기 초 일 반

- 일반적으로 모든 구조물 : 건물, 교량, 댐 등

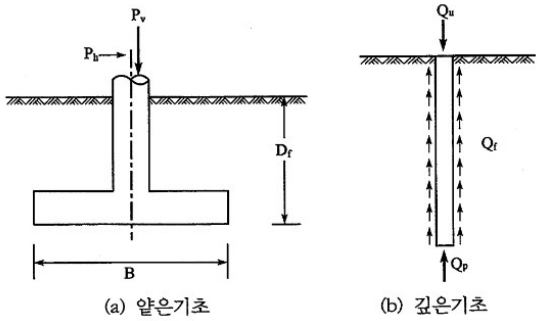
o 상부(上部)구조 ┐
                  ├ 의 두 부분으로 이루어짐
o 하부(下部)구조 ┘

1.1 기초(Foundation , 基礎)란 ? (기초의 정의) :

구조물의 自重이나 구조물에 가해지는 외력을 하부지반에 전달하여 주는 하부 구조물과 구조물의 하부지반(암반)

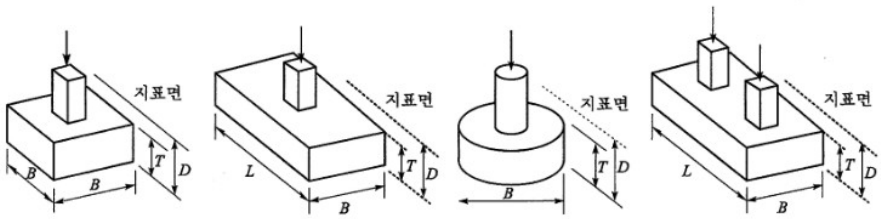
1.2 기초의 종류

- 기초의 구분(근입깊이, D_f에 대하여)
  얕은기초 : $D_f/B \leq (3 \sim 4)$
  깊은기초 : $D_f/B > (3 \sim 4)$

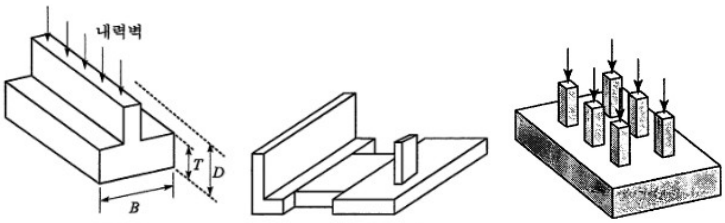


(a) 얕은기초 (b) 깊은기초

1) 얕은기초(직접기초)



(a) 정사각형기초 (b) 직사각형기초 (c) 원형기초 (d) 복합기초



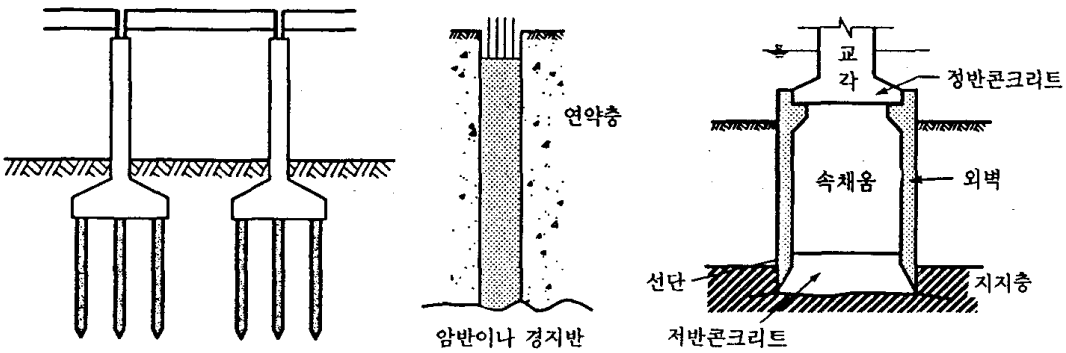
(e) 연속기초 (f) 캔틸레버 기초 (g) 전면기초

(1) 확대기초 :
상부구조물에서 전달되는 압력이 지반의 허용지지력 이내가 되도록 기둥이나 벽을 확대
종류) 독립확대기초, 복합확대기초, 연속확대기초, 캔틸레버 확대기초 등

(2) 전면기초(매트기초) :
- 상부구조물의 벽이나 기둥전부를 하나의 큰 기초슬래브로 지지하는 것(접지면적을 확대하여 하중을 분산시킬 수 있는 장점이 있으므로 기초지반의 지지력이 약한 곳에 사용)
- 설계한 확대기초의 면적이 건물 바닥면적의 1/3을 초과하는 경우 경제적임
- 접지압과 침하량을 감소시킴

2) 깊은 기초

구조물 바로 아래 지반이 연약하여 상부 구조물로부터 오는 하중을 직접 지지할 수 없는 경우



(a) 말뚝기초 (b) 피어기초 (c) 케이슨기초

1.3 기초의 구비조건

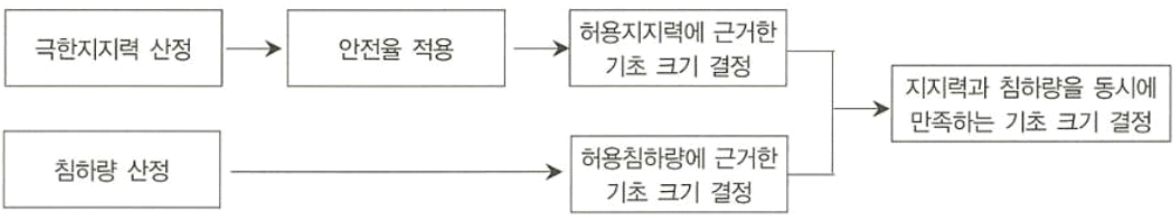
1) 기초아래 지반의 지지력이 충분히 커야 한다.
- 상부구조물의 하중을 지지할 수 있는 능력(지지력)
- 지지하고 있는 흙의 전단 파괴에 대한 안전율 확보 (SF = 2.5~3.0)
- 침하는 고려하지 않은 값

