

## 제 4 편 기 초

## 제 1 장 총 설

- (1) 항만시설을 설계할 때는 구조물의 중요도와 기초지반의 토질조건을 충분히 고려하고 구조형식을 신중히 선정해야 한다.
- (2) 기초지반이 연약한 점성토 지반의 경우는 기초의 안정과 침하를 검토하고 느슨한 모래지반의 경우는 지진시 액상화 등의 영향을 검토한다.
- (3) 기초구조의 안정에 지장이 있을 경우 필요에 따라 말뚝기초, 지반의 개량 등 대책공법을 채택해야 한다.

## [해 설]

- (1) 기초 지반이 불량할 때, 지반의 파괴가 우려되거나 구조물의 기능을 충분히 발휘할 수 없을 정도의 과도한 침하가 발생할 수 있다. 이러한 경우 구조물 중량에 의해 발생하는 지중응력을 감소시키던지 기초지반 자체를 개량 강화하여 안정성을 높게 해야 한다.
- (2) 기초 지반의 지지력을 확보하는 방법
  - ① 구조물 자체의 중량 감소
  - ② 구조물 기초 저면적의 확대
  - ③ 말뚝기초 등의 이용
  - ④ 압성토(押盛土) 공법
- (3) 지반개량공법(본편 제7장 참조)
- (4) 기초의 안정에 대해서는 본편 제2장 얕은 기초의 지지력, 본편 제3장 깊은 기초의 지지력, 제6장 사면의 안정을 참조하고, 기초침하에 대해서는 본편 제5장 기초의 침하, 지진시의 액상화에 대하여는 제2편 제13장 지반의 액상화, 말뚝기초에 대해서는 본편 제4장 말뚝기초의 지지력을 참조한다.
- (5) 구조물의 중요도와 지지력의 안전율(해당 구조물편 참조)

제 2 장 얇은 기초

지표면에서부터 기초의 저면까지 깊이를  $D(m)$ , 기초의 최소 폭을  $B(m)$ 라고 했을 때  $D/B < 1.0$ 인 경우, 즉 기초의 근입 깊이가 기초의 최소 폭보다 작은 경우에 얇은 기초로 설계한다.

[해설]

얇은 기초는 기초의 근입깊이  $D$ 와 기초의 최소폭  $B$ 의  $D/B$ 의 비가 1.0이하인 경우를 말하나 그 비가 3.0 - 4.0 이하인 경우에도 얇은 기초의 범주에 포함될 수 있다. 일반적으로 기초의 지지력은 기초 저면의 지지력과 측면저항을 합한 것이다. 기초 저면의 지지력이라 함은 기초 저면에 가해진 압력에 의하여 지반 내에 소성유동(塑性流動)이 일어나려고 할 때의 극한지지력이며, 기초의 측면저항은 기초의 측면과 흙 사이의 작용하는 마찰저항 또는 점착력 저항을 말한다.  $D/B < 1.0$ 인 얇은 기초의 경우, 측면저항이 기초 저면의 지지력에 비해 작기 때문에 측면저항을 고려하지 않아도 된다.

2-1 사질토 지반

사질토지반에서 기초의 허용지지력은 식(2-1)과 같다.

$$q_a = \frac{1}{F} (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D \tag{2-1}$$

여기서,

- $q_a$  : 허용지지력 (수중부분의 부력을 고려한 값) ( $\text{kN/m}^2$ )
- $B$  : 기초의 최소폭 (原形基礎인 경우에는 직경) ( $\text{m}$ )
- $D$  : 기초의 근입깊이 ( $\text{m}$ )
- $\gamma_1$  : 기초저면 아래 지반의 흙의 단위중량(수면이하인 부분은 수중단위중량) ( $\text{kN/m}^3$ )
- $\gamma_2$  : 기초저면 위 지반의 흙의 단위중량 (수면이하인 부분은 수중단위중량) ( $\text{kN/m}^3$ )
- $F$  : 안전율
- $N_\gamma, N_q$  : 지지력계수 (도참 (2-1) 참조)<sup>1)</sup>
- $\beta$  : 기초의 形狀係數 (표참 (2-1) 참조)

[해설]

기초지반에 전달되는 하중을 증가 시키면, 처음에는 하중에 비례하여 침하가 발생하지만 하중이 어느 한계에 도달하면, 침하는 급격히 진행하여 지반의 전단파괴가 발생한다. 이와 같이 지반의 전단파괴가 발생하는데 필요한 최소하중 강도를 지반의 極限支持力이라 한다. 기초의 허용지지력은 지지력공식으로 구한 極限支持力을 安全率로 나누어 산출한다.

[참고]

(1) 사질토 지반의 極限支持力( $q_{ult}$ )는 테르자기(Terzaghi)에 의하여 식(참2-1)식과 같이 주어진다.

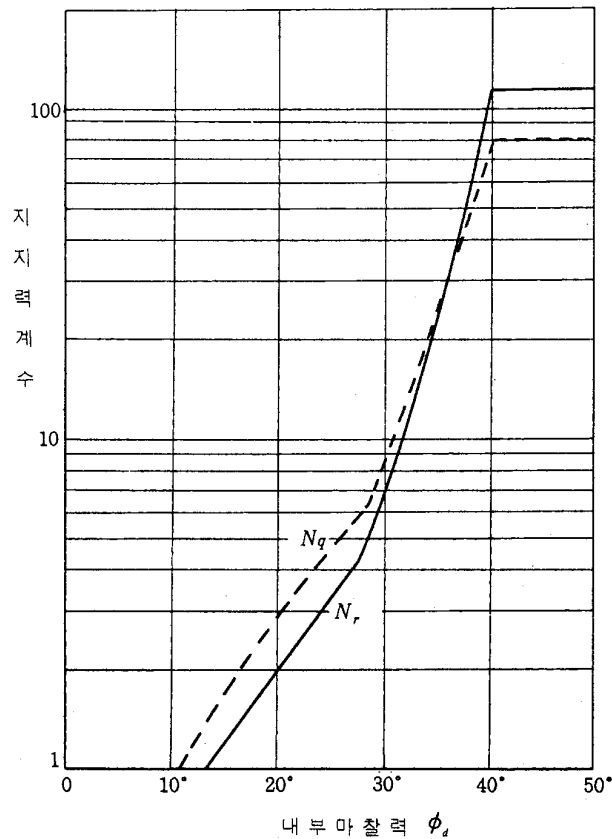
$$q_{ult} = \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q$$

(참2-1)

표참(2-1) 形狀係數

기초면의 형상	연 속 형	정 방 형	원 형	장 방 형
$\beta$	0.5	0.4	0.3	$0.5-0.1(B/L)$

(주) B : 직사각형의 단변 길이 (m)  
L : 직사각형의 장변 길이 (m)



도참(2-1) 지지력 계수

식(참2-1)에서 사용한 記號는 식(2-1)과 동일하다.

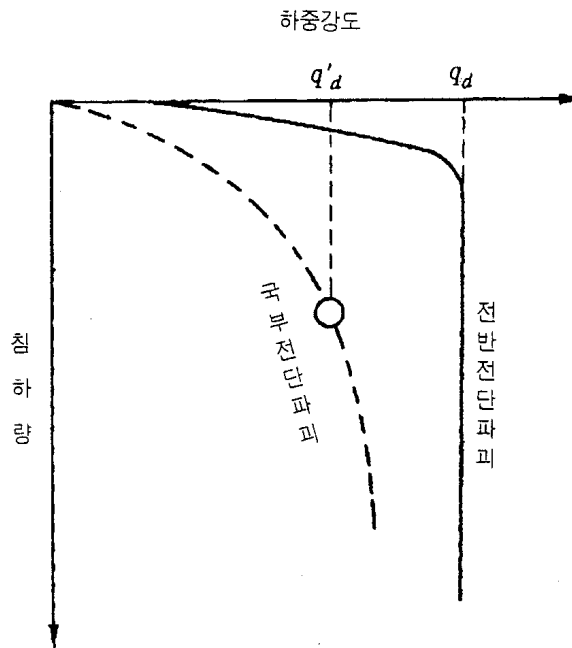
極限支持力  $q_{ult}$ 는 기초의 자중 및 재하하중을 포함한 전 하중에서 浮力을 뺀 하중강도에 대응하는 것이라야 한다. 이 하중강도는 기초저면에 有效應力으로서 작용하는 하중강도로 이것을 全荷重強度라고 한다. 식(2-1)의 許容支持力  $q_a$ 는 기초저면에 가해지는 有效被覆土 하중강도 ( $\gamma_2 D$ )항을 안전율  $F$ 와는 무관하게 별항으로 취급하였으며, 이것은 기초저면에 가해지던 전하중강도가 굴착전의 기초저면에 가해졌던 유효 피복토의 하중강도보다 크지 않는 한 지반 내에 전단 파괴는 일어나지 않는다는 생각에 기인한다.

이 때 전하중강도에서 유효피복토 하중을 뺀 것을 순하중강도(Net Pressure)라고 한다.

이와 같은 경우의 극한지지력식은 식(참2-1)를 변형해서

$q_{ult} - \gamma_2 D = \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D(N_q - 1)$ 과 같이 된다.

- (2) 사질토 지반에서 기초의 허용지지력 산정식은 식(2-1)을 사용하며, 이때 안전율은 2.5이상 적용하는 것을 표준으로 한다.
- (3) 사질토지반에 재하 했을 때 지반이 조밀한 상태이냐 느슨한 상태이냐에 따라 도참(2-2)과 같이 나타난다고 하였다. 조밀할 때는 미소한 침하가 일어나다가 급격히 파괴에 도달하며, 이와 같은 파괴를 전반전단 파괴라 하고 느슨한 상태일 때는 침하가 지속적으로 일어나다가 파괴에 도달하며 이와 같은 파괴를 국부전단파괴라고 한다.(도참(2-2) 참조)



도참(2-2) 재하시험에서 하중강도와 침하량과의 관계

## 2-2 점성토 지반

점성토 지반에서 허용지지력은 비배수 전단강도가 깊이에 따라 직선적으로 증가하는 경우 식(2-2)에 의하여 산출된다.

$$q_a = N_{co} \left(1 + n \frac{B}{L}\right) \frac{c_o}{F_s} + \gamma_2 D \quad (2-2)$$

여기서,

$q_a$  : 허용지지력 (수중부분의 부력을 고려한 값) (kN/m<sup>2</sup>)

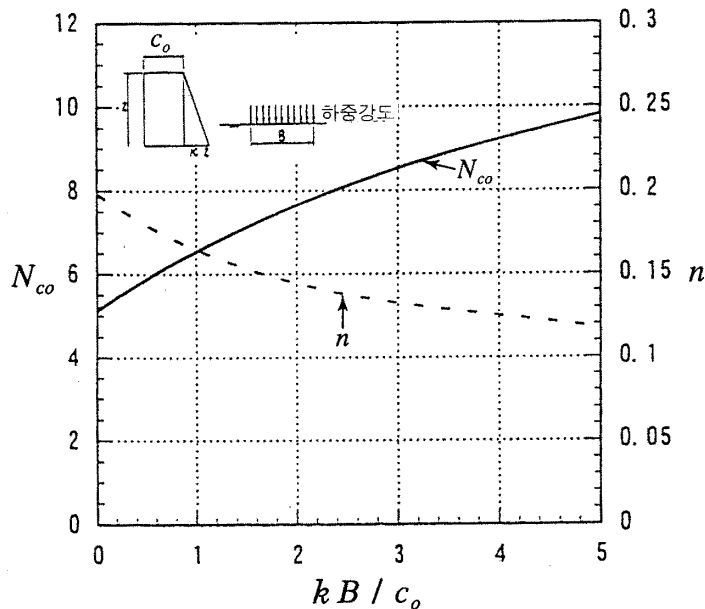
$N_{co}$  : 지지력 계수 (도참 2-3 참조)

$n$  : 기초의 형상계수  
 $B$  : 기초의 최소폭 (m)  
 $L$  : 기초의 길이(m)  
 $c_o$  : 기초 저면에서의 흙의 점착력 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\gamma_2$  : 기초 저면보다 상부 지반의 단위중량 (수면 아래 부분에서 수중단위중량) ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $F_s$  : 안 전 율  
 $D$  : 지표에서 기초 저면까지 깊이 (m)

## [해설]

항만지역의 점성토 지반은 깊이에따라 전단강도가 증가하는 경우가 많으므로 점성토지반에 있어서 기초의 지지력은 지반내의 전단강도의 변화를 고려한 지지력 공식에 의해 산정한다.

## [참고]



도참(2-3) 깊이에 따라 강도가 증가하는 점성토 지반의  
지지력 계수  $N_{co}$ 와 형상계수  $n$

일반적으로 항만지역의 점성토 지반은 非排水전단강도가 깊이에 따라 직선적으로 증가되는 경우가 많으며, 이러한 깊이방향의 강도증가를 고려한 점성토지반의 허용지지력은 식(2-2)로 산정한다. 식(2-2)의 지지력계수  $N_{co}$ 는 도참(2-3)에서 구한다. 도참(2-3)에 표시된 띠모양하중에 대한 지지력 계수  $N_{co}$ 는 Davis<sup>2)</sup>가 Kötter식을 수치적으로 해석해서 구한 값이다.

형상계수  $n$ 은 균일지반에서는 0.2이고 심도방향으로 강도가 증가하는 지반에 대해서는 도참(2-3)의 점선으로부터 구할 수 있다. 이 점선은 원호활동의 결과로부터 나타난 값이다.<sup>3)</sup> 圓形基礎의 경우는 正方形基礎와 동일하게 산출한다.

지지력의 해석은 구조물의 기초에서 지반의 안정 및 침하, 변형특성을 검토하는 등의 방법이 있다. 종래에는 구조물하중의 지중 응력분산을 구하여 그 해당심도의 지반중의 지지력을 검토하는 방법을 사용하였으나, 사

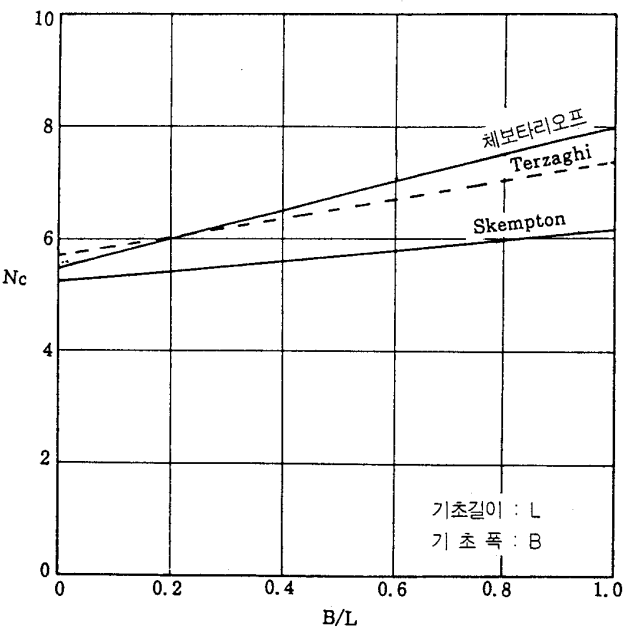
면안정 해석에 의해 전체의 안전율이 확보된 경우에는 이러한 검토는 안정의 관점에서는 필요성이 적으며, 구조물 하중에 의해 지반내에 비교적 큰 침하가 발생될 가능성을 검토하는 관점에서는 간편한 방법으로서 의미가 있다. 연속기초의 허용지지력 계산은, 도참(2-3)의 지지력계수를 적용하여, 다음 식(참2-2)을 사용하여 실용적으로 구할 수 있다.

$$q_a = \frac{1}{F}(1.018kB + 5.14c_o) + \gamma_2 D \quad (kB/c_o \leq 4)$$

(참2-2)

여기서,  
 $k$  : 지반의 점착력 증가계수 (kN/m³)

도참(2-3)에서 구하는 지지력계수는 점착력이 깊이에 대해 직선적으로 증가하는 경우에 대해서 원호활동면을 가정하여 구한 것이다. 점착력이 심도에 관계없이 일정하다고 가정했을 때, 지지력계수는 해석방법에 따라 차가 있을 것이며, 그 결과들을 비교한 것이 도참(2-4)와 같다.



도참(2-4) 점착력이 일정할 때 지지력계수

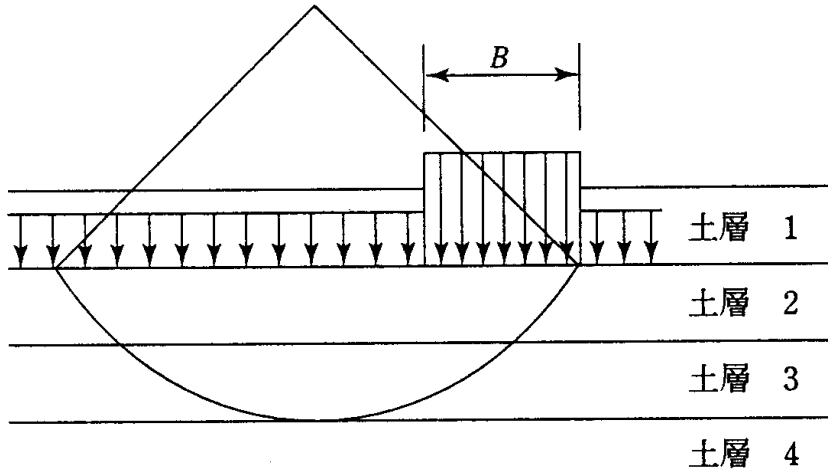
지지력에 관한 안전율은 1.5 이상을 표준으로 하고, 크레인 기초등과 같이 지반의 침하와 변형이 상부구조물의 기능을 현저히 손상시킬 가능성이 있을 경우에는 2.5 이상을 사용한다.

2-3 다층(多層) 지반의 지지력

기초지반이 다층구조인 경우의 지지력에 대한 안정 검토는 원호활동해석에 의하는 것을 표준으로 한다. 이 경우에 있어서 안전율은 지반의 특성 등에 따른 적절한 수치를 적용한다.

## [참 고]

多層地盤의 지지력은 圓弧滑動解析을 통하여 산정하는 것을 표준으로 한다. 해석에서는 도참(2-5)와 같이 기초의 저면보다 위의 土被壓을 上載荷重으로 하고 기초의 端部를 통과하는 圓弧에 대해 修正 펠레니우스(Fellenius)법에 의한 圓弧滑動解析으로 안전율을 산정한다. 안전율은 1.5이상을 표준으로 하며, 크레인기초와 같이 침하가 구조물의 기능에 크게 영향을 주는 경우는 2.5이상으로 하는 것이 바람직하다.



도참(2-5) 圓弧滑動解析에 의한 多層地盤의 지지력 산정

한편, 점성토의 층두께  $H$ 가 기초의 최소폭  $B$ 보다 훨씬 작은  $H < 0.5B$ 인 경우에는 재하면과 점토저면의 사이에서 점성토가 밀려나오는 파괴가 발생하기 쉽다. 이러한 밀려나옴 파괴에 대한 지지력은 다음 식(참2-3)으로 주어진다.<sup>4)</sup>

$$q_a = (4.0 + 0.5B/H) \frac{c_u}{F} + \gamma_2 D \quad (\text{참2-3})$$

여기서,

$q_a$  : 허용지지력(수중 부분의 부력을 고려한 값) ( $\text{kN/m}^2$ )

$B$  : 기초최소폭 (m)

$H$  : 점성토의 층두께 (m)

$c_u$  : 층두께  $H$ 일 때 평균 비배수전단강도 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma_2$  : 기초저면 위 지반의 단위체적중량(수면 아래부분은 수중 단위체적중량) ( $\text{kN/m}^3$ )

$F$  : 안전율

$D$  : 기초의 근입깊이(m)

## 2-4 편심·경사하중에 대한 지지력

중력식 구조물의 기초지반에 작용하는 편심·경사하중에 대한 지지력 검토는, 비숍(Bishop)법에 의한 식(2-4) 원호활동 해석법에 의하여 산정하는 것을 표준으로 한다. 단, 같은 설계조건에 대해서 확실한 지지력 계산의 실적이 확인되어 있는 산정법에 대해서는 그에 따를 수 있다. 안전율은 구조물의 특성에 따른 적절한 수치로 하며, 지반의 강도 정수, 외력 및 하중의 작용형태 등에 대하여 시설의 구조특성 등을 감안하여 적절히 설정하여야 한다.

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha + \left(\frac{1}{R}\right) \Sigma H a} \Sigma \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \quad (2-4)$$

여기서,

$F_s$  : 비숍법에 의한 圓弧滑動에 따른 안전율

$W$  : 단위길이당 절편의 전체 중량 (kN/m)

$\alpha$  : 절편 저면이 수평면과 이루는 각도 (°)

$R$  : 원호 활동원의 반지름 (m)

$H$  : 원호 활동원 내의 土塊에 작용하는 수평외력 (kN/m)

$a$  : 수평외력 의 작용점에서 원호 활동의 중심까지의 거리 (m)

$c$  : 점성토 지반에서는 非排水 전단강도, 사질토 지반에서는 排水 조건하에서 겉보기 점착력 (kN/m<sup>2</sup>)

$b$  : 절편의 폭 (m)

$W'$  : 단위 길이당 절편의 有效重量(흙의 중량과 재하 하중의 합, 수면 아래 부분은 수중 단위 중량) (kN/m)

$\phi$  : 점성토 지반에서는 무시하고 사질토 지반에는 排水 조건하의 내부 마찰각 (°)

## [해설]

## 지지력의 검토방법

중력식 안벽 및 중력식 방파제에는 자중, 토압, 지진력 및 파력 등의 외력이 작용하고, 이들의 합력은 보통 偏心 또한 傾斜로 작용되어 진다. 이 때문에 기초 지지력의 검토에 있어서는, 偏心傾斜 荷重에 대한 支持力を 검토하지 않으면 안 된다. 이 경우 보통 중력식 구조물은 기초지반 위에 사석 마운드가 있는 이중구조로 되어 있으며, 검토방법은 이 특성을 충분히 반영하는 것이 필요하다.

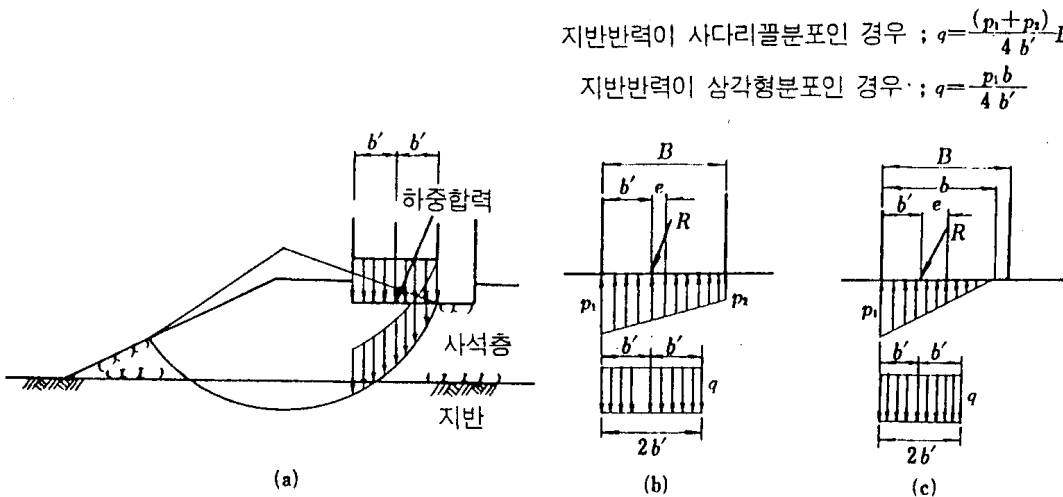
종래에는 각종 지지력 산정법을 조합해서 검토하는 방법이 채용되어 왔다. 그러나 실내모형실험, 현장실험과 기존의 방파제 및 繫船岸의 安定性を 종합적으로 해석한 결과에 의하면, 비숍법에 의한 圓弧滑動 계산이 실제 현상을 잘 재현할 수 있는 것으로 확인되었기에 여기서는 비숍법을 표준으로 하였다.<sup>5)</sup>

## [참고]

## (1) 비숍법에 의한 圓弧滑動 계산

비숍법은 절편분할법에 의한 圓弧滑動 계산법의 하나이고, 보통 圓弧滑動 계산에서 무시되고 있는 分割片 사이의 절편력을 고려하고 있는 것이다. 이 방법은 보통 圓弧滑動 계산법에 比較하면 精度가 높다. 단 수평인 모래지반에 연직하중이 작용하는 경우에는, 비숍법에 의한 안전율은 과대하게 된다. 이런 점을 고려하여 偏心·傾斜荷重이 작용하는 경우에는 비숍법을 적용하는 것을 표준으로 한다. 여기서 偏心·傾斜荷重이란 하중傾斜率이 0.1 이상의 것을 말한다. 활동의 시점은 도참(2-6)(a)와 같이 하중의 합력점에 대해서 가까운 쪽 기초의 끝단과 대칭의 점으로 가정한다.





도참(2-6) 비숍법에 의한 지지력 해석

이 경우 벽체 저면에 작용하는 연직하중은 도참(2-6)(b), (c)와 같이 벽체 저면의 앞과 활동면의 시점 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산한다. 수평력은 벽체 저면에 작용시킨다. 단, 지진시의 계산에 있어서 마운드 및 지반에는 지진력은 작용하지 않는 것으로 한다. 안전율은, 보통 원호활동 계산과 같이 전단저항력에 의한 저항모멘트와 외력 및 흙의 중량에 의한 활동모멘트의 비로 나타낸다.(본편 6.2.1 원호활동면에 의한 안정해석 [참고](2)를 참조)

## (2) 안전율

보통의 흙구조물에서 설계에 이용되는 안전율은 1.0보다 큰 값을 사용한다. 그러나 기존의 방파제와 안벽의 무사고 및 사고 예를 수집해서 해석한 결과에 의하면, 파압시의 방파제 및 지진시의 안벽, 어느 것도 비숍법에 의한 안전율이 1.0보다 크게 되면, 마운드 및 지반의 안정은 충분히 확보되는 것으로 확인되었다. 偏心傾斜荷重에 대한 비숍법 원호 활동계산에 의한 지지력 평가 방법은 정적인 시험에 의해 그 타당성이 확인되었지만, 동적인 하중이 가해지는 波壓時나 地震時의 경우에 대해서는 여유 있는 안전율의 산정이 필요하다고 할 수 있다. 이와 같은 이유로 波壓時 및 地震時에 대해서는 안전율의 표준치는 1.0이상으로 한다. 그러나 현장실험의 결과에 의하면 偏心傾斜荷重이 장기간 가해지는 경우, 시간이 경과함에 따라 기초의 변형이 현저히 증가하는 현상을 보여 장기간 하중이 재하될 시 지반 변위가 크게 발생하는 것이 예상된다. 이와 같은 변위의 증가를 피하기 위해서 장기하중이 작용하는 안벽은 평상시에 안전율 1.2 이상을 표준으로 하고 있다(표참(2-2) 참조).

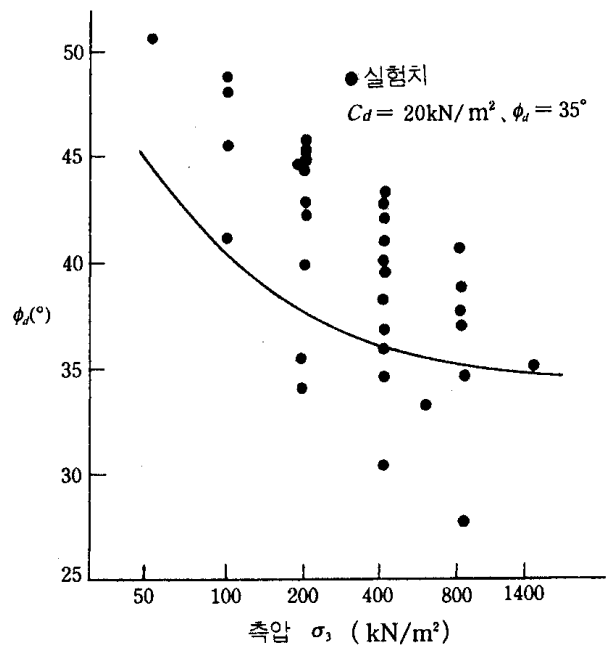
방파제는 지진시 사고 예가 적고 또한 피해의 정도도 적다. 그 이유는 항의 내측과 외측에서 방파제에 작용하는 지진력이 동일하게 발생하는 경우가 많으며, 더구나 하중이 단기간에만 작용하기 때문에 큰 변위가 발생하지 않는 것으로 밝혀졌다. 따라서 보통 방파제에서는 지진시의 지지력 검토를 하지 않아도 좋다. 다만, 지진시에 안정이 큰 문제가 되는 방파제에 대해서는 동적 해석에 의한 상세한 검토가 바람직하다.

표참(2-2) 偏心傾斜荷重의 지지력에 대한 안전율(비습법)

	안벽 등	방파제
평 상 시	1.2 이상	1.0 이상 1.2 이상(장기하중에 의한 변형발생시)
지 진 시	1.0 이상	—
파 압 시	—	1.0 이상

(3) 마운드재 및 기초지반의 강도정수

편심·경사하중을 받는 지지력의 모형실험 및 현장실험의 결과에 의하면, 삼축압축시험에서 구한 강도정수를 사용하여, 비습법에 따른 원호활동해석을 하면 정도 높은 결과를 얻을 수 있다. 또한, 쇄석의 대형 삼축시험에서, 입경이 큰 입상체의 강도정수는 균등계수가 같은 유사입도의 재료로부터 구한 강도정수와 대체적으로 같은 것이 확인되고 있다. 따라서 사석의 강도정수를 정확히 추정하기 위해서는 유사입도의 시료를 이용한 삼축시험을 실시하는 것이 바람직하지만, 강도시험을 하지 않을 경우에는 일반적으로 쓰여지고 있는 사석의 표준적인 강도정수로서  $c_d=20\text{kN/m}^2$ ,  $\phi_d=35^\circ$ 의 값이 사용된다. 실제의 사석에 있어서는 석재의 품질이나 현장 사석밀도에 따라서 강도에 차이가 발생하는 것이 예상된다.



도참(2-7) 겉보기 점착력을 고려한 경우의  $\phi_d$ 와  $\sigma_3$ 의 관계

그러나 사석의 강도정수의 값은 현장에서 보통 쓰여지고 있는 사석의 표준 값이므로, 특히 품질에 문제가 있는 석재에 대하여 강도정수를 선정할 때에는 주의가 필요하다. 그리고 여기서 표준치는 쇄석의 대형삼축시험 결과에서 약간 안전측으로 구한 값이고, 기존 방파제 및 안벽의 해석결과로 보아도 타당한 값이다. 이 경우의 강도정수로서 점착력  $c_d=20\text{kN/m}^2$ 가 고려된 것은, 쇄석의 역학시험결과에 의하면 석재의 강도는 도참(2-7)에서 삼축시험의 拘束壓(측압)에 따라 변화하여 拘束壓이 크게 되면 입자파쇄가 발생하고 강도가

감소하는 경향이 명확하게 나타나기 때문이다. 이 그림은 각종 채석에 관한 실험결과를 종합한 것이지만, 그림 중에 실선으로 표시되어 있는 값은 결보기의 점착력  $c_d=20\text{kN/m}^2$ ,  $\phi_d=35^\circ$ 로 한 값이다. 이 그림에서 나타난 것과 같이 결보기의 점착력을 고려함에 따라  $\phi_d$ 의拘束壓 의존성을 반영할 수가 있다.

또한 기초지반의 강도정수 설정에 있어서도 삼축압축시험(점성토의 경우에는 일축압축시험)의 결과를 적용하는 것이 바람직하다.

그러나 모래지반에 있어서는 호트리지지 않은 시료에 대한 삼축압축시험의 실시가 불가능한 경우가 있으므로 표준관입시험에 의한  $N$ 치에서 강도정수  $\phi_d$ 를 추정할 때가 많다.  $N$ 치와  $\phi_d$ 의 사이에는 여러 가지 제안이 있으나 보통 쓰는 제안식에서  $\phi_d$ 를 추정하면 삼축시험의 결과와 비교해서  $\phi_d$ 를 과소평가하는 경향이 있다.

그 원인은  $N$ 치가 有效上載壓의 영향을 받아 도해(2-8)에 나타나는 것과 같이 모래지반에서도 심도에 따라서  $N$ 치가 변화하고, 심도가 낮으면  $N$ 치가 적게 되기 때문이다. 따라서 심도가 얇은 경우에는 종래의 제안식을 쓰면  $\phi_d$ 를 과소평가하는 경향이 있다.

편심·경사하중을 받는 기초의 경우에는 활동면의 깊이가 얇은 경우가 많고, 기초지반 표면부근의 강도에 문제가 되므로 종래의  $N$ 치와  $\phi_d$ 의 값의 관계에 대해서 유효상재압에 따른 보정을 할 필요가 있다. 심도에 따른 유효상재압의 변화를 고려한  $N$ 치의 보정방법으로는 Thornburn과 Hanson(1974)이 제안한 식(참 2-4)이 있으며 이로부터  $\phi_d$ 를 추정할 수 있다.

기초지반이 사질토인 지반인 경우 편심하중의 지지력이 평상시가 아닌 지진시 등의 동적외력에 대하여 설계상 문제가 되는 것을 고려하여 기초지반의  $\phi$ 에 대하여서는 다음 값이 표준치로서 이용되고 있다.

$N$ 치가 10미만인 사질토지반  $\phi_d=40^\circ$

$N$ 치가 10이상인 사질토지반  $\phi_d=45^\circ$

지반이 점성토의 경우에는 제2편 11-3-3 전단특성에서 기술한 것과 같이 강도를 설정한다.

$$N_{cor} = 0.77N \log\left(\frac{20}{0.0103\sigma'}\right) \quad (\text{참2-4})$$

여기서,

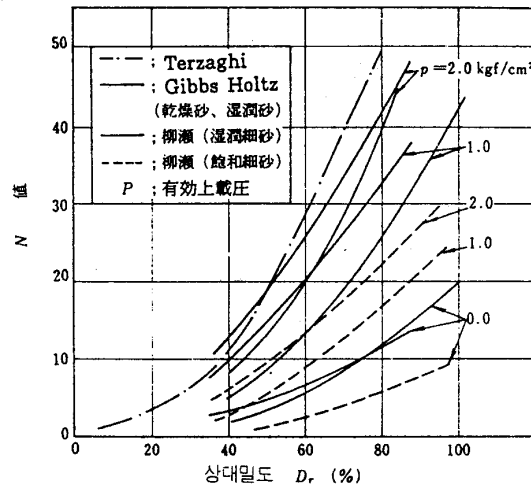
$N_{cor}$  : 보정치

$N$  : 측정치

$\sigma'$  : 유효상재압( $\text{kN/m}^2$ )

#### (4) 종래의 지지력 산정식의 적용

종래는 각종의 지지력 산정법을 조합해서 지지력을 검토하는 것이 일반적이었다. 이제까지 많이 사용되어진 것은 하중분산법과 원호활동계산에 의한 방법의 조합이었다.



도해(2-8) 유효상재압을 고려한  $N$ 치와 상대밀도의 각종 관계

상기 조합의 경우도 사석 및 기초지반의 강도정수를 조정함에 따라 구조물의 거동을 재현하는 방법이므로 이제까지 실적이 없는 것을 구조물에 적용하는 것은 부적당하다. 따라서 이제까지 충분히 지지력에 관한 실적이 있는 설계조건에 대해서만 종래의 방법을 적용할 수가 있다.

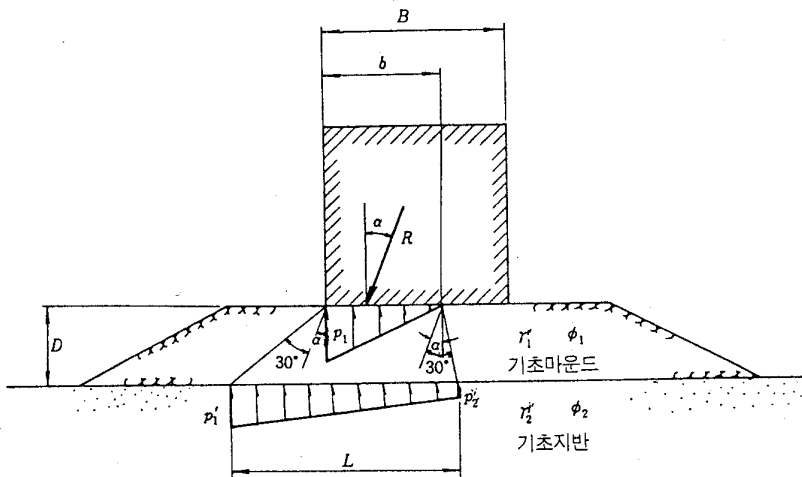
### ① 하중분산법

이 방법에서 비탈 어깨 폭의 영향을 고려하지 않는 검토방법이지만, 종래부터 두 개 층으로 된 지반지력의 검토방법으로서 가장 빈번히 사용되어 왔으며, 적절한 비탈 어깨 폭을 갖는 마운드의 예로서 제체 폭이 약 20m 정도의 범위에서 많이 적용하였던 방법이다. 다만, 제체 폭이 10m 보다도 작은 경우에는 위험 측의 결과를 갖는다.

이 검토방법은 2단계로 성립된다. 제1단계는 사석 마운드 윗면에서의 검토로 먼저 제5편 1-4-6 완성후의 외력에 서술된 방법에 의해 사석 마운드 윗면에서의 기초저면 반력분포를 구한다. 이 분포의 최대응력도  $p_1$ (최대접지압이라 한다.  $\text{kN/m}^2$ )과 허용지반지지력  $q_{ta}(\text{kN/m}^2)$ 을 비교하고,  $p_1 \leq q_{ta}$ 이면 좋다. 보통 허용지반지지력  $q_{ta}$ 로서  $400 \sim 500(\text{kN/m}^2)$ 의 일정한 값이 쓰여 지는 예가 많다.

제2단계로서 기초지반의 지지력 검토를 한다. 먼저, 기초지반 윗면에서의 하중분포를 얻기 위해서는 제1단계에서 구한 기초저면의 반력을 분포시킨다. 이 방법은 도참(2-8)과 같이 분산각도는  $30^\circ$ 를 취한다. 이 경우 기초지반 윗면의 하중분포는 사다리꼴이 되며, 그 최대응력도  $p_1'(\text{kN/m}^2)$ 는 식(참2-5)에 의해 구하여진다.

$$p_1' = \frac{b}{L} p_1 + \gamma_1 D \quad (\text{참2-5})$$



도참(2-8) 荷重分布

여기서,

- $R$  : 하중의 합력( $\text{kN/m}$ )
- $\alpha$  :  $R$ 의 경사각( $^\circ$ )
- $e$  :  $R$ 의 편심량( $\text{m}$ )
- $\gamma_1'$  : 사석의 수중단위중량( $\text{kN/m}^3$ )
- $D$  : 사석 마운드의 두께( $\text{m}$ )

$B$  : 사석 마운드 윗면의 제체폭(m)  
 $b$  : 사석 마운드 윗면에서의 저면반력분포폭(m)  
삼각형 분포 :  $b = 3(B/2 - e)$   
사다리꼴 분포 :  $b = B$   
 $L$  : 기초지반 윗면 하중분포폭(m)

$$L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$$

기초지반이 사질토인 경우에는 이  $p_1'$ 와 본편 2-1 사질토 지반에서 식(2-1)의  $q_a$ 를 비교해서  $p_1' \leq q_a$ 가 되면 좋다. 식(2-1)로  $q_a$ 를 계산할 때 제체 폭  $B$ 로서  $L$ 을 쓰고, 어깨 폭이 충분히 큰 경우에는 기초의 근입깊이로 마운드 두께  $D$ 를 사용하며 그 외의 경우는 근입의 효과는 무시한다.

또한, 기초지반의 내부마찰각  $\phi_2$ 는 보통 토압계산에서 쓰이는 값과 같은 값을 쓴다.

기초지반이 점성토인 경우에는, 식(2-1) 대신에 본편 2-2 점성토 지반에서의 식(2-2)를 써서 같은 방법으로 검토한다.

이상의 제1단계와 제2단계는 양자를 동시에 만족시켜야 된다. 그리고 제체 폭이 큰 방과제의 경우, 케이슨 저면의 단부 허용지지력  $q_{ta}$ 로서  $600 \text{ kN/m}^2$ 가 쓰여진 예도 있다.

## ② 원호활동계산에 의한 방법

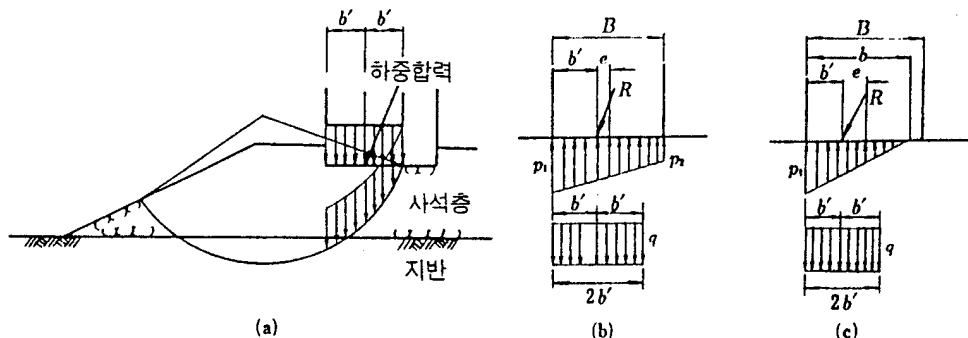
이 방법은 도참(2-9)(a)의 원호활동면을 가정하고 절편분할법에 의해서 원호활동 계산을 한 것이다. 활동면의 시점은 비숍법과 같이 하중의 합력점에 대해서 가까운 쪽의 기초 끝과 대칭되는 점으로 가정한다. 이 경우, 벽체 저면에 작용하는 연직하중은 도해(2-9)(b), (c)와 같이 벽체 저면의 전면과 활동면 시점의 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산한다. 그 하중은 지반 내에 연직으로 활동면까지 전달된다고 생각한다. 수평력은 벽체 저면에 작용시킨다. 또한, 이 원호활동면의 시점을 상기와 같이 가정한 경우에는 다른 어느 곳을 시점으로 하는 원호활동면보다도 최소의 안전율을 나타내는 것이 확인되고 있다. 지반의 내부마찰각은 일반적으로 보통 토압계산에 쓰이는 내부마찰각보다  $5^\circ$ 큰 값을 쓴다.

안전율은 보통 원호활동 계산과 같이 전단저항력에 의한 저항모멘트와 외력 및 토괴중량에 의한 활동모멘트의 비로 표시된다.

안전율은 평상시, 이상시 모두 1.0이상이면 된다.

지반반력이 사다리꼴분포인 경우 :  $q = \frac{(p_1 + p_2)}{4b'} B$

지반반력이 삼각형분포인 경우 :  $q = \frac{p_1 b}{4b'}$



도해(2-9) 원호활동 계산에 의한 방법에 있어서 활동면상의 하중분포

## (5) 침하량에 대해서

안벽과 방파제에서는 침하량에 대해 생각하는 방법이 다르다. 안벽에서는 그 위에 침하가 일어나서는 안 되는 크레인 등의 구조물이 설치되는 일도 있으며, 지진시의 외력에 의한 침하량은 되도록 작게 할 필요가 있다. 방파제에서는 약간의 침하는 기능상 문제가 되지 않는다. 그러나 현실에서는 반복되는 하중에 의해 잔류변위가 뒤따르는 것으로 생각되며, 이때의 잔류변위가 누적됨에 따라 큰 부등침하로 이어지는 위험이 있다. 이 때문에 제체의 손상도 생각된다. 이상과 같이 대형의 안벽 및 방파제 등의 구조물에서는 필요에 따라서 침하에 대한 검토를 할 필요가 있다.

기초지반이 모래층만으로 된 경우에는 즉시침하가 문제되지만, 이런 종류의 침하는 대부분이 시공 중에 일어나고, 기초지반이 점성토인 경우에는 완성 후에도 압밀에 의해 서서히 침하가 진행된다. 어느 경우라도 구조물이 대형이 되면 이들 침하가 크게 되고, 구조물로서의 기능이 손상된다. 특히 침하와 함께 구조물의 경사가 과대하게 될 경우에는 결국 그 기능을 상실하게 된다. 즉시침하에 의한 구조물의 경사량은 지반의 스프링 계수를 가정하거나 지반을 탄성체로 가정하여 검토하는 방법이 있고, 압밀침하에 의한 구조물의 경사량은 압밀이론에 근거한 계산방법으로 검토하여야 한다. 또한, 상세한 해석을 할 경우에는 유효요소법에 의한 수치해석을 하는 것이 좋다.

## [참고문헌]

- 1) 일본건축학회 : 건축기초구조설계기준 · 동해설, 1975, p.112
- 2) Davis, E.H. and Booker : The Effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays, Geotechnique, Vol.23 No.4, 1973
- 3) 中瀬明男 : Bearing capacity of rectangular footings on clay of strength increasing linearly with depth, soil and Foundations, Vol.21 No.4, pp101~108, 1981
- 4) 山口柏樹 : 土質力學(全改訂) 제 9장 支持力, 技報堂出版, 1985, pp.273~274
- 5) 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二邦 : 捨石마운드 技術力の 새로운 計算法, 港灣技術研究所報告 Vol.26 No.2, 1987

## 제 3 장 깊은 기초

기초의 근입 깊이  $D(m)$ 가 기초의 최소 폭  $B(m)$ 보다 클 때는 깊은 기초로서 설계한다.

깊은 기초의 저면 지지력은 지반특성, 구조물의 특성에 따라 적절한 방법으로 산정하는 것으로 한다.

## [해설]

깊은 기초는 기초의 근입깊이  $D$ 와 기초의 최소폭  $B$ 의 비인  $D/B$ 가 1.0 이상인 경우를 말하나 그 비가 3.0-4.0 이하인 경우에도 얕은 기초의 범주에 포함되고  $D/B$ 가 3.0-4.0 이상인 경우 깊은 기초로 정의하는 경우도 있다. 본 장에서 깊은 기초라 함은 말뚝기초를 제외한 피어기초(Pier Foundation), 케이슨기초(Caisson Foundation), 연속 지중벽 등을 말하는 것이다.

깊은 기초는 무거운 상부구조물에 의한 하중을 상부의 약한 지층을 통과하여 아래의 견고한 층에 전달함으로써 상부구조물을 안전하게 지지하는 것이다. 이 때 연직력은 기초측면의 마찰저항과 기초저면의 연직지지력에 의하여 지지되며, 수평력에 대한 안정은 지반의 수동저항에 의하여 지지되는 것으로 한다.

## [참고]

케이슨 기초는 도로교 시방서 하부구조편을 참조한다.

## 3-1 연직지지력

깊은 기초의 연직 허용 지지력은 구조형식, 시공방법, 지반조건 등을 고려하여 적절하게 정한다.

## [해설]

깊은 기초의 허용연직지지력은 식(해3-1)에 의해 산출한다.

$$q_a = q_{a1} + \Delta q_a \quad (\text{해3-1})$$

여기서

$q_a$  : 깊은 기초의 허용연직지지력 ( $\text{kN/m}^2$ )

$q_{a1}$  : 기초저면의 허용지지력 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\Delta q_a$  : 기초측면의 마찰저항에 의한 허용지지력 증가분 ( $\text{kN/m}^2$ )

## [참고]

(1) 사질토지반에 있어서 기초 측면의 마찰저항에 의한 허용지지력 증가분은 식(참3-1)에 의해 산정된다.

$$\Delta q_a = \frac{1}{F} \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{D^2}{B} \right) K_A \gamma_2 \mu \quad (\text{참3-1})$$

여기서

$F$  : 안전율 ( $q_{a1}$ 에 사용하는 것과 같다.)

$K_A$  : 주동토압계수 ( $\delta = 0^\circ$ )

$\gamma_2$  : 기초 저면위의 흙의 단위중량 (수면 아래에서는 수중단위중량, kN/m<sup>3</sup>)

$D$  : 기초의 근입깊이(m)

$\mu$  : 기초측면과 모래와의 마찰계수  $\mu = \tan(2/3 \phi)$

$B$  : 기초의 폭(m)

$L$  : 기초의 길이(m)

(2) 사질토지반의 깊은 기초에 있어서 지표면으로부터  $Z$  깊이의 측면마찰강도  $f$  는 식(참3-2)식에서 주어진다.

$$f = \gamma Z K_A \cdot \mu \quad (\text{참3-2})$$

근입깊이  $D$  에 대한 평균의 측면마찰강도  $\bar{f}$  는 일반적으로 식(참3-3)과 같다.

$$\bar{f} = \frac{1}{D} \int_0^D \gamma \cdot Z \cdot K_A \cdot \mu dz = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot D \cdot \mu \quad (\text{참3-3})$$

식(해3-1)의  $\Delta q_a$  는 기초측면과 사질토의 전체접촉면적과 평균측면마찰강도( $\bar{f}$ )로 구해진 전체면적의 마찰저항을 기초의 저면적으로 나눈 것이다. 기초측면과 사질토사이의 마찰각은 흙의 내부마찰각  $\phi$ 보다 작고, 콘크리트와 사질토일 때  $\frac{2}{3}\phi$ 로 가정할 수가 있다.

(3) 점성토 지반에 있어 깊은 기초일 때 지하수면 위 부분의 흙은 여름철에 건조 수축할 가능성이 있으므로 유효한 접촉면이 되지 않는다. 따라서 식(참3-4)의 평균점착력  $\overline{C_a}$  는 이 유효한 접촉부분에 있어서의 평균점착력이 된다. 점성토 지반에 있어서 기초측면의 점착저항에 의한 허용지지력의 증가분은 식(참3-4)에 의해 산정한다.

$$\Delta q_a = \frac{2}{F} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{D_c}{B} \overline{C_a} \quad (\text{참3-4})$$

여기서,

$\overline{C_a}$  : 평균점착력 (근입부분에 있어서의 평균치) (kN/m<sup>2</sup>)

$D_c$  : 기초의 근입깊이 (지하수위 하부만 고려한다) (m)

(4) 안전율

식(참3-1), 식(참3-4)으로 설계하는 경우의 안전율은 중요한 구조물은 2.5이상, 기타 구조물은 1.5이상을 표준으로 한다.

표참(3-1) 평균 점착력

측면 지반의 종류	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> {tf/m <sup>2</sup> })	$\overline{C_a}$ (kN/m <sup>2</sup> {tf/m <sup>2</sup> })
연약한 점성토	25~50 {2.5~5}	-
중간 점성토	50~100 {5~10}	6~12 {0.6~1.2}
단단한 점성토	100~200 {10~20}	12~25 {1.2~2.5}
아주 견경한 점성토	200~400 {20~40}	25~30 {2.5~3}
고결된 점성토	400 이상 {40이상}	30 이상 {3이상}

(주) 연약한 점성토는 측면저항을 고려치 않음

(5) 깊은 기초 저면의 허용지지력은 식(2-1)과 식(2-2)로 구할 수 있다. 이 식 중의 지지력계수  $N_{co}$ 를 Skempton은



점착력이 일정한 점성토 지반일 때 표참(3-1)와 같이 제안하고, 또한 다음과 같은 실용식을 제시하였다.<sup>2)</sup>

① 지표면 재하일 때 ( $D = 0$ )

$$N_{co} = 5.14 : \text{연속기초}$$

$$N_{co} = 6.2 : \text{정사각형 및 원형기초}$$

여기서,

$N_{co}$  : 지표면재하의 경우 지지력계수

②  $D/B < 2.5$

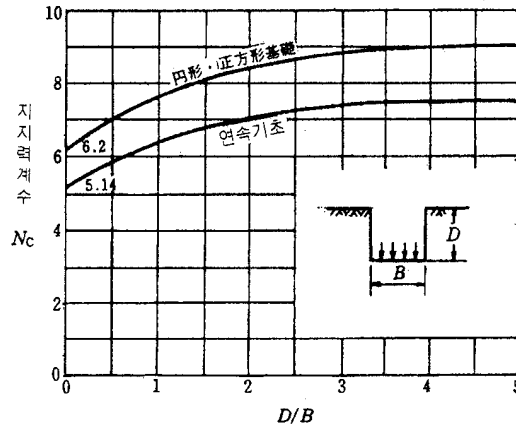
$$N_{CD} = (1 + 0.2 D/B) N_{CO}$$

③  $D/B > 2.5$

$$N_{CD} = 1.5 N_{CO}$$

④ 직사각형 기초

$$N_C(\text{직사각형}) = (1 + 0.2 B/L) N_C(\text{연속})$$



도참(3-1) Skempton의 지지력계수

(6) Meyerhof의 제안

Meyerhof는 근입되어 있는 연속기초의 허용지지력을 식(참3-5)으로 표현하였다.

$$a_a(\text{연속}) = \frac{1}{F} c_o N_{cq} + \gamma_2 D \quad (\text{참3-5})$$

여기서  $c_o$  : 점성토 지반의 전단강도

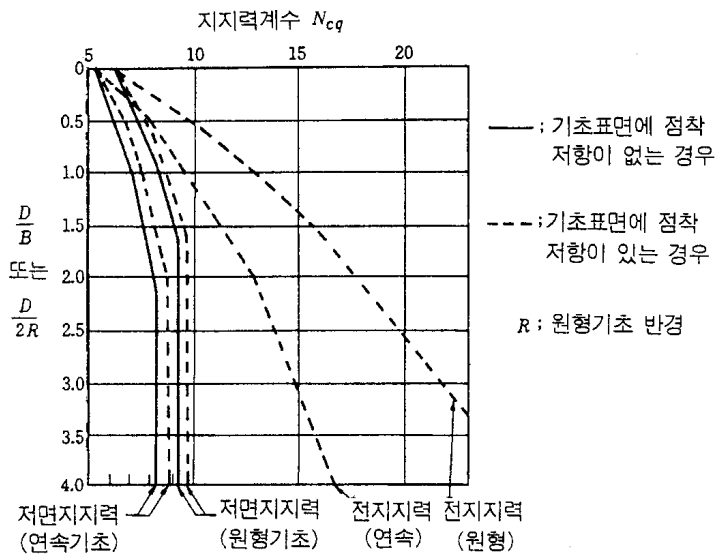
$N_{cq}$ 의 값을 도참(3-2)와 같이 제시하였으며, 측면의 점착저항을 포함한 값도 표시하고 있다.<sup>3)</sup>

Meyerhof는 연속기초 이외의 기초에 대하여 다음과 같이 제안하였다.

$$N_{cq}(\text{직사각형}) = (1 + 0.15 B/L) N_{cq}(\text{연속})$$

$$N_{cq}(\text{원형}) = 5.7$$

단, 정사각형 기초는 원형기초와 같다고 간주한다.



도참(3-2) Meyerhof의 지지력계수

(7) 기초가 압밀이 생기는 지반을 뚫고 지지층에 이를 때는 기초에 작용하는 부의 주면마찰에 대해 검토해야 한다. 이 때의 검토방법은 말뚝기초일 때와 같다.

3-2 수평지지력

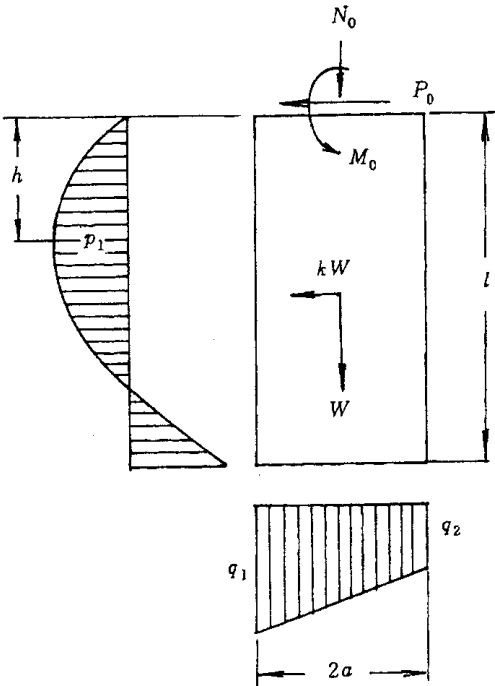
깊은 기초의 수평지지력은 지반조건, 구조특성, 시공방법 등을 고려하여 적절하게 정한다.

[해설]

깊은 기초의 수평지지력은 측면의 수평방향 지반반력과 기초 저면의 연직방향 지반반력에 의해 결정된다.

[참고]

(1) 깊은 기초의 수평지지력은 저판의 연직합력이 핵 내에 있을 때, 도참(3-3)과 같이 수평 및 연직방향의 지반반력분포를 가정한 다음 최대 수평지반반력  $p_1$  및 최대 연직지반반력  $q_1$ 이 각각의 위치에서 수동토압과 극한지지력에 대하여 충분한 안전율을 확보한다.



도참(3-3) 연직합력이 核内に 있을 때

(2) 지반반력분포

깊은 기초에 수평력이 작용할 때의 지반반력분포는 기초가 강성체로서 회전운동을 할 때, 변위  $y$ 와 수평 지반반력  $p$  사이에 식(참3-6)의 관계가 있으며 도참(3-3)에 표시된 것과 같이 전면 및 배면의 지반에 대해서는 지표면을 0으로 한 2차 포물선으로 가정한다.

$$p = K X y \quad (\text{참3-6})$$

여기서,

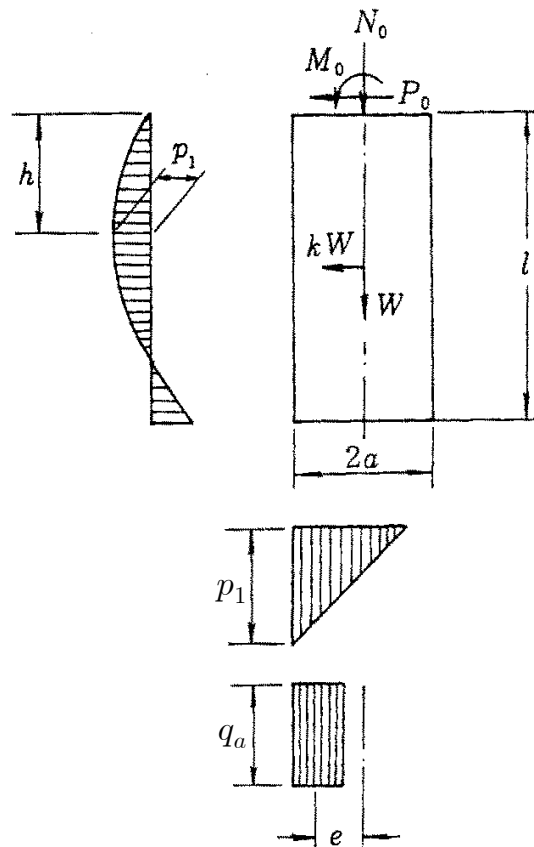
$p$  : 수평지반반력 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K$  : 지반반력계수의 깊이 방향 증가률 ( $\text{kN/m}^4$ )

$X$  : 깊이 (m)

$y$  : 깊이  $x$ 에 있어서의 수평변위 (m)

한편, 연직방향의 지반반력분포는 직선적으로 분포하는 것으로 가정하였으므로 저판에 작용하는 합력이 핵 내에 있을 때에는 도참(3-3)의 표시와 같이 사다리꼴 분포가 된다. 그러나 저판에 작용하는 합력이 핵 외에 있을 때는 저판과 지반사이에 인장저항이 없음을 고려하여 도참(3-4)과 같이 직사각형분포로 가정한다. 직사각형분포는 삼각형분포와 동일한 모멘트가 발휘되는 개념을 사용하여 구하게 된다. 상기 방법으로 설계할 때의 안전율은 중요한 구조물에서 1.5 이상, 기타의 구조물에서는 1.1 이상으로 한다.



도참(3-4) 연직합력이 核 外에 있을 때

- (3) 저면에서 연직합력이 핵 내에 있을 때  
이 때의 조건은 식(참3-7)이다.

$$\frac{N_0 + w_1 l}{A} \geq \frac{3\alpha K' (kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24\alpha K' a^3)} \quad (\text{참3-7})$$

이 때의 최대수평지반반력  $p_1(\text{kN/m}^2)$  및 최대연직지반반력  $q_1(\text{kN/m}^2)$ 은 각기 식(참3-8), 식(참3-9)식이 된다.

$$p_1 = \frac{3[kw_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K' a^3(kw_1 l + P_0)]^2}{4b l^3 (l^3 + 24\alpha K' a^3)(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \quad (\text{참3-8})$$

$$q_1 = \frac{N_0 + w_1 l}{A} + \frac{3\alpha K' (kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24\alpha K' a^3)} \quad (\text{참3-9})$$

깊은 기초의 수평지지력을 구할 때는 식(참3-8) 및 식(참3-9)으로 계산된  $p_1$  및  $q_1$ 이 각기 식(참3-10), 식(참3-11)을 만족하여야 한다.

$$p_1 \leq \frac{1}{F} p_p \quad (\text{참3-10})$$

$$q_1 \leq q_a \quad (\text{참3-11})$$

여기서,

- $l$  : 근입 깊이 (m)
- $2b$  : 최대 폭 (수평력에 직각방향) (m)
- $2a$  : 최대 길이 (m)
- $A$  : 저면적 ( $\text{m}^2$ )
- $P_0$  : 지표면 위의 구조물에 작용하는 수평력 (kN)
- $M_0$  :  $P_0$ 에 의한 지표면에 있어서의 모멘트 ( $\text{kN-m}$ )
- $N_0$  : 지표면 위치에 작용하는 연직력 (kN)
- $k$  : 수평진도
- $K_1$  : 연직방향 지반반력계수의 증가률 ( $\text{kN/m}^4$ )
- $K_2$  : 수평방향 지반반력계수의 증가률 (식(참3-6) 참조) ( $\text{kN/m}^4$ )
- $K'$  :  $K_2 / K_1$
- $w_1$  : 단위깊이당 기초의 자중 ( $\text{kN/m}$ )
- $\alpha$  : 저면형상에 의하여 정해지는 정수  
( 직사각형일 때  $\alpha = 1$  )  
( 원형일 때  $\alpha = 0.588$  )
- $p_p$  : 깊이  $h$ 에 있어서의 수동토압 ( $\text{kN/m}^2$ )  
단,  $h(\text{m})$ 는 식(해3-10)에서 주어진다.

$$h = \frac{kw_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K' a^3(kw_1 l + P_0)}{2 l (kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \quad (\text{참3-12})$$

여기서,

- $q_a$  : 기초 저면 위치의 연직지지력 ( $\text{kN/m}^2$ ) (식(3-1) 참조)
- $F$  : 수평지지력의 안전율

(4) 저면에서 연직합력이 핵 외에 있을 때

도참(3-4)과 같이 연직방향 지반반력분포를 강도  $q_a$ 가 되는 직사각형분포로 가정할 때 전면지반에 있어서의 최대지반반력  $p_1$  (kN/m<sup>2</sup>)은 식(참3-13)과 같다.

$$p_1 = \frac{3(kw l + 4M_0 - 4N_0 e - 4W e + 3P_0 l)^2}{4b l^2 (k W l + 6M_0 - 6N_0 e - 6W e + 4P_0 l)} \quad (\text{참3-13})$$

식(참3-13)에서 계산된  $p_1$ 의 값이 식(참3-10)을 만족시키도록 한다. 이 때의  $h$ 는 식(참3-14)으로 계산한다.

$$h = \frac{l(k W l + 4M_0 - 4N_0 e - 4W e + 3P_0 l)}{2(k W l + 6M_0 - 6N_0 e - 6W e + 4P_0 l)} \quad (\text{참3-14})$$

$h$  : 최대지반반력이 생기는 깊이 (m) (도참 3-4 참조)

$W$  : 기초의 자중 (kN)

$e$  : 편심량 (m)

$e$ 는 도참(3-4)에 표시된 거리이며, 길이  $2a$ (m), 폭  $2b$ (m)의 직사각형 저판일 때는 식(참3-15)으로 구한다.

$$e = a - \frac{W + N_0}{4b \cdot q_a} \quad (\text{참3-15})$$

원형기초일 때는 식(참3-16)과 같이 원형을 직사각형으로 바꿔서 계산하면 된다.

$$2a = \frac{\pi}{3} D \quad (\text{참3-16})$$

$$2b = \frac{3}{4} D$$

여기서,  $D$  : 원의 직경 (m)

위와 같이 바꿔서 계산된 수평지지력은 약 1할 정도 안전축이 된다고 한다. 여기서 제시된 계산방법은 충분히 확립되었다고 할 수 없으므로 이의 적용에는 타 문헌 등을 참조하여 적절히 판단할 필요가 있다.

### [참고문헌]

- 1) 건설교통부 : 도로교 시방서 · 동해설Ⅳ 하부구조편, 1996, pp529~758
- 2) Skempton, A.W. : The Bearing Capacity of Clays, Proc. Building Research Congress, Div.1, 1951, pp.180~189
- 3) Meyerhof, G.G. : The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique 2, 1951, pp.301~332

## 제 4 장 말뚝기초

## 4-1 축방향 허용지지력

말뚝기초의 축방향 허용지지력은 단일 말뚝으로서의 축방향 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준으로 하며 다음 항목을 검토하여 결정한다.

- (1) 말뚝재료의 압축응력도
- (2) 이음(splice)으로 인한 감소
- (3) 세장비로 인한 감소
- (4) 부(負)의 주변 마찰력
- (5) 군말뚝(Group Pile)에 대한 고찰
- (6) 말뚝의 沈下

## [해설]

- (1) 말뚝의 축방향 허용지지력을 결정할 때, 고찰해야 할 사항들을 기술한 것이다. 우선 단말뚝으로 축방향 극한지지력을 구하여 안전율로 나눈 값을 본문의 (1)~(6) 각 항을 고려, 감소시킨 값을 말뚝기초 설계에 사용하며, 이때 설계에 사용한 값을 말뚝의 축방향 허용지지력이라고 한다. 유리섬유 강화 복합소재 말뚝에 콘크리트를 충전한 것과 같은 새로운 형태의 합성 말뚝인 경우 압축내력이나 각종 구조적 특성은 제작사의 자료를 참고하며, 필요시 성능시험을 실시하여 특성을 구한다.
- (2) 말뚝의 지지력은 시공의 영향을 많이 받기 때문에 말뚝 시공 전에 시험말뚝을 시공하고 나서 여러 가지 검토를 거쳐 설계를 검토할 필요가 있다. 시험말뚝 결과에 따라 말뚝의 길이나 시공방법을 변경할 필요가 있다.
- (3) 군말뚝(무리말뚝)이라 함은 말뚝의 지지력 및 변형이 말뚝 상호간에 영향을 받고 있는 말뚝 무리들을 말한다.

## 4-1-1 단말뚝 축방향 허용지지력

단말뚝의 축방향 극한지지력을 재하시험이나 정역학적 지지력공식에 의하여 산정하는 경우, 축방향 허용지지력은 축방향 극한지지력을 적절한 안전율로 나눈 값이다.

## [해설]

- (1) 축방향 극한지지력으로부터 축방향 허용지지력을 구할 때 사용되는 안전율은 지반조건, 말뚝조건, 재하조건 등에 포함되어 있는 편차를 고려하기 위한 것이며 지반파괴에 대비하여 말뚝의 안전성을 확보할 수 있는 값을 정할 필요가 있다. 축방향 극한지지력을 재하시험, 정적지지력 산정식으로 구한 경우 축방향 허용지지력은 안전율로 나눈 값이다.
- (2) 안전율은 각종 불확실 요소를 보완하기 위한 것이므로 안전율의 결정은 설계자가 확보한 정보의 양과 질, 그리고 그의 판단 능력에 따라 차이가 있게 마련이다.

## [참 고]

극한지지력에서 축방향 허용지지력을 계산할 때, 사용되는 안전율은 지반조건, 말뚝의 재질, 재하조건등 불확실성과 오차를 고려한 것으로서 지반파괴에 대해 말뚝의 안전성을 보장할 수 있는 값이라야 한다. 지진이 없을 때 안전율의 하한치를 2.5로 취하였는데, 항복하중에 대해서는 1.5 ~ 2.0의 안전율이 될 것으로 추산된다. 지진시의 안전율을 지진이 없을 때보다 작게 취한 이유는 설계진도와 같은 지진이 일어날 확률이 작을 것이라는 생각과 지진이 일어나는 지속시간이 짧다는 점, 충격하중에 대해 흙의 강도를 크게 취할 수 있다는 점이 반영된 것이다. 그러나 마찰말뚝인 경우에는 흙이 약화될 수 있는 경우도 생각할 수 있으므로, 이 때의 안전율은 지지말뚝 보다 큰 2.0을 택하기로 한다.

표참(4-1) 안전율 하한치

상 시		2.5 이상
지 진 시	지지말뚝	1.5 이상
	마찰말뚝	2.0 이상

안전율은 지반과 말뚝, 그리고 양자간의 상호관계 등 불확실한 요소가 많아서 이것을 보충하기 위한 값이며 설계자의 기술적 판단에 의하여 결정하는 것이 원칙일지 모르나 모든 기술자에게 이와 같은 것을 요구하는 것은 무리이며 위험하다. 그래서 안전율의 하한치를 정하는 것이다.

그러므로 특별히 중요하고 정밀한 구조물일 때는 큰 안전율을 취해야 할 것이며, 반대로 이 하한치를 고수하면 비경제적이 될 경우와 충분하고 정확한 자료로 판단할 수 있을 때는 하한치 이하의 값을 취할 수 있을 것이다.

## 4-1-2 단말뚝의 극한 지지력

단말뚝의 축방향 극한지지력은 재하시험에 의하여 구하는 것이 바람직하다. 재하시험이 곤란한 경우에만 정역학적 지지력공식에 의하여 추정할 수 있다.

## [해 설]

단말뚝의 축방향 극한지지력은 현장에서 재하시험을 실시하여 구하는 것이 합리적인 방법이다. 그러나 비용과 공사기간 그리고 소규모공사에서 재하시험을 하기 곤란할 때는 정역학적 지지력공식에 의하여 추정하는 것을 권장한다. 또한 정역학적 지지력공식으로 추정할 자료를 얻을 수 없고 공사가 소규모일 때는 동역학적 지지력공식이나 기존자료에 의하여 추정할 수도 있다.

## 4-1-3 재하시험에 의한 극한지지력의 추정

말뚝 재하시험에서 얻은 하중 - 침하곡선에서 극한하중이 확인될 때, 이 값을 축방향 극한지지력으로 취한다. 곡선 상에서 극한하중을 확인할 수 없을 때는 항복하중을 확인하여 그 값으로부터 극한하중을 추정할 수 있다.

