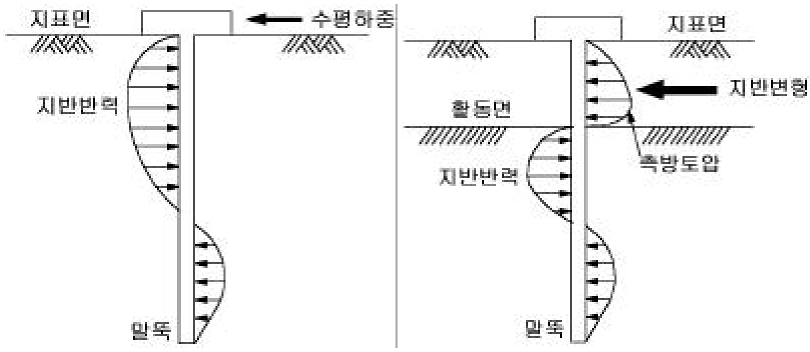
제 2 장　기존연구

2.1 수평하중을 받는 말뚝

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).



(a) 주동말뚝　　　　　　　　(b) 수동말뚝

그림 2.1 주동말뚝과 수동말뚝

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.

2.1.1 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.

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 따라 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.

2.1.2 주동말뚝의 종류

주동말뚝이 지표면상의 말뚝부분에 수평력을 받게 되면, 말뚝에는 변위가 발생함과 더불어 지반에는 그 변위에 저항하여 그림 2.1(a)에 도시한 바와 같은 지반반력이 발생하게 된다. 이러한 현상은 말뚝이 연직하중을 받을 경우 지반으로부터 마찰저항 및 선단저항을 받는 현상과 유사한 것이다.

주동말뚝의 설계에 있어서는 두가지 기준에 의거하여 검토되어야 한다. 즉, 지반의 극한저항파괴에 대하여 적절한 안전율을 가지는가이고 다른 하나는 말뚝의 변위량이 허용범위에 있는가 검토하는 것이다.

이와 같은 주동말뚝에 대한 해석법은 옛부터 많이 제안되어 왔으나, 무엇보다 중요한 점은 말뚝주변지반의 변형특성을 표현하는 변수를 어떻게 정의하여 구할 것인가에 있다. 통상 이 변수로는 수평방향의 지반반력계수가 사용되고 있으며, 지반반력이 말뚝의 변위에 비례한다고 가정한 Chang(1976)의 방법이나 지반의 극한파괴상태를 고려한 Broms(1964)의 방법등이 많이 이용된다.

지표면상의 말뚝부분에 작용하게 되는 수평력은 여러가지 원인에 의하여 유발될 수가 있다. 이 원인으로는 배면성토, 바람, 파도, 충격, 지진등을 생각할 수가 있다.

주동말뚝의 구체적인 예를 열거하면 다음과 같다.

(1) 교대기초말뚝

비교적 높은 강도특성을 가지는 지반상에 교대를 설치하게 되면 교대배면에는 토압이 작용하게 된다. 이러한 토압은 교대를 수평으로 이동시키려 하며 결국 기초말뚝의 머리부분에 수평하중으로 작용하게 되므로 주동말뚝으로 생각할 수 있다. 말뚝기초위에 설치된 옹벽구조물도 모두 이와 같은 종류의 주동말뚝으

로 취급할 수 있다.

(2) 해양구조물기초말뚝

석유 굴착용 플랫폼 등의 해양구조물은 바람과 파도에 의하여 끊임없이 수평력을 받게 된다. 따라서, 이러한 해양구조물을 지지하는 기초말뚝은 주동말뚝의 전형적인 예로 취급될 수 있으며, 수평력에 대한 충분한 검토가 절실히 요구되고 있다. 그 밖에도 이러한 해양시설물에 선박 정박시 발생하는 충격에 의하여서도 수평력이 작용하게 된다.

(3) 항만구조물기초말뚝

횡잔교(Landing pier)나 Dolphin과 같은 항만구조물은 선박의 정박시 작용하는 충격과 파도에 의하여 지표면상의 기초말뚝부분이 수평력을 받게 된다. 그밖에도 방파제 등을 지지하는 기초말뚝도 파도에 의하여 주기적인 수평력을 받게 된다.

(4) 지진시의 구조물기초말뚝

지진시에는 수평진동에 의하여 막대한 크기의 수평력이 말뚝기초를 가지는 모든 구조물에 작용하게 된다. 따라서, 지진 다발 지역에서는 예상되는 수평력에 대하여서도 충분한 검토가 요구된다.

(5) 기타주동말뚝

수평인장력에 저항하도록 설치하는 말뚝도 모두 주동말뚝에 속한다. 예를 들면, 측벽에 대한 Anchor wire와 Tie rod를 지지하기 위하여 설치한 말뚝을 생각할 수 있다. 이 경우는 Anchor wire와 Tie rod에 발생하는 인장응력이 말뚝에 수평력으로 작용하게 된다. 그 밖에도 교량위에서 차량의 갑작스런 출발 혹은 정지등으로 인한 충격도 하부 기초말뚝에 미소하나마 수평력을 가하고 있다고 생각할 수도 있다.

2.2 수동말뚝해석법

주동말뚝은 말뚝머리에 기지의 하중(수평력 및 모멘트)이 작용하는 반면에 수동말뚝은 측방소성변형지반으로 부터 측방토압을 받게 된다. 그러나 이 측방토압은 말뚝과 변형지반사이의 상호작용에 의하여 결정되기 때문에 말뚝에 작용하는 하중을 미리 알기 쉽지 않다는 문제가 있다. 따라서, 수동말뚝의 해석에 있어서는 말뚝에 작용하는 측방토압과 지반의 측방변형의 발생기구를 동시에 취급하여야 한다. 그러나, 이들 말뚝과 지반사이의 상호작용의 복잡성 때문에 수동말뚝의 거동등을 완전히 파악하기가 매우 어려운 실정이다.

지금까지 이러한 수동말뚝의 문제는 대략 다음과 같은 방법으로 해석되어 오고 있다.

(1)간편법 : 지반의 측방변형으로 발생될 수 있는 최대측방토압을 고려한 상태에서 해석하는 방법

(2)지반반력법 : 주동말뚝에서와 같이 지반을 독립된 Winkler모델로 이상화시켜 해석하는 방법

(3)탄성법 : 지반을 이상적 탄성체 혹은 탄소성체로 가정하여 해석하는 방법

(4)유한요소법 : 지반을 유한개의 요소로 분할하여 해석하는 구조적근사해법

상기와 같은 문제를 실제에 적용시키기 위해서는 다음과 같은 요소를 명백히 하여 둘 필요가 있다.