2) 기초의 침하량이 허용한계 이내에 있어야 한다.
- 전침하(탄성침하+압밀침하+2차압밀침하) ≤ 허용침하량
- 강성기초 (Rigid Fdn.) : 전침하 (total Settlement)
  연성기초 (Flexible Fdn.) : 부등침하 (Differential Settlement)
- 침하에 의한 손상 : 건축상 손상(피복 및 미장의 손상) ⇒ 어느정도 수용가능
  : 구조적 손상(기능상 손상) ⇒ 기준치

3) 적정의 근입깊이를 확보해야 한다.
- 동상피해를 받을 수 있는 동결심도 이하 설치
- 계절적 함수비 변화에 따른 체적이 팽창·수축 영향을 받지 않을 깊이에 설치
- 표토 및 유기질토가 있는 상층부 지층 이하에 설치
- 지표수 흐름에 의한 세굴 발생 가능성 깊이 이하에 설치

4) 기초는 전도, 기초바닥면의 활동, 지지력 등에 대하여 안정해야 한다.

5) 기초는 경제적이고 기술적으로 시공 가능해야 한다.



기초설계의 순서

* 허용 지내력 : 침하량과 지지력을 동시에 만족시켜주는 최대값
* 유효 깊이(Significant Depth) : 상재하중의 영향권 중 20%에 해당하는 깊이
  (예) 띠기초 : 3B, 정방형 기초 : 1.5B, 원형 기초 : 1.3D

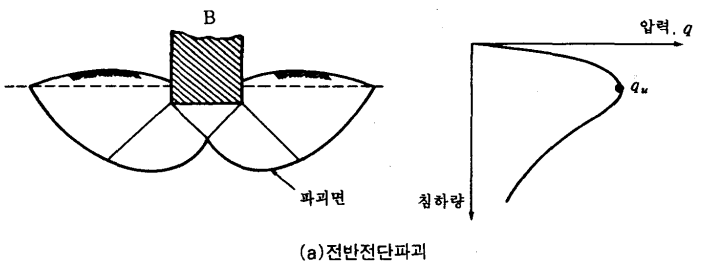
$(q_a = \frac{q_u}{SF})$ (침하량 ≤ 허용침하량)

3. 얕은기초의 지지력

- 설계 및 시공시 반드시 고려해야 할 2가지 사항 :
  ① 지반의 강도 : 지반에 작용하는 하중에 의한 전단파괴에 대해 안전할 것
  ② 지반의 변형 : 과도한 침하 또는 부등침하가 발생하지 않을 것
- 기초의 형식 결정시 고려사항 :
  ① 지반의 중간층에 극 연약층이나 액상화 지반의 존재 유무
  ② 지지층의 심도 및 토질조건
  ③ 수심조건과 기초 작업공간의 크기
  ④ 진동, 소음 등의 환경적 측면과 인접구조물의 상황
  ⑤ 하중조건, 허용침하량과 경제성

3.1 얕은 기초의 파괴 형태

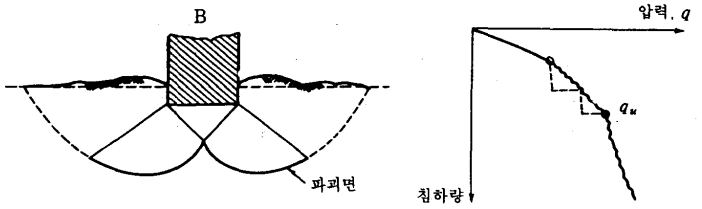
1) Vesic은 지반의 상대밀도 및 근입깊이에 따라 지반의 파괴형태를 다음 세가지로 분류



(a)전반전단파괴

(1) 전반전단파괴

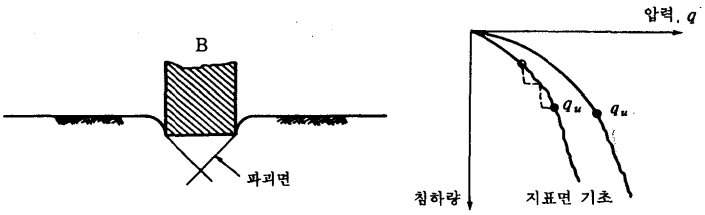
조밀한 사질토 지반
압축성이 작은 점성토 지반
- 기초저면에서 지표면에 이르는 연속되고 명료한 활동선이 형성되는 것이 특징
- 기초주변의 인접지반에 부풀어 오름
- 최대 강도의 극한지지력 확인
- 극한값 이후에 급격한 지지력 감소



(b)국부전단파괴

(2) 국부전단파괴

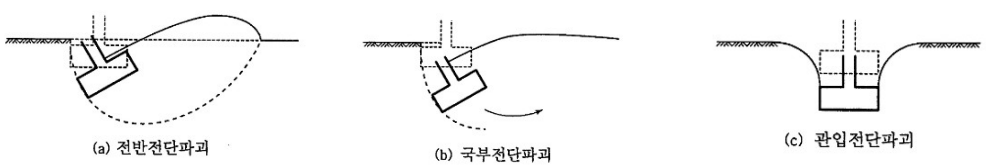
중간정도의 밀도를 갖는 사질토 지반
중간정도의 압축성을 갖는 점성토 지반
- 초기상태부터 서서히 침하
- 기초의 직하부 지반만 명확한 활동선이 생기고 지표면 부근에는 생기지 않음
- 기초 주변지반의 부분적 융기가 나타남
- 뚜렷한 극한지지력을 발견할 수 없음

