

제 2 장 기존연구

2.1 수평하중을 받는 수동말뚝

2.1.1 주동말뚝과 수동말뚝

수평력을 받는 말뚝은 말뚝과 지반중 어느것이 움직이는 주체인가에 따라 그림 2.1에 도시된 바와 같이 주동말뚝(active pile)과 수동말뚝(passive pile)의 두 종류로 대별할 수 있다(홍원표, 1983).

주동말뚝은 그림 2.1(a)에서 보는 바와 같이 말뚝이 지표면상에 기지의 수평하중을 받는 경우이다. 그 결과 말뚝이 변형함에 따라 말뚝주변지반이 저항하게 되고 이 저항으로 하중이 지반에 전달된다. 이 경우에 있어서는 말뚝이 움직이는 주체가 되어 먼저 움직이게 되고 말뚝의 변위가 주변지반의 변형을 유발시키게 된다. 한편 수동말뚝은 그림 2.1(b)에서 보는 바와 같이 우선 어떤 원인에 의하여 말뚝주변지반이 먼저 변형하게 되고 그 결과로서 말뚝에 측방토압이 작용하고 나아가 부등지반면하의 지반으로 이 측방토압이 전달된다. 이 경우에 있어서는 말뚝주변지반이 움직이는 주체가 되어 말뚝이 지반변형의 영향을 받게 된다.

이들 두 종류의 말뚝의 최대 차이점은 말뚝에 작용하는 수평력이 주동말뚝에서는 미리 주어지는데 비하여 수동말뚝에서는 지반과 말뚝사이의 상호작용의 결과에 의하여 정하여 지는 점이다. 말뚝주변지반의 변형상태 및 말뚝과의 상호작용이 대단히 복잡한 점을 고려하면 수동말뚝이 주동말뚝에 비하여 더욱 복잡한 것을 알 수 있다.

2.1.2 수동말뚝의 종류

수동말뚝을 안전하게 취급하기 위하여는 무엇보다도 우선 지반변형에 의하여 말뚝에 작용하는 측방토압의 발생기구를 규명해야 할 필요가 있다. 지반의 측방변형은 여러 가지 원인에 의하여 발생될 수 있다. 연약지반상 성토 및 굴착 등으로 하중을 가하거나 제거하면 지반은 수평방향으로 측방유동이 발생하게 될 것이다. 대부분의 경우, 이와 같은 지반의 측방유동은 바람직하지 못한 현상이기 때문에 가능하면 측방유동이 발생하지 않도록 유의할 필요가 있다. 반대로 지반의 측방유동을 방지하기 위하여 말뚝을 적극적으로 사용하는 경우도 증가하고 있다.

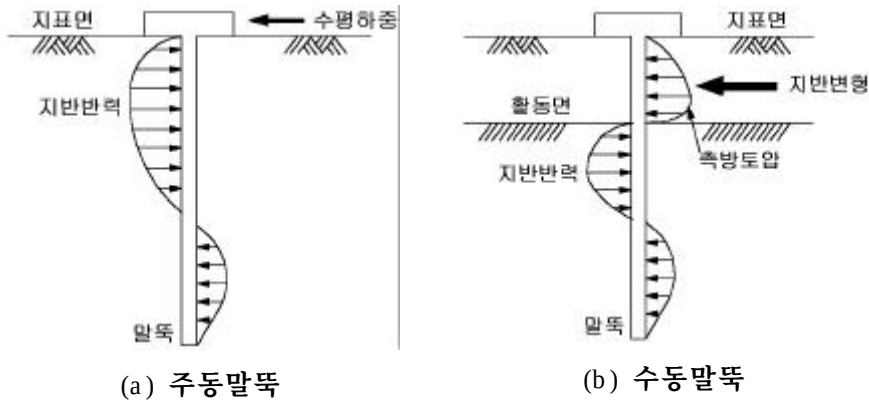


그림 2.1 주동말뚝과 수동말뚝

수동말뚝의 구체적인 종류를 열거하면 다음과 같다.

(1) 흙막이용 말뚝

연약지반의 굴착을 실시할 경우 흙막이용 말뚝은 배면지반 침하나 말뚝사이 지반의 소성변형에 의한 측방토압으로 인하여 수평으로 이동하게 된다.

(2) 사면안정용 말뚝

산사태 등의 사면붕괴를 방지할 목적으로 사면상에 말뚝을 설치하는 것으로, 수동말뚝이 가지는 수평하중에 대한 저항특성을 적극적으로 활용한 경우이다.

(3) 교대 기초말뚝

교대가 연약지반 중에 설치된 경우 배면성토의 침하와 하중의 증가로 인하여 연약지반이 측방으로 유동하게 되고, 측방유동은 교대 기초말뚝에 측방토압을 작용시켜 교대를 수평으로 이동시키게 된다.

(4) 구조물 기초말뚝

말뚝기초를 가지는 구조물 부근 지표면상에 성토, 야적 등의 상재하중이 작용하면 말뚝에는 측방토압이 작용하게 되어 구조물의 측방유동이나 말뚝의 변형이 발생하게 된다.

(5) 횡잔교 기초말뚝

불안정한 사면상에 횡잔교가 설치되어 있는 경우 사면은 임의의 파괴면을 따

라 지반변형이 발생하게 되고, 이로 인하여 말뚝에 측방토압이 작용하게 된다.

(6) 근접공사에 영향을 받는 구조물 기초말뚝

연약지반에서 다수의 기성말뚝을 타설하는 경우와 지반개량을 위한 샌드파일을 타설하거나 심층혼합처리를 하는 경우에는 지반내에 여분의 체적이 삽입되므로 그 만큼의 지반이 측방으로 변형하게 된다.