(1) 무리말뚝의 효과

(2) 말뚝이 없을때의 그 위치에서의 지반의 수평변위

(3) 지반의 변형계수 혹은 지반반력계수

(4) 말뚝의 선단과 두부의 경계조건

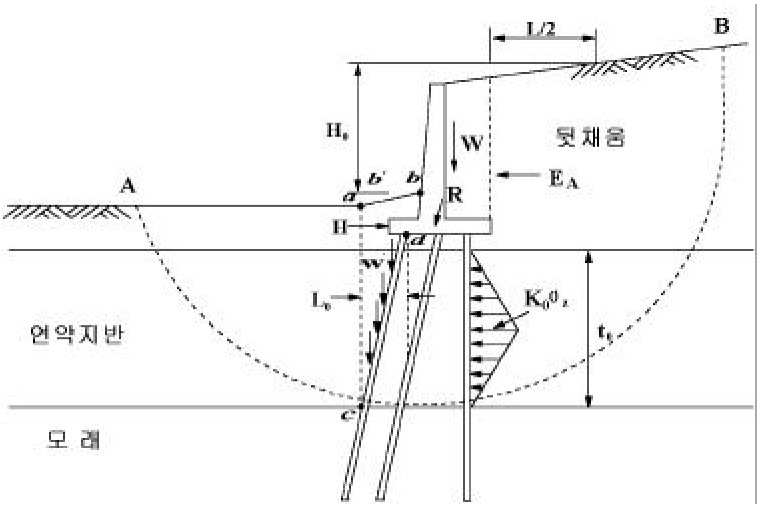
2.2.1 간편법

가. Tschebotarioff 법

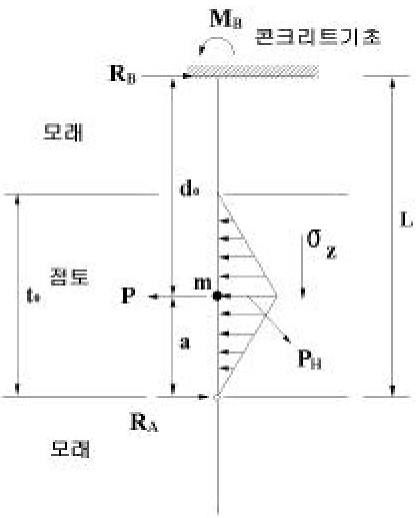
Tschebotarioff(1973)는 그림 2.2(a)와 같은 수동말뚝기초위에 옹벽을 설치한 후, 뒤채움으로 인하여 연약지반이 측방유동을 할 경우, 지반으로 부터 말뚝이 측방토압을 받게 됨을 설명하였다.

이 경우의 수동말뚝 해석을 위하여 Tschebotarioff는 그림 2.2(b)와 같이 연약

지반에서 작용하는 측방토압을 삼각형으로 추정하였다.



(a)



(b)

그림 2.2 Tschebotarioff **법**

측방토압 P_H **와**, **모멘트** M_B **는 다음과 같다**.

$$P_H = 0.8\, d\, \gamma\, H' \tag{2.1}$$

$$M_B = -\frac{(P\ a\ (L^2 - a^2))}{2\ L} \tag{2.2}$$

여기서, d 는 말뚝직경 혹은 폭, γ 는 지반의 단위체적중량, H' 는 교대전후 지반의 높이 차이며, 또

$$M_m = (P \times \frac{a}{2})\ (2 - \frac{3a}{L} + \frac{a^3}{L^3}) \tag{2.3}$$

여기서, P는 P_H로 부터 식 2.4와 같이 구한다.

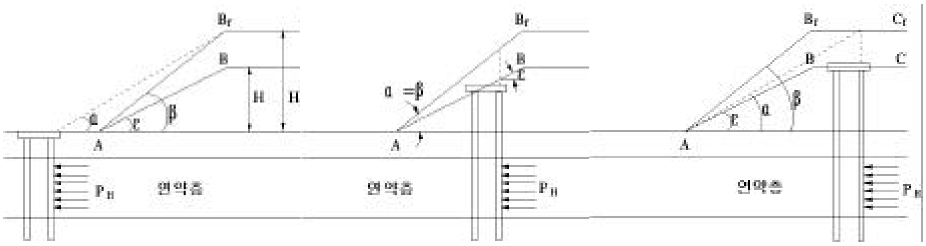
$$P = 0.9\ P_H \frac{t}{2} \tag{2.4}$$

식 중 L 은 그림 2.2(b)에서 보는 바와 같이, 콘크리트 후팅에서 연약점토층저면까지 깊이이고, a는 연약층저면에서 전 측방토압 작용점까지의 거리이며, t는 연약층 두께이다.

나. De Beer and Wallays 법

De Beer and Wallays(1972)는 지반의 측방유동에 의하여 말뚝에 발생되는 휨모멘트를 계산함에 있어, 사면의 안전율 $(F_s)_{slope}$가 1.6인 상태를 기준으로 하여 다음과 같이 구분하여 생각하였다.

(1) $(F_s)_{slope} \geq 1.6$인 경우



(a) (b) (c)

그림 2.3 De Beer and Wallays 법($(F_s)_{slope} \geq 1.6$)

이 경우는 상재하중 P에 의하여 연약지반속의 말뚝에 작용하게 될 측방토압 P_h 를 다음과 같이 제안하였다.

$$P_h = f - p \qquad (2.5)$$

$$f = \frac{(\alpha - \frac{\phi}{2})}{(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2})} \qquad (2.6)$$

여기서 α는 그림 2.3와 같이 말뚝설치위치와, 사면과의 관계에서 구하도록 하였다. 또한 H_f 는 단위중량이 γ_k 인 성토의 가상높이로 식(2.7)로 계산된다.

$$H_f = \frac{H \gamma_k}{1.8} \qquad (2.7)$$

말뚝의 휨모멘트는, 말뚝을 연약지반 상하의 견고한 지반에 가상지지된 상태로 생각하고, 식(2.4)로 규정된 균일토압을 받는 것으로 생각하였다.

(2) $(F_s)_{slope} < 1.6$인 경우

사면안전율이 1.6이하가 되는 경우는, 그림 2.4(a)와 같이 가상원호활동면을 기준으로, 사면안정계산에 말뚝의 저항을 고려함과 동시에 말뚝에는 (b)그림과 같이 활동면을 기준으로 상하에 각각 방향이 다른 수평토압이 작용하는 것으로 생각하여 모멘트를 구하도록 하였다. 여기서, 수평토압으로는 Brinch Hansen이 제안한 식을 사용하도록 제안하였고 말뚝머리부의 저항력 H_B와 D_r은 수평력과 모멘트의 평행조건으로 부터 구하도록 하였다. 이때 말뚝에 발생하는 모멘트 분포는 (c)그림과 같다.