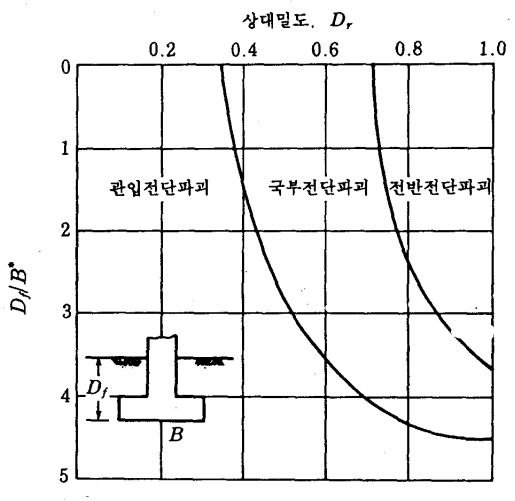


(c)관입전단파괴

(3) 관입전단파괴

느슨한 사질토지반, 압축성이 큰 점성토 지반
- 기초의 직하부 지반에서만 압축에 의해 활동선 형성
- 기초 주변지반의 융기는 발생하지 않음
- 하중초기의 완만한 침하 후 서서히 침하하다가 급격한 침하
- 뚜렷한 극한지지력을 발견할 수 없음


(a) 전반전단파괴　(b) 국부전단파괴　(c) 관입전단파괴



2) 모래지반에 설치한 기초의 파괴형태와 상대밀도 및 근입깊이와의 상관도(Vesic, 1973)

D_r : 모래의 상대밀도, D_f : 기초의 근입깊이

$B^* = \dfrac{2BL}{B+L}$

① 상대밀도가 증가할수록
관입전단파괴→국부전단파괴→전반전단파괴

② 근입깊이가 증가할수록
전반전단파괴→국부전단파괴→관입전단파괴

③ 기초폭이 증가할수록
관입전단파괴 → 국부전단파괴 → 전반전단파괴

3.2 얕은기초의 허용지지력

기초는 지반의 전단파괴 뿐만 아니라 과도한 침하에 대해서도 안전해야 한다. 이와 같이 지반의 전단파괴와 침하량을 모두 고려하여 정한 허용 지지력을 기초의 지내력이라고 한다. 점토지반의 지지력은 기초폭에 무관하게 일정하고, 사질토지반의 지지력은 기초폭에 비례하여 증가한다. 그러나 기초의 침하는 기초폭이 클수록 증가하므로 침하를 기준으로 지지력을 정하면 기초폭이 커질수록 허용지지력은 감소한다. 그러므로 통상 허용지지력은 크기가 작은 기초에서는 기초의 극한지지력에 의해 결정되고, 크기가 큰 기초에서는 기초의 침하량에 의해 결정된다.

얕은기초의 극한 지지력(q_u)은 전단파괴가 일어날 때까지 기초지반이 지지할 수 있는 최대압력을 의미하며, 허용지지력(q_a)은 극한 지지력을 적당한 안전율로 나눈 값으로 다음식과 같다.

$$q_a = \frac{q_u}{FS}$$

여기서, 안전율(FS)은 하중조건, 지반물성(비균질성, 비등방성) 및 전단강도정수 등의 불확실성을 고려하여 안전측의 설계를 위해 도입된다.

따라서, 극한하중(Q_u)과 허용 하중(Q_a)은 극한지지력 및 허용 지지력에 기초의 바닥면적을 곱한 값으로 다음식과 같이 표시된다.

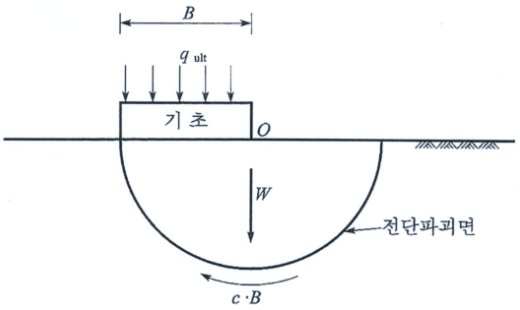
극한하중 : $Q_u = q_u \times A$
허용하중 : $Q_a = q_a \times A$

여기서, A = 기초의 바닥면적

3.3 이론에 의한 지지력 산정

3.3.1 점토지반($\phi=0$)에 대한 극한지지력

비배수 전단강도 c_u를 가진 점토지반 위에 연속기초 형태의 얕은기초가 놓여 있다고 하자. 이때 하중이 갑자기 증가하여 비배수 조건 상태에서 파괴된다면 그때의 파괴면은 그림과 같이 반원형태로 가정하여 나타낼 수 있다. 토체가 활동에 저항하다가 어느 한계를 넘어서면 파괴가 발생하는데, 이 한계 지점 하중을 지반의 극한지지력 q_u라고 할 수 있다.



극한 지지력은 외력에 의한 작용 모멘트와 지반의 저항 모멘트의 평형조건으로 구할 수 있다. 그림에서 반원의 중심 O점이 모멘트의 중심이 된다. 먼저 극한하중이 작용할 때의 작용 모멘트 M_D를 구하면 다음과 같다.

$$M_D = q_u \cdot B \cdot \frac{B}{2} = q_u \cdot \frac{B^2}{2}$$

내부마찰각이 없는 지반이므로 저항력은 점토의 비배수 전단강도로만 이루어진다. 저항 모멘트는 원호면 각각의 단위길이에 대하여 모멘트의 길이 B를 곱해서 구한다. 이를 종합하면 결국 반원에 기초 폭을 곱한 값과 같다.

$$M_R = c_u \cdot \pi B \cdot B = c_u \pi B^2$$

극한 지지력은 저항모멘트가 최대로 발휘되는 순간이므로, 이때 작용모멘트와 저항모멘트는 같다.

