 말뚝캡보간격비에 관계없이 일정하게 나타난다.

그림 10은 성토고의 변화에 따른 정상파괴이론치와 편칭파괴이론치의 변화를 정리한 결과이다. 그림 10(a)는 말뚝캡보간격비가 0.4인 경우로 간격이 매우 좁은 경우이고 그림 10(b)와 (c)는 말뚝캡보간격비가 각각 0.7 및 0.9인 경우이다.

D_2/D_1 이 0.4인 경우는 편칭파괴이론치가 성토하중보다 크게 나타나고 있다. 그러나 이는 실제 발생될 수 없는 현상이다. 이러한 결과는 D_2/D_1 이 작은 경우 즉, 말뚝캡보간격이 좁은 경우 편칭현상은 좀처럼 발생되지 않고 지반아칭이 발달할 것이기 때문이다.

한편, D_2/D_1 이 0.7 및 0.9인 경우 성토고가 낮을 때는 지반아칭이 발달되지 않으므로 이 영역에서는 편칭파괴이론치만 표시되어 있다. 즉 지반아칭발달에 필요한 최소한의 성토고 이상의 성토고(그림 10(b) 및 (c) 중의 A점)에서만 연직하중값이 산정된다.

이들 두 이론치는 성토고가 증가함에 따라 그림 10(b) 및 (c) 중의 B점에서 서로 교차하고 그 이상의 성토고에서는 지반아칭의 발달에 의하여 정상파괴이론에 의한 이론치가 편칭파괴이론보다 크게 나타나서 지반아칭효과에 의하여 하중분담효과가 증가함을 잘 나타내고 있다. 두 이론치가 같아지는 성토고 H_b 를 말뚝캡보간격비에 따라 정리하면 그림 11과 같다. 이 그림에는 성토재의 내부마찰각을 20° 에서 50° 까지 변화시킨 결과를 함께 정리하여 놓았



(a) $D_2/D_1=0.4$ 인 경우

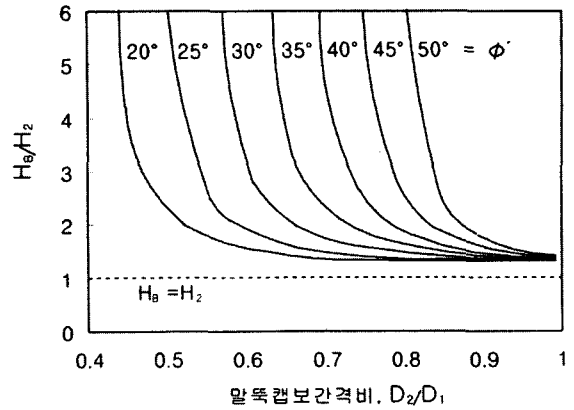
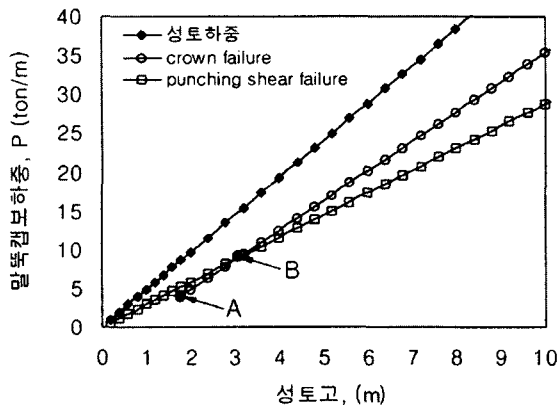


그림 11. 한계성토고 H_B



(b) $D_2/D_1=0.7$ 인 경우

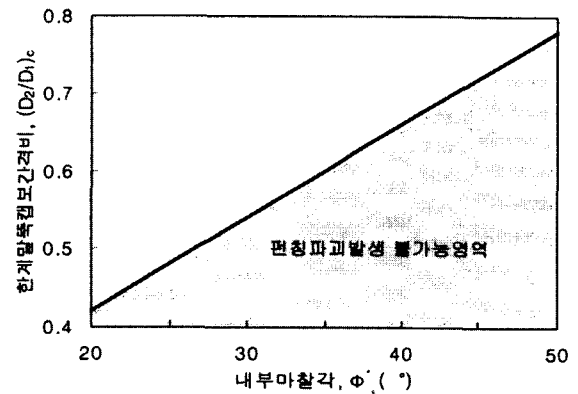
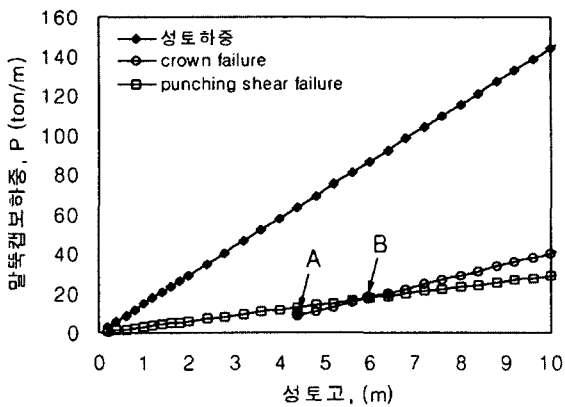