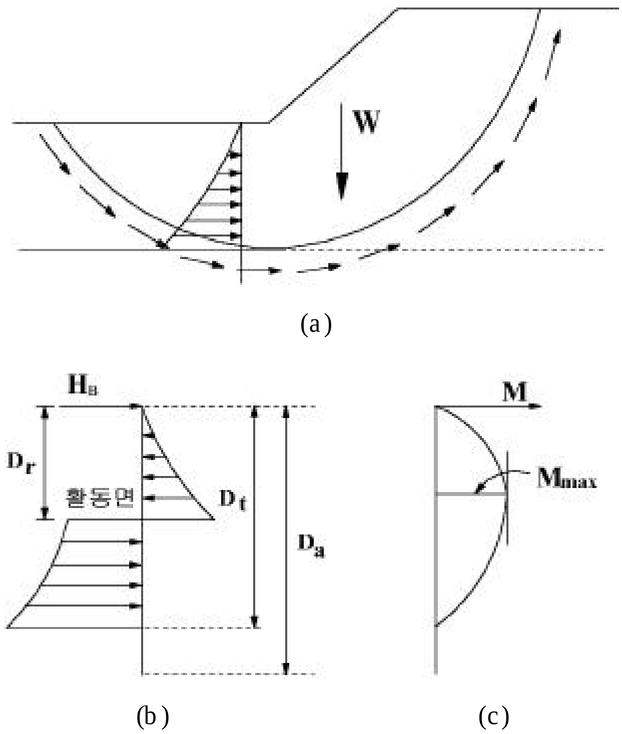


그림 2.4 De Beer and Wallays 법$((F_s)_{slope} < 1.6)$

2.2.2 지반반력법

측방토압을 받는 수동말뚝의 거동방정식으로 탄성보의 원리를 응용하여 Marche(1973)는 다음 식을 사용하였다.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = P = k_h (y - y_s) \tag{2.8}$$

여기서, E_pI_p는 말뚝의 강성, y 는 말뚝의 수평변위, z는 말뚝의 길이, y_s 는 말뚝위치에서 말뚝이 없을 경우에 대한 지반의 수평변위, k_h 는 지반반력계수로

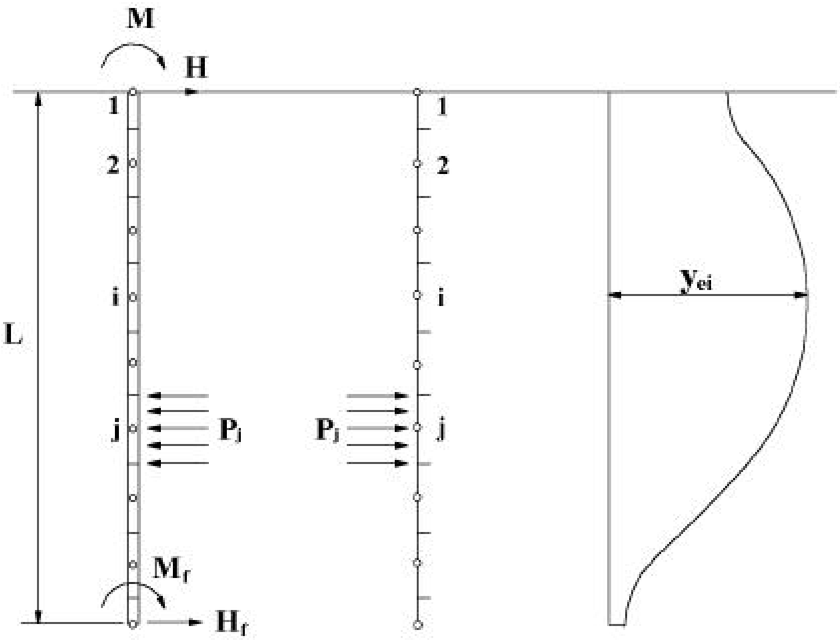
깊이 z와 $(y - y_s)$의 함수이다.

2.2.3 탄성법

Poulos(1973)는 탄성지반속의 말뚝을 탄성보로 생각하였으며 이 탄성보의 거동을 해석하기 위하여 그림 2.5와 같은 해석모델을 만들었다. 즉 말뚝과 말뚝설치 위치의 지반을 n개의 요소로 분할하여 말뚝과 지반의 변위방정식을 구하였다.

우선 말뚝의 변위방정식은 식(2.9)와 같다.

$$[D]\{y\} = -\frac{d L^4}{E_p I_p}\{P\} \tag{2.9}$$



(a) 말뚝의 응력,하중 및 모멘트 (b) 지반의 응력 (c) 지반의 수평변형량분포

그림 2.5 Poulos의 해석법

여기서, $\{y\}$는 말뚝의 변위벡터, $\{P\}$는 수평토압벡터, $[D]$는 유한차분계수

매트릭스, E_pI_p 는 말뚝의 강성, d 는 말뚝직경 혹은 폭, L 은 말뚝길이이다.

한편 성토 등에 의한 지반의 변위방정식은 식(2.10)과 같다.

$$\{y\} = \frac{d}{E_{sr}}\{\frac{E_{sr}}{E_s}\}[I]\{P\} + \{y_e\} \tag{2.10}$$

여기서, E_{sr}은 지반계수의 참고치, E_s는 각 절점에서의 지반계수, $\{E_{sr} / E_s\}$, 는 E_{sr} / E_s의 벡터 $[I]$는 지반변위요소의 매트릭스(Mindlin의 해 이용), $\{y_e\}$는 외력지반변위벡터이다.

상기 두식에서 지반의 변위와 말뚝의 변위를 동일하다고 놓으면

$$[D + \mathrm{II} / k_R n^4]\{y\} = [\mathrm{II}] / (k_R n^4)\{y_e\} \tag{2.11}$$

여기서, $[\mathrm{II}] = [\mathrm{I}]^{-1}$ 이며 $k_R = E_pI_p / E_{sr}L^4$ 이다.

2.2.4 유한요소법

지반의 응력-변형률 관계를 bilinear, multilinear, hyperbolic 등의 모델을 사용하여 해석한다. Moser(1973)는 성토지반부근에 설치된 건물기초말뚝에 작용하는 측방토압을 유한요소법으로 해석한 바 있다. 여기서 흙의 거동을 해석하기 위하여 응력-변형률 거동을 multilinear로 근사시켰다.

일반적으로 F.E.M은 수동말뚝해석에 비교적 정밀한 방법이기는 하지만 주어진 변형장내에서 말뚝을 고려하기에는 충분하지 못하다. 왜냐하면 말뚝기초는 변형장 내에서 반작용을 하게 되므로 각 단계별로 입력자료가 변화하기 때문이다.