$$q_u \cdot \frac{B^2}{2} = \pi c_u B^2$$

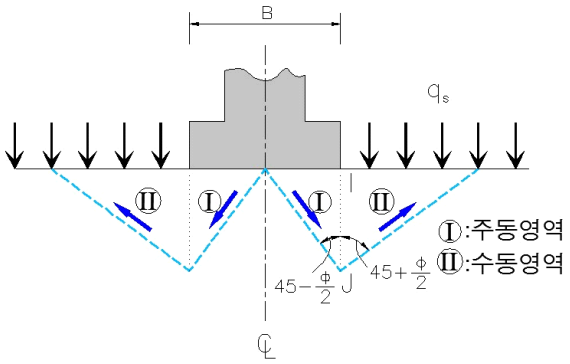
$$q_u = 2\pi c_u \fallingdotseq 6.28 c_u$$
$$= c_u N_c$$

여기서, N_c는 점착력에 대한 지지력 계수라 한다. 본 유도에서는 파괴면을 반원으로 가정하였으나, 호나 쐐기 등과 같이 파괴면 형태에 따라 N_c값이 달라진다. 대표적으로 Terzaghi는 5.7, Meyerhof는 5.14를 N_c값으로 제시하였다. 일반적으로 N_c값은 $5.14 \sim 6.3$ 사이의 값으로 알려져 있으며, 약 6으로 가정했을 때 점토지반에 비배수 전단강도보다 약 6배의 하중이 재하되면 극한지지력을 초과하여 지반파괴가 발생한다고 할 수 있다.

3.3.2 점착력 및 내부마찰각을 가진 지반에서의 극한지지력

1) Bell의 해

점착력과 내부마찰각을 동시에 갖고 있는 지반에서 기초하중에 의한 지반의 전단파괴가 발생할 때 그림과 같이 쐐기형태를 보인다. 또한 기초는 벽체를 90° 회전시킨 것처럼 가정하면 Rankine의 토압이론을 적용할 수 있다.



<그림> Rankine의 흙 쐐기 이론에 의한 지지력

Bell은 기초지반의 파괴영역이 두 개의 분할된 흙 쐐기로 이루어진다고 가정하였다. 기초를 통해 지반에 하중이 가해지면 극한지지력 상태에 도달하게 되고, 이때 Rankine의 주동영역 I은 하방향과 횡방향으로 밀리고, Rankine의 수동쐐기 영역 II는 횡방향과 상방향으로 거동한다. 이러한 거동은 기초중심을 기준으로 대칭적으로 일어난다.

해석은 먼저 수동 흙쐐기 영역 II로부터 시작한다. Rankine 토압론을 사용하여 수직면 IJ를 따라 작용하는 최대 수동토압 P_p를 결정한다. 이 횡방향력 P_p는 하중 Q_u/B를 받으면서 평형상태에 있는 주동영역 I에 대해서도 성립되는 최대 횡방향력이다. Bell의 해에 적용된 가정은 다음과 같다.

(1) 기본가정

① 연속확대기초($B/L \cong 0$; 옹벽, 빌딩 벽기초)에서 전반전단파괴가 발생하는 경우

② Rankine의 토압론 적용

③ 지반파괴영역 ┌ 영역 I (Rankine의 주동영역)
　　　　└ 영역 II (Rankine의 수동영역)

④ 거동 : 주동쐐기==>하향 및 횡방향, 수동쐐기==>횡방향 및 상향

⑤ 수직면 IJ의 경계면에 작용하는 힘은 크기는 같고 방향은 반대
　쐐기 I : Rankine의 주동쐐기(P_a), 쐐기 II : Rankine의 수동토압(P_p)

(2) 극한 지지력 식의 유도과정

① 그림에서 전(全)주동토압의 합(P_a) 및 전(全)수동토압의 합(P_p)는 다음과 같다.

$$P_a = K_a q_u H + \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2cH\sqrt{K_a}$$

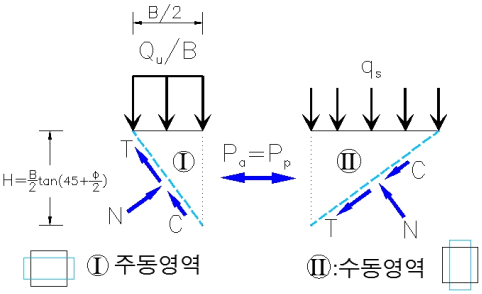
$$P_p = K_p q_s H + \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2cH\sqrt{K_p}$$

여기서, q_u=극한지지력, $q_s = \gamma D_f$,

$K_a = \tan^2(45-\phi/2)$, $K_p = \tan^2(45+\phi/2)$

② 극한지지력 q_u가 소성평형상태에 도달하면 두 힘(전(全)주동토압 및 전(全)수동토압)의 크기가 서로 같으므로

$P_a = P_p$



$$K_a q_u H + \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2cH\sqrt{K_a} = K_p q_s H + \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2cH\sqrt{K_p}$$

양변의 각 항에 H가 존재하므로 H로 나누고, 우리가 구하고자 하는 극한지지력 q_u 에 대해 정리하면 다음식과 같다.

$$q_u K_a = (2c\sqrt{K_a} + 2c\sqrt{K_p}) + (\frac{1}{2} K_p \gamma H - \frac{1}{2} K_a \gamma H) + K_p q_s$$

$$q_u = \frac{2c}{K_a}(\sqrt{K_a} + \sqrt{K_p}) + \frac{1}{2}\gamma H \frac{1}{K_a}(K_p - K_a) + \frac{1}{K_a} q_s K_p$$

$K_p = (1/K_a)$이므로

$$q_u = 2c K_p (\sqrt{\frac{1}{K_p}} + \sqrt{K_p}) + \frac{1}{2}\gamma H K_p (K_p - \frac{1}{K_p}) + q_s {K_p}^2$$

그림의 기하학적 형상에서 $H = (B/2)\tan(45 + \phi/2) = (B/2)\sqrt{K_p}$를 대입하면 연속기초에 대한 극한 지지력 공식을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_u = 2c K_p (\sqrt{\frac{1}{K_p}} + \sqrt{K_p}) + \frac{1}{2}\gamma (\frac{B}{2})\sqrt{K_p} K_p (K_p - \frac{1}{K_p}) + q_s {K_p}^2$$

$$q_u = 2c(K_p^{1/2} + K_p^{3/2}) + \frac{\gamma B}{4}(K_p^{5/2} - K_p^{1/2}) + q_s {K_p}^2$$

$$q_u = cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + q_s N_q$$

여기서, $N_c = 2(K_p^{1/2} + K_p^{3/2})$, $N_\gamma = \frac{1}{2}(K_p^{5/2} - K_p^{1/2})$, $N_q = {K_p}^2$

무차원계수 N_c, N_γ, N_q를 지지력 계수라고 하며, 내부마찰각 ϕ의 함수임을 알 수 있다. 여기서, $\phi = 0$의 조건이면 $N_c = 4$, $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$이 된다. 이 값을 나중에 언급되는 Terzaghi 및 Meyerhof의 지지력계수 값과 비교해 보면 매우 유사한 값임을 알 수 있다.