(7) 지진시 수동말뚝

지반이 지진에 의하여 액상화되면서 수평방향으로 변형을 일으키므로 말뚝에 측방토압을 작용하게 된다.

2.2 줄말뚝에 작용하는 측방토압이론

2.2.1 줄말뚝에 작용하는 측방토압

말뚝이 측방변형지반속에 일정한 간격을 가지고 일렬로 설치되어 있는 경우, 그 지반이 부근의 상재하중 등으로 인하여 말뚝열과 직각방향으로 측방변형을 하게 되며, 이때 말뚝주변지반에는 소성영역이 발생되어 줄말뚝은 측방토압을 받게 된다. 일반적으로 줄말뚝의 설계에 적용되는 측방토압은 단일말뚝에 작용되는 토압이 사용되어 왔지만 이들 이론식의 근거는 매우 빈약하고 이를 토대로 설계되므로 사고가 발생하는 경우가 종종 있었다. 즉, 단일말뚝에 작용하는 측방토압을 줄말뚝에 적용할 경우 문제가 있고, 말뚝의 설치간격에 따라 말뚝 주변 지반의 변형양상이 다르게 발생되므로 측방토압을 산정하는데 어려움이 있다. 또한, 소성변형이나 측방유동이 발생하는 지반에 줄말뚝이 설치되어 있으면 지반의 측방유동이 수동말뚝의 안정에 중요한 영향을 미치게 된다. 왜냐하면 측방유동에 의하여 유발되는 측방토압은 말뚝과 주변지반의 상호작용에 의하여 결정되기 때문이다.

원래 이 줄말뚝의 전면(지반변형을 받는 면)과 배면에는 서로 평형상태인 토압이 작용하고 있었으나, 굴착이나 뒤채움, 그리고 성토 등에 의한 편재하중으로 인하여 지반이 이동하게 되어 토압의 평형상태는 무너지게 되고 말뚝은 편토압을 받게된다. 여기서 취급하게 될 측방토압이란 이 줄말뚝의 전면과 배면에 각각 작용하는 토압의 차에 상당하는 부분에 해당하는 것이다(홍원표, 1982a, 1982b, 1984a, 1984b, 1984c, 1984d ; Matsui et al., 1982a).

줄말뚝에 작용하는 측방토압의 산정식을 유도하는 경우에 특히 고려하여야 할 점은 말뚝간격 및 말뚝주변지반의 소성상태의 설정이다. 전자에 대하여는 말뚝이 일렬로 설치되어 있을 경우는 단일말뚝의 경우와 달리 서로 영향을 미치게 되므로 말뚝간격의 영향을 반드시 고려하여야 한다. 이 말뚝간격의 영향을 고려하기 위하여는 측방토압산정식을 유도할 때부터 말뚝사이의 지반을 함께 고려하므로써 가능하게 된다. 또한, 후자의 필요성에 대하여는 아래와 같다. 즉, 일반적으로 말뚝에 부가되는 측방토압은 활동토괴가 이동하지 않는 경우의 0인 상태에서부터 활동토괴가 크게 이동하여 말뚝주변의 지반에 수동파괴를 발생시킨 경우의 극한치까지 큰 폭으로 변화한다. 따라서, 사면안정에 있어서 수동말뚝의 설계를 실시하기 위하여는 어떤 상태의 측방토압을 사용하여야 좋은가 결정하여야만 한다.

말뚝주변지반의 소성상태의 설정에 대하여서는 만약 말뚝주변지반에 수동파괴가 발생한다고 하면 그때에는 활동이 상당히 진행되어 파괴면의 전단저항력도 상당히 저하하고 말뚝에 작용하는 측방토압은 상당히 크게 되어 말뚝자체의 안정이 확보되지 못할 염려가 있는 등 불안한 요소가 많다. 따라서, 설계에 사용되어야 할 말뚝의 측방토압은 지반변형의 진행에 의한 파괴면상의 전단저항력의 저하가 거의 없는 상태까지의 값을 사용하는 것이 가장 합리적일 것이다.

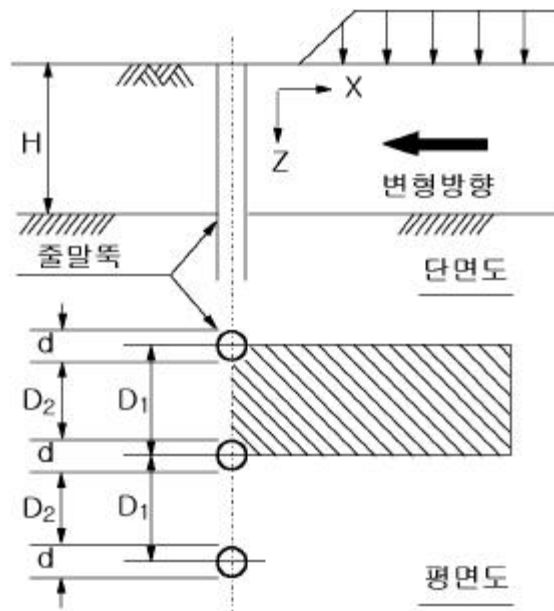


그림 2.2 측방변형지반속의 말뚝설치도

이 조건을 만족하는 측방토압의 최대치를 산정하려면 말뚝사이의 지반이 Mohr-Coulomb의 항복조건을 만족하는 소성상태에 있다고 가정되어야 한다. 이 가정은 사면전체의 평형상태를 거의 변화시키지 않으면서 말뚝에 부가되는 측방토압을 산정하는 것을 의도한다는 점에서 중요한 의미를 가진다.