2.3 극한수평저항력

2.3.1 기본개념

두부자유말뚝의 극한수평저항력(Ultimate lateral resistance)은 그림 2.6에서 보는 바와 같은 상태에서의 수평방향 정적평형조건으로 부터 구할 수 있다. 즉 수평하중 H와 모멘트 M이 말뚝의 두부에 작용할 경우 말뚝은 이 하중으로 인하여 수평으로 이동하려 한다. 이때 지반은 말뚝의 변위에 저항하게 되며 말뚝은 지반으로부터 수평반력을 받게 된다. 이 수평반력은 말뚝변위의 증가에 따라 증가하여 극한저항력에 까지 도달하게 된다.

따라서 말뚝이 강체라 가정할 경우 말뚝의 극한수평저항력 H_u와 극한모멘트 M_u는 그림 2.6에 표시된 회전중심깊이 Z_r 위치에서의 평형조건으로 구할 수 있다.

즉 수평방향 힘의 평형 조건 $\sum F_y = 0$ 으로부터

$$H_u - \int_0^{Z_r} P_u \, d \, dz + \int_{Z_r}^{L} P_u \, d \, dz = 0 \qquad (2.12)$$

또한 말뚝 두부에서의 모멘트 평형조건 $\sum M_y = 0$ 으로부터

$$H_u e + \int_0^{Z_r} P_u \, z \, d \, dz - \int_{Z_r}^{L} P_u \, z \, d \, dz = 0 \qquad (2.13)$$

여기서, d는 말뚝의 폭 혹은 직경, L은 말뚝의 지중근입길이, P_u는 극한수평지반반력, z는 지표면에서 부터의 깊이이다. P_u의 깊이에 따른 분포가 주어지면 회전중심깊이 Z_r과 수평저항력 H_u는 위의 식으로부터 구할 수 있다. 회전중심깊이 Z_r은 지반의 수평반력분포가 정하여지면 시행착오법으로 모멘트의 합이 0이 되는 위치로 구하며 이 회전중심이 결정되면 극한수평저항력은 식 (2.12)로 구할 수 있다.

예를 들면 지반반력분포가 균일한 경우 $P_o = P_L = P_u$인 경우 Z_r, H_u 및 M_u

는 식(2.12)과 식(2.13)를 이용하여 다음과 같다.

$$Z_r = 1/2\,(H_u/(P_u d) + L) \tag{2.14}$$

$$M_u = H_u e = (P_u L^2 d/4)[1 - 2H_u/(P_u L d) - (H_u/(P_u L d))^2] \tag{2.15}$$

$$H_u = P_u L d[\sqrt{((1+2e/L)^2+1)} - (1+2e/L)] \tag{2.16}$$

지반반력이 선형증가분포(지표면에서 P_o, 말뚝선단에서 P_L)인 경우 식(2.12)과 식(2.13)로 부터 다음 식이 구하여진다.

$$\begin{aligned} &4\left(\frac{Z_r}{L}\right)^3 + 6\left(\frac{Z_r}{L}\right)^2\left(\frac{e}{L} + \frac{P_0}{(P_L - P_0)}\right) \\ &+ 12\frac{P_0}{(P_L - P_0)}\left(\frac{e}{L}\right)\left(\frac{Z_r}{L}\right) - 3\frac{e}{L}\frac{(P_0 + P_L)}{(P_L - P_0)} - \frac{(2P_L + P_0)}{(P_L - P_0)} = 0 \end{aligned} \tag{2.17}$$

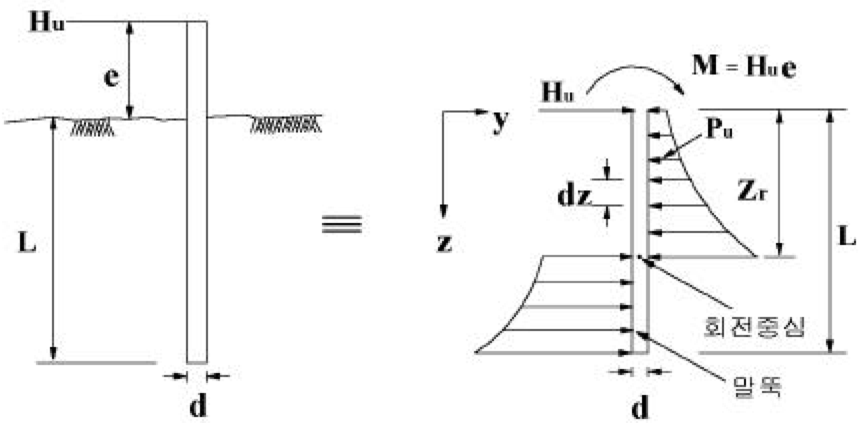


그림 2.6 두부자유 강말뚝의 수평저항력

$$H_u = P_L L d[(1 - \frac{P_0}{P_L})(\frac{Z_r}{L})^2 + 2\frac{P_0}{P_L}(\frac{Z_r}{L}) - \frac{1}{2}(1 + \frac{P_0}{P_L})] \qquad (2.18)$$

이상과 같은 기본개념은 연직말뚝의 극한수평저항력을 구하기 위하여 Brinch Hansen(Poulos & Davis, 1980) 및 Broms(1964)도 활용한 바 있다. 이들 두 방법의 특징을 비교하면 다음과 같다.

(1) Brinch Hansen법

이 방법은 토압론에 근거하며 장점은 다음과 같다.

① 일반토사지반(c - ϕ 지반)에 모두 적용 가능하다.

② 다층지반에 적용가능하다.

그러나 다음과 같은 단점이 있다.

① 짧은 말뚝에만 적용 가능하다.

② 회전중심의 위치를 구하기 위하여 시행착오법을 써야 한다.

(2) Broms법

이 방법도 토압론에 의거하나 말뚝에 작용하는 극한지반반력 분포를 단순화 시키고 있다. 이 방법의 장점은 다음과 같다

① 짧은 말뚝과 긴 말뚝 모두에 적용 가능하다.

② 순수점성토지반(ϕ = 0) 혹은 순수사질토지반(c = 0)에만 적용 가능하다.

③ 말뚝머리의 구속조건이 자유와 회전구속 모두에 적용 가능하다.

그러나 다음과 같은 단점이 있다.

① 다층지반에 적용 불가능하다.

② 일반토사지반(c - ϕ 지반)에 적용 불가능하다.