[해설]

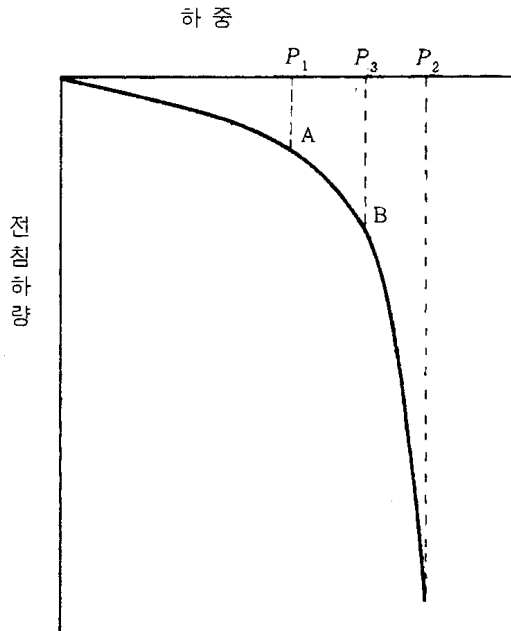
말뚝의 재하시험은 실물시험이므로 다른 어떤 방법보다도 실제의 값에 가까운 극한지지력을 얻을 수 있는 방법이다. 그러나 재하시험에 의한 극한지지력이라 할지라도 말뚝 한 개의 시험에 의한 극한지지력이고, 단시간 내에 재하한 결과라는 점을 생각하면 실제와는 약간의 차이가 있다는데 주의해야 한다. 특히 재하시험에서 말뚝의 침하량을 추정하는 것은 곤란하다.

말뚝이 연약층을 관통해 있을 때는 연약층의 압밀로 말뚝주면마찰방향이 역방향으로 작용할 위험이 있다. 이와 같이 부마찰력이 예측되는 경우에는 말뚝선단지지력을 재평가할 수 있는 시험을 실시할 필요가 있다.

[참고]

(1) 재하시험 결과를 하중 - 전침하량 곡선으로 나타낸 것을 예로 모식적으로 그린 것이 도참(4-1)이다. 재하 초기단계에서는 직선에 가까운 선이 곡선으로 방향이 바뀌어지는 점A의 하중  $P_1$ 을 항복하중으로 한다. 그리고 하중 - 전침하량 곡선이 연직으로 될 때의 하중  $P_2$ 를 극한하중으로 한다. 모래층에서 말뚝재하 시험을 했을 때 도식적인 도참(4-1)과 같이 이상적으로 되지는 않는다. 도참(4-1)의 B점과 같이 곡선이 급하게 하향하는 점, 혹은 작은 하중증가에 대해서 큰 침하가 일어난다고 생각되는 점의 하중  $P_3$ 을 극한하중으로 해도 무관하다.

제한된 조건에서 재하시험을 하게 되는 경우에는 극한하중에 도달할 수 있는 하중까지 가할 수 없을 때가 많다. 이와 같은 경우 하중 - 침하 곡선에서 항복하중을 구하여 이 값의 1.2 배를 극한하중으로 추정할 수 있다. 다만 항복하중 재하시의 침하량이 허용 침하량 보다 월등히 작은 경우는 항복하중의 1.5배를 극한하중으로 추정해도 된다.



도참(4-1) 항복하중과 극한하중



## (2) 항복하중의 판정법

하중-침하량 곡선에서 관찰에 의하여 항복하중을 발견해 내는 것은 어렵다. 따라서 다음의 여러 가지 방법으로 구할 수 있는 값을 참고로 하여 종합적으로 판정할 필요가 있다.

## ① S-log t 법

각 재하단계에 대해 横軸인 대수눈금에 경과시간을, 縱軸인 산수눈금에 말뚝머리의 침하량을 표시한 그래프에서 각 荷重段階別 연결선이 직선적으로 되지 않는 점의 하중을 항복하중으로 한다.(도참(4-2)(a) 참조)

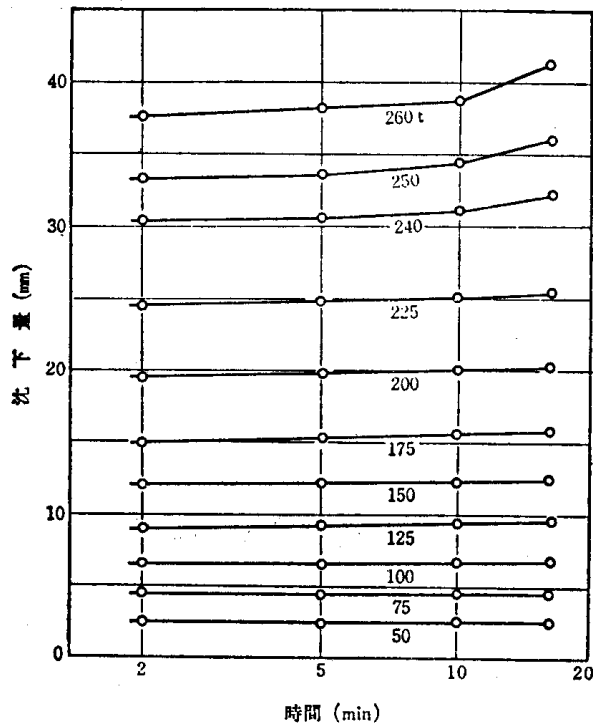
②  $\frac{ds}{d(\log t)}$  -P 법

도참(4-2)(a)의 각 하중단계에서 縱軸에 일정시간(10분 이상)후의 대수침하속도( $\frac{ds}{d(\log t)}$ ) 즉 S-log t 곡선의 경사를, 横軸에 하중을 표시하여 연결한다. 이와 같이 하여 연결된 선 중 급격히 구부러지는 변곡점의 하중을 항복하중으로 한다.(도참(4-2)(b) 참조)

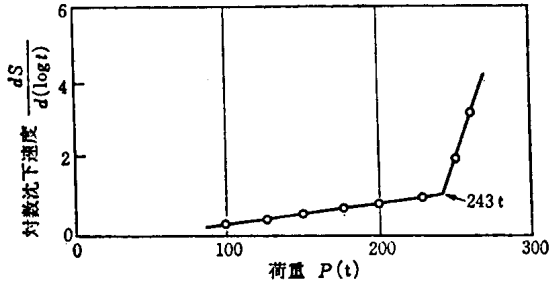
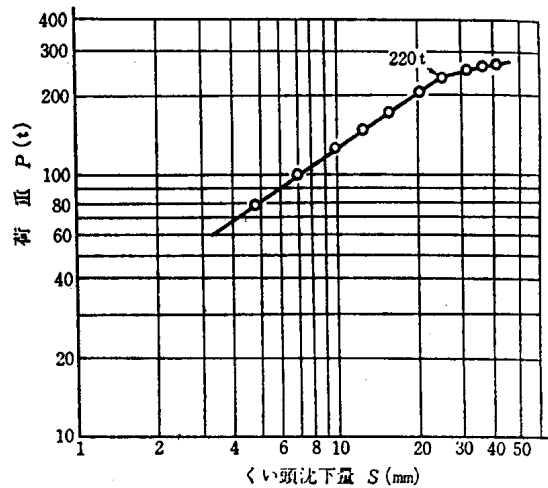
## ③ log P-log S 법

하중 P와 말뚝머리 침하량 S를 양대수 그래프에 표시하고, 각 점을 연결하여 얻어지는 선이 꺾여지는 변곡점의 하중을 항복하중으로 한다.(도참(4-2)(c) 참조)

④ 다사이클 방식의 재하시험에서는 하중-잔류변형량 곡선이 얻어진다. log P-log S법에서 말뚝머리의 침하량 대신 잔류변형량을 사용하는 것이 항복하중의 판정에 용이할 때가 많다. 특히 말뚝자체의 탄성 변형량이 큰 말뚝의 경우에 이 방법이 적합하다.



도참(4-2)(a) S - log t 법

도참(4-2)(b)  $\frac{dS}{d(\log t)}$ -P 법도참(4-2)(c)  $\log P$ - $\log S$  법

## 4-1-4 정역학공식에 의한 극한지지력의 추정

정역학공식에 의한 축방향 극한지지력 추정시에는 지반조건, 말뚝 채원, 시공방법, 각 산출방식의 적용 범위에 주의해야 한다.

## [해설]

- (1) 정역학 공식은 말뚝의 지지력을 선단지지력과 주변마찰력으로 나누어 각각의 극한값을 구하여 합산한 값을 말뚝의 축방향 극한지지력으로 한다.
- (2) 일반적으로 사용되는 정역학 공식은 다음 두 가지로 분류된다.
  - ① 토질역학이론을 기초로 하는 지지력 공식(예 : Terzaghi 공식)<sup>1)</sup>
  - ② 표준관입시험(또는 정적관입시험)에 의한 지지력 공식(예 : Meyerhof 공식)<sup>2)</sup>
    - ①항에 해당하는 식은 흙의 내부마찰각  $\phi$ , 비배수 전단강도  $c_u$ , 말뚝과 흙의 부착력  $c_a$  등을 알고 있을 때 적용가능하고 ②항에 속하는 식은 표준관입시험 결과(또는 정적관입시험 결과)를 이용한다. 따라서 이러한 공식을 이용하려면 토질시험 또는 원위치시험에 의한 지반의 역학적 특성을 충분히 조사해 두지 않으면 안 된다.
- (3) 각종 정역학 공식은 적용범위나 정밀도에 한계가 있으므로 적용시 각별히 주의하지 않으면 안 된다.
- (4) 정역학 공식으로 구할 수 있는 극한지지력은 재하시험에 의한 경우와 달리 말뚝의 자중을 포함하고 있으므로 이를 감해주어야 한다. 일반적으로 말뚝의 자중을 무시하지만 말뚝자중이 튼 경우에는 계산식에서 그 하중만큼을 빼주어야 한다(수중에서는 수중중량을 적용). 강관말뚝의 선단부분이 오픈된 경우는 선단부의 폐쇄율을 고려해서 산정해야 한다.

## [참고]

- (1) 축방향 극한지지력이란 말뚝의 선단지지력과 주변의 마찰력 또는 부착력으로 구분해서 각각 극한치를 계산하여, 두개의 극한치를 합한 극한지지력을 의미한다.

정력학적으로 말뚝의 극한지지력을 산출하는 방법으로는 토압론에 의한 고전적 방법(예 : Dörr의 식), 토질력학이론에 의한 방법(예 : Terzaghi의 식), 그리고 전술한 표준관입시험 결과를 이용하는 방법(예 : meyerhof의 식) 등이 있으며, 정력학적 지지력을 산출하려면 흙의 내부마찰각, 비배수 전단강도, 흙과 말뚝과의 부착력, N치 등을 실험실이나 현장에서 실시 측정해야 한다. 이 방법들은 각각 장단점이 있으며 우열을 가리기 어렵다.

표준관입시험 결과를 이용한 정력학적 지지력 산정방법은 지금까지 많은 경험과 자료 등에 의하여 비교적 용이하고 널리 사용되어지는 방법으로 알려져 있으며, 이 방법은 여러 학자들에 의하여 연구검토 되어 왔다.

(2) 사질토지반에 타입한 말뚝의 극한지지력은 식(참4-1)에서 구한다.

$$R_u = 300NA_p + 2\bar{N}A_s \quad (\text{참4-1})$$

여기서,

$R_u$  : 말뚝의 극한지지력(kN)

$A_p$  : 말뚝의 선단면적 ( $\text{m}^2$ )

$A_s$  : 말뚝둘레의 전표면적( $\text{m}^2$ )

$N$  : 말뚝선단지반의 N치

$\bar{N}$  : 말뚝 근입 전 길이에 대한 평균 N치

$N$ 의 값은 식(참 4-2)에서 구한다.

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\text{참4-2})$$

여기서,

$N_1$  : 말뚝先端 位置에서의 N치

$\bar{N}_2$  : 말뚝先端에서 위로  $4D$ 인 범위 내에서 平均N치

$D$  : 말뚝의 直徑 (m)

그리고 식(참 4-1)에서 大口徑 말뚝인 경우 말뚝의 폐쇄율을 별도로 검토한다.

支持 地盤의 N치가 깊이에 따라 減少하는 경우와 根入층의 두께가 充分하지 않고 그 밑에 약한 층이 존재하는 등의 不良한 支持條件에서는 규정된 方法에 의해 계산하면 先端支持力이 과대하게 평가되는 수가 있으므로 注意를 요한다.

(3) 점성토 지반에 타입한 말뚝의 극한지지력은 식(참4-3)에서 구한다.

$$R_u = 9C_p \cdot A_p + C_a \cdot A_s \quad (\text{참4-3})$$

여기서,

$C_p$  : 말뚝선단 위치에서의 점착력( $\text{kN/m}^2$ )

$C_a$  : 말뚝 근입 전길이에 대한 평균 부착력( $\text{kN/m}^2$ )

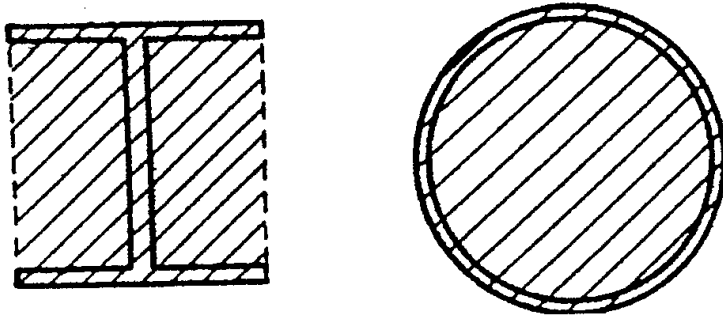
단, 부착력은 식(참4-4)에서 구한다.

$$\begin{aligned} C < 100 \text{ kN/m}^2 & \quad C_a = C \\ C \geq 100 \text{ kN/m}^2 & \quad C_a = 100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{참4-4})$$

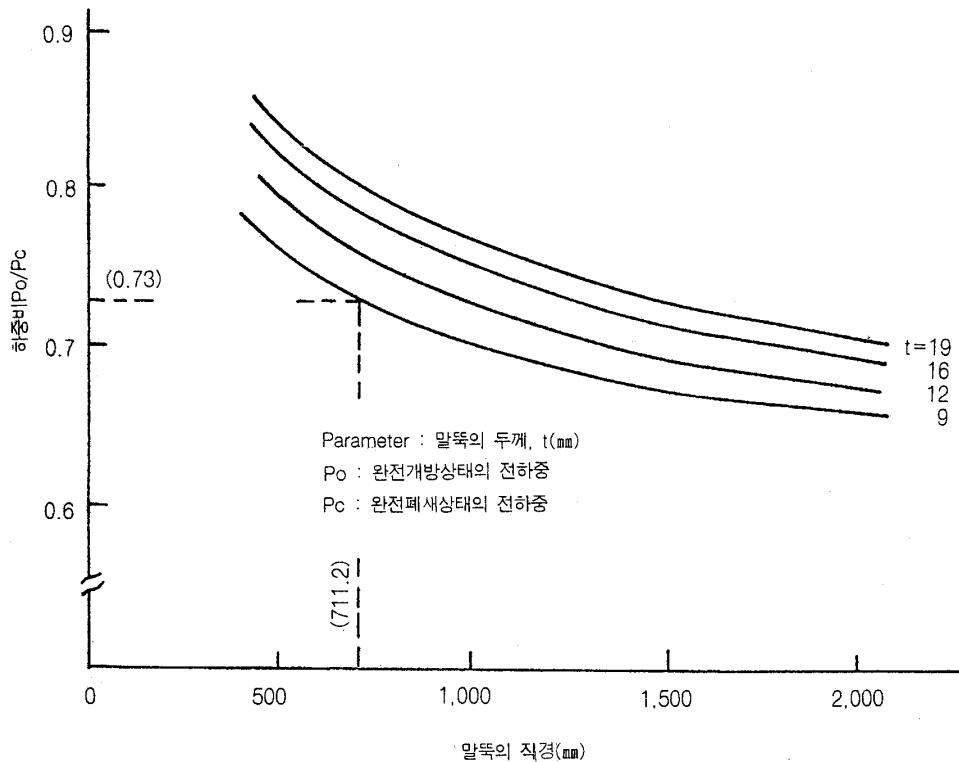
여기서,

$C$  : 점착력 ( $\text{kN/m}^2$ )

- (4) 점성토 지반일 때 극한지지력은 선단지지력과 주변마찰을 합친 값이 되겠으나, 주변마찰이 대부분 차지할 것으로 믿어지므로 주변마찰에 의해 구한 지지력 값을 극한지지력으로 생각한다.
- 여기서 문제가 되는 것이 점착력과 부착력과의 관계이다. 일반적으로 부착력은 점착력보다 작은 것이 일반적이며<sup>3)</sup> 말뚝재료와도 관계가 있으므로 많은 실험과 분석에 의하여 결정해야 할 것이다.
- (5) 점성토 지반 상의 선단지지력의 지지력계수는 점성토지반의 기초의 지지력과 같은 방법으로 구한다. 보통 말뚝기초의 경우 일반적으로 정방형 또는 원형단면이며 관입비 또한 4 이상이므로, Skempton(1951)이 제안한 지지력계수  $N_c=9$ 를 적용하여  $R_p$ 는  $9 C_p \cdot A_p$ 로 나타낼 수 있다.
- (6) 강말뚝의 선단지지면적 및 주변장의 결정은 선단에 슈(shoe)가 없는 경우에도 강말뚝의 선단지지면적으로서는 도참(4-3)(a)에 표시된 폐쇄 면적을 취하고, 주변장으로는 폐쇄면적의 외주만을 취한다. 대구경 말뚝의 경우는 완전 폐쇄가 되지 않으므로 말뚝의 폐쇄율은 도참(4-3)(b)를 참고한다.



도참(4-3)(a) 鋼管말뚝의 先端 支持面積



도참(4-3)(b) 말뚝 폐쇄율(고도오 방법)

## (7) 연암의 지지력

지지층이 연암 및 경질 점토인 경우 식(참 4-1)을 사용하여 지지력을 산정한다. 교란되지 않은 시료의 일축압축 강도  $q_u(\text{kN/m}^2)$ 가 측정되었을 경우에는 식(참 4-5)를 사용하여 계산을 할 수도 있다.

$$R_u = 5q_u \cdot A_p \quad (\text{참4-5})$$

다만,  $q_u$  값은 원지반의 변형율을 고려하여 그 값의 1/2~1/3을 저감한 값을 적용한다. 그러나 어떠한 경우에도  $q_u$  값은  $2 \times 104 \text{kN/m}^2$  이하의 값을 사용한다.

## 4-1-5 항타공식에 의한 축방향 허용지지력 추정

항타공법으로 말뚝을 시공하는 경우에는 반드시 파동이론 분석을 실시하여 항타장비선정, 항타시공 관입성 및 지반의 축방향 극한지지력 등을 검토하되 시험말뚝 시공시 동적거동측정을 실시하여 이를 확인하여야 한다.

## [해설]

- (1) 항타공식은 해머의 효율에 따라 지지력이 크게 영향을 받기 때문에 동재하시험으로 해머의 효율을 실측하는 경우를 제외하고는 사용하지 않아야 한다.
- (2) 동재하시험을 실시하여 해머의 효율을 실측하는 경우에도 시간이 경과함에 따라 해머 효율이 변화할 수 있으므로 일정기간마다 동재하시험을 통한 해머 효율의 변화여부를 확인하여야 한다.
- (3) 항타공식 계산 결과는 항타시의 말뚝의 압축지지력이므로, 시간경과 효과를 추가로 고려하여야 한다.
- (4) 동재하시험을 실시하여 그 결과인 실측 해머 효율을 적용하고 시간경과효과를 추가로 고려하는 경우에도 항타공식 계산결과는 시공관리 목적으로만 사용할 수 있다.

## [참고]

## (1) 杭打의 施工管理時 파동 방정식에 의한 支持力 산정

## ① WEAP 개요

WEAP (Wave Equation Analysis Program)는 미국 운수성(Federal Highway Administration)의 개발 계획에 의해서 개발되었으며, 이 WEAP을 사용하여 말뚝기초를 설계하는 과정은 일반적으로 2단계로 나누어진다.

제 1 단계에서는 현장 조사를 통한 보링 자료를 토대로 하여 개략적인 Pile의 지지층, 직경, 극한지지력 등 Static Analysis를 수행한 후, 제 2 단계에서 위의 계산결과를 기본 자료로 하여 Pile Load test 및 Dynamic Analysis, 즉 WEAP Program을 이용하여 다음과 같은 문제를 고찰하는데 이용될 수 있다. 말뚝의 지지력-침하량에 대한 극한지지력을 도식하고 재하시험 곡선을 그려 정확한 곡선이 얻어지도록 한다.

## 가. 장비의 적합성

- ㉞ 해머의 선정
- ㉞ 선택된 해머가 제공하는 관통 비율
- ㉞ 선택된 해머로 말뚝을 지지층까지 관통시킬 수 있는가의 여부

## 나. 항타 응력

항타시 말뚝이나 그 부속물에 가해지는 응력 Check

## 다. 지지층까지 도달하기 위한 타격 회수

## ② 기초 말뚝(1단계)

가. 제 1 단계 : 각 말뚝에 작용하는 하중 결정

$$V = \frac{W}{n} - \frac{W \cdot e_x}{n \cdot x_2} \quad (\text{참 4-7})$$

여기서,

$V$  : 각 말뚝에 작용하는 수직하중

$W$  : 말뚝기초에 작용하는 전하중

$e_x$  : 편심거리

$x$  : 군말뚝의 중립축으로부터 각 말뚝까지 거리

$n$  : 말뚝의 개수

나. 제 2 단계 : 보링 결과로부터 설계 조건 수집

㉠ 토질조건 결정 : 점성토

: 사질토

㉡ 지하수 유무 조사 : 지하수 위치 결정

㉢ 토질조사 수집 : 점성토  $\left\{ \begin{array}{l} d : \text{정착계수} \\ c : \text{점착력} \end{array} \right.$

: 사질토  $\left\{ \begin{array}{l} \phi : \text{내부마찰각} \\ N_q : \text{지지력 계수} \\ \gamma : \text{흙의 단위 중량 (kN/m}^3\text{)} \\ K_s : \text{토압계수, 말뚝과 흙 사이의 마찰력} \end{array} \right.$

다. 제 3 단계 : 토질 조건에 따른 말뚝의 극한지지력 계산

㉠ 점성토의 경우

$$Q_b = N_c \cdot c_b \cdot A_p$$

$$Q_s = d \cdot c_u \cdot A_s$$

$$Q_p = Q_b + Q_s$$

여기서,

$N_c$  : 지지력 계수 ( $N_c = 9$ , Ref Meyerhof  $L/D \geq 50$ )

$c_p$  : 선단 위치의 점착력(kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  : 말뚝의 단면적(m<sup>2</sup>)

$d$  : 정착계수

$c_u$  : 근입부의 점착력(kN/m<sup>2</sup>)

$A_s$  : 말뚝의 표면적(m<sup>2</sup>)

$Q_b$  : 선단지지력(kN)

$Q_s$  : 주면마찰력(kN)

$Q_p$  : 극한지지력(kN)

## ㉞ 砂質土의 경우

$$Q_b = N_q \cdot P_d \cdot A_p$$

$$Q_s = 1/2 \cdot K_s \cdot P_d \cdot \tan \delta \cdot A_s$$

$$Q_p = Q_b + Q_s$$

여기서,

$P_d$  : 말뚝의 지지층까지의 유효도압(kN)

$\delta$  : 말뚝과 주변 흙과의 마찰각

라. 제 4 단계 : 파동방정식에 의한 말뚝의 동적거동 해석

## ㉟ 해머의 산정

$$H_w = (1/4 \sim 1.0) \cdot P_w$$

여기서,

$H_w$  : 해머의 무게

$P_w$  : 말뚝의 무게

## ㊱ 해머의 종류와 效率 결정

## ㊲ 말뚝의 길이와 DT 결정

## ㊳ 土質 자료 수집

## ㊴ Cap Block 과 Cushion의 재질 결정

## ③ Pile Foundation (제 2 단계)

## 가. Dynamic Formula의 결정

과거 100여년 동안 식(참4-8)과 같은 방정식이 말뚝의 지지력을 추정하기 위하여 사용되어 왔으나 아직은 안전율이 6이나 되는 등 다음과 같은 결점들이 발생되어 왔다.

㉞ Dynamic Formula는 Pile의 杭打體系 (Driving System)를 나타내기에는 너무 빈약하다.

㉟ Rated Energy가 해머 계수 중 중요한 계수이기는 하나, 단 하나의 계수로 동적거동을 나타내기에는 불충분하다.

㊱ Dynamic Formula가 Pile이 강체라는 가정 하에서 유도되었기 때문에 Pile의 柔軟性에 관한 모든 영향이 무시되었다.

㊲ 흙의 저항이 일정한 것으로 가정하였다.

$$R = \frac{W \cdot h}{s + C} \quad (\text{참4-7})$$

여기서,

$R$  : 설계하중 (kN)

$W$  : Ram의 무게 (kN)

$h$  : Ram의 낙하고 (mm)

$s$  : 영구변형 (mm/blow)

$C$  : 에너지 손실항 (mm/blow)

## 나. 파동 방정식

자연계에서 진동에 관련된 제반 문제는 파동 방정식(Wave Equation)이나 운동 방정식으로 표현되는 데 이 파동 방정식은 식(참4-8)와 같은 편미분 방정식으로 표시된다.

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \quad (\text{참4-8})$$

여기서,

$C$ : 파동 전파 속도

$$C = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

그러나 파동이론을 말뚝에 적용시키는 경우 토질 조건에 의하여 말뚝 본체에 미치는 외부 지지력을 고려하여야 한다. 이 조건은 도참(4-4)(b)와 같고, 식(참4-8)는 다음과 같이 표시된다.

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \pm R \quad (\text{참4-9})$$

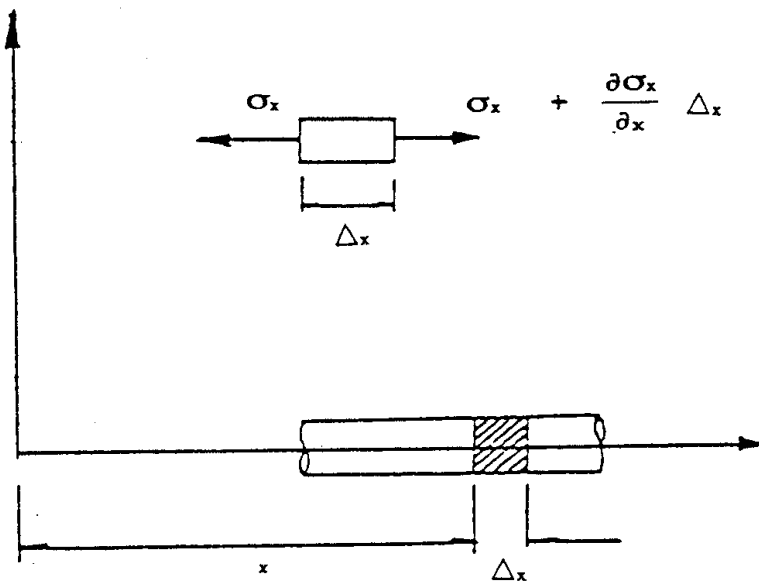
여기서,

$R$ : 흙의 저항치

$U$ : 말뚝의 축방향변위

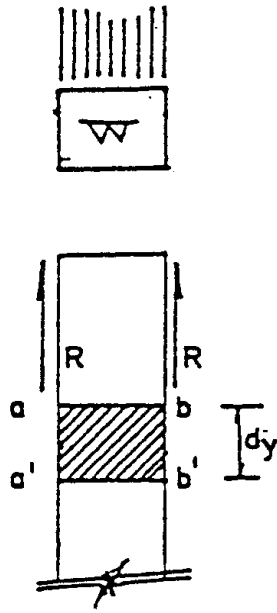
$\rho$ : 말뚝의 밀도

$E$ : 말뚝의 탄성계수



도참(4-4)(a) Longitudinal Vibration of A Rod

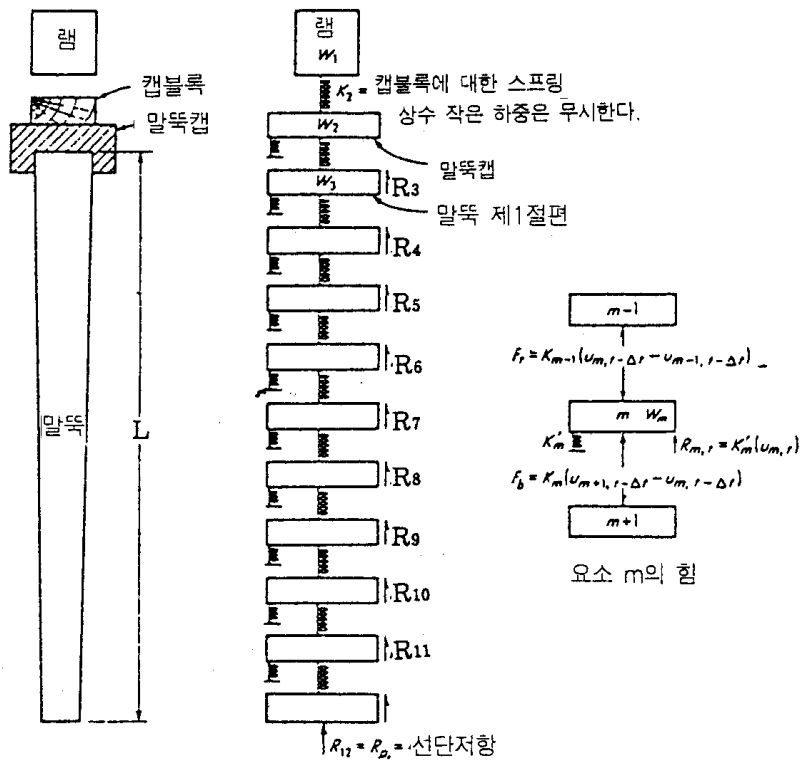




도참(4-4)(b) Latitude Vibration of Pile

다. Smith 이론

도참(4-5)는 Smith가 파동 방정식을 말뚝 항타에 이용하기 위해 사용되었던 이상화된 말뚝 System을 보여주고 있다.



도참(4-5) 파동방정식의 수치해석 기본모델

## ㉔ Quake and Viscous Damping

## ㉕ 말뚝 선단에서의 저항

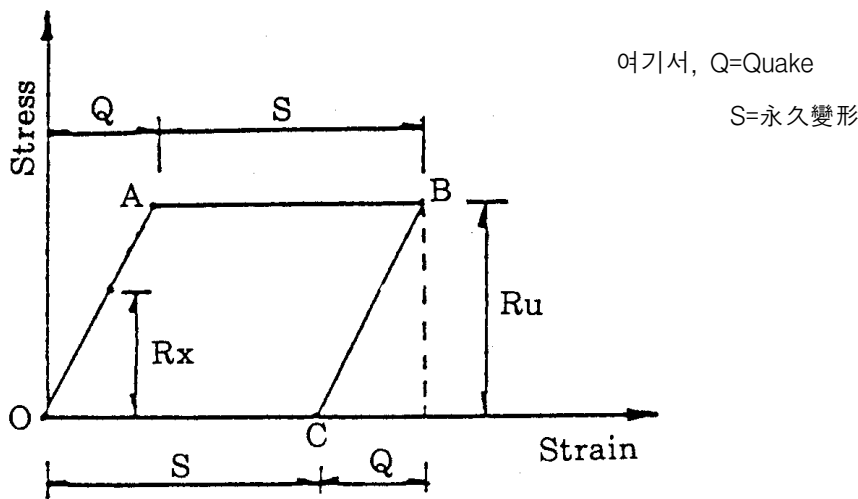
지반에 일정하중 혹은 극한하중  $R_u$ 가 가해질 때 지반은 일정량만큼 탄성압축 (Quake라 부르고  $Q$ 로 표시)된 후에 소성파괴를 일으킨다. 위의 개념은 도해(4-6)을 통해 알 수 있다. 그러나 위에서 언급한 탄성변형 및 소성파괴의 개념 등은 항타속도에 따른 영향을 고려할 때 이론의 한계점에 도달한다. 어떤 말뚝들은 다른 말뚝보다 더 급격하게 지반을 뚫고 들어가며, 또 실제로 지반에서도 말뚝이 느린 속도로 관통될 때보다 빠른 속도로 관통될 때 더 많은 저항이 발생되기 때문이다. 따라서 말뚝 항타의 진동문제를 다룰 때는 Viscous Damping 개념을 새로 도입해야하고 말뚝 선단에서의 저항을 계산 할 때는 다음 개념들을 충분히 검토해야만 한다.

- 지반의 탄성변형 (Quake,  $Q$ )
- 지반의 극한저항 ( $R_u$ )
- Viscous damping ( $J$ )

여기서,

$Q$  = Quake

$S$  = 영구변형



도참(4-6) 말뚝선단에서의 응력-변형률 관계

## ㉖ 말뚝 측면에서의 저항

말뚝 측면에서의 저항은 Damping 값  $J$  대신에  $J'$ 를 대입하여 말뚝 선단에서 저항을 구했던 방법과 유사하게 계산되어 진다.

따라서, 도참(4-5)와 같은 말뚝 체계에서는  $R_3$ 부터  $R_{11}$ 까지는  $J'$ 값을  $R_{12}$ 에는  $J$ 값을 대입하여 말뚝 선단과 말뚝 측면에서의 저항을 계산한다.

말뚝이 관통될 때는 말뚝 선단 아래 부분의 흙은 급격한 변형을 일으키나, 말뚝의 측면에 있는 흙은 급격한 변형을 일으키지 않는다.

따라서, 일반적으로  $J'$ 는  $J$ 값의 1/3 정도를 택하여 계산한다.

## ㉞ Smith의 파동 방정식

$$D_m = d_m + V_m \cdot (\Delta t) \quad (\text{참4-10})$$

$$C_m = D_m - D_{m-1} \quad (\text{참4-11})$$

$$F_m = C_m \cdot K_m \quad (\text{참4-12})$$

$$Z_m = F_{m-1} - F_m - R_m \quad (\text{참4-13})$$

$$V_m = V'_m + Z_m \frac{\Delta t \cdot g}{W_m} \quad (\text{참4-14})$$

여기서,

$D_m$  : 현재의 요소 변위

$d_m$  : 선행 시간 간격  $\Delta t$ 의 요소 변위

$V_m$  :  $\Delta t$ 에서  $m$ 요소의 속도

$\Delta t$  : 시간간격

$C_m$  : 인접한 말뚝 요소들의 상대 변위

$D_{m+1}$  :  $m+1$ 요소의 변위

$F_m$  : 요소 힘

$K_m$  : 말뚝요소 spring상수 =  $AE/L$

$Z_m$  : 가속도를 유발하는 요소의 불균형된 힘

$g$  : 중력 가속도

$R_m$  : 감쇠 효과를 갖는 측면 또는 선단 저항

$V'_m$  :  $\Delta t-1$ 에서의  $m$ 요소의 속도

$W_m$  : 말뚝요소  $m$ 의 중량

식(참4-10) ~ 식(참4-14)을 이용하여 특정 요소에 대해 변위, Spring Force, Net force, 새로운 파동 전달 속도 등을 계산하고, 이 새로운 파동전달 속도로부터 다음 시간 간격 (time interval) 동안의 변위, 양측 Spring force, Net force 등을 구한다.

이러한 일련의 반복과정을 Wave의 전달이 완전히 소멸될 때까지 각 요소와 각 Spring에 대해 계속된다.

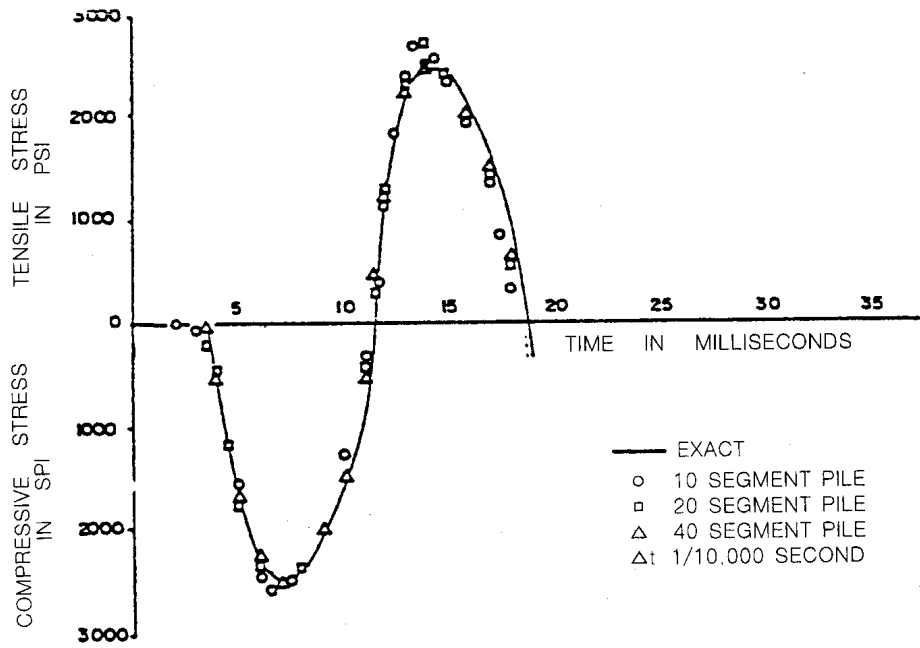
## ㉞ 파동이론의 적용과 확장

도참(4-7)과 도참(4-8)은 말뚝 선단이 고정 혹은 자유인 상태에서 다양한 길이의 말뚝요소에 대한 응력 - DT time의 관계를 보여주고 있다.

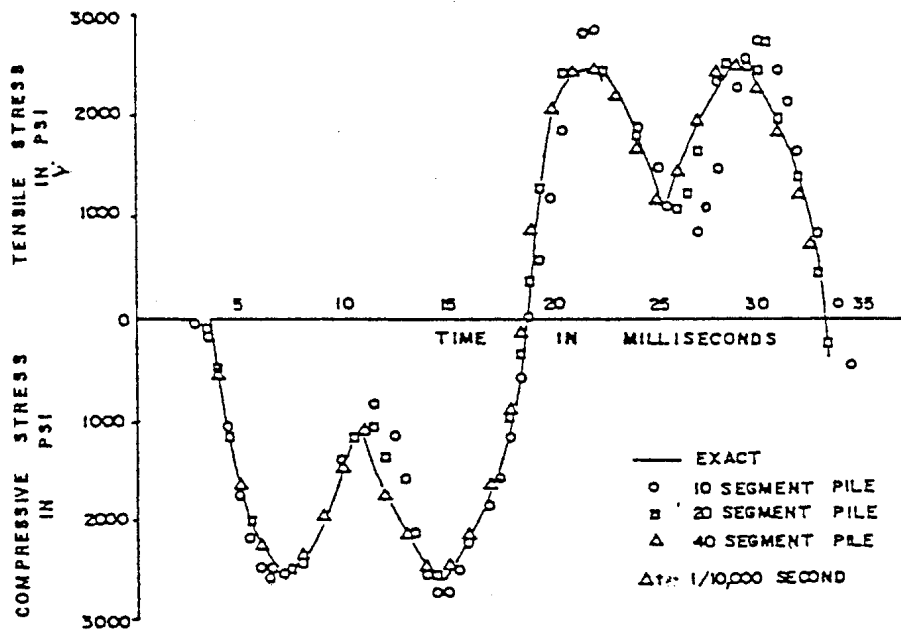
10개, 20개, 40개의 요소로 구성된 각 말뚝에 대하여 Smith의 불연속요소법 (discrete element Method)을 이용해 정확히 구하였으며 W.P. Heising은 불연속 법에 의해 푸는 것은 다음과 같은 time increment를 만족시킬 때 편미분 방정식으로 정확히 푸는 사실을 증명하였다.

$$\frac{t}{\sqrt{\frac{E}{\rho}}} \quad (\text{참4-15})$$

Time increment가 식(참4-15)로 구한 값보다 크면 불연속 요소 (discrete element)해는 발산될 뿐만 아니라 정확히 구할 수 없다. 따라서, 식(참4-15)에 의한 값을 한계치 (critical value)라고 한다. 그러나, 이를 실제 문제에 적용함에 있어서는 스프링의 비탄성, 재료의 불균일성 때문에  $\Delta t$ 의 값은 식(참4-15)로부터 구한 값의 1/2 정도를 사용한다.



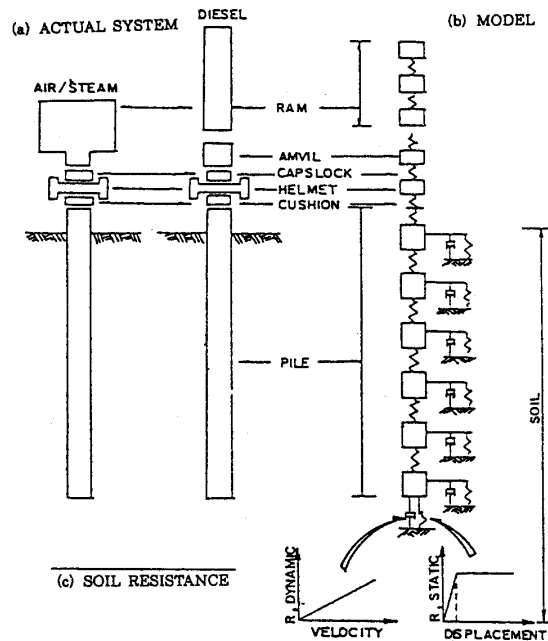
도참(4-7) Stress at Mid-Length of Pile with End Free



도참(4-8) Stress at Mid-Length of Pile with End Fixed

## ㉔ WEAP에서 말뚝과 흙의 모델링

WEAP - PROGRAM 에서 말뚝과 흙은 도참(4-9)에서와 같이 Mass와 스프링의 連續으로 나타낸다.



- a) The System to be Analyzed
- b) The Wave Equation Model
- c) The Components of the Soil Resistance Model

도참(4-9) 말뚝과 흙의 모델링

## ④ WEAP의 흐름도 (OED HAMMER의 경우)

- 가. Read input information
- 나. Assemble hammer data
- 다. Determine pile segment parameters
- 라. Determine soil model parameters
- 마. Find stroke (either input or assumed)
- 바. Determine ram velocity at exhaust ports
- 사. Find initial value just before impact using a simplified dynamic analysis
- 아. Perform a wave analysis until pile rebounds and ram has risen sufficiently
- 자. Find velocity (and therefore stroke) at exhaust ports
- 차. For a stroke which is less than 10% different from the assumed on repeat process아. using the new stroke and modified initial value ; for great difference go to 사. If the stroke was within 5% of the assumed value, print and plot the required output and continue with 아.
- 타. If a new ultimate resistance value is to be analyzed determine new stroke based on previous one and continue at 바.

## ⑤ 파동방정식에 의한 항타 해석시 사용되는 입력자료 추정에 필요한 자료

: GRLWEAP Program에서 사용하는 변수

## 가. 항타장비

## ㉠ 말뚝 Segment 수

짧을수록 계산시간이 증가하며, 쿠션을 사용하지 않는 경우 1m보다 작은 값을 사용한다. 일반적으로 1m를 사용한다.

## ㉡ Helmet 중량

- 디젤햄머 : 헬멧중량+햄머쿠션중량+Striker plate+램과 말뚝사이에 존재하는 구성물의 총중량
- 진동햄머 : Clamp의 중량

## ㉢ 햄머쿠션

- 햄머쿠션의 탄성계수 : 합판일 경우  $2.2 \times 10^3 \text{kg/cm}^2$
- 햄머쿠션의 두께
- 햄머쿠션의 반발계수 : 합판일 경우 0.5

## ㉣ 말뚝 쿠션 : 햄머쿠션과 동일한 방법으로 말뚝 쿠션의 면적, 탄성계수, 반발계수 입력

## 나. 지반조건

## ㉠ 지반에 묻힌 말뚝 길이

## ㉡ 토질 주상도

## ㉢ 지반의 탄성변형량(Quake) 및 Damping값

말뚝의 주변과 선단의 Quake값은 경험적인 값이 사용되지만 탄성적인 토질정수들을 알고 있는 경우에는 이론적인 계산도 가능하며, 말뚝 선단부의 Quake는 시험항타시 항타기록을 이용하여 결정할 수도 있다.

일반적으로 말뚝 선단부의 Quake는 주변부보다 크며 단단한 지반일수록 큰 값을 갖는다.

모래 및 점토지반에서 동일한 타격횟수로 항타시 Damping이 클수록 지지력은 작아지며 경험적으로 말뚝 선단부의 Damping값이 말뚝 주변 흙의 평균 Damping값보다 3배정도 큰 값을 보인다고 알려져 있다. 대표적인 Quake와 Damping값은 표참(4-2)와 같다.

표참(4-2) 대표적인 Quake와 Damping값

지반 조건	Quake(mm)		Damping(s/m)
	주변부	선단부	
모래섞인 점성토	5.1	말뚝선단지름/120	0.66
사질토층	3.8		0.49
모래자갈층	2.5		0.49

다. 말뚝 : 총길이, 단면적, 단위중량 및 탄성계수

## (2) 동적공식에 의한 축방향 극한지지력의 추정

- ① 정적인 하중을 받고 있는 말뚝의 극한 지지력을 동적인 관입저항에서 구하는 것은 근본적으로 무리가 있다. 이 방법을 사용할 때 그 적용성을 사전에 충분히 인식해야 한다. 그러나 동적공식에 의해 지지력을 구하는 방법이 대단히 간편하기 때문에 많이 사용하고 있으나 정밀도에 많은 문제점이 있다.

동적공식의 기본식 하일리(Hiley)의 공식은 다음과 같다.

$$R_{du} \cdot S = E_f \left[ F - F \frac{W_p(1-e^2)}{W_h + W_p} \right] - \frac{1}{2} (R_{du} \cdot C_1 + R_{du} \cdot C_2 + R_{du} \cdot C_3) \quad (\text{참4-16})$$

다시 정리하면

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \cdot \frac{W_h + e^2 \cdot W_p}{W_h + W_p} \quad (\text{참4-17})$$

여기서

$R_{du}$  : 극한 관입저항 즉 동적극한지지력(kN)

$W_h$  : 햄머(램)의 중량 (kN)

$W_p$  : 말뚝(말뚝머리 장치물 포함)의 중량(kN)

$F$  : 타격에너지 (kJ)

$E_f$  : 햄머의 효율 (0.6~1.0의 범위)

$e$  : 반발계수 : 완전탄성의 경우  $e=1$   
: 완전비탄성의 경우  $e=0$

$S$  : 말뚝의 최종관입량 (m)

$C_1$  : 말뚝의 탄성변형량 (m)

$C_2$  : 지반의 탄성변형량 (m)

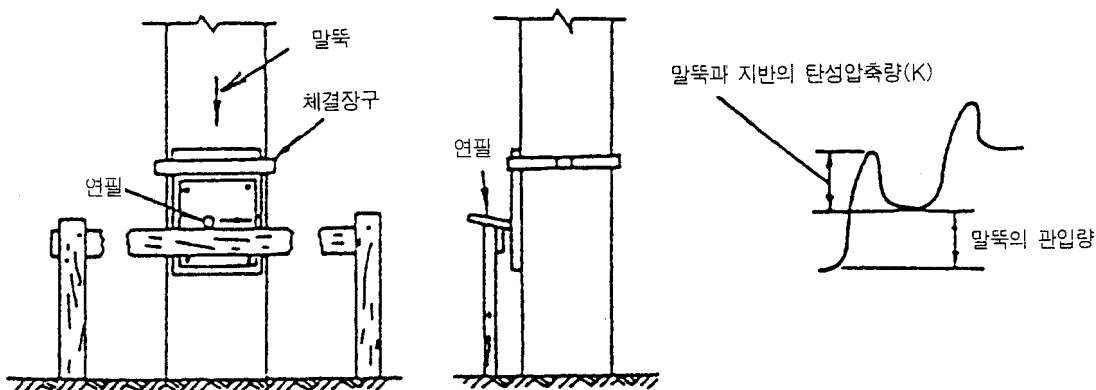
$C_3$  : 캡(cap)의 탄성변형량 (m)

여러 가지 말뚝타입공식은 식(참4-16) 중  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ,  $E_f$ ,  $e$  등에 적당한 값을 대입하여 얻을 수 있다. 강말뚝의 경우 식(참4-18)이 비교적 잘 맞는다. 햄머와 말뚝의 충격을 탄성적으로 보고  $e=1$ 로 하면 다음 식(참4-18)와 같다.

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \quad (\text{참4-18})$$

여기서,  $C_1 + C_2 + C_3$ 은 말뚝, 지반, 캡의 탄성변형량의 합이 된다.

이중  $C_1 + C_2$ 는 말뚝타입시험의 경우 말뚝머리에서 측정한 리바운드량  $K$ (도참(4-10) 참조)와 같다.



도참(4-10) 리바운드량 산정

강말뚝인 경우 말뚝의 탄성변형량  $C_1$ 이 지배적이고, 이에 비하여 캡의 탄성변형량  $C_3$ 은 일반적으로 적어서 무시할 수 있다. 그리하여  $C_1 + C_2 + C_3 \approx C_1 + C_2 = K$ 로 한다면 식(참4-18)은 다음과 같다.

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \frac{K}{2}} \quad (\text{참4-19})$$

여기서,

$R_{du}$  : 동적극한지지력 (kN)

$E_f$  : 햄머의 효율(식(참 4-19)에서는 0.5로 한다.

$S$  : 말뚝의 관입량 (cm)

드롭 햄머의 경우는 최후의 5~10회 타입에 대하여 1회당 평균관입량(m)

다른 햄머의 경우는 최후의 10~20회 타입에 대하여 1회당 평균관입량(m)

$F$  : 타격에너지 (kJ)

드롭햄머, 단동스팀햄머  $F = W_h \cdot H$

복동스팀햄머  $F = (a \cdot p + W_h) \cdot H$

$a$  : 실린더의 단면적 ( $\text{m}^2$ )

$p$  : 증기압, 공기압 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$K$  : 리바운드량(m)

$H$  : 햄머의 낙하고(m)

$W_h$  : 햄머의 무게(kN)

$R_{du}$ 를 안전율 3으로 나누면 허용지지력  $R_{da}$ 를 얻는다.

$$R_{da} = \frac{1}{3} R_{du} \quad (\text{참4-21})$$

엔지니어링 뉴스공식은 식(참4-19)을 간소화해서 다음과 같이 나타낸다.

$$R_{du} = \frac{W_h \cdot H}{S + 2.5} \quad (\text{드롭햄머})$$

$$R_{du} = \frac{W_h \cdot H}{S + 0.25} \quad (\text{단동스팀햄머}) \quad (\text{참 4-22})$$

$$R_{du} = \frac{(W_h + P_a) \cdot H}{S + 0.25} \quad (\text{복동스팀햄머})$$

식(참 4-21)을 사용할 때 안전율은 6을 사용한다.

② 동역학 공식(Hiley 공식)에 사용되는 상수 추정자료중 ef는 표참(4-3)과  $C_3$ 은 표참(4-4)와 같다.



표참(4-3) 햄머 효율( $e_f$ )

햄머의 종류	햄머의 효율( $e_f$ )
단동식 ECH	0.67
복동식 ECH	0.50
$C_e=1.25$ 인 디젤햄머	0.72
$C_e=1.35$ 인 디젤 햄머	0.80
드롭햄머	0.95

\* ECH : External Combustion Hammer

 $C_e$  : Expansion Coefficient표참(4-4)  $C_3$ 

말뚝머리 부착물 형태	쿠션에 작용되는 항타응력이 3,500(kN/m <sup>2</sup> ) 이하 혹은 쿠션이 없는 경우(cm)	헤드(Head)나 캡(Cap)에 작용되는 항타응력이 7,000kN/m <sup>2</sup> {kgf/cm <sup>2</sup> } 이하인 경우 (cm)	헤드(Head)나 캡(Cap)에 작용되는 항타응력이 10,500kN/m <sup>2</sup> {kgf/cm <sup>2</sup> } 이하인 경우 (cm)	헤드(Head)나 캡(Cap)에 작용되는 항타응력이 14,000kN/m <sup>2</sup> {kgf/cm <sup>2</sup> } 이하인 경우 (cm)
강철로 덮인 나무팩킹	0.10	0.20	0.30	0.40
두 개의 10mm 강판사이에 5mm 두께의 전기 섬유판	0.05	0.10	0.15	0.20
강관말뚝의 머리부(Head)	0	0	0	0

그 외에  $C_1$ ,  $C_2$ 의 추정자료는 다음과 같다.

$$C_1 = (R_u L) / (A E)$$

여기서 E = 강관말뚝의 탄성계수,  $E_p = 2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ 

$C_2$  값 : 일반적인 값은 0.25cm이며, 지반의 종류에 따라 암반층에서 0부터 회복성이 큰 지반에서 0.50cm의 값을 갖는다. 만일 항타기록이 있는 경우 ( $C_1 + C_2$ ) 값은 항타기록지에서 리바운드량을 이용하여 결정한다.

4-1-6 말뚝재의 압축응력도 검토

말뚝의 축방향 허용지지력은 말뚝재의 허용압축응력도에 말뚝의 유효단면적을 곱한 값보다 초과해서는 안 된다. 유리섬유 복합소재 말뚝에 콘크리트를 충전한 것과 같은 합성 말뚝인 경우 말뚝의 허용지지력이 말뚝재의 허용압축내력을 초과해서는 안 된다.

[해설]

말뚝의 유효단면적은 나무말뚝과 콘크리트 말뚝에서는 최소단면적을 취하고 강말뚝에서는 강재의 부식되는 것을 뺀 단면적으로 한다. 복합소재 합성 말뚝인 경우 압축내력은 제작사의 성능시험자료에 의거하여 설계한다. 말뚝에 이음이 있는 경우는 각 부분과 이음에 대하여 허용압축응력도에 유효단면적을 곱한 값을 구하며 축방향 허용지지력을 그 최소치 이하로 한다.

[참고]

말뚝 재료별 허용응력의 참고치는 다음과 같다.

표참(4-5) 재료의 허용응력(kN/m<sup>2</sup>)

<목재> (단위:×100kN/m<sup>2</sup>, {kgf/cm<sup>2</sup>})

구분	목재의 종류	나무결 방향			나무결직각방향*	
		휨	압축	전단	압축	전단
침엽수	적송, 흑송, 낙엽송, 노송나무, 솔송나무, 미송	135 {135}	120 {120}	10.5 {10.5}	20 {20}	15.5 {15.5}
	삼목, 전나무, 가문비나무, 분비나무	105 {105}	90 {90}	7.5 {7.5}	20 {20}	11 {11}
활엽수	떡갈나무	195 {195}	135 {135}	21 {21}	45 {45}	31.5 {31.5}
	밤나무, 줄참나무, 느티나무, 너도밤나무	150 {150}	105 {105}	15 {15}	35 {35}	22.5 {22.5}

주 : 참고값

<강재> (단위:×100kN/m<sup>2</sup>, {kgf/cm<sup>2</sup>})

강재 종류	인 장	압 축	휨	전 단	축 압	접 축
보통강재*	1,400 {1,400}	1,400 {1,400}	1,400 {1,400}	800 {800}	2,600 {2,600}	4,000 {4,000}
SM 41, SS 41	1,600 {1,600}	1,600 {1,600}	1,600 {1,600}	900 {900}	3,000 {3,000}	4,600 {4,600}
SS 50	2,000 {2,000}	2,000 {2,000}	2,000 {2,000}	1,200 {1,200}	3,800 {3,800}	5,800 {5,800}
SM 50	2,200 {2,200}	2,200 {2,200}	2,200 {2,200}	1,300 {1,300}	4,100 {4,100}	6,300 {6,300}

주 : 주강 및 연강 포함

## 4-1-7 이음에 의한 감소

말뚝의 이음을 설치할 때는 적절한 관리 하에 시공하고 완성된 이음의 신뢰성이 검사에 의하여 확실한 조건에서는 이음에 의한 감소를 시키지 않아도 좋다. 이 조건이 충족되지 않을 때는 말뚝의 종류 및 이음의 종류와 수에 따라 축방향 허용지지력의 감소를 행한다.

## [참 고]

이음 말뚝을 사용할 때는 이음이 말뚝에 대해 약점으로 작용하는 것이므로 이음의 존재가 말뚝기초 전체의 지지력에 미치는 영향을 고려하여 축방향 허용지지력의 감소를 행하는 것이 원칙이다. 그러나 최근에 말뚝의 이음은 현저하게 개선되고 특히 항만에서 많이 쓰고 있는 강관말뚝은 반자동 용접법에 의한 현장 원주용접이 일반화되고 있다. 거기에 적절한 관리를 바탕으로 그와 같은 신뢰성이 높은 이음이 시공될 때는 검사에 의해 확인된 조건하에서는 저감하지 않아도 된다.

이음에 의한 감소율에는 지금까지 1개소에 대하여 20%의 값을 사용하면 되었다. 그러나 최근에는 강말뚝 이외의 말뚝이음에 있어서도 신뢰성이 높은 것을 사용하게 되어 있으므로 이음의 확실성에 대하여 충분한 보증이 있을 때에는 감소율을 완화하는 것이 허용된다.

## 4-1-8 세장비에 의한 감소

말뚝길이와 말뚝 직경과의 비가 너무 클 때는 재하시험에 의한 안전성이 확실하지 않는 한 시공상의 정밀도를 고려해서 축방향 허용지지력의 값을 감소시켜야 한다

## [참 고]

말뚝은 가늘고 긴 압축재이나 지중에서는 주변 지반이 저항하기 때문에 좌굴현상을 고려할 필요가 없다. 그러나 지상에서는 타입시 시공의 정도를 고려하여 다음과 같은 감소를 규정한다.

## (1) 강말뚝 이외의 경우

$$\alpha = \begin{cases} 0 & (\frac{l}{d} \leq 60) \\ \frac{l}{d} - 60 & (\frac{l}{d} > 60) \end{cases} \quad (\text{참4-22})$$

## (2) 강말뚝의 경우

$$\alpha = \begin{cases} 0 & (\frac{l}{d} \leq 120) \\ \frac{l}{2d} - 60 & (\frac{l}{d} > 120) \end{cases} \quad (\text{참4-23})$$

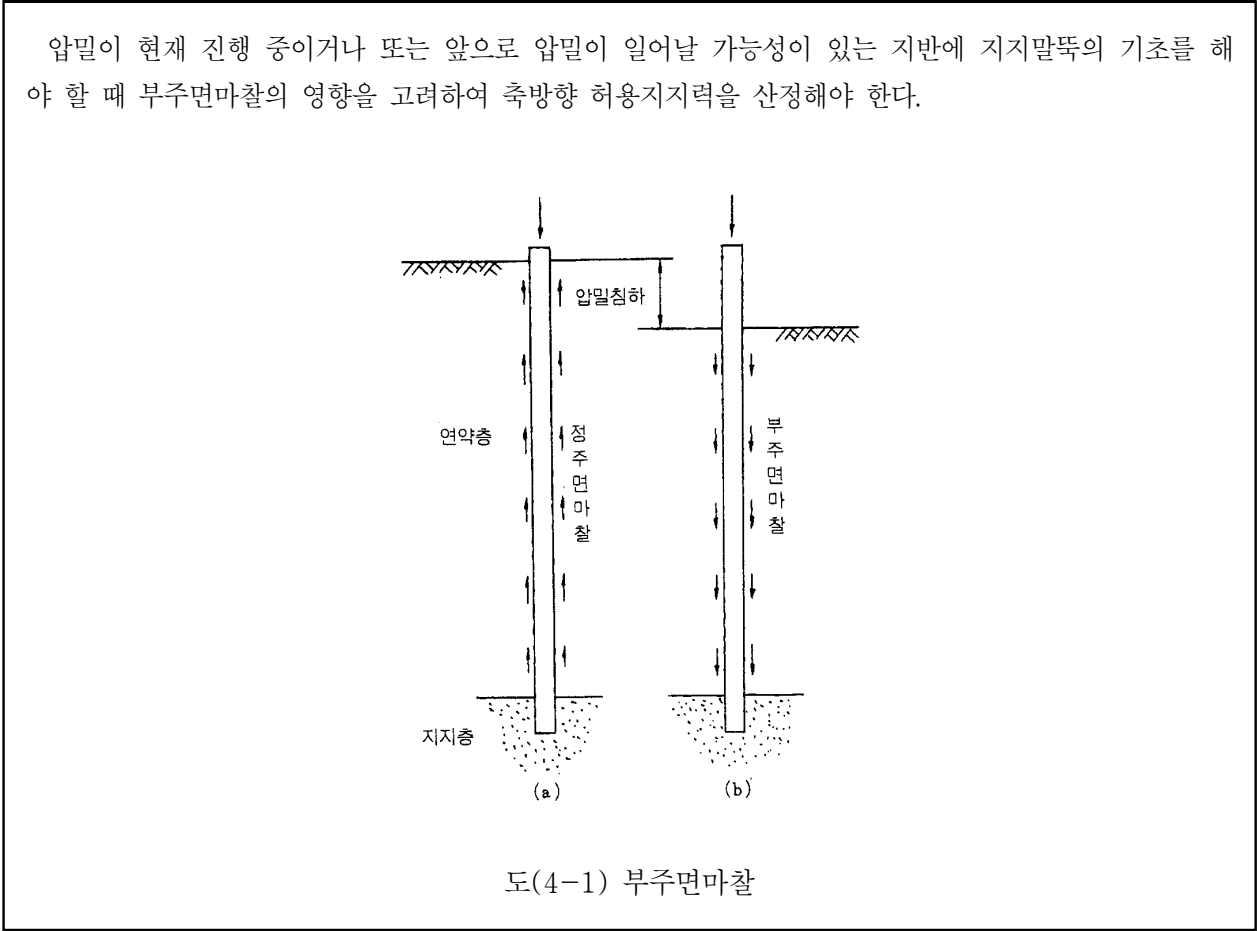
여기서  $\alpha$  : 저감율(%)

$l$  : 말뚝 길이(m)

$d$  : 말뚝 직경(m)

이상은 보통의 시공 정도는 경우 말뚝의 경사를 약 1도로 보고 고려한 값이다.

4-1-9 부주면마찰의 검토



[해설]

도(4-1)(a)와 같이 말뚝이 연약층을 지나 지지층에 위치하고 있을 때 말뚝에 외력이 가해지면 말뚝주면에는 정의 주면마찰이 작용하게 된다. 만약 이 연약층이 새로운 성토 혹은 지하수위의 변동 등과 같은 원인으로 압밀이 일어나게 될 경우 말뚝은 지지층에 지지되어 있으므로 말뚝주면에는 도(4-1)(a)에서와는 반대로 부의 주면마찰이 일어나게 되어 말뚝에 작용하는 외력으로서의 부담을 주게 된다(도(4-1)(b) 참조).

[참고]

(1) 負의 마찰의 값에 대해서는 현재 정확하게 파악할 수 없으며 그의 최대치는 다음과 같다고 추정한다.

$$R_{nfmax} = U \cdot L_2 \cdot f_s \tag{참4-24}$$

여기서,

$R_{nfmax}$  : 負周面摩擦의 최대치 (단일말뚝인 경우) (kN)

$U$  : 말뚝의 주장 (m)

$L_2$  : 말뚝이 압밀층 속에 있는 길이 (m)

$f_s$  : 압밀층의 평균주면마찰강도 (kN/m<sup>2</sup>)

점성토인 경우  $f_s$  는 일축압축강도의 절반을 취한다.

연약한 압밀층에 모래층이 존재할 때 혹은 압밀층 위에 모래층이 상재해 있을 때  $L_2$  속에 모래층의 두께를 포함시키고 모래층의 周面摩擦을 考慮해야 한다. 식(참4-24)를 모래층이 있을 때의 식으로 고치면 다음과 같이 된다.

$$R_{nfmax} = \left( 2\overline{N}_{s2} \cdot L_{s2} + \frac{\overline{q_u} \cdot L_c}{2} \right) U \quad (\text{참4-25})$$

여기서

$\overline{N}_{s2}$  : 두께  $L_{s2}$ 인 모래층의 平均 N치

$L_{s2}$  :  $L_2$  중 모래층의 두께 (m)

$L_c$  :  $L_2$  중 粘性土의 두께 (m)

$L_{s2} + L_c = L_2$

$\overline{q_u}$  : 두께  $L_c$ 인 점성토의 일축압축강도의 평균치 ( $\text{kN/m}^2$ )

군말뚝일 때 전체를 하나의 깊은 기초로 생각하여 負周面摩擦을 구하고 이 값을 말뚝의 개수로 나눈 값을 1본당의 負의 摩擦로 생각한다.

$$R_{nfmax} = \frac{\overline{S} \cdot U \cdot H + A_g \cdot \gamma \cdot L_2}{n} \quad (\text{참4-26})$$

여기서

$R_{nfmax}$  : 負周面摩擦의 最大值 (군말뚝인 경우) (t)

$U$  : 군말뚝의 주장 (m)

$H$  : 지표에서 압밀층하부까지의 깊이 (m)

$\overline{S}$  :  $H$ 구간 흙의 平均전단강도 ( $\text{kN/m}^2$ )

$A_g$  : 군말뚝의 저면적 ( $\text{m}^2$ )

$\gamma$  :  $L_2$ 구간의 흙의 平均단위체적중량 ( $\text{kN/m}^3$ )

$L_2$  : 압밀층의 두께 (m)

$n$  : 군말뚝의 개수

식(참 4-24)~식(참 4-26)들은 負周面摩擦이 예상되는 最大值를 나타내는 값인데 실제로는 1/2~1/3 程度가 작용하는 것이 아닌가 추측된다.

- (2) 負周面摩擦의 영향을 축방향 지지력과 어떻게 관련시킬 것인가에 대해 현재로서는 정설이 없다. 그러나 현 단계로서는 다음 방법을 권장한다.

통상적인 축방향허용지지력을  $R_a$ 라고 했을 때 다음 세 식을 만족해야 한다.

$$R_a \leq 1/3 R_p \quad (\text{참4-27})$$

$$(R_a + R_{nfmax}) \leq 1/1.2 R_p \quad (\text{참4-28})$$

$$R_a + R_{nfmax} \leq \sigma_f \cdot A_c \quad (\text{참4-29})$$

여기서

$R_a$  : 축방향허용지지력 (통상) ( $\text{kN}$ )

$R_p$  : 말뚝선단의 지지력 (극한치) ( $\text{kN}$ )

$R_{nfmax}$  : 負周面摩擦의 最大值 ( $\text{kN}$ )

단일말뚝일 때와 群말뚝일 때는 각각의 값 중 작은 값을 택한다.

$\sigma_f$  : 말뚝材料의 항복압축응력 또는 장기허용압축응력의 1.5배 ( $\text{kN/m}^2$ )

$A_c$  : 말뚝의 유효단면적( $\text{m}^2$ )

식(참 4-27)은 軟弱層을 지나 支持層에 말뚝이 지지되어 있을 때 軟弱層에서 정의 周面摩擦은 기대하지 아니하며 先端에서의 支持만을 고려했을 때 安全率 3.0을 確保해야 할 것을 규정한 것이다.

식(참 4-28)과 식(참 4-29)는 부의 摩擦을 充分히 考慮했을 때 말뚝先端에 전달되는 힘이 그 地盤의 降伏荷重과 말뚝재 단면의 降伏壓縮應力을 초과해서는 안된다고 규정한 것이다

先端支持力으로서는 식(참 4-1)중의  $300NA_p$ 를 취하면 된다. 만약 말뚝이 支持層 속에 관입되어 있을 때 그 부분의 周面摩擦은 先端 支持力에 포함시킬 수 있다.(도참(4-11) 참조)

$$R_p = 300 \cdot N \cdot A_p + 2\bar{N}_{s1} \cdot L_{s1} \cdot U \quad (\text{참4-30})$$

여기서

$R_p$  : 말뚝先端의 支持力 (極限值) ( $\text{kN}$ )

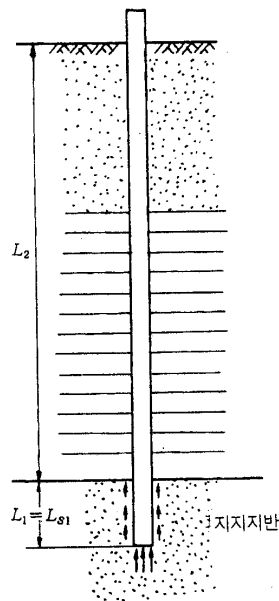
$N$  : 말뚝 先端地盤의  $N$ 치

$A_p$  : 말뚝先端面積 ( $\text{m}^2$ )

$L_{s1} = L_1$  : 말뚝이 支持層에 貫入된 깊이 ( $\text{m}$ )

$\bar{N}_{s1}$  :  $L_{s1}$  구간의 平均  $N$ 치

$U$  : 말뚝둘레의 길이 ( $\text{m}$ )



도참(4-11) 先端支持力

(3) 摩擦말뚝을 사용하면 地盤의 沈下에 따라 기초말뚝도 침하하기 때문에 上部構造物의 剛性이 적으면 全體 沈下와 더불어 不等沈下 때문에 사고의 念慮가 있으니 充分히 안전한 構造物로 設計하여야 하며, 경사말뚝의 경우 負周面摩擦 작용과 함께 말뚝의 큰 힘이 발생하므로 특히 주의해야 한다.

(4) 最近에는 負周面摩擦을 除去하기 위하여 종래와 같이 단말뚝의 斷面을 增大하거나 摩擦杭을 써서 負周面

摩擦에 대처하는 것뿐만 아니라 工事期間, 工事費 및 용이한 시공성 등을 충분히 검토한 다음 새로운 對策工法을 활용하고 있다. 새로운 對策工法으로는 말뚝의 周面에 아스팔트를 얹게 도포하는 SL(Slip Layer) 工法이 있다.

이외에도 二重管에 의한 방법, 群말뚝효과를 考慮하여 外側에 사향을 박는 방법, Bentonite Slurry를 쓰는 방법 등이 있으나, 이들의 방법은 과거의 實績을 充分히 검토한 다음 시행하는 것이 좋다.

#### 4-1-10 말뚝의 향타 중심간격

杭打시의 말뚝 中心 間隔은 原則적으로 말뚝 直徑의 2.5배 이상으로 한다.

#### [참 고]

杭打의 中心間隔을 정하는 데는 다음 사항을 考慮하여야 한다.