일렬의 말뚝이 그림 2.2와 같이 H 두께의 소성변형지반속에 설치되어 있을 경우, 측방토압산정시 고려하여야 할 부분은 그림 2.2중에 빗금친 말뚝사이의 지반이다. 이 두개의 말뚝사이 지반의 소성상태를 확대하여 표시하면 그림 2.3과 같다. 즉, 말뚝주변의 아칭현상에 의하여 그림 2.3의 빗금친 부분만이 소성상태에 도달할 경우의 측방토압을 산정하여야 할 것이다.

2.2.2 측방토압 산정식

이상에서 열거한 조건을 고려하여 일렬로 설치된 줄말뚝에 작용하는 측방토압을 유도정리하면 식(2.1)과 같이 제안된다.

$$p(z) = \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left\{ \exp \left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) - 1 \right) + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right\} - D_1 \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] + \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \exp \left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) \right) - D_2 \right] \sigma_H(z) \quad (2.1)$$

$$\text{여기서, } G_1(\phi) = N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1 \quad G_2(\phi) = 2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}$$

$$G_3(\phi) = N_\phi \tan \phi_0 \quad G_4(\phi) = 2N_\phi \tan \phi_0 + c_0 / c$$

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

$$D_1 = \text{말뚝 중심간격}$$

$$D_2 = \text{말뚝 중심간격}$$

$$c, \phi = \text{활동토괴의 전단정수}$$

$$\gamma = \text{활동토괴의 단위중량}$$

$$z = \text{지표면에서의 깊이}$$

$$\xi = \text{말뚝의 형상계수}$$

상기식을 간단히 정리하면 식(2.2)와 같다.

$$p(z)/B_0 = K_{p1} c + K_{p2} \sigma_H(z) \quad (2.2)$$

여기서, B_0 는 그림 2.3(a)의 원형말뚝인 경우 말뚝직경 d 이고, 그림 2.3(b)의 경우는 말뚝폭 B_1 이며, $\sigma_H(z)$ 는 말뚝 전면에 지반의 측방유동에 저항하여 작용하는 토압으로 주동토압을 사용함이 바람직하다. K_{p1} 과 K_{p2} 는 측방토압계수로 식(2.3)을 사용하여 구할 수 있다.

$$K_{p1} = \frac{1}{1 - D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left(\frac{G_4(\phi)}{G_3(\phi)} \left(\exp \left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \right) \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. G_3(\phi) - 1 \right) + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right) - \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] \quad (2.3)$$

$$K_{p2} = \frac{1}{1 - D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left(\exp \left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \right) G_3(\phi) \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{D_2}{D_1} \right] \right]$$

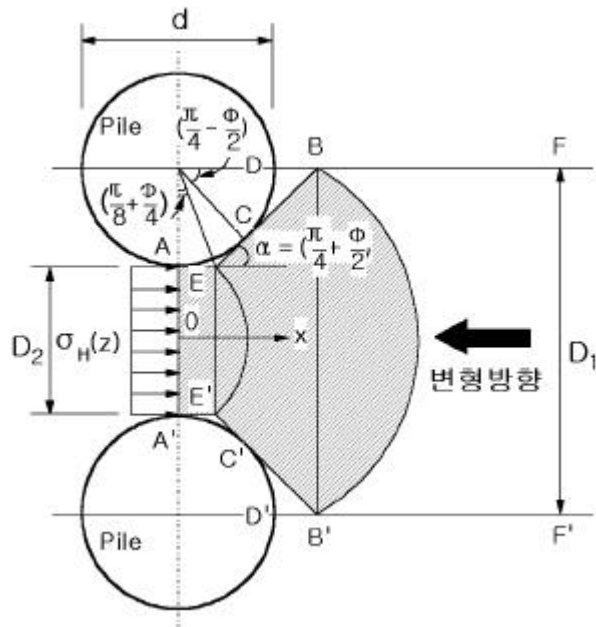
여기서, $G_1(\phi)$, $G_2(\phi)$, $G_3(\phi)$ 및 $G_4(\phi)$ 는 표 2.1에 기술된 바와 같으며 ξ 는 말뚝형상계수로 표 2.2와 같다.

점착력이 0인 사질토의 경우는 식(2.2)에 $c = 0$ 을 대입하면 측방토압 p/B_0 는 $\sigma_H(z)$ 만의 항으로 다음과 같이 정리되어 진다.

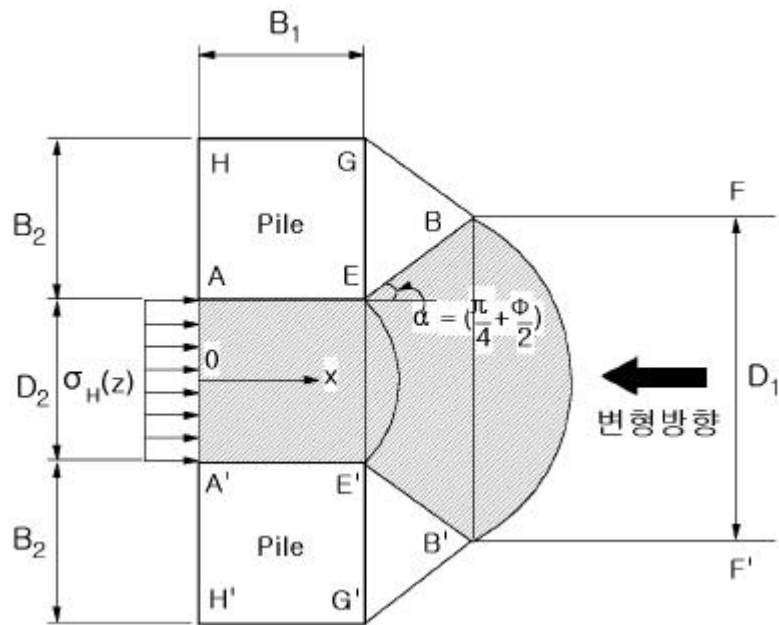
$$\frac{p(z)}{B_0} = K_{p2} \sigma_H(z) \quad (2.4)$$