2.3.2 Brinch Hansen법

Brinch Hansen은 짧은 강말뚝이 설치된 일반토사지반(c - ϕ 지반)의 수평지반반력분포를 토압론에 의거하여 다음과 같이 제시하였다.(Poulos & Davis,1980)

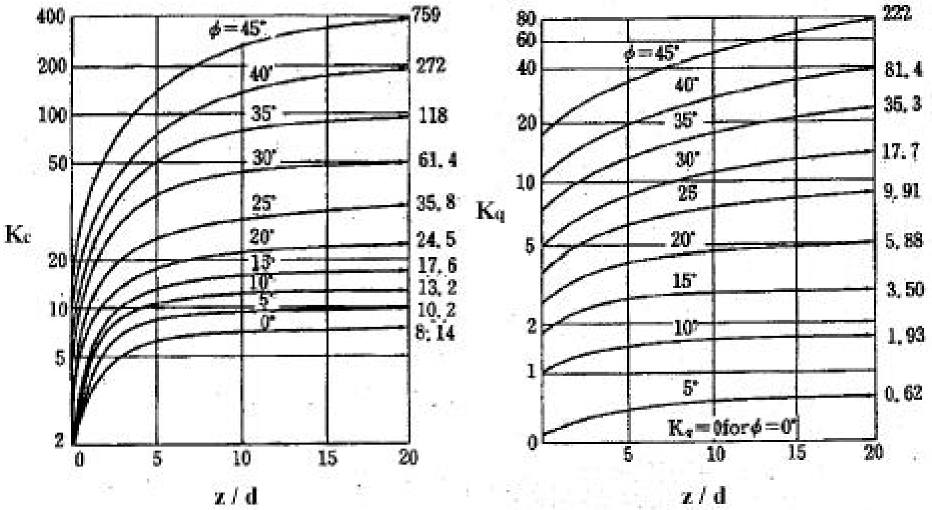


그림 2.7 Brinch Hansen의 수평반력계수 K_c 와 K_q

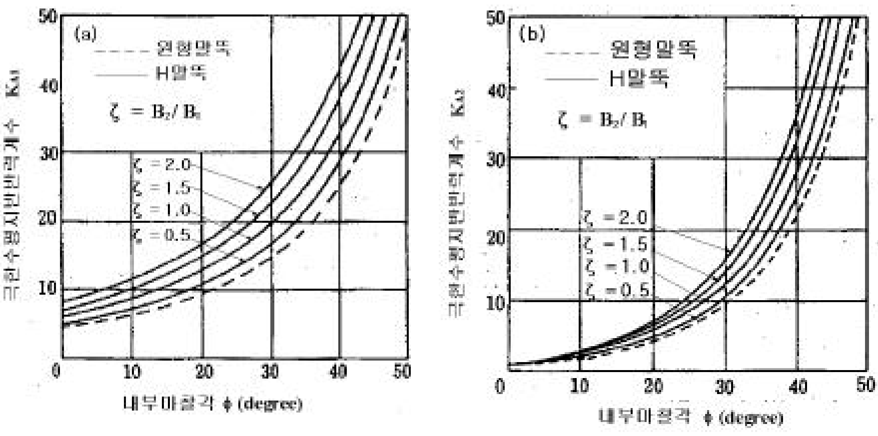


그림 2.8 극한수평지반반력계수 K_{A1} 과 K_{A2}

$$P_u = K_c c + K_q q \tag{2.19}$$

여기서 q는 유효연직상재압이고 c는 지반의 점착력이며 K_c 와 K_q 는 ϕ 와 z/d 의 함수로 된 수평반력계수로 그림 2.7에 제시되어 있다. 식(2.19)의 수평지반반력을 활용하여 식(2.13)의 모멘트 합이 0이 되는 회전중심위치 Z_r 을 구하고 식(2.

12)로 말뚝의 수평저항력 H_u 를 구한다.

각 깊이 z에서의 지반의 극한수평반력을 식(2.19)로 구하여 전체의 극한수평반력분포을 구할수 있으므로 이 방법은 균질지반과 다층지반 모두에 적용가능하다.

이 방법을 사용할 경우 파력과 같은 단기하중이 작용하는 상태에서는 비배수전단강도 c_u ($\phi_u = 0$) 를 해석에 적용하며 장기지속하중이 작용하는 상태에서는 유효배수강도 c' 및 ϕ'를 해석에 적용한다. 洪元杓도 Mohr-Coulomb의 항복조건을 만족하는 소성지반을 대상으로 하여 단일주동말뚝주변지반의 파괴발생기구를 규명하고 극한수평지반반력을 식(2.20)와 같이 제시한 바 있다.(홍원표, 1984 ; 홍원표 & 박래웅, 1987)

$$P_u = K_{A1} c + K_{A2} q \tag{2.20}$$

여기서 K_{A1}과 K_{A2}는 각각 지반의 점착력과 상재압에 대한 극한수평지반반력계수이며 그림 2.8과 같이 제시하였다

식(2.20)의 극한수평지반반력은 깊이방향으로 선형증가 분포형태로 되어 있으므로 식(2.20)를 식(2.17)과 식(2.18)에 대입하므로서 회전중심 Z_r과 극한수평저항력 H_u 를 구할 수 있다.

2.3.3 Broms

이 방법은 앞에서 설명한 방법과 유사하나 극한지반반력분포의 가정이 약간 상이하며 말뚝두부의 구속조건으로 자유와 회전구속(restained or unrotated head, 통상적으로는 고정(fixed head)이 사용된다)의 두가지를 고려한 점이 차이가 있다.(Broms, 1964)

이 방법에는 다음과 같은 단순화 작업이 실시되었다.

① 지반은 순수사질토지반(c=0)이거나 순수점성토지반($\phi = 0$)의 경우만 고려하였고 각각의 경우에 대하여 별도로 해석하였다.

② 짧은 강말뚝(short rigid pile)과 긴 변형말뚝(long flexible pile)을 각각 별도로 고려하였다.

짧은 말뚝의 기준은 $L/T \le 2$ 혹은 $L/R < 2$ 로 하고 긴 변형말뚝의 기준은 $L/T \ge 4$ 혹은 $L/R \ge 3.5$ 로 하였다.

여기서,

$$T = (E_p I_p / n_h)^{1/5} \tag{2.21a}$$

$$R = (E_p I_p / k_h)^{1/4} \tag{2.21b}$$

E_p = 말뚝의 탄성계수

I_p = 말뚝의 단면2차모멘트

$k_h = n_h z$: 깊이에 따라 지반반력이 선형증가하는 경우

= k : 깊이에 따라 지반반력이 일정한 경우

n_h = 지반반력계수

2.3.4 기타방법

洪元杓는 식(2.20)를 Broms법에 적용한 결과를 실측치 및 Broms법에 의한 산정치와 비교검토하여 Broms법 보다 실측치에 더 잘 접근하고 있음을 보여주었다.(홍원표 & 박래웅, 1987)

그밖에 Engel, Raes, 岡部 및 Sniko등도 강말뚝이나 케이슨, 우물통의 극한수평저항력을 구하는 방법을 제시하였다.(橫山辛滿, 1978) 이중 Engel은 지반반력분포를 2차포물선으로 가정하였고 극한수평저항력을 구하였다.