- (1) 杭打機가 近接할 수 있는 한도
- (2) 杭打施工時 말뚝의 中心位置의 誤差나 傾斜 등에 의하여 隣接말뚝과의 衝突 可能性
- (3) 杭打時에 배제되는 흙이 위쪽으로 솟아오르거나 隣接말뚝을 누르거나 할 때
- (4) 粘性土의 경우 打込에 의한 흙의 攪亂으로 隣接말뚝의 支持力에 미치는 영향
- (5) 砂質土의 경우 打込에 의한 흙의 다짐이 隣接 말뚝의 打込能率에 미치는 영향
- (6) 群말뚝으로서 支持力이나 負周面摩擦

일반적으로 말뚝間隔이 크면 單獨의 말뚝으로서 기능을 發揮할 수 있는 이점이 있지만 간격이 너무 크면 構造物 全體로 보아 오히려 非經濟的이다.

普通 杭打의 間隔은 말뚝直徑의 2.5~3.5배로 하며 最小 中心 間隔은 2.5배로 한다.

이것은 施工上의 관점에서 경험적으로 정한 것이며 말뚝간격이 支持力에 미치는 영향 즉 群말뚝의 支持力에 있어서는 별도로 考慮할 필요가 있다.

또한 이들은 기초말뚝을 對象으로 한 것이며 강널말뚝벽 또는 상형널말뚝벽 등의 부재로서 말뚝을 쓰는 경우는 該當되지 않는다.

#### 4-1-11 군말뚝의 지지력

摩擦말뚝을 群말뚝으로 적용 할 때, 바깥 말뚝 表面을 連結한 면으로 이루어진 하나의 깊은 基礎로서의 支持力을 검토해야 한다.

#### [해 설]

##### (1) 群말뚝의 支持力檢討

모든 基礎는 1개 이상의 말뚝으로 지지되어 있으므로 群말뚝으로 취급하는 경우가 대부분이다. 지지말뚝에서 말뚝의 간격을 充分히 취한다면 말뚝 先端에서 應力の 겹침, 沈下 등 문제될 것이 없다. 모래층에서의 摩擦 말뚝은 말뚝 打込으로 인한 다짐효과 때문에 單말뚝일 때 보다 群말뚝일 때 支持力이 더 커지는 경향이 있다.<sup>5)</sup>

여기서 群말뚝의 검토는 粘性土 地盤에서 摩擦말뚝으로 支持해야 할 경우를 말한다. 도참(4-12)에서 斜線

部分内の 흙과 말뚝이 一體가 되어 外力에 대해 抵抗할 것이라는 것이 群말뚝의 작용이다.

[참 고]

(1) 群말뚝의 極限支持力은 다음 식(참4-31)과 같이 나타낼 수 있다.<sup>67)</sup>

$$R_{qu} = q_d \cdot A_g + \bar{S} \cdot U \cdot L \quad (\text{참4-31})$$

여기서,

$R_{qu}$  : 흙과 말뚝들을 하나의 Block으로 생각한 群말뚝의 支持力 (t)

$q_d$  : Block 底面을 基礎저면으로 생각했을 때 極限支持力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$A_g$  : 群말뚝(Block)의 底面積 ( $\text{m}^2$ )

$U$  : 群말뚝(Block)의 周边長 (m)

$L$  : 말뚝의 根入길이 (m)

$\bar{S}$  : 흙의 平均전단강도 ( $\text{kN/m}^2$ )

말뚝 1개당 許容支持力은 식(참4-32)과 같다

$$R_a = \left\{ \frac{1}{F} (R_{qu} - \gamma'_2 \cdot A_g \cdot L) \right\} \cdot \frac{1}{n} \quad (\text{참4-32})$$

여기서,

$R_a$  : Block破壞로 생각했을 때 1개당 許容支持力 (kN)

$\gamma'_2$  : 말뚝과 흙을 포함한 Block 전체의 平均單位體積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$n$  : 말뚝의 개수

$F$  : 安全率

粘性土인 경우 粘着力을  $C$ 라고 하고  $\gamma'_s \doteq \gamma_2$  ( $\gamma_2$ 는 말뚝先端에 위의 흙의 平均單位體積重量)라고 하면 식 (참4-31), 식(참4-32)은 다음과 같이 된다.

$$R_a = \frac{1}{n} \left\{ \frac{5.7 C \cdot A_g (1 + 0.3 \frac{B}{B_1}) + C \cdot U \cdot L}{F} - \gamma_2 \cdot A_g \cdot L \right\} \quad (\text{참4-33})$$

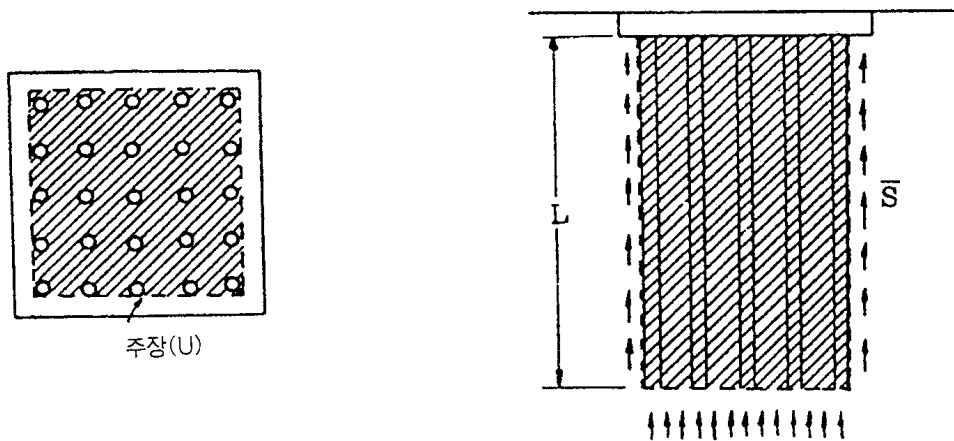
여기서,

$B$  : 群말뚝 (Block)의 단변 (m)

$B_1$  : 群말뚝 (Block)의 장변 (m)

군말뚝 설계시 각 말뚝의 허용지지력은 단말뚝으로서의 계산된 값과 식(참4-32) 및 식(참4-33)에서 구한 값 중 최소치를 취한다.



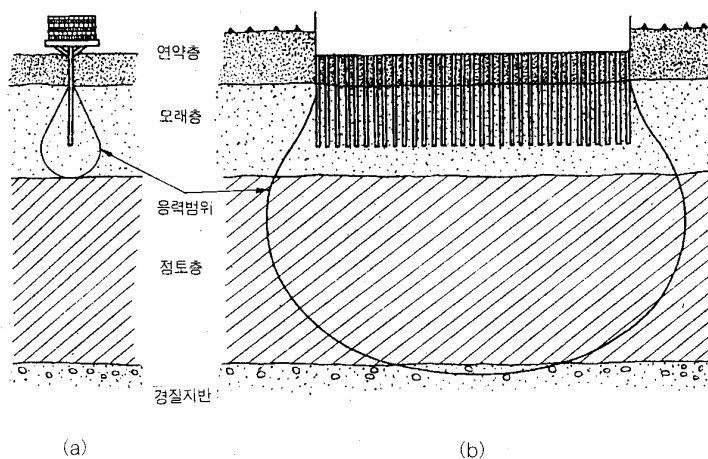


도참(4-12) 군말뚝 기초

## (2) 재하시험과 군말뚝의 지지력

말뚝의 재하시험은 1본의 말뚝에 대하여 행하여지는 것이 보통이다. 따라서 단일말뚝의 결과에서 군말뚝의 지지력을 구하려면 군말뚝의 작용에 대한 충분한 고려가 필요하다.

(1)항의 경우는 말뚝의 주변 또는 관입되는 지반에 있어서 지반조건의 급변이 없는 경우를 대상으로 한 것이나, 지반조건이 급변하고 있는 경우도 있을 수 있다. 예를 들면 도참(4-13)과 같이 말뚝 자체는 양호한 모래층에 근입되어 있으나, 그 밑에 연약한 점성토층이 있는 경우 군말뚝 작용이 현저하게 반응하는 것에 주의하여야 한다. 도참(4-13)(a)에서 단일말뚝의 재하시험은 하중에 의한 지반에 응력이 작용하는 범위가 적어 사질토층에 그치고 있다. 그런데 군말뚝의 경우 도참(4-13)(b)과 같이 말뚝 1본당의 하중강도가 같더라도 응력이 작용하는 범위는 훨씬 깊게 미쳐서 점성토층이 큰 응력을 받게 된다. 즉 단일말뚝의 경우는 말뚝의 先端層 밑의 연약한 층이 말뚝의 거동에 거의 영향을 주지 않으나, 군말뚝의 경우에는 지지력이나 침하의 특성이 주로 연약층의 성질에 의해 지배된다. 이런 경우 단일말뚝의 載荷試驗結果로 (1)항에서 기술한 것과 같은 고찰만으로는 군말뚝의 특성을 추정하는 것은 불가능하다. 따라서 군말뚝을 사용할 때는 구조물의 규모에 따라 말뚝의 선단부터 충분한 깊이까지의 토질조사를 하고 만약 하부지반에 연약층이 있을 때는 그 층의 성질에 따라서 군말뚝 작용을 검토하여야 한다.



도참(4-13) 단일말뚝의 재하시험과 군말뚝의 지지력

## 4-1-12 말뚝의 침하량에 대한 검토

말뚝의 축방향 허용지지력을 정하는데 있어서는 말뚝두부의 추정 침하량이 상부구조로부터 결정되는 말뚝두부의 허용침하량을 초과하지 않아야 한다.

## [해설]

## (1) 침하량 검토의 필요성

일반적으로 기초에 요구되는 가장 중요한 것은 지반 또는 기초자체의 파괴가 생기지 않고 상부구조의 하중을 안전하게 지지하며, 또한 상부구조에 유해한 침하나 변위가 일어나지 않아야 하는 이 두 가지이다. 이중 후자에 대한 침하나 변위는 개개의 구조물에 의해 조건이 다르기 때문에 전자에 비하여 수치적인 결정이 용이하지 못하며, 특히 말뚝기초의 경우가 그러하다. 그러나 침하량 검토를 하지 않으면 기초의 파괴는 없어도 상부구조에 파손이 생기거나 이용상 지장이 생긴다.

특히 상부구조의 침하를 억제 할 목적으로 말뚝기초를 사용하는 경우가 많으므로 말뚝의 축방향 허용지지력을 정하는데 침하량의 충분한 검토가 필요하다.

## (2) 말뚝머리의 탄성침하량

일반적인 구조물에서는 말뚝머리의 전체침하량이 문제가 되는 것이 상례이지만 잔교나 크레인 기초 등의 활하중이 지배적인 구조물에서는 탄성침하량 만으로도 문제가 되는 경우가 있으므로 충분히 검토해야 한다.

## [참고]

## (1) 말뚝머리의 탄성침하량은 식(참4-34)으로 나타낸다.

$$S_t = S_s + S_p + S_{ps} \quad (\text{참4-34})$$

여기서,

$S_t$  : 말뚝머리의 탄성침하량(cm)

$S_s$  : 말뚝 자체의 길이방향 변형량(cm)

$S_p$  : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 변형량(cm)

$S_{ps}$  : 주변마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량(cm)

외말뚝의 말뚝머리 침하량을 구성하고 있는 3가지 성분  $S_s$ ,  $S_p$ ,  $S_{ps}$ 는 식(참4-35), 식(참4-36), 식(참4-37)과 같은 경험식으로 구할 수 있다. 말뚝 자체의 길이방향 탄성변형은 다음식과 같다.

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s Q_{ps})L / A_p E_p \quad (\text{참4-35})$$

여기서,

$Q_{pa}$  : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

$Q_{ps}$  : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

$L$  : 말뚝길이

$A_p$  : 말뚝의 단면적(재료의 순 단면적)

$E_p$  : 말뚝의 탄성계수

$\alpha_s$  : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수

Vesic(1977)은 균등분포 또는 포물선 분포의 주면마찰력의 경우에는  $a_s = 0.5$ , 삼각형 분포(지표면에서는 0, 말뚝선단부에서 최대)의 경우에는  $a_s = 0.67$ 을 적용하도록 권장하고 있다. 실제 주면마찰력 분포는 계측장치 설치된 말뚝재하시험 결과로부터 얻는 것이 가장 좋지만, 동재하시험결과로부터 유추할 수 있으며 지반조사 결과를 검토하여 유추할 수도 있다. 이는 Sharma and Tashi(1988)의 연구결과에서도 나타남 바와 같이  $a_s$  값은 전체침하량에 큰 영향을 미치지 않으며 따라서 지반조사결과 N값을 이용하여 개략적인 주면마찰력 분포를 추정한 후  $a_s = 0.5$  또는  $a_s = 0.67$ 을 적용한다. 말뚝선단부의 하중에 의한 침하량은 식(참4-36)과 같다.

$$S_p = C_p Q_{ps} / B q_p \quad (\text{참4-36})$$

여기서,

$C_p$  : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수

$Q_{pa}$  : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

$B$  : 말뚝의 폭 또는 직경

$q_p$  : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

표참(4-6)  $C_p$

흙의 종류	타입말뚝	굴착말뚝
모래(조밀-느슨)	0.02-0.04	0.06-0.18
점토(굳은-연약)	0.02-0.03	0.03-0.06
실트(조밀-느슨)	0.03-0.05	0.09-0.12

주면마찰력에 의한 말뚝선단부의 침하량은 다음식과 같다.

$$S_{ps} = C_s Q_{pa} / L_b q_p \quad (\text{참4-37})$$

여기서,

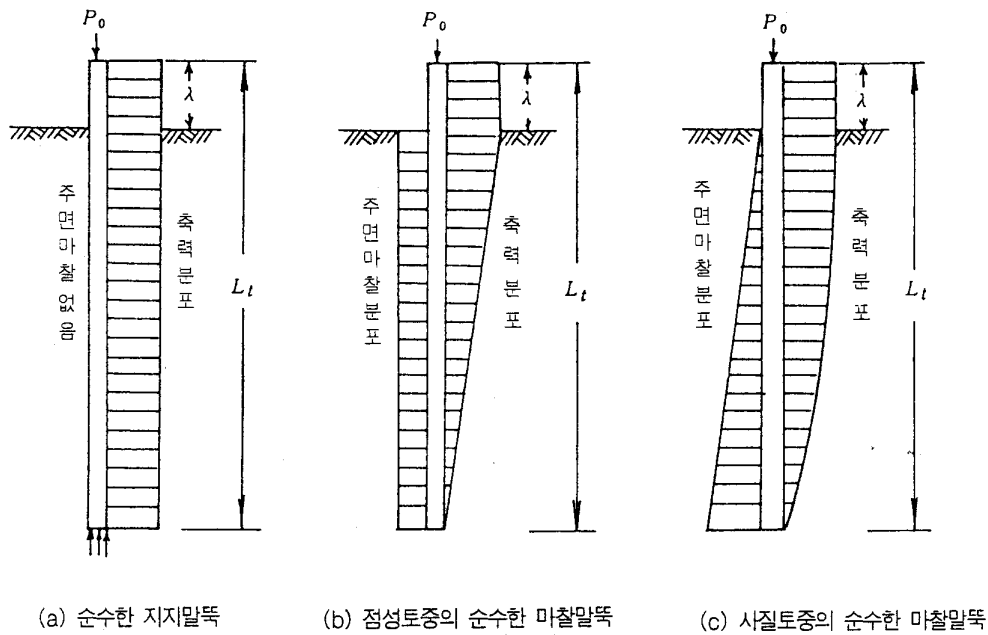
$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{L_b/B}) C_p$$

$L_b$  : 말뚝의 근입깊이

위와 같은 계산은 말뚝의 선단지지층이 충분히 깊어 선단부 아래쪽으로 말뚝직경의 10배 이상이 되며 충분히 견고한 경우를 가정한 방법이므로, 선단부 아래쪽의 지반조건이 이와 다를 때는 적용할 수 없다.

- (2) 점성토층의 마찰 말뚝이나 지지층 밑에 연약한 점성토가 있는 경우 말뚝에 전달되는 상부구조물의 하중에 의해서 점성토가 압밀을 일으킨다. 따라서 점성토의 압밀침하가 말뚝기초의 침하가 되기 때문에 점성토의 압밀침하 계산을 하고 말뚝기초의 침하량을 계산한다. 이 경우 하중 작용면이 말뚝의 두부에 있다고 가정하는 것과 말뚝 선단부에 있다고 가정하는 극단적인 차이가 있어, 실제로는 그 중간에 있다고 추측되므로 실제로는 그 중간에 있다고 가정하며 정확한 판단은 말뚝이 응력 전달 시스템에 의해 결정된다. 현재 적용하고 있는 방법은 말뚝의 끝에서 1/3지점 저면이 있는 하나의 깊은 기초로 가정하여 그 면에 하중이 등분포하는 것으로 하고 그 밑층의 압밀침하를 계산하고 있다. 경우에 따라서는 상기 양 극단에 있어서도 검토해볼 필요가 있다. 모래층 중의 마찰 말뚝에 있어서도 말뚝선단부터 밑에 연약층이 있는 경우의 압밀 계산에도 상기방법에 따라 계산한다.

이와 같은 말뚝에는 말뚝선단이 밑의 연약층 천단부터 2~3m이상 떨어지지 않으면 연약층 중에 관입파괴가 일어날 염려가 있으므로 주의해야 한다.



도참(4-14) 말뚝의 축력분포

## 4-2 말뚝의 횡방향 허용지지력추정

축직각방향에 작용하는 말뚝의 횡방향 허용지지력은 다음 방법에 의하여 추정한다.

- (1) 재하시험에 의한 방법
- (2) 해석적 방법에 의한 방법
- (3) 자료에 의한 경험적 방법

## [해설]

- (1) 실제로 지반에 타입한 말뚝에 축직각방향의 외력을 가하여 하중-변위 특성을 파악하고 더 큰 하중을 가하여 파괴하중을 확인할 수 있다. 그러나 주의해야 할 사항은 시험조건에 따라 그 결과가 판이하게 다르다는 사실이다. 동일지반이라 해도 말뚝의 종류, 말뚝상단의 고정조건, 재하위치의 높이 등에 따라 결과가 차이 나기 때문이다. 시험조건을 실제 구조물에서 말뚝의 하중, 기타조건을 정확히 일치하게 하는 것이 이상적이나 용이한 일이 아니다. 그러므로 재하시험 결과를 그대로 설계에 사용하는 것은 불합리하며 수정 해석하여 활용해야 한다.

## 4-2-1 재하시험에 의한 추정

축직각방향의 힘을 받는 말뚝의 거동을 재하시험에서 추정하고자 할 경우에는 실제의 구조물에 있어서 말뚝 또는 하중의 조건과 재하시험에 있어서 말뚝 또는 하중의 조건과의 다른 점을 충분히 고려해야 한다.

## 4-2-2 해석적 방법에 의한 추정

축직각방향에 외력이 작용하는 말뚝의 거동을 해석적으로 추정하는 방법으로 말뚝을 탄성보로 간주해서 해석하는 방법과 극한평형법이 있다.

## [참 고]

## (1) 탄성지반반력법

적용되는 탄성방정식들은 다음과 같이 제시할 수 있다.

말뚝을 탄성보로 가정하여 해석하는 기본식은 식(참4-38)과 같다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB \quad (\text{참4-38})$$

여기서,

$EI$  : 말뚝의 휨강성 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^2$ )

$x$  : 지표에서부터 깊이 ( $\text{m}$ )

$y$  : 깊이  $x$ 에서의 말뚝의 변위 ( $\text{m}$ )

$P$  : 깊이  $x$ 에서의 말뚝의 단위 길이당 지반반력 ( $\text{kN/m}$ )

$p$  : 깊이  $x$ 에서의 말뚝의 단위면적당 지반반력 ( $\text{kN/m}^2$ ),  $p = \frac{P}{B}$

$B$  : 말뚝의 폭 ( $\text{m}$ )

식(참4-38)에서 지반반력( $P$ )을 어떠한 값으로 나타내느냐에 따라 여러 사람의 해석방법이 있다. 지반을 탄성체로 생각해서  $P$  또는  $p$  를 말뚝의 변위( $y$ )의 1차 함수로 나타내는 방법이 있다.

$$P = E_s \cdot y \quad (\text{참4-39})$$

$$\text{또는 } p = \frac{E_s}{B} \cdot y = k_h \cdot y \quad (\text{참4-40})$$

여기서,

$E_s$  : 지반의 탄성계수 ( $\text{kN/m}^2$ )

$k_h$  : 횡방향 지반반력계수 ( $\text{kN/m}^3$ )

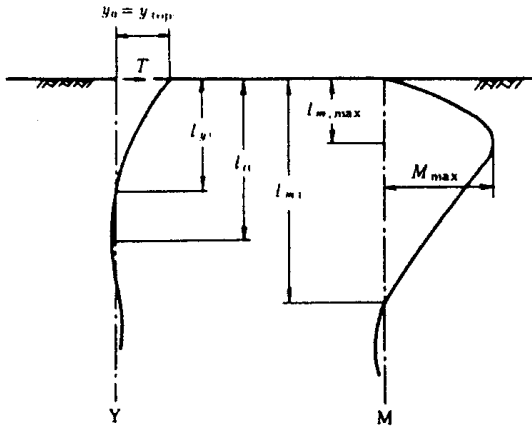
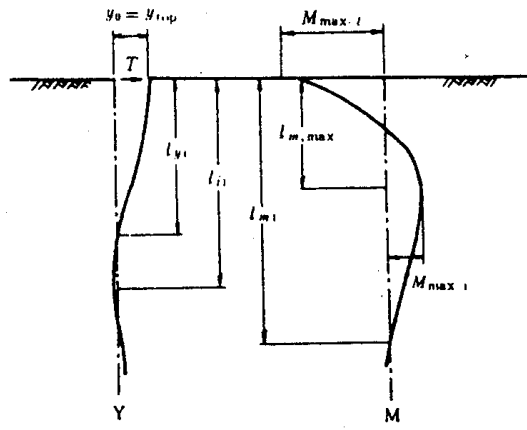
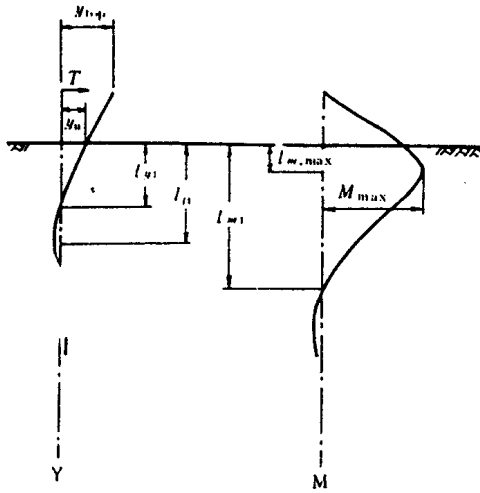
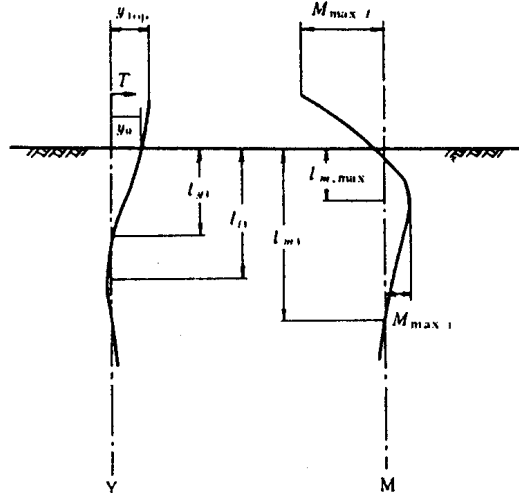
지반의 탄성계수  $E_s$ 의 특성에 대해 많은 의견이 있으나, 단순화하여  $E_s = k_h \cdot B$ 는 일정하다고 가정하여 해석하는 방법이다.<sup>8)</sup>

## ① 창(Chang)의 방법

가. 지반의 彈性係數  $E_s$ 를 사용한 彈性方程式은 식(참4-41)과 같이 된다.

$$\begin{aligned} EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} &= 0 & (0 \leq x \leq -h) \quad \text{지상부} \\ EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + E_s \cdot y_2 &= 0 & (x \geq 0) \quad \text{지하부} \end{aligned} \quad (\text{참4-41})$$

$E_s$ 를 일정하다고 假定하고 이들의 一般解를 구하여, 경계조건을 넣어서 다음 4개의 기본적 形式에 대해 解析할 수 있다.

도참(4-15) 두부자유 ( $h=0$ )도참(4-16) 두부고정 ( $h=0$ )도참(4-17) 두부자유 ( $h>0$ )도참(4-18) 두부고정 ( $h>0$ )

여기서,

$y_1$  : 地上部の 말뚝 變位 (m)

$y_2$  : 地中부의 말뚝 變位 (m)

$h$  : 돌출길이 (m)

$i_1$  : 地上부의 처짐각 (라디안)

$i_2$  : 地中부의 처짐각 (라디안)

$k_h$  : 橫方向 地盤反力係數 ( $\text{kN/m}^3$ )

$k_{h1}$  : 30cm의 正四角形 판에 대한 橫方向 地盤反力係數 ( $\text{kN/m}^3$ )

$l_{i1}$  : 頭部가 自由인 말뚝의 처짐각 제1영점 깊이나 頭部固定 말뚝의 처짐각 제2영점의 깊이 (m)

$l_{m1}$  : 頭部自由 말뚝의 휨모멘트 제1영점 깊이 혹은 頭部固定 말뚝의 휨모멘트 제2영점의 깊이 (m)

$l_{y1}$  : 變位の 제1영점 (제1부동점)의 깊이 (m)

$l_{m \max}$  : 最大 휨모멘트가 일어나는 깊이 (말뚝頭部를 除外) (m)

$M_1$  : 地上部の 휨모멘트 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

$M_2$  : 地中부의 휨모멘트 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

$M_{\max}$  : 頭部自由 말뚝의 최대 휨모멘트 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

$M_{\max-t}$  : 頭部固定 말뚝의 말뚝頭部 휨모멘트 (kN · m)

$M_{\max-1}$  : 頭部固定 말뚝의 地中部 最大 휨모멘트 (kN · m)

$N$  : 標準貫入試驗值

$S_1$  : 地上部の 전단력 (kN)

$S_2$  : 地中部의 전단력 (kN)

$n_h$  : 橫方向 地盤反力정수 (kN/m<sup>3</sup>)

$T$  : 말뚝頭部에 작용하는 水平力 (kN)

$y_o$  : 말뚝의 地表面 變位 (m)

$y_{top}$  : 말뚝頭部 變位 (m)

$E_s$  : 지반의 彈性係數 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 말뚝의 폭 (또는 직경) (m)

$EI$  : 말뚝의 휨剛性 (kN · m<sup>2</sup>)

$$(\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \text{ m}^{-1})$$

다음 각각의 경우일 때 計算上 重要な 관계들이 식(참4-42)~식(참4-57)과 같다.

- 突出길이가 0일 때 ( $h = 0$ )

頭部自由말뚝

頭部固定말뚝

- 突出길이가 0이 아닐 때 ( $h > 0$ )

頭部自由말뚝

頭部固定말뚝

㉔ 頭部自由말뚝  $h = 0$  (도참(4-15) 참고)

- 一般式

$$\left. \begin{aligned} y_2 &= \frac{T}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x \\ i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ M &= \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x \\ S &= T e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \end{aligned} \right\} \quad (\text{참4-42})$$

- 特別值

$$y_{\top} = y_o = \frac{T}{2EI\beta^3} \quad (\text{참4-43})$$

$$M_{\max} = \frac{-T}{\beta} e^{-\pi/4} \sin \frac{\pi}{4} = -0.322 \frac{T}{\beta} \quad (\text{참4-44})$$

$$\left. \begin{aligned} l_{y1} &= \frac{\pi}{2\beta} \\ l_{i1} &= \frac{3\pi}{4\beta} \\ l_{mi} &= \frac{\pi}{\beta} \\ l_{m \max} &= \frac{\pi}{4\beta} \end{aligned} \right\} \quad (\text{참4-45})$$

㊤ 頭部固定말뚝  $h = 0$  (도참(4-16) 참조)

◦ 一般式

$$\left. \begin{aligned} y_2 &= \frac{T}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x \\ M &= \frac{-T}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \\ S &= -T e^{-\beta x} \cos \beta x \end{aligned} \right\} \quad (참4-46)$$

◦ 特別値

$$y_{\top} = y_o = \frac{T}{4EI\beta^3} \quad (참4-47)$$

$$M_{\max-t} = \frac{T}{2\beta} \quad (참4-48)$$

$$M_{\max-t} = \frac{-T}{2\beta} e^{-\pi/2} = -0.104 \frac{T}{\beta}$$

$$\left. \begin{aligned} l_{y1} &= \frac{3\pi}{4\beta} \\ l_{i1} &= \frac{\pi}{\beta} \\ l_{m1} &= \frac{5\pi}{4\beta} \\ l_{m \max} &= \frac{\pi}{2\beta} \end{aligned} \right\} \quad (참4-49)$$

㊤ 頭部自由말뚝  $h > 0$  (도참(4-17) 참조)

◦ 一般式

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{T}{6EI\beta^3} [\beta^3 x^3 + 3\beta^3 h x^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h)] \\ y_2 &= \frac{T}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1+\beta h)\cos \beta x - \beta h \sin \beta x] \\ i_1 &= \frac{T}{2EI\beta^2} [\beta^2 x^2 + 2\beta^2 h x - (1+2\beta h)] \\ i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} [(1+2\beta h)\cos \beta x + \sin \beta x] \\ M_1 &= -T(x+h) \\ M_2 &= \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h \cos \beta x + (1+\beta h)\sin \beta x] \\ S_1 &= -T \\ S_s &= -T e^{-\beta x} [\cos \beta x - (1+2\beta h)\sin \beta x] \end{aligned} \quad (참4-50)$$

◦ 特別値

$$y_{\top} = \frac{2(1+\beta h)^3 + 1}{6EI\beta^3} T = \frac{Th^3}{3EI} \Psi_{\Delta}(\beta h) \quad (참4-51)$$

$$y_o = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^3} T = \frac{Th^3}{2EI} \Psi_f(\beta h)$$

$$M_{\max} = -h \left[ \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}) \right] T = -Th \Psi_m(\beta h) \quad (참4-52)$$



$$\left. \begin{aligned} l_{y1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h}{\beta h} \\ l_{i1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [-(1+2\beta h)] \\ l_{m1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{-\beta h}{1+\beta h} \\ l_{m, \max} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h} \end{aligned} \right\} \quad (\text{참4-53})$$

㉞ 頭部固定말뚝  $h > 0$  (도참4-18) 참조

◦ 一般式

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{T}{12EI\beta^3} [2\beta^3 x^3 - 3(1-\beta h)\beta^2 x^2 - 6\beta^2 h x + 3(1+\beta h)] \\ y_2 &= \frac{T}{4EI\beta^2} e^{-\beta x} [(1+\beta h)\cos \beta x + (1-\beta h)\sin \beta x] \\ i_1 &= \frac{T}{2EI\beta^2} [\beta^2 x^2 - (1-\beta h)\beta x - \beta h] \\ i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} (\beta h \cos \beta x + \sin \beta x) \\ M_1 &= \frac{T}{2\beta} [(1-\beta h) - 2\beta x] \\ M_2 &= \frac{T}{2\beta} e^{-\beta x} [(1-\beta h)\cos \beta x - (1+\beta h)\sin \beta x] \\ S_1 &= -T \\ S_2 &= -T e^{-\beta x} (\cos \beta x - \beta h \sin \beta x) \end{aligned} \quad (\text{참4-54})$$

◦ 特別値

$$\left. \begin{aligned} y_{\top} &= \frac{(1+\beta h)^3 + 2}{12EI\beta^3} T = \frac{Th^3}{12EI} \overline{\Psi}_{\Delta}(\beta h) \\ y_o &= \frac{1+\beta h}{4EI\beta^3} T = \frac{Th^3}{4EI} \overline{\Psi}_f(\beta h) \\ M_{\max-t} &= \frac{1+\beta h}{2\beta} T = Th \overline{\Psi}_o(\beta h) \end{aligned} \right\} \quad (\text{참4-55})$$

$$\left. \begin{aligned} M_{\max-1} &= -h \left[ \frac{\sqrt{(1+(\beta h)^2)}}{2\beta h} \exp(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}) \right] T = -Th \overline{\Psi}_m(\beta h) \end{aligned} \right\} \quad (\text{참4-56})$$

$$\left. \begin{aligned} l_{y1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \\ l_{i1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (-\beta h) \\ l_{m1} &= \frac{1}{\beta} (\tan^{-1} \frac{1-\beta h}{1+\beta h} + \pi) \\ l_{m, \max} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h} \end{aligned} \right\} \quad (\text{참4-57})$$

식(참4-51), 식(참4-52), 식(참4-55), 식(참4-56)중의 係數  $\Psi_{\Delta}(\beta h)$ ,  $\Psi_f(\beta h)$ ,  $\Psi_m(\beta h)$ ,  $\overline{\Psi}_{\Delta}(\beta h)$ ,  $\overline{\Psi}_f(\beta h)$ ,  $\overline{\Psi}_o(\beta h)$  그리고  $\overline{\Psi}_m(\beta h)$ 들은 無次元量  $\beta h$ 에 관한 無次元 함수들이다. 창(Chang)의 방법에서 말뚝의 根入깊이  $L$ 은 無限이라고 가정하였다. 근입깊이가 유한할 때도  $\beta L \geq \pi$ 일 때는 無限히 긴 경우와 거의 일치한다고 한다.

나. 창(Chang)의 방법에서  $E_s$  를 추정하는 방법

㉔ 테르자기(Terzaghi)의 제안

테르자기(Terzaghi)는 점성토와 사질토로 구분하여 횡방향 지반반력계수의 값을 다음과 같이 제안하였다.

㉕ 점성토인 경우

$$k_h = \frac{20}{B} \overline{k_{h1}} \quad (\text{kN/m}^3) \tag{참4-58}$$

여기서,

- $k_h$  : 횡방향 지반반력계수 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $B$  : 말뚝의 폭 (m)
- $\overline{k_{h1}}$  : 표참(4-7)의 값을 사용한다.

표참(4-7) 지반반력계수

점토의 컨시스턴시	굳 다	대단히 굳다	고결 되어있다
점토의 일축압축강도 $q_u(\text{kN/m}^2)$	100 ~ 200	200 ~ 400	400 이상
$\overline{k_{h1}}$ 의 범위( $\text{kN/m}^3$ )	16,000 ~ 32,000	3.2 ~ 6.4	64,000 이상
$\overline{k_{h1}}$ 의 권장값( $\text{kN/m}^3$ )	24,000	48,000	96,000

$$E_s = k_h B = 20 \overline{k_{h1}} \tag{참4-59}$$

㉖ 사질토인 경우

$$K_h = n_h \frac{x}{B} \tag{참4-60}$$

여기서,

- $x$  : 깊이 (m)
- $B$  : 말뚝의 폭 (m)
- $n_h$  : 표참(4-8)의 값을 사용한다.

표참(4-8)  $n_h$ 의 값

모래의 상대밀도	느슨하다	중간	밀실하다
마른모래 또는 젖은모래일 때 $n_h(\text{kN/m}^3)$	2,200	6,700	17,600
수중모래일 때 $n_h(\text{kN/m}^3)$	1,300	4,400	10,800

$$E_s = k_h B = n_h x$$

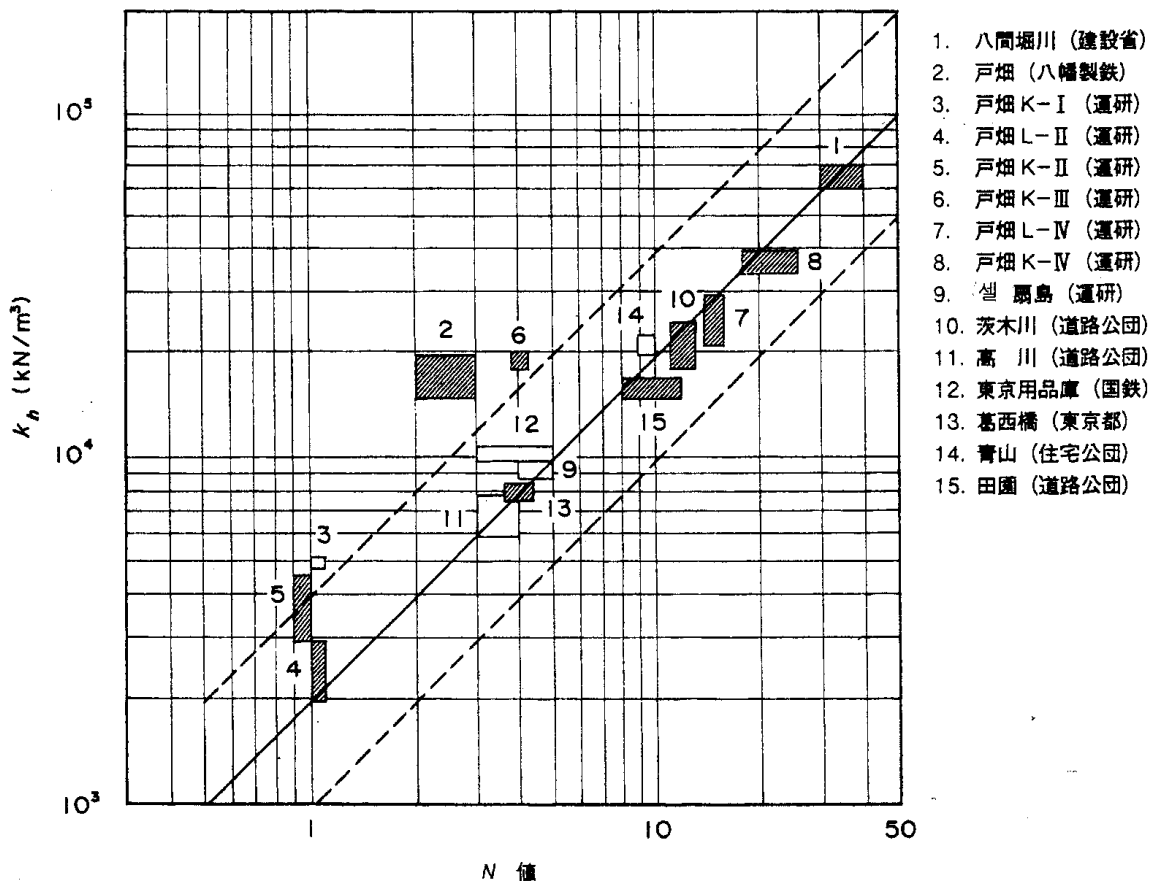
(참4-61)

사실로인 경우  $E_s$ 는 심도의 함수이기 때문에 창(Chang)의 방법을 사용할 때 깊이에 대하여 고려해야 한다. 창(Chang)은 제일부동점의 깊이  $l_{y1}$ 의 1/3 심도의  $E_s$ 로 취하라고 했다. 그러나 식(참4-45) 등에 나타난 바와 같이  $l_{y1}$  자체가  $E_s$ 의 함수이므로  $E_s$ 를 구하기 위해서는 시산법으로 구해야 한다. 그러나 요코야마(横山)가 작성한 계산도표(도참4-19)를 쓰면 간단히 구할 수 있다. 식(참4-58)과 식(참4-60)에서  $kh$ 의 값이 폭  $B$ 에 반비례한다고 하였으나, 이 점이 문제가 있어 말뚝 폭에는 관계가 없다는 견해도 있다.

#### ㉞ 요코야마(横山)의 제안

요코야마는 일본에서 행한 강말뚝의 횡방향 재하시험 결과치로부터  $kh$ 를 역산하여 지표에서  $\beta^{-1}$  깊이까지의 평균  $N$ 치와 대비하여 도참(4-19)를 얻었다.

이 경우 사실도나 점성토에서도  $E_s = kh \cdot B$ 가 성립되며,  $kh$  자체는  $B$ 의 영향을 받지 않는 것으로 생각된다. 그리고 실측치에서 역산한  $kh$ 치는 하중이 증대되면 감소한다. 도참(4-20)은 휨응력 1,000~1,500kN/m<sup>2</sup>인 강재말뚝에서 각 하중에 대응하는  $kh$ 를 도시한 것이다. 도참(4-19)는 현지에서 재하시험을 하지 않고 토질조건만으로 개략적인  $E_s$ 치를 추정할 때 이용한다.

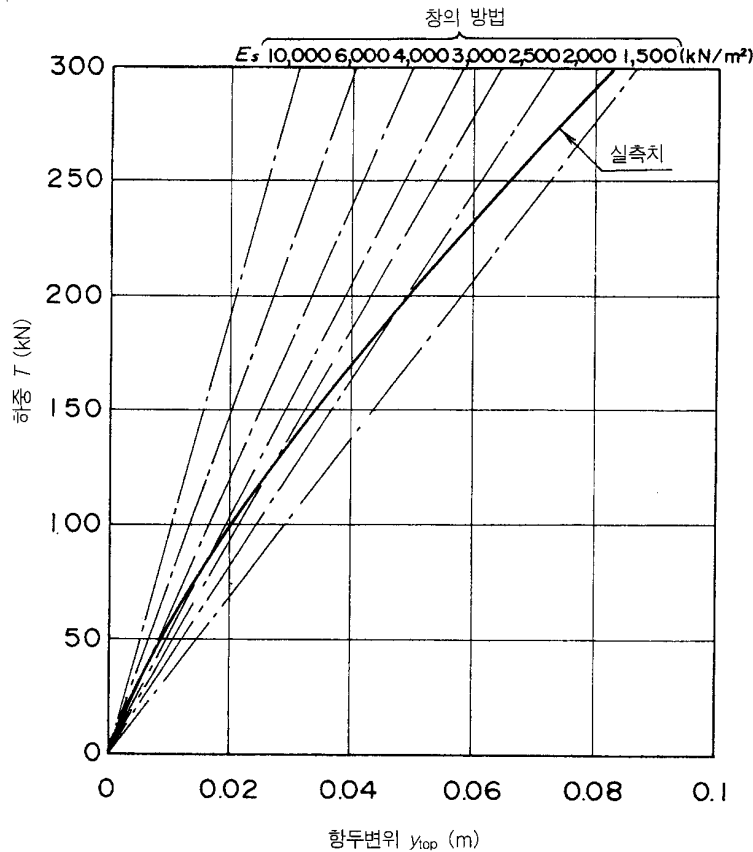


도참(4-19) 말뚝의 横抵抗試驗에서 逆算한  $k_h$ 值(요코야마)

#### ㉞ 載荷試驗 結果에서 구하는 방법

載荷試驗에서 얻은 荷重-말뚝머리 變位曲線과  $E_s$ 를 가정하여 解析的으로 구한 하중-말뚝머리 變位

曲線을 비교하면 일반적으로 도참(4-20)과 같이 된다.  
실측치는 곡선모양으로 되는데 계산치는 직선이므로  $E_s$  값은 일정하지 않고 말뚝머리변위가 증대되면 감소하게 된다. 그러나 하중 또는 말뚝머리 변위를 규정하면 하나의  $E_s$  값을 정할 수 있다. 이  $E_s$  값을 쓰면 그 하중의 최대 휨모멘트 등 설계에 필요한 수치를 창(Chang)의 방법에 의해 구할 수 있다. 엄밀히 말하면 이 방법은 시험조건과 실제의 구조물 조건이 일치된 경우가 아니면 사용하지 못한다. 이것은 창(Chang)의 방법에서 지반이 非彈性的 性格을 고려하지 않았기 때문이며,  $E_s$ 는 하중만 아니고 말뚝의 剛性, 재하높이, 말뚝머리 고정조건 등에 의해서도 바뀌어 주어야 한다. 그러나  $E_s$ 치를 일일이 바꾸기는 실제상 불가능하므로 재하시험에서 1개의  $E_s$  값을 정하고 이것을 모든 계산에 쓰는 것은 부득이하다. 이 경우 테르자기(Terzaghi)의 제안치를 그대로 써서 말뚝의 거동을 추정하는 경우에 비하면 상당히 실제에 가까운 추정치라할 수 있다.



도참(4-20) 말뚝머리 변위의 실측치와 계산치

② 일본향만 연구소 해석방식

가. 본 식의 성격

본 식은 일본향만기술연구소에서 개발된 말뚝의 횡방향 지지력을 해석하는 방법이다.  
지반을 S형 지반과 C형 지반으로 나누어 각각의 지반반력과 말뚝의 변위는 식(참4-62), 식(참4-63)으로 가정한다.

$$S\text{형 지반} : p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5}$$

(참4-62)

$$\text{C형 지반 : } p = k_c \cdot y^{0.5} \quad (\text{참4-63})$$

여기서,

$k_s$  : S형 지반에서의 수평저항정수 ( $\text{kN/m}^{3.5}$ )

$k_c$  : C형 지반에서의 수평저항정수 ( $\text{kN/m}^{2.5}$ )

- S형 지반, C형지반의 판별 및  $k_s$ ,  $k_c$  값의 추정은 표준관입시험 결과에 의해 실시하며, 그 구체적인 방법은 ③항을 참조한다.

이 식은 지반반력의 실정에 맞게 하기 위하여  $p$  와  $y$ 의 관계에 있어서 비선형관계를 도입하였기 때문에 복잡한 조건에 대한 응용이 용이하지 않은 것이 큰 결점이나 설계에 필요한 계산은 어느 정도 실용적이라 할 수 있다.

#### 나. 기 호

이 해석방법에 사용되는 기호는 다음과 같다.

- $h$  : 돌출길이 (m)
- $i$  : 말뚝의 처짐각 (라디안)  $i = dy/dx$
- $i_0$  : 지표면에 있어서의 처짐각 (라디안)
- $i_{top}$  : 말뚝머리부에 있어서의 처짐각 (라디안)
- $k$  : 지반의 수평저항정수  $k_s(\text{kN/m}^{3.5})$  또는  $k_c(\text{kN/m}^{2.5})$
- $l_{i1}$  : 두부자유말뚝의 처짐각의 제1영점 깊이,  
혹은 두부고정말뚝의 처짐각의 제2영점의 깊이 (m)
- $l_{m1}$  : 두부자유말뚝의 휨모멘트의 제1영점의 깊이,  
혹은 두부고정말뚝의 휨모멘트의 제2영점의 깊이 (m)
- $l_{s1}$  : 전단력의 제1영점의 깊이 (m)
- $l_{y1}$  : 변위의 제1영점(제1부동점)의 깊이 (m)
- $M$  : 휨모멘트 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )
- $M_{\max-t}$  : 두부고정말뚝의 두부 휨모멘트 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )
- $M_{\max-1}$  : 두부고정말뚝의 지중부 최대 휨모멘트 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )
- $N$  : 표준관입시험치
- $\bar{N}$  : S형 지반에 있어서  $N$ 치의 1.0m당 증가를
- $R$  : 원형말뚝과 기준말뚝에 대응하는 양의 비  
예를 들면  $Rh = (\text{원형말뚝의 } h) / (\text{기준말뚝의 } h)$
- $S$  : 전단력 (kN)
- $T$  : 말뚝머리에 걸리는 수평외력 (kN)
- $y_o$  : 지표면변위 (m)
- $y_{top}$  : 말뚝머리변위 (m)

#### 다. 지반수평저항정수

많은 실험시험결과의 해석에 의해 지반조건은 다음 두 가지 형으로 대별된다.

##### ㉠ S형 지반

표준관입시험치  $N$ 값이 깊이에 따라 직선적으로 증가한다.

$p - y$  관계는 다음 식으로 표현된다.

$$p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \text{ (식(참4-62) 참조)} \quad (\text{참4-64})$$

實例：일정한 密度의 모래지반, 정규壓密 粘性土地盤

#### ㉞ C형 지반

標準貫入試驗值  $N$ 값이 깊이에 따라 변하지 않고 일정하다.

$p - y$  관계는 다음 식으로 표현된다.

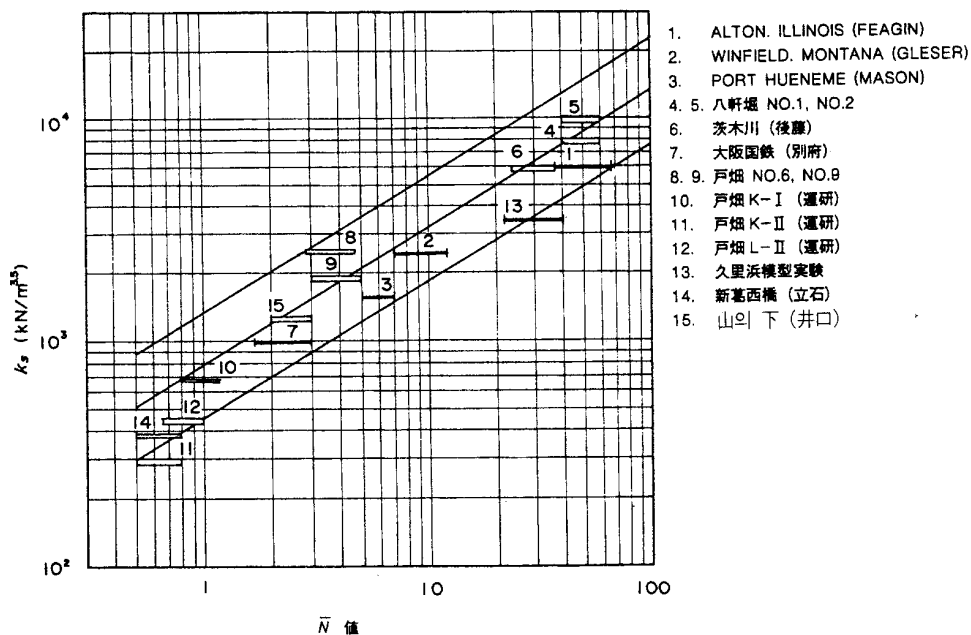
$$p = k_c \cdot y^{0.5} \text{ (식(참4-63) 참조)} \quad (\text{참4-65})$$

實例：表面이 다져진 모래지반, 큰 선행壓密을 받은 粘性土地盤 등

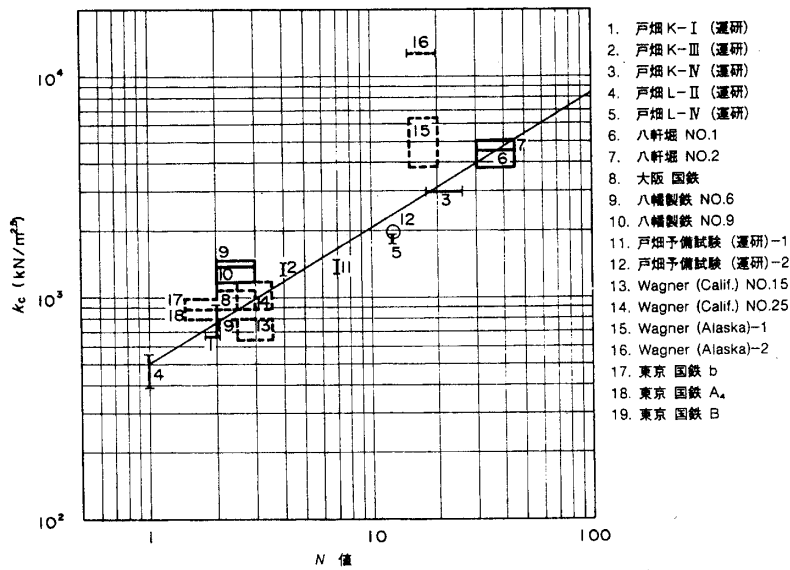
S형이나 C형이냐를 정할 때는 말뚝의 水平抵抗에 지배적인 범위만을 생각하면 된다. 일반적으로 地表부터  $0.5l_{ml} \sim l_{ml}$ 까지를 생각하면 충분하다. S형과 C형의 중간인 경우도 많은데 어느 쪽이나 가까운 것을 취급하면 좋다.

그 다음에  $N$ 치에 의해  $k_s$ 나  $k_c$ 의 값을 추정하며 S형 지반에서 1.0m 깊이마다  $N$ 치의 증가율  $\bar{N}$ 치와 수평저항정수  $k_s$ 사이에는 도참(4-21)의 관계가 있다. 만약  $N$ 치의 깊이에 따른 분포가 지표면에서 0으로 되지 않은 경우도 지표면에서 0점을 통과하는  $N$ 치의 평균구배로부터  $N$ 치를 결정하면 된다. 또 C형 지반에서는  $N$ 치와  $k_c$ 의 사이에 도참(4-22)과 같은 관계가 있다. 따라서  $N$ 치의 분포를 알면  $k_s$  또는  $k_c$ 를 알 수 있다.

그리고 도참(4-22)의 작성에 사용된 점성토의 자료는  $N$ 치로부터 직접 추정된 것이다. 따라서  $N$ 치에서 일축압축강도  $qu$ 를 구하기 위하여 일반적으로 쓰고 있는 환산식을 사용하는 것이 보통인데  $qu$ 로부터  $N$ 치를 추정하는 것은 정확도를 충분히 신뢰하기 어려우며, 일축압축강도  $qu$ 에서  $N$ 치를 추정하는 경우에는 위험측으로 추정하게 되므로 주의를 요한다.



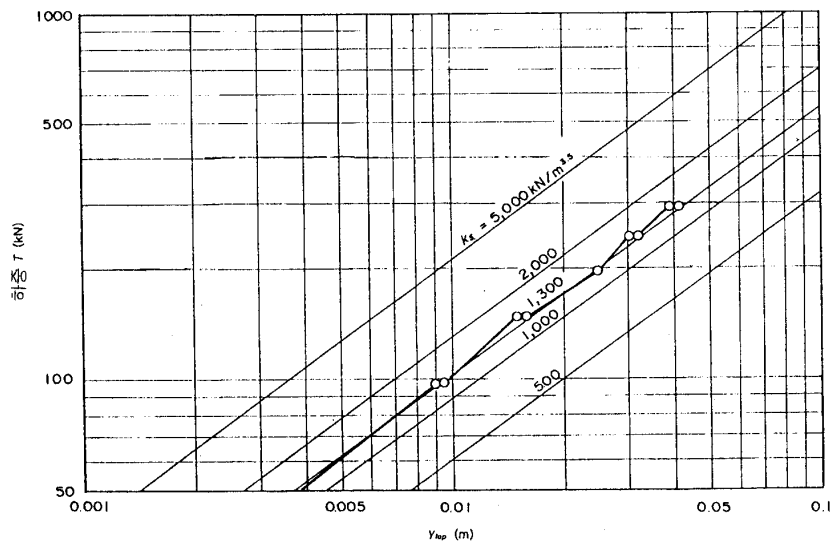
도참(4-21)  $N$ 치와  $k_s$ 와의 관계

도참(4-22) N치와  $k_s$ 와의 관계

## 라. 재하시험에 의한 수평저항정수의 추정

$N$ 치에 의한 수평저항정수의 추정은 개략적인 것이므로 정확한 추정을 하기 위해서는 재하시험을 실시하는 것이 바람직하다.  $k_s$ 나  $k_c$ 는 지반조건만으로 결정하는 정수며, 창(Chang)의 방법에 있어  $E_s$ 와 같이 다른 조건에 영향을 받지 않는다. 따라서 재하시험에 의해서  $k_s$  또는  $k_c$ 를 구하면 그 값을 그대로 다른 조건에도 적용할 수 있다. 이점이 일본항만연구소 방법의 큰 이점이다.

도참(4-23)와 같이 대수눈금상에 실측한 T-ytop곡선을 그린 다음에  $k_s$  또는  $k_c$ 를 가정하고 T-ytop의 추정곡선을 구하여 실측곡선에 포갠다. 대수눈금상의 T-ytop 곡선의 경사는 S형과 C형이 틀리는데 S형이 항상 C형보다 급구배의 곡선이 된다. 따라서, 실측곡선이 어느 쪽에 속하는가 하는 판정이 용이하고  $k_s$  또는  $k_c$ 의 수치도 실측곡선과 추정곡선을 비교해서 간단히 구할 수 있다.

도참(4-23) 載荷試驗으로 부터의  $k_s$ 산정

마. 환산계수와 기준곡선

본 방법에서는 어떤 말뚝(원형말뚝=P말뚝)의 거동을 추정하는데, 일정한 기준말뚝(S말뚝)에서 구한 기준곡선을 환산계수를 이용하여 환산하는 방법을 쓴다.

환산계수는 상사법칙과  $p - y$  관계를 조합하여 구하고 다음의 형식으로 나타낸다. 대수형으로 나타낸 것은 편의를 위해서이다.

S형 지반

$$\left. \begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_M &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \end{aligned} \right\} \quad (\text{참 4-66})$$

C형 地盤

$$\left. \begin{aligned} \log R_s &= 5(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_M &= 6(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_i &= 7(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_y &= 8(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \end{aligned} \right\} \quad (\text{참 4-67})$$

식(참4-66), (참4-67)에서  $R$ 로 표시된 값은 P말뚝과 S말뚝에 있어서 對應하는 量의 이다. 예를 들면,  $R_s$ 는 P말뚝의 전단력  $S_p$ 와 S말뚝의 전단력  $S_s$ 와의 比, 즉  $R_s = S_p / S_s$  이다.

또한 실제 계산에 있어서는 다음에 의한다.

$$R_s = R_T$$

$$R_x = R_h$$

$$R_i = R_x = R_h$$

基準曲線으로서 현재 完成된 것은 36 종류가 있다.

頭部自由 말뚝으로는 S형, C형 양 地盤에 대해 각각 9가지가 있다.

$T - y_{top}$	曲線
$T - y_o$	曲線
$T - M_{max}$	曲線
$T - i_{top}$	曲線
$T - i_o$	曲線
$T - I_{m1}$	曲線
$T - I_{y1}$	曲線
$T - I_{i1}$	曲線
$T - I_{s1}$	曲線

頭部固定 말뚝으로는 S형, C형 양지반에 대해 9가지가 있다.

$T - y_{top}$	曲線
$T - y_o$	曲線
$T - M_{max-t}$	曲線
$T - M_{max-1}$	曲線
$T - i_o$	曲線



$T - I_{m1}$  曲線

$T - I_{y1}$  曲線

$T - I_{i1}$  曲線

$T - I_{s1}$  曲線

이들의 기준곡선 중에  $T - I_{y1}$  곡선,  $T - I_{i1}$  곡선,  $T - I_{s1}$  곡선을 제외하고 나머지는 표참(4-10)(a)(b) 및 표참(4-11)(a),(b)에 있다. 그리고 기준말뚝의 제원은 표참(4-9)과 같다.

표참(4-9) 기준말뚝의 제원

돌 출 길 이	$h = 1 \text{ m}$
휨 강 성	$EI = 10^4 \text{ kgN} \cdot \text{m}^2$
수 평 저 항 정 수	$Bk_s = 0.5 \text{ m} \times 2000 \text{ kN/m}^{3.5} = 1000 \text{ kN/m}^{2.5}$ $Bk_c = 0.5 \text{ m} \times 2000 \text{ kN/m}^{2.5} = 1000 \text{ kN/m}^{1.5}$

표참(4-10)(a) 기준곡선(S형 지반, 두부자유 말뚝)

(單位 : kN · m)

말뚝머리하중 $\log T$	말뚝머리변위 $\log y_{top}$	지중부최대 휨모멘트 $\log M_{max}$	휨모멘트 제1 0점의 깊이 $\log \ell_{mi}$	지표면변위 $\log y_o$	말뚝머리 처짐각 $\log i_{top}$	지 표 면 처 짐 각 $\log i_o$
13.0	14.1219	14.5236	2.1062	14.1139	12.3820	12.3819
12.5	13.4108	13.9540	2.0348	13.4014	11.7416	11.7415
12.0	12.7003	13.3847	1.9634	12.6892	11.1016	11.1014
11.5	11.9905	12.8158	1.8919	11.9774	10.4621	10.4619
11.0	11.2814	12.2474	1.8205	11.2660	9.8232	9.8229
10.5	10.5733	11.6795	1.7491	10.5551	9.1849	9.1845
10.0	9.8662	11.1122	1.6777	9.8448	8.5475	8.5469
9.5	9.1604	10.5455	1.6063	9.1352	7.9110	7.9101
9.0	8.4560	9.9797	1.5349	8.4263	7.2755	7.2743
8.5	7.7533	9.4148	1.4635	7.7184	6.6413	6.6397
8.0	7.0525	8.8510	1.3922	7.0115	6.0085	6.0064
7.5	6.3540	8.2884	1.3208	6.3057	5.3774	5.3745
7.0	5.6581	7.7272	1.2495	5.6013	4.7481	4.7442
6.5	4.9653	7.1676	1.1782	4.8984	4.1210	4.1158
6.0	4.2758	6.6098	1.1069	4.1973	3.4963	3.4894
5.5	3.5902	6.0540	1.0357	3.4981	2.8744	2.8652
5.0	2.9090	5.5005	0.9645	2.8010	2.5560	2.2434
4.5	2.2327	4.9494	0.8935	2.1063	1.6403	1.6242
4.0	1.5619	4.4009	0.8225	1.4142	1.0286	1.0078
3.5	0.8972	3.8553	0.7516	0.7248	0.4212	0.3944
3.0	0.2391	3.3128	0.6809	0.0385	-0.1817	-0.2161
2.5	-0.4119	2.7735	0.6104	-0.6447	-0.7799	-0.8234
2.0	-1.0552	2.2374	0.5401	-1.3245	-1.3730	-1.4275
1.5	-1.6904	1.7047	0.4700	-2.0010	-1.9607	-2.0285
1.0	-2.3173	1.1752	0.4002	-2.6740	-2.5430	-2.6263
0.5	-2.9355	0.6490	0.3307	-3.3434	-3.1197	-3.2211
0.0	-3.5450	0.1259	0.2616	-4.0094	-3.6907	-3.8129
-0.5	-4.1458	-0.3942	0.1928	-4.6719	-4.2560	-4.4018
-1.0	-4.7381	-0.9116	0.1245	-5.3311	-4.8160	-4.9881
-1.5	-5.3221	-1.4265	0.0565	-5.9871	-5.3705	-5.5720
-2.0	-5.8980	-1.9392	-0.0110	-6.6401	-5.9200	-6.1535
-2.5	-6.4664	-2.4499	-0.0782	-7.2902	-6.4646	-6.7329
-3.0	-7.0277	-2.9589	-0.1499	-7.9376	-7.0046	-7.3103
-3.5	-7.5824	-3.4663	-0.2113	-8.5827	-7.5404	-7.8860
-4.0	-8.1310	-3.9725	-0.2772	-9.2254	-8.0723	-8.4601
-4.5	-8.6742	-4.4776	-0.3428	-9.8662	-8.6006	-9.0329
-5.0	-9.2123	-4.9818	-0.4081	-10.5051	-9.1257	-9.6043
-5.5	-9.7459	-5.4853	-0.4731	-11.1423	-9.6478	-10.1747
-6.0	-10.2755	-5.9881	-0.5378	-11.7781	-10.1673	-10.7441
-6.5	-10.8014	-6.4903	-0.6023	-12.4125	-10.6844	-11.3125
-7.0	-11.3241	-6.9922	-0.6665	-13.0458	-11.1995	-11.8803
-7.5	-11.8440	-7.4937	-0.7305	-13.6780	-11.7126	-12.4473
-8.0	-12.3614	-7.9949	-0.7944	-14.3094	-12.2241	-13.0138
-8.5	-12.8766	-8.4959	-0.8580	-14.9399	-12.7342	-13.5795
-9.0	-13.3898	-8.9967	-0.9216	-15.5697	-13.2429	-14.1452
-9.5	-13.9013	-9.4973	-0.9850	-16.1989	-13.7506	-14.7103
-10.0	-14.4113	-9.9978	-1.0483	-16.8275	-14.2572	-15.2751
-10.5	-14.9200	-10.4983	-1.1114	-17.4557	-14.7630	-15.8396
-11.0	-15.4276	-10.9986	-1.1745	-18.0834	-15.2680	-16.4038
-11.5	-15.9344	-11.4989	-1.2376	-18.7109	-15.7726	-16.9678

표참(4-10)(b) 기준곡선(S형 지반, 두부고정 말뚝)

(單位 : kN · m)

말뚝머리하중 $\log T$	말뚝머리변위 $\log y_{top}$	말뚝머리 휨모멘트 $\log M_{max}$	휨모멘트 제1 0점의 깊이 $\log \ell_{mi}$	지표면변위 $\log y_o$	지중부최대 휨모멘트 $\log i_{top}$	지 표 면 처 짐 각 $\log i_o$
13.0	13.5685	14.5204	2.1178	13.5683	14.0436	10.5138
12.5	12.8569	13.9502	2.0463	12.8566	13.4738	9.9425
12.0	12.1457	13.3802	1.9747	12.1453	12.9043	9.3711
11.5	11.4350	12.8105	1.9032	11.4345	12.3351	8.7997
11.0	10.7251	12.2410	1.8316	10.7244	11.7663	8.2284
10.5	10.0158	11.6719	1.7600	10.0148	11.1980	7.6571
10.0	9.3075	11.1032	1.6884	9.3061	10.6303	7.0857
9.5	8.6002	10.5350	1.6168	8.5984	10.0632	6.5145
9.0	7.8941	9.9673	1.5451	7.8916	9.4969	5.9432
8.5	7.1895	9.4002	1.4733	7.1861	8.9314	5.3720
8.0	6.4865	8.8338	1.4016	6.4819	8.3670	4.8008
7.5	5.7855	8.2683	1.3297	5.7793	7.8038	4.2296
7.0	5.0869	7.7037	1.2579	5.0784	7.2420	3.6585
6.5	4.3908	7.1403	1.1859	4.3794	6.6818	3.0875
6.0	3.6979	6.5780	1.1139	3.6826	6.1235	2.5165
5.5	3.0085	6.0172	1.0418	2.9881	5.5673	1.9456
5.0	2.3232	5.4579	0.9697	2.2962	5.0136	1.3748
4.5	1.6426	4.9005	0.8975	1.6071	4.4627	0.8041
4.0	0.9673	4.3449	0.8252	0.9209	3.9148	0.2336
3.5	0.2979	3.7914	0.7529	0.2377	3.3704	-0.3368
3.0	-0.3649	3.2403	0.6806	-0.4421	2.8297	-0.9069
2.5	-1.0204	2.6916	0.6084	-1.1186	2.2931	-1.4769
2.0	-1.6679	2.1456	0.5361	-1.7917	1.7607	-2.0466
1.5	-2.3071	1.6023	0.4640	-2.4614	1.2326	-2.6161
1.0	-2.9374	1.0617	0.3921	-3.1277	0.7088	-3.1852
0.5	-3.5584	0.5241	0.3204	-3.7906	0.1894	-3.7541
0.0	-4.1701	-0.0106	0.2491	-4.4502	-0.3290	-4.3225
-0.5	-4.7724	-0.5425	0.1781	-5.1066	-0.8376	-4.8906
-1.0	-5.3654	-1.0716	0.1076	-5.7601	-1.3459	-5.4584
-1.5	-5.9495	-1.5980	0.0375	-6.4107	-1.8514	-6.0257
-2.0	-6.5251	-2.1218	-0.0320	-7.0587	-2.3544	-6.5926
-2.5	-7.0927	-2.6431	-0.1010	-7.7042	-2.8554	-7.1592
-3.0	-7.6529	-3.1623	-0.1694	-8.3474	-3.3550	-7.7253
-3.5	-8.2062	-3.6793	-0.2373	-8.9886	-3.8534	-8.2912
-4.0	-8.7534	-4.1944	-0.3047	-9.6279	-4.3510	-8.8566
-4.5	-9.2949	-4.7078	-0.3716	-10.2655	-4.8481	-9.4218
-5.0	-9.8314	-5.2196	-0.4380	-10.9016	-5.3449	-9.9867
-5.5	-10.3634	-5.7300	-0.5040	-11.5364	-5.8415	-10.5513
-6.0	-10.8914	-6.2391	-0.5696	-12.1699	-6.3381	-11.1156
-6.5	-11.4159	-6.7471	-0.6348	-12.8024	-6.8347	-11.6798
-7.0	-11.9373	-7.2541	-0.6997	-13.4340	-7.3315	-12.2437
-7.5	-12.4559	-7.7602	-0.7643	-14.0647	-7.8285	-12.8075
-8.0	-12.9721	-8.2656	-0.8286	-14.6947	-8.3257	-13.3711
-8.5	-13.4862	-8.7702	-0.8928	-15.3240	-8.8230	-13.9345
-9.0	-13.9985	-9.2743	-0.9567	-15.9528	-9.3206	-14.4979
-9.5	-14.5092	-9.7778	-1.0204	-16.5811	-9.8185	-15.0611
-10.0	-15.0185	-10.2809	-1.0840	-17.2089	-10.3165	-15.6243
-10.5	-15.5266	-10.7835	-1.1474	-17.8364	-10.8147	-16.1873
-11.0	-16.0336	-11.2859	-1.2107	-18.4636	-11.3131	-16.7503
-11.5	-16.5396	-11.7879	-1.2739	-19.0905	-11.8117	-17.3132

표참(4-11)(a) 기준곡선(C형 지반, 두부자유 말뚝)

(單位 : kN · m)