점성토지반의 경우 내부마찰각이 ϕ 가 0이므로 측방토압은 다음과 같이 산정된다.

$$p(z) = cD_1 \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right) + (D_1 - D_2) \sigma_H(z) \quad (2.5)$$



(a) 원형단면말뚝



(b) 구형단면말뚝

그림 2.3 말뚝주변지반의 소성상태

식(2.5)를 역시 B_0 로 나누어 정리하면 식(2.2)와 같은 형태로 나타낼 수 있다. 단, 이 경우의 측방토압계수 K_{p1} 과 K_{p2} 는 다음과 같이 별도의 식으로 정리되어야 한다.

$$K_{p1} = \frac{1}{1 - D_2/D_1} \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right) \quad (2.6)$$

$$K_{p2} = 1$$

여기서, 식(2.6)중의 K_{p1} 는 식(2.3)에 $\phi = 0$ 를 대입한 결과와도 일치한다. 따라서 측방토압계수 K_{p1} 은 식(2.3)으로 구하되 $\phi = 0$ 인 점성토의 경우는 식(2.6)로 부터 구하며, 측방토압계수 K_{p2} 는 식(2.3)만으로 구할 수 있다.

이상에서 구하여진 측방토압계수 K_{p1} 과 K_{p2} 에 단일말뚝의 경우를 포함하여 정리하면 표 2.1과 같이 정리되어 진다.

표 2.1 측방토압계수 K_{p1} 과 K_{p2}

	K_{p1}		K_{p2}
	$\phi \neq 0$	$\phi = 0$	
줄말뚝	$\frac{1}{1 - D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left(\frac{G_4(\phi)}{G_3(\phi)} \right) \right. \\ \left. \left(\exp \left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) \right) \right) - 1 \right. \\ \left. + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right]$	$\frac{1}{1 - D_2/D_1} \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right)$	$\frac{1}{1 - D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \right. \\ \left. \left(\exp \left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) \right) \right) - \frac{D_2}{D_1} \right]$
단일말뚝	$G_2(\phi) + 2\xi G_4(\phi)$		$G_1(\phi) + 2\xi G_3(\phi) + 1$
비 고	$G_1(\phi) = N_{\phi}^{1/2} \tan \phi + N_{\phi} - 1, \quad G_2(\phi) = 2 \tan \phi + 2N_{\phi}^{1/2} + N_{\phi}^{-1/2}$ $G_3(\phi) = N_{\phi} \tan \phi, \quad G_4(\phi) = 2N_{\phi}^{1/2} \tan \phi + c_0/c, \quad N_{\phi} = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$ H형말뚝과 원형말뚝의 경우 $\phi_0 = \phi, \quad c_0 = c$		

가. 말뚝단면형상의 영향

말뚝에 작용하는 측방토압은 말뚝단면의 형상에 따라 다르게 된다. 그림 2.4는 4가지의 단면을 가지는 말뚝의 설치도를 보여주고 있다. 그림 2.4(a)는 두께가 얇은 판이 지반변형방향에 수직으로 놓여 있는 경우이다. 이 경우는 말뚝형상계수 $\xi (= t_0 / B_1)$ 는 대단히 적어 0으로 생각할 수 있으므로 측방토압산정식은 식 (2.7) (2.9)와 같이 구하여 진다. 또한, $\overline{AE}$ 와 $\overline{A'E'}$ 에서의 전단저항을 무시하는 경우에도 ξ 는 0으로 생각할 수 있다.

$$p(z) = cD_1 \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} - 1 \right] + \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} - D_2 \right] \sigma_H(z) \quad (2.7)$$

$c = 0$ 인 사질토의 경우는

$$p(z) = D_1 \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} - D_2 \right] \sigma_H(z) \quad (2.8)$$

$\phi = 0$ 인 점성토의 경우는

$$p(z) = 3cD_1 \ln \frac{D_1}{D_2} + (D_1 - D_2) \sigma_H(z) \quad (2.9)$$

만약 이러한 얇은 판이 지반변형방향에 평행하게 놓여있다면, 말뚝의 형상계수는 B_2/t_0 가 되고 D_2 는 $D_1 - t_0$ 가 된다.

그림 2.4(b)와 같은 정방형말뚝은 $B_1 \times B_1$ 이므로, $\overline{AE}$ 는 B_1 이 되고 형상계수 ξ 는 1이 된다. 따라서 다음의 식(2.10) (2.12)로 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned}
p(z) = & c \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left(\frac{G_4(\phi)}{G_3(\phi)} \left(\exp \left(2 \frac{D_1 - D_2}{D_2} \times G_3(\phi) \right) - 1 \right) \right. \right. \\
& + \left. \left. \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right) - D_1 \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] \\
& + \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left(\exp \left(2 \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) \right) - D_2 \right] \sigma_H(z)
\end{aligned} \tag{2.10}$$

$c = 0$ 인 사질토의 경우

$$p(z) = \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \exp \left(2 \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) \right) - D_2 \right] \sigma_H(z) \tag{2.11}$$

$\phi = 0$ 인 점성토의 경우

$$p(z) = c D_1 \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2 \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right) + (D_1 - D_2) \sigma_H(z) \tag{2.12}$$

그림 2.4(c)는 H형말뚝의 경우이며, 이 경우는 플랜지와 웨브사이의 흙이 일체로 되어 움직일 것이 예상되므로 구형단면의 경우와 동일하게 생각하여도 무방할 것이다. 단, 이 경우의 말뚝과 지반사이의 점착력 c_0 와 마찰각 ϕ_0 는 지반의 점착력 c 와 내부마찰각 ϕ 를 사용할 수 있다. 따라서 $G_3(\phi) = N_\phi \tan \phi$ 와

$G_4(\phi) = 2N_\phi^{\frac{1}{2}} \tan \phi + 1$ 을 사용하여야 할 것이다.