Raes는 지반중의 한점을 강체회전중심으로 하여 이 회전중심 위부분 말뚝에는 전면에 수동토압 배면에 주동토압이 작용하고 회전중심 아래부분 말뚝에는 반대로 배면에 수동토압이 전면에 주동토압이 작용하도록 하여 평형조건을 도입하였다.

2.4 말뚝에 작용하는 측방토압이론

2.4.1 말뚝에 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 발생되는 경우가 종종 있었다. 즉, 단일말뚝에 작용하는 측방토압을 줄말뚝에 적용할 경우 문제가 있고, 말뚝의 설치간격에 따라 말뚝 주변지반의 변형양상이 다르게 발생되므로 측방토압을 산정하는데 어려움이 있다. 또한, 소성변형이나 측방유동이 발생되는 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 설계

를 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 사용되어야할 말뚝의 측방토압은 지반변형의 진행에 의한 파괴면상의 전단저항력의 저하가 거의 없는 상태까지의 값을 사용하는 것이 가장 합리적일 것이다.

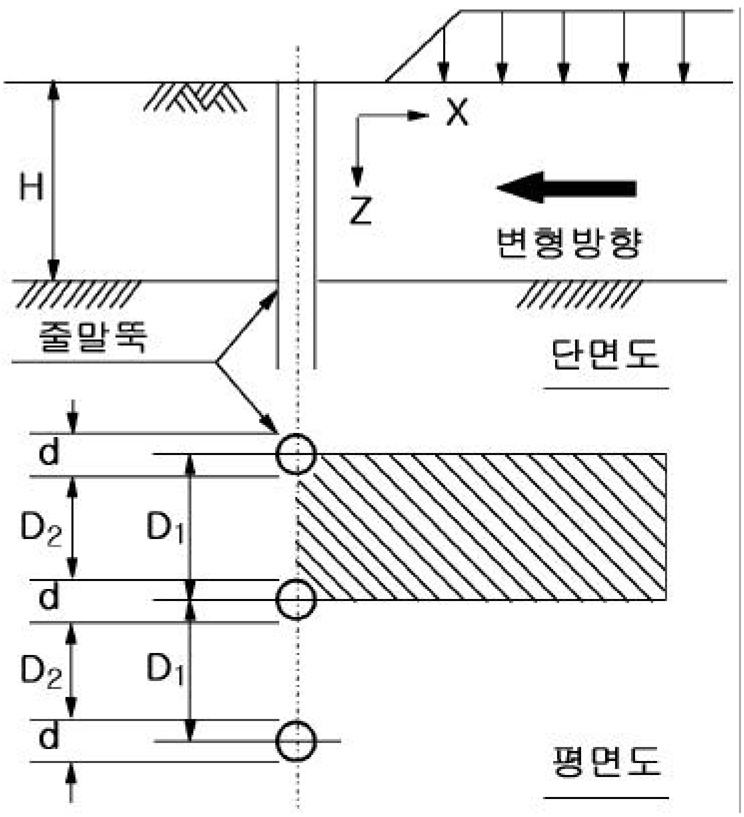


그림 2.9 측방변형지반속의 말뚝설치도

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 2.9와 같이 H 두께의 소성변형지반속에 설치되어 있을 경우, 측방토압산정시 고려하여야 할 부분은 그림 2.9중에 빗금친 말뚝사이의 지반이다. 이 두개의 말뚝사이 지반의 소성상태를 확대하여 표시하면 그림 2.10과 같다. 즉, 말뚝주변의 아칭현상에 의하여 그림 2.10의 빗금친 부분만이 소성상태에 도달할 경우의 측방토압을 산정하여야 할 것이다.

2.4.2 측방토압 산정식

이상에서 열거한 조건을 고려하여 일렬로 설치된 줄말뚝에 작용하는 측방토압을 유도정리하면 식(2.38)과 같이 제안된다.

$$
\begin{aligned}
p(z) = \; & \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left\{ \exp\left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) - 1 \right) + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right\} \right. \\
& \left. - D_1 \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] c + \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \exp\left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) \right) \right. \\
& \left. - D_2 \right] \sigma_H(z)
\end{aligned} \tag{2.38}
$$

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

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

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

D_1 = 말뚝 중심간격 D_2 = 말뚝 중심간격

c, ϕ = 활동토괴의 전단정수 γ = 활동토괴의 단위중량

z = 지표면에서의 깊이 ξ = 말뚝의 형상계수

상기식을 간단히 정리하면 식(2.39)와 같다.

$$
p(z)/B_0 = K_{p1}\, c + K_{p2}\, \sigma_H(z) \tag{2.39}
$$

여기서, B_0는 그림 2.17(a)의 원형말뚝인 경우 말뚝직경 d이고, 그림 2.17(b)의 경우는 말뚝폭 B_1이며, $\sigma_H(z)$는 말뚝 전면에 지반의 측방유동에 저항하여 작용하는 토압으로 주동토압을 사용함이 바람직하다. K_{p1}과 K_{p2}는 측방토압계수로 식(2.40)을 사용하여 구할 수 있다.

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

$$K_{p2} = \frac{1}{1 - D_2/D_1}\left[\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{G_1(\phi)}\left(\exp\left(2\xi\frac{D_1 - D_2}{D_2}G_3(\phi)\right)\right) - \frac{D_2}{D_1}\right] \quad (2.40)$$

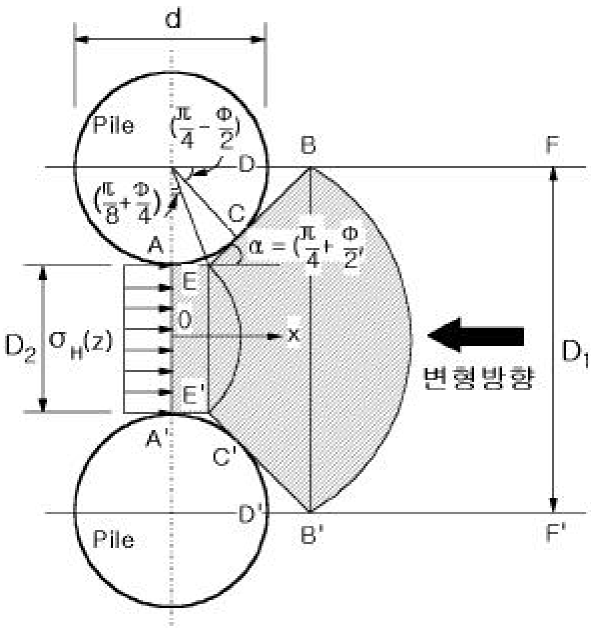
여기서, $G_1(\phi)$, $G_2(\phi)$, $G_3(\phi)$ 및 $G_4(\phi)$는 표 2.1에 기술된 바와 같으며 ξ는 말뚝형상계수로 표 2.2와 같다.