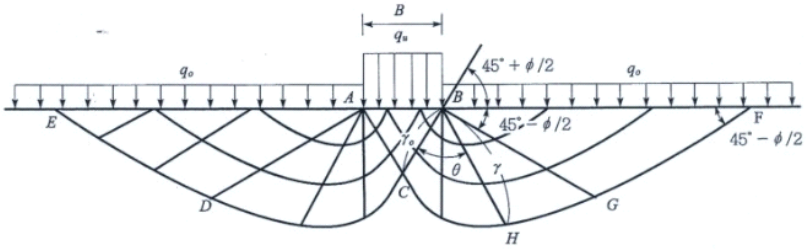
(단 점) - 실제 파괴면은 2개의 직선이 아니라 곡선으로 형성
- IJ 경계면에 작용하는 전단응력이 무시되어 있으므로 실제값보다 더 작은 극한지지력이 얻어진다.

(보완책) : 이러한 결함을 보완하기 위해 많은 연구자들은 파괴면을 직선과 곡선 또는 대수나선의 조합으로 가정하여 만족스러운 해답을 얻고자 노력

2) Prandtl의 지지력 이론

최근까지 기초 하부지반의 지지력 산정에 관한 많은 이론들이 발표되고 있다. Prandtl(1921)의 이론에서는 금속의 펀칭현상과 같이 강도가 강한 물체가 강도가 약한 물체내로 관입하는 경우의 파괴메커니즘에 관한 연구결과를 발표하였다. 이와 같이 강체가 연약한 물체에 관입되는 과정에 대한 소성이론을 도입하여 지반에 적용하였다.

그림과 같이 등방이고 균질한 지반에 기초 폭이 B인 연속기초의 분포하중이 작용하고 기초저면은 평탄하다고 가정하자. 또한 지반은 점착력 c와 내부마찰각 ϕ를 갖고 지반의 자중은 무시한다. 만약 기초하중이 극한지지력 q_u에 도달하면 기초는 소성평형상태를 이루며 지반속으로 침하할 것이다. 이때 기초 바로 아래 △ABC가 침하되면서 AC면 및 BC면 양쪽으로 측압이 발생하여 △ADE와 △BGF는 Rankine의 수동상태가 된다.



여기서, 앞의 흙 쐐기 파괴면 지지력 유도와 차이점은 방사전단영역의 발생이다. 아랫방향으로 움직이는 흙쐐기 △ABC와 측방으로 움직이는 △ADE 및 △BGF 사이에 방사전단영역이 발생하는데, 곡선 CD와 CG는 접선을 이루는 대수나선 형태의 곡선을 이루며 $\phi = 0$인 경우는 원호가 된다.

$r = r_o e^{\theta \tan\phi}$

여기서, r=BH의 길이, r_0=BC의 길이, $\theta = \angle CBH$

즉, 면 EDCGF는 소성평형상태로, 그 아래는 탄성평형상태로 남게 된다. 이 과정에서 소성이론을 통해 극한 지지력의 정해를 구하면 다음 식으로 나타낼 수 있다.

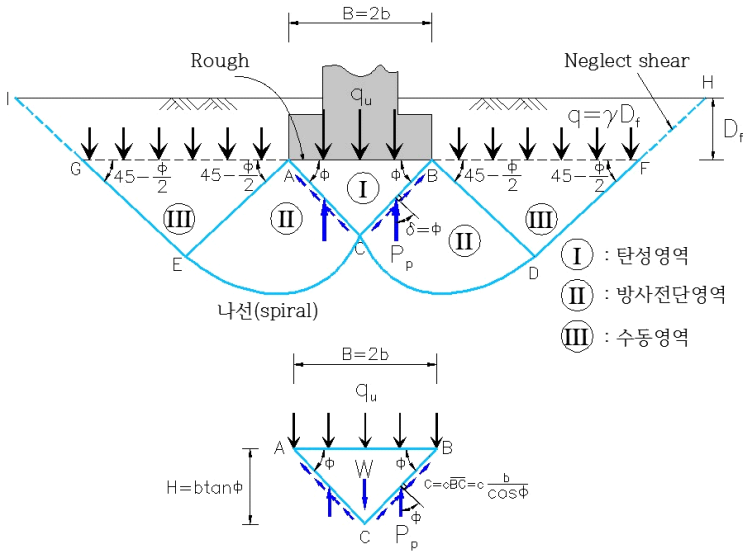
$$q_u = c\cot\phi\left[e^{\pi\tan\phi}\tan^2(45+\frac{\phi}{2})-1\right]$$

근입깊이가 있는 경우에 대해 Reissner는 기초 바닥면 위의 흙 자중을 상재하중 q_0로 나타내고 다음과 같은 극한지지력 식을 제시하였다.

$$q_u = c\cot\phi\left[e^{\pi\tan\phi}\tan^2(45+\frac{\phi}{2})-1\right]+q_0\left[e^{\pi\tan\phi}\tan^2(45+\frac{\phi}{2})\right]$$

3) Terzaghi(1943)의 지지력 이론

Terzaghi(1943)는 얕은 띠기초(strip footing)에 대한 지지력을 구하기 위하여 Prandtl 소성파괴이론을 발전시켰다. 실용적인 관점에서 폭에 대한 길이의 비가 5 이상인 기초를 띠기초(예:옹벽)라 한다. 기초하중에 의해 지반이 극한지지력 상태에 도달했을 때, 지반의 전단파괴 형상을 그림과 같이 직선과 대수나선의 조합으로 보고, 다음과 같은 가정 하에 Terzaghi 지지력 식을 유도하였다. 실제 현장에서 이들 기본가정과 다른 경우, 지지력 식에 대한 일부 수정이 요구된다.