그림 2.4(d)는 그림 2.3(a)와 같이 $1/2 (D_1 - D_2) \tan (\pi/8 + \phi/4)$ 인 $(\overline{A'E'})$ 와 $\overline{AE}$ 를 지닌 원형말뚝의 형상계수는 $1/2 \tan (\pi/8 + \phi/4)$ 로 정하는 것이 타당할 것이다.

이상의 결과를 정리하면 표 2.2와 같다.

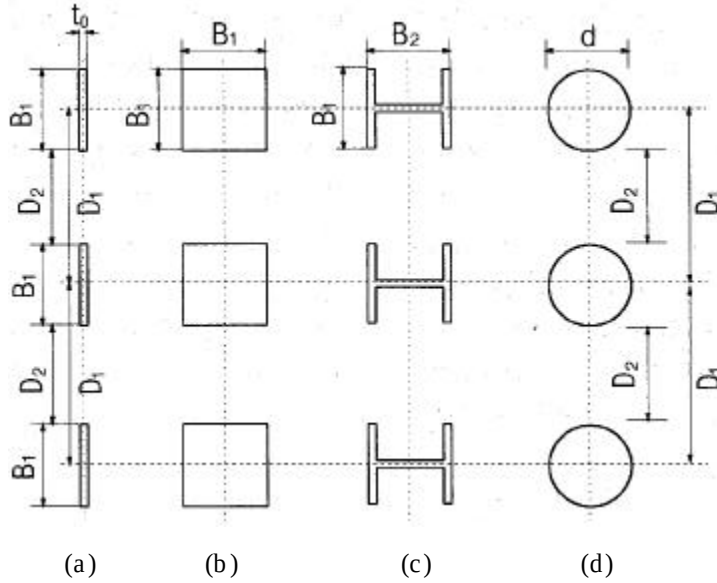


그림 2.4 각종 말뚝의 단면형상

표 2.2 말뚝의 형상계수 ξ

말뚝단면	박판형	정방형	구형 및 H형	원형
형상계수 (ξ)	0	1	B_2 / B_1	$\frac{1}{2} \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right)$

설계에 적용가능한 측방토압력은 0에서 식(2.1) (2.2)로 주어지는 최대치까지의 값이다. 즉, 활동토괴의 변형과 함께 줄말뚝에 측방토압이 차츰 증가되어 말뚝주변지반만이 소성상태가 발생할 때의 위식으로 나타내는 최대치까지에 달하게 된다. 여기에, 이상의 측방토압 부가정도를 나타내기 위하여 측압부가계수 α_m 를 도입하면 식(2.13)과 같이 된다.

$$p_m(z) = \alpha_m \times p(z) \quad (2.13)$$

여기서, α_m 은 측압부가계수로 ($0 < \alpha_m < 1$)이다.

2.2.3 굴착사면지반의 지반계수

그림 2.5에서 응력-변형률 곡선을 나타내었는데 직선OB의 기울기를 초기탄성계수(E_i)라 하고 직선 OA는 변형계수라 하는 탄성계수이다. 이 변형계수는 응력 최대치가 $1/2$ 이 되는 점과 원점을 연결하는 선의 기울기이다. 이것은 흙이 탄성체가 아니므로 탄성계수보다는 변형계수로 E_{50} 또는 E_s 로 표현된다(이양상, 1992 ; 허정, 1992). 한편, Wu(1966)에 의하면 변형계수 E_s 는 삼축시험에 의한 응력-변형률곡선에서 1%의 축변형에 대응하는 점과 원점을 잇는 직선의 기울기로 정의하였다.

탄성계수는 유한요소법에 의한 탄성해석이론에 의거 지반해석에 사용된다. Schultze & Mezler(1965) 및 Bowles(1982)가 제안한 토질별 변형계수와 현장시험에서 얻은 물성치로부터 변형계수를 추정할 수 있는 공식은 표 2.3, 표 2.4이다.

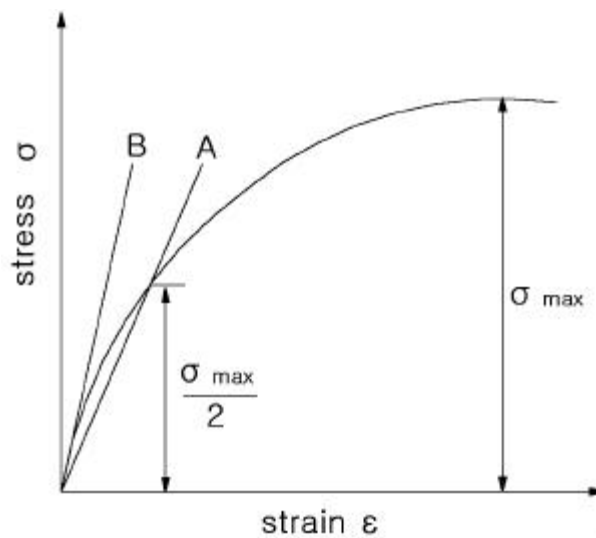


그림 2.5 초기탄성계수와 변형계수

표 2.3 지반의 변형계수 (Schultze & Mezler, 1965)