말뚝머리하중 $\log T$	말뚝머리변위 $\log y_{top}$	말뚝머리 휨모멘트 $\log M_{max}$	휨모멘트 제1 0점의 깊이 $\log \ell_{mi}$	지표면변위 $\log y_o$	지중부최대 휨모멘트 $\log i_{top}$	지 표 면 처 짐 각 $\log i_o$
13.0	15.7181	14.9153	2.7519	15.7161	13.3980	13.3980
12.5	14.9194	14.3162	2.6519	14.9168	12.6991	12.6991
12.0	14.1211	13.7174	2.5518	14.1178	12.0005	12.0005
11.5	13.3231	13.1190	2.4518	13.3189	11.3023	11.3023
11.0	12.5257	12.5209	2.3517	12.5204	10.6046	10.6045
10.5	11.7289	11.9233	2.2516	11.7223	9.9074	9.9073
10.0	10.9330	11.3263	2.1515	10.9246	9.2109	9.2107
9.5	10.1380	10.7301	2.0514	10.1276	8.5153	8.5151
9.0	9.3445	10.1348	1.9512	9.3313	7.8209	7.8205
8.5	8.5525	9.5407	1.8510	8.5358	7.1277	7.1272
8.0	7.7625	8.9480	1.7508	7.7416	6.4362	6.4355
7.5	6.9751	8.3572	1.6505	6.9487	5.7469	5.7457
7.0	6.1909	7.7685	1.5501	6.1575	5.0602	5.0583
6.5	5.4105	7.1825	1.4497	5.3685	4.3766	4.3737
6.0	4.6349	6.5997	1.3493	4.5819	3.6968	3.6924
5.5	3.8652	6.0207	1.2488	3.7984	3.0215	3.0149
5.0	3.1026	5.4462	1.1483	3.0185	2.3516	2.3418
4.5	2.3485	4.8768	1.0479	2.2427	1.6880	1.6737
4.0	1.6046	4.3132	0.9476	1.4719	1.0317	1.0110
3.5	0.8724	3.7560	0.8475	0.7065	0.3836	0.3542
3.0	0.1536	3.2055	0.7477	-0.0529	-0.2554	-0.2964
2.5	-0.5503	2.6621	0.6484	-0.8056	-0.8845	-0.9406
2.0	-1.2376	2.1256	0.5498	-1.5512	-1.5030	-1.5783
1.5	-1.9083	1.5955	0.4520	-2.2898	-2.1108	-2.2100
1.0	-2.5612	1.0715	0.3552	-3.0210	-2.7076	-2.8355
0.5	-3.1968	0.5527	0.2595	-3.7451	-3.2937	-3.4555
0.0	-3.8155	0.0384	0.1650	-4.4622	-3.8694	-4.0703
-0.5	-4.4188	-0.4724	0.0717	-5.1730	-4.4356	-4.6806
-1.0	-5.0076	-0.9803	-0.0204	-5.8778	-4.9927	-5.2867
-1.5	-5.5834	-1.4861	-0.1114	-6.5772	-5.5419	-5.8893
-2.0	-6.1479	-1.9903	-0.2013	-7.2718	-6.0838	-6.4888
-2.5	-6.7021	-2.4932	-0.2903	-7.9621	-6.6192	-7.0856
-3.0	-7.2482	-2.9953	-0.3784	-8.6849	-7.1494	-7.6803
-3.5	-7.7867	-3.4967	-0.4658	-9.3324	-7.6748	-8.2730
-4.0	-8.3189	-3.9977	-0.5526	-10.0133	-8.1960	-8.8641
-4.5	-8.8459	-4.4984	-0.6388	-10.6918	-8.7138	-9.4540
-5.0	-9.3683	-4.9989	-0.7245	-11.3684	-9.2287	-10.0427
-5.5	-9.8869	-5.4993	-0.8099	-12.0433	-9.7410	-10.6305
-6.0	-10.4025	-5.9995	-0.8949	-12.7168	-10.2513	-11.2175
-6.5	-10.9153	-6.4997	-0.9796	-13.3892	-10.7599	-11.8039
-7.0	-11.4260	-6.9998	-1.0641	-14.0606	-11.2670	-12.3898
-7.5	-11.9348	-7.4998	-1.1484	-14.7312	-11.7729	-12.9752
-8.0	-12.4422	-7.9999	-1.2325	-15.4011	-12.2777	-13.5603
-8.5	-12.9482	-8.4990	-1.3165	-16.0705	-12.7818	-14.1450
-9.0	-13.4533	-8.9999	-1.4004	-16.7394	-13.2851	-14.7295
-9.5	-13.9574	-9.5000	-1.4842	-17.4079	-13.7879	-15.3138
-10.0	-14.4608	-10.0000	-1.5679	-18.0761	-14.2902	-15.8980
-10.5	-14.9637	-10.5000	-1.6515	-18.7440	-14.7921	-16.4820
-11.0	-15.4660	-11.0000	-1.7351	-19.4117	-15.2936	-17.0659
-11.5	-15.9682	-11.5000	-1.8187	-20.0793	-15.7951	-17.6497

표참(4-11)(b) 기준곡선(S형 지반, 두부고정말뚝)

(單位 : kN · m)

말뚝머리하중 $\log T$	말뚝머리변위 $\log y_{top}$	말뚝머리 휨모멘트 $\log M_{max}$	휨모멘트 제1 0점의 깊이 $\log \ell_{mi}$	지표면변위 $\log y_o$	지중부최대 휨모멘트 $\log i_{top}$	지 표 면 처 짐 각 $\log i_o$
13.0	15.2757	15.0193	2.7926	15.2757	14.4285	11.0171
12.5	14.4766	14.4199	2.6925	14.4765	13.8292	10.4172
12.0	13.6775	13.8205	2.5924	13.6774	13.2298	9.8172
11.5	12.8787	13.2215	2.4923	12.8786	12.6308	9.2173
11.0	12.0803	12.6226	2.3921	12.0802	12.0319	8.6174
10.5	11.2825	12.0240	2.2919	11.2821	11.4334	8.0175
10.0	10.4847	11.4259	2.1917	10.4845	10.8353	7.4176
9.5	9.6878	10.8281	2.0913	9.6875	10.2376	6.8178
9.0	8.8918	10.2310	1.9909	8.8913	9.6471	6.2180
8.5	8.0968	9.6345	1.8904	8.0961	9.4330	5.6183
8.0	7.3031	9.0389	1.7898	7.3020	8.4491	5.0186
7.5	6.5111	8.4445	1.6890	6.5093	7.8551	4.4190
7.0	5.7213	7.8513	1.5880	5.7185	7.2627	3.8196
6.5	4.9340	7.2597	1.4867	4.9297	6.6723	3.2202
6.0	4.1502	6.6701	1.3852	4.1435	96.0844	2.6210
5.5	3.3708	6.0828	1.2833	3.3605	5.4998	2.0220
5.0	2.5969	5.4983	1.1810	2.5811	4.9194	1.4233
4.5	1.8299	4.9171	1.0783	1.8061	4.3440	0.8248
4.0	1.0717	4.3395	0.9750	1.0361	3.7751	0.2266
3.5	0.3240	3.7662	0.8713	0.2716	3.2139	-0.3711
3.0	-0.4109	3.1975	0.7671	-0.4867	2.6617	-0.9684
2.5	-1.1304	2.6339	0.6626	-1.2381	2.1200	-1.5650
2.0	-1.8327	2.0756	0.5580	-1.9825	1.5893	-2.1610
1.5	-2.5157	1.5230	0.4538	-2.7193	1.0699	-2.7562
1.0	-3.1789	0.9760	0.3504	-3.4487	0.5606	-3.3506
0.5	-3.8217	0.4344	0.2481	-4.1707	0.0598	-3.9439
0.0	-4.4450	-0.1019	0.1475	-4.8858	-0.4345	-4.5362
-0.5	-5.0501	-0.6332	0.0487	-5.5943	-0.9246	-5.1275
-1.0	-5.6390	-1.1602	-0.0483	-6.2968	-1.4124	-5.7177
-1.5	-6.2135	-1.6831	-1.1433	-6.9941	-1.8994	-6.3069
-2.0	-6.7758	-2.2025	-0.2367	-7.6866	-2.3866	-6.8952
-2.5	-7.3277	-2.7189	-0.3285	-8.3752	-2.8746	-7.4827
-3.0	-7.8908	-3.2327	-0.4189	-9.0620	-3.3637	-8.0696
-3.5	-8.4066	-3.7442	-0.5081	-9.7423	3.8541	-8.6558
-4.0	-8.9363	-4.2539	-0.5963	-10.4218	-4.3457	-9.2416
-4.5	-9.4609	-4.7619	-0.6838	-11.0992	-4.8385	-9.8269
-5.0	-9.9813	-5.2686	-0.7705	-11.7748	-5.3323	-10.4119
-5.5	-10.4983	-5.7742	-0.8566	-12.4489	-5.8271	-10.9966
-6.0	-11.0123	-6.2788	0.9422	-13.1217	-6.3227	-11.5810
-6.5	-11.5239	-6.7826	-1.0275	-13.7935	-6.8191	-12.1653
-7.0	-12.0335	-7.2858	-1.1124	-14.4644	-7.3160	-12.7494
-7.5	-12.5414	-7.7885	-1.1970	-15.1346	-7.8134	-13.3334
-8.0	-13.4800	-8.2903	-1.2814	-15.8042	-8.3113	-13.9172
-8.5	-13.5534	-8.7924	-1.3656	-16.4732	-8.8095	-14.5010
-9.0	-14.0579	-9.2939	-1.4497	-17.1419	-9.3081	-15.0847
-9.5	-14.5616	-9.7952	-1.5336	-17.8102	-9.8690	-15.6683
-10.0	-15.0647	-10.2962	-1.6175	-18.4782	-10.3058	-16.2519
-10.5	-15.5672	-10.7970	-1.7012	-19.1460	-10.8050	-16.8354
-11.0	-16.0693	-11.2977	-1.7849	-19.8136	-11.3043	-17.4189
-11.5	-16.5711	-11.7983	-1.8685	-20.4811	-11.8037	-18.0024

바. 地表面 載荷말뚝의 경우

$h=0$  의 경우는 식(참4-68)~식(참4-71)으로 計算하면 좋다

㉔ S형 지반 頭部自由 말뚝

$$\begin{aligned}\log y_0 &= 0.38958 - 4/7 \log EI - 6/7 \log Bk_s + 10/7 \log T \\ \log M_{\max} &= -0.05825 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 8/7 \log T \\ \log i_0 &= 0.22539 - 5/7 \log EI - 4/7 \log Bk_s + 9/7 \log T \\ \log I_{m1} &= 0.53473 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 1/7 \log T\end{aligned}\quad (\text{참4-68})$$

㉕ S형 지반 頭部固定 말뚝

$$\begin{aligned}\log y_0 &= -0.16047 - 4/7 \log EI - 6/7 \log Bk_s + 10/7 \log T \\ \log M_{\max-t} &= -0.05787 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 8/7 \log T \\ \log M_{\max-1} &= -0.53703 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 8/7 \log T \\ \log I_{m1} &= 0.54689 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 1/7 \log T\end{aligned}\quad (\text{참4-69})$$

㉖ C형 지반 頭部自由 말뚝

$$\begin{aligned}\log y_0 &= 0.11328 - 2/5 \log EI - 6/5 \log Bk_c + 8/5 \log T \\ \log M_{\max} &= -0.28846 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 6/5 \log T \\ \log i_0 &= -0.00634 - 3/5 \log EI - 4/5 \log Bk_c + 7/5 \log T \\ \log I_{m1} &= 0.55205 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 1/5 \log T\end{aligned}\quad (\text{참4-70})$$

㉗ C형 지반 頭部固定 말뚝

$$\begin{aligned}\log y_0 &= -0.32731 - 2/5 \log EI - 6/5 \log Bk_c + 8/5 \log T \\ \log M_{\max-t} &= -0.18301 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 6/5 \log T \\ \log M_{\max-1} &= -0.77377 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 6/5 \log T \\ \log I_{m1} &= 0.59296 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 1/5 \log T\end{aligned}\quad (\text{참4-71})$$

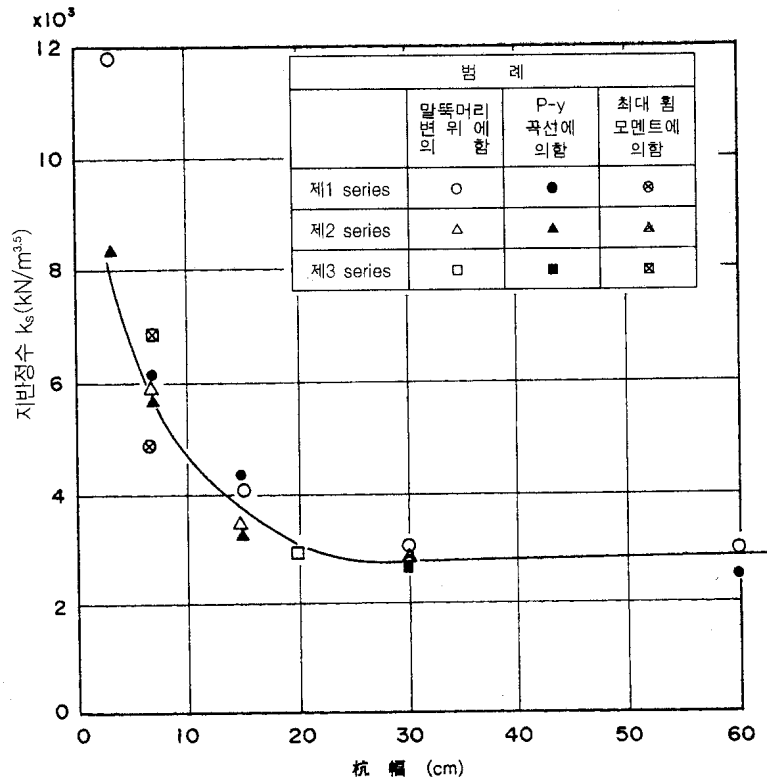
사. 有效長

어떤 말뚝을 긴 말뚝으로 취급하기 위해서는 근입장이 유효장보다 긴 것이 필요하다.

일본의 條原씨와 久保씨는 짧은 말뚝에 대하여 모형시험을 실시한 결과, 근입장이  $1.5I_{m1}$  을 초과하면 말뚝하부는 完全히 지반 중에 고정된 것으로 볼 수 있어,  $1.5I_{m1}$  을 유효장으로 제안했다<sup>9)</sup>. 실제로는 근입장이  $I_{m1}$  을 초과하면 그 말뚝의 거동은 긴 말뚝의 경우와 거의 같다. 그러나 흙의 피로나 Creep의 영향을 고려하여 긴 말뚝의 최소근입장은  $1.5I_{m1}$  을 취하는 것이 좋다

아. 말뚝폭의 영향

말뚝폭의 영향은 두 가지로 생각할 수 있다. 첫째는 단위면적당의 지반반력  $p$  와  $y$  의 관계에 대하여 말뚝폭  $B$  는 영향을 받지 않는다는 것이다. 둘째는 테르자기(Terzaghi)의 제창으로 어떤  $y$  에 대한  $p$  의 값은  $B$  에 逆比例한다는 것이다. 條原와 久保<sup>10)</sup> 및 澤口<sup>11)</sup> 사질토 지반에 ks값(港灣研究所方式)과  $B$  와의 관계에 있어서, 모형시험을 실시한 결과 도참(4-24)을 얻었다. 이것은 상기 두 가지 가정을 조합한 것과 같은 형태이나 말뚝폭  $B$  가 크게 되면 첫째의 가정이 성립되는 것으로 나타났다. 이 결과에 따라서 항만연구소방식은 말뚝폭의 영향을 고려하지 않는다.

도참(4-24)  $k_s$ 와 말뚝폭의 관계

## (2) 극한평형법

극한평형법은 지반의 극한상태에 대한 힘의 균형조건에 의해 말뚝의 수평지지력을 결정하는 방법이다. 대표적인 해법으로는 Broms의 이론<sup>12)13)</sup>을 들 수 있다. Broms는 횡하중을 받는 연직말뚝을 긴 말뚝과 짧은 말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태를 가정하고 말뚝의 응력변형 및 필요한 근입 길이를 구하는 설계방법을 제안하였다. 짧은 말뚝과 긴 말뚝의 구별은 표참(4-12)과 같다.

표참(4-12) 긴 말뚝과 짧은 말뚝의 구별

구 분	점성토	사질토
짧 은 말 뚝	$\beta L \leq 2.25$	$\eta L \leq 2.0$
중 간 말 뚝	-	$2.0 \leq \eta L \leq 4.0$
긴 말 뚝	$\beta L \geq 2.25$	$\eta L \geq 4.0$

위 표에서  $L$  : 말뚝의 길이

$$\beta = \left( \frac{k_h B}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

$$\eta = \left( \frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (\text{cm}^{-1}) \quad (\text{참4-72})$$

$k_h$  : 지반반력계수

$n_h$  : 지반반력계수의 깊이방향 증가율에 말뚝직경 B를 곱한 값(지반반력상수)

Broms의 해법은 말뚝 본체와 주변지반의 파괴 가능성을 모두 고려하고 말뚝 본체의 휨저항에 의해 설계가 결정되는 긴 말뚝의 경우에도 지표면 부근의 지반이 파괴된다는 조건을 고려하고 있다. 또 이 해법은 흙의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 실용적이며, 지반을 점성토와 사질토 지반으로 각각 나누어 각기 다른 형태로 횡방향 저항력을 산정하였다. 표참(4-13)과 표참(4-14)의 Broms의 해석방법에는 말뚝머리가 구속되어있는 긴말뚝의 경우에 극한상태로서 말뚝본체에 2개의 항복힌지가 발생한 상태가 가정되었다. 탄성지반해석법 표참(4-15)에 의하면 말뚝머리모멘트  $M_0$ 는 말뚝본체에 발생하는 최대모멘트  $M_{max}$ 보다 크므로 Broms해석방법으로는  $M_0$ 가 항복치에 도달한 후  $M_{max}$ 가 항복치에 도달할 때까지 말뚝머리 부분의 휨변형을 허용하는 말뚝머리 부분의 변형능력이 필요하게 되는데 이러한 변형능력이 없을 때에는 Broms의 방법을 사용해서는 안 되며 탄성지반반력법을 사용해야 한다.

### (3) 탄성지반반력법과 극한평형법의 적용 구분

탄성지반반력법과 Broms의 극한평형법의 적용대상은 다음과 같다.

#### ① Broms의 극한평형법 적용대상

가. 짧은 말뚝

나. 중간 말뚝

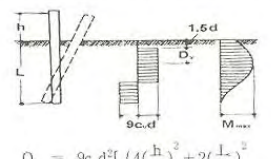
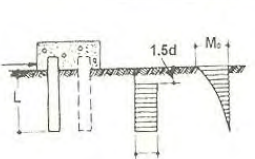
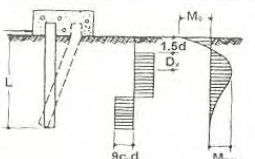
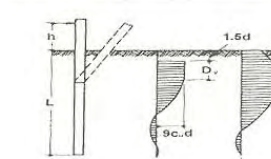
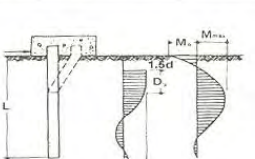
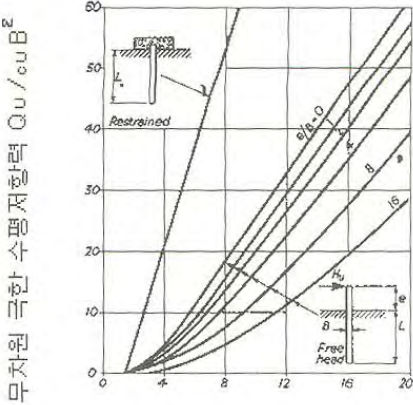
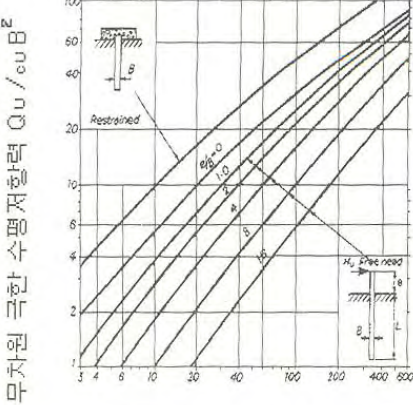
다. 말뚝머리가 자유로운 말뚝

라. 말뚝머리가 구속된 긴 말뚝 중에서 지중부 최대휨모멘트가 항복 값에 도달할 때까지 말뚝머리 휨모멘트가 항복 값을 유지하며 변형될 수 있는 경우

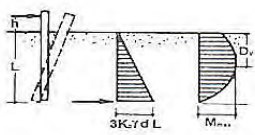
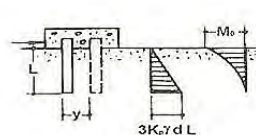
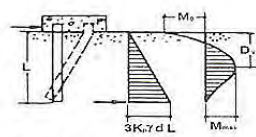
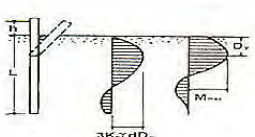
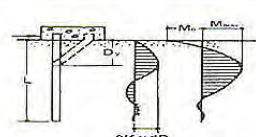
#### ② 탄성지반반력법의 적용대상 : 위의 ①항에 해당되지 않는 경우



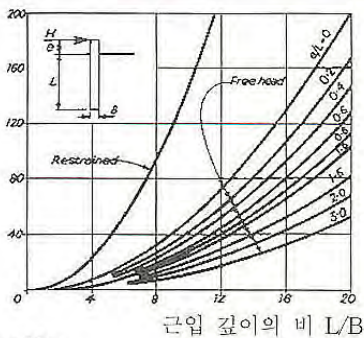
표참(4-13) Broms방법에 의한 횡방향 지지력 계산(점성토지반)

말뚝의 장단	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비 고
짧은말뚝 $L < 2.25\beta$	 $Q_u = 9c_u d^2 \left[ 4\left(\frac{h}{d}\right)^2 + 2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + 4\left(\frac{h}{d}\right)\left(\frac{L}{d}\right) + 6\left(\frac{h}{d}\right) + 4.5 \right]^{\frac{1}{2}}$ $M_{max} = Q_u \left( h + 1.5d + \frac{Q_u}{18c_u d} \right)$	 $Q_u = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$ $M_{max} = Q_u (0.5L + 0.75d)$	$\beta = \left( \frac{k_H d}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{cm}^{-1})$ $k_H$ : 수평반력계수 ( $\text{kgf/cm}^3$ ) $d$ : 말뚝의 폭 (cm) $EI$ : 말뚝의 휨강성 ( $\text{kgf} \cdot \text{cm}^3$ ) $D_y$ : 지중부 항복힌지의 위치(cm) $L$ : 말뚝의 근입깊이 (cm) $h$ : 하중 작용점 높이 (cm) $c_u$ : 흙의 비배수 전단강도( $\text{kgf/cm}^2$ ) $Q_u$ : 극한 수평저항력 (kgf) $M_{max}$ : 지중부 최대 휨모멘트 ( $\text{kgf} \cdot \text{cm}$ ) $M_y$ : 항복휨모멘트 ( $\text{kgf} \cdot \text{cm}$ ) $M_0$ : 말뚝휨모멘트 ( $\text{kgf} \cdot \text{cm}$ )
중간길이 말뚝		 $\left( \frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + (27 + 18 \frac{L}{d}) \left( \frac{Q_u}{c_u d^2} \right) - 81 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)^2 = 36 \left( \frac{M_y}{c_u d^3} \right)$ $M_{max} = M_y$	
긴말뚝 $L > 2.25\beta$	 $\left( \frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + (18 \frac{h}{d} + 27) \left( \frac{Q_u}{c_u d^2} \right) = 18 \left( \frac{M_y}{c_u d^3} \right)$ $M_{max} = M_y$	 $\left( \frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + 27 \left( \frac{Q_u}{c_u d^2} \right) = 36 \left( \frac{M_y}{c_u d^3} \right)$ $M_{max} = M_y$	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>무차원 극한 수평저항력 <math>Q_u / c_u B^2</math></p>  <p>근입 깊이의 비 <math>L/B</math></p> <p>점성토층의 짧은말뚝 수평저항력 계산도</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>무차원 항복휨모멘트 <math>M_u / c_u B^3</math></p>  <p>점성토층의 긴말뚝 수평저항력 계산도</p> </div> </div>			

표참(4-14) Broms방법에 의한 횡방향 지지력 계산(사질토지반)

말뚝의 장단	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비 고
<p>짧은말뚝</p> <p><math>L &lt; 2.0/\eta</math></p>	 $Q_u = \frac{K_p \gamma d L^2}{2(1 + \frac{h}{L})}$ $M_{max} = Q_u \left[ h + \frac{2L}{3\sqrt{1 + (h/L)}} \right]$	 $Q_u = \frac{3}{2} K_p \gamma d L^2$ $M_{max} = K_p \gamma d L^3$	<p><math>\eta = \left( \frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}</math></p> <p><math>n_h = \frac{k_H d}{z}</math></p> <p>(kgf/cm<sup>3</sup>)</p> <p><math>k_H</math> : 수평지반반력 계수(kgf/cm<sup>3</sup>)</p> <p><math>d</math> : 말뚝의 폭(cm)</p> <p><math>EI</math> : 말뚝의 휨강성 (kgf · cm<sup>3</sup>)</p> <p><math>z</math> : 깊이(cm)</p> <p><math>D_y</math> : 지중부 항복힘의 위치(cm)</p> <p><math>L</math> : 말뚝의 근입장 (cm)</p> <p><math>h</math> : 하중작용점 높이 (cm)</p> <p><math>\gamma</math> : 흙의 단위중량 (kgf/cm<sup>3</sup>)</p> <p>(지하수면아래는 수중단위중량)</p> <p><math>K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}</math></p> <p><math>Q_u</math> : 극한수평저항력 (kgf)</p> <p><math>M_{max}</math> : 지중부 최대 휨모멘트 (kgf · cm)</p> <p><math>M_o</math> : 말뚝머리 휨모멘트 (kgf · cm)</p> <p><math>M_y</math> : 항복휨모멘트 (kgf · cm)</p>
<p>중간길이 말뚝</p> <p><math>4.0/\eta \leq L &lt; 2.0/\eta</math></p>	 $\left( \frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma} \right) \frac{L}{d} - \frac{1}{2} \left( \frac{L}{d} \right)^3 = \frac{M_y}{K_p d^4 \gamma}$ $M_{max} = M_y$		
<p>긴말뚝</p> <p><math>L &gt; 4.0/\eta</math></p>	 $\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma} \left( \frac{h}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma}} \right) = \frac{M_y}{K_p d^4 \gamma}$ $M_{max} = M_y$	 $\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma} = 2.38 \left( \frac{M_y}{K_p d^4 \gamma} \right)^{\frac{2}{3}}$ $M_{max} = M_y$	

무차원 극한 수평저항력  $Q_u / K_p B^3 r$

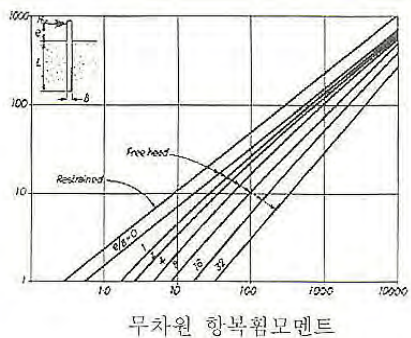


근입 깊이의 비  $L/B$

$M_u / B^4 r K_p$

사질토층의 짧은말뚝 수평저항

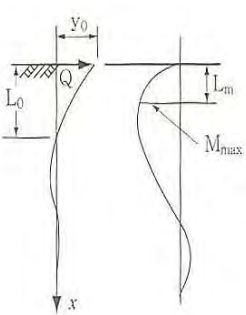
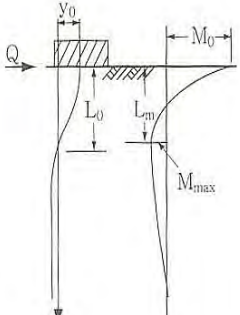
무차원 극한 수평저항력  $Q_u / K_p B^3 r$



무차원 항복휨모멘트

사질토층의 긴말뚝 수평저항

표참(4-15) 수평력을 받는 긴말뚝의 응력과 변형의 이론해석

수 평 지 반 반 력 계 수		말뚝머리자유	말뚝머리의 회전구속
			
일 정	말뚝머리의 휨모멘트 $M_0$	0	$\frac{Q}{2\beta}$
	지중부의 최대 휨모멘트 $M_{max}$	$0.3224 \frac{Q}{\beta}$	$0.104 \frac{Q}{\beta}$
	말뚝머리의 수평변위 $y_0$	$\frac{Q}{2EI\beta^3} = \frac{2Q\beta}{k_H d}$	$\frac{Q}{4EI\beta^3} = \frac{Q\beta}{k_H d}$
	$M_{max}$ 의 발생깊이 $L_m$	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
	제1부동점 깊이 $L_0$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$
깊 이 에 비 례	말뚝머리의 휨모멘트 $M_0$	0	$0.92 \frac{Q}{\eta}$
	지중부의 최대 휨모멘트 $M_{max}$	$0.78 \frac{Q}{\eta}$	$0.26 \frac{Q}{\eta}$
	말뚝머리의 수평변위 $y_0$	$\frac{2.4Q}{EI\eta^3} = \frac{2.4Q\eta^2}{n_h}$	$\frac{0.93Q}{EI\eta^3} = \frac{0.93Q\eta^2}{n_h}$
	$M_{max}$ 의 발생깊이 $L_m$	$\frac{1.32}{\eta}$	$\frac{2.15}{\eta}$
	제1부동점 깊이 $L_0$	$\frac{2.42}{\eta}$	$\frac{3.10}{\eta}$

## 4-2-3 기존자료에 의한 추정

소규모의 구조물이나 횡방향지지력이 중요하지 않은 구조물의 경우에 한하여 재하시험이나 해석적 방법에 의하지 않고 기존자료에서 축직각방향력을 받는 단일 말뚝의 거동을 추정할 수가 있다.

## 4-2-4 경사말뚝의 수평지지력

경사말뚝과 수직말뚝으로 이루어진 구조물 기초에 작용하는 수평력은 모두 경사말뚝에 의해서 지지되는 것으로 하여도 좋다. 이 경우 경사말뚝에 작용하는 수평력은 각 경사말뚝의 축방향 지지력에 의해서만 저항하는 것으로 설계할 수가 있다.

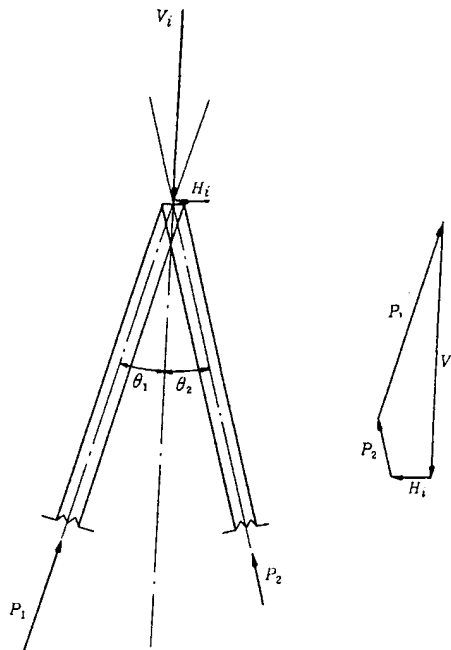
## [해설]

## (1) 수평력의 분담

일반적으로 경사말뚝과 수직말뚝을 혼용한 동일기초에 수평력이 작용할 때, 동일수평변위량에 대하여 수직말뚝의 수평력 부담이 경사말뚝에 비하여 현저히 적으므로 안전한 설계를 위하여 수평력은 모두 경사말뚝으로 부담하는 것으로 했다.

## (2) 경사말뚝의 수평력

경사말뚝의 수평지지력 산정법은 각 말뚝의 축방향지지력만으로 저항하는 경우와 말뚝의 휨 저항도 고려해서 축방향지지력에 포함시켜 생각하는 경우로서 크게 2가지 방법이 있다. 여기서는 전자의 방법을 규정하였는데 경우에 따라서는 후자로 계산하는 편이 적절할 수도 있다.



도참(4-25) 傾斜말뚝의 軸方向력

축방향지지력만 저항하는 경우는 도참(4-25)과 같이 한 조의 경사말뚝 머리부분에 작용하는 연직외력과 수평외력을 각 말뚝의 축방향에 나누어 각각의 축방향 허용지지력(또는 허용인발력) 이하로 되도록 한다. 축방향력은 식(참4-73) 또는 도참법 도참(4-25)에 의해서 구할 수 있다.



$$P_1 = \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

$$P_2 = \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

(참4-73)

여기서

$P_1, P_2$  : 각 말뚝에 작용하는 압축력(부(負)일 경우는 인발력) (kN)

$\theta_1, \theta_2$  : 각 말뚝의 경사각 (°)

$V_i$  : 경사말뚝의 연직반력 (kN)

$H_i$  : 경사말뚝의 수평반력 (kN)

#### 4-2-5 군말뚝의 작용에 관한 고려사항

군말뚝 기초로된 경우 기초에 작용하는 횡방향 허용 지지력의 검토는 군말뚝의 거동을 고려하여 군말뚝 해석에 따르는 것이 원칙이다.

#### [해 설]

군말뚝에 의해 축 직각 방향력을 저항할 때는 경사말뚝으로서 지지하는 경우와 말뚝의 횡방향지지력만으로 지지하는 경우가 있다. 경사말뚝의 경우는 축방향 지지력만으로 설계하는 것이므로 군말뚝 작용의 고려는 본 편 4-1에 따르면 좋다. 수직 말뚝만으로 군말뚝을 구성하는 경우는 각 말뚝의 횡방향지지력에 의지하는데 이 경우 먼저 설명한 단말뚝의 거동이 그대로 맞는지 문제가 된다. 군말뚝의 작용에 있어서는 현재까지 잘 알려지지 않았기 때문에 각 현장에서 재하시험을 하고 단말뚝의 시험결과와 비교하는 것이 가장 확실하나 실제상 용이하지 않다.

#### [참 고]

현 단계로는 다음과 같이 참고하여 설계자가 판단하는 것이 좋다. 말뚝타입 중심 간격이 표참(4-16)의 값보다 초과할 때에는 축직각방향 지지력에 관해서 군말뚝 작용을 고려하지 않아도 좋다. 이 표 중 횡방향은 외력의 직각방향, 종방향은 외력의 방향을 말한다. 또한 사질토는 모형실험결과나 항타에 의해 모래가 다져진 것 등을 고려해서 정한 것이며 점성토에 있어서는 거의 자료가 없으므로 안전성을 고려해서 정하였다.

표참(4-16) 말뚝의 중심간격

사 질 토	횡 방 향	말뚝직경의 1.5배
	종 방 향	말뚝직경의 2.5배
점 질 토	횡 방 향	말뚝직경의 3.0배
	종 방 향	말뚝직경의 4.0배

4-3 말뚝의 허용인발력

4-3-1 일 반

기초말뚝의 허용인발력은 단일말뚝으로서 최대인발력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준(기준허용인발력)으로 하며 다음 항목들을 고려해서 결정한다.

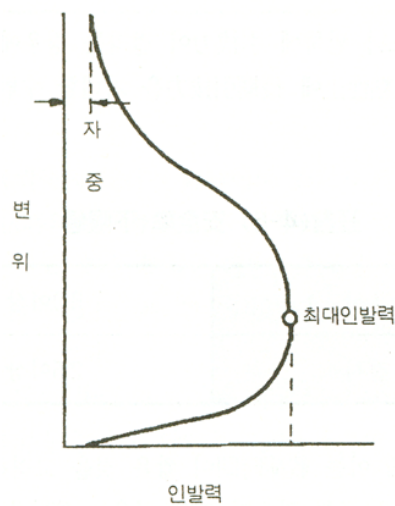
- (1) 말뚝의 인장응력도
- (2) 이음의 영향
- (3) 군말뚝의 작용
- (4) 말뚝의 상향 변위량

[해설]

말뚝에 인발력이 작용하는 것은 다음과 같은 경우이다.

- (1) 구조물 저면에 양압력이 작용할 때
- (2) 수직말뚝으로 지지하고 있는 구조물에 전도모멘트가 작용할 때(후단부의 말뚝에는 인발력이 걸린다)
- (3) 사향으로 수평력을 지지할 때(일부 말뚝에는 인발력이 걸린다)

어느 경우도 상부구조물 또는 말뚝 자신의 무게가 클 때 말뚝에 작용하는 引拔力은 상대적으로 작아진다. 말뚝으로 引拔力에 저항할 경우 말뚝두부와 상부구조가 완전히 일체가 되어야 引拔에 대한 저항을 발휘할 수 있다.



도해(4-1) 最大引拔力

말뚝의 許容引拔力은 單말뚝으로서의 最大引拔力을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준 許容引拔力이라고 하며, 말뚝資財의 應力, 이음, 群말뚝 작용 그리고 變位量 등을 고려해서 判定한다. 여기서 最大引拔力이라는 도해(4-1)에서 표시한 것과 같이 引拔荷重의 最大值를 나타낸 것이다. 일반적으로 引拔試驗의 경우는 변위가 어느 한도를 초과하면 하중은 도리어 감소하고 최후에는 말뚝의 자중만이 된다. 즉 최대하중과 극한하중과의 크기가 틀린다. 따라서 혼란을 피하기 위해 最大引拔力이라는 말을 쓰고 있다.

## 4-3-2 허용인발력의 기준

許容引拔力の 기준은 원칙적으로 단말뚝의 最大引拔力を 안전율로 나눈 값이다.

## [해 설]

## (1) 안전율의 下限値

말뚝에 引拔力이 걸리는 경우는 압축력이 걸리는 경우와 달라서 흙에 걸리는 힘과 변위의 방향은 상향이다. 이것은 말뚝 주변의 흙에 대한 유효응력을 감소시켜 흙을 느슨하게 하는 경향을 갖는다.

또한 변위가 진행함에 따라 말뚝의 접지면적은 감소한다. 따라서 인발의 경우 말뚝의 변위증대 또는 재하 시간의 지속은 흙의 저항력에 대해 대단히 불리한 영향을 끼치는 것이 된다. 더욱이 점성토에서는 Creep 현상이 압축의 경우보다도 현저하게 나타날 것으로 예상된다. 이런 이유로 안전율의 하한치는 축방향지지력의 경우보다 큰 값을 사용한다.

또 引拔의 경우 안전율은 최대하중에 대한 것으로서 압축의 경우와 같이 극한하중에 대한 것이 아니므로 큰 안전율을 써야한다.

## [참 고]

- (1) 해설에서 설명한 것과 같이 인발의 경우 周面摩擦이 작용하는 壓縮의 경우보다 불리한 점이 있어 말뚝의 引拔破壞가 일어나는 경우는 상부구조에 치명적인 손상을 끼칠 가능성이 있다. 그러므로 말뚝에 장기 인발력이 걸리는 설계는 피하여야 한다. 그러나 항만구조물의 경우는 말뚝에 長期 引拔抵抗을 전혀 기대 않는 것도 부적당하다.

그러므로 안전율을 크게 하였으나 말뚝에 引拔力이 걸리는 경우에는 말뚝의 배치를 변경시켜 그 값을 아주 작게 하는 것이 좋다. 특히 점성토에 長期引拔力을 기대할 수밖에 없을 때는 충분하고 신중한 설계를 하여야 한다.

표참(4-17) 안전율 하한치

상 시	3.0이상
지진시	2.5이상

지진시의 안전율은 2.5로 하는데 이는 재하시간이 짧은 것을 고려하여 상시보다도 저감한 것이다. 그러나 지진시에 모래층의 허용인발력을 구할 필요가 있을 경우는 액상화를 고려하여 신중히 결정해야 한다.

## (2) 말뚝의 자중과 안전율

말뚝의 自重은 속채움흙의 重量과 더불어 확실한 引拔抵抗으로 기대되는 것이므로 여기에는 안전율을 고려할 필요는 없다.

따라서 最大引拔力에서 基準 許容引拔力을 구할 때는 다음과 같이 하는 것이 합리적이다.

다만 말뚝의 자중이 비교적 적을 때는 자중의 반영을 생략하는 것이 보통이며 말뚝의 직경이 크면 속에 채워진 흙이 반드시 말뚝과 함께 끌려 올라오지 않으며 말뚝에서 빠져나가는 것도 예상된다.

① 引拔試驗에 의하여 最大引拔力を 구할 때

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut1} - W_p}{F} \quad (\text{참 4-74})$$

② 靜力學的 支持力 산정공식에 의하여 最大引拔力を 구할 때

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut2}}{F} \quad (\text{참 4-75})$$

여기서,

$R_{at}$  : 말뚝의 許容引拔力 (kN)

$W_p$  : 말뚝의 自重 (浮力を 뺀 것) (kN)

$R_{ut1}$  : 말뚝의 最大引拔力 (引拔試驗에 의함) (kN)

$R_{ut2}$  : 말뚝의 最大引拔力 (靜力學支持力산정에 의함) (kN)

$F$  : 安全率

다져진 양질의 모래 지반이고 細心한 土質試驗 또는 引拔試驗 결과로 判定할 경우는 土質基礎의 전문가의 判定을 받은 다음 安全율을 緩和하여도 좋다. 그러나 常時 2.5, 地震時 2.0이하로 해서는 안 된다.

#### 4-3-3 단말뚝의 最大인발력

單말뚝의 最大引拔力은 引拔試驗에 의하여 구하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 부득이 한 경우는 載荷試驗 결과 또는 靜力學적 지지력공식 등에 의하여 추정할 수도 있다.

#### [解 說]

(1) 最大引拔力の 推定

말뚝의 引拔力에 대해서는 壓縮말뚝에 比하면 經驗이나 資料가 빈약하다. 다만 粘性土層이 비교적 軟弱한 경우 貫入時의 周面摩擦과 引拔時의 周面摩擦이 極히 類似하므로 壓縮載荷試驗結果나 靜力學的 支持力公식에 의하여 最大引拔力を 推定해도 좋다. 軟弱한 粘性土층에서 摩擦抵抗은 무시할 정도로 작으므로 載荷試驗에 의하여 구한 極限 支持력과 最大引拔力과는 큰 차가 없으므로 極限支持力 보다 약간 적은 값을 最大引拔力으로 생각할 수 있다.

靜力學的 지지력 공식에 의한 最大引拔力の 推定은 본편 4-1-4의 靜力學的 공식에 의한 극한지지력의 추정에서 설명한 極限支持力の 推定에 준한다. 당연히 先端支持力の 항은 무시해야 한다.

① 모래地盤의 경우

$$R_{ut} = 2\bar{N}A_s \quad (\text{참4-76})$$

② 粘土地盤의 경우

$$R_{ut} = \bar{c}_a \cdot A_s \quad (\text{참4-77})$$

여기서

$R_{ut}$  : 말뚝의 最大引拔力 (kN)

$\bar{N}$  : 말뚝 根入 전장에 대한 평균 N치



$A_s$  : 말뚝둘레의 전표면적 ( $m^2$ )

$\overline{c_a}$  : 말뚝 根入 전장에 대한 平均付着力 ( $kN/m^2$ )(본편 4-1-4 참조)

## (2) Terzaghi 의 산정식

靜力學的 支持力 산정식을 이용하여 말뚝의 最大引拔力을 推定하는 경우 식(참4-42)을 써서 검토 할 때도 있다. 이 때 식(참4-76), 식(참4-77)으로 계산한 값과 비교하여 적절한 값을 채용한다.

$$R_{ut} = R_f = \phi \cdot L \cdot \overline{f_s} \quad (\text{참 4-78})$$

$$\overline{f_s} = \frac{\Sigma(c_{ai} + K_s \cdot q_i \cdot \mu) \cdot \ell_i}{L} \quad (\text{참 4-79})$$

여기서

$R_{ut}$  : 말뚝의 最大引拔力( $kN$ )

$R_f$  : 말뚝의 周面摩擦力( $kN$ )

$\phi$  : 말뚝의 둘레 ( $m$ )

$L$  : 말뚝의 根入 깊이( $m$ )

$\overline{f_s}$  : 平均 周面摩擦强度( $kN/m^2$ )

$c_{ai}$  : 제*i*층에서의 흙과 말뚝의 付着力( $kN/m^2$ )

$c_i$  : 제*i*층에 있어서 흙의 粘着力( $kN/m^2$ )

$K_s$  : 말뚝에 작용하는 水平土壓係數

$q_i$  : 제*i*층에서의 平均有效土被의 壓力( $kN/m^2$ )

$\mu$  : 말뚝과 흙의 摩擦係數

$\ell_i$  : 제*i*층의 층두께

$c_a$ 와  $\mu$ 의 값에 대해서는 본편 4-1-4의 靜力學的 공식에 의한 軸方向 極限支持力 추정을 참조한다. 水平土壓係數( $K_s$ )의 값은 말뚝이 壓縮을 받을 때보다 약간 적은 값을 취해야 하는데 靜止土壓係數에 대해 조사한 0.3~0.7의 값을 사용하는 예가 많다.

그러나 현장 打設 콘크리트 말뚝에 있어서는 砂質土 중에서 引拔試驗을 행한 결과 土壓係數가 1.75이상인 경우도 있다.<sup>14)</sup> 모래의 密度에 의하여 土壓係數의 變動은 현재로서는 확실히 糾明되어 있지 않다. 砂質土層의 말뚝의 경우 정확한 引拔抵抗의 判定은 곤란하며 軟弱한 粘性土의 경우 짧은 시간의 인발 시험결과에서 바로 長期荷重에 대한 引拔抵抗을 推定하는 것은 위험하니 주의해야 한다.

## 4-3-4 말뚝의 허용인발력을 구하는데 고려할 사항

- (1) 말뚝의 許容引拔力은 말뚝材料의 許容 引張應力度에 말뚝의 有效斷面積을 곱한 값을 초과해서는 안 된다.
- (2) 이음 말뚝의 경우 이음에서 아랫부분의 저항은 무시하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 강말뚝 등 양호한 이음이 되었을 경우는 그 신뢰성을 확인한 다음에 이음의 허용인장력의 범위 내에서 하부 말뚝의 인발 저항을 고려 할 수가 있다.
- (3) 群말뚝의 경우 군말뚝의 最外側 말뚝의 表面을 잇는 면으로 둘러싸인 하나의 블록으로서 引拔抵抗을 검토한다.
- (4) 말뚝의 許容引拔力 결정 시 上部構造에서 결정하는 말뚝머리의 許容引拔量을 고려한다.

## [해설]

## (1) 말뚝材料의 引張應力度

말뚝의 許容引拔力은 말뚝재의 引張應力度에 의해 제한된다. 그 검토방법은 본편 4-1-6의 말뚝재의 壓縮應力度 검토에 준하면 된다.

## (2) 이음의 영향

이음말뚝의 경우 이음이 어느 정도 引拔力을 전달할 수 있는가는 의문이다. 그러므로 가장 안전측을 취하고 하부 말뚝의 저항을 무시하는 것을 원칙으로 했다.

## (3) 군말뚝의 작용

군말뚝의 경우 군말뚝 블록이 인발되는 위험성을 고려하지 않으면 안된다. 군말뚝의 최대인발력은 식(참 4-80)으로 표시된다.

$$R_{gut} = \bar{S} \cdot U \cdot L + \gamma'_2 \cdot A_g \cdot L \quad (\text{참4-80})$$

여기서

$R_{gut}$ : 하나의 블록으로서 群말뚝의 最大引拔力 (kN)

$\bar{S}$ : 말뚝에 접촉하는 흙의 평균전단강도(kN/m<sup>2</sup>)

$U$ : 군말뚝(블록)의 둘레 (m)

$L$ : 말뚝의 근입 길이 (m)

$\gamma'_2$ : 말뚝과 흙을 포함한 블록 전체의 평균단위체적중량 (kN/m<sup>3</sup>)

$A_g$ : 군말뚝(블록)의 저면적 (m<sup>2</sup>)

블록의 중량에 있어서는 전체 중량으로 작용 할 가능성이 적은 것을 생각하고 안전율을 감하는 것으로 하면 말뚝의 1 본당 허용인발력은 식(참4-81)과 같이 된다.

$$R_{at} = \frac{1}{n} \cdot \left\{ \frac{1}{F} (\bar{S} \cdot U \cdot L) + \frac{1.5}{F} (\gamma'_2 \cdot A_g \cdot L) \right\} \quad (\text{참4-81})$$

여기서,

$R_{at}$ : 블록의 引拔에 대한 말뚝 1본당 許容引拔力(t)

$n$ : 群말뚝의 말뚝본수(본)

$F$ : 安全率(본편 4-3-2의 許容引拔力 기준참조)

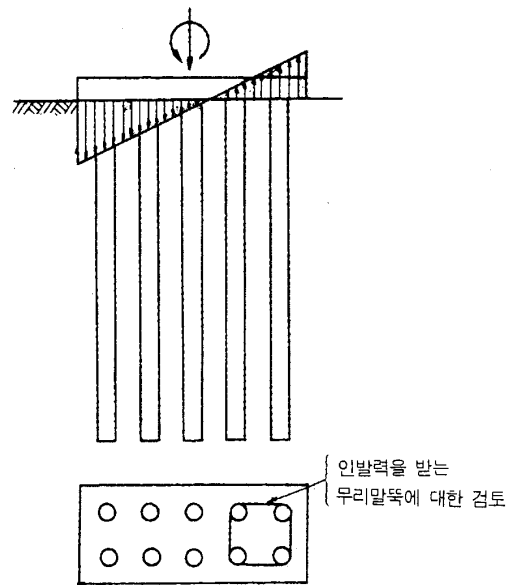
群말뚝으로서 쓰일 경우 각 말뚝의 許容引拔力은 단일 말뚝의 許容引拔力과 식(참 4-45)에서 구한 許容引拔力 중에서 작은 쪽을 취한다. 群말뚝으로 지지된 구조물이 偏心 모멘트를 받을 때 反力이 각 말뚝에 어떻게 分布하는지 잘 알 수 없으므로 편법으로 도참(4-15)과 같이 反力을 직선적 分布로 생각하여 引拔 合力에 대하여 검토하고 다시 제일 큰 引拔力을 받는 말뚝에 대하여 單말뚝으로 검토한다.

## (4) 말뚝의 引拔量

말뚝의 許容引拔力은 그 힘에 의한 말뚝머리의 引拔量이 말뚝머리의 허용인발량을 초과하지 않는 범위에 있어야 한다. 許容인발량은 상부구조 등에 대하여 유해한 영향이 없도록 정해져야 하며 이를 일률적인 수치로 나타낼 수는 없다.

引拔荷重에 의해서 말뚝의 引拔量이 어느 정도 발생하는지에 대한 자료가 아주 부족하여 개개의 경우 引拔試驗에 의해 판단하여야 한다. 그러나 점토의 경우 장기하중에 대해 Creep등의 영향이 있으므로 引拔 시험결과에서 직접 말뚝 기초의 인발량을 推定하기는 곤란하다.

그러나 소정의 안전율을 고려하여 구한 許容引拔力정도의 하중에 대해서는 Creep등의 영향도 그다지 크지 않다고 생각된다.



도참(4-26) 군말뚝기초의 인발저항

## 4-4 설계

### 4-4-1 하중분담

연직하중은 말뚝만으로 지지하는 것으로 하고 상부기초 바닥면에 접하는 지반의 지지력은 기대해서는 안된다. 수평하중도 말뚝만으로 지지하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 상부기초 근입부의 전면 토압만으로 저항할 경우에는 이것을 지지로 할 수 있다.

#### [참 고]

##### (1) 말뚝기초의 설계순서

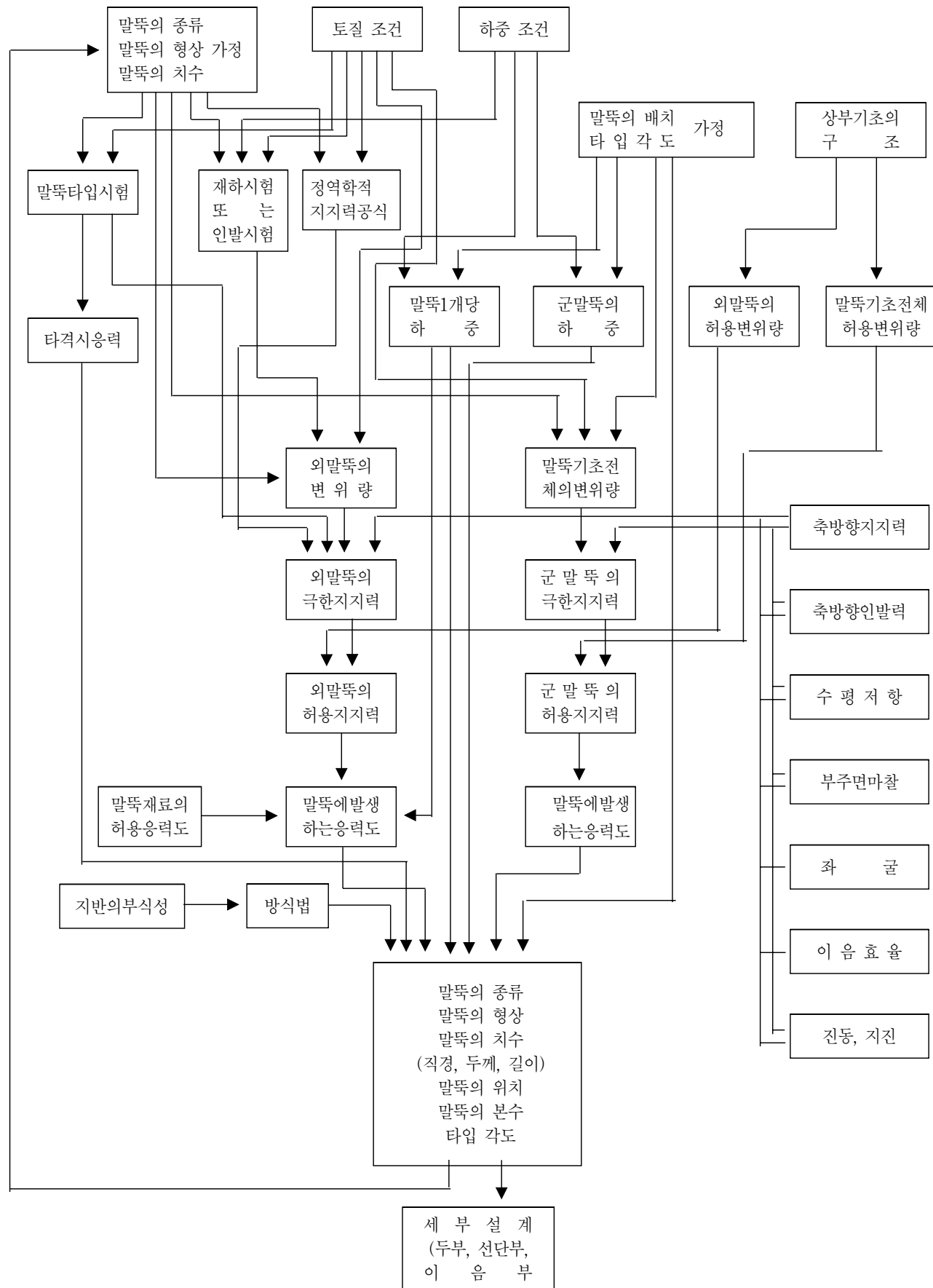
말뚝기초의 설계는 일반적으로 도참(4-27)의 흐름도 순서로 하는 것이 좋다.

##### (2) 연직하중

시공이 완료된 후에 말뚝으로 지지되는 상부기초의 바닥판은 지반이 바닥면에 접하고 있어도 시일이 지남에 따라 공극이 생기는 경우가 있어 안전상 바닥판 아래 지반의 지지력을 무시하는 것으로 한다. 마찰 말뚝에 있어서도 말뚝 타입 후, 지반이 흐트러진 것에서 회복되는 과정에서 압축현상에 의해 지반이 상대적으로 다소 침하하므로 지반의 지지력은 무시한다.

##### (3) 수평하중

수평하중은 말뚝만으로 지지하는 것이 원칙이다. 가령 상부기초 근입부의 전면 수동토압 저항이 기대되면 이를 저항력에 추가하여도 좋다. 그러나 이때 수동토압 저항의 산출은 일반적으로 곤란하며, 말뚝의 허용횡방향 지지력 계산시의 말뚝머리 변위량에 대응한 지반의 수동토압이 극한치에 도달하는지 아닌지를 간단히 정할 수 없다. 경우에 따라서는 Coulomb의 식으로 구한 수동토압에 도달할 때까지 상부기초가 변위를 일으키면 말뚝이 휨파괴를 일으킬 위험성이 있다. 그러므로 이 근입부의 전면 수동토압 저항을 고려할 때는 이런 것을 충분히 검토한 다음이 아니면 추가해서는 안 된다.



도참(4-27) 말뚝기초의 설계순서 흐름도

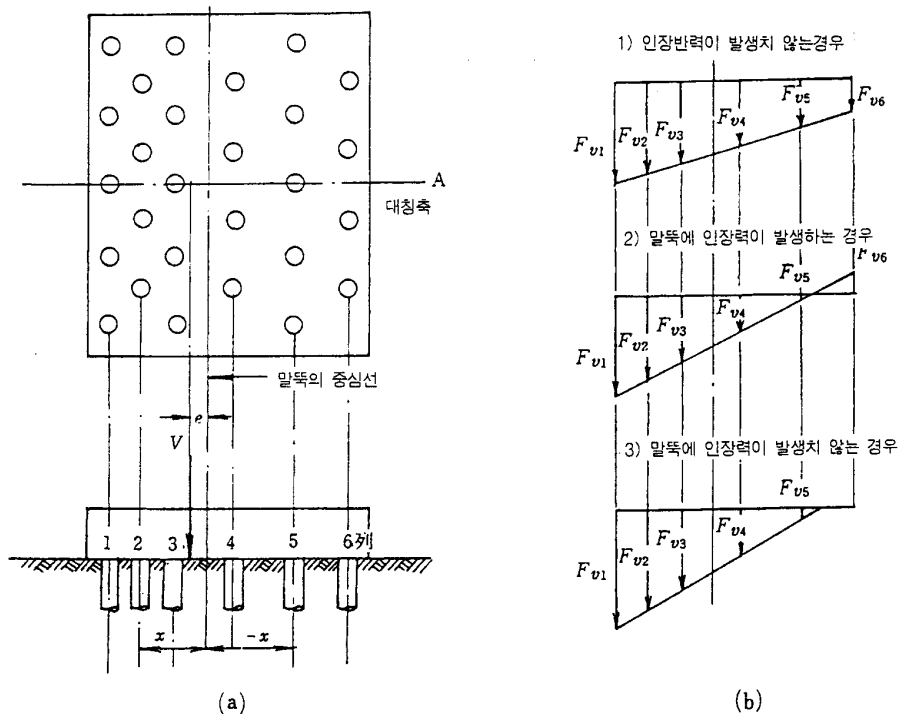
## 4-4-2 말뚝기초의 하중배분

동일 기초에서는 연직하중이나 수평하중이 모든 말뚝에 균일하게 작용하도록 말뚝을 배치해야한다.

## [해설]

## 하중의 등분배

동일기초에서 하중을 동일하게 분배시키기 위하여, 말뚝의 종류, 형상, 치수 등으로 조절해서는 안 되며, 말뚝간의 간격으로 조절하는 것이 바람직하다. 만약 각 말뚝간의 분담하중에 큰 차가 있으면 부등침하의 원인이 되고 국부적 응력집중현상 등으로 상부구조에 악영향을 주게 된다. 그리고 마찰말뚝, 지지말뚝의 혼용, 말뚝 근입깊이의 심한 차이 등은 설계시 피해야 할 사항이다.



도참(4-28) 鉛直荷重의 배분

## [참고]

## (1) 鉛直荷重의 分配

말뚝의 材質, 形狀이 同一하고 配置가 對稱이며, 각 말뚝이 강결되어 있고 外力의 合力이 對稱軸 상에 있을 때, 鉛直力의 分配는 다음 식(참4-82)에 의하여 구한다.

$$F_{vi} = \frac{V}{\Sigma n_i} + \frac{V \cdot e \cdot x_i}{\Sigma (n_i x_i^2)} \quad (\text{참4-82})$$

여기서,

$F_{vi}$  : i 열 말뚝의 鉛直反力 (kN)

$V$  : 外力의 鉛直方向 合力 (kN)

$e$  : 말뚝全體의 重心에서  $V$ 의 偏心量 (m) (도참 4-15 참조)

$n_i$  :  $i$  열중의 말뚝의 개수

$x_i$  : 전 말뚝의 重心에서  $i$  열의 말뚝까지 距離 (m)

## (2) 水平荷重의 分配

말뚝의 全體길이에 걸쳐서 주변의 흙으로 拘束되어 있는 鉛直말뚝 기초일 때, 水平方向으로 分配되는 힘은 다음 식(참4-83)과 같다.

$$F_{Hi} = H \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} \quad (\text{참4-83})$$

여기서,

$F_{Hi}$  :  $i$  번 말뚝의 水平反力 (kN)

$H$  : 水平力 (kN)

$K_{Hi}$  :  $i$  번 말뚝의 水平方向 스프링 定數 (kN/m)

각 말뚝의 形狀, 길이, 材質 그리고 地반조건이 동일하다면  $F_{Hi}$ 는 동일하므로 말뚝의 水平反力은 다음 식과 같다.

$$F_{Hi} = \frac{H}{n} \quad (\text{참4-84})$$

여기서,  $n$ 은 말뚝의 개수이다

$K_H$ 의 값을 실험에 의하여 구할 수 없을 때 다음 식에서 구한다.

$$\circ \text{ 말뚝머리가 힌지일 경우 : } K_H = \frac{E_s}{2\beta} \quad (\text{참4-85})$$

$$\circ \text{ 말뚝머리가 固定일 경우 : } K_H = \frac{E_s}{\beta} \quad (\text{참4-86})$$

여기서,

$E_s$  : 地반의 탄성계수 ( $\text{kN/m}^2$ ) :  $E_s = k_h B$

$k_h$  : 횡방향 地반반력계수 ( $\text{kN/m}^3$ )

$B$  : 말뚝 폭 (m)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad (\text{m}^{-1})$$

$E$  : 말뚝의 탄성계수 ( $\text{kN/m}^2$ )

$I$  : 말뚝의 단면2차모멘트 ( $\text{m}^4$ )

말뚝머리부분이 기초 바닥판과 완전히 일체로 되어 있지 않을 때, 기초에 작용하는 수평력은 연직반력이 작용하고 있는 말뚝만으로 부담한다. 그러나 이 값이 각 말뚝의 연직반력에 말뚝머리와 기초 바닥판과의 마찰계수를 곱한 값을 초과 할 때는 이 超過水平力을 다른 말뚝으로 均等하게 分配해서 말뚝에 超過水平力이 발생하지 않을 때까지 계산을 反復한다.

기초 바닥판과 말뚝이 일체로 강결되어 있을 때 식(참4-82)에서 구한 값은 바로 그 값이 압축력과 인발력으로 인정할 수 있으나, 완전한 일체로 간주할 수 없을 때  $F_{vi}$ 가 (-)인 말뚝은 없는 것으로 가정하고 새로이 중심을 구하여 계산을 다시 한다. 말뚝에 인장력 작용을 허용 할 때는 기초 바닥판과 말뚝이 인발력에 견딜 수 있도록 충분히 강결시켜야 한다.

## 4-4-3 시공시의 하중에 대한 검토

말뚝의 설계는 완성후의 하중 외에도 취급, 운반, 설치, 타입시의 하중에 대해서도 검토하는 것이 바람직하다.

## 4-4-4 말뚝과 상부기초와의 결합부 설계

말뚝과 상부기초와의 결합부는 이 부분에 생기는 각종 응력에 대하여 안전하게 설계하여야 한다.

## [해설]

설계에 있어서 말뚝머리와 상부기초와의 결합부를 강결이나 힌지로 할 때 각각의 장단점이 있어 간단하게 정하기는 어려우나 설계시 다음사항을 잘 파악하여 판단하는 것이 좋다.

- (1) 鉛直荷重에 대해서는 차이가 없으나 坐屈을 생각할 경우에는 剛結일 때가 坐屈長이 짧아지므로 유리하다.
- (2) 같은 수평하중을 받는 경우 말뚝머리의 수평변위는 剛結의 경우가 힌지보다 상당히 적다
- (3) 말뚝머리가 剛結되어 있는 말뚝에 수평력이 가해지면 말뚝머리에 고정단 모멘트가 생긴다.
- (4) 말뚝머리가 剛結되어 있는 경우는, 상부기초의 회전에 의해서도 말뚝머리 모멘트가 변화한다.
- (5) 역학적 해석은 힌지로 하는 것이 간편하나 말뚝머리와 상부기초와의 결합을 완전 힌지구조로 하는 것은 보통의 시공으로는 어렵다.

## [참고]

- (1) 말뚝머리를 剛結로 하는 경우 설계상 주의 사항

- ① 휨모멘트, 전단력, 軸力의 모든 것에 대하여 抵抗이 되도록 設計하지 않으면 안 된다.
- ② 말뚝을 그대로 상부기초에 매입할 경우 압축력에 대해서는 말뚝상단의 지압만으로 저항시키는 것을 원칙으로 한다. 그러나 잔교와 같이 상부기초이 얇을 때는 말뚝주면과 콘크리트의 부착력으로 저항시킨다. 또 말뚝머리에 철근 등의 결합재를 연결하여 정착을 좋게 하는 것도 있다. 인발저항의 경우는 이러한 결합재를 써서 인발에 충분히 저항시켜야 한다.

철근 콘크리트 말뚝의 경우는 말뚝머리를 깨어내어 말뚝 속의 철근을 상부기초에 정착할 수도 있다.

- ③ 말뚝머리가 상부기초 내에 매입되는 길이는 어느 정도 큰 편이 좋으나, 상부기초의 하부에 들어 있는 철근과의 간섭에 주의하여야 한다. 경우에 따라서는 상부기초 하부의 철근이 말뚝에 의하여 절단되므로 완전하게 보강하지 않으면 안 된다.

일반적으로 말뚝의 직경 또는 말뚝의 幅 以上을 상부기초 내에 埋込하면 충분한 것으로 알려져 있으나, 콘크리트에 埋込된 말뚝머리 側面의 支壓應力 分布가 아직 확인 되어 있지 않으므로 계산상으로 정확한 길이를 구할 수 없으나 支壓應力分布를 直線으로 가정하면 계산식이 성립되어 참고로 할 수 있다.

말뚝머리의 上部基礎 埋込길이  $L$ 은 식(참4-87)에서 구한다.

$$L = \sqrt{\frac{6M_o}{B\sigma_{ca}}} \gamma_b \gamma_i \quad (\text{참4-87})$$

여기서,

$L$  : 埋込길이 (m)

$M_o$  : 말뚝머리 拘束모멘트 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

$B$  : 말뚝 폭 또는 말뚝의 直徑 (m)

$\sigma_{ca}$  : 上部基礎 콘크리트의 支壓強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

(제3편 3.8 콘크리트의 許容應力度참조)

$\gamma_b$  : 部材係數(일반적으로 1.15)

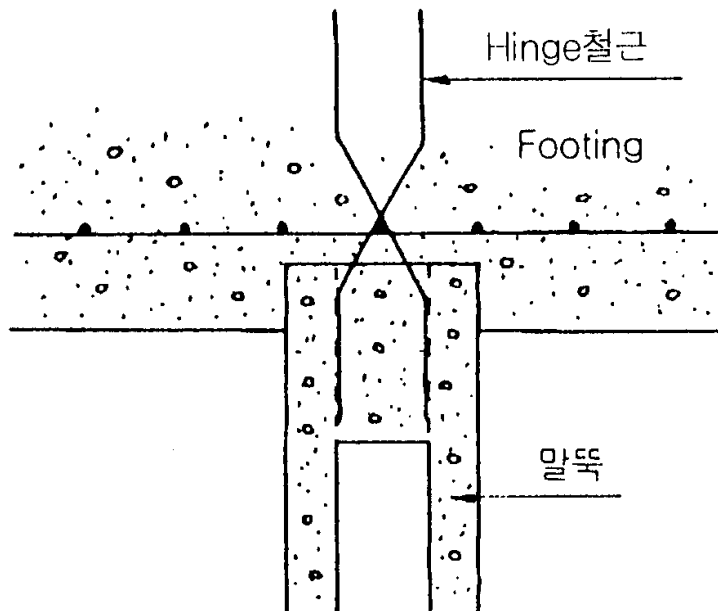
$\gamma_i$  : 構造物係數(偶發荷重 작용시의 경우 1.0)

식(참4-87)에서 구한 값이 B이하가 될 경우에도 埋込길이를 B이상으로 한다. 단, 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝의 경우는 특히 PS 鋼材引張力の 附着傳達 길이 이상을 埋込할 필요가 있다.

- ④ 剛結한 경우의 말뚝머리는 斷面이 急變하여 應力集中이 예상되므로 말뚝의 破壞에 대해서 충분히 補强되어야 한다. 철근 콘크리트 말뚝, 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝 등에는 축방향 철근의 증가는 물론이고, 띠철근 또는 나선철근으로 충분히 보강하여야 한다. 한편 상부기초 콘크리트도 말뚝에 의해 국부지압을 받아 인장력이 발생할 수 있으므로 말뚝주변을 보강하여 두는 것이 좋다.

(2) 말뚝머리를 힌지로 하는 경우 설계상 주의 사항

- ① 말뚝머리부는 자유롭게 회전되도록 한다. 이 때문에 말뚝머리부의 埋込길이는 10~15cm 정도로 하며, 埋込길이가 지나치게 크면 剛結에 가깝게 되고 지나치게 적으면 橫方向의 移動이 固定되지 않아서 힌지의 役割을 못한다. 도참(4-29)과 같이 힌지철근을 넣는 경우도 있다.
- ② 말뚝머리는 기둥의 끝이라 파손될 염려가 있으므로 충분히 보강하지 않으면 안 된다.
- ③ 결합부가 완전한 힌지가 아닌 경우는 말뚝머리 고정단 모멘트가 발생하므로 이에 대한 고려가 필요하다.



도참(4-29) 힌지 결합



## 4-4-5 이음

- (1) 이음은 완성 후에 작용하는 하중에 대해 안전하여야 하고 시공시에도 충분히 안전할 필요가 있다.  
 (2) 이음위치는 단면에 여유가 있고 부식 등의 영향이 적은 곳에 설치하는 것이 바람직하다.

## [참 고]

## (1) 이음의 강도

이음위치에 따라서 구조물 완성 후에는 이음에 작용하는 힘이 말뚝의 전체강도보다 훨씬 작게 될 경우도 있으나, 시공시의 항타응력, 장래의 하중증가 및 단면에 생기는 예측하지 못한 응력에 대해서 이음의 안전을 기하여야 한다.

## (2) 이음의 위치

이음부의 시공은 반드시 현장작업을 하게되므로 공장제작과 달라서 시공관리가 불충분하게 되기 쉽다. 따라서 이음의 설계에서는 말뚝 본체와는 달리 신중하게 해야한다. 이음의 위치를 결정함에 있어서는 휨, 전단, 압축 및 인장 등 전부를 고려하고 이음구조가 휨에 약한 것이면 휨모멘트가 작은 점에, 전단에 약한 것이면 전단력이 작은 점에 설치하도록 이음구조의 특징을 잘 파악하여 이음위치를 결정하여야 한다.

이음부의 내구성은 본체에 비하여 작은 것으로 생각된다. 예컨대, 강말뚝에서도 여러 가지 방식처리가 용접 등의 가공으로 인하여 기능의 저하를 초래한다고 생각된다. 그러므로 이음의 위치는 부식의 영향이 적은 곳으로 하고 특히 수위의 변동에 의한 건습을 되풀이하는 곳은 피하여야 한다. 또 이음위치에 따라 말뚝 한 개의 길이가 정해지므로 한 개의 길이로서 수송, 시공설비, 작업공간 등을 고려한다. 조건이 허용하는 한 이음수를 감소시키고 긴 말뚝을 사용하는 것이 일반적으로 유리하다. 현재의 운반조건으로는 일반적으로 운반될 수 있는 최대길이는 도로 수송의 경우 13m, 철도수송의 경우 20m 정도이다.