그림 12. 한계말뚝캡보간격비 $(D_2/D_1)_c$



(c) $D_2/D_1=0.9$ 인 경우

그림 10. 정상파괴이론과 편칭전단파괴이론의 비교

다. 이 그림에서는 말뚝캡보간격비가 증가하여 1에 수렴할수록(이는 1열 말뚝을 의미한다.) H_B/H_2 가 1.33에 수렴함을 보여주고 있다. 즉 이는 지반아칭발달의 최소한의 성토고를 편칭파괴이론치와 같아지는 상태라고 한다면 지반아칭발달을 위한 소요성토고의 한계치(최소치)는 외부아칭높이 H_2 의 1.33배에 해당된다고 생각할 수 있을 것이다.

한편, 그림 10(a)에서와 같이 편칭파괴이론식의 불합리한 말뚝캡보간격비 $(D_2/D_1)_c$ 를 그림 11에서 구하여 흙의 내부마찰각과 연계·도시하면 그림 12와 같다. 즉, 그림 12에서 보는 바와 같이 한계말뚝캡보간격비는 흙의 내부마찰각의 증가와 함께 선형적으로 증가하고 있음을 알 수 있다. 따라서, 이 관계선보다 하부의 말뚝캡보간격비로 성토지지말뚝이 설치될 경우 편칭파괴가 발생될 수 없음을 의미한다.

5. 연직하중에 영향을 미치는 요소

성토지지말뚝에 작용하는 연직하중에 영향을 미치는 요소는 많을 것이다. 본 연구에서는 이들 영향요소를 말뚝에 관한 요소와 지반에 관한 요소로 크게 구분하여 검토하기로 한다. 우선 말뚝에 관한 요소로는 말뚝캡보의 간격과 말뚝캡보의 폭을 들 수 있으며 지반에 관한 요소로는 성토고와 지반정수(내부마찰각과 점착력)를 들 수 있다. 따라서 여기서는 이들 영향요소에 따라 말뚝캡보에 작용하는 연직하중값이 어떻게 변화하는지에 대하여 고찰해 보고

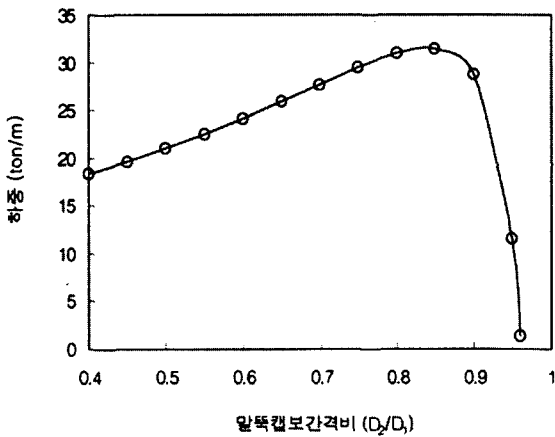
자 한다.

이들 요소의 영향을 검토하기 위하여 앞장에서 이미 설명한 그림 6과 같은 현장예를 채택하여 영향을 미치는 요소값을 다양하게 변화시키면서 그 영향정도를 검토하여 본다. 우선 기본적인 지반조건과 말뚝조건을 설명하면 다음과 같다. 그림 6에 설명한 바와 같은 조건의 현장을 기본으로 하여 성토지지말뚝의 하중분담효과를 검토한다. 각 요소의 영향에 따른 말뚝캡보작용하중의 변화를 조사하기 위하여 그림 6의 제반조건을 제시된 기본조건으로 하고 그중 검토대상인 요소만 다양하게 변화시켜가면서 성토지지말뚝에 작용하는 하중 및 효율을 3장과 4장에서 제1 · 검토한 이론식을 이용하여 산정 한다.