토 질	상 태	변형계수 E_s (kg/cm^2)		
		최 소	최 대	평 균
사질토	조 밀 느 슨	800	2,000	1,500
		400	1,000	500
점성토	재하시 하중 제거시	-	-	200
		10	500	50

표 2.4 현장시험 물성치와 E_s 의 관계 (Bowles, 1982)

토 질	SPT	CPT
모 래 (정규압밀된 경우)	$E_s = 500 (N + 15)$ $E_s = 1,800 + 750N$ $E_s = (15,000 - 22,000) \ln N$	$E_s = (2 - 4) q_c$ $E_s = 2(1 + D_r^2) q_c$
모 래 (과압밀된 경우)	$E_s = 40,000 + 1,050N$	$E_s = (6 - 30) q_c$
점토질 모래	$E_s = 320 (N + 15)$	$E_s = (3 - 6) q_c$
자갈섞인 모래	$E_s = 300 (N + 6)$	$E_s = (1 - 2) q_c$
실트, 점토질 실트	$E_s = 1,200 (N + 6)$	
연약 점토		$E_s = (3 - 8) q_c$
비배수 전단강도 (S_u) 사용시		
점 토	$I_p > 30$, 또는 유기질 $I_p < 30$, 또는 견고 $1 < OCR < 2$ $OCR > 2$	$E_s = (100 - 500) S_u$ $E_s = (500 - 1,500) S_u$ $E_s = (800 - 1,200) S_u$ $E_s = (1,500 - 2,000) S_u$

한편, 점성토지반의 경우 지반계수 E_s 는 식(2.14)와 같이 쓰여진다(Peck & Davisson, 1962).

$$E_s = 15c_u - 95c_u \quad (2.14)$$

여기서, c_u 는 점토의 비배수전단강도이다.

즉 지반계수는 연약한 지반일 경우 $15 c_u$, 견고한 지반일 경우는 $95 c_u$ 값을 사용한다. 통상적으로 식(2.15)와 같이 평균값을 사용한다.

$$E_s = 40 c_u \quad (2.15)$$

표 2.5 사질토의 지반계수 E_s (Poulos, 1971)

밀 도	사용범위 (t/m^2)	평균치 (t/m^2)
느 슨	90 120	175
중 간	210 420	350
조 밀	420 980	700

한편, 사질토의 경우는 Poulos(1971)에 의해 밀도에 따라 표 2.5와 같이 제안되었다. Ladd(1965)는 변형계수에 영향을 주는 요인으로써 시료의 양생기간이 길수록, 전단강도가 클수록 E_s 가 크게 된다고 하였다. 이 보고에 의하면 노르웨이의 정규압밀점토에 대하여 E_s 와 일축압축시험 또는 베인시험에 의한 c_u 사이에는 식(2.16)의 관계가 있다고 하였다.

$$E_s = (250 \sim 500) c_u \quad (2.16)$$

여기서, c_u : 비배수전단강도 (kg/cm^2)

渡邊(1966)에 의하면 보통 E_s 는 q_u 와의 관계로부터 식(2.17)과 같이 나타내고 있다.

$$E_s = \frac{1}{3.5} (q_u - 0.04) \quad (2.17)$$

竹中은 고소성 해성점토의 E_i 와 c_u 의 관계에 대하여 조사한 결과 불교란시

료일 경우,

$$E_i = 210 c_u \quad (2.18)$$

로 되며 이것이 실제상의 상한으로 되고 있다고 하였으나 미국 MIT 보고에 의하면 초기탄성계수 E_i 와 c_u 의 사이에는

$$E_i = 1,200 c_u \quad (2.19)$$

의 관계가 있다고 함으로써 지역별 토질에 따라 매우 큰 폭을 보이고 있다.

한편, 우리나라 서해안, 남해안 해성점토의 초기탄성계수와 콘관입저항치와의 관계를 정리하여 보면 다음과 같다(이양상, 1992 ; 허정, 1992).

우선 서해안의 경우 초기탄성계수는 q_c 의 3~24의 범위에 위치하며 남해안의 경우는 2.5~18의 범위에 위치한다. 이들 상관관계의 평균치는 서해안의 경우 $E_i = 6.3q_c$, 남해안의 경우 $E_i = 7.6q_c$ 이다. 한편 이들 모두에 대한 결과는 초기탄성계수는 q_c 의 2.5~24의 범위이고 평균치는 $E_i = 6.8q_c$ 이다. 이 관계를 정리하면 다음과 같다.

즉, 서해안의 콘저항치가 2~14kg/cm²로 분산되어 있고 초기탄성계수가 20~50kg/cm²이며, 남해안은 콘저항치가 2~10kg/cm²로 분산되어 있고 초기탄성계수가 6~40kg/cm²의 범위로 남해안이 서해안보다 초기탄성계수 및 콘저항치가 약간 적어 더 연약한 해성점토층으로 형성되어 있음을 알 수 있다. 이는 Bowles(1982)이 발표한 $E_i = 6 \sim 8 q_c$ 의 관계와 비교하여 볼 때 대략 비슷한 경향을 보이고 있다. 또한 초기탄성계수와 비배수전단강도의 관계를 정리하면 표 2.6과 같이 나타낼 수 있다.