## (3) 강말뚝의 이음

강말뚝은 아크용접 이음으로 하는 것이 가장 확실하고 공사비도 다른 방법에 비교하여 일반적으로 저렴하므로 원칙적으로 아크용접 이음을 한다. 그러나 최근에는 가스용접 등 다른 신 공법도 개발되고 있으므로, 시험 등에 의해서 충분히 검토한 후에 책임기술자가 충분히 안전하다고 인정되는 경우에는 다른 방법을 사용하여도 좋다. 添接板을 볼트 또는 리벳으로 접합하는 방법도 있으나, 시공 정밀도에 의문이 있어 별로 사용하지 않고 있다.

## (4) 강관말뚝의 용접이음

강관말뚝의 용접이음은 전 둘레를 맞대어 용접하는 것을 원칙으로 한다.

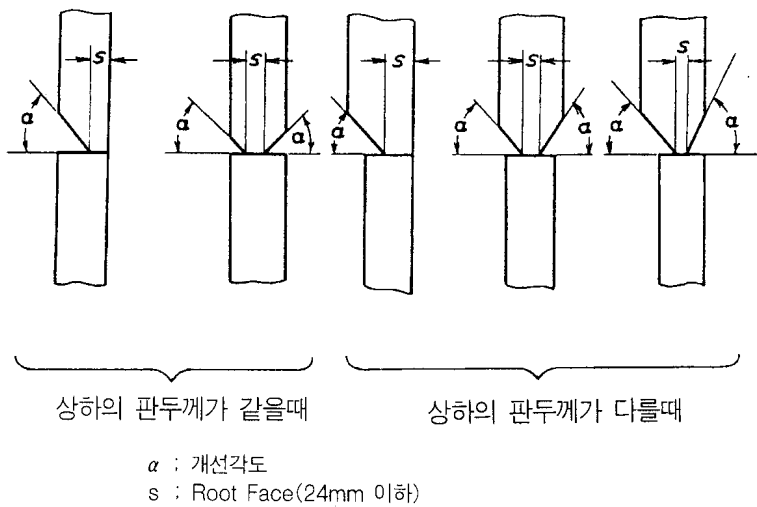
강관말뚝의 용접이음으로서는 현재 소켓을 사용하여 전 둘레를 맞대어서 용접하는 방법이 일반적으로 사용되고 있으며 외주에 칼라를 붙인 살붙임 용접은 별로 사용되지 않고 있다.

## (5) H형 鋼말뚝의 이음

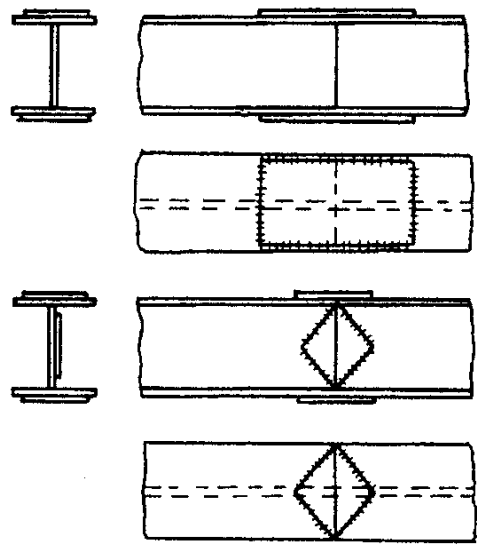
H형 鋼말뚝의 이음은 원칙적으로 다음 2가지 방법에 의한다.

- ① 말뚝本體를 서로 맞대어 銲接한다. 이 경우에는 도참(4-30)와 같이 아래 말뚝은 이음부를 말뚝 軸에 直角인 平面으로 하고, 위 말뚝의 이음부는 2.4mm이하, 開先角度 50°이상의 Root Face를 한 방향 또는 두 방향으로 붙여서 V형 또는 K형 맞대임 용접으로 한다.
- ② 添接板을 사용한 살붙임 銲接을 한다. 이 경우에는 현장이음을 구성하는 위·아래 말뚝의 단면은 말뚝 축에 직각인 평면으로 하고 이음강도는 말뚝단면의 접촉에 의한 응력전달은 반영하지 않고 添接板과 살붙임 용접만의 강도에 의한다.(도참(4-31) 참조)

- (6) 上下杭 말뚝두께가 다른 경우  
이음부에서 용접해야 될 위·아래 말뚝의 판 두께가 다를 때에 그 차이가 4mm 이하이면 판에 길이 방향의 경사를 붙이지 않아도 좋다.
- (7) 나무말뚝의 이음  
나무말뚝의 이음은 수평력 혹은 인발력이 작용하는 경우에는 쓰지 않는 것이 좋다.
- (8) 철근콘크리트 말뚝 또는 PS 콘크리트 말뚝의 이음  
수평력 혹은 인발력이 작용하는 구조에 철근콘크리트 말뚝 또는 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝을 사용할 때는 신뢰성이 높은 것이 확인되는 이음구조를 선정하여야 한다.



도참(4-30) H형 鋼말뚝의 맞대임 용접예



도참(4-31) 첨접판(添接板)을 쓰는 H형 鋼말뚝의 살붙임 鎔接例

## 4-4-6 말뚝의 선단

말뚝 선단의 구조는 지반상태 혹은 시공방법을 고려하여 결정하여야 한다.

## [해설]

말뚝 先端의 역할은 말뚝에 전달되는 축력을 지지층에 확실히 전달하는 것으로, 기 제작말뚝에 있어서 타입 중 말뚝을 보호하며, 관입성을 좋게하는 데 있다.

## [참고]

## (1) 강말뚝의 선단

## ① 선단 개방형과 선단 폐쇄형

가. 밑면 지지력은 선단 폐쇄형이 확실한 지내력이 기대된다.

나. 지층 관통 능력은 선단 개방형이 우수

다. 선단 폐쇄형은 연약지반에 타입시 말뚝의 부상 현상이 있으며, 선단 개방형이 시공능률은 우수

라. 타입 정도(변위, 회전)는 선단 개방형이 우수

마. 지반에 전달되는 진동 및 흙의 배제는 선단 개방형이 적어, 근접 구조물への 영향이 적다.

바. 선단 폐쇄 강관말뚝은 내부에 빈공간이 있으므로 타입 중 및 후에 커다란 토압을 받을 시 반경방향으로 좌굴될 우려가 있다.

## ② 선단 폐쇄방법

선단 폐쇄에는 일반적으로 강재를 사용. 특히 타입후 폐쇄를 시킬 때는 내부의 토사를 배제시킨 후 콘크리트 폐쇄를 시킨다. 타입전 선단을 폐쇄한 경우에는 강재의 수평판을 부착하거나, 슈-를 부착하는 방법이 있다. 슈-는 가공도도 높아야하고, 지반에 따라서는 말뚝에 휨이 발생하는 경우도 있어, 일반적으로 수평판 부착방법이 좋다. 수평판 부착방법에는 리브를 사용하는 방법과 사용하지 않는 방법이 있다.

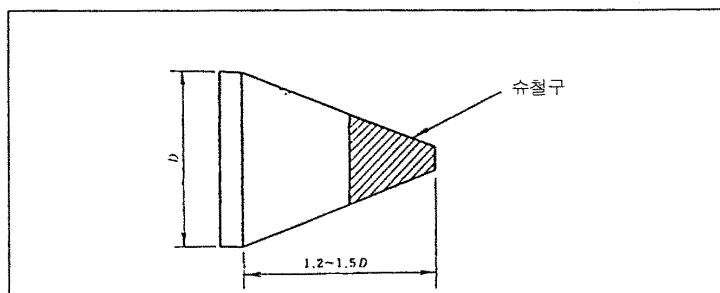
## (2) 기 제작 철근콘크리트말뚝 및 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 선단

## ① 표준형

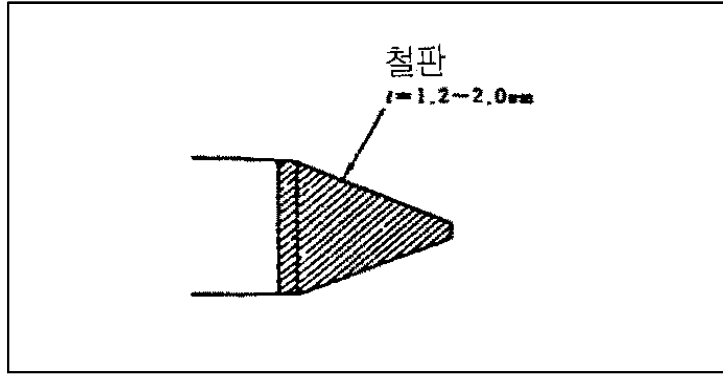
보통의 지반에 사용, 선단부의 길이는 말뚝직경의 1.2~1.5배, 비교적 단단한 지반의 경우는 1.5배가 좋다.(도참(4-32) 참조)

## ② 전체를 철판으로 피복하는 형

자갈 섞인 흙, 모래, 이암 등의 경질 지반에 사용, 철판의 두께는 1.2~2.0mm가 좋다.(도참(4-33) 참조)



도참(4-32) 표준형



도참(4-33) 전체를 철판으로 피복하는 형

#### 4-4-7 강관말뚝의 판두께 및 재질의 변경

강관말뚝의 판두께 및 재질의 변경을 할 경우는 말뚝단면력의 분포 및 시공성을 충분히 고려한다.

##### [해설]

말뚝의 단면력은 깊은 방향으로 변화하고 지중부의 깊은 곳에서 적게 되는 것이 일반적이다. 이 때문에 경제성의 관점에서 강관말뚝의 판두께 또는 재질을 변경하는 것이 있다.

##### [참고]

- (1) 강관말뚝의 판두께 또는 재질을 변경하는 경우 변경하는 위치는 말뚝에 미치는 단면력이 크게 되지 않는 곳으로 하여야 한다. 단 큰 부(-)의 주면마찰력이 작용하는 경우는 이들의 변경이 되지 않는 것이 있으므로 주의할 필요가 있다.
- (2) 강관말뚝의 판두께 또는 재질 변경부의 접합은 원칙적으로 공장원주용접으로 하고 용접부의 형상은 KS F 4602에 의한다.

## [참고문헌]

- 1) 건설부 : 구조물기초설계기준 1986, pp.187~230
- 2) Meyerhof G.G : Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soil, journal of SMFD, ASCE, Vol.82 No.SM 1, 1956, pp.1~10
- 3) Tomlinson, M.J. : Foundation Design and Costruction, Fifth Edition, Skin friction on pile shaft, Longman Scientific & Technical, 1986, pp. 415~419
- 4) U.S Department of Transportation Feeral Highway Adminstration : Wave Equation Analysis for Piles, Arlington, 1980, pp.14~47
- 5) Kezdi, A. : Bearing capacity of piles and pile groups, proc, 4th Int. Conf. S.M.F.E. Vol.2, 1957, pp. 50~51
- 6) Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H. : Foundation engineerg, John Wiley, 1953, P.260
- 7) Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. : Soil mechanics in engineering practice, third Edition, John Wiley, 1995, pp.435~436
- 8) Chang, Y.L. : Lateral Pile Loading test, Trans., ASCE., Vol.102, 1937, pp 273~276
- 9) 久保 浩一 : 杭の横抵抗の新しい計算法, 港湾技術研究所報告 Vol. 2, No.3, 1964, pp.14-15.
- 10) 篠原 登美雄, 久保 浩一 : 杭の横抵抗に関する實驗的研究 (その1) , 運輸技術研究報告 第11卷, 第6号, 1961, p.61.
- 11) 澤口 正俊 : 杭の横抵抗における地盤常數に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.7, No.2, 1968, pp.82-83.
- 12) Broms, B.B : Lateral resistance of piles in cohesionless soils, J. of SMFD, ASCE, Vol.90 No.SM3, 1964, pp.123~156
- 13) Broms, B.B : Lateral resistance of piles in cohesive soils, J. of SMFD, ASCE, Vol.90 No.SM2, 1964, pp.27~63
- 14) Ireland, H.O. : Pulling tests on piles in sand, Proc.4th Int. Conf. S.M.F.E., Vol.2, 1957, pp.45

제 5 장 기초의 침하

5-1 지중응력

기초의 재하하중으로 인하여 발생하는 지중응력은 흙을 탄성체로 가정하여 추정한다. 다만 등분포하중 일 때는 응력을 직선적 응력분산으로 가정한 간편법을 사용할 수 있다.

[해설]

지반의 전단파괴에 대한 충분한 안전율을 가지는 구조물이 지표면에 있는 경우에 생기는 지중응력은 기초의 극한 지지력에 비해 비교적 작기 때문에, 지반을 탄성체로 가정하여 합리적인 근사값을 얻을 수 있다. 지중응력계산에 사용하는 해석법에는 Boussinesq의 해석법이 있다. 이 해석은 등방성이고 균질한 반무한 탄성체 표면에 연직집중하중이 작용했을 때를 기준으로 유도된 것이며, 이 식을 적분함으로써 선형하중이나 면하중에 대한 지중응력을 구할 수 있다. 탄성해법 외 다른 방법으로 띠 모양의 하중 또는 직사각형하중에 대한 지중응력을 추정하는 방법으로는 응력의 직선적 분산을 가정한 Kögler의 방법이 있다.<sup>1)</sup>

[참고]

다음에 기술한 지중응력의 해석은 상재하중에 의한 지중응력 증가분의 값이고, 흙의 자중은 고려되어 있지 않음을 주의하여야 한다.

(1) 집중하중에 의한 지중응력

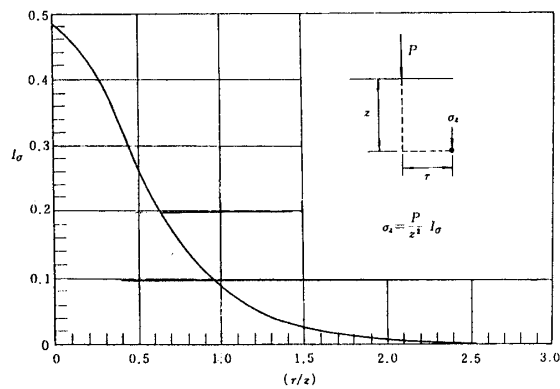
지반을 자중이 없는 반무한 탄성체라 하고, 그 표면에 재하된 집중하중 P로 인한 지중응력은 Boussinesq에 의하면 식(참5-1)과 같다.

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} I_\sigma$$

(참5-1)

여기서,

- $\sigma_z$  : 연직지중응력 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P$  : 집중하중 (kN)
- $z$  : 지표면으로부터 깊이 (m)
- $I_\sigma$  : 지중응력의 영향치 (도참(5-1) 참조)



도참(5-1) 연직집중하중에 의한 연직지중응력의 영향치

## (2) 線荷重에 의한 地中應力

단위길이당 하중이  $p$ 인 무한히 긴 선형하중이 연직으로 작용할 때, 지표면에서 깊이  $z$ 인 점에서의 연직지중응력  $\sigma_z$ 는 식(참5-2)에서 구할 수 있다

$$\sigma_z = \frac{p}{z} I_\sigma \quad (\text{참5-2})$$

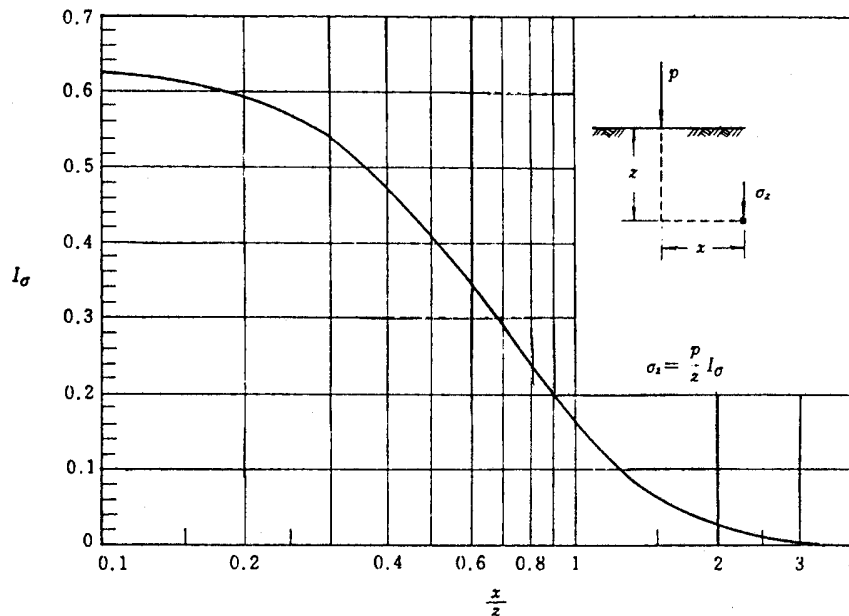
여기서,

$\sigma_z$  : 연직지중응력 ( $\text{kN/m}^2$ )

$z$  : 지표면으로부터 깊이 (m)

$p$  : 단위길이당 선하중 ( $\text{kN/m}$ )

$I_\sigma$  : 영향치 (도참(5-2) 참조)



도참(5-2) 연직선하중에 의한 연직지중응력의 영향치

## (3) 띠 모양의 하중에 의한 지중응력

① 등분포 띠모양하중(재하폭  $B(\text{m})$ )에 의한 지중응력은 식(참5-3)으로 구한다.

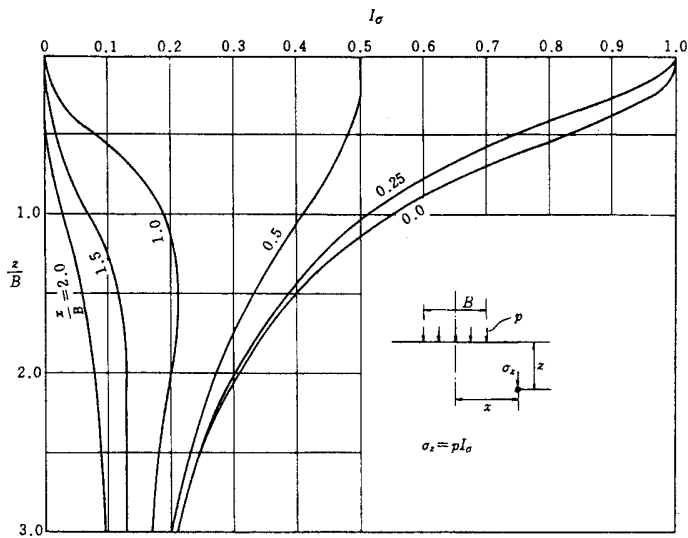
$$\sigma_z = p I_\sigma \quad (\text{참5-3})$$

여기서,

$\sigma_z$  : 연직지중응력 ( $\text{kN/m}^2$ )

$p$  : 하중강도 ( $\text{kN/m}^2$ )

$I_\sigma$  : 영향치 (도참(5-3) 참조)



도참(5-3) 등분포 띠모양하중에 의한 연직지중응력의 영향치

등분포 띠모양하중인 경우, 전술한 탄성해석에 의존하지 않고 응력이 직선적으로 분산한다고 가정하는 Kögler 의 방법을 사용할 수 있다. 이 방법에는 도참(5-4)(a)와 도참(5-4)(b)와 같이 보스톤 코드(Boston Code)법과 수정 쾨그러(Kögler)법이 있다.

보스톤 법에서는 지표면의 연직하중이 각도  $\alpha$  ( $\alpha \geq 30^\circ$ )로 균일하게 분산된다고 생각한다. 도참(5-4)(a)와 같이 등분포 띠모양하중(폭  $B$  (m))으로 인한 임의깊이에서 연직지중응력은 식(참5-4)에서 구할 수 있다.

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + 2\left(\frac{z}{B}\right) \tan \alpha}$$

(참5-4)

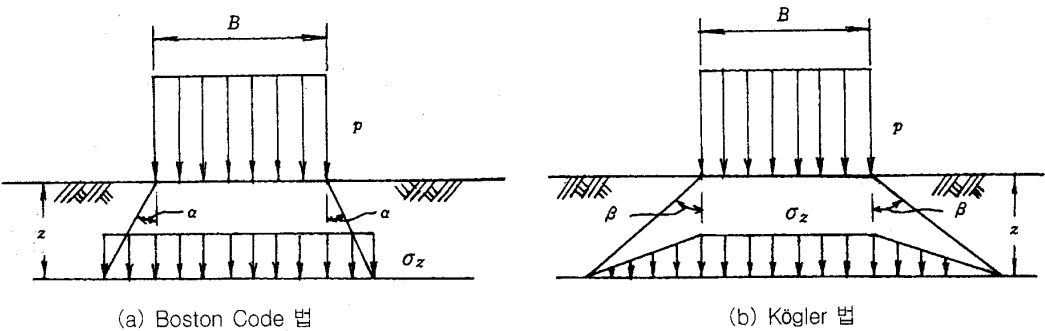
여기서,

- $\sigma_z$  : 연직지중응력 (kN/m<sup>2</sup>)

$p$  : 하중강도 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 등분포하중의 재하폭 (m)
- $z$  : 지표면으로부터 깊이 (m)

$\alpha$  : 하중 분산각도 (보통  $\alpha = 30^\circ$ )



도참(5-4) 직선적 응력분포

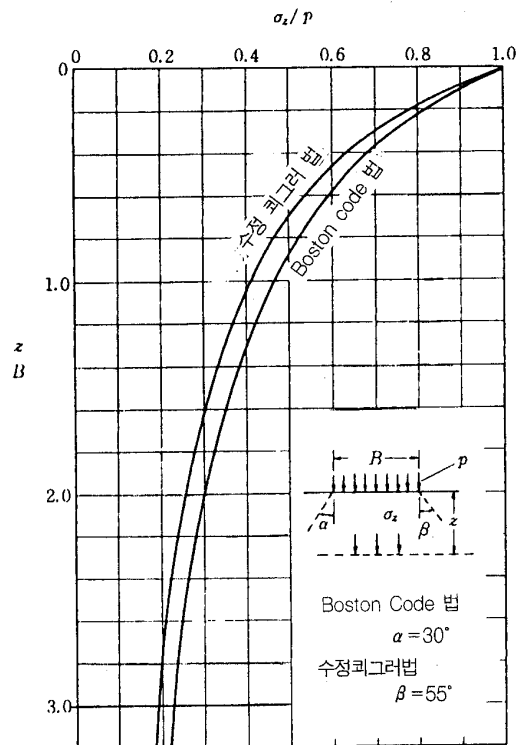


수정 쾨그러( Kögler )법은 도참(5-4)(b)와 같이 지중응력의 크기가 균일하지 않다고 생각한 것이다. 지중응력 분산각  $\beta$ (보통  $\beta = 55^\circ$ )로 분산하며 사다리꼴모양으로 분포된다고 가정하여 식(참5-5)와 같이 나타냈다.

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + \left(\frac{z}{B}\right) \tan \beta} \quad (\text{참5-5})$$

이 식에서 기호는 식(참5-4)과 동일하다.

도참(5-5)는 식(참5-4)과 식(참5-5)을 곡선으로 나타낸 것이다.



도참(5-5) 等分布 띠모양荷重에 의한 鉛直地中應力  
(直線的 應力分散으로 假定할 때)

## ② 堤體荷重

제체하중에 의한 연직지중응력은 도참(5-6)과 식(참5-6)에 의하여 구한다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \quad (\text{참5-6})$$

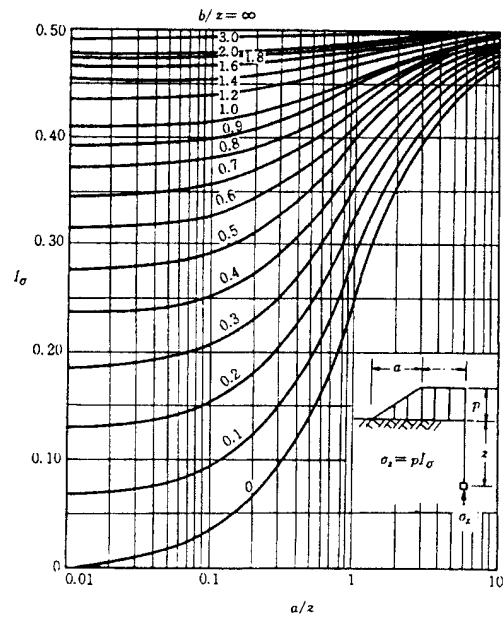
여기서,

$\sigma_z$  : 연직지중응력 ( $\text{kN/m}^2$ )

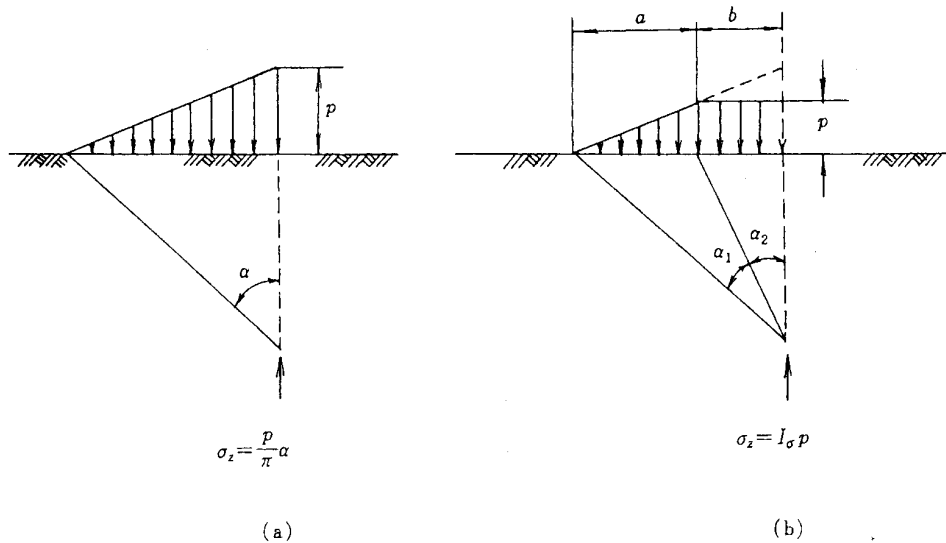
$p$  : 하중강도 ( $\text{kN/m}^2$ )

$I_\sigma$  : 영향치 (도참(5-6) 참조)

제체하중일 때 연직지중응력은 도참(5-7)(a)와 같이 삼각형하중을 서로 겹치게 함으로써 도참(5-7)(b)와 같이 얻어진다.



도참(5-6) 제체하중에 의한 연직지중응력의 영향치



도참(5-7) 삼각형하중이 겹쳤을 때 제체하중

도참(5-6)은 이와 같은 방법에 의하여 Osterberg가 구한 영향치이다.

도참(5-6)에서 구한 영향치를 이용하여 식(참5-6)으로 산출한 지중응력  $\sigma_z$ 는 무한히 계속되는 제체의 법선 직각방향의 한 연직단면 내에 있는 것이다. 따라서 옹벽에서 생각하고 있는 면의 한쪽에 제체가 있을 경우 도참(5-6)에 의한 영향치의 1/2을 취하면 된다. 이것은 띠모양 하중의 경우에도 적용 가능하다.

#### (4) 면하중에 의한 지중응력

##### ① 등분포 원형하중

반경 R의 원형면상에 등분포하중이 가해진 경우의 연직지중응력은 식(참5-7)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \quad (\text{참5-7})$$

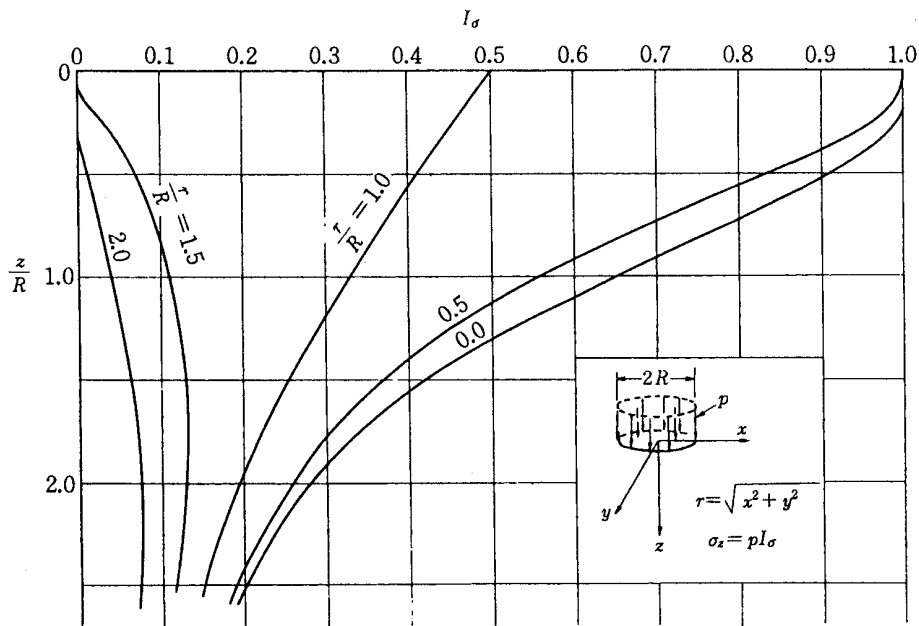
여기서,

$\sigma_z$  : 등분포 원형하중에 의한 연직지중응력 ( $\text{kN/m}^2$ )

$p$  : 하중강도( $\text{kN/m}^2$ )

$R$  : 재하면의 반경(m)

$I_\sigma$  : 영향치 (도참(5-8) 참조)



도참(5-8) 등분포 원형하중에 의한 연직지중응력의 영향치

## ② 등분포 직사각형하중

### 가. 직사각형분할법

직사각형 재하면( $B(\text{m}) \times L(\text{m})$ )에 등분포하중이 가해지는 경우 직사각형 모서리에서 임의의 깊이에 있는 점의 연직지중응력은 도참(5-9)를 써서 식(참5-8)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \quad (\text{참5-8})$$

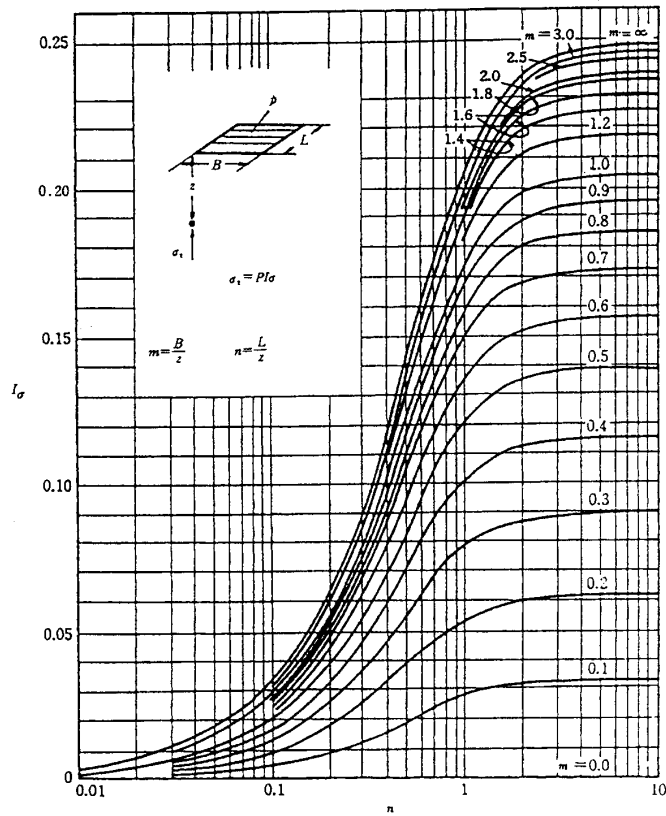
여기서,

$\sigma_z$  : 등분포 직사각형하중에 의한 연직지중응력( $\text{kN/m}^2$ )

$p$  : 하중강도( $\text{kN/m}^2$ )

$I_\sigma$  : 영향치 (도참(5-9) 참조)

직사각형의 모서리 이외 지점에서의 지중응력은 그 점을 모서리로 하는 몇 개의 직사각형으로 분할하고 각 직사각형의 영향치를 중첩함으로써 구할 수 있다.



도참(5-9) 등분포 직사각형하중에 의한 연직지중응력의 영향치

나. 應力の 直線的 分散을 假定하는 방법

(4)항에서 기술한 應力の 直線的 分散의 가정을 사용하여 直四角形荷重에 대한 地中應力을 계산할 수 있다. 즉 直四角形 載荷面(B(m)×L(m))에 等分布荷重이 가해지는 경우 任意의 깊이에서 한 점의 鉛直 地中應力은 식(참5-9)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = p \frac{BL}{BL + 2z(B+L)\tan\alpha + 4z^2\tan^2\alpha} \quad (\text{보스톤 코드법})$$

$$\sigma_z = p \frac{BL}{BL + z(B+L)\tan\beta + \frac{4}{3}z^2\tan^2\beta} \quad (\text{수정 쾨그러법}) \quad (\text{참5-9})$$

다. 영향원법

임의의 형상의 재하면에 등분포하중이 가해지는 경우 임의의 깊이에 있는 점의 연직지중응력은 도참(5-10)에 표시한 영향도를 써서 식(참5-10)으로 구할 수 있다.

$$\sigma_z = n \times 0.005p \quad (\text{참5-10})$$

여기서,

$$\sigma_z = \text{연직지중응력 (t/m}^2\text{)}$$

$$n = \text{영향원의 개수 (개)}$$

$$p = \text{하중강도 (t/m}^2\text{)}$$

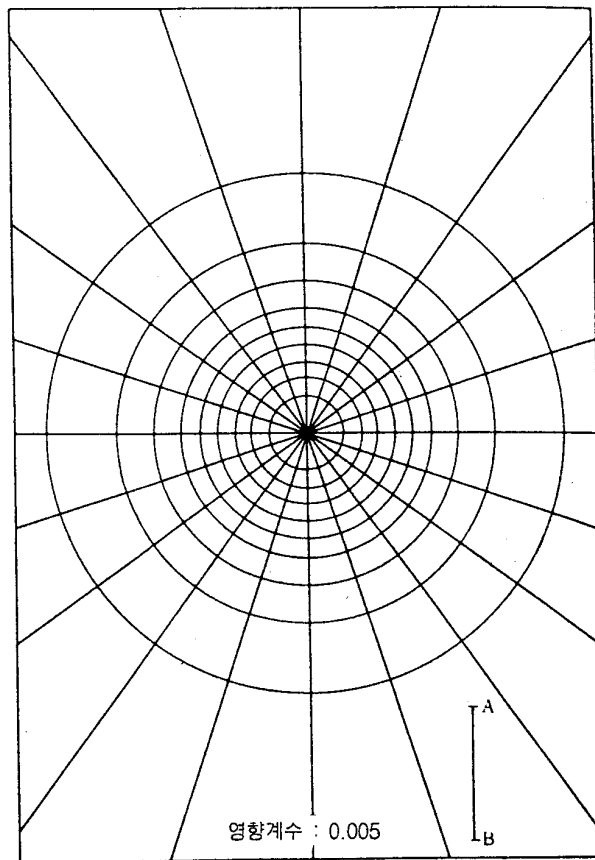
도참(5-10)은 동심원군과 방사선군에 의해 전 평면을 200개의 소부분으로 분할한 것이며, 지표면상에

서 각 분할구간에 등분포하중  $P$ 가 작용할 때 어느 분할구간을 취해도 동심원의 중심 바로 아래에서 기준장  $\overline{AB}$ 와 같은 깊이에 있는 점의 지중응력  $\sigma_z$ 가  $0.005p$ 로 되도록 작성되어 있다.

도참(5-10)을 Newmark의 영향원이라 하며, 이경우의 계수  $1/200=0.005$ 를 영향계수라 한다. 영향원을 이용한 지중응력의 산정은 다음순서와 같다.

- ㉠ 지표면상에서 임의의 평면형태에 등분포하중  $P$ 가 작용하고 있을 때, 지표면상의 임의의 점(재하면의 내외를 불문하고) 바로 아래  $z$  되는 깊이에서의 지중응력  $\sigma_z$ 를 구하는 것으로 한다.
- ㉡ 깊이가 기본선장  $\overline{AB}$ 와 같게 되도록 축척비율을 구해서 트레이싱 페이퍼에 그 축척비율로 주어진 평면형을 그린다.
- ㉢ 트레이싱 페이퍼를 도참(5-10) 위에 포개어 놓고 지중응력을 구하고자 하는 점의 평면 위치를 영향원의 중심에 일치시킨다.
- ㉣ 트레이싱 페이퍼상의 평면 내에 포함되어 있는 영향원의 개수  $n$ 을 센다.
- ㉤  $\sigma_z = n \times 0.005p$ 에 의해 지중응력을 구할 수 있다.

이 영향원법은 응력을 구하려는 점의 깊이가 달라질 때마다 축척비율을 변경해서 지표면의 평면형을 다시 그리지 않으면 안 되는 불편은 있으나 재하면에서 상당히 떨어진 점의 지중응력을 구하는 경우나 재하면이 직사각형으로 분할하기 어려운 형상의 경우에는 ㉠항의 직사각형분할법보다 편리하다.



도참(5-10) Newmark의 영향원

## 5-2 즉시침하

즉시침하는 재하와 동시에 일어나는 침하이며, 주로 전단변형에 의하여 일어나는 것이다. 즉시침하의 추정은 탄성이론을 적용한다.

## [해설]

침하에 시간을 필요로 하는 점성토의 압밀침하와 구별하여 재하와 동시에 발생하는 침하를 즉시침하라고 한다. 사질토 지반에서는 압밀침하가 없기 때문에 즉시침하를 전 침하로 생각할 수 있다.

## [참고]

포화점성토 지반에서의 즉시침하는 탄성침하 외에 흙의 측방소성유동으로 인한 침하도 있을 수 있으나, 이와 같은 점성토지반의 측방유동은 지지력에 관계되는 안전율의 크기에 따라 다르며, 압밀침하처럼 오랜 기간에 걸쳐 발생하기 때문에 정량적으로 해석할 방법이 없다. 그러므로 이와 같은 현상은 시공상의 문제로 취급하는 방법 외에는 없다.

## (1) 연직집중하중에 의한 침하

연직집중하중  $p(\text{kN})$ 가 작용했을 때, 지표면의 침하량  $p_z$ 는 식(참5-10)에서 계산한다.

$$p_z = \frac{p(1-\mu^2)}{\pi r E} \quad (\text{참5-10})$$

여기서,

$p_z$  : 침하량 (m)

$p$  : 집중하중 (kN)

$E$  : 흙(지반)의 탄성계수 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\mu$  : 포아송비

$r$  : 하중작용점에서 수평거리 (m)

## (2) 연직 선하중에 의한 침하

선하중이 작용할 때, 지표면의 침하  $p_z$ 는 식(참5-11)에서 구한다.

$$p_z = \frac{2p}{\pi} \frac{(1-\mu^2)}{E} \ln \left( \frac{d}{r} \right) \quad (r \leq d) \quad (\text{참5-11})$$

여기서,

$d$  : 지표면상에서 침하량이 0 가 되는 점과 선하중 재하 위치와의 수평거리(m)로서 이를 적당히 가정한다.

$p$  : 연직 선하중 ( $\text{kN/m}$ )

기타 기호는 식(참5-10)과 동일하다.

## (3) 등분포 띠모양 하중에 의한 침하

지표면의 침하량  $p_z$ 는 식(참5-12)로 계산한다.(도참5-3 참조)

$$p_z = \frac{2p}{\pi} \frac{(1-\mu^2)}{E} \left( B + \ln \frac{|x-B/2|^{x-B/2}}{|x+B/2|^{x+B/2}} \right) \quad (\text{참5-12})$$

여기서,

$p_z$  : 침하량(m)

$\mu$  : 포아송비

$E$  : 흙의 탄성계수 ( $\text{kN/m}^2$ )

$B$  : 재하폭(m)

$p$  : 하중강도 ( $\text{kN/m}^2$ )

$x$  : 띠모양하중의 중심으로부터 거리 (m)

(4) 등분포 원형하중에 의한 침하

원 중심의 지표면 침하량  $p_z$ 는 식(참5-13)으로 계산한다.(도참5-8) 참조)

$$p_z = \frac{2p(1-\mu^2)}{E} R \quad (\text{참5-13})$$

여기서,

$p_z$  : 침하량(m)

$R$  : 원형하중의 반경(m), 기타 기호는 식(참5-13)과 같다.

(5) 등분포 직사각형 하중에 의한 침하

직사각형의 모서리 N' 에 있어서 지표면의 침하량  $p_z$ 는 식(참5-14)로 계산한다(도참5-8) 참조)

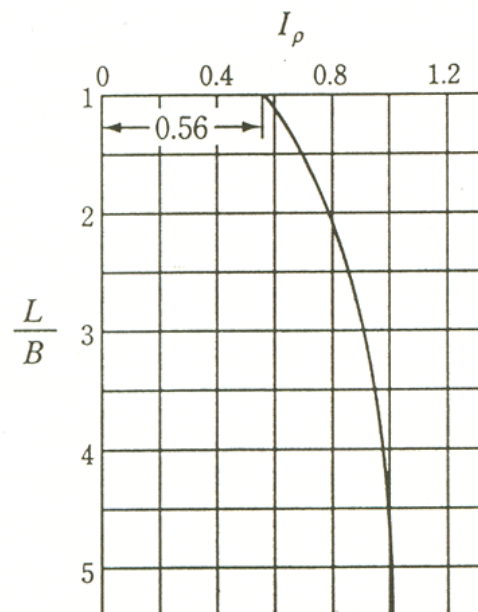
$$p_z = pB \frac{(1-\mu^2)}{E} I_p \quad (\text{참5-14})$$

여기서,

$I_p$  : 침하량에 대한 영향치

$I_p$ 는 직사각형의 치수비( $L/B$ ) 계수로 도참(5-10)의 표시와 같다.

지중응력의 경우와 마찬가지로 직사각형분할법에 의한 침하량의 중첩법으로 산출할 수가 있다.



도참(5-10) 등분포 직사각형하중에 의한 모서리의 침하에 대한 영향치

## 5-3 압밀침하

## 5-3-1 최종 압밀침하

물로 포화된 점성토 지반에 외력이 가해지면, 과잉간극수압이 발생하게 된다. 이때 점성토 지반은 장시간에 걸쳐 물이 간극에서 유출하며 침하가 발생하게 되는데 이것을 압밀이라고 한다. 압밀이 완료되었을 때의 침하를 최종압밀침하라고 하며 각종 압밀계산에 필요한 토질정수는 압밀시험을 통하여 구할 수 있다.

## [참 고]

## (1) 압밀침하 계산법

①  $m_v$ 로부터 구하는 경우

압밀침하량은 식(참5-15)로 계산한다.(도참5-11) 참조)

계산에 필요한 체적압축계수  $m_v$ 는 압밀시험 결과에서 구하는 값이다.

$$S_O = \Sigma m_v \cdot \Delta h \cdot \Delta \sigma_z \quad (\text{참5-15})$$

여기서,

$S_O$  : 최종압밀침하량(m)

$m_v$  : 체적압축계수( $\text{m}^3/\text{kN}$ )

$\Delta h$  : 압밀이 일어나는 점토층 분할편의 두께(m)

$\Delta \sigma_z$  : 분할편 중앙에서 외력으로 인한 압력증가분( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

## ② e-log p 곡선을 이용하는 경우

$$S = h \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (\text{참5-16})$$

여기서,

$\Delta e$  : 압력 증분  $\Delta p$ 에 대한 간극비의 변화량

$e_0$  : 초기 간극비

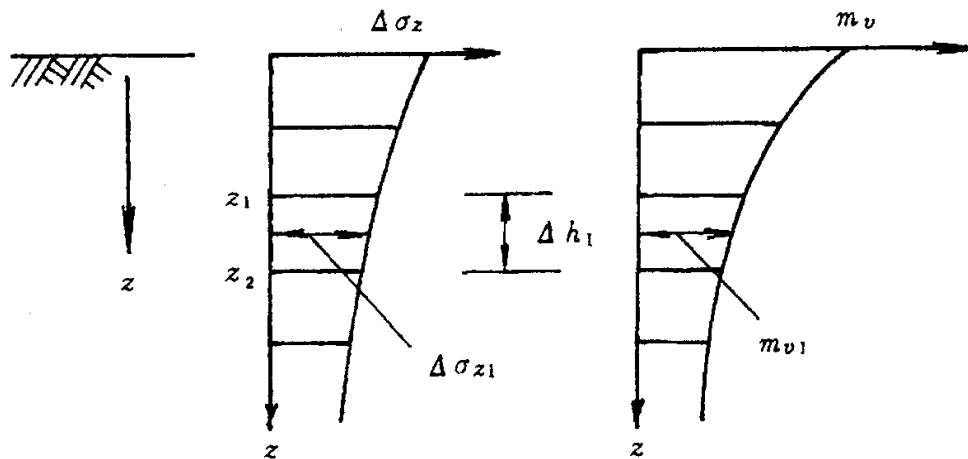
③  $C_c$ 로부터 구하는 경우

$$S = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (\text{참5-17})$$

여기서,

$C_c$  : 壓縮指數





도참(5-11) 압밀침하량의 계산

체적압축계수  $m_v$ 를 압밀시험 결과에서 구하기 위해서는 임의위치에서의 유효토포압력(Effective Overburden Pressure)에  $\Delta\sigma_z/2$ 를 더한 압력에 상응하는  $m_v$ 를 취한다.

압밀압력(증가분)  $\Delta\sigma_z$ 는 기초바닥면이 지표에서 임의깊이까지 근입되어 있을 때 재하전의 유효토포압력을 초과한 응력 즉, 순 증가응력을 취해야 한다.

#### 가. 압밀층의 분할

압밀층의 두께가 두꺼울 때 외력에 의한 지중응력 분포가 도참(5-11)와 같이 곡선이고 체적압축계수  $m_v$ 도 깊이에 따라 변하기 때문에, 몇개의 층으로 분할해서 각층의 최종 압밀침하량을 계산한 다음, 이들을 합하여 총 압밀침하량을 구하여야 정확한 값을 얻을 수 있다. 압밀시험 결과를 정리할 때  $\bar{P}_n = P_n + P_{n-1} + \Delta P_n$ 의 압력하에서 압밀과정을 계산한  $m_v$ 값의 계수를  $P_n = 1/2 (P_n + P_{n-1}) = P_{n-1} + 1/2(\Delta P_n)$ 의 계수로 Plot하면 즉  $\log P_n$ 과  $\log m_v$ 는 같은 흙 시료에서 직선관계가 성립된다. 이와 같은 방법에 의하여 체적압축계수  $m_v$ 를 구한다.

#### 나. 압밀압력 $\Delta\sigma_z$

각 分割土層에서의 압밀압력  $\Delta\sigma_z$ 의 값을 본편 8.1 地中應力에서 기술한 방법에 의하여 산출하는데, 각 分割土層의 中央에서 값을 취한다. 압밀土層의 두께가 얇고 이에 비해 載荷面積이 無限히 넓을 때, 壓力增加는 載荷荷重의 크기와 같고 깊이에 관계없이 일정한 값이 된다.

#### 다. 過壓密狀態에서 地반의 體積壓縮係數

堆積에 의하여 形成된 地반이 土被壓 자체의 壓力으로 壓密이 종료된 후, 外的要因에 의해 表土의 일부가 제거되어 膨脹이 완료되었을 때를 過壓密狀態라고 한다.

이와 관련해서 현재의 土被壓力으로 壓密이 진행 또는 종료된 상태의 粘土地盤을 正規壓密粘土라고 한다. 正規壓密狀態에서  $\log m_v$ 와  $\log P$ 는 直線關係가 성립되는데 先行壓力보다 작은 壓力 하에서 體積壓縮係數  $m_v$ 는 압력에 관계없이 일정하다고 한다. 그러므로 過壓密粘土地盤에서 과거에 받았던 압력까지는 일정한 體積壓縮係數를 사용하고 正規壓密粘土 地반에서만 壓密壓力의 변화에 따라 적절한 體積壓縮係數를 취한다.

#### ④ 壓密沈下와 時間과의 關係

時間經過에 따른 壓密沈下量은 다음과 같은 關係가 있다.

$$St = S_O \cdot U_v$$

(참5-18)

여기서,  
 $St$  : 時間  $t$ 가 經過했을 때의 壓密沈下量 (m)  
 $S_O$  : 最終壓密沈下量(m) (식참5-15) 참조)  
 $U_v$  : 時間  $t$ 가 經過했을 때 平均壓密度  
 載荷 후 時間  $t$ 가 경과했을 때 全 沈下量은 식(참5-19)와 같다.

$$S = p_z + S_O \cdot U_v$$

(참5-19)

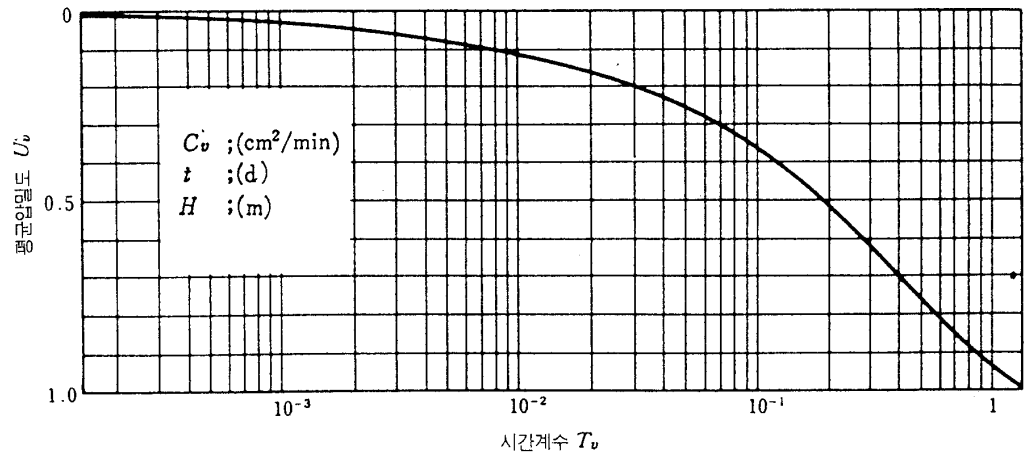
여기서,  
 $S$  : 全沈下量 (m)  
 $p_z$  : 卽時沈下量 (m)  
 壓密現象의 持續時間은 粘土의 透水係數, 排水거리 등에 관계되며, 10~20년 계속되는 예가 많다. 壓密의 速度를 나타내는 係數는 壓密試驗 結果에서 얻어지는 壓密係數  $c_v$ 이다.  
 이 壓密係數와 時間係數로 壓密沈下-시간관계를 구할 수가 있다.

가. 平均壓密度와 時間係數  
 鉛直方向의 排水를 통해 일차원 압밀이 進行될 때, 土層 全體의 平均壓密度  $U_v$  는 도참(5-12)와 같이 時間係數  $T_v$ 의 함수이다. 테르자기(Terzaghi)의 一次壓密理論에 따르면 時間계수  $T_v$ 와 時間  $t$ 와의 관계는 다음 식(참5-20)과 같다.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

(참5-20)

여기서,  
 $C_v$  : 壓密係數 ( $\text{cm}^2/\text{sec}$ )  
 $t$  : 압밀 경과시간 (sec)  
 $H$  : 최대 排水거리 (cm)  
 도참(5-12)는 平均壓密度와 時間係數와의 關係曲線이다. 이 그림은 초기 過剩間隙水壓이 土層 全 깊이에서 일정할 때의 關係曲線이다.



도참(5-12) 平均壓密度와 時間係數와의 관계

나. 壓密係數  $C_v$ 

壓密係數  $C_v$ 는 테르자기(Terzaghi) 압밀이론의 壓密過程에서 일정하다고 가정했다. 그러나 壓密試驗 결과에 의하면 壓密壓力에 따라 變化한다. 일반적으로 正規壓密狀態에서는 큰 변화가 없다고 가정한다.

다. 過壓密粘土의 壓密係數  $C_v$ 

過壓密粘土의 압밀계수<sup>2)</sup> 값은 正規壓密粘土의 압밀계수 값보다 큰 것이 보통이다. 過壓密粘土의 압밀계수는 현 土被의 압력에 해당하는 압밀계수를 취한다.

## 라. 不均質 地반의 壓密沈下速度

가. 항에 표시한 계산법은 단일층에 대한 것이다. 그러나  $C_v$ 가 다른 층과 混合되어 있을 때 壓密沈下速度의 推定에는 換算層두께법<sup>3)</sup>, 도식해법, 차분법과 유한요소법에 의한 數值解法<sup>4)5)6)</sup> 등에 의하지 않으면 안 된다.

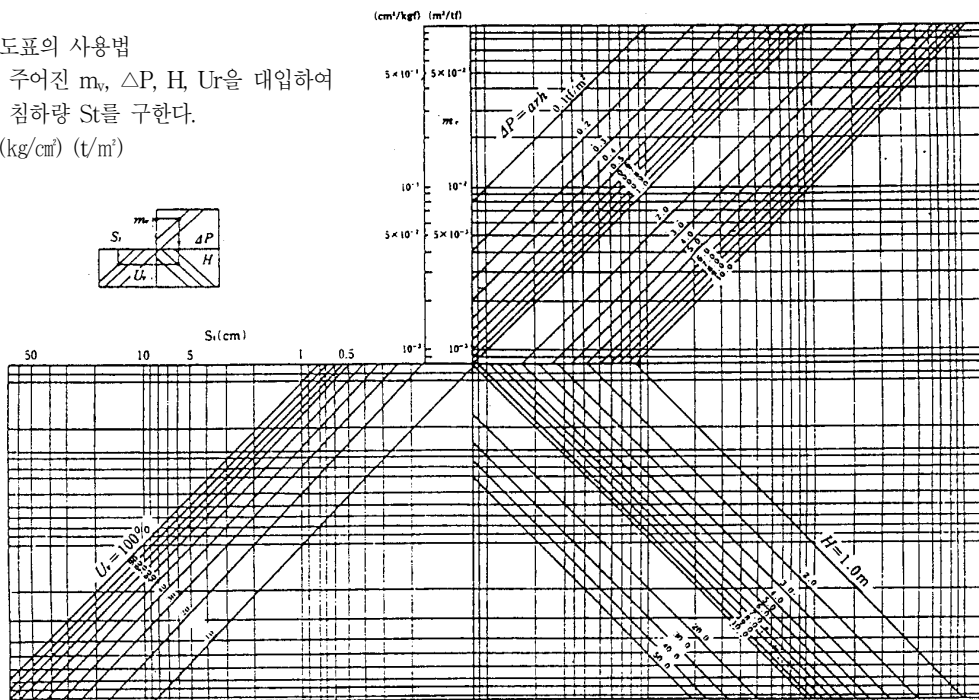
## 마. 沈下計算度法

載荷후 시간  $t$ 가 경과했을 때, 一次元 壓密沈下量은 식(참5-20)에 의하여 구하는데 간략히 계산도표에 의해 구하여도 된다. 도참(5-13)에 따르면 다양한 설계조건으로 인한 설계 침하량과의 차를 고려해서 오차의 범위를 예상하여 보정하는 데 편리하다.

## 도표의 사용법

주어진  $m_v$ ,  $\Delta P$ ,  $H$ ,  $U_r$ 를 대입하여  
침하량  $St$ 를 구한다.

(kg/cm<sup>2</sup>) (t/m<sup>2</sup>)



도참(5-14) 壓密沈下量 계산 도표

## 5-4 지반침하

지반침하 지역에는 침하상황, 침하의 메카니즘을 충분히 조사하여 장래의 침하를 추정하고 대책을 강구하여야 한다.

[참고문헌]

- 1) 赤井浩一：흙의 支持力과 沈下, 山海堂, 1964
- 2) 中瀬明男, 小林正樹, 兼近明男：過壓密粘土의 壓密特性, 港灣技術研究所報告 Vol.12 No.1, 1973, pp.123~139
- 3) L.A.Palmer and P.P.Brown：Settlement analysis for areas of continuing subsidence, Proc. 4th. Int. Conf. S.M.F.E., Vol.1, 1957, pp.395~398
- 4) R.L.Schiffman and R.E.Gibson：Consolidation of nonhomogeneous clay layers, Journal of S.M.F.E., A.S.C.E, Vol.90 No.SM5, 1964, pp.1~30
- 5) 小林正樹：非線型 一次元 壓密沈下の 解釋法 및 適用性, 港灣技術研究所報告 Vol.21 No.1, 1982
- 6) 小林正樹, 水上純一, 土田 孝：壓密粘性土의 水平方向 壓密係數의 決定法, 港灣技術研究所報告 Vol.29, No.2, 1990

## 제 6 장 사면의 안정

## 6-1 일 반

- (1) 자중 또는 재하하중에 의한 사면활동파괴에 관한 안정성은 원호 또는 직선의 활동면을 가정하여 2차원 문제로서 해석하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 사면의 안정해석은 사면의 안정성이 가장 낮아지는 경우에 대하여 실시하는 것으로 한다.

## [해설]

## (1) 일 반

사면의 안정해석이란 사면을 구성하는 흙덩어리가 흙의 자중 또는 재하하중 등에 의해서 안정성을 감소하는 경우에 극한 평형의 상태에 대한 안전율을 구하는 것이다.

사면의 안정해석에 쓰이는 계산방법은 흙덩어리의 안정성을 조사하는 것이므로 사면의 안정 외에 기초의 지지력계산에도 사용할 수 있다.

## (2) 활동면의 형상

## ① 활동면의 형상의 종류

사면안정해석에 있어서 활동면의 형상에 대해서는, 이론적으로는 직선, 대수선 및 원호의 조합된 형상이 생기는 것이 인정되고 있으나, 실용적으로는 원호활동면 또는 직선 활동면을 쓴다. 또 특히 약한 층이 있고 그곳을 통과하는 활동이 예상되는 경우에는, 그 활동면 또는 적당한 형의 활동면을 가정하는 것도 있다.

일반으로 활동면의 형을 가정하는 경우에는 복합활동면에 따라서 흙덩어리가 원활히 미끄러질 수 있는 것이 필요하고, 흙덩어리의 운동이 부자연스럽게 생각되는 곡선이나 급한 절곡선등을 가정해서는 안 된다.

## ② 사질토지반의 사면활동

건조된 모래 또는 포화된 모래의 사면의 활동파괴는 보통 사면이 허물어져서 기울기가 감소하는 형을 취하고 원호활동면 보다도 직선활동면을 생각하는 편이 좋다. 원호활동면을 생각하는 경우에도 직선에 가까운 것이 된다. 모래의 사면이 평형상태로 있는 경우 사면의 기울기를 안식각이라고 한다.

이 안식각은 그 사면의 모래 간극비에 대응한 내부마찰각과 같다. 불포화모래의 경우에는 모래중의 물의 표면장력에 의해서 겉보기 점착력을 갖는 것으로 이때 안식각은 건조된 모래나 포화된 모래의 경우 보다 크다.

## ③ 점성토 지반의 활동

점성토의 경우에는 실제의 활동면의 형은 원호에 가깝다. 모래의 사면에서는 활동면이 사면의 표층에 가깝고 얕은 것이 많은데 반하여, 점성토의 경우에는 저부활동 또는 깊은 활동이 많이 생긴다. 사면안정 해석은 보통 2차원문제로서 취급한다. 연장이 긴 사면에 실제로 발생하는 활동면은 3차원의 곡면이 되나 2차원 문제로 하는 편이 안전측이다.

단 유한길이 재하에 의하여 안정성이 감소한다고 생각되는 것과 같은 경우에는 원통형 활동면으로서 측면의 저항을 고려하기도 한다.

## (3) 사면안정해석에 있어서 외력

활동이 생기는 원인 중에 중요한 것은 흙의 자중, 재하하중, 수압 등이다. 이외에는 지진력, 파력 등의 반복하중을 생각할 수 있다.

활동에 저항하는 요소에는 흙의 전단저항, 압성토하중 등이다. 전단강도의 시간적 변화에 관하여 흙의 안

정성 문제는 2개의 경우로 분류된다.

즉 정규압밀의 상태에 있는 지반에 재하를 하는 경우와 굴착등 하중의 제거를 하는 경우이고, 전자를 단기 안정문제, 후자를 장기안정문제라고 한다.

제 각기의 경우에 있어서 적절한 강도정수를 쓸 필요가 있다.

#### [참 고]

斜面安定問題에 있어서 안전율이란 흙의 전단강도와 어느 假定한 滑動面에서 생기는 전단응력과 의 比를 말한다. 이 안전율의 값은 가정한 滑動面에 따라 틀리나, 주어진 조건하에서 몇 개의 滑動面을 가정하고 구한 안전율 중에 최소의 것을 그 사면의 滑動破壞에 대한 안전율이라 한다.

斜面安定解析에 있어서 설계상 확보하여야 할 안전율은 常時 1.3이상을 標準으로 하나, 동일지반에 있어서 실제 등에서 設計定數의 信賴性이 높다고 생각되는 경우나 시공 중에 지반의 變位 또는 應力을 觀測하는 計測施工을 실시하는 경우에는 1.1 이상 1.3 미만의 안전율로 설계하여도 좋다.<sup>1)</sup>

## 6-2 안정계산법

### 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석

사면의 안정점도는 지반의 특성에 따라 다음 식의 수정 Fellenius법에 의한 원호활동해석 또는 본편 2-4편심경사하중에 대한 지지력에 준한 적절한 방법에 의하여 행하는 것을 표준으로 한다.

이 경우에 있어서 안전율은 제반의 특성, 구조물의 특성등에 의한 적절한 수치로 하여야 한다.

$$F_s = \frac{R\Sigma(cl + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\Sigma W \chi + \Sigma Ha}$$

$$= \frac{\Sigma(cb + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \sec \alpha}{\Sigma W \sin \alpha + \frac{1}{R} \Sigma Ha} \quad (6-1)$$

이 식에 있어서  $F_s$ ,  $R$ ,  $C$ ,  $\ell$ ,  $W'$ ,  $\alpha$ ,  $\phi$ ,  $W$ ,  $\chi$ ,  $H$ ,  $a$  또는  $b$ 는 제각기 다음 수치를 말한다.

$F_s$  : 수정 Fellenius법에 의한 원호활동에 대한 안전율

$R$  : 원호활동의 활동원의 반경(m)

$C$  : 점성토지반의 경우에 있어서는 비배수전단강도, 사질토지반의 경우에 있어서는 배수조건에 있어서 겉보기 접착력(kN/m<sup>2</sup>)

$\ell$  : 각 분할편의 저변의 길이(m)

$W'$  : 단위길이당 분할편의 유효중량(흙의 중량과 상재하중의 합이며 수면 아래인 경우 수중단위체적 중량) (kN/m)

$\alpha$  : 분할편저면이 수평면과 이루는 각도(°)

$\phi$  : 점성토지반의 경우에 있어서는 0, 사질토지반의 경우에 있어서는 배수조건에 있어서 내부마찰각(°)

$W$  : 단위길이당의 분할편의 전중량(kN/m)

$\chi$  : 분할편의 중심과 원호활동의 활동원 중심점과의 수평거리(m)

$H$  : 원호활동의 활동원내의 흙덩어리에 작용하는 수평외력(kN/m)

$a$  : 외력H의 작용점과 원호활동의 활동원점과의 팔(arm)의 길이(m)

$b$  : 분할편의 폭(m)

## [해설]

사면안정해석에 있어서 활동을 생기게 하는 원인이 되는 것은 흙의 자중, 상재하중, 수압, 파압 또는 지진력 등이고, 활동에 저항하는 요소는 흙의 전단저항 또는 압성토 하중 등이다. 사면의 파괴에 대한 안전율은 흙의 전단력으로 가정한 활동면에 생기는 전단력의 비로써 정의되나, 원호활동면을 가정한 경우도 원의 중심에 관해서 활동에 저항하도록 활동하는 Moment에 대한 활동을 생기게 하는 Moment의 비로써 계산된다.

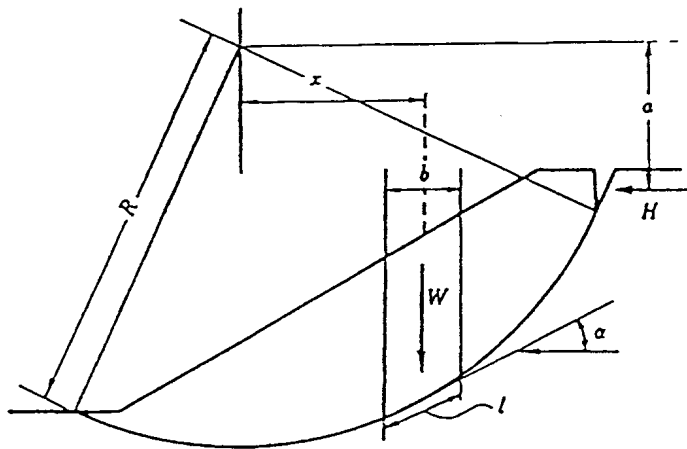
원호활동면에 쓰이는 분할법은 활동원내의 흙덩어리를 몇 개의 연직면에 의해서 분할편으로 나뉘, 각 분할편의 저면에 있어서 전단응력과 흙의 저항응력을 계산하고, 전체의 분할편에 대해서 이들의 응력을 가하여 안전율을 쓰는 것이다. 분할법으로는 분할편 사이의 힘의 균형을 해석하기 위해서 정정화조건을 가정할 필요가 있고, 사용되는 가정에 의하여 각종의 방법이 제안되고 있으나 일반적으로 Fellenius법과 간역Bishop법이 쓰여지고 있다.

## [참고]

(1) Fellenius법에 의한 안정해석법<sup>2) 3) 4)</sup>

분할법으로는 각 분할편사이의 연직면에 작용하는 힘의 합력의 방향이 분할편 저면과 평행이라고 가정하는 방법으로, 간편법 또는 Tschebotarioff법이라고도 한다.

원호와 분할편을 도참(6-1)과 같이 나타내면, 수정 Fellenius법에 의한 안전율은 식(6-1)로 구한다.



도참(6-1) 수정 Fellenius법에 의한 원호활동해석

사면의 안전계산을 하는 데는 먼저 활동원의 중심점을 정하고 이점을 중심으로 하는 활동원 중에 최소의 안전율을 나타내는 것을 구하고, 안전율의 등치선에서 구한 최소치를 갖고 사면활동파괴에 대한 안전율로 한다.

(2) Bishop법에 의한 안정해석법<sup>2) 5)</sup>

Bishop은<sup>5)</sup> 분할편의 연직면내에 활동하는 연직방향 전단력과 수평력을 고려한 안전율의 산정식을 제안하고 있다. 실제의 계산으로는 연직방향 전단력이 균형을 이루고 있다고 가정한 계산법이 자주 사용되고, 간이 Bishop법이라고도 한다.

간이 Bishop법의 안전율  $F_s$ 는 식(참6-1)로 계산된다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H \cdot a} \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \cdot \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \quad (\text{참6-1})$$

여기에서

$F_s$  : 원호활동에 대한 안전율

$R$  : 원호활동원의 반경 (m)

$W'$  : 단위길이당 분할편의 유효중량(흙의 중량과 재하하중의 합이며 수면아래인 경우 수중단위체 적중량) (kN/m)

$W$  : 단위길이당의 분할편의 전중량 (kN/m)

$b$  : 분할편의 폭 (m)

$\alpha$  : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각 (°)

$c$  : 점성토지반의 경우는 비배수전단력, 사질토지반의 경우는 배수조건에 있어서 겉보기 점착력 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 점성토지반의 경우,  $\psi=0$ , 사질토지반의 경우 배수조건에 있어서 전단저항각 (°)

$H$  : 원호활동원내의 흙덩어리에 작용하는 수평외력(수압, 지진력, 파압 등) (kN/m)

$a$  : 외력H의 원호활동원 중심에 관한 팔(arm)의 길이(m)

### (3) 안정해석법의 적용성<sup>6) 7)</sup>

수정 Fellenius법과 간이 Bishop법에 의한 안전율은  $\phi=0$ 인 점성토지반의 경우에는 일치하나, 원호가 사질 토 지반을 통과하는 경우는 틀려진다.

일반으로는 수정 Fellenius법에 의한 원호활동해석이 내외에서 널리 이용되고 있으나 이것은 항만지역에 있어서 활동과괴 사례의 해석결과에서 사면과괴의 실정을 잘 설명하는 것이 보고되고 있고,<sup>3)</sup> 사질토지반에 있어서는 안전측의 안전율을 준다.

그러나 기초지반이 전부 사질토층이거나 상부가 두꺼운 모래층으로 하부가 점성토로 구성된 지반을 통과하는 원호활동에 대해서는 수정 Fellenius법은 안전율을 과소로 평가하고 있는 것이 확인되고 있다.<sup>6)</sup>

안정계산법의 기본적인 고려방법에서 보면 이와 같은 조건으로는 간이 Bishop법이 정도가 높으므로, 특히 마운드의 지지력 산출시 문제가 되는 편심경사하중이 가해지는 경우는 간이 Bishop법을 표준으로 하고 있다.

더욱 간이 Bishop법은 수평에 가까운 사질토지반에 있어서 하중이 연직으로 재하되는 경우에는 과대한 안전율을 준다는 문제가 있다.

이와 같은 경우에는 분할편 간의 연직력과 수평력의 비를 분할편 경사각의 1/3.5이라고 가정하는 안정계산법을 쓰는 것이 좋다.<sup>8)</sup> 이 경우의 안전율은 다음 식에서 계산한다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H \cdot a} \sum \left\{ \frac{(ncb + W \tan \phi) \cdot \sec \alpha}{n + \{(\tan \alpha - \tan(\beta \alpha)) \cdot \tan \phi / F\}} \right\} \quad (\text{참6-2})$$

단  $n=1+\tan \alpha \cdot \tan(\beta \alpha)$ ,  $\beta$ 는 분할편 측면에 활동하는 연직력과 수평력의 비를 규정하는 parameter로  $\beta=1/3.5$ 로 한다.

다른 기호는 식(참6-1)과 같다.