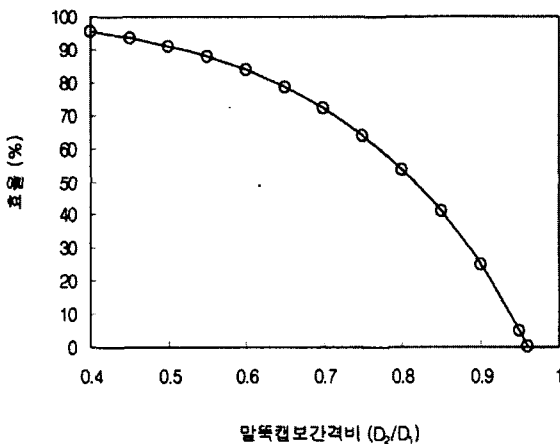
5.1 말뚝에 관한 요소

5.1.1 말뚝캡보 설치간격의 영향

줄말뚝의 설치간격에 따라 말뚝캡보에 작용하는 연직



(a) 말뚝작용하중



(b) 성토지지말뚝의 효율
그림13. 간격비의 영향

하중은 변화될 것이다. 이 영향을 조사하기 위하여 그림 6의 제반조건 중 성토고를 10m로 일정하게 하고 정상과피 이론식을 적용하였으며, 그 결과는 그림 13과 같다. 줄말뚝 내의 말뚝간격은 말뚝캡보 설계시 휨응력과 전단응력에 충분히 견디도록 설치하여야 하므로 검토대상에서 제외 시키도록 한다.

우선, 그림 13(a)에서는 줄말뚝으로 지지된 한 개의 말뚝캡보에 작용하는 횡방향 단위길이당 연직하중 $P(t/m)$ 가 말뚝캡보간격비 D_2/D_1 의 증가에 따라 변화되는 양상을 볼 수 있다. 여기서 설치간격이 넓을수록 D_2/D_1 은 1에 근접하여가는 말뚝캡보간격비이다. 이 그림에 의하면 말뚝캡보에 작용하는 연직하중은 말뚝캡보간격비 D_2/D_1 이 0.85에 도달할 때까지는 거의 선형적으로 증가하다가 그 이상의 간격비에서는 급격히 감소하고 있음을 보여주고 있다. 이는 말뚝캡보의 간격이 어느 정도의 한계까지는 넓은 경우가 지반아칭의 규모가 커져서 효과적이거나 그 한계간격비를 넘을 경우 지반아칭의 형성이 어려워져 하중값이 급격히 감소됨을 의미한다.

한편, 식 (7)로 성토지지말뚝의 효율을 구하여 보면 그림 13(b)와 같이 된다. 이 그림으로부터 성토지지말뚝의 효율은 말뚝캡보의 간격이 넓어질수록 점진적으로 감소되고 있음을 알 수 있다.

5.1.2 말뚝캡보폭의 영향

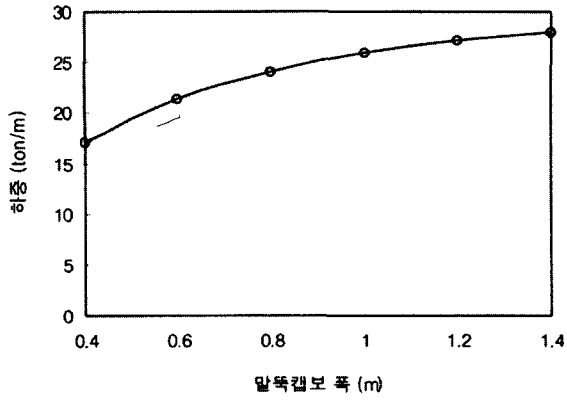
그림 6에 제시한 제반조건에서 말뚝캡보폭만을 0.4m에서 1.4m까지 변화시켰을 때 성토지지말뚝의 작용하중과 하중분담효율을 그림 14에 나타내었다. 여기서, 말뚝캡보 중심간격(D_1)은 2m로 일정하게 하였으므로 말뚝캡보폭이 0.4~1.4m로 변화할 때 말뚝캡보간격비는 0.8~0.3으로 변화하게 된다.

그림 14(a)와 (b)의 결과에 의하면 말뚝캡보의 폭이 증가함에 따라 한개열의 말뚝캡보에 작용하는 연직하중과 효율값은 증가함을 알 수 있다. 그러나, 말뚝캡보폭을 크게 할 경우 증가된 작용하중을 지지할 수 있도록 말뚝캡보의 단면설계도 변경되어야함을 잊어서는 안 된다.