표 2.6 해안별 초기탄성계수와 비배수전단강도와의 관계 (홍원표 외 2인, 1994)

지 역	평 균	분 포
서 해 안	$E_i = 148c_u$	$E_i = 80 \sim 320 c_u$
남 해 안	$E_i = 191c_u$	$E_i = 50 \sim 400 c_u$
서남해안	$E_i = 164c_u$	$E_i = 50 \sim 400 c_u$

2.3 연약지반 굴착시 사용되는 흙막이공

2.3.1 앵커지지 강널말뚝 흙막이벽

강널말뚝을 이용한 흙막이벽은 두가지의 기본적인 형태를 가진다. 즉, 캔틸레버식 강널말뚝 흙막이벽과 앵커지지 강널말뚝 흙막이벽으로 나눌 수 있다. 캔틸레버식 강널말뚝 흙막이벽은 굴착벽에 작용하는 수평방향의 주동토압을 굴착면 아래에 근입된 부분의 수동토압만으로 지지할 수 있게 하는 구조물이다. 앵커지지 강널말뚝 흙막이벽은 널말뚝을 서로 맞물려 연속적으로 타입하고 벽체의 상단부에는 앵커시스템을 설치하여 영구적 또는 일시적인 벽체를 만들어 횡방향 외력에 저항할 수 있게 하는 구조물이다(그림 2.6참조). 앵커지지 강널말뚝 흙막이벽에서 강널말뚝은 전단력과 휨모멘트에 대해 설계해야 하고 앵커시스템은 벽체를 지지하는데 필요한 횡방향 저항력을 발휘하도록 설계하여야 한다(Lambe & Whitman, 1979).

앵커지지 강널말뚝 흙막이벽은 수밀성이 높아 지하수위 저하를 막을 수 있는 장점이 있기 때문에 지하수위가 높은 점성토지반의 지하굴착공사에 많이 사용되고 있다. 그러나, 본 공법은 해성점성토와 같은 연약지반이 두텁게 존재하는 경우 앵커의 정착장을 기반암층까지 설치하는데 어려움이 있어 흙막이벽의 지지효과를 충분히 발휘하지 못하는 경우가 있다. 뿐만아니라, 강성이 작으므로 연약지반의 변형으로 인한 배면지반의 침하가 발생되기 쉬우며, 흙막이벽에 작용하는 큰 수압에 의해 벽체의 변형은 과도하게 발생될 수 있으므로 흙막이벽의 붕괴사고를 초래할 수도 있다. 또한, 공사기간이 긴 단점이 있다. 따라서, 굴착부지가 넓고 현장주변에 구조물이나 지중매설물이 없어 근접시공에 대한 문제점이 거의

없는 경우 앵커지지 강널말뚝 흠막이벽은 줄말뚝을 이용한 자립식 흠막이벽에 비해 비경제적인 시공이 될 수 있다(표 2.7참조).

본 연구의 사례현장은 점성토지반의 지하굴착현장이며, 당초 흠막이공은 앵커지지 강널말뚝 흠막이공으로서 설계단면은 그림 2.6과 같다. 그러나, 본 공법을 적용하여 지하굴착공사를 실시할 경우 강널말뚝의 수효가 매우 많아 막대한 시공비가 예상되고, 앵커의 정착장이 점토질실트층에 위치하고 있어 흠막이벽을 지지하는데 문제점이 발생할 가능성이 있다. 따라서, 위에서 언급된 문제점들과 시공성, 경제성 등을 고려하여 강널말뚝 대신에 줄말뚝을 이용한 자립식 흠막이벽을 이용한 연약지반상 굴착방안을 제안하고자 한다.

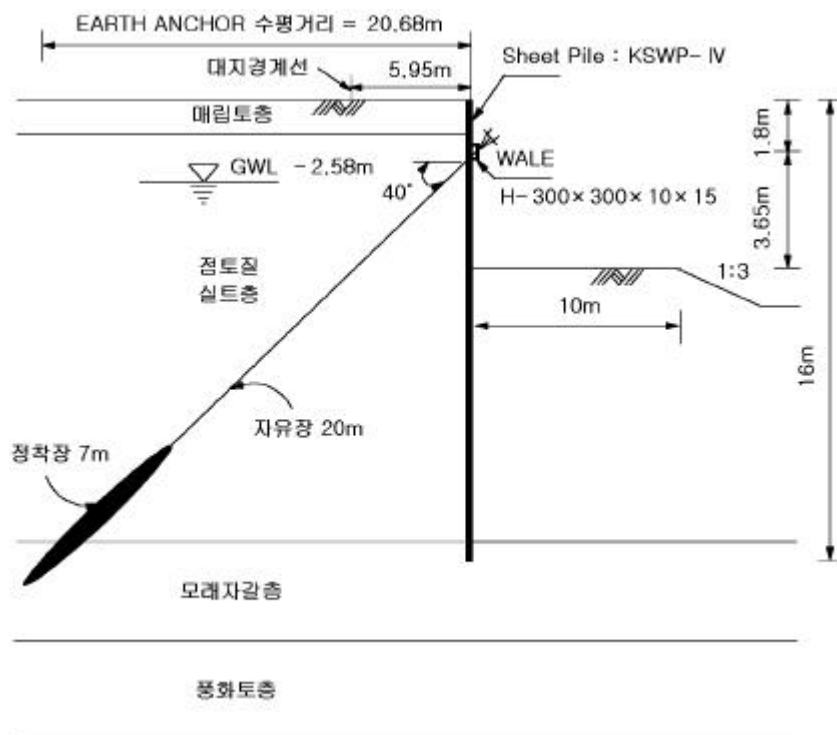


그림 2.6 앵커지지 강널말뚝 흠막이벽

2.3.2 줄말뚝을 이용한 자립식 흠막이벽

줄말뚝을 이용한 자립식 흙막이벽은 엄지말뚝을 일정간격으로 설계하고 1열 혹은 그 이상의 열로 지중에 관입시킨 다음 띠장으로 상부를 결합시킨후 굴착을 실시하면서 흙막이판을 설치하는 방법이다(홍원표, 1998 ; 홍원표 외 3인, 1998).