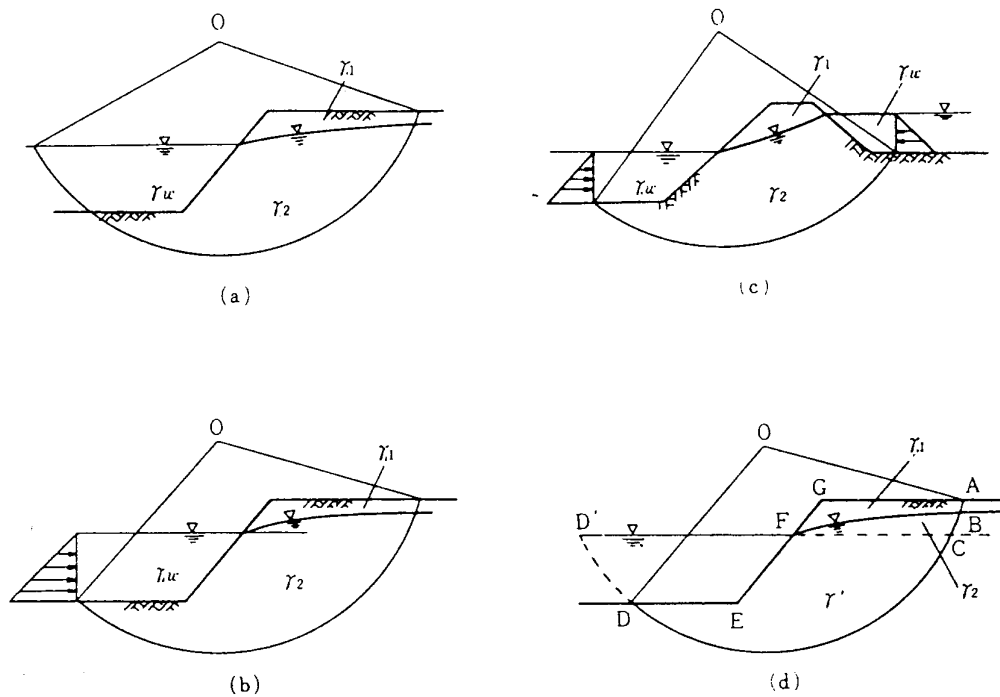
또한  $\phi \neq 0$ 인 기초지반의 경우 기초의 Toe부근에서 활동원의 절편경사가 급한 경우에는  $m_d$  값이 0에 수렴하거나 음(-)의 값이 되는 계산오류(Numerical Error)가 발생할 수도 있으므로, 힘의 평형 방법에 의한 평형 조건을 모두 만족시키는 방법이나 FEM 등의 다른 방법과 병용하는 것이 필요하다.



## (4) 사면 안정에 영향을 주는 요소

## ① 흙의 중량 및 침투압

안정 계산에 쓰이는 흙의 중량은, 사면에 있어서의 수압조건과 밀접한 관계를 갖고 있다. 지반을 통해서 정상적인 침투류가 있는 경우, 지반에는 중력 이외에 침투압이 작용하여, 이양자가 합성되어서 지층에 작용하는 물체력이 되기 때문이다. 정상적인 침투가 흐르고 있을 때 요소가 받는 물체력은 중력과 침투압이며, 이 양자를 합성하는 방법은 요소의 수중 중량과 침투수압을 합성하거나 혹은, 요소의 흙과 물의 전 중량과 요소의 전 경계면에 작용하는 수압을 합성하는 두 가지 방법이 있다.



도참(6-2) 정상적인 침투수가 있는 경우의 활동 모멘트의 계산

도참(6-2)(d)의 경우는 CDEF의 물의 중량은 좌우에 균형이 잡혀 있으므로 土塊 CDEF에 있어서는 흙의 수중 重量을 취하는 것도 있다. 그러나 이 경우에는 토괴 BCFB 부분은 飽和된 흙의 전 중량을 고려한다.

도참(6-2)를 참조해서 安定計算으로 생각되는 흙의 單位重量은 식(참6-3)와 같다.

流水表面 상부의 不飽和土의 단위중량

$$\gamma_1 = G_s + \frac{S_r \cdot e}{100} \cdot \gamma_w \quad (\text{참6-3})$$

流水表面 하부의 飽和土의 단위중량

$$\gamma_2 = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{1 + \frac{W}{100}}{1 + e} \cdot G_s \cdot \gamma_w$$

류수표면 하부의 포화토에 있어서 부력을 고려할 경우

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w = \gamma_2 - \gamma_w$$

여기서

$\gamma'$  : 불포화토의 단위중량(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : 포화토의 단위중량(kN/m<sup>3</sup>)

$G_s$  : 토립자 비중

$S_r$  : 포화도(%)

$e$  : 간극비

$w$  : 함수비(%)

$\gamma_w$  : 물의 단위중량(kN/m<sup>3</sup>)

흙의 중량은 활동을 일으키는 원인 중 최대의 것이므로, 그 단위중량의 값은 중요하고 정밀한 측정을 요한다. 일반 불포화토의 경우에는  $\gamma' > \gamma_1 - \gamma_w$ 가 되는 것에 주의하여야 한다.

## ② 파력

방파제의 경우와 같이 파력이 제방의 안정성을 감소하는 방향으로 작용하는 경우, 파력을 고려하여 안정계산을 실시하여야 한다. 이 경우 안전율은 제 7편 2-7-3 제체 전체의 안정계산을 참조한다.

## ③ 지진력

지진시에는 지진가속도에 의한 관성이 사면지층에 가해져 안정성을 감소시키게 된다. 도참(6-3)에 보여준 모래 사면의 요소에 있어서는 수평진도  $k$ 인 지진을 생각하면 모래의 내부 마찰각을  $\phi$ , 안전율을  $F$ 라 하면, 사면 경사도  $\beta$ 는 식(참6-4)과 같이 된다.

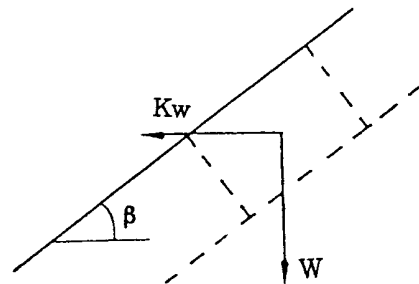
$$\tan \beta = \frac{\frac{\tan \phi}{F} - k}{1 + \frac{k \tan \phi}{F}} \quad (\text{참6-4})$$

또는

$$F = \frac{\tan \phi \cdot (1 - k \cdot \tan \beta)}{k + \tan \beta} \quad (\text{참6-5})$$

$F = 1$  이면

$$\tan \beta = \frac{\tan \phi - k}{1 + k \cdot \tan \phi} \quad (\text{참6-6})$$



도참(6-3) 地震力

따라서 이 경우에는  $F = 1$ 로 안정되는 斜面傾斜도  $\beta$ 는 상시보다 적게 되어  $\tan^{-1}k = \theta$ 로 두면 다음과 같이 된다.

$$\tan \beta = \tan(\phi - \theta)$$

이상과 같이 모래사면의 경우에는 斜面의 傾斜도가 減少하는 것이 된다. 그러나 지진시 모래사면의 경사도 감소에 의한 영향은 실제로는 滑動破壞 보다는 오히려 모래입자가 흩어져 흘러내린다는 표현에 가까운 것이다. 한편 포화된 모래의 지진시 液狀化 현상을 생각하면 안정계산은 전혀 성립하지 않는 것이 된다. 따라서 모래사면에 있어서 설계 진도를 적용할 때에는 우선 液狀化 현상이 발생하지 않는다는 가

정과 같은 조건이 존재해야 한다.

액상화 현상이 발생하지 않는다고 생각되는 지반에 있는 모래 또는 모래질 자갈 제방구조물에서는 설계 진도를 써서 지진력을 계산한 안정계산을 실시한다. 모래 또는 모래질 자갈의 사면 안정해석에서는 다음에 기술할 직선 활동면 해석을 실시할 필요가 있다.

흙이 사질토에서 점성토에 가깝게 됨에 따라서 액상화 현상이 일어나기 어렵게 되어, 지진시의 사면 활동면도 직선에서 곡선으로 변화하는 것으로 생각할 수 있다.

점성토 지반에서는 깊은 활동면이 발생하는 것이 많기 때문에 지진시의 안정해석에서는 지진력이 지배적인 요소가 되는 것이 보통이다. 그러나 이와 같은 경우에는 진도법을 그대로 사면 안정계산에 적용하는 것은 문제가 있다. 즉, 일반적인 점성토 지반에서는 지진가속도가 심도에 따라 감소하며 기계적으로 진도법을 적용한 경우에 위험하게 되는 사면에서도 지진시의 활동파괴의 예가 없는 것이 경험적으로 알려져 있다.

따라서 지진시에 사면안정 문제에서 설계진도를 그대로 적용하는 것은 지나치게 안전측이라고 생각된다. 단지, 실제의 진도에서 약 200gal의 지진가속도가 발생한 경우, 사질토의 사면 또는 점성토 지반 위에 있는 호안에 활동파괴가 발생한 예도 있다. 모래 및 사질점토로 만들어진 실물 크기의 체체에 대한 진동실험에 의하면 200~300gal의 가속도를 받은 경우에도 활동파괴는 발생하지 않으나, 천단이나 사면상부에서 진동이 증폭되고 沈下와 顯著한 균열이 발생하고 있는 점은 耐震上 무시할 수 없는 현상으로 생각된다.

이와 같이 사면의 지진시 안정문제에 있어서는 불명확한 점이 많고 해석방법은 아직 확립되지 않고 있다. 그러나 지진시에는 안전율이 低下되는 것이 확실하므로 큰 設計진도를 적용하는 경우에는 상시의 安全率을 되도록 크게 하여 두는 것이 필요하다.

#### 6-2-2 원호활동면 이외의 활동면을 가정하는 안정해석

전항의 규정에 관계하지 않고 지반의 조건에 의하여 원호활동면 이외의 면을 가정하는 것이 적절한 경우는 직선활동면이나 복합활동면을 고려한 안정해석을 실시한다.

#### [참 고]

직선면을 가정하는 경우, 직선활동면의 사면활동 파괴에 대한 안전율은 다음 식에 의하여 산정한다.(도참(6-4) 참조)

$$F = \frac{\Sigma(c\ell + W' \cos \alpha - H \sin \alpha) \tan \phi}{\sin \alpha \Sigma W' + \cos \alpha \Sigma H} \quad (\text{참6-7})$$

여기서

$F$  : 활동에 대한 안전율

$c$  : 흙의 점착력(kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 흙의 내부마찰각(°)

$\ell$  : 분할편의 저변장(m)

$W'$  : 단위길이당의 분할편의 유효중량(수중부분에 대하여는 수중단위체적중량)(kN/m)

$\alpha$  : 분할편 저변의 기울기(도참(6-4)에 나타나는 경우는 정으로 한다)(°)

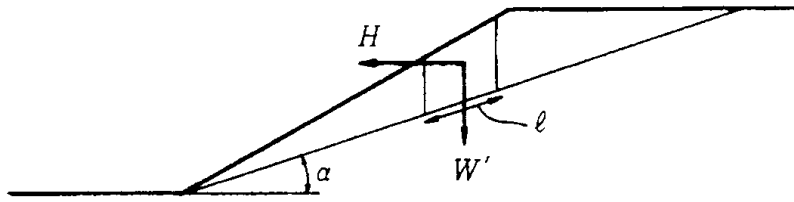
$H$  : 사면에 가해지는 단위길이당의 수평외력(수압, 지진력, 파압 등)(kN/m)

활동파괴에 관한 안전율은 상시는 1.2이상, 지진시는 1.0이상을 표준으로 한다.

(1) 모래질 자갈의 사면 안정해석에는 직선 활동면을 가정하는 것이 많다. 특히, 지진시의 모래질 자갈의 사면에서는 직선 활동면 방법이 활동파괴의 실정에 적합하다고 생각하고 있다.

(2) 토압을 고려한 안정 문제

제체 구조물의 안정문제나 근입되어 있는 구조물의 전체 안정을 검토할 경우에는 토압 등에 의한 경사지반의 수평방향의 안정성을 검토한다. 토압의 문제는 수동 또는 주동 파괴면으로써 직선활동을 고려하게 되는데 경사지반 전체의 안정성을 생각하는 경우에는 일종의 복합 활동문제로서 처리할 필요가 있다.



도참(6-4) 평면활동면에 의한 사면의 안정해석

### [참고문헌]

- 1) 土田 孝：湯怡新：港灣構造物の 圓弧활동 解析에 대한 最適安全率, 港灣技術研究所報告 第 35 港 第 1 號, 1996年 3월
- 2) Scott, R.F. : Principles of Soil mechanics, Addison Wesley, 1972, p.431
- 3) 山口栢樹：土質力學(全改訂) 第 7 章 土構造物の 安定解析, 技報堂
- 4) 中瀬明男：The  $\phi=0$  analysis of stability and unconfined compression strength, Soils and Foundations, Vol. 7 No.2, 1967, pp. 33~50
- 5) Bishop, A.W. : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, Vol. 5 No. 1, 1955, pp.7~17
- 6) 野村健司, 早藤能伸, 長友文昭：斜面安定解析에 대한 Bishop과 Tschebotarioff 法の 比較, 港灣技術研究所報告 Vol. 7 No. 4, 1968, pp.133~175
- 7) 小林正樹：地盤의 安定解析에 대한 問題點, 昭和51年度港灣技術研究所講演集, 1976年 12月
- 8) 土田 孝：小林正樹, 福原哲夫：分割法圓弧활동 解析에 의한 支持力の 計算法, 第 33 回 地盤工學研究發表會論文集, 1998

## 제 7 장 지반개량공법

## 7-1 일 반

연약지반 대책공법으로서 지반개량을 시행할 경우에는 기초지반의 성질, 구조물의 종류와 크기, 시공 기간과 난이도, 경제성, 환경영향 등을 고려하여 적절한 개량공법을 선정한다.

## [해설]

(1) 시공할 구조물이 주어진 외력 조건과 원지반 조건에서 안정성 확보가 안 되는 경우나, 건설 중 또는 건설 후 발생하는 변형이 구조물의 기능을 손상시키는 경우의 지반을 연약지반이라 하며, 이에 상응한 어떠한 대책을 강구할 필요가 있다. 새로운 구조물의 안정과 변형에 대한 문제 이외에도 가설단계에서의 안정, 건설 중 또는 건설 후의 지하수처리, 그리고 인접 기존구조물에 대한 유해한 영향의 저감 등을 위해서 대책을 필요로 하는 경우도 있다. 연약지반대책으로서 적합한 방법으로는 지반개량공법을 포함하여 다음 4가지로 크게 구별될 수 있다.

① 지반조건에 적합한 구조물의 형식으로 변경한다.

가. 하중 또는 모멘트의 저감(예, 경량재료, 압성토 등의 이용)

나. 구조물 바닥면적의 확대에 의한 지중응력의 감소

다. 말뚝기초 등의 이용에 의한 연약층의 관통

라. 그 밖에 광역지반 침하지대에서는 구조물을 주변지반과 같이 침하시키는 방법(구조물과 주변지반의 일체 거동)

② 연약한 지반의 토질을 제거하고 양질의 토질로 치환한다.

③ 연약한 지반의 토질을 개선하고 구조물에 적합한 지반조건을 일시적 또는 영구적으로 만든다.

④ 흙의 부족한 특성을 보완할 수 있는 재료(보강재료)를 연약지반 중에 투입하여 구조물에 적합한 지반조건을 만든다.

(2) 지반개량공법의 기본 원리는 ① 치환, ② 압밀배수, ③ 압축, ④ 화학적/전기 화학적 고결, ⑤ 열처리, ⑥ 보강 등으로 크게 구별된다(한국지반공학회, 2003; 일본토질공학회, 1982). 지반개량공법의 종류는 많이 있지만(표참(7-1) 참조) 모든 경우에 적합한 공법은 없다. 연약지반개량공법을 선정하는 경우에는 지반의 물리적 및 역학적 특성을 정확하게 파악하고, 구조물의 종류, 기능, 중요성과 크기 등의 설계조건에서 지반개량의 목적을 고려하여 여러 가지 공법에 대한 시공의 난이도, 공사기간, 공사비, 환경 영향 등을 감안하여 신중하게 선택하여야 한다.

## [참고]

연약지반 처리의 기본원리에 의한 처리공법을 요약하면 다음 표참(7-1)과 같다.

표참(7-1) 기본원리에 의한 地盤改良工法の 분류

기본원리	공 법 명	비 고
치 환	치환공법	폭파치환, 강제치환포함
배 수	선행재하공법 연직배수공법 생석회말뚝공법 전기적삼투공법 진공압밀공법 웰포인트공법 디프웰공법 쇄석드레인공법	· 주로 점성토의 배수에 의한 압밀효과 기대  · 주로 사질토의 배수에 의한 수위저하에 역점을 두었지만 압밀하중 증대에도 이용된다. · 액상화 대책
압 축	다짐말뚝공법 모래다짐말뚝공법 바이브로플로테이션공법 무거운 추 낙하 다짐공법 폭파다짐공법 전기충격공법	· 사질토의 압밀증대, 전압포함
화학적 고 결	혼합처리공법(얕은층, 깊은층) 분사교반공법 약액주입공법 전기화학적 고결공법 (생석회 말뚝 공법)	· 노반재료의 개량 포함  · 말뚝자체의 고화를 기대한 경우
열처리	소결공법 동결공법	· 일시적인 고화가 주류
보 강	슈트공법, 네트공법 보강토공법 모래다짐말뚝공법 깊은층혼합처리공법	· 부직포, Rope Net 도 포함  · 점성토를 대상으로 한 경우 · 분사 교반 공법도 포함

7-2 치환공법

치환단면의 제원은 원호활동 계산에 의한 안정성과 함께 침하량 및 시공성을 검토한 다음 결정하는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

치환공법에는 시공방법에 의해 굴착치환과 강제치환으로 분류되고, 강제치환에는 성토자중에 의한 강제치환, 폭파치환, 모래다짐말뚝에 의한 강제치환공법이 있다(일본토질공학회, 1988). 치환단면의 제원은 원호활동 계산에 의한 안정성과 함께 침하량 및 시공성을 검토한 다음 결정하는 것을 원칙으로 한다.

## [참 고]

## (1) 설계순서

치환공법의 설계는 단면 제원(치환깊이, 치환폭, 굴착구배)의 가정, 안정계산, 침하에 대한 검토의 순서로 하고 액상화의 검토가 필요한 경우도 있다.

## (2) 단면 가정

치환공법의 설계는 주로 소요의 안전율을 만족시킬 때까지 치환단면을 시험적으로 변화시켜 가면서 실시 하며 단면의 가정은 다음을 참고한다.

## ① 치환깊이

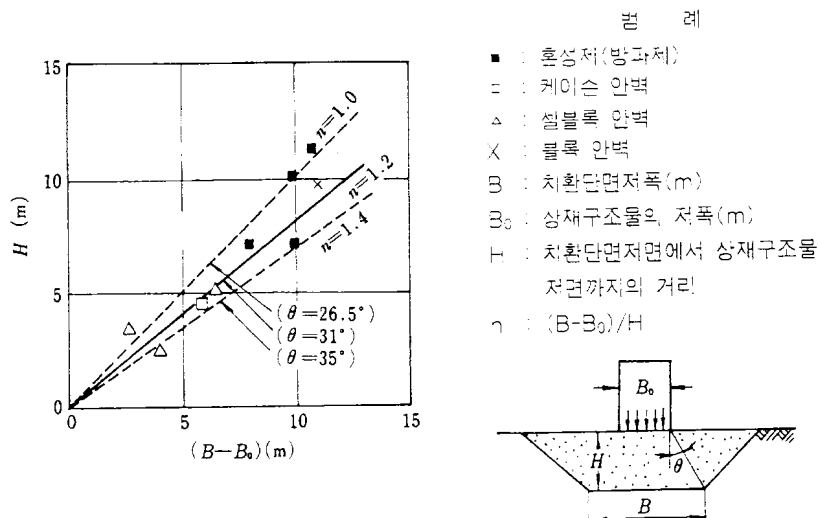
가. 연약층이 비교적 얇을 경우 전부 치환한다.

나. 연약층이 두꺼울 경우 재하하중에 의한 지중연직응력이 지반 지지력보다 작은 깊이를 치환깊이의 목표로 한다(본편 제2장 앞은기초의 지지력 참조).

다. 치환깊이의 결정은 시공 능력면에서 검토할 필요가 있다.

## ② 치환폭

시공예로부터 치환폭과 깊이와의 관계를 보면 도참(7-1)과 같다.



도참(7-1) 치환폭과 치환깊이와의 관계(일본향만협회, 1999)

## ③ 굴착구배

굴착구배는 원지반의 강도와 굴착 깊이로부터 정한다.

일반적으로 굴착구배는 1 : 2로 하는 경우가 많다(일본지반공학회, 1999).

## (3) 안정계산

원호활동계산 및 안전율은 본편 제6장 사면의 안정을 참조한다.

치환단면은 유한폭의 사다리꼴형으로 된 것이 일반적이다. 치환단면 내에 널말뚝이나 보조공을 설계하는 경우의 토압산정은 통상의 토압계산 이외에 복합활동의 검토가 바람직하다. 또 전면치환으로 바닥이 경사되어 있는 경우에도 바닥면에서의 활동을 포함한 복합활동의 검토가 바람직하다.

## (4) 침하에 대한 검토

치환단면의 하부에 점토가 남아있는 경우(부분치환이나 지반굴착 사면의 하부)에는 압밀침하가 예상되므로 이에 따른 상부 구조물에 대한 영향을 검토할 필요가 있다.

## (5) 치환모래의 선정과 내부마찰각

치환모래의 내부마찰각은 일반적으로  $30^\circ$ 전후로 되어 있지만 그 값은 모래의 입자 형태, 입도분포, 투입방법, 투입순서, 방치기간, 재하하중 등의 영향을 받으며 대단히 느슨한 상태인 경우도 있으므로 주의해야 한다.

## (6) 액상화에 대한 검토

액상화 예측의 기본은 입도분포와  $N$ 값에 의한다. 액상화에서 단면이나 치환모래의 성질이 규제될 경우에는 치환재료의 선정단계에서 이를 반영하는 것이 바람직하다. 또, 충분한  $N$ 값을 얻지 못할 경우에 치환모래의 다짐을 실시할 필요가 있다.

## (7) 시공 관리상의 주의

점성토 지반을 굴착한 상태로 방치하면, 물에 떠 있던 점토가 굴착 바닥면으로 침강하여 쌓이고 또는 치환모래에 포함되어 있던 실트가 국부적으로 모여 연약층으로 남는 경우가 있다. 치환이 완료된 경우에는 사운딩을 실시하여 국부적 연약층이 없는지 확인하는 것이 바람직하다.

## 7-3 연직배수(Vertical drain) 공법

## 7-3-1 설계의 기본방침

연직배수(Vertical Drain) 공법의 설계에서는 목표 강도 증가량, 공기, 구조물의 장래 허용 침하량, 연직배수공 시공범위 등을 고려한다.

## [해설]

연직배수공법의 설계는 다른 지반개량공법의 설계와 마찬가지로 구조물 자체의 설계와 일체의 관계가 있어, 실제 설계계산시 연직배수공의 설계만을 분리해서 행하는 경우는 없다. 연직배수공법의 설계는 다음사항을 가정하여 실시한다.

- (1) 목표 강도 증가량
- (2) 구조물의 장래 허용 침하량
- (3) 연직배수공의 시공범위

이들 요소들은 구조물 안정, 구조물에 작용하는 토압, 지반의 지지력, 구조물에 허용되는 침하량 등을 충분히 고려하여 결정해야 한다.

## [참고]

## (1) 토질조건

연직배수공의 설계에 관련된 토질조건에는 원지반의 경우 비배수강도, 강도증가률, 단위체적중량, 압밀계수, 체적압축계수, 선행하중, 압밀층의 두께 등이 있고, 성토의 경우는 전단강도, 단위체적중량 등이 있지만, 각각의 의미와 구하는 방법은 제2편 11-2 흙의 물리적 특성 및 제2편 11-3 흙의 역학적 성질을 참조한다.

## (2) 설계순서

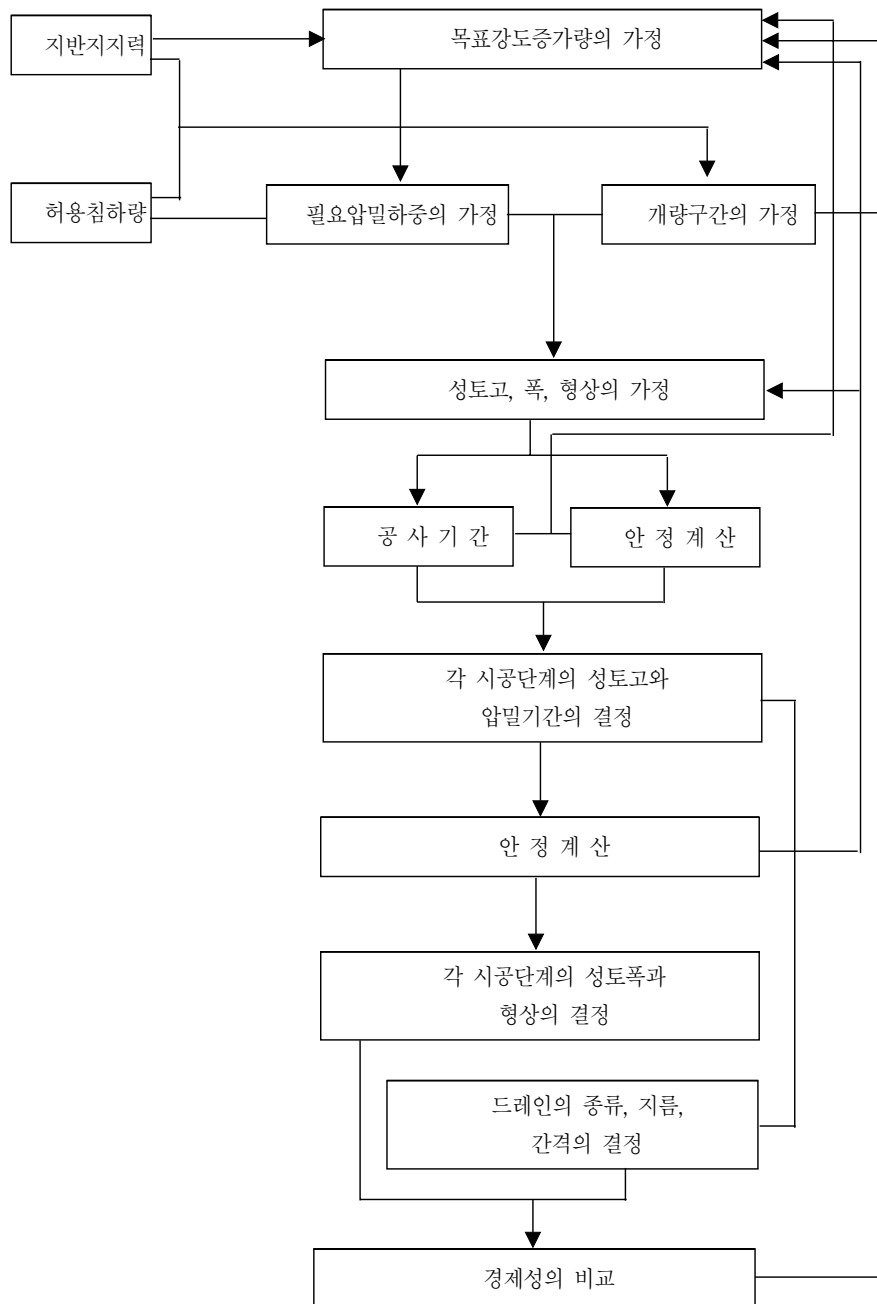
연직배수공법은 先行載荷(Pre-Load)工法の 압밀시간을 단축시키는 것을 목적으로 한 것이므로, 연직배수공 타설 직후의 지반강도는 개량전과 같다. 따라서 소정의 개량효과를 얻기 위해서 필요한 선행재하(일반적으로 성토)를 한번에 재하하는 것은 일반적으로 불가능하며 단계성토를 하여야 한다. 각 단계에서 시공 가능한 성토의 높이는 앞 단계에서의 압밀하중과 연직배수공의 배치 및 방치기간에 의해서 좌우된다.



이러한 이유 때문에, 소정의 효과를 얻기 위해서 필요한 성토의 높이, 폭, 형상을 먼저 개략계산하고(계산법은 본편 7-3-2 성토고와 성토폭의 결정[1], [2] 참조), 다음으로 각 단계의 압밀도를 가정하여, 각 단계 성토의 안정성을 확인하고(본편 7-3-2 성토고와 성토폭의 결정[3] 참조), 전체 성토가 공기 내에 끝나도록 연직배수공에 대한 설계(본편 7-3-3 연직배수공의 설계 참조)를 하여야 한다. 일반적인 설계의 흐름은 도참(7-2)과 같다.

### (3) 시공관리

연직배수에서는 드레인 재료의 선택, 시공심도, 배치간격, 연속성 등의 관리가 중요하다. 성토 시공 중에는 간극수압의 변화, 강도증가, 침하 및 성토의 단면형상과 단위체적중량을 필요에 따라 조사하고 예정된 강도증가와 침하가 발생했는지를 검토함과 동시에 성토의 안정에도 주의해야 한다.



도참(7-2) 연직배수공법의 설계 흐름도(일본항만협회, 1999)

7-3-2 성토고와 성토폭의 결정

[1] 지반개량에 필요한 성토고와 성토폭

성토고와 성토폭의 결정은 시공도중 및 완성시 성토의 안정에 필요한 한계성토고, 강도증가량, 장래 허용침하량, 주변의 영향 등을 고려한다.

[해 설]

성토고와 성토폭의 결정은 시공도중 및 완성시 성토의 안정에 필요한 강도증가량, 장래 허용 침하량, 주변의 영향 등을 고려한다. 성토의 상부폭은 지반개량에 필요한 폭 이상으로 하는 것이 바람직하다(도참(7-3) 참조).

[참 고]

(1) 성토고와 성토폭의 산정

성토고와 성토폭은 식(참7-1), (참7-2)를 기본으로 산정할 수가 있다.

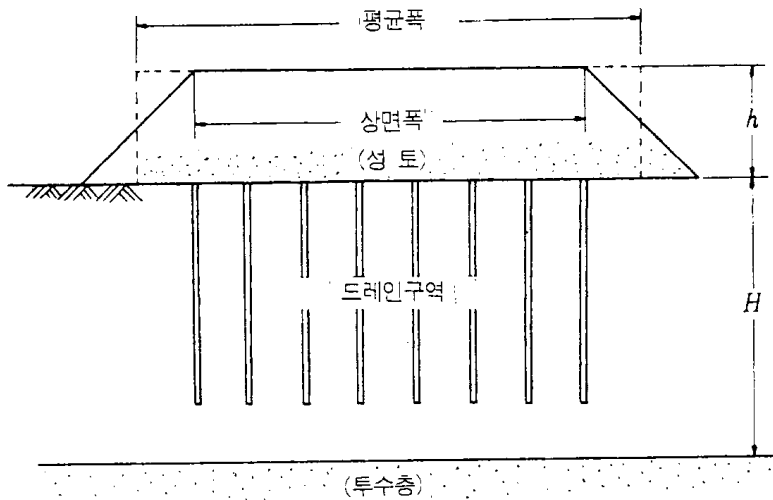
$$\Delta c = (\Delta c / \Delta p)(\alpha \cdot \gamma \cdot h - p_c) \cdot U \tag{참7-1}$$

$$S = m_v(\alpha \cdot \gamma \cdot h - p_c) \cdot H \cdot U \tag{참7-2}$$

여기서

- $\Delta c$  : 비배수강도 증가량(kN/m<sup>2</sup>)
- $S$  : 침하량(m)
- $\Delta c / \Delta p$  : 강도증가률
- $\alpha$  : 응력분포계수(분포응력과 성토하중강도와의 비)
- $\gamma$  : 성토의 유효단위체적중량(kN/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 성토고(m)
- $p_c$  : 선행압밀하중(kN/m<sup>2</sup>)
- $m_v$  : 체적압축계수(m<sup>2</sup>/kN)
- $H$  : 압밀층 두께(m)
- $U$  : 성토 완료시의 압밀도(%)

응력분포계수는 Boussinesq의 탄성해에 의해 추정한다(본편 제5장 5-1 지중응력 참조). 개량폭이 크고 성토의 상부폭이 개량폭 이상인 경우에는 보스톤 코드(Boston Code)법을 적용하여도 좋다. 이 경우 성토폭은 그 평균폭(도참(7-3) 참조)을 사용하고, 또 깊이방향의 분포응력은 일정하게 하여 중심 깊이에서의 값을 사용하는 것이 보통이다. 보스톤 코드법에 의한 응력분포계수는 본편 제5장 5-1 지중응력 도참(5-5)에 나타나 있다.



도참(7-3) 연직배수공법의 성토폭(일본항만협회, 1999)

## (2) 지층이 균일하지 않은 경우

성토의 단위체적중량이 일정하지 않거나 하중단계마다 성토폭이나 압밀도가 현저하게 틀리는 경우 또는 압밀층이 균일하지 않은 경우에는 각 하중단계 또는 각 층마다 식(참7-1), 식(참7-2)를 적용한다.

## [2] 성토의 안정에 필요한 성토고와 성토폭

지반개량에 필요한 성토고와 성토폭을 결정한 다음 성토의 원호활동에 대한 안정검토를 실시하여 구조물 완성시의 안전성을 확인한다.

## [참 고]

### (1) 일 반

지반개량에 필요한 성토고와 성토폭을 결정했어도 성토자체의 안정이 확보되지 않는 경우가 있으며, 이 경우에는 단계성토를 할 필요가 있다.

### (2) 원호활동

원호활동은 본편 제6장 사면안정을 참조한다. 이 경우는 식(참7-1)로 계산한 강도증가량을 고려한다.

### (3) 강도증가량의 계산값

연직배수공의 채하는 보통 몇 단계로 나누어 시행한다. 따라서 식(참7-1)에서 사용되는 압밀도  $U$ 는 채하 단계 마다 다르지만 전반적으로 90% 정도의 압밀도로 가정하여 강도증가 계산에 사용하는 경우가 많다.

## [3] 각 시공단계의 성토고와 성토폭

성토의 안정에 필요한 성토고와 성토폭으로 결정한 최종단면은 여러 단계로 나누어서 시공하도록 설계한다. 각 시공단계의 단면형상은 그 단계까지의 강도증가량을 고려하여 그 단계의 성토 안정을 검토해 가면서 순서에 따라 결정한다.

## [참 고]

## (1) 압밀도

시공단계의 압밀도를 크게 하면, 드레인 파일(Drain Pile)의 간격을 좁게 하든지 또는 공기를 길게 할 필요가 발생하여 비경제적이다. 한편, 압밀도를 작게 하면, 이에 따른 강도증가도 작아져서 다음 단계의 허용 성토고가 작아지므로 하중 단계수가 증가한다.

시공단계의 압밀도로서는 보통 50~90%가 채용되는데 80% 정도가 일반적이다.

## (2) 단면의 재검토

드레인 파일의 간격을 결정한 다음 정확한 압밀도를 계산하여 시공단계마다 단면형상을 재검토할 필요가 있다. 어느 단계의 압밀도가 80%에 도달하는 시간에는 그 이전 단계의 압밀하중으로 계산하면 당연히 80%를 초과한 압밀이 진행하고 있다. 또 수위가 높은 경우(성토의 일부가 부력의 영향을 받을 수 있는 경우)에는 압밀하중이 점차 감소하게 된다. 정밀도가 높은 설계를 하기 위해서는 최종적인 검토로서 이와 같은 효과도 고려할 필요가 있다.

## (3) 선행제하를 제거하는 경우의 유의사항

압밀하중으로 사용된 성토가 영구 구조물의 일부로서 사용되는 경우에는 제거하중에 대한 검토는 필요 없다. 그러나 지반개량 후에 선행제하로서 사용된 성토의 일부 또는 전부를 제거할 경우에는 시간이 경과함에 따라 점토는 흡수 팽창하고 강도는 저하하기 때문에 설계시 유의할 필요가 있다(제2편 11-3-3 전단특성 참조)

## 7-3-3 연직배수공의 설계

연직배수공의 설계에서는 드레인 파일의 간격과 직경 및 점성토층 상하부의 배수조건, 그리고 드레인 파일 재료의 특성 및 배수매트의 특성과 두께를 고려하여 압밀 계산을 한다.

## [1] 드레인 파일(Drain Pile) 및 배수매트 재료 선정

드레인 파일(Drain Pile) 및 배수매트는 所要의 충분한 배수 기능을 가진 재료를 선택하여 투수저항이 생기지 않도록 하여야 한다.

## [참 고]

## (1) 압밀속도와 말뚝직경

압밀속도는 말뚝 직경과 대략 비례하고 말뚝 간격의 제곱에 반비례한다. 모래말뚝(Sand Pile)의 직경이 너무 작으면 점토로 채워져서 막히기도 하고, 재하 또는 압밀과정에 순응하여 변형하지 않고 모래말뚝의 중간이 전단 파괴될 우려가 있다. 지금까지의 시공예로 보통 30~50cm 정도이고 40cm 정도가 가장 많다.

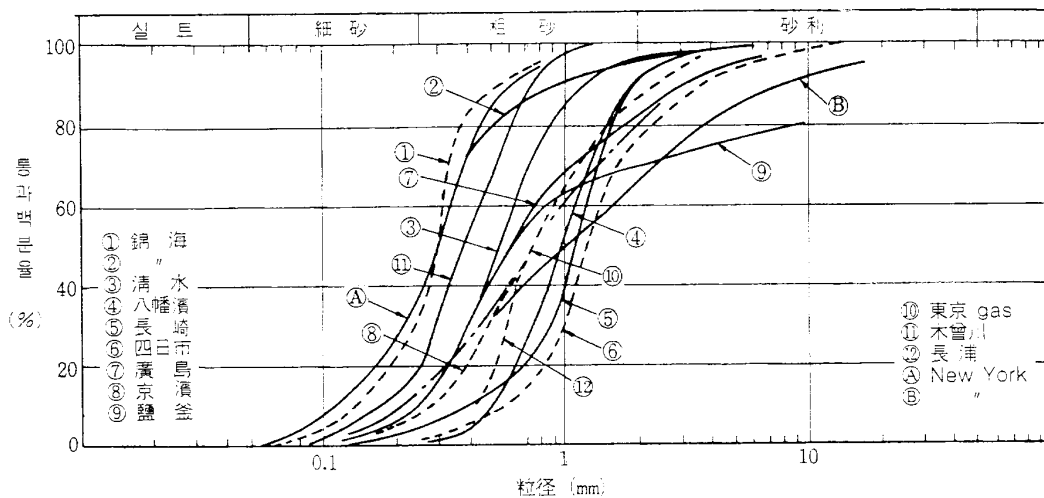
최근에는 팩 드레인(Pack Drain)이나 플라스틱 드레인(Plastic Drain)이 개발되어 직경이 작은 연직배수의 시공도 가능하게 되었다. 팩 드레인은 일반적으로 직경 12cm의 합성섬유 자루에 모래를 채워서 타설하는 것이고, 경량의 타설 기계를 사용하여 한번에 4개씩 타설하는 예가 많고, 육상의 초연약지반에서 적용한 사례가 많다. 최근에는 해상에서 직경 40cm가 넘는 모래말뚝을 시공하는 경우도 있다.

## (2) 모래말뚝(Sand Pile)의 재료

모래말뚝용 모래는 투수성이 좋고 점토가 스며들어 막힘현상(clogging)이 발생하지 않는 좋은 입도의 것이어야 한다. 지금까지의 시공 예를 도참(10-4)에 나타냈다.

Terzaghi에 의하면 모래의  $D_{15}$ (통과중량 백분율 15%의 입경)는 압밀 토질의  $D_{15}$ 의 4배 이상이고, 압밀 토질의  $D_{85}$ (통과중량 백분율 85%의 입경)의 4배 이하이어야 한다. 그러나 이 기준은 웰포인트(Well Point) 등을 대상으로 한 것이며 연직배수공의 경우에는 그대로 적용될지 의문이다.

한편, 網干, 吉國의 드레인 파일의 수두손실을 고려한 압밀이론에서는 Terzaghi의 기준보다 굵은 모래가 필요하고, 일본 항만기술연구소에서는 도참(7-4)의 시공예가 대체적으로 타당하다고 보고하고 있다.



도참(7-4) 모래말뚝용 모래의 시공 예

## (3) 플라스틱 드레인 재료 등의 새로운 연직배수 재료






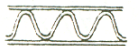

연직배수층으로 모래를 사용하는 대신에 카드 보드(Card Board)라 불리는 구멍 뚫린 보드지가 개발되어 페이퍼 드레인(Paper Drain)이라 명칭되었다. 그러나 투수성이나 재료의 내구성에서 불안한 점이 많았다. 이 때문에 최근에는 ① 부직포 단일체, ② 합성수지를 코어로 하여 부직포에 의한 자루 모양의 필터(filter)를 가진 복합구조의 것, ③ 폴리염화비닐을 특수 가공한 다공질 단일구조의 것 등 많이 개발되었으며 일반적으로 띠모양 드레인 또는 플라스틱 드레인이라 불리어진다. 더우기 현재 카드 보드는 거의 사용되지 않고 있다(표참(7-2) 참조).

이와 같은 띠모양 드레인(일반적으로 폭 약 10cm, 두께 약 5mm)의 설계에 있어서 띠모양 드레인을 직경 5cm의 모래말뚝과 같다고 하여 샌드 드레인의 설계에 준하는 것으로 되어있다. 상술한 바와 같이 여러 종류의 띠모양 드레인을 일률적으로 직경 5cm의 모래말뚝으로 평가한 현재의 생각은 완전하지 않으므로 시공시의 동태 관측으로 효과 확인을 하는 것이 바람직하다. 띠모양 드레인의 압밀축진 효과는 똑같은 배치의 자루로 채워진 드레인인 것과 같은 보고가 있는 반면에, 띠모양 드레인의 압밀은 설계값에 비하여 작다는 보고도 있다. 더우기 드레인의 배수능력이 작은 경우에는 연직배수공 선단부(압밀층 하부)에서 압밀시간이 지체되므로 유의할 필요가 있다.

대규모 연약지반 개량 공사에서 연직드레인에 의한 지반개량시 포화된 연약지반은 침하하는 만큼 간극수가 배출되므로, 압밀기간 중 배출되는 간극수는 원활하게 배수되어야 한다. 만약 간극수의 배수가 원활하

게 이루어지지 않는 경우 지반개량지역에 물이 고이게 되고, 이러한 현상은 압밀을 야기하는 동수경사 및 작용하중을 감소시켜 압밀을 지연시킬 수 있다. 이를 방지하기 위해서는 수평배수층, 수평유공관, 집수정을 이용한 수평배수계획을 하여야 한다. 수평유공관과 집수정의 배치는 압밀초기의 원활한 수평배수를 도모하기 위해 지역별 대표단면에 대한 연직드레인의 압밀해석 결과 중 연약점토층의 평균압밀도 약 20%에 대한 침하계산결과를 적용하여 검토한다. 일반적으로 수평유공관과 집수정의 배치 간격은 대략 60~80m 정도이다.

표참 (7-2) 각종 플라스틱 드레인재의 形狀과 치수(嘉門雅史, 1985)

명칭	단면형상	구조형식	재 질
PVC 드레인		다공질 단일구조형	특수염화비닐수지
케미칼보드 드레인		복합구조일체형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 코아재 : 경질염화지닐수지
캡슐 드레인		복합구조일체형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 코아재 : 폴리올래핀수지
OV 드레인		복합구조일체형 (중앙부에 Spiral선)	필터재 : 부직포
Jaw 드레인		복합구조분리형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 (폴리에스테르, 셀룰로이드) 코아재 : 폴리올래핀수지
Member 드레인		복합구조분리형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 (폴리프로필렌, 폴리에스테르) 코아재 : 폴리에틸렌수지
콜본드		복합구조분리형 (중앙 망상 코아)	필터재 : 부직포 (폴리에스테르)

#### (4) 배수매트

배수매트는 대부분 모래를 사용하고 있지만, 최근 모래의 부족으로 인하여 쇄석골재 등 다양한 재료가 사용되고 있다. 일반적으로 모래를 배수재로 사용하는 경우 샌드매트의 두께는 보통 바다 속에서 1.0m, 육상의 경우 0.5m정도이다.

배수매트가 두꺼우면 말뚝의 타입이 어렵고, 얇으면 점토가 들어가서 투수성이 나쁘게 되는 경우가 있다. 또, 샌드매트의 두께와 관련하여 배수매트의 배수능력이 적으면 수두손실에 의해 압밀시간 지체가 발생한다. 이 경우의 압밀지연은 배수매트의 중앙부가 더 심하다. 이 때문에 샌드매트의 재료도 투수성이 양호한 재료를 사용해야 한다. 샌드매트의 투수성이 적은 경우나 개량범위가 넓고 시간지체가 염려되는 경우에는 근사식에 의해 해석할 필요가 있다.

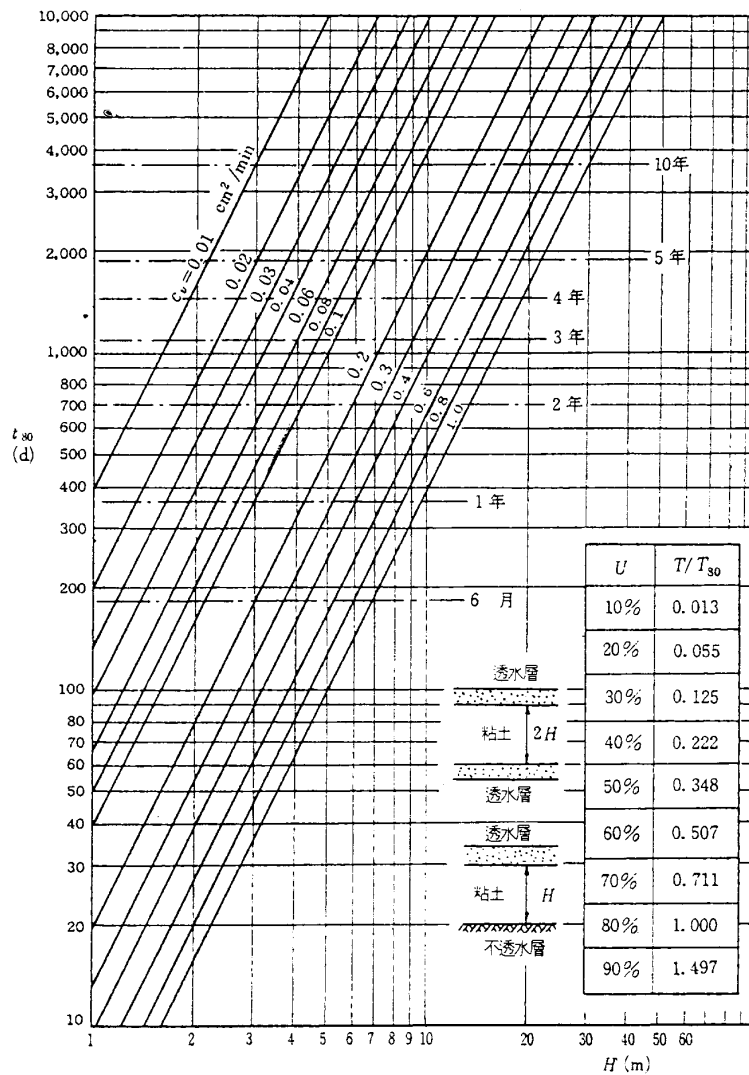
## [2] 드레인 파일(Drain Pile)의 간격

드레인 파일(Drain Pile)의 간격은 교란효과(smear effect)를 고려하여 요구되는 압밀도를 필요한 공사 기간 내에 얻을 수 있도록 결정한다.

## [참 고]

## (1) 일 반

연직배수공법은 선행재하공법(프리로딩공법)에서 일차원 압밀의 진행속도가 공기에 비하여 너무 느릴 경우에 사용된다. 선행재하공법에 의한 점성토의 80%압밀에 필요한 일수  $t_{80}$ , 점성토 두께  $H$ (m)와 압밀계수  $C_v$ (cm<sup>2</sup>/min)와의 관계는 도참(7-5)에 나타난 자료를 참고로 그 특성을 파악할 수 있다.



도참(7-5) 점성토의 80% 압밀에 소요되는 일수

## (2) 말뚝 간격의 결정

드레인 파일의 간격은 도참(7-6) 또는 식(참7-7)에 의해 결정하는 것이 바람직하다.

$$D = \beta \cdot n \cdot D_w \quad (\text{참7-3})$$

여기서

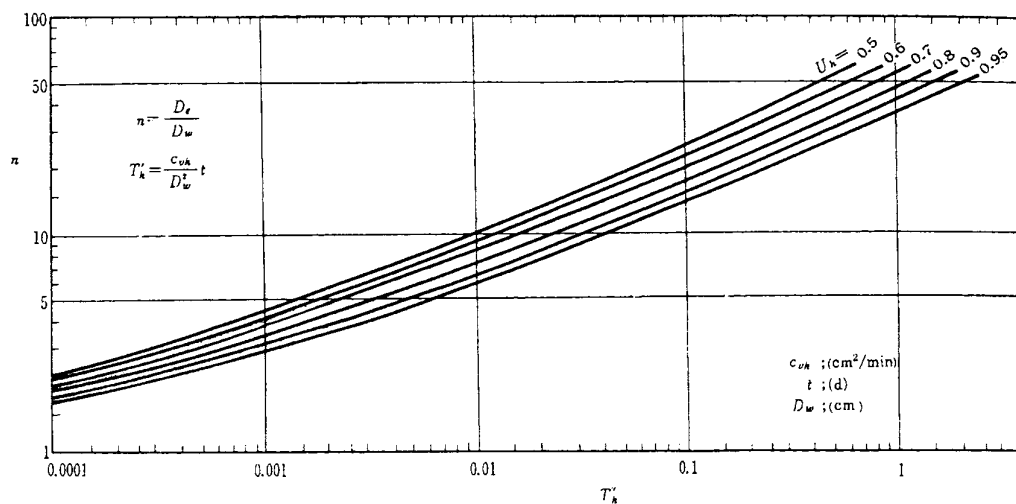
$D$  : 드레인파일의 간격(cm)

$\beta$  : 계수(정사각형배치는  $\beta=0.886$ , 정삼각형배치는  $\beta=0.952$ )

$n$  :  $D_e/D_w$ , ( $n$  은 도참(7-6)에서 구한다.)

$D_w$  : 드레인파일의 직경(cm)

$D_e$  : 드레인파일의 유효경(cm)



도참(7-6)  $n$  값 산정 도표(일본항만협회, 1999)

## (3) 연직방향의 물흐름

연직배수공법은 수평방향의 물의 흐름에 의한 압밀을 기대하는 것이지만 압밀층 두께가 드레인파일의 간격에 비하여 작을 때에는 연직방향의 물흐름도 고려해야 한다. 연직방향의 물흐름에 의한 압밀을 고려했을 때 말뚝 간격은 재조정할 수 있다.

## (4) 수평방향의 압밀계수

수평방향의 압밀계수에 대한 적절한 시험법은 확립되어 있지 않다. 일반적으로 수평방향의 압밀계수는 연직방향의 5~10배 정도 크게 보기도 하지만, 말뚝 타설에 따른 교란의 영향, 드레인파일의 수두손실에 의한 겉보기 압밀계수의 저하 등을 고려하면 반드시 수평압밀시험의 결과를 그대로 채용하는 것이 좋다고는 말할 수 없다. 지금까지의 시공예나 연구결과 및 안전율을 고려하면 수평방향의 압밀계수를 연직방향의 압밀계수와 같게 하여도 실제로는 차이가 없는 듯하다(소림정수 외, 1990).

## (5) 압밀도 산정

드레인파일 간격 결정 후 정확한 압밀도를 구하는 데에는 식(참7-4), 식(참7-5)과 도참(7-7)을 사용하는 것이 좋다.

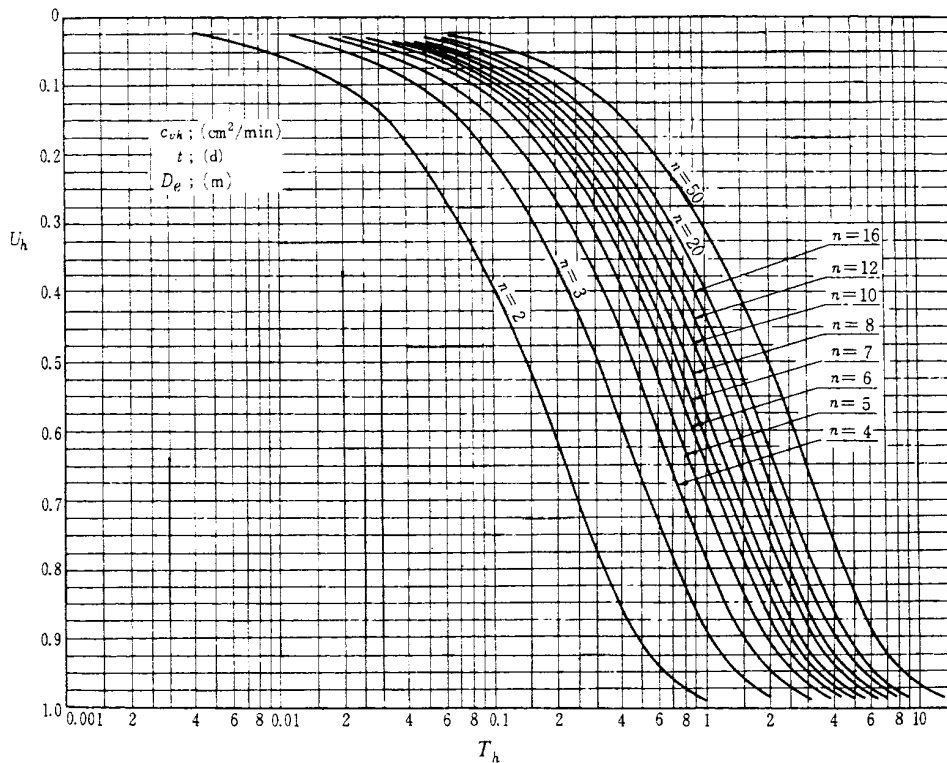
$$T_h = c_{vh} \cdot t / D_e^2 \quad (\text{참7-4})$$

$$n = D_e / D_w \quad (\text{참7-5})$$



여기서,

- $T_h$  : 수평압밀의 시간계수  
 $c_{vh}$  : 수평방향의 압밀계수( $\text{cm}^2/\text{min}$ )  
 $t$  : 압밀개시후의 경과시간(min)  
 $D_e$  : 드레인파일의 유효경(m)  
 $D_w$  : 드레인파일의 직경(m)



도참(7-7) 수평압밀계수의 산정 도표(일본항만협회, 1999)

#### (6) 유효직경( $D_e$ )

유효직경은 드레인파일의 영향범위를 등가면적의 원으로 치환할 때의 원의 직경을 말하며, 드레인 간격  $D$  와의 관계는 다음과 같다.

정방형배치인 경우 :  $D_e = 1.128 D$

정삼각형배치인 경우 :  $D_e = 1.050 D$

#### (7) 자유변형률과 일정 변형률

연직배수공법을 검토하는 경우 다음과 같은 두 가지 해석 방법이 있다.

- ① 자유변형률의 경우 : 지표면에 작용하는 하중은 등분포로 가정하고 침하는 균등하지 않은 경우의 해석 방법
- ② 일정 변형률의 경우 : 지표면에 발생하는 침하는 균등하나 응력분포는 균등하지 않다고 가정하는 경우의 해석 방법

도참(7-6), 도참(7-7)은 일정변형률의 경우인데,  $n < 10$  이고 또  $U_h < 60\%$ 일 때에는 그 평균압밀도가 자유 변형률의 경우와는 차이가 있게 된다.

## (8) 점증하중에 의한 압밀

실제공사에서는 재하에 상당한시간이 걸리는 것이 보통이고 압밀하중은 시간에 따라 점차 증가한다. 시간  $t = 0$  에서 재하를 시작하고  $t = t_0$  까지 하중이 일정 비율로 증가하고 그 후는 일정 압밀하중  $p_0$  를 취할 경우 연직배수 방향의 수평흐름만에 의한 압밀은 일정변형률의 경우 식(참7-6)과 같다.

$$\left[ \begin{array}{ll} U_t = 1 - \frac{F(n)}{T_h} \cdot U_h(n, T_h) & t \leq t_0 \\ U_t' = 1 - \frac{F(n)}{T_{ho}} \cdot U_h(n, T_{ho}) [1 - U_h(n, T_h - T_{ho})] & t \geq t_0 \\ S_t = 2H \cdot m_v \cdot p_0 \cdot U_t \cdot t/t_0 & t \leq t_0 \\ S_t' = 2H \cdot m_v \cdot p_0 \cdot U_t' & t \geq t_0 \end{array} \right] \quad (\text{참7-6})$$

여기서,

$U_t$  : 하중이 점증하는 기간의 평균압밀도(%)

$U_t'$  : 하중이 일정한 기간의 평균압밀도(%)

$S_t$  : 하중이 점증하는 기간의 압밀침하량(cm)

$S_t'$  : 하중이 일정한 기간의 압밀침하량(cm)

$$F(n) = \left[ \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right] / 1.152 \quad (\text{도참(7-8) 참조})$$

$$T_{ho} = c_{vh} t_o / D_e^2$$

$c_{vh}$  : 수평방향의 압밀계수( $\text{cm}^2/\text{min}$ )

$t_o$  : 재하시간(압밀개시후 일정한 하중까지)(min.)

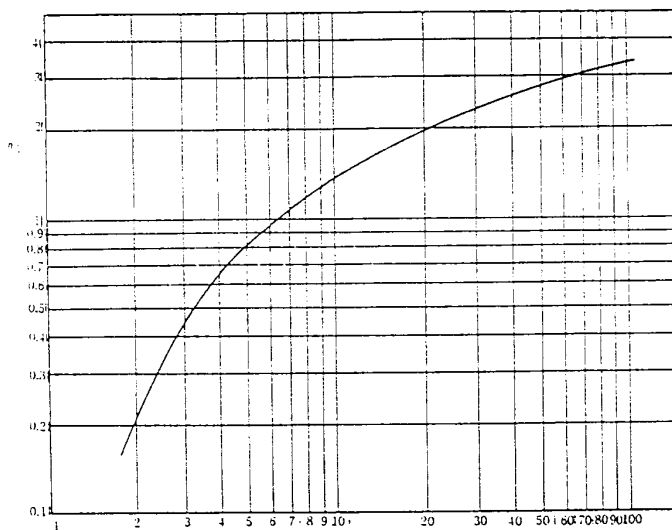
$D_e$  : 유효경(cm)

$2H$  : 압밀층 두께(cm)

$m_v$  : 체적압축계수( $\text{cm}^2/\text{kN}$ )

$p_o$  : 압밀하중( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )

$U_h$  : 일정한 하중시의 압밀도(도참(7-7) 참조)



도참(7-8)  $F(n) - n$  의 관계

## 7-4 심층혼합처리공법

### 7-4-1 설계의 기본방침

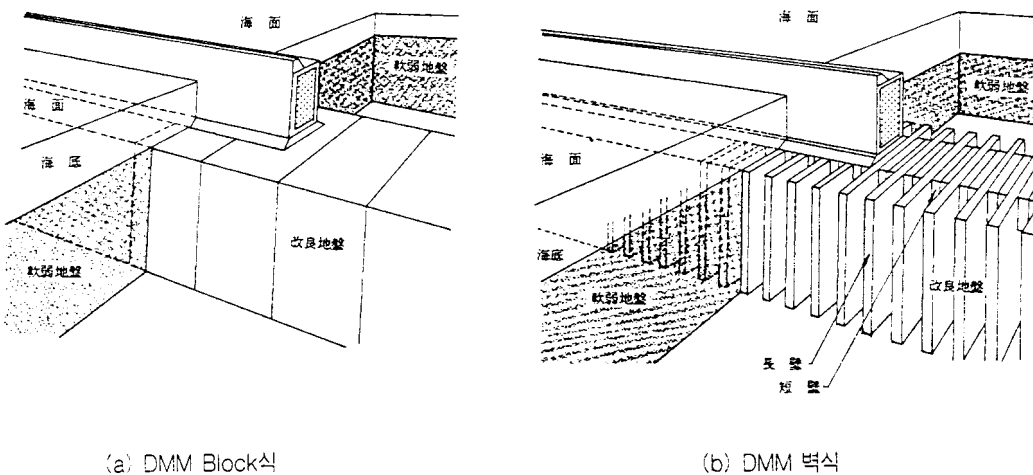
#### [1] 적용범위

이 설계 방법은 중력식의 방파제, 안벽 또는 호안을 상부 구조물로 하는 지반개량에 적용한다. 지반개량의 형식으로는 블록식 혹은 벽식을 대상으로 한다.

#### [참 고]

- (1) 심층혼합처리공법(Deep Mixing Method, DMM)은 석회, 시멘트계를 주로 하는 분말 형태 혹은 물에 희석한 상태의 화학적 안정제를 지중에 공급하고 연약층의 점성토와 강제적으로 혼합함으로써 포졸란 반응 등의 화학적 고결작용을 이용하여 지반 중에 임의 형상의 견고한 안정처리토를 형성하는 연약지반 개량 공법이다.
- (2) 심층혼합처리공법에 의한 지반개량의 적용대상은 계선안과 방파제에만 한정되는 것은 아니다. 그러나 현재까지의 항만 공사에 대규모로 적용한 사례는 외국의 경우 콘크리트 케이슨을 상부구조로 하는 안벽 및 호안과 방파제(간막이 방파제포함) 뿐이고 다른 구조양식에 대한 검토 예는 거의 없다. 이 때문에 본 절의 적용범위를 본문과 같이 한정하였다.
- (3) 심층혼합처리공법을 항만구조물에 적용하는 경우 처리기계에 의해 지중에 형성되는 말뚝모양의 처리토를 상호 오버랩(Overlap)시켜 강성이 큰 지중구조물로 형성시킨다. 이 지중구조물의 형상은 적용하는 지반의 특성 또는 상부구조물에 의해서 결정되는데, 도참(7-9)에 나타난 블록식과 벽식이 대표적인 개량형식이다.
- (4) 벽식 개량은 도참(7-9)의 (b)에 나타난 바와 같이 긴 벽과 짧은 벽으로 구성되어 있다. 설계의 기본적인 생 각은 긴 벽을 통해서 상부구조물에 의해 발생한 외력을 지지지반에 전달시키고, 짧은 벽은 개량지반의 일체성을 높이는 것을 목적으로 하고 있다.

벽식 改良은 블록식 개량과 비교해서 검토된 예가 적으며 설계법 그 자체에도 불명확한 점이 많으므로 본 절에서는 지지층까지 지반개량을 행하는 “착저식(着底式)”의 설계법만을 기술한다.



도참(7-9) 심층 혼합처리 공법의 대표적인 형식

## [2] 기본 개념

심층혼합 처리공법에 의한 개량지반의 설계시에는 외부 안정, 내부 안정 및 개량체의 변위 검토를 기본으로 한다.

## [해설]

## (1) 용어

여기서 사용되는 주된 용어의 의미는 다음과 같다.

안정처리토 : 심층혼합 처리공법에 의해서 만들어지는 개량토

개 량 체 : 처리토에 의해 지중에 형성되는 일종의 구조물  
(벽식 개량에선 긴 벽 사이의 미개량토도 포함)

외부안정 : 개량체와 상부구조물이 일체화되어 강성체로서 거동하고 파괴에 이르는 과정의 안정 검토

내부안정 : 외적으로 안정한 개량지반의 내부 파괴의 검토

착 저 형 : 연약지반을 지지층까지 개량하여 외력의 대부분을 지지층에 전달시키는 개량 형식으로 개량체가 지지층까지 도달하는 형식

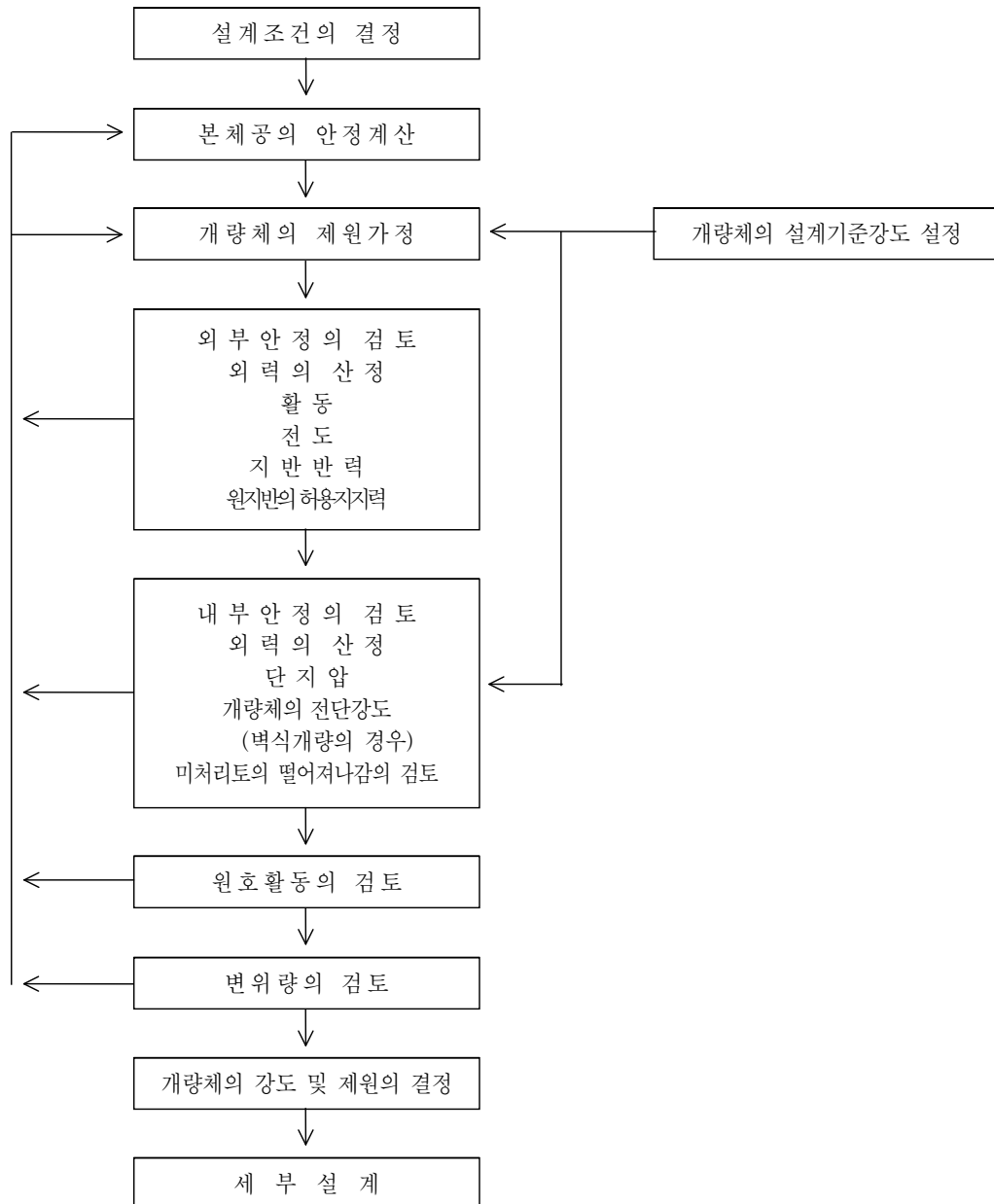
부 상 형 : 개량체의 하부에 연약층을 남기는 개량 형식으로 개량체가 마치 연약층 중간에 떠있는 형식

- (2) 심층혼합처리공법에 의한 처리토는 원지반의 흙에 비해서 강도 및 변형계수가 현저히 크고 파괴시의 변형량은 현저하게 작아진다(사사창명 외, 1980). 따라서 처리토에 의해 만들어지는 개량체는 일종의 구조물로 볼 수 있다. 그 때문에 통상 지반의 안정처리방법과는 달리 구조물 전체로서의 안정(외부안정) 검토와 구조물 자체의 내력(내부안정) 검토 및 개량체의 강성체로서의 침하, 수평변위, 회전 등에 대해 검토한다.

## [참고]

심층혼합처리공법의 설계는 도참(7-10)과 같은 순서로 한다. 다만 아래사항을 고려하여 수행한다.

- (1) 심층혼합처리공법은 개량체의 제원을 한 번에 결정하는 방법이 없으므로 설계검토는 안정조건을 만족하고 가장 경제적인 단면이 결정될 때까지 반복해서 계산한다.
- (2) 벽식은 긴 벽, 짧은 벽의 제원을 결정할 필요가 있다. 벽식 개량의 벽은 처리기계에 의해서 형성되는 안정처리토의 기둥을 중첩시켜 만들기 때문에 벽의 단면은 임의로 결정되는 것이 아니고 사용될 시공기계에 의해 정해지는 것을 고려한다.
- (3) 벽식 개량에는 긴 벽 사이의 미개량토가 남아 있어, 내부안정 검토시에는 개량체의 내부응력의 검토 외에 벽사이의 미개량토가 밀려나가는 파괴에 대한 검토가 필요하다.
- (4) 본체공의 설계조건은 설계진도를 제외하면 개량체의 제원과 무관하게 결정한다.  
안전측면에서 본체의 설계진도에서는 개량 얇은 지반상의 구조물로 생각해도 좋다. 그러나 때문에 본체공이 불필요하게 크게 되어 또 다시 본체공의 개량체의 제원의 제약조건으로 되어 비경제적인 단면이 되는 경우도 있다. 따라서 필요에 따라 지진응답해석 등을 실시하고 본체의 설계진도를 수정할 수가 있다.



도참(7-10) 심층혼합처리공법의 설계흐름도(일본항만협회, 1999)

## 7-4-2 안정처리토

### [1] 안정처리토의 배합설계법

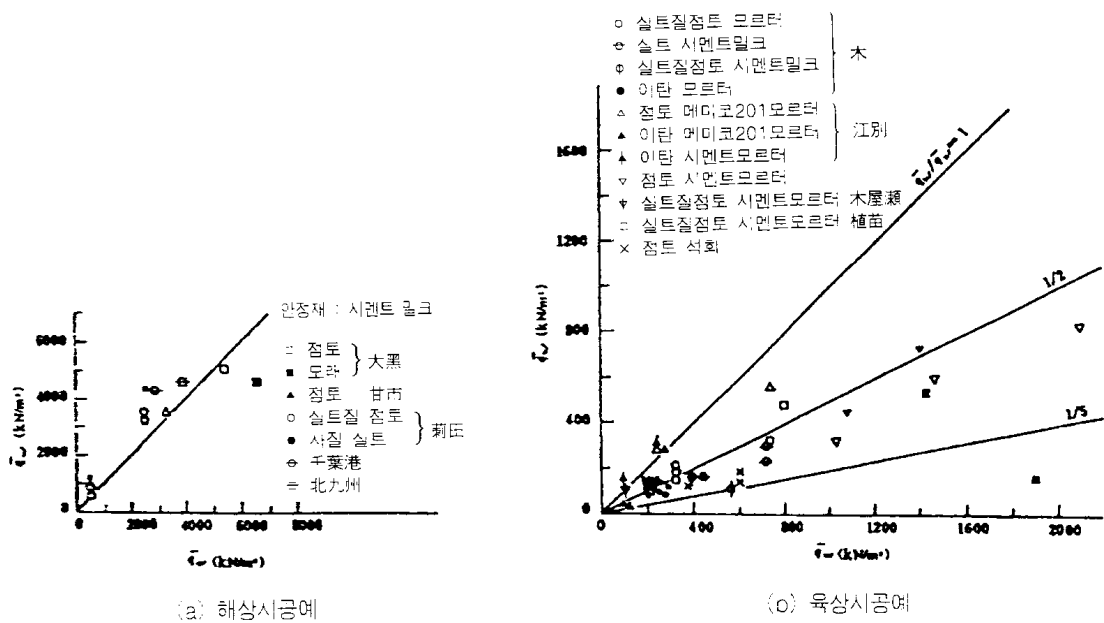
안정처리토의 배합설계는 현지시험 또는 실내배합시험을 실시하고 결정한다.