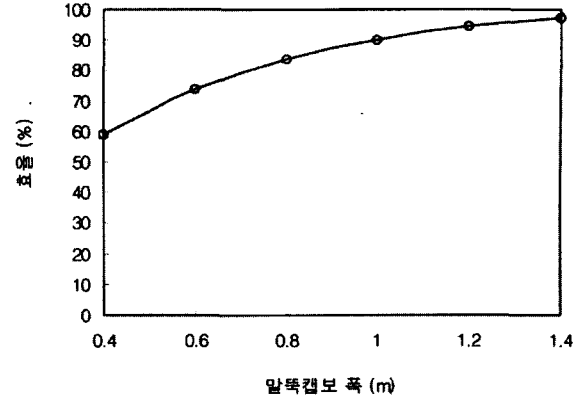
5.2 지반에 관한 요소

5.2.1 성토고의 영향

성토고의 증가에 따른 말뚝캡보작용하중 및 효율의 변화는 그림 15와 같다. 제반조건으로 주어진 현장에서 지반아칭이 발생할 수 있는 최소높이인 외부아칭정상부의 높

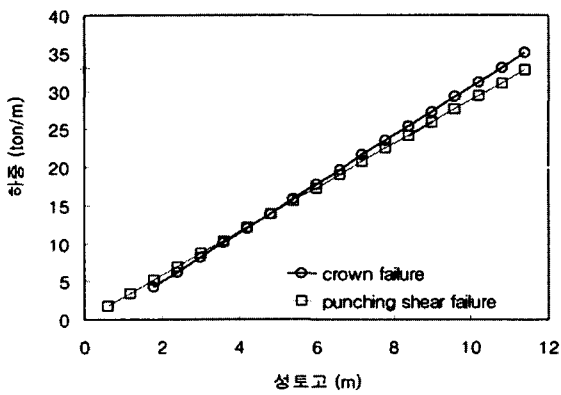


(a) 말뚝작용하중

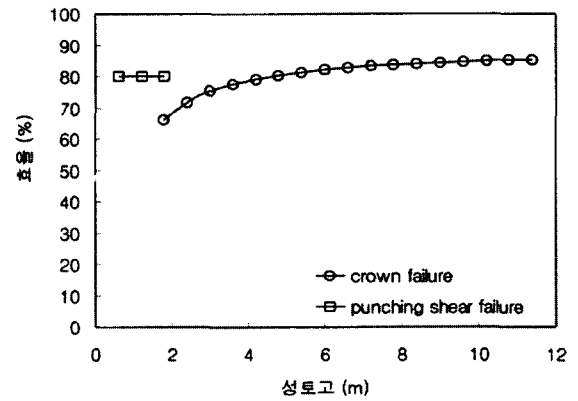


(b) 성토지지말뚝의 효율

그림 14. 말뚝캡보폭의 영향

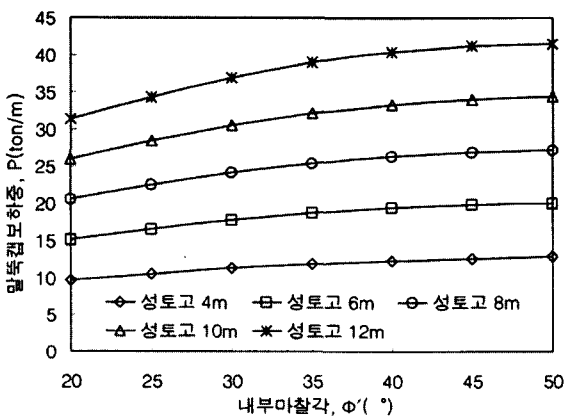


(a) 말뚝작용하중

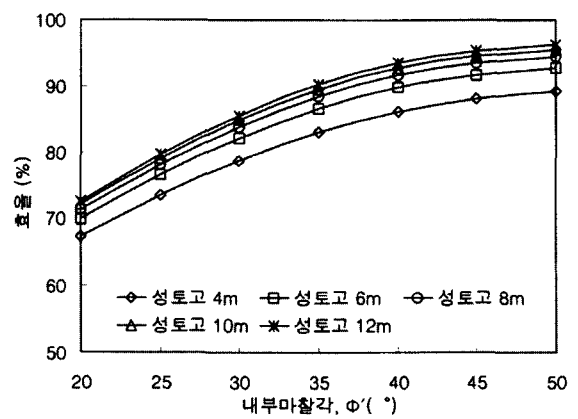


(b) 성토지지말뚝의 효율

그림 15. 성토고의 영향



(a) 말뚝작용하중



(b) 성토지지말뚝의 효율

그림 16. 내부마찰각의 영향

이 H_2 는 1.4m이다. 따라서, 성토고가 1.4m보다 작은 경우는 지반아칭과괴시의 정상과괴이론값이 존재할 수 없다. 편칭전단과괴이론값은 외부아치높이 H_2 의 1.33배에 해당하는 성토고까지만 나타내었다.