① 지반은 등방 균질하며 지표면이 수평

② 근입깊이가 기초폭보다 작은 경우($D_f \le B$)에 적용

③ 기초가 수평이며, 기초저면과 하부지반 사이는 거친 면으로 접촉

④ 평면변형률 조건(연속기초, 띠기초)

⑤ 연직하중이 기초 도심에 작용

⑥ 그림에서 $\overline{FH}$ 및 $\overline{GI}$ 선상의 전단저항은 무시

⑦ 기초저면에서 지표면까지의 흙 무게를 등가의 상재하중 $q=\gamma D_f$로 가정

(1) 극한지지력 공식 유도

지표에서 기초의 근입깊이 D_f에 놓인 접촉면이 거친 띠기초에 대한 전반전단파괴시의 극한지지력을 계산하기 위하여 Terzaghi는 파괴형태를 그림과 같이 세 영역으로 가정하였다. 흙쐐기영역 I은 탄성영역으로 AC면과 BC면 모두 수평선과 ϕ의 각도를 이룬다. 영역 II는 방사전단영역, 영역 III는 Rankine의 수동영역이다.

기초저면이 거친 경우, 마찰저항이나 부착력 등에 의해 기초저부의 전단변형이 억제되므로 흙쐐기 영역 △ABC는 Rankine의 주동상태로 되지 않고 탄성체와 같이 기초의 일부분처럼 거동한다. 따라서 단위면적당 하중 q_u가 기초에 작용한다면 전반전단파괴가 일어나고 점착력과 수동토압 P_p가 흙쐐기 △ABC

의 AC면과 BC면에 작용한다. AC와 BC가 흙쐐기 ACEG와 BCDF를 수동 파괴시키려고 밀어내는 두 벽체라고 생각하면 된다. 이 경우, 벽마찰각 δ는 흙의 내부마찰각 ϕ와 같고 AC와 BC는 수평면과 ϕ의 각도를 이루기 때문에 수동토압 P_p는 이 면에 연직으로 작용한다.

그림과 같은 흙쐐기 △ABC의 자유 물체도에서 기초의 단위길이를 고려한 힘의 평형조건으로부터

$(q_u)(2b)(1) = -W + 2C\sin\phi + 2P_p$ -------(1)

여기서, $b = B/2$

W=흙 쐐기 $\triangle ABC$의 무게==$\gamma b^2 \tan\phi$

C=AC, BC 면에 작용하는 全 점착력=각 면의 길이 × 단위 점착력=$\frac{b}{\cos\phi} \times c$

따라서

$2bq_u = 2P_p + 2c\sin\phi(b/\cos\phi) - \gamma b^2 \tan\phi$ -------(2)

$$q_u = \frac{P_p}{b} + c\tan\phi - \frac{\gamma b}{2}\tan\phi \quad \text{------ (3)}$$

위 식에서 수동토압 P_p는 흙의 단위중량, 점착력 및 상재하중의 합으로 다음과 같다.

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_\gamma + cHK_c + qHK_q \quad \text{-----(4)}$$

$H = b\tan\phi$를 위 식 (4)에 대입하면

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma(b\tan\phi)^2 K_\gamma + c(b\tan\phi)K_c + q(b\tan\phi)K_q \quad \text{---------(5)}$$

여기서, $K_\gamma, K_c, K_q = f(\phi)$의 계수

(5)식을 (3)식에 대입하여 정리하면

$$q_u = c[\tan\phi(K_c+1)] + q[K_q\tan\phi] + \gamma\frac{B}{2}[\frac{1}{2}\tan\phi(K_\gamma\tan\phi - 1)]$$

$$q_u = c[\tan\phi(K_c+1)] + q[\tan\phi K_q] + \frac{1}{2}\gamma B[\frac{1}{2}\tan\phi(K_\gamma\tan\phi - 1)]$$

$$\therefore q_u = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + qN_q$$

여기서, 점 착 력 : $q_c = c[\tan\phi(K_c+1)] = cN_c$

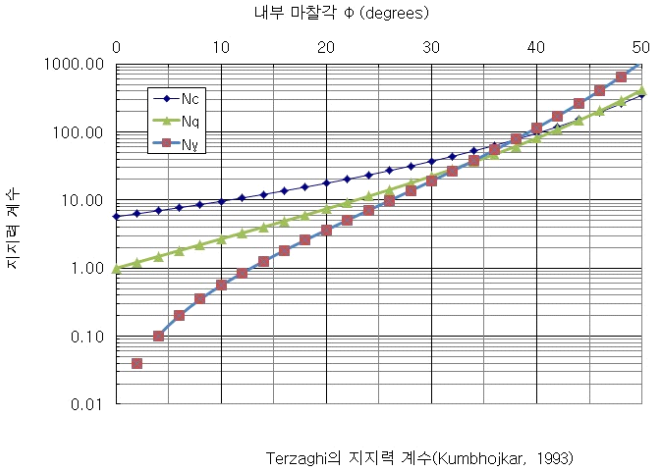
단위중량 : $q_\gamma = \frac{1}{2}\gamma B[\frac{1}{2}\tan\phi(K_\gamma\tan\phi - 1)] = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$

상재하중 : $q_q = q(K_q\tan\phi) = qN_q$,

Terzaghi의 극한 지지력 공식은 세 항의 합으로 이루어져 있으며, 첫째 항은 점착력, 둘째 항은 흙의 단위중량, 셋째 항은 상재하중에 의한 영향을 나타낸다. 또한 N_c, N_γ, N_q는 각 항에 대한 지지력계수들이다. 이 식은 본래 소성이론을 바탕으로 유도되었으나 각 항은 탄성이론에서만 성립하는 중첩원리를 적용시켜 근본적인 오차를 포함하고 있다. 하지만, 실용적으로 그 값이 안전측의 결과를 보이고 있어 현재도 Terzaghi의 지지력 공식은 실무에 많이 이용되고 있다.