#### [해설]

안정처리토의 강도는 흙의 물리적 성질, 화학적 성질, 안정재의 특성, 혼합조건과 양생조건 등의 영향을 받는다. 또 처리기계의 종류가 여러 가지이고 기중에 의해서 안정재의 물/시멘트비가 제약을 받는다. 이 때문에 안정처리토의 배합설계는 현장시공과 동일조건 아래서 시행하며, 현장시험 또는 실내 배합 시험을 실시하고 결정한다.

[참 고]

- (1) 비교設計의 단계에서는 기존의 시공사례에 의해 強度를 설정할 수 있다.
- (2) 실내 배합시험에서는 설계 검토의 대상이 되고 있는 점성토가 표준적인 시험조건아래에서 발휘할 수 있는 강도의 지표를 주는 것으로서, 현장에서 발휘되는 강도를 직접 주는 것은 아니다. 실내 배합시험 결과에서 현장 강도를 예측하는 경우에는 실내 배합강도와 현장 강도의 상관관계에 관한 기존 데이터를 충분히 검토하여 선정할 필요가 있다(寺師昌明 外, 1983). 일반 포틀랜드 시멘트, 석회 등 초기강도가 큰 안정재를 이용한 경우, 기존의 데이터를 도참(7-11)에 나타내었다.
- (3) 시공 조건이 엄격한 경우 또는 과거에 사용한 실적이 있는 시공기계를 이용하는 경우는 현장시험을 실시하는 것이 바람직하다. 특히 중첩되는 부분의 강도를 고려하는 경우에는 현장시험에 있어서도 복수의 안정처리토의 말뚝본체를 서로 중첩시켜 시공한다.



도참(7-11) 실내 배합강도의 평균치  $\overline{q_{u1}}$ 과 현장 배합강도의 평균치  $\overline{q_{u1}}$ 의 관계

[2] 개량체의 허용응력도

개량체의 내부응력의 검토를 위해서 적절한 허용응력을 설정한다.

[참 고]

- (1) 설계기준강도  $\sigma_{ca}$  는 일축압축강도를 기준으로 하고 식(참 7-7)에서 구한다.

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F}(\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \overline{q_{uf}}) \tag{참7-7}$$

여기서

- $\sigma_{ca}$  : 허용압축응력(kN/m²)
- F : 안전율

- $\alpha$  : 단면유효계수  
 $\beta$  : 중첩 부분의 신뢰도 계수  
 $\gamma$  : 현장 강도계수  
 $\overline{q_{uf}}$  : 현장 처리토의 일축압축강도의 평균치(kN/m<sup>2</sup>)

(2) 개량체의 내부응력은 허용전단응력  $\tau_a$  와 허용인장응력  $\sigma_{ta}$  로 나타난다.

$$\tau_a = \sigma_{ca} / 2 \quad (\text{참7-8})$$

$$\sigma_{ta} = 0.15\sigma_{ca} \leq 200\text{kN/m}^2 \quad (\text{참7-9})$$

(3) 개량체의 설계계산에서 개량체는 균일한 강도를 가진 강체로 가정하고 있으나 실제의 시공에서는 안정처리토의 말뚝 본체를 중첩시켜서 개량체를 형성하기 때문에 사용하는 시공기계 및 중첩의 시공방법에 의해서 상당히 불균일한 안정처리토가 지중에 형성된다. 식(참7-7)에 나타난 안전율 및 계수는 안정처리토를 균일한 강도의 지반으로 고려할 수 있는 저감계수로서 이 계수를 설정하는 경우에 고려하는 방법은 아래와 같다.

#### ① 재료의 안전율 $F$

허용압축응력  $\sigma_{ca}$  는 일축압축강도를 기본으로 하기 때문에 크리이프(creep), 반복재하의 영향을 고려함과 동시에 구조물의 중요성, 하중의 종류, 설계계산방법 및 재료의 신뢰성을 고려하여 적절한 값을 선정하여야 한다. 시공 예에서는 안전율을 상시에는 3.0, 지진시에는 2.0을 사용하는 경우가 많다.

#### ② 단면유효계수 $\alpha$

복수의 교반날개를 갖는 시공기계로 개량을 하는 경우의 개량체에서는 도참(7-12)와 같이 개량체의 단면은 복수의 원주를 구성하게 된다. 또한 블록식 개량 및 벽식개량에서는 도참(7-13)과 같이 말뚝 본체의 안정처리토를 중첩시켜서 개량체를 형성하므로 중첩 부분은 다른 곳보다 접합부분이 좁게 된다. 단면유효계수  $\alpha$  는 미처리 부분을 보정하기 위한 계수이다.

이 계수를 구하는 방법은 대상으로 하는 외력의 방향 또는 종류(압축, 인장, 전단)에 따라 다르다. 예를 들어 연직방향에 연하여 작용하는 전단력 또는 접합부분에 대해 직각으로 작용하는 응력을 고려하는 경우는 가장 좁아지는 접합부분에 응력이 집중한다고 생각하는 것이 안전측이 된다. 한편 연직방향에 작용하는 수직응력을 고려하는 경우는 원주의 전면적이 유효하게 움직인다고 생각하여도 좋다. 여기서 전자의 방법을 유효폭에 의한 단면유효계수  $\alpha_1$ , 후자의 방법을 유효단면적에 의한 단면유효계수  $\alpha_2$  로 한다.

가. 유효폭에 의한 단면유효계수  $\alpha_1$

유효폭에 의한  $\alpha_1$  은 식(참7-10)과 식(참7-11)에 의해 구한 값 중 작은 값으로 한다.

##### ㉞ 시공기계에 의해 결정하는 경우

도참(7-12)에서 시공기계의 축간폭을  $D_x$  및  $D_y$  로 하고 원주가 겹쳐진 길이를  $l_x$  및  $l_y$  로 하면 시공기계에 의해 결정되는  $\alpha_1$  은 식(참7-10)에 의해 구하며 이들 중 작은 값으로 한다.

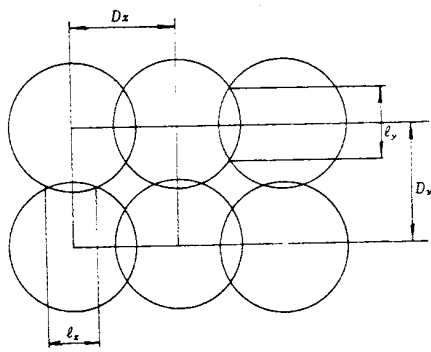
$$\alpha_1 = \min\left(\frac{\ell_x}{D_x}, \frac{\ell_y}{D_y}\right) \quad (\text{참7-10})$$

##### ㉟ 중첩에 의해 결정하는 경우

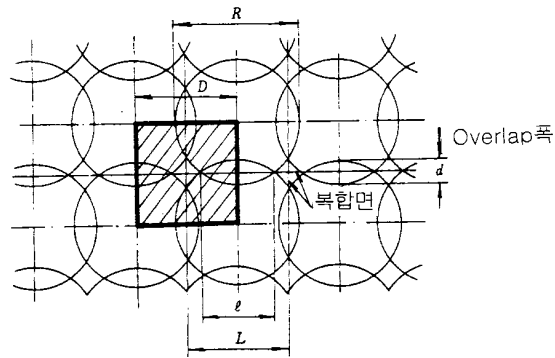
도참(7-13)에서  $D$  는 축간폭,  $R$  은 교반날개의 직경,  $d$  는 중첩폭으로 하면 중첩에 의해 결정하는  $\alpha_1$  은 식(참7-11)에 의해 구한다.

$$\alpha_1 = \frac{1}{D} \sqrt{2 \cdot R \cdot D - d^2} \quad (\text{참7-11})$$

최소 중첩폭  $d$  는 시공정밀도와 시공능력을 고려하여 25cm로 하고 있는 예가 많다.



도참(7-12) 처리기 고유의 유효폭



도참(7-13) 접합면(일본향만협회, 1999)

나. 유효면적에 의한 단면유효계수  $\alpha_2$

유효면적에 의한 단면유효계수  $\alpha_2$  는 식(참7-12)에 의해 구한다.

$$\alpha_2 = \frac{A_2}{A_1} \quad (\text{참7-12})$$

여기서,

$A_1$  : 도참(7-13)의 굵은 선으로 둘러진 면적

$A_2$  : 도참(7-13)의 사선으로 나타내는 면적

### ③ 중첩부 신뢰도계수 $\beta$

중첩부는 이미 경화하기 시작하고 있는 안정처리토의 말뚝 본체에 새로운 말뚝 본체를 결합하기 위하여 그 부분의 시공정도 및 강도의 저하를 고려할 필요가 있다. 중첩부 신뢰도계수는 중첩면의 강도와 개량체의 강도의 비이며, 기존의 말뚝 본체와 결합시키기까지의 시간간격, 처리장비의 교반능력, 안정재의 토출법 등에 따라 다르지만,  $\beta = 0.8 \sim 0.9$  정도로 설정해도 좋다.

### ④ 현장강도계수 $\gamma$

현장에서 타설된 안정처리토의 강도를 샘플링에 의한 일축압축강도로 조사해 보면 상당한 편차가 확인된다. 현장강도계수는 이 편차를 고려하는 계수이다.

### (4) 실내 배합시험과 현장처리토의 강도

현장안정처리토의 일축압축강도의 평균  $\overline{q_{uf}}$ 는 실내 배합에 의한 공시체의 일축압축강도의 평균치  $\overline{q_{u1}}$ 로부터 식(참7-13)으로 산정된다.

$$\overline{q_{uf}} = \lambda \overline{q_{u1}} \quad (\text{참7-13})$$

보통포틀랜드시멘트 또는 고로시멘트를 안정재로 한 해상공사에서는  $\lambda = 1$ 로 보아도 좋다(도참(7-11) 참조). 그러나 실내배합시험에서 구한 강도와 현장에서 구한 강도의 관계는 일반적으로 안정재의 종류, 대상토의 종류, 시공조건, 양생환경, 비교하는 재령 등 많은 인자에 의해 좌우된다.

(5) 각각의 계수 값을 어느 값으로 설정을 하는가에 대해서는 이들 계수의 값은 독립된 값이 아니라 상호 밀접한 관계가 있으므로 쉽게 결정하는 것은 어렵다. 과거의 사례를 조사해 보면 허용압축응력과 실내강도의 비가 1/6에서 1/10 정도라고 하는 예가 많다.

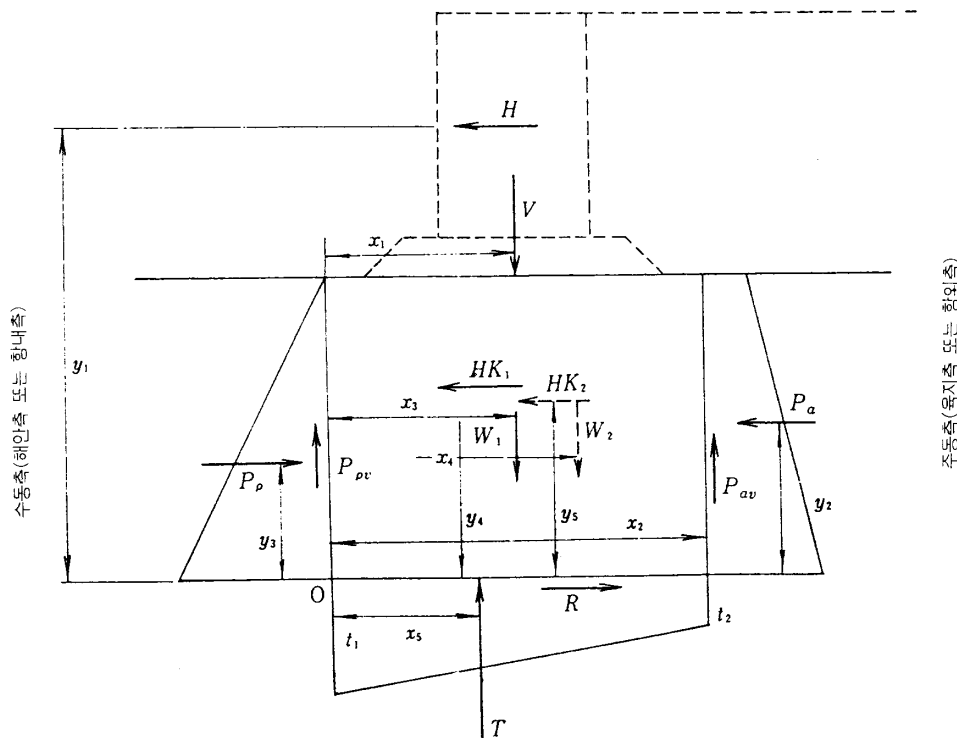


## 7-4-3 개량체에 작용하는 외력

개량체에 작용하는 외력은 외부안정, 내부안정 및 개량체의 변위에 대한 각 검토내용에 따라 적절한 방법에 의해 산정한다.

## [참 고]

개량체에 작용하는 외력의 개념도를 도참(7-14)에 나타냈다.



도참(7-14) 改良體에 작용 하는 外力(日本港灣協會, 1999)

도참(7-14)에 나타난 기호는 아래와 같다.

- $V$  : 본체공의 자중, 상재하중 등에 의해 개량체에 작용하는 연직력(kN/m)
- $H$  : 본체공에 작용하는 토압 혹은 지진시의 관성에 의해서 발생하는 수평력(kN/m)
- $P_a$  : 개량체의 주동측(호안에서 육지측, 방파제에서는 항외측)에 작용하는 토압합력(kN/m)
- $P_{av}$  : 개량체의 주동측 측면에 작용하는 연직전단력(kN/m)
- $P_p$  : 개량체의 수동측(바다쪽 혹은 항내측)에 작용하는 토압합력(kN/m)
- $P_{pv}$  : 개량체의 수동측 측면에 작용하는 연직전단력(kN/m)
- $W_1$  : 개량체의 유효중량(kN/m)
- $HK_1$  : 개량체에 작용하는 지진시 관성력(kN/m)
- $R$  : 개량체 저면에 작용하는 전단저항력(kN/m)
- $T$  : 개량체 저면에 작용하는 지반반력(kN/m)

$t_1, t_2$ : 단부의 지반반력강도(kN/m)

다음의 외력은 벽식의 경우만 고려한다.

$W_2$  : 긴 벽간의 미개량토의 유효중량(kN/m)

$HK_2$  : 긴 벽간의 미개량토의 지진시 관성력(kN/m)

또  $x, y$  는 각각의 외력의 작용점과 도참(7-14)에 나타낸 개량체의 좌측하단(O 로 표시)과의 거리를 나타낸다.

- (1) 외부안정의 활동, 전도의 검토에서는 저항하는 힘이 어느 정도 여유가 있는가를 조사하는 것이므로, 해당 외력의 값을 취할 수 있는 최대한으로 하고 혹은 최소의 극한상태에서의 값으로 검토해야만 한다(예를 들면 주동측에 있으면 주동토압, 수동측에 있으면 수동토압). 한편, 지지력 검토에 필요한 개량체 저면의 지반반력, 그리고 내부응력의 산출에서 개량체에 작용하는 외력은 균형이 잡혀있는 상태로 검토하여야 한다. 또 지진시의 경우 외력의 성질은 상당히 다르므로 이러한 이유에서 검토하는 항목에 따라 적절히 외력을 설정할 필요가 있다.
- (2) 벽식의 개량에는 개량체에 미개량 부분을 포함하고 있으므로 검토항목에 따라 외력을 미개량토와 개량토로 분리하여 설정할 필요가 있다.

#### 7-4-4 개량체의 외부안정

- (1) 개량체는 활동에 대해서 충분히 안전하여야 한다.
- (2) 개량체는 전도에 대하여 충분히 안전해야 한다.
- (3) 개량체는 개량체 저면의 현지반 지지력에 대해서 충분히 안전해야 한다.

#### [참 고]

- (1) 활동의 안전율은 식(참 7-14)으로 구한다.

$$F = (P_p + R) / (H + HK_1 + HK_2 + P_a) \quad (\text{참7-14})$$

- (2) 활동에 대한 안전율은 상시에는 1.2 이상, 지진시에는 1.0 이상이다.
- (3) 전도의 안전율은 식(참 7-15)로 구한다.

$$F = \frac{P_a \cdot y_2 + H \cdot y_1 + HK_1 \cdot y_4 + HK_2 \cdot y_5}{P_p \cdot y_3 + V \cdot x_1 + W_1 \cdot x_3 + W_2 \cdot x_4} \quad (\text{참7-15})$$

- (4) 전도에 대한 안전율은 상시에는 1.2 이상, 지진시에는 1.1 이상이다.
- (5) 개량체 저면에 작용하는  $R$  과  $T$  로부터 본편 2-4 편심경사 하중에 대한 지지력에 규정된 방법으로 현지반의 지지력을 검토한다.
- (6) 벽식 개량의 경우 지지력 검토는 단부의  $t_1, t_2$  가 식(참7-16)으로 구한 허용지지력  $t_a$  보다 적게 되는 것을 확인 하는 것이다. 하층의 기초지반이 사질토인 경우 지반의 허용지지력을 구하는 방법은 다음과 같다(寺師昌明 外, 1987).

$$t_a = q_{aq} + q_{ar1} \quad (1/\eta \geq 3 \text{ 인 경우}) \quad (\text{참7-16})$$

$$t_a = q_{aq} + q_{ar} \quad (1 \leq 1/\eta < 3 \text{ 인 경우})$$

여기서,

$$q_{aq} = P_o \cdot N_q / F + P_0$$

$$q_{ar1} = \gamma' L_1 \cdot N_r / 2F$$

$$q_{ar2} = \gamma' B \cdot N_r / 2F$$

$$q_{ar} = q_{ar1} + 0.5 (q_{ar2} - q_{ar1}) (3 - 1/\eta)$$

$N_q, N_r$  : 지지력 계수(본편 2-1 사질토 지반에서의 기초 지지력 참조)

$P_o$  : 기초지반 모래층의 유효 토피압(kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma'$  : 기초지반 모래층의 유효 단위체적중량(kN/m<sup>3</sup>)

$F$  : 안전율(평상시에는 2.5 이상, 지진시에는 1.5 이상)

$$\eta = \frac{L_1}{L_1 + L_s}$$

$L_1$  : 장벽의 법선방향 길이(m)

$L_s$  : 단벽의 법선방향 길이(m)

$B$  : 개량폭(m)

하층지반이 사질토 이외의 경우 허용지지력은 상기(1)의 방법에 의한다.

#### 7-4-5 내부 안정의 검토

외력에 의해 개량체에 생기는 응력은 안정처리토의 허용전단응력 및 허용인장응력을 초과해서는 안된다.

#### [참 고]

- (1) 안정처리토의 허용응력은 본편 7-4-2[2] [참고](2) 허용응력 규정에 따른다.
- (2) 본편 7-4-3 개량체에 작용하는 외력의 조건에서 개량체를 탄성체로하고 내부응력을 구한다.

#### 7-4-6 흙의 압출 검토

벽식개량의 경우는 긴 벽 사이에 있는 미개량토의 압출에 대해서 검토한다.

#### [참 고]

- (1) 긴 벽 사이의 미개량토의 압출에 대한 안전율은 식(참7-17)에 의해 구한다. 그러나  $F_1$  이 최소가 될 때까지  $D_1$  을 변화시켜서 반복 계산한다.

$$F_1 = [2(L_s + D_1) c_u B + P_p'] / (P_a' + k_h \gamma_2 B D_1 L_s + h_w \gamma_w D_1 L_s) \quad (\text{참7-17})$$

여기서,

$D_1$  : 짧은 벽 하단에서 검토단면까지의 깊이(m)

$c_u$  : 미개량토의 평균전단강도(짧은 벽 하단과 검토단면의 중간 깊이)

$\gamma_2$  : 미개량토의 단위체적중량(공기중 중량)(kN/m<sup>3</sup>)

$k_h$  : 설계진도

$h_w$  : 잔류수위  
 $\gamma_w$  : 해수의 단위체적중량(kN/m<sup>3</sup>)  
 $P_a', P_p'$  : 긴 벽 사이의 미개량토에 작용하는 주동 혹은 수동토압 합력(kN)  
(짧은 벽 하면에서  $D_1$ 까지의 깊이)

(2) 압출 파괴에 대한 상기의 검토방법은 상당히 안전측의 값을 주는 것으로 실험적으로 확인되고 있다. 그러므로 필요로 하는 안전율은 보통 1.2 이상, 지진시는 1.0 이상으로 한다.

7-4-7 원호활동의 검토

개량체는 원호활동에 대해 충분히 안전하여야 한다.

[참 고]

- (1) 원호활동의 검토는 본편 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석에 따라서 검토한다.
- (2) 개량체의 강도는 크기 때문에 일반적으로 개량체를 통과하는 원호활동의 검토는 생략하여도 좋다.

7-4-8 변위량의 검토

개량 지반체가 부상형 또는 착저형인 경우에도 지지층의 하부에 점성토가 존재하고 있을 때에는 측방 이동 또는 압밀에 의한 변위(수평, 연직)를 검토한다.

[참 고]

- (1) 개량체가 부상형인 경우 측방이동 혹은 압밀에 의한 변위가 예상되는데, 이들의 변위를 검토하고 이용상 지장을 초래하지 않는 대책을 사전에 검토한다.
- (2) 개량체의 활동에 대한 안전율 또는 원호활동의 안전율에 여유가 있으면 측방이동 등에 의한 즉시변위량은 일반적으로 적으므로 측방이동에 대한 검토 필요성은 이들의 안전율에 의해서 판단할 수가 있다. 또 개량체 바로 밑의 미개량토의 층 두께가 일정하고 수평방향의 이동이 이용상 지장이 없는 범위라고 판단되는 경우에는 압밀침하량만을 검토하여도 좋다.
- (3) 개량체가 착저형으로 되어도 지지층 아래에 점성토층이 존재할 경우에는 재하에 의한 압밀침하 등의 변형이 염려되므로 신중한 검토가 필요하다.

7-4-9 강도열화 및 지반환경오염에 대한 대책

지반개량재를 사용함으로써 염분, 유기물 등에 의한 강도열화현상이 발생되지 않도록 하여야 하며, 해수 및 지하수의 오염, 지반오염 등의 지반환경문제가 발생될 수 있으므로, 환경영향성평가시험 결과를 통해 지반개량재료를 선정하여야 한다.

## [참 고]

- (1) 해수에는 염소이온, 황산염이온, 마그네슘이온, 나트륨이온 등 많은 종류의 염류와 장기간 퇴적된 유기물질(보통 부식상태인 흙산으로 존재)이 다량으로 함유되어 있으며, 이 염류와 유기물질은 시멘트의 고화작용에 악영향을 미치며, 시멘트 그라우팅을 열화, 침식시킨다. 따라서 보통시멘트만을 사용해 이러한 대상을 고화시킬 경우 이상의 특성으로 인해 충분한 고화효과가 나타나지 않고 강도 발현 성능이 매우 낮다. 그러므로 해성점토지반의 지반개량시에는 일반적으로 보통포틀랜드시멘트 대신 내해수성, 화학저항성이 우수한 시멘트를 사용하거나 보통포틀랜드시멘트에 제2첨가제를 사용하고 있다(천병식, 1998).
- (2) 지반개량제로서 시멘트를 사용함으로써 해수 및 지하수의 오염, 지반오염 등의 지반환경문제가 발생할 수 있으므로, 반드시  $Cr^{6+}$  용출시험, 어독성시험 등의 환경형성 평가시험을 실시하여 그라우팅재료를 선별하여 사용하여야 하며, 그라우팅 시공시 미반응, 유수에 의한 회석, 유실되는 일이 없도록 품질관리에 유의하여야 한다(천병식, 2001).

## 7-5 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile) 공법

## 7-5-1 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile) 공법 (사질토 지반을 대상으로 하는 경우)

사질토를 다지기 위한 모래다짐말뚝 공법의 설계는 대상지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과에 따라 시행한다. 충분히 신뢰할만한 기존 실적이 없는 경우나 실트를 많이 포함한 흙의 경우에는 시험시공에 의해 설계를 하며, 시험시공계획은 간극비에 의한 다짐도 검토, 실적 등을 종합적으로 판단하여 결정한다.

## [참 고]

## (1) 개량의 목적

느슨한 지반의 개량 목적은 ① 액상화 방지를 위한 강도의 개선, ② 잔류침하량의 감소, ③ 사면의 안정과 지지력의 개선 등 세가지로 크게 구별된다. 액상화의 예측, 판정은 간단하게는 모래의  $N$ 값으로 행하고 그 결과로 판정이 곤란한 경우에는 진동삼축시험결과를 이용한 해석이 가능하다. 그리고 액상화 대책으로써 다짐을 시행할 경우에는 제2편 13-2 액상화의 예측, 판정에 의해서 모래지반의  $N$ 값이 분명하게 액상화 되지 않는다고 판단될 값이 되도록 필요한 범위로 다짐한다. 모래지반의 침하량 저감에 대해서는 탄성론에 근거하여 침하량을 계산한다(본편 5-2 즉시침하 참조). 계산에 필요한 지반정수에는 탄성계수와 포아슨비가 있다. 포아슨비는 통상 1/3정도의 값이 사용되고, 탄성계수는 표준관입시험 결과의  $N$  값, 평판재하시험 결과 또는 더치콘의  $q_c$  값을 사용하여 추정한다. 실용적으로는 이와 같은 원위치 시험 결과를 직접쓰는 계산식도 제안되고 있다. 지지력이나 사면안정이 문제가 되는 경우에는 계산을 위해 내부마찰각이 필요하다(본편 제2장, 제6장 참조). 어느 경우에도 설계계산에 필요한 대표적인 지반의 특성은 입도와  $N$  값 또는  $q_c$  값이 되고 시공관리에서는  $N$  값이 많이 사용된다.

## (2) 다짐 효과에 대해 영향을 미치는 요인

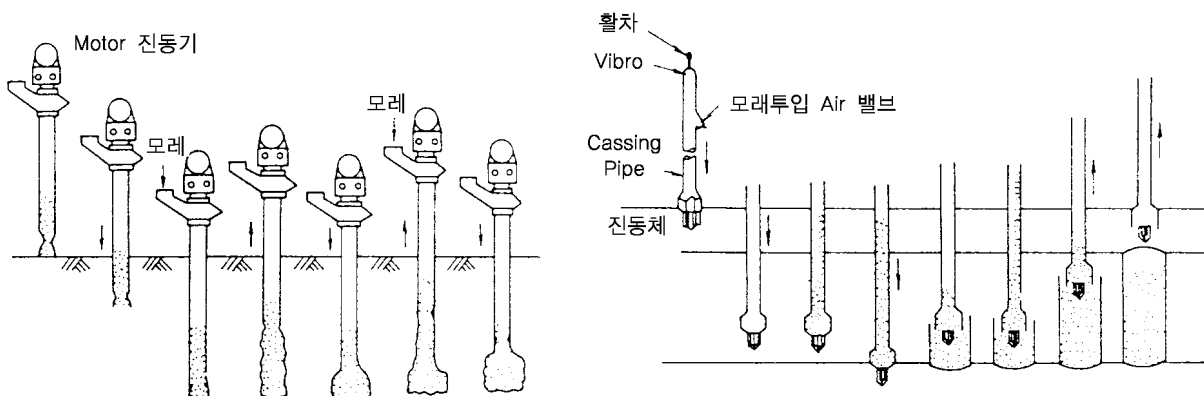
느슨한 사질토의 심층에 이르는 다짐은 표층에서 진동이나 충격을 주어도 충분히 달성되지 않는 것이 많다. 통상적인 수법은 느슨한 모래지반 중에 모래나 돌기둥, 혹은 특수한 진동봉을 압입함과 동시에 주변지반에 진동을 가하는 것이다. 본 장에서는 전자를 모래다짐말뚝공법으로 일괄해서 본 절에 서술하고 후자

를 로드컴팩션(Rod Compaction)공법과 바이브로플로테이션(Vibro Floatation)공법으로 구분하고 각각 본편 7-6, 본편 7-7에 서술한다. 어느 工法이라도 다짐정도는 여러 가지 요인에 의해 지배된다.

이 때문에 이론적인 계산만으로 다짐의 효과를 예측하기는 쉽지 않고 예측에 있어서는 다짐 실적에 따른 자료가 필요하다. 또 시험시공의 실시로 시공조건의 정밀도를 보다 향상시키는 것도 고려할 필요가 있다. 다짐효과에 영향을 주는 요인은 아래와 같다(Mitchell, 1981).

- ① 대상토의 특성(입도분포 및 입경 74 $\mu$ m이하의 세립분 함유량)
  - ② 포화도와 지하수위
  - ③ 개량전 대상토의 상대밀도
  - ④ 개량전 대상토층의 초기지중응력(土被壓 등)
  - ⑤ 개량전 대상토층의 골격 구조와 고결의 정도
  - ⑥ 진동을 가한 지점에서의 거리
  - ⑦ 보충모래의 성질
  - ⑧ 개량공법의 특성(시공기계의 종류, 기계의 진동능력, 시공 방법, 기술자의 숙련도, 기타)
- (3) 시공 방법의 종류와 특징

모래다짐말뚝공법의 시공순서를 도참(7-15)에 제시했다. 먼저 케이싱을 施工機械 上部의 가진기로 진동시키면서 소정의 깊이까지 압입한다. 케이싱 파이프 내에 모래를 공급하고 케이싱을 상승시키면서 일정길이의 모래말뚝을 地中에 압입한다. 다음에 이 모래말뚝을 다짐하기 위해서 케이싱을 진동시키거나 케이싱 하단의 바이브로플로트(Vibro Float)를 진동시키면서 두번째 관입시켜 모래말뚝 直徑을 地中에서 확대시킨다. 이 작업을 地表面 혹은 소정의 깊이까지 반복하면 하나의 모래다짐말뚝이 형성된다. 즉, 진동에 의한 周邊地盤의 壓縮과 다짐 모래말뚝의 압입으로 느슨한 모래地盤을 改良하는 것이다. 이 범주에 속하는 工法으로는 바이브로컴퍼저(Vibro Composer)工法, SSP工法, NTK 컴팩션工法, OFB工法 등이 있다. 다음 절에서 서술하는 로드컴팩션(Rod Compaction)工法이나 바이브로플로테이션(Vibro Floatation)工法에 비해서 일반적으로 큰 다짐 효과를 발휘하는데 주변에 미치는 영향도 크다. 각종 다짐工法의 실시에 의해서 기존의 周邊構造物에 미치는 영향에 있어서는 기존의 실시예를 참고한다.



(a) 바이브러컴퍼저(Vibro Composer)공법 시공 순서

(b) SSP 시공 순서

도참(7-15) 시공 방법도

## (4) 施工實績에 의한 設計

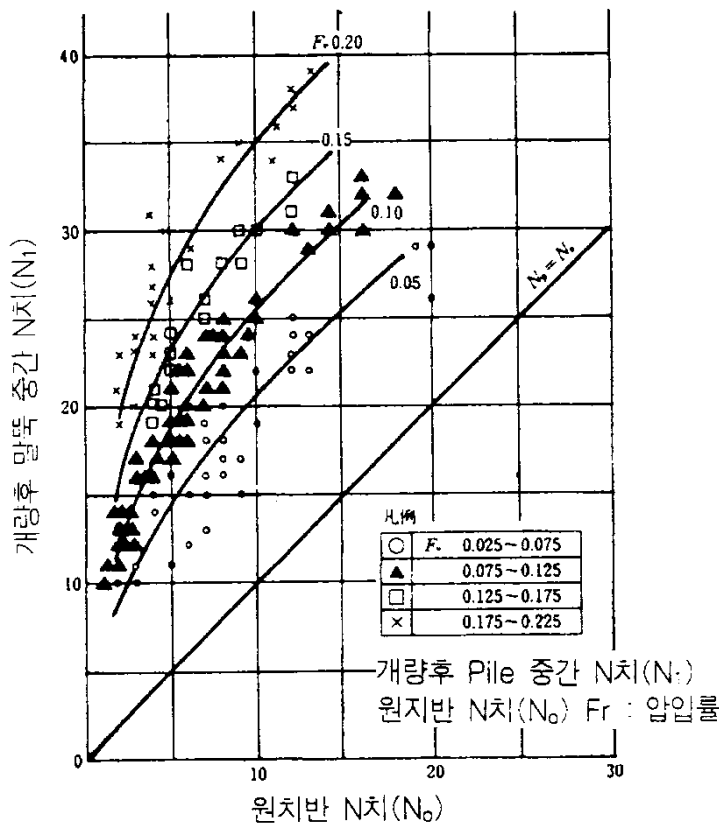
對象地盤의 特性, 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)工法의 打設密度, 개량전후의 地盤  $N$  값의 관계 등에 대하여 充分히 신뢰할만한 施工實績이 있는 경우에는 이것을 기초로 해서 改良工의 設計를 할 수가 있다.

① 바이브로컴퍼저(Vibro Composer)工法에 있어서는 본 항에 나타난 바와 같이 많은 시공실적이 整理, 公表되어 있으므로 이 방법을 사용하여 느슨한 모래의 다짐設計를 수행할 수 있다. 다른 다짐방식에서도 동일한 자료가 정리되어 있는 경우에는 設計에 사용할 수 있다.

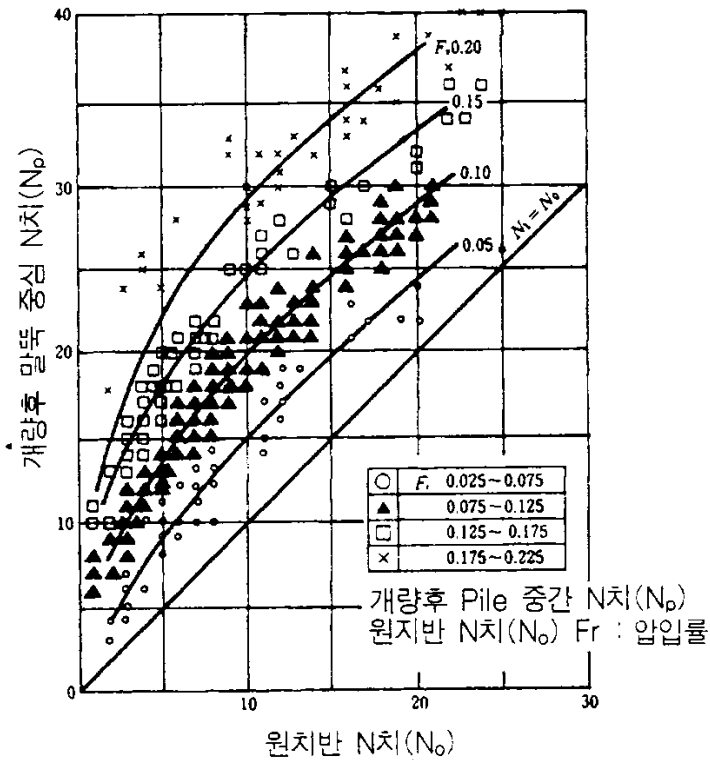
## ② 細粒分 含有量의 영향

세립분 함유량이 20%이하인 지반에서 모래다짐말뚝공법의 시공실적을 근거로 모래의 원지반  $N$  값( $N_o$ )과 改良後의 모래말뚝 중간위치에서의  $N$  값( $N_1$ ) 사이의 관계를 모래의 押入率  $F_v$ 를 媒介體로 하여 도참(7-16)에 제시하였다. 細粒分 含有量이 20%를 초과하는 모래地盤에 대하여 改良後의 모래말뚝중심(말뚝심)에서의  $N$  값( $N_p$ )은 도참(7-17)에 나타났다.

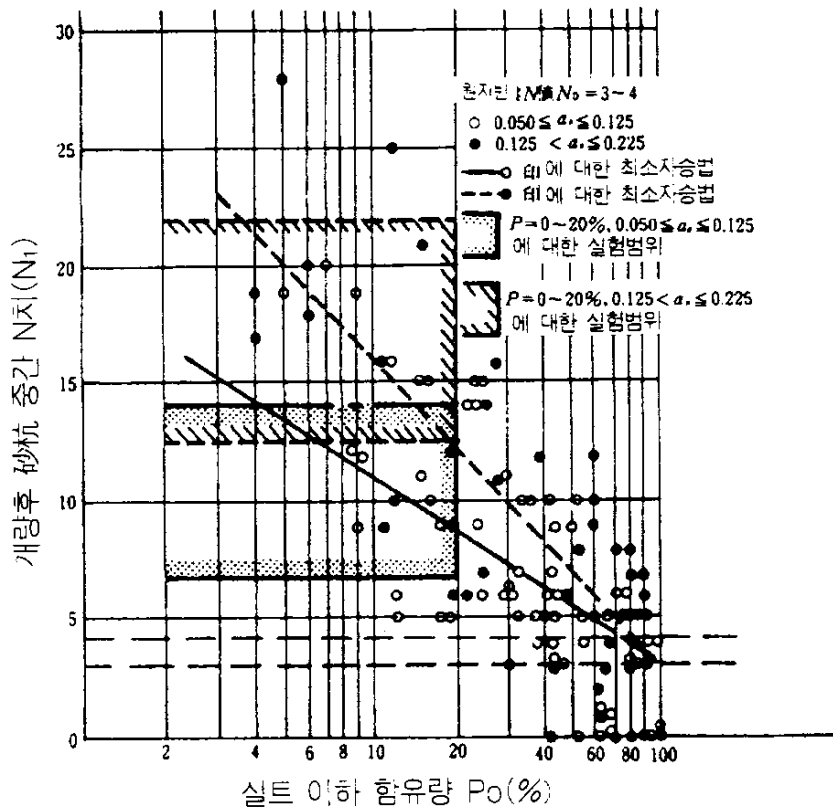
모래지반의  $N$  값이 3~ 4인 느슨한 모래지반에서의 施工實績을 근거로 실트 含有量과 改良後 모래말뚝 중간에서의  $N$  값에 대한 관계도를 도참(7-18)에 제시했다. 실트 含有量이 많아지면 改良에 의한  $N$  값의 增加가 적고 또 結果의 偏差가 크다. 따라서 細粒分의 含有量이 많은 흙에서는 본편 7-5-1 [참고](5)의 試驗施工에 의해 設計를 하는 것이 바람직하다.



도참(7-16) 원지반  $N$  치와 개량후 모래말뚝 중간위치에서의  $N$  치 관계(세립분≤20%)



·도참(7-17) 원지반  $N$  치와 개량후 모래말뚝 중심에서의  $N$  치관계(세립분 $\geq 20\%$ )



도참(7-18) 실트 함유량이 改良後 모래말뚝 중간위치의  $N$  치에 미치는 영향



## (5) 試驗施工에 의한 設計

充分히 信賴할만한 既存實績이 없는 경우 또는 실트를 많이 包含한 흙의 경우에는 試驗施工에 의해 設計를 하는 것이 바람직하다. 시험시공의 계획은 間隙比에 의한 다짐도의 검토, 실적 등을 綜合적으로 判斷하여 결정하여야 한다.

## ① 試驗施工 計劃

充分히 信賴할 수 있는 既存實績이 없는 시공 방법으로 改良할 경우나 실트를 많이 포함한 흙의 경우에는 본편 7-5-1 [참고](4)의 施工實績에 의한 設計에 나타난 방법으로 設計하는 것이 어렵고 또 그 信賴性이 낮으므로 試驗施工에 의한 설계를 하는 것이 바람직하다.

## ② 목표 間隙比에 의한 다짐도 검토

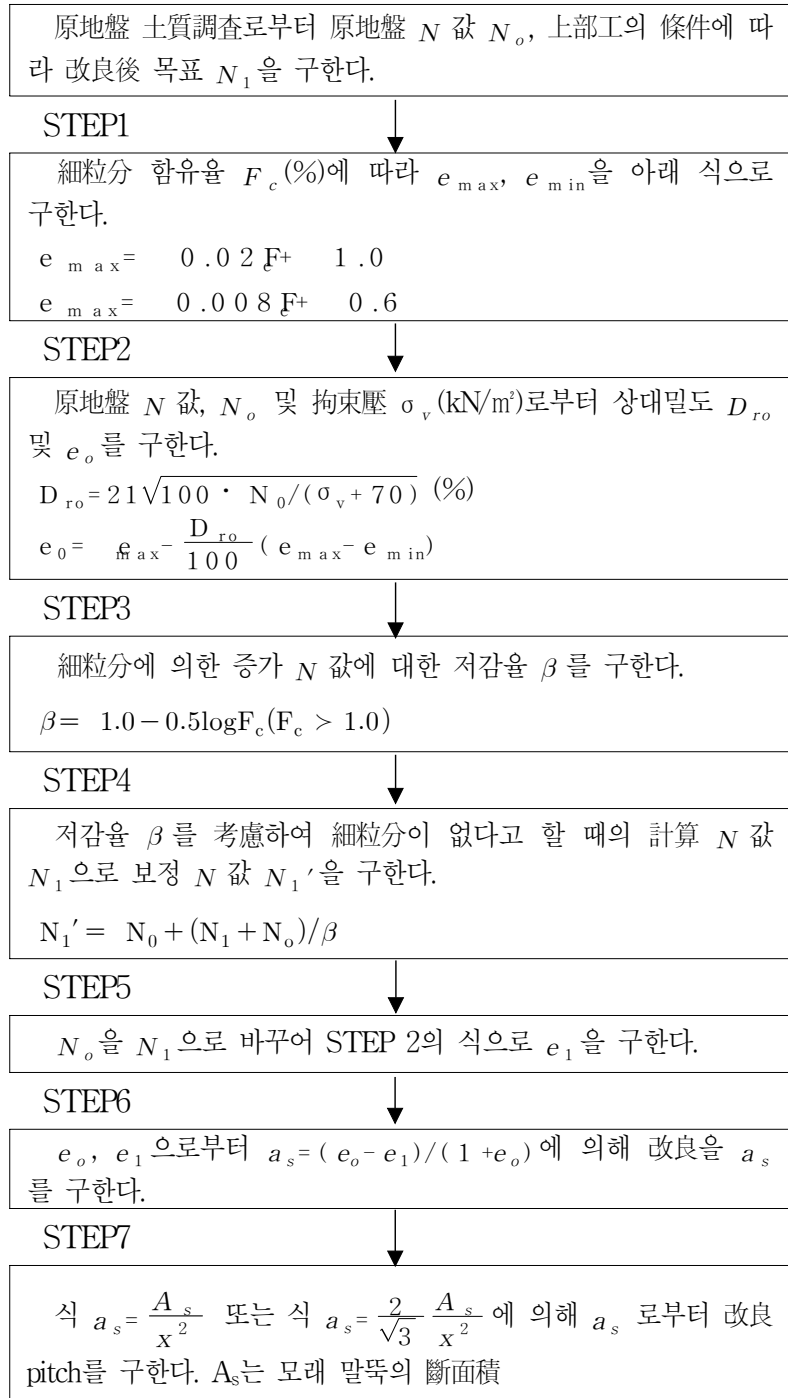
$N$  값과 間隙比 사이의 관계를 이용하여 원지반 間隙比와 필요 間隙比가 推定되면 원지반의 간극을 보충하기 위해 필요한 모래량(보급사량)을 計算으로 구할 수 있다.

③ 모래의  $N$  값과 間隙比의 관계

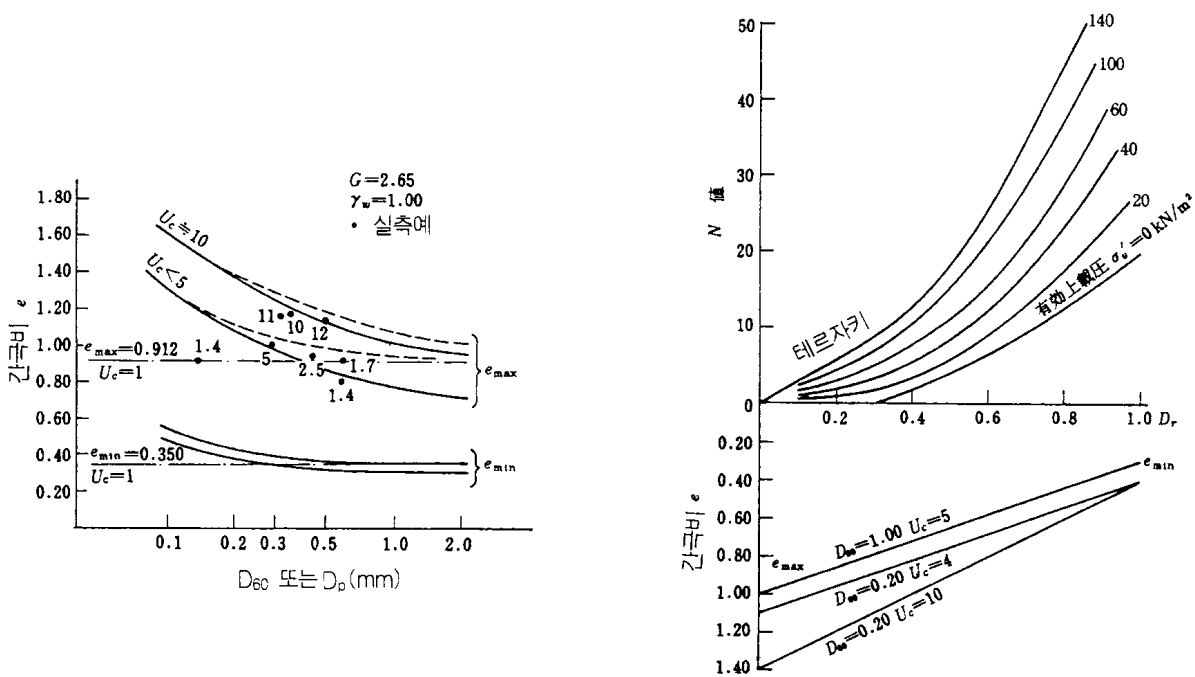
모래다짐말뚝공법의 설계는 설계값으로 주어진  $N$  값과 間隙比  $e$  사이의 관계를 필요로 한다. 설계에는 통상 有效土被壓, 相對密度( $D_r$ ), 통과중량 60%에 해당하는 粒徑( $D_{60}$ ) 및 모래의 均等係數  $U_c (= D_{60}/D_{10})$ 를 媒介로 한 관계가 사용된다(도참(7-20) 참조). 그 밖에 土質特性의 相關關係는 제2편 제11장 地盤을 참조한다.

## ④ 間隙比의 推定

대책공법의 설계 시점에서는 事前 地盤調査의 결과로 최소한 원지반의  $N$  값( $N_o$ ), 粒度分布, 粒子形狀은 알고 있으므로, 일반적으로 도참(7-20)을 이용하여 原地盤의 間隙比  $e_o$ 를 추정한다. 같은 방법으로 소요  $N$  값을 이용하여 말뚝 사이에 요구되는 所要間隙比  $e$ 를 구할 수가 있다.



도참(7-19) 모래다짐말뚝공법의 設計 순서

도참(7-20)  $N-D_r-e$  사이의 관계

## ⑤ 補充할 모래의 부피

가. 補充할 모래의 부피는 식(참 10-18)에 의해 구할 수 있다.

$$v = (e_0 - e) / (1 + e_0) \quad (\text{참 7-18})$$

여기서,

$v$  : 原地盤 單位 體積當 필요 補充할 모래량(압입율) ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ )

$e_0$  : 原地盤의 間隙比

$e$  : 改良地盤(말뚝사이)의 필요 間隙比(平均값)

식(참 7-18)의 의미는 다짐 전후로 지반의 體積이 不變하면 地盤  $1\text{m}^3$  중에 體積  $v$ 의 補給 材料를 押入하는 것으로 間隙의 體積이 減少하고 말뚝간의 平均 間隙比는  $e$ 가 된다는 뜻이다. 즉 모래말뚝의 打設에 의한 排除效果만이 계산되고 打設時의 振動에 의한 다짐효과는 考慮되어 있지 않다. 한편, 실제로는 공법에 따라 程度는 다르나 다짐의 過程에서 地盤의 隆起 또는 沈下가 발생하기 때문에 體積 不變의 假定은 일반적으로 성립하지 않는다.

나. 개량 후의  $N$  값은 개량 전의 原地盤의  $N$  값 및 보충 모래량에 크게 영향을 받지만, 原地盤 흙의 입도분포, 土波壓 등에도 영향을 받는다. 특히  $75\mu\text{m}$ 미만의 細粒分 含有量( $F_c$ )이 큰 경우에는 改良효과가 작게 되므로 도참(7-19)를 근거로 細粒分에 의한 저감율  $\beta$ 를 考慮한다.

## ⑥ 施工間隔의 目標

모래말뚝의 施工間隔은 식(참 7-19)에 의해서 얻을 수 있으나, 기존의 施工實績을 참고로 결정하는 것이 바람직하다.

$$d = \cdot a \sqrt{S / v} \quad (\text{참 7-19})$$

여기서,

$d$  : 모래말뚝의 施工間隔

$a$  : 正四角形 배치의 경우  $a = 1$ , 正三角形 배치의 경우  $a = 1.075$

$S$  : 모래말뚝 1개의 單位길이당 押入가능 모래량 ( $m^3/m$ )

$v$  : 모래의 押入率( $m^3/m^3$ )

모래의 押入率  $v$ 를 만족하는 모래말뚝의 直徑과 施工間隔의 組合은 計算上으로 無수하게 많다. 그러나 1개의 모래말뚝으로 押入되는 모래량에는 限界가 있고, 또 말뚝간의 모래다짐에 관해서는 영향 범위에 限界가 있다. 이 限界값은 施工方法이나 施工機械의 능력에 의해서 變化된다. 이 때문에 施工實績에 따라 적절한  $S$ ,  $d$ 의 범위를 설정할 필요가 있다.

바이브로컴포저(Vibro Composer)工法의 施工에는 모래말뚝의 마무리 지름을 70cm( $S = 0.385(m^3/m)$ )로 하는 것이 많다. 또 地中에 障礙物이 없는 경우 모래말뚝의 間隔은 1.5~ 3.0m 정도가 적절하다고 하며, 실제로는 1.8~2.2m의 것이 많다. 널말뚝 岸壁의 背面에서 타이로드(Tie Rod) 등의 장애물이 있는 경우는 타이로드의 설치 間隔을 勘案하여 적당한 배치를 考慮할 필요가 있다.

#### ⑦ 細粒分이 많은 흙의 다짐도 검토

細粒分의 含有量이 많은 흙을 대상으로 다짐할 경우의 말뚝배치 등의 推定法에서는 도참(7-18)를 基礎資料로하는 새로운 제안이 제기되고 있다. 이 방법은 基本的으로 도참(7-20)의 설계방법을 踏襲한 것이다. 細粒分이 많은 모래의 경우  $e-D_r$  관계를 도참(7-21)에 提示한 실적 자료로써 推定하고 도참(7-20)으로 對替한다.

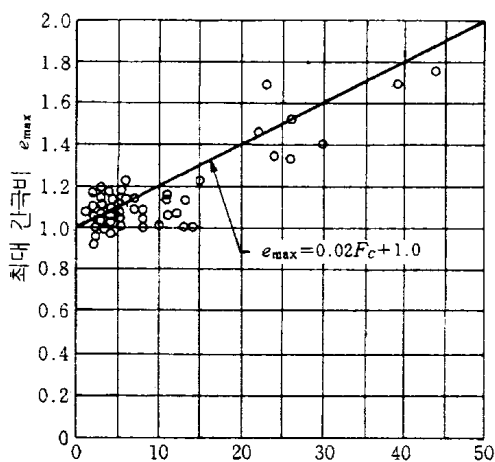
또  $N-D_r-\sigma_v'$ 의 관계로 아래에 표시한 Meyerhof의 제안식을 쓴다.

$$D_r(\%) = \sqrt{2N/(\sigma_v' + 70)} \quad (\text{참7-20})$$

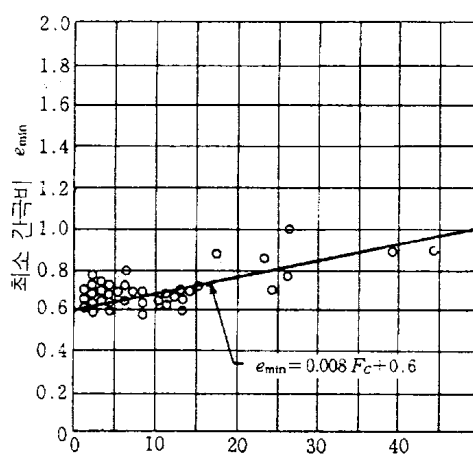
여기서  $\sigma_v'$ 는 有效上載壓( $kN/m^2$ )이다.

이상의 관계를 도참(7-20)의 경우와 마찬가지로 적용하면 改良目標의  $N$  값에 대한 필요한 押入率을 결정할 수 있다. 그러나 사용된  $N-D_r-\sigma_v'$  관계가 細粒分의 영향을 考慮한 것은 아니기 때문에 이 방법에 의해 推定한  $N$  값과 현장실적 값 즉 도참(7-18)을 비교하여 경험적인 低減係數를 결정하고 있다.

그러나 細粒分의 含有量이 많은 경우에는 改良後에 예측한 效果를 얻지 못하는 경우가 많으므로 이와 같은 방법으로 예측한 改良工의 目標을 기본으로 試驗施工을 하는 것이 바람직하다. 試驗施工을 할 경우에는 도참(7-18)을 사용하여 시험시공계획을 세우는 것이 바람직하다.



(a)  $F_c \sim e_{\max}$  관계



(b)  $F_c \sim e_{\min}$  관계

도참(7-21) 세립분 함유율  $F_c$ 와  $e_{\max}$ ,  $e_{\min}$ 의 관계

## 7-5-2 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)공법 (점성토 지반)

- (1) 이 설계방법은 重力式 防波堤, 岸壁 또는 護岸을 上部構造物로 하는 地盤改良에 적용한다.
- (2) 모래다짐말뚝 공법에 의한 改良地盤은 軟弱한 粘性土에 강제로 모래말뚝을 형성하므로 그 設計는 地盤의 複合性 및 시공의 영향을 充分히 考慮해야 한다.

## [해설]

- (1) 본 절에서 서술하는 設計法의 적용범위는 構造物 下部地盤 개량의 경우로 한다. 널말뚝 前面(受動側)의 개량에 있어서는 적용 사례가 적고, 그 改良機構가 명확하지 않으므로 본 절의 適用範圍에는 해당되지 않는다.
- (2) 粘性土 地盤을 對象으로 하는 모래다짐말뚝 공법은 粘性土 地盤 中에 일정한 간격으로 소정의 深度까지 케이싱을 打設하고 케이싱 내에서 地中으로 모래를 排出하면서 동시에 모래다짐말뚝을 造成하는 것이다. 改良地盤의 特性은 ① 모래말뚝의 強度, ② 모래말뚝의 置換率, ③ 構造物에 대한 개량범위의 置換關係, ④ 外割條件(크기, 방향, 荷重經路, 載荷速度 등), ⑤ 말뚝 사이의 地盤強度, ⑥ 말뚝 사이의 地盤이 모래말뚝에 끼치는 拘束壓力, ⑦ 모래말뚝 打設에 의한 개량범위 内外의 攪亂의 영향, ⑧ 모래말뚝 打設에 의한 地表面의 솟아오름 現象과 그 흙의 特性 그리고 이용 유무 등을 考慮해야 한다. 본 工法은 이미 많은 施工實績이 있으나 設計 방법에는 解明되지 않은 점이 많다. 따라서 設計는 지금까지의 實施例를 참고하여 充分히 신중하게 행하여야 한다.
- (3) 시공에 미치는 영향  
본 工法은 시공중 粘性土에 대량의 모래말뚝을 押入하므로 原地盤의 흙이 強制的으로 橫方向 또는 上方向으로 배제되어 시공범위는 물론 주변의 地盤을 교란시켜 強度 저하를 초래한다. 또 原地盤 흙의 이동과 케이싱 내의 여분의 모래가 지표에 넘침으로써 地表面이 솟아오른다. 이와 같은 原地盤 흙의 이동이 기존의 隣接構造物에 미치는 영향도 검토할 필요가 있다.
- (4) 설계 방법과 土質定數의 선정  
複合 地盤의 實用的인 安定計算에는 ① 複合地盤의 特性을 反映하는 平均 剪斷強度의 評價式을 基礎로 圓弧滑動 계산방법을 준용하는 방법, ② 複合地盤을 모래지반으로서 舉動하는 部分과 粘土地盤으로 舉動하는 部分으로 便宜上 分割하고 각각의 圓弧滑動에 대한 安全率이 일치하도록 外力을 再配分하는 방법이 있다.  
후자는 計算이 複雜하고, 시공 예는 거의 전자의 方法으로 設計되어 있다. 이 때문에 여기서는 전자의 設計方法을 中心으로 나타낸다.

## [참고]

- (1) 모래말뚝의 材料는 透水性이 좋고, 細粒分(74 $\mu$ m이하)의 含有量이 적고, 粒度分布가 좋고, 다짐이 쉬우며, 充分한 強度가 기대되고, 케이싱으로부터 排出이 용이한 재료가 적합하다. 개량범위에서 모래말뚝이 차지하는 비율(즉, 置換率)이 적고, 모래말뚝으로 粘性土의 壓密促進을 위한 排水層으로서의 기능을 크게 기대할 경우에는 재료의 透水性과 모래 間隙에 이토가 끼이는 현상에 대한 배려가 더욱 重要하지만 強制置換에 가까운 경우에는 透水性에 관한 要求事項이 相對的으로 적게 된다. 따라서 재료의 선정에 있어서는 改良의 목적과 置換率을 充分히 考慮하여야 한다.

## (2) 複合地盤의 剪斷強度

複合地盤의 剪斷強度 산출 공식은 몇 가지가 있지만, 置換率에 상관없이 실적이 많은 산출식은 아래에 제시한 식(참7-21)이다.

$$\tau = (1 - a_s) [c_0 + kz + \mu_c \Delta \sigma_z (\Delta c / \Delta p) U] + (\gamma_s z + \mu_s \Delta \sigma_z) a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (\text{참7-21})$$

여기서

- $\tau$  : 滑動線 위치에서 發揮되는 平均 剪斷強度
- $a_s$  : 모래말뚝의 置換率  
( (1개의 모래말뚝의 斷面積) / (1개의 모래말뚝이 지배하는 有效 斷面積) )
- $c_0 + kz$  : 原地盤 점토의 非排水 剪斷強度
- $z$  : 鉛直座標
- $c_0$  :  $z=0$ 에서 粘土의 非排水 剪斷強度
- $k$  : 깊이 方向의 強度增加率
- $\mu_s$  : 모래말뚝의 應力集中係數,  $\mu_s = \Delta \sigma_s / \Delta \sigma_z = n / [1 + (n - 1)a_s]$
- $\mu_c$  : 粘土部分의 應力減少係數  $\mu_c = \Delta \sigma_c / \Delta \sigma_z = 1 / [1 + (n - 1)a_s]$
- $\Delta \sigma_z$  : 對象滑動線 위치에서 外力에 의한 鉛直應力 增加分の 平均값
- $\Delta \sigma_s$  : 對象滑動線 위치에서 모래말뚝 부분의 外力에 의한 鉛直應力 增加分
- $\Delta \sigma_c$  : 對象滑動線 위치에서 말뚝사이의 粘土部分의 外力에 의한 鉛直應力 增加分
- $n$  : 應力分擔比,  $n = \Delta \sigma_s / \Delta \sigma_c$
- $\Delta c / \Delta p$  : 原地盤 粘性土의 強度增加率
- $\gamma_s$  : 모래말뚝의 單位體積重量(地下水面 아래에서는 有效重量)
- $\gamma_c$  : 粘性土의 單位體積重量(地下水面 아래에서는 有效重量)
- $\phi_s$  : 모래말뚝의 內部摩擦角
- $U$  : 平均壓密度
- $\theta$  : 滑動線이 水平面과 이루는 角度

## (3) 設計定數

既存의 설계 사례에서 식(참7-21)에 사용되고 있는 設計定數에는 범위가 있다. 原地盤의 強度, 적용안전율, 안정계산방법(본편 7-5-2 [참고]4) 圓弧滑動計算法 참조), 施工速度 등을 考慮하여 설정해야 하며, 기존의 設計 施工事例를 참고로 선정하는 것이 바람직하다. 기존의 設計 施工事例에서 적용한 대표값은 아래와 같다.

$$\begin{aligned} a_s \leq 0.4 & \quad n = 3, \quad \phi_s = 30^\circ \\ 0.4 \leq a_s \leq 0.7 & \quad n = 2, \quad \phi_s = 30^\circ \\ 0.7 \leq a_s & \quad n = 1, \quad \phi_s = 30^\circ \sim 35^\circ \end{aligned}$$

더욱이  $0.7 \leq a_s$ 에서는, 식(참7-21)의 제1항을 무시하거나, 식(참7-21)에 의하지 않고 改良 범위를  $\phi_s = 30^\circ$ 의 일정한 砂質土로 평가하는 것이 많으나, 竣工 後 안정에 이상이 없었다는 것이 立證된 것이어야 한다.

## (4) 圓弧滑動 計算法

일반적으로 港灣施設의 安定計算은 절편 分割法에 의한 圓弧滑動 계산이 사용된다. 이 방법에 의한 圓弧滑動 計算은 地盤 또는 上部 構造物을 몇 개의 절편으로 分割하여 分割片刊의 不靜定力을 무시하고 滑動面上的 垂直應力을 계산한다(이것을 절편 分할법이라 한다).

현실적으로 地中에서 外力은 어느 정도 分散한다. 이 應力 分散의 효과를 滑動計算에 반영시키기 위하여 地中應力을 計算하는 Boussinesq의 해를 써서 滑動面上의 任意 位置의 鉛直應力增加分  $\Delta\sigma_z$ 를 구하여 적용하는 방법이 있다(이것을 應力分散法이라 한다). 모래다짐말뚝 工法에 의한 複合地盤의 安定計算에는 終 端分할법 또는 應力分散法이 사용되고 있다. 식(참7-21)은 일반적으로 應力分散法과 組合해서 사용되고 있다. 식(참7-21)의 適用事例로는 시공 중의 安定性 검토도 包含해서 安全率은 1.2~ 1.4가 採擇되고 있다.

#### (5) 안정해석의 유의사항

剪斷強度의 산출식 중 定數選定에 따라, 또는 산출식의 오차에 따라 計算 安全率에 큰 차이가 발생하는 수가 있으므로, 산출식이나 設計 諸定數의 산정에서는 각각의 조합에 대한 기존의 시공실적을 考慮할 필요가 있다. 각종 剪斷強度 산출식, 設計 定數의 선정, 安定 計算法의 組合이 計算 安全率에 미치는 感度, 기존의 海上 施工例의 逆解析에 의한 安全率의 評價 등에 관해서는 관계 문헌을 참고할 수 있다.

#### (6) 複合地盤의 壓密計算

複合地盤의 壓密計算은 샌드드레인(Sand Drain)의 경우와 같은 方式으로 하는데 그 차이는 아래와 같다.

샌드드레인의 計算에서는 安定計算을 목적으로 모래말뚝의 존재를 무시하며 말뚝직경과 말뚝간격(SCP에서는 置換率로 표시)은 시공 기간 결정에만 적용된다. 모래다짐말뚝 工法에서는 전술한 것과 같이 置換率이 安定에 크게 기여하는 점과 壓密이 一般的으로는 早期에 完了되기 때문에 安定 검토에서 결정된 置換率에 대해서 壓密 檢討를 하는 것이 일반적이다. 또 모래다짐말뚝 工法의 경우에는 모래말뚝에 應力集中이 있으므로 샌드드레인의 경우와 비교해서 沈下量이 감소되고 壓密速度도 變化한다.

#### (7) 壓密의 計算

複合地盤의 最終壓密量을  $S_f$ , 미개량 경우의 最終沈下量을  $S_{of}$  라 하면 각각 다음과 같다.

$$S_f = \epsilon_z \cdot H \quad (\text{참7-22})$$

$$S_{of} = m_v \cdot \Delta p \cdot H \quad (\text{참7-23})$$

윗 식에서  $\epsilon_z$ 는 應力集中이 있을 경우의 粘土中の 鉛直變形率,  $H$ 는 壓密層 두께,  $m_v$ 는 原地盤의 體積 壓縮係數,  $\Delta p$ 는 平均 壓密荷重이다. 여기서 複合地盤의 沈下量과 미개량 地盤의 沈下量の 比를 沈下減少係數  $\beta$ 로 한다.

$$\beta = S_f / S_{of} \quad (\text{참7-24})$$

複合地盤의 壓密 計算의 순서는 아래와 같다.

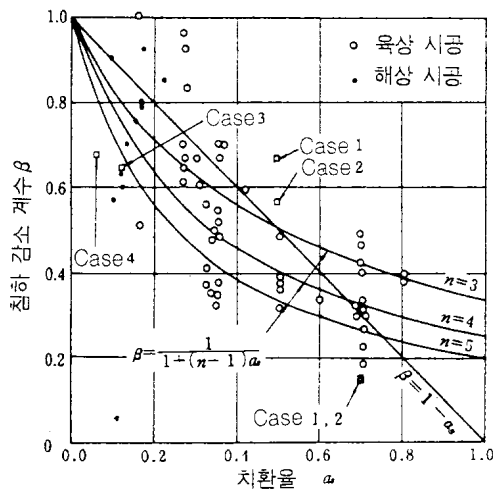
- ① 安定 計算에서 결정된 안전율로 부터 말뚝直徑, 말뚝間隔, 배치(正四角形 배치, 삼각형 배치 등)를 구하고 壓密度  $U$ 와 경과 時間의 관계를 본편 7-3 연직 배수 工法의 경우와 같은 방법(壓密係數는 수정해서 쓴다)으로 計算한다.
- ② 미개량 地盤의 最終壓密 計算 沈下量을 沈下減少係數  $\beta$ 를 곱하여 減少시켜, 複合地盤의 最終 沈下量을 計算한다.
- ③ 時間-沈下關係를 구한다. 壓密에 의한 말뚝間 粘土의 強度增加  $\Delta c$ 의 計算은 식(참7-21)의 제1항과 같이 구한다.

$$\Delta c = \mu_c \Delta \sigma_z (\Delta c / \Delta p) U \quad (\text{참7-25})$$

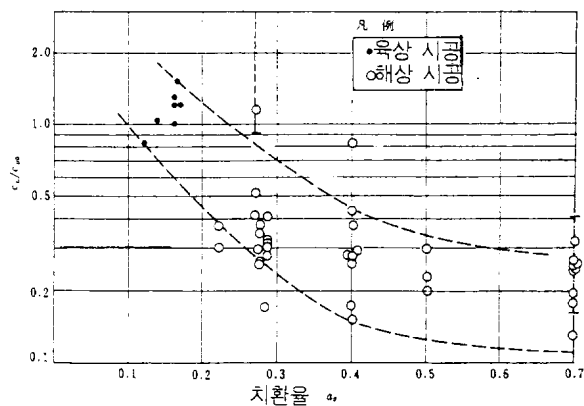
計算에서는 다음 항의 기존의 실적을 참고로 하여 壓密試驗으로 구해지는 壓密係數  $c_v$ 의 수정과 沈下 減少係數  $\beta$ , 應力 減少係數  $\mu_c$ 를 선정한다.

## (8) 沈下量の 계산값과 실측값의 대비

複合地盤의 最終沈下量은 식(참7-24)과 같이 미개량 地盤의 豫測沈下量에 沈下 減少係數를 곱하여 구한다. 沈下 減少係數  $\beta$ 는 일반적으로 應力減少係數  $\mu_c$ 와 같은 형태로 표시된다. 이 沈下減少係數의 計算값과 실측값의 비교 예를 도참(7-22)에 표시했다(一本英三郎 外, 1983). 실측의  $\beta$ 는 實測沈下量의 시간경과에 따라 雙曲線과 유사하여 改良地盤의 최종침하량을 推定하고 原地盤의 최종침하량의 計算값과 대비해서 구할 수 있다. 높은 置換率의 경우에 경험적으로 쓰여지는 沈下減少係數 ( $\beta = 1 - a_s$ )도 병행해서 표시하고 있다. 같은 그림에서 改良에 의한 沈下減少의 효과가 큰 것, 그리고 그 효과가 置換率에 의해서 영향을 받는 것 또한 실측값의 변동은 크나 應力분담비  $n$ 은 4정도로 되는 것을 알 수가 있다.



도참(7-22) 沈下減少係數와 置換率의 관계  
(一本英三郎 外, 1983)



도참(7-23) SCP改良 地盤의 壓密 지연  
(日本土質工學會, 1988)

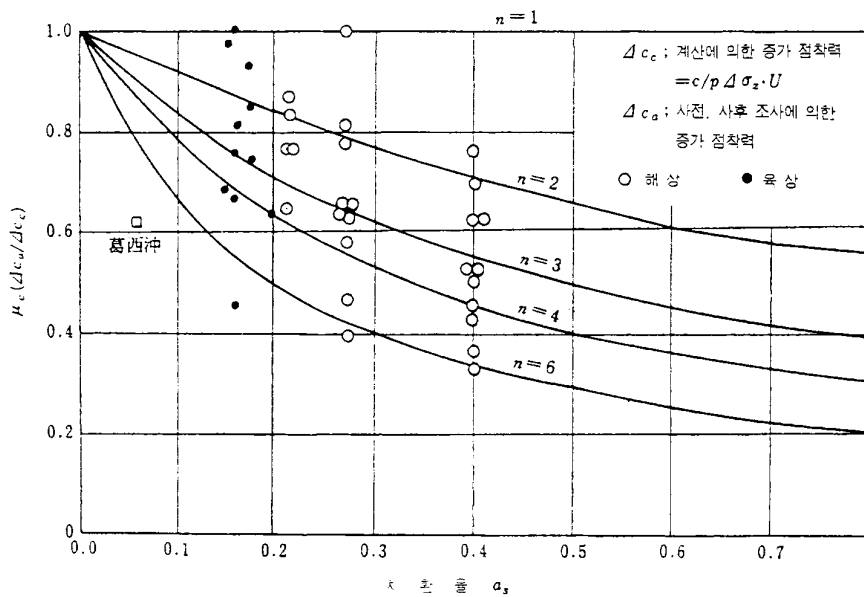
## (9) 壓密 經過 時間의 계산값과 실측값의 비교

모래다짐말뚝 工法에 의한 改良地盤의 壓密速度는 Barron의 解에 따른 예측값보다 늦어질 수가 있다. 과거의 施工實績을 기본으로 해서 沈下速度의 늦어짐을 壓密係數로 대체시켜 정리한 결과가 도참(7-23)이다 (日本土質工學會, 1988). 여기서  $c_v$ 는 실측한 沈下-時間關係로 부터 逆算되는 壓密係數이고,  $c_{v0}$ 는 土質 試驗으로 구한 壓密係數이다. 置換率이 크게 될수록 壓密의 시간 지체가 현저하게 되는 경향이 있다.