점착력이 0인 사질토의 경우는 식(2.39)에 $c = 0$을 대입하면 측방토압 p/B_0는 $\sigma_H(z)$만의 항으로 다음과 같이 정리되어 진다.

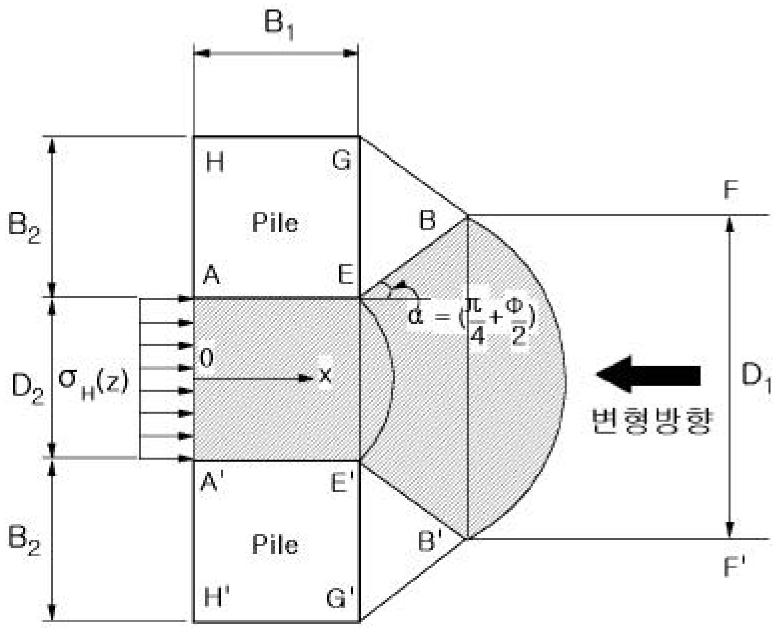
$$\frac{p(z)}{B_0} = K_{p2}\,\sigma_H(z) \quad (2.41)$$

점성토지반의 경우 내부마찰각이 ϕ가 0이므로 측방토압은 다음과 같이 산정된다.

$$p(z) = cD_1\left(3\ln\frac{D_1}{D_2} + 2\xi\frac{D_1 - D_2}{D_2}\frac{c_0}{c}\right) + (D_1 - D_2)\sigma_H(z) \quad (2.42)$$



(a) **원형단면말뚝**



(b) **구형단면말뚝**

그림 2.10 **말뚝주변지반의 소성상태**

식(2.42)를 역시 B_0로 나누어 정리하면 식(2.39)와 같은 형태로 나타낼 수 있다. 단, 이 경우의 측방토압계수 K_{p1}과 K_{p2}는 다음과 같이 별도의 식으로 정리되어야 한다.

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

$$K_{p2} = 1 \tag{2.43}$$

여기서, 식(2.43)중의 K_{p1}는 식(2.40)에 $\phi = 0$를 대입한 결과와도 일치한다. 따라서 측방토압계수 K_{p1}은 식(2.40)으로 구하되 $\phi = 0$인 점성토의 경우는 식(2.43)로 부터 구하며, 측방토압계수 K_{p2}는 식(2.40)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	$\frac{1}{1 - D_2/D_1}\left[\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{G_1(\phi)}\left(\frac{G_4(\phi)}{G_3(\phi)}\left(\exp\left(2\xi\frac{D_1 - D_2}{D_2}G_3(\phi)\right)\right) - 1 + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)}\right) + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)}\right)$	$\frac{1}{1 - D_2/D_1}\left(3\ln\frac{D_1}{D_2} + 2\xi\frac{D_1 - D_2}{D_2}\frac{c_0}{c}\right)$	$\frac{1}{1 - D_2/D_1}\left[\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{G_1(\phi)}\left(\exp\left(2\xi\frac{D_1 - D_2}{D_2}G_3(\phi)\right)\right) - \frac{D_2}{D_1}\right]$
단일말뚝	$G_2(\phi) + 2\xi G_4(\phi)$		$G_1(\phi) + 2\xi G_3(\phi) + 1$
비 고	$G_1(\phi) = N_\phi^{1/2}\tan\phi + N_\phi - 1$, $G_2(\phi) = 2\tan\phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}$ $G_3(\phi) = N_\phi\tan\phi_0$, $G_4(\phi) = 2N_\phi^{1/2}\tan\phi_0 + c_0/c$, $N_\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$ H형말뚝과 원형말뚝의 경우 $\phi_0 = \phi$, $c_0 = c$		

가. 말뚝단면형상의 영향

말뚝에 작용하는 측방토압은 말뚝단면의 형상에 따라 다르게 된다. 그림 2.11는 4가지의 단면을 가지는 말뚝의 설치도를 보여주고 있다. 그림 2.11(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(2.44) (2.46)와 같이 구하여 진다. 또한, $\overline{AE}$와 $\overline{A'E'}$에서의 전단저항을 무시하는 경우에도 ξ는 0으로 생각할 수 있다.

$$p(z) = cD_1\frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)}\left[\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{G_1(\phi)} - 1\right] + \left[D_1\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{G_1(\phi)} - D_2\right]\sigma_H(z) \qquad (2.44)$$

$c=0$인 사질토의 경우는

$$p(z) = D_1\left[\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{G_1(\phi)} - D_2\right]\sigma_H(z) \qquad (2.45)$$

$\phi=0$인 점성토의 경우는

$$p(z) = 3cD_1\ln\frac{D_1}{D_2} + (D_1 - D_2)\sigma_H(z) \qquad (2.46)$$

만약 이러한 얇은 판이 지반변형방향에 평행하게 놓여있다면, 말뚝의 형상계수는 B_2/t_0가 되고 D_2는 $D_1 - t_0$가 된다.