(2) 전반전단파괴

전반전단파괴의 경우 Terzaghi의 극한지지력 공식은 다음과 같다. 이 식에는 앞에서 유도된 식과는 달리 형상계수 α, β가 존재한다. 지지력 식의 유도과정에서 기초의 조건은 연속기초이고 2차원 평면변형 조건이나 직사각형 기초 등과 같은 3차원 문제를 해결하기 위해 형상계수를 도입한 것으로 형상계수는 표와 같이 기초형상에 따라 달리 적용된다.



Terzaghi의 지지력 계수(Kumbhojkar, 1993)

$$q_u = \alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

여기서, q_u=기초의 극한지지력, c=기초지반의 점착력, γ_1=기초저면보다 하부에 있는 지반의 단위중량, γ_2=기초저면보다 상부에 있는 지반의 단위중량, B=기초 폭, L=기초 길이, D_f=기초의 근입깊이, α, β=기초의 형상계수 (아래표 참조)

<기초의 형상계수 α, β값>

형상계수	연속기초	정사각형기초	직사각형기초	원형
α	1	1.3	1+0.3(B/L)	1.3
β	0.5	0.4	0.5-0.1(B/L)	0.3

Terzaghi의 지지력계수 N_c, N_γ, N_q는 다음 식으로 구할 수 있다. $\phi = 0$인 경우의 N_c는 비배수 조건으로부터 결정하여 별도로 산정한다.

$$N_c = 1.5\pi + 1 = 5.71 \; (\phi = 0)$$

$$N_c = \cot\phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} - 1 \right] = \cot\phi \, (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi \approx \frac{2(N_q + 1)\tan\phi}{1 + 0.4\sin(4\phi)}$$

$$K_{p\gamma} = 3\tan^2\left(45 + \frac{\phi + 33}{2}\right)$$

(예제 1) (예제 2)

(3) 국부전단파괴의 경우

중간정도의 밀도를 갖는 모래지반에서 발생될 수 있는 국부전단파괴에 대한 경우는 전반전단파괴시의 극한지지력을 수정하여 다음 식으로 나타내고 점착력과 내부마찰각을 2/3만큼 감소시켜 산정한다. 즉, 점착력을 $c' = (2/3)c$로, 내부마찰각을 $\tan\phi' = (2/3)\tan\phi$로 감소시켜서 전반전단파괴에 대해서 구한

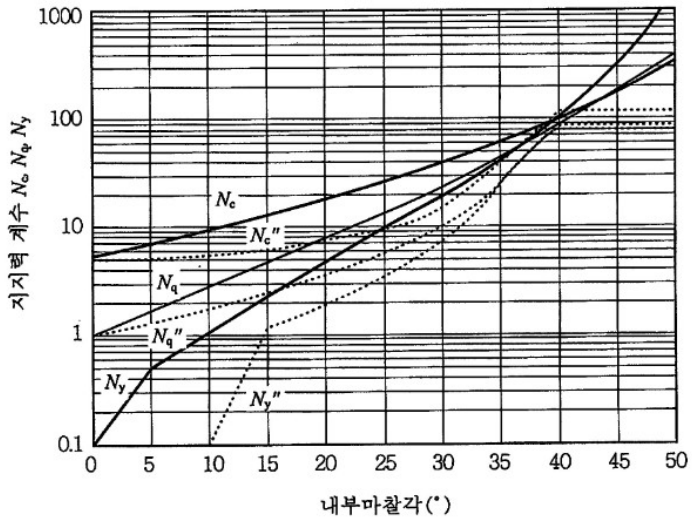
지지력계수 값을 결정한다.

$$q_u = c' N_c' + \beta\gamma_1 B N_\gamma' + \gamma_2 D_f N_q'$$

(예제 3)

(3) Terzaghi의 수정지지력 계수

Terzaghi는 전술한 바와 같이 전반전단파괴와 국부전단파괴의 두 종류로 나누어 설명하였다. 그러나 실제 파괴형태는 내부마찰각의 값에 따라 어느 정도에서 국부전단파괴가 일어나며, 또 어느정도에서 전반전단파괴가 발생하는지 명확히 구분하는 것은 매우 힘들다.

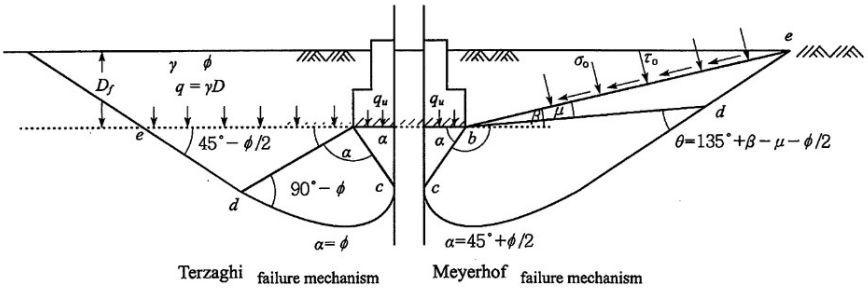


따라서 Terzaghi는 2종류 파괴형태를 모두 수용할 수 있는 수정지지력 계수를 새로 제시하였다. 내부마찰각이 작은 경우는 국부전단파괴에 대한 식이 적용되고 내부마찰각이 어느 값에 이르면 전반전단파괴식이 적용되도록 합성된 실용적인 Terzaghi의 수정지지력 계수는 그림으로부터 구할 수 있다.