## (10) 強度 增加量의 계산값과 실측값의 비교

말뚝사이 粘土의 計算上의 強度增加量  $\Delta c_c$ 는 식(참7-25)로 계산된다. 말뚝사이 점토의 強度增加의 실측결과에서  $\mu_c$ 를 구하고 예측과 비교한 결과가 도참(7-24)이다. SCP 改良地盤의 실측값  $\Delta c_a$ 를 미개량 地盤으로 할 때의 強度增加量의 예측값  $\Delta c_c (= \sigma_z (\Delta c / \Delta p) U)$ 과 비교해서 실측  $\mu_c (= \Delta c_a / \Delta c_c)$ 가 구해진다. 실측값은 應力分擔比  $n = 3 \sim 4$ 를 中心으로 變化하고 있다.





도참(7-24) 改良地盤의 말뚝사이 점토의 强度 증가(一本英三郎, 1983)

## 7-6 로드 콤팩션(Rod-Compaction) 공법

- (1) 로드 콤팩션(Rod-Compaction) 工法の 設計는 對象地盤의 特性 또는 시공방법의 特徵을 充分히 考慮하고 기존의 施工實績 또는 試驗施工의 結果를 반영하여야 한다.
- (2) 본 工法の 設計는 본편 7-5-1 모래다짐말뚝 工法(砂質土 地盤을 대상으로 하는 경우에 준한다.

### [참 고]

본 工法の 原理는 지반 중에 棒狀 혹은 말뚝상의 振動體를 打込하고 振動에 의해 모래粒을 流動化 시킴과 동시에 그 側面(地表面)에서 모래를 補給해 가면서 地盤을 다짐하는 것이다.

시공방법으로는 鋼管을 쓰는 바이브로로드(Vibro-Rod) 工法, 소일바이브로(Soil-Vibro) 스테블라이징 工法, H 形鋼을 쓰는 KF-콤팩션 工法, 가지모양의 突起를 갖는 십자-바이브로(Vibro) 工法 등이 있다. 본 工法은 기존 構造物 주변의 液狀化 防止 對策을 樹立할 경우에 채용되고 있는 예가 많지만 쉬트 파일(Sheet Pile)식 岸壁 등 構造物의 종류에 따라서는 振動이 기존 構造物에 미치는 영향도 考慮할 필요가 있다.

본 工法에 의한 改良效果는 원지반의 地層構成, 粒度分布, 층 두께 등에 의해 크게 좌우되기 때문에 사전에 試驗施工을 實施하고 施工 間隔, 시공 싸이클과 다짐효과 및 補充 모래량의 관계를 파악할 필요가 있다.

본 工法은 土被壓이 작은 地表 附近, 실트가 다량으로 포함된 모래층, 間隙水의 소산이나 모래의 공급을 방해하는 粘性土層이 존재하는 경우에는 그 효과가 상대적으로 작은 것에 주의할 필요가 있다.

일반적으로 실트 이하 粒徑의 함유율이 15~20% 정도까지의 모래지반에는 改良效果가 있다고 한다.

## 7-7 바이브로(Vibro) 플로테이션 공법

## 7-7-1 설계일반

바이브로 플로테이션 工法은 수평방향으로 진동하는 진동체를 진동체의 하단에 물을 분출시키면서 소정의 깊이까지 지중에 삽입하여 진동체 주변에 있는 간극에 지표에서 모래나 자갈 등을 보급하면서 끌어올림으로써 느슨한 모래지반을 심층다짐하는 공법이다.

## [해설]

- (1) 바이브로 플로테이션 工法은 수평방향으로 진동하는 진동체를 진동체의 하단에 물을 분출시키면서 소정의 깊이까지 지중에 삽입하여 진동체 주변에 있는 간극에 지표에서 모래나 자갈 등을 보급하면서 끌어올림으로써 느슨한 모래지반을 심층다짐하는 공법이다. 그 결과 바이브로 파일(vibro pile)이 조성되어 모래지반의 밀도증대, 간극비의 감소, 지반강도의 증가가 이루어진다(日本材料學會 土質安定材料委員會, 1991).
- (2) 바이브로 플로테이션 공법은 바이브로 플롯라는 진동체를 선단에서 분출되는 물과 진동체의 진동을 이용하여 지반중 계획된 심도까지 삽입하고 계속해서 분출수로 모래지반을 포화시키면서 지반에 진동을 주어 바이브로 플롯 주변의 지반을 다진다. 지반의 하부가 다져짐에 따라 상부의 모래는 점차 아래쪽으로 떨어져서 바이브로 플롯의 상부 주변에 공동이 발생한다. 이 공동에 모래와 자갈 등을 보급·충진하면서 약 0.5~1.0마다 천천히 끌어 올린다. 이와 같은 작업을 반복하여 하부에서 지표면까지 지반을 다지는 것이다. 이 공법의 원리를 정성적인 개량효과의 측면에서 기술하면 다음과 같다(日本材料學會 土質安定材料委員會, 1991).

## ① 물다짐 효과

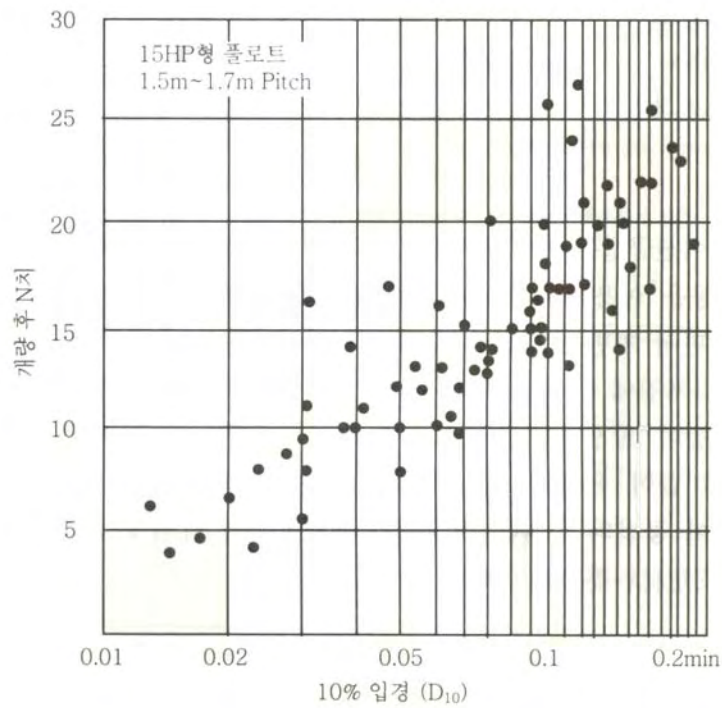
모래에 함유되어 있는 수분이 모래입자 사이의 모세관현상에 의해 구속되어, 모래지반은 덩어리로서 점착력을 가지고 있는 듯한 거동을 나타낸다. 이를 겔보기점착력이라고 하며 겔보기점착력의 존재가 모래지반을 느슨한 상태로 유지시키고 있는 요소이다. 인위적으로 흙속의 간극을 물로 포화시켜 모세관현상을 없애면, 겔보기점착력이 없어져서 모래입자의 이동이 용이하게 되고, 진동으로 모래가 쉽게 다져지게 된다.

## ② 진동다짐의 효과

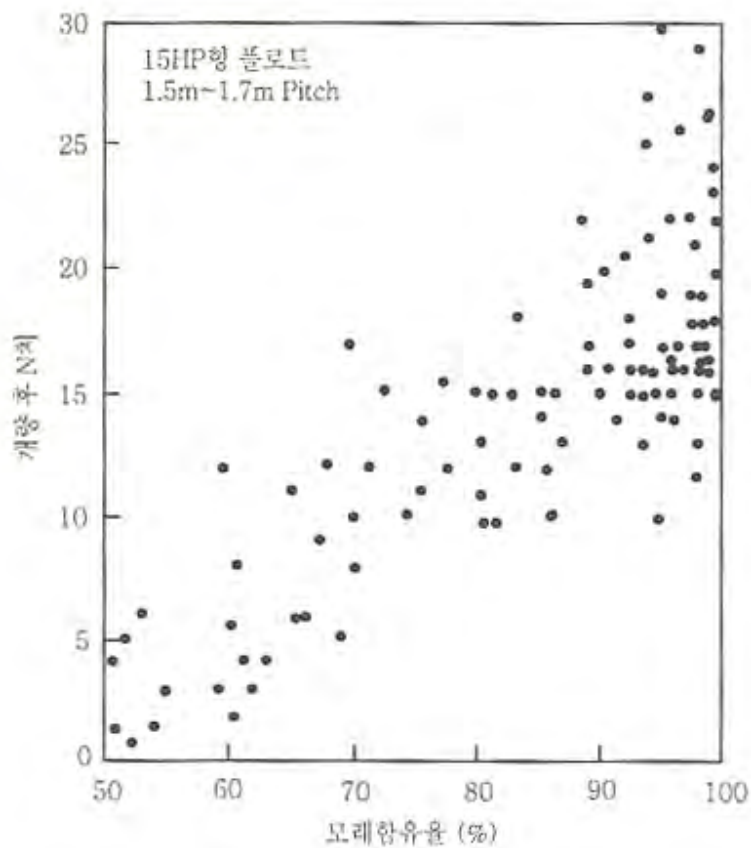
느슨한 모래지반은 모래입자 사이의 간극이 크기 때문에 이와 같은 지반에 진동을 작용시키면 모래입자는 중력에 의해 아래쪽의 간극으로 이동하려고 한다. 이 현상을 적극적으로 이용한 것이 본 공법이고, 수평방향의 진동에 의해 모래지반에 불안정한 상황을 일으켜 모래입자와 같은 흙을 다지고 발생한 간극에 재료를 보충하여 지반개량의 효과를 기대하고 있다.

## ③ 적용지반과 개량효과

적용지반과 개량효과에 대한 시공실적 결과가 도참(7-25)와 도참(7-26)에 나타나 있다. 도참(7-25)는 대상지반의 유효입경과 시공후  $N$ 치의 관계, 도참(7-26)은 동일한 대상지반에서의 모래함유율과 시공 후  $N$ 치의 관계를 나타내고 있다. 이 그림들로부터 바이브로 플로테이션 공법은 굵은 모래지반에 효과가 있고, 가는 모래지반에는 효과가 적다는 결과를 얻을 수 있으며, 모래함유율 70% 이상, 유효입경  $D_{10} \leq 0.03\text{mm}$  이상의 모래지반에 특히 효과적이라는 것을 알 수 있다.



도참(7-25) 대상지반의 유효입경( $D_{10}$ )과 시공후  $N$ 치와의 관계(日本材料學會 土質安定材料委員會, 1991)



도참(7-26) 대상지반의 모래함유율과 시공후  $N$ 치와의 관계(日本材料學會 土質安定材料委員會, 1991)

### (3) 공법의 특징

바이브로 플로테이션 공법의 장·단점은 다음과 같다.

#### ① 장점

- 지반을 균일하게 다지는 것이 가능하고 지내력을 증가시키며, 또 지진시의 지반 액상화 방지에 대해서도 효과적이다.
- 다짐후의 지반은 압축성이 감소하고 부등침하가 방지된다.
- 상부구조물이 진동하는 기초(예, 기계기초)에 특히 효과가 있다.
- 개량심도는 지표면에서 15m까지 가능하고 지하수위 고저에 영향을 받지 않고 시공할 수 있다.
- 진동·소음이 적다.
- 공기가 짧고 공사비가 싸다.

#### ② 단점

- 실트입자 크기 이하의 세립토가 40% 이상 함유되어 있는 지반에는 적용할 수 없다. 가장 효과를 기대할 수 있는 지반은 세립분 15% 이하의 모래지반이다.
- 개량효과를  $N$ 치로 표현하면 개량한계는  $N=20$  정도이고,  $N=25$  이상의 지반에 대해서는 진동기의 관입이 곤란하여 개량효과를 기대할 수 없다.
- 개량심도의 한계가 있다.
- 극단의 지하수위가 낮고 건조상태인 지반에서는 시공시의 포화상태 유지가 곤란하여 진동봉의 관입·인발에 문제가 발생할 수 있다.
- 물을 사용하기 위해, 지반에서 배수처리의 문제가 발생할 수 있다.

## 7-7-2 바이브로 플로테이션 공법 설계

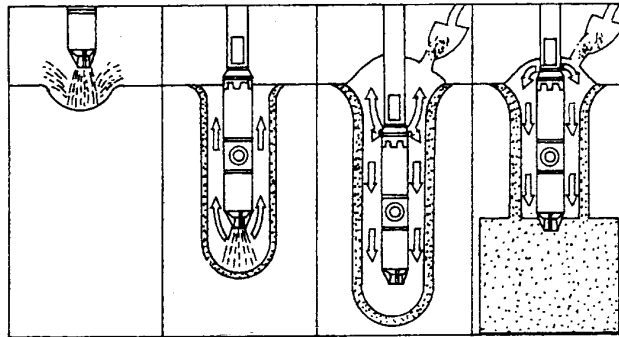
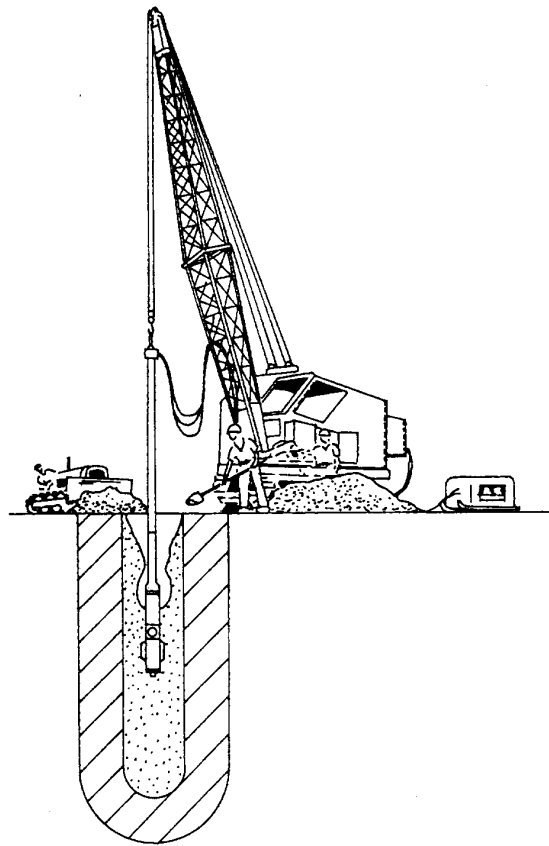
- (1) 바이브로 플로테이션 工法の設計는 대상 地盤의 特性 및 시공방법의 특징을 充分히 考慮하고 기존의 施工實績 또는 試驗施工의 結果에 따라 행한다.
- (2) 대상 地盤의 특징, 바이브로 플로테이션工法の 打設 밀도, 바이브로 플롯의 능력, 改良前後 地盤의  $N$ 값의 상관관계 등에 관해 充分히 信賴할 수 있는 기존의 실적이 있는 경우에는 이것을 기본으로 해서 改良工을 設計할 수 있다.
- (3) 充分히 信賴할 수 있는 자료가 없는 경우나 실트가 많은 흙이거나 砂質土層과 粘性土層이 서로 반복되는 地盤에서는 試驗施工 結果에 따라 設計하는 것이 바람직하다. 試驗施工 계획은 間隙比에 의한 다짐도의 검토, 실적 등을 종합적으로 판단하여 계획한다.

### [참 고]

#### (1) 施工方法의 특징

바이브로 플로테이션 工法은 水平方向으로 振動하는 振動體(Vibro Rod)를 진동체의 下端에 물을 噴出시키면서 소정의 深度까지 地中에 挿入하여 振動體 주변에 있는 空隙에 지표에서 모래나 자갈 등을 補給하면서 끌어 올리는 것에 의해 느슨한 모래지반의 深層 다짐을 도모하는 것이다.

시공방법을 概念的으로 도참(7-27)에 표시한다.



도참(7-27) 시공 개념도

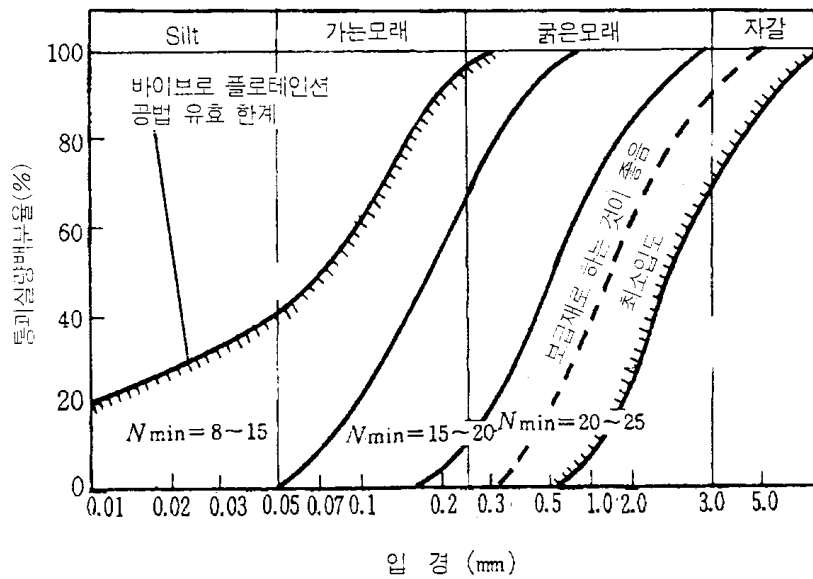
## (2) 다짐효과에 영향을 미치는 요인

바이브로 플로테이션 工法에 의한 느슨한 모래의 다짐效果는 많은 要因에 의하여 영향을 받는다(본편 7-5-1 [참고](2) 다짐효과에 대한 影響要因 참고). 이 때문에 試驗施工을 거치지 않고 精密度가 높은 設計를 하는 것은 어렵다.

## (3) 여기서 說明하는 施工實績의 범위는 7.5HP 또는 10HP의 바이브로 플로를 쓴 경우이다.

## (4) 이제까지의 實施工例에서 예상할 수 있는 바이브로 플로테이션 工法の 적용限界는 도참(7-28)과 같다.

도참(7-28)은 말뚝間隔 1.2~1.5m의 正三角形 배치로 施工한 후 실측값을 기본으로 해서 정하여진 것으로 概略的인 適用限界를 알 수 있다.

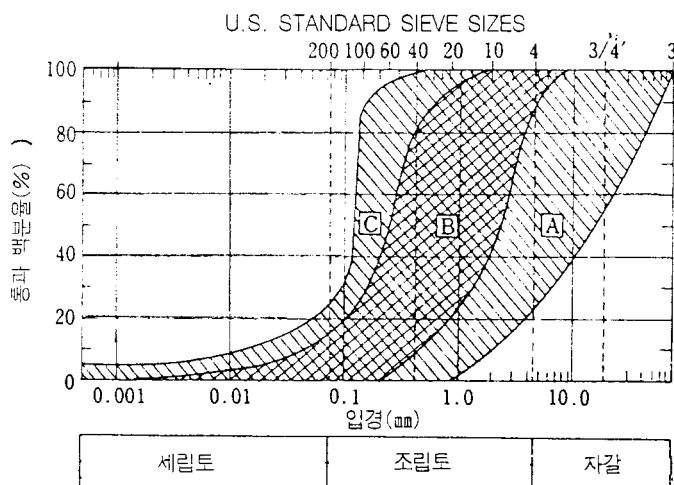


도참(7-28) 원 地盤의 입도와 다짐후 최소 N치의 관계

## ① 原地盤의 입도분포

바이브로 플로테이션 工法은 실트질 地盤에는 적합하지 않다. 도참(7-28)에 따르면 改良效果는 실트 40%의 흙까지만 적용된다. 그러나 強力한 바이브로 플로를 쓴 外國의 事例에서는 실트의 含有量이 25%를 넘으면 效果가 없는 것으로 보고되고 있다(Brown, 1977). 이와 같은 評價 差異는 목표  $N$  값이 다르기 때문에 평가가 틀리는 것은 당연하다.

도참(7-29)에 따르면, 領域 B 내에 粒度 曲線의 범위에 들어가는 느슨한 모래가 가장 效果的이고, 領域 C 내에 들어가는 모래는 바이브로 플로테이션으로 다짐하는 것이 극히 어려우나 입도 曲線의 일부가 領域 C에 들어가면 다짐은 가능하다. 領域 A의 자갈, 固結된 모래, 비교적 조밀한 모래 地盤에는 바이브로 플로의 貫入이 어렵다. 원지반의 입도분포를 알면 보충모래의 입도한계와 개량 후  $N$  치를 추정할 수 있다.



도참(7-29) 바이브로 플로테이션 工法에 적합한 모래의 입도 分布

## ② 補充 모래의 입도한계

補充할 모래는 자갈, 굵은 모래, 슬래그, 現地 모래 등이 많이 쓰인다. 일반적으로 粒徑이 클수록 다짐效果도 크다고 하나 最大 粒徑이 5cm를 넘으면 오히려 다짐 效果가 나쁘게 된다. 한편, 粒徑이 작으면 이토 섞인 물 위로 떠올라 오거나 落下速度가 작게 되어 다짐이 圓滑히 이루어지지 않는다. 補充모래로서 적당한 最小 粒度 범위를 도참(7-28)에 點線으로 표시했다.

보충 모래의 양은 식(참7-26)으로 구할 수 있다.

$$\nu = \frac{(1+e_1)(e_o - e')}{(1+e_1)(1+e)} \quad (\text{참7-26})$$

여기서,

- $\nu$  : 원지반 단위체적당 필요보급재의 양( $\text{m}^3/\text{m}^3$ )
- $e_o$  : 원지반의 간극비
- $e_1$  : 보급재의 간극비
- $e'$  : 개량지반의 필요 간극비

③ 改良後  $N$  값의 목표

도참(7-28)에 표시된  $N$  값은 바이브로 파일(Vibro Pile)에서 가장 떨어진 三角形 中心 位置에서의 施工 후의 값을 整理한 것으로 ①, ② 항에 提示한 施工條件일 때의 概略的인 다짐 限界를 알 수 있다.

일반적으로 바이브로 플로테이션 工法에서 다짐이 되는 限界를 相對密度로 表示하면 70~90% 라고 한다.

표참(7-3) 바이브로플로트의 제원

플로트 형식 항 목	7.5 HP 형		15 HP 형		20 HP 형		20 HP 형		30 HP 형	
	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz
전동기 (kW)	5.5 kW (4p)		11 kW (4p)		15 kW (4p)		15 kW (4p)		22 kW (4p)	
진동수 (rpm)	1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740	
편심 모멘트(kg-cm)	49.8 / 37.1		110.2		144.5		120		200	
기진력( t)	1.1 / 1.3		2.5 / 3.7		3.4 / 4.8		2.7 / 4.0		4.5 / 6.7	
기진력점진축(mm)	3 ~ 4		4 ~ 5		5 ~ 7		4 ~ 5		6 ~ 7	
진동 가속도(g)	6.8 / 13.5		9.0 / 16.9		12.8 / 18.2		9.0 / 16.9		13.5 / 23.6	
전중량 (kg)	1,200		1,700		2,185		3,525		3,200	
전기장 (m)	8.5		8.9		9.67		13.9		14.2	
유효장 (m)	7		7		8 (10)		12.5		13.5	
Cassing 외경 (mm)	216ø		319ø		267ø		267ø		298.5ø	
Filet 외경 (mm)	346ø		469ø		397ø		407ø		470ø	
Moter 설치위치	본 체 상 부		본 체 상 부		본 체 상 부		본 체 상 부		본체하부에 내장	
구 조	1 본 식		1 본 식		1 본 식		1 본 식		1 본 식	
비 고	제작중지로 사용불가						Vibro-hammer 설 치 가 능		Vibro-hammer 설 치 가 능	

## (5) 試驗 施工을 위한 豫備 設計에는 모래다짐말뚝 工法에 준한다.

다만, 바이브로 플로트의 補充 모래량, 적절한 施工 間隔의 결정은 바이브로 플로테이션 工法의 施工 事例를 참고로 할 필요가 있다.

## 7-8 약액주입공법

## 7-8-1 설계일반

그라우팅(grouting)이라고도 불리우는 약액주입공법은 지반 내에 주입관을 삽입하여 적당한 양의 약액(주입재)을 압력으로 주입하거나 혼합하여 지반을 고결 또는 경화시켜 강도증대 또는 차수효과를 높이는 공법이다.

## [해설]

- (1) 그라우팅(grouting)이라고도 불리우는 약액주입공법은 지반 내에 주입관을 삽입하여 적당한 양의 약액(주입재)을 압력으로 주입하거나 혼합하여 지반을 고결 또는 경화시켜 강도증대 또는 차수효과를 높이는 공법이다. 그라우팅공법은 1802년 프랑스의 공학자 Charles Beriguy가 세굴이 일어난 수문 아래에 점토 그라우트 재와 수성식탄을 주입하여 문제를 해결한 후 그라우팅공법은 지반개량과 지반안정화에 널리 사용되어왔다. 그러나 이 방법은 비용이 많이 들기 때문에 비교적 작은 지역에 한정되어 사용되며, 다른 공법으로는 해결하기 어려운 문제 해결에 주로 많이 적용되어 왔다. 이 공법의 사용목적은 다음과 같다.

## ① 용수, 누수의 방지

가. 댐, 터널, 제방, 지하철, 흙막이공 등의 차수

## ② 지반의 고결

가. 기초 지반의 지지력 강화

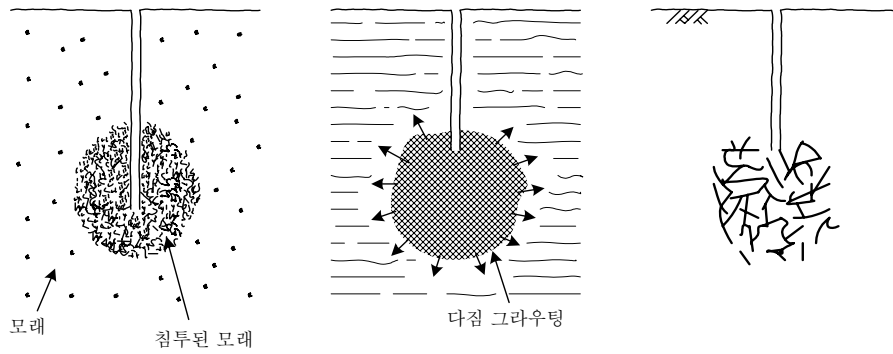
나. 기존 기초의 보강(underpinning)

다. 굴착저면과 벽면의 보강 및 안정

라. 터널공, 실드(shield)공 등의 전면지반의 안정

약액주입공법은 위에서 살펴 본 목적이외에 최근에는 지반진동을 경감하기 위한 대책으로도 사용되고 있다. 주입공법은 준비 및 설비가 간단하고 소규모이어서 협소한 장소에서도 시공할 수 있고, 진동이나 소음에 대한 영향이 작을 뿐만 아니라 공기가 짧은 장점을 가지고 있으나 공사비용이 비교적 비싸다. 이 공법은 주로 응급대책 또는 보조공법으로 사용되어 왔으나, 점차 본격적·항구적 지반개량공법으로 사용되고 있다. 현재, 국내 건설현장에서 사용되고 있는 주입공법에는 물유리계 약액(LW, SGR 등), 우레탄, 고압분사주입 등이 단독으로 또는 2~3 가지가 병행되어 쓰이고 있다. 제한된 공간, 복잡한 지하매설물 등 여러 가지 악조건하에서 주입공법을 성공적으로 사용하기 위해서는 공사규모, 지반조건, 현장 시공여건, 공사비용, 공사기간 등을 고려하여 최적의 공법을 채택하는 것이 중요하다. 주입공법은 도참(7-30)과 같이 침투, 다짐(변위), 화학식 그라우팅 등으로 나눌 수 있다.





(a) 침투 그라우팅      (b) 다점 그라우팅      (c) 화학식 그라우팅

도참(7-30) 주입공법의 종류

(2) 약액주입공법은 구라파에서 시작, 미국, 일본 등에서 발전된 공법으로 미국의 American Cyanamide Co.가 1953년에 특허를 얻은 아크릴아미드계의 AM-9에 의해 전 세계적으로 퍼져 사용되기 시작하였다. 일본에서는 1964년 동경올림픽 이후 건설공사의 급격한 신장과 함께 그 사용량이 급격하게 증가하였다. 1974년 미국과 일본에서 고분자계 약액으로 인한 공해문제 발생 후 현재는 현탁액형 약액 및 물유리계 약액이 주로 사용되고 있다. 약액종류를 정리하면 표참(7-4)와 같으며, 각 약액의 특성은 표참(7-5)와 같다. 현탁액형의 가장 대표적인 시멘트는 강도나 경제적인 면에서 뛰어나나 주입이 잘되지 않으며, 경화하기까지 많은 시간이 요구되므로 긴급 처리되어야 하는 용수, 누수 등의 지하수 처리나 유수 중에서의 주입에는 사용하기가 어렵다. 점토계, 아스팔트계 약액은 강도 목적에는 사용하기가 어렵고 차수목적에만 사용한다. 용액형 약액은 점성이 낮고 침투력이 좋아 시멘트로 는 기대할 수 없는 협소한 균열 깊숙이 주입, 충전될 수 있으며, 시멘트와 병용으로 부족한 강도를 보완할 수 있다. 고분자계 약액은 특수한 목적 이외에는 공해문제로 거의 사용하지 않는다.

표참(7-4) 약액의 종류

현탁액형	시멘트계	
	점토계	
	아스팔트계	
용액형	물유리계	알카리계
		비알카리계
		특수실리카계
		기·액반응계
	고분자계	아크릴아미드계
		우레탄계
		크롬리그닌계
		요소계

표참(7-5) 약액의 특징

	현탁액형			용액형				
				물유리계	고분자계			
	시멘트계	점토계	아스팔트계		크롬 리그닌계	아크릴 아미드계	요소계	우레탄계
주입목적	강도	차수	차수	차수	강도	강도+차수	강도	강도+차수
침투성	불량			양호	우수	가장 우수	양호	불량
고결시간	완결			순결~완결	순결~완결	순결~완결	-	순결
내구성	1 ~ 1.5년			0.5 ~ 1년				
비용	저가			중간	저가	저가	중간	-
유독성	비유독성			비유독성	유독 지하수 오염	독성이 적음	-	유독가스 유출
특징	용수, 누수 처리 못함	강도 기대 못함		공해우려 적음	-	강산성 지반에서 응고되지 않음	강산성 에서만 응고됨	물이 없으면 응고되지 않음

7-8-2 공법의 설계

약액주입 工法의 設計는 대상 地盤의 特性 및 시공방법의 특징을 充分히 考慮하고 기존의 施工實績 또는 試驗施工의 결과에 따라 행한다.

[해설]

약액주입공법 설계시에는 주입압, 주입량, 주입시간, 주입공의 간격 등을 결정해야 하는데, 이들은 약액의 종류와 토질에 관계한다.

(1) 주입공 간격 및 주입시간

① Raffle식

$$t = \frac{nr^2}{kh} \left\{ \frac{\mu_r}{3} \left( \frac{R^3}{r^3} - 1 \right) - \frac{\mu_r - 1}{2} \left( \frac{R^3}{r^3} - 1 \right) \right\}$$
 (참10-27)

② Maag식

$$t = \frac{\mu_r n}{3khr} (R^3 - r^3)$$
 (참10-28)

여기서,

- $\mu_r$  : 그라우트의 점성비
- $t$  : 주입소요시간 (sec)
- $h$  : 수두(주입압) (cm)
- $n$  : 간극률
- $R$  : 주입유효반경 (cm)

- $k$  : 투수계수  
 $r$  : 주입공 간격 (cm)

## (2) 주입량

지반  $1m^3$  당 주입량 = 간극률( $n$ )×주입충진율( $\alpha$ )×손실계수( $1+\beta$ )

## (3) 주입압

주입압력의 하한치는 마찰저항으로 인한 손실값이며, 보통 7~15bar이다(1bar = 100kN/m<sup>2</sup>). 주입압의 상한은 지반의 연직토압이다. 일반적으로 약액의 점성은 일정하지 않으며 고결시간(gel time)까지 서서히 증가하여 주입이 곤란하게 되므로 주입중에 점차 주입압을 올려주어야 한다.

## [참 고]

### (1) 약액주입방식

약액의 주입방식은 고결시간(gel time)을 기준으로 나뉜다. 고결시간이 20분 이상 걸리는 경우에는 1액 1공정(1 shot system)이 사용되며, 2~10분일 때는 2액 1공정(1.5 shot system), 그리고 고결시간이 2분보다도 작아 순간 고결되는 경우에는 2액 2공정(2 shot system)이 사용된다. 1액 1공정은 두 개 이상의 약액을 사용하는 경우라도 한 개의 통에서 섞어서 한 개의 주입관을 사용하여 주입하는 방법이며, 2액 2공정은 두 주입관을 사용하여 주입하는 순간 혼합하는 방법이며, 마지막으로 2액 1공정은 주입하기 전에 두 개의 약액을 혼합하여 하나의 주입관으로 주입하는 방법이다.

지하수 유속이 크지 않을 때는 1 shot system을 사용하며, 유속이 클 때나 용수 및 누수가 많을 때는 2 shot system을 사용한다. 중간인 1.5 shot system은 간편하고 보편적인 방법으로 최근 들어 많이 사용된다. 표참(7-6)은 이들 주입방식을 이용한 주입 시공방식을 나타내며, 도참(7-31)은 약액주입공법의 시공방법을 보여준다.

롯데 공법은 로타리 보링에 의하여 주입심도까지 천공한 후 보링롯데를 사용하여 주입하는 공법이다. 0.5~1.0m 간격의 주입포인트(스텝)마다 소정 양을 주입하고 차례로 롯데를 뽑아 올려 시공한다. 주제(A액), 반응제(B액)는 롯데의 두부에 장치한 특수 조인트에서 합류하여 롯데를 통과하는 사이에 자연적으로 혼합된다.

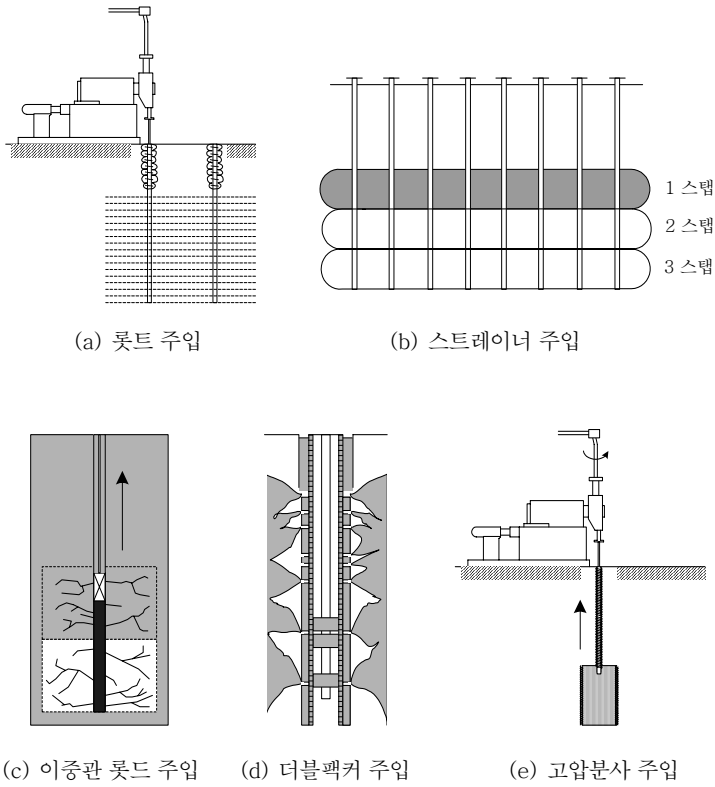
스트레이너 공법은 스트레이너관을 지중에 설치하여 주입하는 방법을 총칭하는 것으로, 약액이 다수공으로부터 분산하여 분출되므로 롯데 공법에 비해 균일한 침투가 가능하다. 그러나, 주입관을 회수할 수 없어 비경제적이며, 토층이 견고하거나 깊은 심도에서는 스트레이너관의 타설이 어려운 단점이 있다.

더블팩커 공법은 불균일한 지반을 포함하여 대부분의 토질에 적용, 가능하며, 각 주입포인트를 임의의 시기에 수압시험이나 시험주입으로 검토할 수 있어서 시공관리 및 주입효과 판정이 용이하다. 그러나 시공이 복잡하고, 작업속도도 상당히 낮은 단점이 있다.

이중관 롯데 공법은 고결시간이 수초 정도로 매우 짧아 2 shot system이 필요한 경우에 사용하는 것으로 이중관 롯데를 사용하여 A액과 B액을 별도로 압송하여 이중관 롯데 선단에 있는 특수 장치속에서 혼합시켜 지반내로 분사시키는 방법이다.

표참(7-6) 주입공법 시공방식

공법 구분		공법명	고결시간 (gel time)	주입방식
단관 주입방식	롯데 공법 스트레이너 공법		길다 (15~60분)	1 shot system
이중관 주입방식	더블팩커 공법	슬리브 공법 솔레탄슈 공법 더블스트레이너 공법 LW 공법	보통 (3~10분)	1.5 shot system
	이중관 롯데 공법	DDS 공법 LAG 공법 MT 공법 SGR 공법	순결 (3~10초) 완결 (60~90초)	2 shot system
	특수 이중관 공법	토런식 공법	30~60초	1, 1.5, 2 shot system



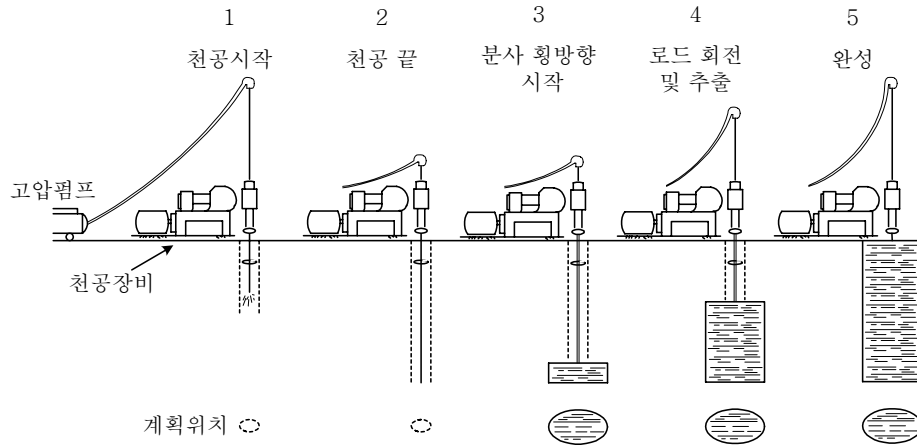
도참(7-31) 약액주입공법 시공방법

(2) 분사식 그라우팅

분사식 그라우팅 공법은 주입공법의 한 종류라고 할 수 있다. 이 공법은 물과 주입재를 높은 압력(약 15~75MPa)으로 분사시켜, 원지반에서 즉석으로 혼합 고결시키거나, 단단한 불투수 기둥(3m 이내) 또는 판넬을 형성하는 공법이다.

이 공법은 공기 제트를 병행하여 사용할 수 있어 지름을 4배까지 확대할 수 있으며, 처리하고자 하는 지역에 대한 철저한 조절이 가능하고, 일축압축강도 및 탄성계수를 크게 개량할 수 있는 특징이 있다. 분사

식 그라우팅 공법의 시공방법은 보통의 로타리 보링과 마찬가지로 소정의 깊이까지 구멍을 뚫고 고화제를 함유한 고압분사로 바꾸어 붓드를 회전시키면서 뽑아 올림으로써 원주상의 개량토를 조성한다. 시공순서를 나타내면 도참(7-32)와 같다.



도참(7-32) 분사식 그라우팅(Jet Grouting)공법

## 7-9 진공압밀공법

### 7-9-1 설계일반

진공압밀공법은 압밀시 필요한 하중을 기존 재하공법의 성토하중에 의하지 않고 인위적으로 지중을 진공상태로 만들어 이에 작용하는 대기압을 재하하중으로 활용함으로써 지중에 설치한 드레인을 통해 과잉간극수를 배출하여 지반의 압밀을 촉진시키는 공법이다.

#### [참 고]

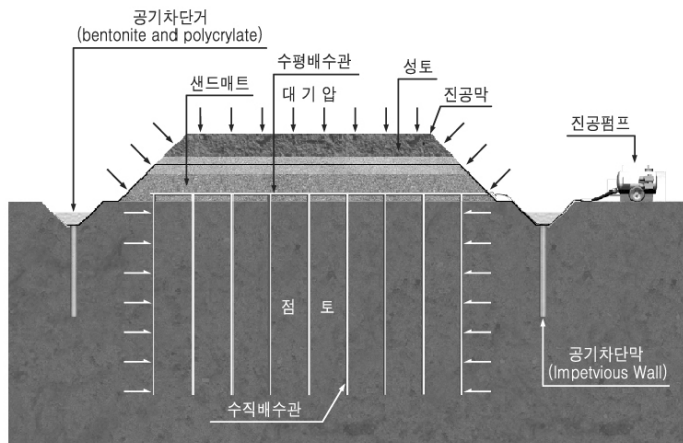
- (1) 진공압밀공법은 압밀시 필요한 하중을 기존 재하공법의 성토하중에 의하지 않고 인위적으로 지중을 진공상태로 만들어 이에 작용하는 대기압을 재하하중으로 활용함으로써 지중에 설치한 드레인을 통해 과잉간극수를 배출하여 지반의 압밀을 촉진시키는 공법이다.

진공압밀공법은 1950년대 초 Kjellman을 중심으로 스웨덴 왕립 토질연구소가 개발한 후 여러 나라에서 많은 연구를 하였으며, 프랑스의 Menard 회사에 의해 실용화되었다. Menard 진공압밀공법의 특징은 PVC 연성주름관에 부직포를 감싼 드레인을 지중에 연직으로 설치하고, 이들을 다시 수평배수층에 그물망식의 배관망을 구성한 후 진공펌프를 가동하여 지중을 진공상태로 유지하여 만들어지는 대기압의 하중을 지표 및 지중에 작용시키는 것이다. 즉, 재래식 공법에서 토사를 성토하여 재하하는 공정이 대기압 하중으로 대체되었으며, 기존의 재하공법에서 사용하던 배수목적의 샌드드레인이나 페이퍼드레인은 부직포를 씌운 PVC 원형연성주름관으로 대체되었다. 또한, 타 공법에서 수평배수를 위해 사용되던 모래층(sand mat) 속에 진공펌프로부터 연결된 수평드레인이 매설된다.

진공압밀공법의 개략도는 도참(7-33)과 같다. 도참(7-33)에서 보는 바와 같이 진공압밀공법은 연약지반상에

드레인을 설치한 후 필요 성토량을 재하하고 지중을 진공상태로 만들기 위하여 성토흙 표면을 진공막(geo-membrane)으로 덮는다. 이 때 펌프가동시 지중의 경계부에서 외부와의 공기차단을 목적으로 공기차단거(trench)를 설치해야 한다. 필요한 진공가동 준비가 모두 완료되면 펌프를 가동시켜 지중의 간극수 및 공기를 배출시킨다.

진공이전의 지중내 임의 평면에서 간극수압과 유효응력의 합은 외부에서 작용한 대기압과 성토 재하하중의 합과 같게 될 것이다. 따라서, 진공압밀 진행과정에서 전응력은 일정하게 되고 간극수가 배출되면서 유효응력은 증가되고 강도를 얻으면서 압밀이 진행된다. 이 공법의 기본 원리를 정리하면 압밀 시킬 연약지반 위에 불투수 진공막을 덮어서 이 진공막 아래의 지반을 진공상태로 만드는 것이다.

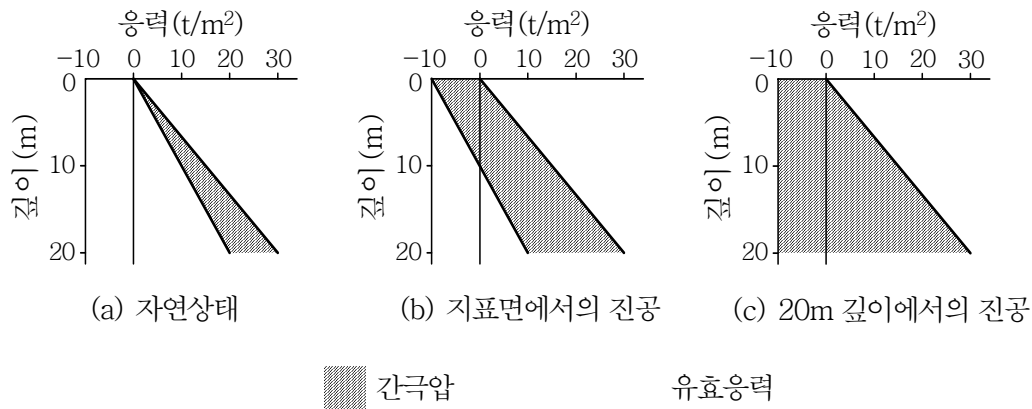


도참(7-33) 진공압밀공법(Vacuum Consolidation)

## (2) 공법 원리

개량해야 할 점토층 위에 필터(샌드매트)층을 형성하고 보통은 연직드레인을 시공한 후 필터층 위에 멤브레인(membrane)을 설치하여 외부와 차단된 상태를 유지하면서 필터층 내에 진공펌프를 구동시키면 우선 필터층 내부의 간극수압이 내려가고, 다음으로 연직드레인, 계속해서 점토층의 간극수압이 내려가 간극수가 드레인을 통하여 배출된다. 임의 평면에서의 간극수압과 유효응력의 합은 대기압과 토피압력(overburden pressure)의 합과 같고, 압밀과정 중 항상 일정하므로 유효응력은 간극수압의 감소에 따라 증가하며 압밀이 진행된다. 이 때 지반은 등방압축 상태가 되므로 지하수위저하 공법과 마찬가지로 전단응력의 증가가 없어 지반의 활동 파괴를 일으키지 않는 이점이 있다.

대기압 공법의 압밀에 따른 간극수압과 유효응력의 변화를 좀 더 구체적으로 알아보면 도참(7-34)와 같다. 즉 도참(7-34)(a)는 진공 전의 점토층 내 간극수압과 유효응력을 나타내며, 도참(7-34)(b)는 진공상태를 상당한 기간 동안 진행시켜 압밀이 완료되었을 때를 나타낸다. 개량깊이에 비해 개량구역의 폭이 충분히 크고, 진공상태가 상당 기간 유지되었다고 가정하면, 압밀이 완료되었을 때의 유효응력은 전체 영역에 걸쳐 약  $10 \text{ t/m}^2$  높아지게 된다. 만약 드레인이 모든 방향에서 밀폐된 모래, 자갈층에 도달하거나 통과하게 되어 이 층에 설치된 펌프로 펌핑할 수 있다면 즉, 진공압이 지중까지 충분히 전달될 경우에는 도참(7-34) (c)에서 알 수 있는 바와 같이 지표면에서의 펌프에 의해 달성될 수 있는 정도보다 훨씬 큰 압밀이 발생한다.

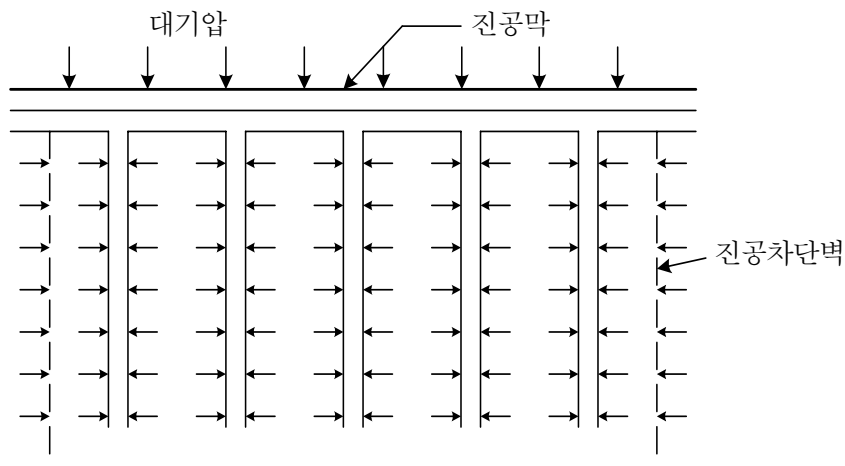


도참(7-34) 완전 압밀 후 지반내의 유효응력과 간극수압

## (3) 역학적 거동

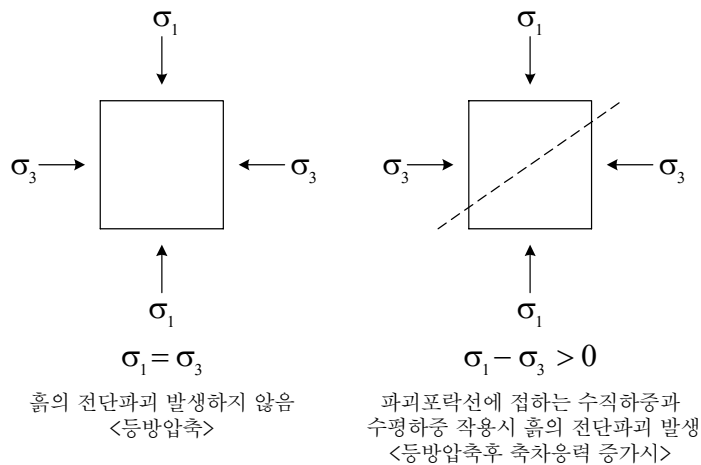
지중에 설치된 연직드레인과 진공펌프와 연결된 수평드레인은 모래층에 의하여 연결되며, 이를 진공차단막으로 덮어 기밀을 유지한 후 진공상태를 부하하면 연약층 속에서는 도참(7-35)와 같이 등방압축응력이 발생하게 된다.

삼축압축상태에서 최대 주응력을 증가시켜 축차응력이 작용하면 전단파괴가 발생된다. 진공압밀시 상기와 같이 지중에 등방압축상태를 발생시키면 등방압밀을 하는 동안에 지중의 어느 요소에서도 전단파괴가 일어나지 않으며, 원호활동 전단파괴는 발생하지 않는다. 즉, 기존의 재하중공법에서 연약지반상에 재하중을 작용시킬 때 발생하는 지반 전단파괴는 발생하지 않는다.



도참(7-35) 진공압밀시 지중응력작용

도참(7-36)은 삼축압축시의 등방압밀과 등방압밀 후 축차응력을 증가시켜 전단파괴를 일으키는 삼축압축 시험의 예를 도시한 것이다. 등방압밀의 경우는 진공압밀의 응력거동상태로 대응시킬 수 있으며, 축차응력이 증가하는 경우는 재하에 의해 지중연직응력이 증가하는 재래식 성토하중공법의 응력거동에 대응시킬 수 있다. 축차응력이 가해지면 전단파괴가 발생하게 된다.



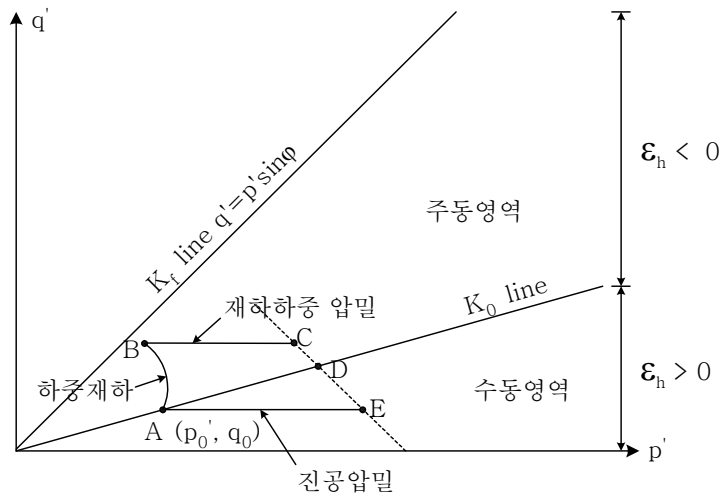
도참(7-36) 등방압밀(압축) 및 등방압밀 후 축차응력 증가시

이들의 상태를  $p'-q'$  Diagram으로 도시하면 재래식 성토재하 압밀시의 응력경로와 진공압밀의 응력경로를 확실히 구별할 수 있다(도참(7-37) 참조). 재래식 성토 재하시에는 지표의 성토하중 증가에 따라 지중간극수압이 증가하고 지중의 유효 최대주응력과 최소주응력의 차가 증가되면서 그 응력경로는 AB선을 따라 간다. 이 후 압밀이 진행되면서 압밀진행 효과만큼 유효 최대주응력과 최소주응력이 동일하게 증가하면, 응력경로는 BC선을 따르게 된다. 이 때 그림에서 보는 바와 같이 응력경로 ABC는 수평방향으로 팽창변형을 일으키는 거동으로서(axial compression) 현재 지반 정지상태에서 연직방향으로 하중이 재하되면, 간극수압이 발생하게 되어 수평정지 응력상태에 있던  $\sigma_H$ 는 감소하게 된다. 따라서, 유효응력 경로는 그림에서 AB경로를 따르게 되면서 점차로 재하중량이 증가할수록 파괴에 이르게 된다.

한편, 하중재하중분이 없는 상태에서 압밀이 시작되면 소산된 간극수압의 정도에 따라  $\sigma_v$ 와  $\sigma_h$ 는 증가하게 되므로, 이때 응력경로는 그림에서 BC경로를 따르게 된다. 따라서, 재하중 공법에 의한 응력경로는 성토하중 재하시 AB경로를 따르다가 압밀시에는 BC경로를 따르게 됨을 알 수 있다. 그림에서 보는 바와 같이 재하중 공법에 의한 응력경로 ABC는 항상 파괴의 가능성을 가지고 있음을 알 수 있다. 그러나 진공압밀의 경우에는 진공하중에 의한 압밀축진과 동시에 대기압 크기의 응력이 최대주응력, 최소주응력 면에 같은 크기로 증가되기 때문에 재하중 공법과 같이 AB 응력경로를 따르지 않는다.

지중에 매설된 드레인과 진공펌프, 멤브레인에 의하여 지반이 진공상태로 되기 때문에 외부에는 대기압이 작용하게 되고, 성토하중 대신 이 대기압 진공하중을 이용하여 압밀을 촉진시키게 된다. 이 때 지중에 발생한 간극수압은 매설된 드레인을 통하여 즉시 소멸하게 된다. 따라서 이 때 소멸되는 수압에 따라 지중의  $\sigma_v$ 와  $\sigma_h$ 는 증가하게 되는데 대기압 진공하중은 등방압축이므로 그 증가되는 유효응력의 크기는 같다. 따라서 AE 응력경로를 따르게 되므로 파괴 포락선으로부터 안전측으로 거동하며, 이러한 역학적 특성에 따라 여성토 재하시 원호활동 파괴를 방지할 수 있는 장점이 있다.





도참(7-37) 재하압밀과 진공압밀의 응력경로

#### (4) 진공압밀공법의 특징

진공압력은 원지반 내에서 등방으로 작용하기 때문에 하중재하에 의한 축차응력이 발생하지 않으며, 따라서 지반 붕괴의 위험성이 없다. 또한, 원지반 측방이 등방압력에 의한 구속력의 지지에 의해 기존의 선행 재하공법에 의한 단계별 성토에 드는 비용과 시간의 소모를 없애면서도 급속 성토 및 고성토가 가능하다. 진공압밀공법은 고속도로, 제방, 항만, 공항 활주로, 하수처리장, 산업시설 등의 다양한 현장에 적용 가능하며, 21세기 들어 사용실적이 늘고 있다.

진공압밀공법의 특징은 다음과 같다. 다음 특징 중 ①~⑧은 진공압밀공법의 장점이며, ⑨~⑩은 단점이다.

- ① 등방압축상태가 되어 지반 활동파괴가 발생하지 않으므로 전 하중을 순간적으로 가할 수 있다.
- ② 지표 및 지중까지 동일한 크기의 대기압을 작용시킬 수 있어 균일한 유효응력의 증가를 얻을 수 있다.
- ③ 성토와 병행하면 상당히 큰 하중을 얻을 수 있다.
- ④ 지표면이 연약하여 성토가 곤란한 매립지 등 초연약지반의 개량에 유리하다.
- ⑤ 수심이 깊은 해저에서는 대기압과 병용하여 수압을 재하하중으로 이용할 수 있다.
- ⑥ 성토하중 재하공법에서의 단계성토, 철거 등의 절차가 필요 없어 공기가 많이 단축된다.
- ⑦ 진공으로 강제 압밀시키므로 정적하중에 의한 자연 배수보다 빠른 속도로 배수되므로, 압밀기간이 일반 타 공법에 비해 2배 이상 단축될 수 있다.
- ⑧ 말뚝기초를 사용하는 경우 말뚝에 작용하는 부마찰력을 거의 제거할 수 있다.
- ⑨ 좁은 면적에 적합하다.
- ⑩ 진공시스템의 문제 발생에 민감하다.
- ⑪ 압밀기간 중에는 지속적으로 펌프를 가동시켜야 하므로 관리의 자동화가 필요하다.

#### 7-9-2 진공압밀공법의 설계

진공압밀공법의 설계는 대상 지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과에 따라 행한다.

## [참 고]

## (1) 설계를 위한 사전 조사

설계에 앞서서 지하수위저하공법의 경우와 마찬가지로 원지반의 지하수위, 투수계수 등을 조사해야 하며, 용존가스 분석 등 투기성에 관한 조사를 추가해야 한다. 진공막 끝부분의 매설심도보다 아래에 투기성이 좋은 샌드심(sand seam) 등이 있는 경우 공기나 물 등이 이동할 수 있으므로 주의해야 한다. 즉, 지하수위 심도를 조사하여 멤브레인 근입 깊이를 결정하거나, 대수층으로부터 물과 공기를 빼내는 경우의 배기, 배수 능력을 결정하기 위하여 지하수와 투기성 조사가 필요하다. 또한, 이외에 용존가스가 부압에 의해 기화함으로써 진공도가 목표대로 상승하지 않는 일도 발생할 수 있으므로 용존가스 분석도 하는 편이 좋다.

## (2) 설계

대기압 공법에 의해 가할 수 있는 최대 하중은 이론적으로  $10 \text{ t/m}^2$  이지만 멤브레인에서 외부와의 차단성을 완전히 기대할 수 없는 점과 지하수 기화에 의해 부압이 감소하므로 실제로는 최대  $8\sim 9 \text{ t/m}^2$  정도밖에 달성할 수 없다는 점을 유의해야 한다. 진공압밀공법의 설계 방법은 다른 선행하중공법과 유사하며, 주요 사항을 정리하면 다음과 같다.

## ① 연직드레인의 설계

진공압밀에 있어서의 드레인 설계는 다른 드레인 공법 설계와 마찬가지로 Barron의 이론에 따라 설계하며, 연직 및 수평방향 압밀을 함께 고려하는 것이 보통이다. 진공압밀공법의 드레인 효과는 채래식 배수 공법보다 큰 것으로 알려져 있다. 한편, 연직방향 드레인 설치시 수평배수 모래층(샌드매트) 위까지 나올 수 있도록 설치한다. 이것은 지중을 진공상태로 유지하기 위한 것으로서 모래층 밑에서부터 설치하면 배수기능에 문제가 있기 때문이다.

## ② 압밀침하량

압밀침하량 산정은 Terzaghi의 1차 압밀이론식에 의하여 계산한다. 그러나 실제 침하량은 등방압밀에 따른 수평압축효과로 인해 총 침하량이 25~50%까지 감소하는 것으로 알려져 있다. 따라서 이를 감안하여 설계하는 것이 경제적이다.

## ③ 소요압밀기간

일반적으로 침하시간(압밀시간)은 기존의 타 공법에 비해 1~5배 빠르며, 그 지반 개량효과 역시 확실한 것으로 보고되고 있다.

## (3) 설계시 유의사항

샌드매트 중의 부압을 균일하게 하기 위해 배기용 유공파이프를 샌드매트 중에 그물망식으로 매설하여, 그 끝부분을 진공펌프에 접속하는 것이 좋다.

진공펌프의 용량은 1마력당 개량면적  $20\sim 25\text{m}^2$  정도가 되도록 선택하는 것이 좋다. 상당히 큰 배기량의 진공펌프를 사용해야 높은 진공 상태를 얻을 수 있다. 이것은 용존기체와 물 자체의 증발, 주변으로부터의 침입 등의 이유로 60cmHg 이상의 진공 상태를 얻기 어렵기 때문이다.

연직드레인을 병용하는 경우, 드레인 선단은 점성토 도중에 머물러야 하며, 하부의 사질토층에 도달하는 경우에는 진공이 셀 수 있어 주의를 요한다.



도참(7-38)펌프를 이용한 진공압밀



도참(7-39) 진공압밀공법 전경

#### (4) 진공압밀공법의 시공

이 공법의 시공순서는 다음과 같다.

##### ① 연직배수재 타설

연약지반의 압밀축진을 목적으로 연직배수재를 설계 간격으로 개량목표 심도까지 타입하며 리더(leader), 케이싱(casing), 슈(shoe) 등을 사용하여 유압이나 윈치(winch)에 의한 압입 또는 진동해머에 의해 타설한다.

##### ② 수평배수재 타설

지반 표면 침하에 적응하면서 배수 및 공기배출을 목적으로 연직배수재와 연통하여 진공펌프에 연결 지층의 진공상태를 만든다.

##### ③ 진공보호막(geotextile membrane)

개량 예정지역의 지표에 기밀성 진공보호막을 설치하고, 가장자리는 벤토나이트 트렌치를 설치하여 공기차단막을 형성한다.

##### ④ 공기차단벽(peripheral wall)

필요에 따라 진공압밀시에 개량지역 외부로부터 공기차단 및 차수목적으로 널말뚝(sheet pile), 격막(membrane), 슬러리벽체(slurry wall) 등을 설치한다.

##### ⑤ 진공펌프(multi-ventri air pump)

진공펌프를 사용하여 지층을 진공상태로 만든다.

시공시 멤브레인 내부가 계속해서 높은 부압 상태로 유지되도록 멤브레인 끝부분을 점토 등으로 세밀하게 밀봉하는 등 공기나 물 등의 출입에 대해 충분히 배려할 필요가 있다. 또한, 문제 발생시 펌프의 정지에 의해 배출된 물이 멤브레인 내부로 역류하는 것을 막기 위한 고려가 필요하다.

## [참고문헌]

- 1) 건설부 : 연약지반개량공사(기술지도서 17), 정우사, 서울, 1980, pp.85~86
- 2) 국립해양조사원 1954~1999, 조석표
- 3) 국립해양조사원, 1962~1998, 수로기술연보
- 4) 국립해양조사원, 1999, 국립해양조사원 50년사(1949~1999)
- 5) 김명모, 김병일, 이승원, 조성민 : 지반개량공법 설계, 새론, 2004
- 6) 김민수(1987), 물유리계 주입재에 의한 차수 및 지반강도 증대효과에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교
- 7) 우기형 : 최신의 연약지반처리공법, 기술경영사, 1992, pp.9~14
- 8) 이석우, 김근식, 1984, 해양측량학, 집문당
- 9) 이석우, 1992, 한국근해해상지, 집문당
- 10) 이석우, 1996, 한국항만수리지, 집문당
- 11) 이석우, 1996, 물리해양학특론, 집문당
- 12) 이석우, 1996, 해양·항만조사법-해상편-, 집문당
- 13) 이송, 정연인, 이규환, 전제성(1996), “진공 압밀공법이 적용된 해성 점토지반의 거동분석”, 대한토목학회 1996년도학술 발표회 논문집(III), pp. 563~566.
- 14) 이용재(1984), 약액주입에 의한 지반강도 증대에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교
- 15) 정인준, 김상규 : 토질역학, 동명사 1994, pp.105~111
- 16) 천병식 : 최신지반주입, 원기술, 1998, pp.217~263, pp.297~300
- 17) 천병식 : 기초지반개량공법, 건설연구사, 1987, pp.86~112, pp.219~222,
- 18) 천병식, 1995, 건설기술자를 위한 지반주입공법, 원기술
- 19) 한국지반공학회 : 구조물 기초설계기준 해석, 구미서관, 2003, pp.561~680
- 20) 한국지반공학회 : 지반공학시리즈 6 연약지반 제 5 장, 한국지반공학회, 1995
- 21) 한국지반공학회 : 지반공학시리즈 1 지반조사 결과의 해석 및 이용, 한국지반공학회, 1994
- 22) 해운항만청, 1993, 항만시설물 설계기준서
- 23) Aboshi, H. and Yoshikuni, H. : A study on the consolidation process affected by well resistance in the vertical drain method, Soils and Foundations, Vol.7 No.4, 1967, pp.38~58
- 24) ASCE(1980), "Preliminary Glossary of Terms Relating to Grouting", J. Geotech. Engng. Div .ASCE, (106), GT7, pp.803~815.
- 25) Barron, R.A. : Consolidation of fine grained soils by drain wells, ASCE, Vol. 113
- 26) Bowen, R.(1975), Grouting in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, p.187.
- 27) Brand. E. W. & Brenner, R. P.(1981). "SOFT CLAY ENGINEERING."ELSEVIER, pp.129~133.
- 28) Brown, R.E. : Vibrofloatation compaction of cohesionless soils, Proc. A.S.C.E, GT12, 1977, pp.1437~1451
- 29) Graf, E. D.(1969). "Compaction Grouting Technique and Operations", J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE,(95), SM5, pp.1151~1158.
- 30) Das, B.M : Principles of foundation Engineering, Brooks/Cole engineering division, 1984, pp.552~526
- 31) Greenwood, D. A. & Thomson, G. H.(1983). Ground Stabilization : Deep Compaction and Grouting, ICE Works Construction Guides, pp.5~43.
- 32) Holtz, Robert D.(1975), "Preloading by Vacuum : Current Prospects", Soil and rock Mechanics, Culverts

- and Compaction, Transproton Research Record No.548.
- 33) Karol, R. H.(1990), Chemical Grouting, 2nd ed., Marcel Dekker, Inc.
  - 34) Kjellman, W.(1952), "Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure." Conference on soil stabilization MIT, pp.258~263.
  - 35) Lambe, T. W. & Whitman, R. V.(1979), Soil Mechanics, SI Version, John Wiley and Sons.
  - 36) Meyerhof, G.G. : Discussion of Session 1, Proc. 4th ICSMFE, Vol.4, London, 1957, p.110
  - 37) Miki, G.(1973), "Chemical Stabilization of Sandy Soils by Grouting in Japan. Proc. 8th ICSMFE", (43), p.395.
  - 38) Mitchell, J. K.(1981), "Soil Improvement, State of the Art Report", Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 4, pp.509~565.
  - 39) Mitchell, J. K. : State of the art on soil improvement, Proc. 10th ICSMFE, Vol4, 1981, pp.510~520
  - 40) Okabe Sabro : General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 日本土木學會誌 Vol.10 No.6, 1924, pp.1277~1323
  - 41) Okumura, T. & Terashi, M.(1975), "Deep-Lime-Mixing Method of Stabilization for Marine Clays". Proc. 5th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., (1), pp.69~75, Bangalore, India.
  - 42) Perez, J. Y., Davidson, R. R. & Lacroix, Y.(1981), Locks and Dam No.26 Chemical Grouting Test Program, Geotechnique, in press.
  - 43) Sangji Menard Texsol Co. Ltd.(1992), "Vacuum Consolidation Method," pp.1~22.
  - 44) Shiffmann, R.L. : Field application of soil consolidation under time-dependent loading and varying permeability, Highway Research Board, Bull. 248, 1960, pp.1~25
  - 45) Tan, D. Y. & Clough, G. W.(1980), "Ground Control for Shallow Tunnels by Soil Grouting", J. Geotech. Engng. Div., ASCE, (106), GT9, pp.1037~1057.
  - 46) Tang and Gao(1993), "Experimental Study and Application of Vacuum Preloading for Consolidating Soft Soil." Proc. of 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol.2.
  - 47) Thorburn, S. : Tentative correction for the standard penetration test in noncohesive soils, Civil Engineering and Public Works Review, Vol.58 No. 683, 1963, p.752
  - 48) Youn-in Chung(1993), "Vacuum Consolidation of Highly Compressible Soil with Vertical Wick Drain," South Dakota School of Mines and Technology, pp.1~209.
  - 49) 塩見光男, 河本憲二 : SCP 打設에 따른 용기량 豫測, 第21回土質工學研究發表會, 1986, pp.1861~1862
  - 50) 寺師昌明, 布施谷寛, 能登愍幸 : 깊은 地盤改良의 實際와 問題點 考察, 10장, 土와 基礎, Vol.31 No.6, 1983, pp.57~
  - 51) 市川宣明 : 地盤改良-Pack Drain 工法, 基礎工 5月号, 1978, pp.91~101
  - 52) 小林正樹, 水上純一, 土田 孝 : 粘性土의 水平方向 壓密係數 決定法, 港湾技術研究所報告 Vol.29 No.2, 1990, pp.63~83
  - 53) 日本港灣協會, 1999 港灣의 施設의 技術上의 基準・同解説
  - 54) 日本土木學會 海岸 工學委員會, 1994, 海岸波動-波・構造物・地盤의 相互作用의 解釋法
  - 55) 日本土質工學會, 1978, 地盤 改良의 調査, 設計 から 施工まで。
  - 56) 日本土質工學會, 1988 軟弱地盤對策工法-調査, 設計, から施工まで-
  - 57) 中瀬明男 : Sand drain의 設計図表, 土와 基礎, Vol.12 No.6, 1964, pp.35~38