그림 2.7은 현장에서 폭이 d 인 H 형(정방형과 동일하게 고려됨) 엄지말뚝을 D_1 의 중심간격으로 1열을 설치한 자립식 흙막이벽의 정면도와 평면도이다. 말뚝을 설치한 후 굴착이 진행됨에 따라 말뚝사이의 지반은 말뚝열과 직각방향으로 이동하려고 할 것이다. 이 경우 말뚝의 이동이 띠장과 흙막이판으로 구속되어 있으면 말뚝사이의 지반에는 아칭현상(Soil Arching)이 발생하게 되어 지반이동에 말뚝이 저항할 수 있게 된다(Bowles, 1982). 따라서, 줄말뚝을 이용한 자립식 흙막이벽에 사용된 흙막이말뚝 설계시 이 말뚝의 저항력을 적절하게 산정하는 것이 무엇보다 중요하다. 왜냐하면, 이 저항력이 과소하게 산정되면 흙막이말뚝의 수요가 과다하여지므로 공사비가 과다하게 되고, 반대로 저항력이 과대하게 산정되면 말뚝사이의 지반이 유동하여 흙막이벽의 붕괴를 초래하기 때문이다.

말뚝의 저항력은 지반조건과 말뚝의 설치상태에 영향을 받을 것이므로 말뚝 저항력 산정시에는 이들 요소의 영향을 잘 고찰하여야만 한다. 이러한 저항력은 측방변형지반 속의 수동말뚝에 작용하는 측방토압 산정이론식을 응용함으로써 산출할 수 있다(Matsui et al., 1982 ; 홍원표, 1984b, 1984c, 1984d). 이 측방토압은 말뚝주변지반이 Mohr-Coulomb의 파괴기준을 만족하는 상태에 도달하려 할 때까지 발생가능한 토압을 의미한다. 따라서, 말뚝이 충분히 강성을 가지고 있어 이 토압을 충분히 견딜수 있다면 말뚝주변지반은 소성상태에 달하지 않는 탄성 영역에 존재하게 될 것이다. 다시 말하면 측방토압이란 말뚝사이 지반에 소성과 파괴가 발생됨이 없이 충분한 강성을 가진 말뚝이 지반의 측방이동에 저항할 수 있는 최대치를 의미한다. 따라서, 흙막이용 말뚝도 굴착지반의 안정을 위하여 사용될 수 있음을 예측하였다(권우용, 1982 ; Bowles, 1982 ; 홍원표, 1985 ; 홍원표 외 2인, 1989). 이와 같은 이론적 배경을 바탕으로 하여 점성토지반에 지하굴착공사를 실시할 경우 줄말뚝을 이용한 자립식 흙막이벽을 적용할 수 있으며, 실제 점성토지반 지하굴착공사현장에 대하여 본 공법의 설계와 시공을 실시하였다.

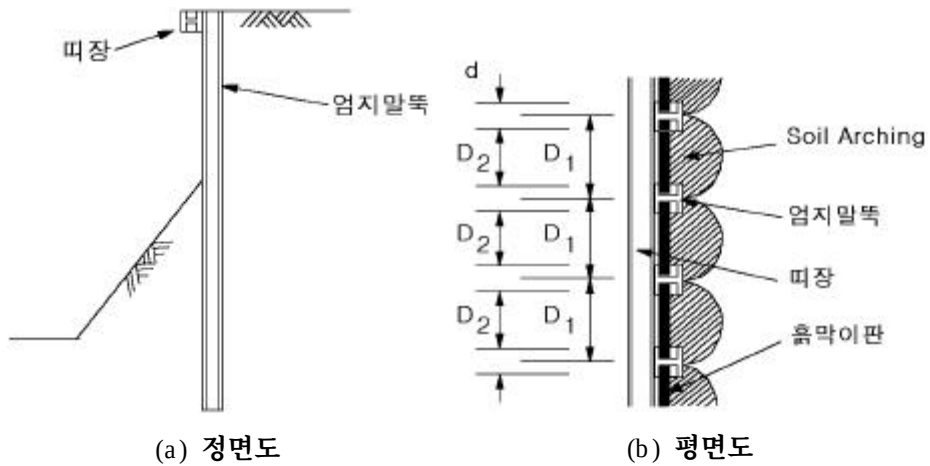


그림 2.7 줄말뚝을 이용한 자립식 흙막이벽

표 2.7은 본 연구대상인 사례현장에 앵커지지 강널말뚝 흙막이벽과 줄말뚝을 이용한 자립식 흙막이벽을 각각 시공하는 경우 경제성 비교를 수행한 것이다. 줄말뚝을 이용한 자립식 흙막이벽은 앵커지지 강널말뚝 흙막이벽에 비해 소요비용이 약 9억원정도 절약되는 것으로 나타났다. 이것은 줄말뚝을 이용한 자립식 흙막이벽을 사용할 경우 앵커와 같은 부가적인 지지방식이 사용되지 않고, 사용되는 말뚝본수가 매우 줄어들었기 때문이다. 그리고, 시공기간도 매우 단축되므로 더 많은 소요비용이 절약되었을 것으로 판단된다.

표 2.7 두 공법의 경제성 비교

구 분	앵커지지 강널말뚝 흙막이벽	줄말뚝을 이용한 자립식 흙막이벽
소요비용	₩1,880,000,000	₩ 980,000,000
지지방식	앵커	-
사용말뚝본수	강널말뚝 : 2746본 앵커 : 536본	H말뚝 : 720본 흙막이판 : 480본
시공기간	장기간	단기간