그림 15(a)에서 정상과괴와 편칭전단과괴의 두 이론으

로 구한 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중은 모두 성토고가 커질수록 선형적으로 증가하고 있다. 그림 15(b)에서 정상과괴이론으로 구한 효율은 성토고가 높아짐에 따라 초기에는 점진적으로 증가하다 그 증가율이 점차 감소하여 일정치 86%에 수렴하는 경향을 보이고 있다. 한편, 성

토고가 충분치 못한 경우 즉, 성토고 1.9m 이하에 대해서는 편칭파괴이론값만 도시하였으며 편칭파괴효율값은 80%로 나타났다. 이와 같은 결과를 통하여 제4장에서 논의된 바와 같이 지반아칭이 완전히 발생하기 위해서는 외부아치의 정상부높이 H_2 의 1.33배에 해당하는 성토고 이상이 필요함을 확인할 수 있다.

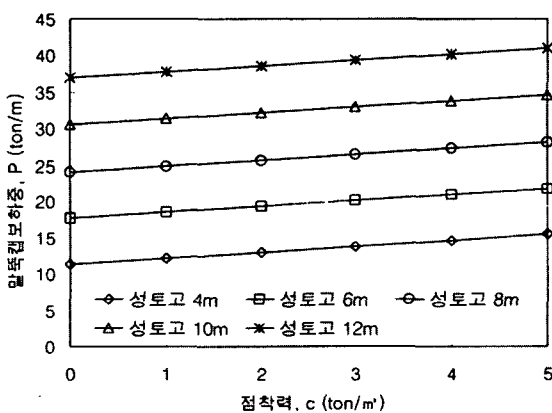
5.2.2 내부마찰각의 영향

그림 16은 성토지반의 내부마찰각이 성토지지말뚝의 연직하중에 미치는 영향을 알아보기 위하여 그림 6의 제반조건에서 내부마찰각만을 20° 에서 50° 로 변화시켜 정상파괴이론값의 변화를 도시한 결과이다.

즉, 그림 16(a)와 (b)는 정상파괴시 내부마찰각의 변화에 따른 말뚝캡보 단위길이당 작용연직하중과 성토지지말뚝효율의 변화를 도시한 결과이다. 그림에서 보는 바와 같이 내부마찰각이 증가함에 따라 말뚝캡보작용하중 및 효율값은 증가함을 알 수 있다. 또한 이러한 하중 및 효율값의 증가율은 성토고가 커짐에 따라 그 기울기가 급해지면서 수렴해 가는 경향을 보임을 알 수 있다.

5.2.3 점착력의 영향

점착력에 대한 영향을 조사하기 위하여 정상파괴이론으로 구한 말뚝작용하중과 효율값을 그림 17(a)와 (b)에 도시하였다. 이들 그림으로부터 알 수 있듯이 점착력이 증가하면 성토지지말뚝의 하중분담효율도 선형적으로 증가한다. 그러나, 그 증가량은 매우 미소하다. 즉, 성토지지말뚝의 지반아칭효과를 지배하는 요소는 점착력보다는 내부마찰각이 더 영향력이 큼을 알 수 있다. 이 증가율은 성토고의 증가에 따라 감소됨도 이들 그림에서 알 수 있다.



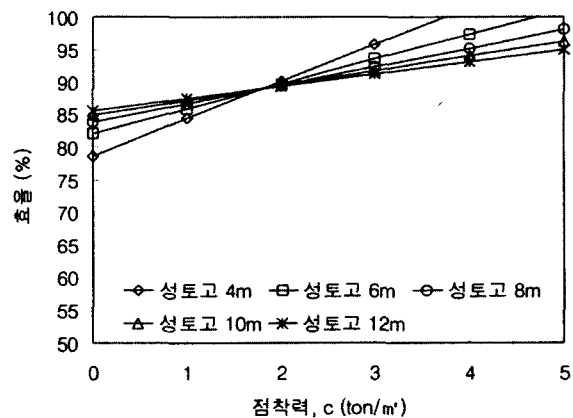
(a) 말뚝작용하중

6. 결론

줄말뚝형태로 설치된 성토지지말뚝 성토지반속의 파괴형태를 아칭파괴와 편칭파괴로 구분하여 각각의 경우에 대한 이론식을 유도하여 말뚝캡보에 작용하는 연직하중 및 하중분담효과를 검토하였다.