그림 2.11(b)와 같은 정방형말뚝은 $B_1 \times B_1$이므로, $\overline{AE}$는 B_1이 되고 형상계수 ξ는 1이 된다. 따라서 다음의 식(2.47) (2.49)로 나타낼 수 있다.

$$p(z) = c[D_1(\frac{D_1}{D_2})^{G_1(\phi)}(\frac{G_4(\phi)}{G_3(\phi)}(\exp(2\frac{D_1 - D_2}{D_2} \times G_3(\phi)) - 1) + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)}) - D_1\frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)}] + [D_1(\frac{D_1}{D_2})^{G_1(\phi)}(\exp(2\frac{D_1 - D_2}{D_2}G_3(\phi)) - D_2]\sigma_H(z) \quad (2.47)$$

$c = 0$ **인 사질토의 경우**

$$p(z) = [D_1(\frac{D_1}{D_2})^{G_1(\phi)}\exp(2\frac{D_1 - D_2}{D_2}G_3(\phi)) - D_2]\sigma_H(z) \quad (2.48)$$

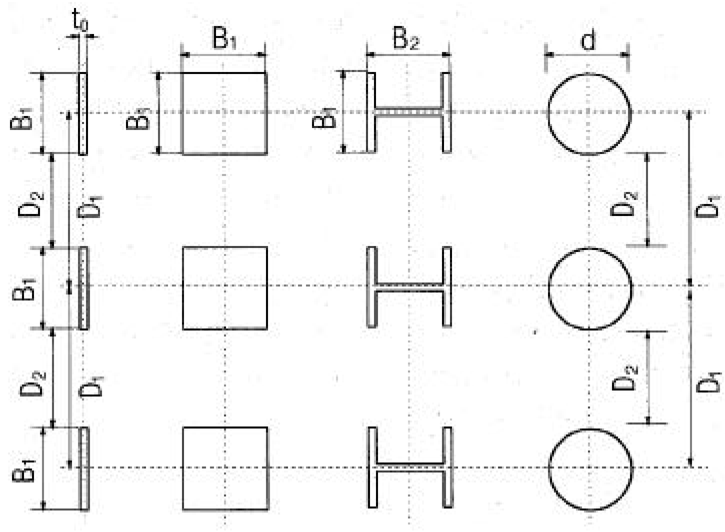
$\phi = 0$ **인 점성토의 경우**

$$p(z) = cD_1(3\ln\frac{D_1}{D_2} + 2\frac{D_1 - D_2}{D_2}\frac{c_0}{c}) + (D_1 - D_2)\sigma_H(z) \quad (2.49)$$

그림 2.11(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 2.11(d)**는 그림** 2.10(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 2.2**와 같다**.



(a) (b) (c) (d)

그림 2.11 **각종 말뚝의 단면형상**

표 2.2 **말뚝의 형상계수** ξ

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

설계에 적용가능한 측방토압력은 0**에서 식**(2.38) (2.39)**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**(2.50)**과 같이 된다**.

$$p_m(z) = \alpha_m \times p(z) \qquad (2.50)$$

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

2.4.3 굴착사면지반의 지반계수

그림 2.12에서 응력-변형률 곡선을 나타내었는데 직선OB의 기울기를 초기탄성계수(E_i)라 하고 직선 OA는 변형계수라 하는 탄성계수이다. 이 변형계수는 응력 최대치가 1/2이 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.

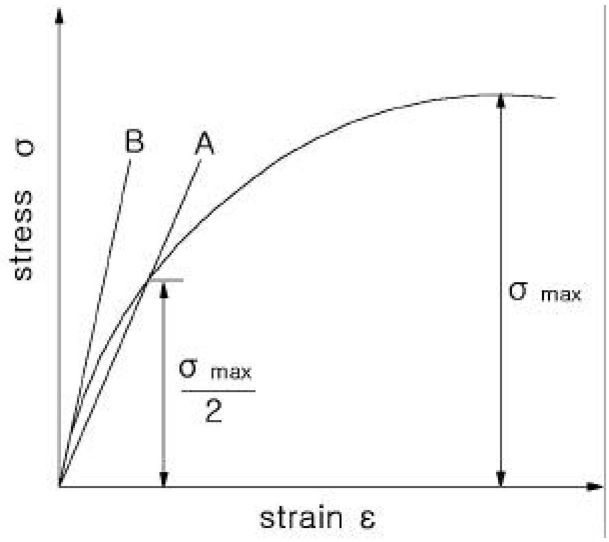


그림 2.12 초기탄성계수와 변형계수

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	800	2,000	1,500
	느 슨	400	1,000	500
점성토	재하시	-	-	200
	하중 제거시	10	500	50

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

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

한편, 점성토지반의 경우 지반계수 E_s는 식(2.51)와 같이 쓰여진다(Peck & Davisson, 1962).

$$E_s = 15c_u \quad 95c_u \qquad (2.51)$$

여기서, c_u는 점토의 비배수전단강도이다.

즉 지반계수는 연약한 지반일 경우 15 c_u, 견고한 지반일 경우는 95 c_u값을 사용한다. 통상적으로 식(2.52)와 같이 평균값을 사용한다.

$$E_s = 40c_u \qquad (2.52)$$

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_s가 크게 된다고 하였다. 이 보고에 의하면 노르웨이의 정규압밀점토에 대하여 E_s와 일축압축시험 또는 베인시험에 의한 c_u사이에는 식(2.53)의 관계가 있다고 하였다.

$$E_s = (250 \quad 500)\, c_u \qquad (2.53)$$

여기서, c_u : 비배수전단강도 (kg/cm^2)

渡邊(1966)에 의하면 보통 E_s는 q_u와의 관계로부터 식(2.54)과 같이 나타내고 있다.

$$E_s = \frac{1}{3.5}(q_u - 0.04) \tag{2.54}$$

竹中은 고소성 해성점토의 E_i와 c_u의 관계에 대하여 조사한 결과 불교란시료일 경우,

$$E_i = 210\ c_u \tag{2.55}$$

로 되며 이것이 실제상의 상한으로 되고 있다고 하였으나 미국 MIT보고에 의하면 초기탄성계수 E_i와 c_u의 사이에는

$$E_i = 1,200 c_u \tag{2.56}$$

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_c의 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_c의 2.5 24의 범위이고 평균치는 $E_i = 6.8q_c$ 이다. 이 관계를 정리하면 다음과 같다.

즉, 서해안의 콘저항치가 2 14kg/cm^2로 분산되어 있고 초기탄성계수가 20

50kg/cm^{2}이며, 남해안은 콘저항치가 2 10kg/cm^{2}로 분산되어 있고 초기탄성계수가 6 40kg/cm^{2}의 범위로 남해안이 서해안보다 초기탄성계수 및 콘저항치가 약간 적어 더 연약한 해성점토층으로 형성되어 있음을 알 수 있다. 이는 Bowles(1982)이 발표한 $E_i = 6 \quad 8\, q_c$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	$E_i = 148c_u$	$E_i = 80 \quad 320\, c_u$
남 해 안	$E_i = 191c_u$	$E_i = 50 \quad 400\, c_u$
서남해안	$E_i = 164c_u$	$E_i = 50 \quad 400\, c_u$