이 중 아칭파괴는 다시 지반아칭파괴시의 응력상태를 아치의 정상부 및 말뚝캡보상부 썩기부에 각각 초점을 맞추는 관점에서 정상파괴와 캡파괴로 구분하였다. 또한, 정상파괴, 캡파괴 및 편칭파괴의 세 가지 형태로 제안된 각 이론식의 적합성을 검토하였으며 성토지지말뚝작용하중에 영향을 미치는 요소도 검토하였다. 이러한 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 성토고가 낮거나 말뚝캡보사이의 간격이 넓으면 편칭파괴가 발생되며 말뚝캡보사이의 간격이 좁고 성토고가 충분하여지면 점차 아칭파괴가 발생할 수 있게 된다.
- 2) 지반아칭발생시 아치의 파괴는 아치의 양측면 말뚝캡상부썩기부보다 아치정상부에서 먼저 발생된다. 따라서 지반아칭 발생시의 성토지지말뚝의 작용하중은 정상파괴이론에 의하여 산정함이 타당하다.
- 3) 지반아칭현상이 발달하기 위한 소요성토고는 지반아치높이의 1.33배 이상이 되도록 함이 바람직하다.
- 4) 성토고가 일정한 경우 한열의 말뚝캡보가 지지하는 성토하중은 어느 한계말뚝캡보간격까지는 간격이 넓을수록 증가하다가 그 이후는 급격히 감소한다. 또한, 성토지지말뚝의 성토하중분담 효율은 말뚝캡보간격비의 증가와 함께 감소한다.
- 5) 성토지지말뚝의 작용하중과 하중분담효율은 말뚝캡



(b) 성토지지말뚝의 효율

그림 17. 점착력의 영향

보폭, 성토고 및 토질정수의 증가와 함께 증가한다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원한 '96 건설교통개발 연구개발사업 (R&D/96-0063)에 의하여 실시된 연구(성토지지말뚝을 이용한 연약지반상 구조물의 측방이동 억제효과에 관한 연구)의 일부임을 밝히며 동기관에 감사의 뜻을 전하는 바이다. 또한 중앙대학교 대학원생 이광우 군은 본 논문을 정리함에 많은 도움을 주었으며 이에 감사를 표하는 바이다.

참고문헌

1. 홍원표(1984), "側方變形地盤속의 줄말뚝에 作用하는 側方土壓", 大韓土木學會論文集, 第4卷, 第1號, pp.77~88.
2. 홍원표, 전성권, 이재호, 강승인(1997), "성토지지말뚝에 의한 교대의 안정해석에 관한 연구", 1997년도 학술발표회 논문집(II), 대한토목학회, pp.429-432.

3. 홍원표, 윤중만, 서문성(1999), "말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴형태", 한국지반공학회논문집, 제 15권, 제 4호, pp.207-220.
4. Broms, B.B. & Wong, I.H.(1985), "Embankment piles", Soil Improvement Methods, Proceedings 3rd International Geotechnical Seminar, Nanyang Technological Institute, Singapore, pp.167-178.
5. Bujang, B.K.H. & Faisal, H.A.(1993), "Pile Embankment on Soft Clay : Comparison Between Model and Field Performance", Procdings 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, Vol. I , pp.433-436.
6. Bujang, B.K.H., Craig, W. H. & Ali, F.(1994), " The Mechanics of Piled Embankment ", Proceedings International C000onference on Design and Construction of Deep Foundations, FHWA, Vol. II, pp.1069-1082.
7. Hewlett, W.J. & Randolph, M.F.(1988), "Analysis of piled embankments" Ground Engi- neering, London, England, 21(3), pp.12-18.
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. Matsui, T., Hong, W.P. & Ito, T.(1982), "Earth Pressures on Piles in a Row due to Lateral Soil Movement", Soil and Foundation, Vol.22, No.2, pp.77~81.
10. Timosenko, S.P., & Goodier. J.N.(1970), Theory of Elasticity, McGraw-Hill Book Company, pp.65~68.

(접수일자 1999. 10. 14)