현재 Terzaghi의 지지력공식은 편심이 아닌 수평기초에 적합한 것으로 알려져 있으며, 경사하중이나 편심하중에 의한 모멘트가 작용하는 기둥이나 경사기초 등에는 적합하지 않다. 그러나 극한지지력 산정값이 매우 안전측이며 계산이나 도표이용이 편리하여 현재까지 널리 이용되고 있으며, 근입깊이와 기초폭의 비(D_f/B)가 1 이하인 얕은기초가 점착력이 큰 지반에 설치된 경우에 그 적용성이 크다.

4) Meyerhof의 일반적인 지지력 이론

Meyerhof(1963)는 그림과 같은 전단파괴 조건에서 극한지지력식을 유도하였다. Terzaghi의 지지력 공식과 유사한 형태를 지니고 있지만 지지력 계수에 차이가 있고, 형상계수와 깊이계수 및 경사계수를 도입하였다는 특징이 있다. 기본가정은 다음과 같다.



① 지반은 등방이며 균질함
② 근입깊이가 기초폭보다 작은 경우($D_f \le B$)에 적용
③ 연직하중은 기초 도심에 작용
④ 기초 측면의 부찰력 및 마찰력 무시
⑤ 지하수위가 근입깊이 D_f보다 깊은 곳에 위치
⑥ 기초저면에서 지표면까지의 흙 무게를 상재하중 $q=\gamma D_f$로 처리
⑦ 기초저면 상부지반의 전단저항 고려

그림을 보면 Meyerhof는 Terzaghi의 파괴메카니즘과 유사하지만, Terzaghi와는 달리 기초저면 상부지반의 전단저항을 고려하였다. 또한, 기초저면 아래의 흙쐐기에 대하여 Terzaghi는 각도 $\alpha=\phi$로, Meyerhof는 $\alpha=45+\phi/2$로 가정하였다.

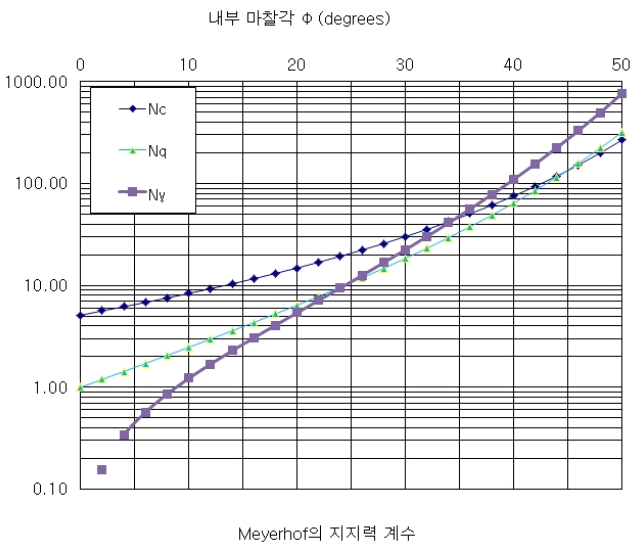
$$q_u = F_{cs}F_{cd}F_{ci}cN_c + F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}\frac{1}{2}\gamma_1 BN_\gamma + F_{qs}F_{qd}F_{qi}\gamma_2 D_f N_q$$

여기서, $F_{cs}, F_{\gamma s}, F_{qs}$: 형상계수, $F_{cd}, F_{\gamma d}, F_{qd}$: 깊이계수, $F_{ci}, F_{\gamma i}, F_{qi}$: 경사계수

(1) 지지력계수

여기서 사용한 지지력 계수는 Terzaghi 지지력식에서 사용한 지지력 계수와 다른 값으로 지지력계수 중 N_c는 Prandtl(1921), N_q는 Reissener(1924), N_γ는 Caquot & Kerisel (1953) 및 Vesic (1973) 또는 Meyerhof (1963)가 제시한 값을 사용하였다.

① Prandtl (1921) : $N_c=(N_q-1)\cot\phi$
(단, $\phi=0$일 때, $N_c=\pi+2=5.14$)
② Reissener(1924) : $N_q=\tan^2(45+\phi/2)e^{\pi\tan\phi}$
③ Caquot & Kerisel(1953) 및 Vesic(1973)
: $N_\gamma=2(N_q+1)\tan\phi$
Meyerhof(1963) : $N_\gamma=(N_q-1)\tan(1.4\phi)$



Meyerhof의 지지력 계수

(2) 형상계수, 깊이계수, 경사계수

기초폭에 대한 길이비(B/L) 및 내부마찰각의 크기에 따라 형상계수를 제시하였다. 또한, 근입깊이가 증가할수록 극한지지력이 증가함을 고려하여 근입깊이 계수를 제시하였고, 여기서는 근입깊이와 기초폭의 비(D_f/B) 그리고 내부마찰각을 고려하였다. 한편 수직을 기준으로 α각 만큼 기울어진 경사하중이 작용할 경우, 경사각 α와 내부마찰각을 고려하여 Meyerhof는 하중경사계수를 제안하였다. 표는 형상계수, 깊이계수 및 경사계수를 나타내고 있다.

요소	조건	상 관 관 계			참고문헌
형상계수		F_{cs}	$F_{\gamma s}$	F_{qs}	
		$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1-0.4(B/L)$	$1+(B/L)\tan\phi$	De Beer(1970) 일반적으로 사용
	$\phi=0$	$1+0.2K_p(B/L)$	1	1	Meyerhof(1963)
	$\phi \geq 10$	$1+0.2K_p(B/L)$	$1+0.1K_p(B/L)$	$1+0.1K_p(B/L)$	
깊이계수		F_{cd}	$F_{\gamma d}$	F_{qd}	
	$D_f/B \leq 1$	$1+0.4(D_f/B)$	1	$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)^2(D_f/B)$	Hansen(1970) 일반적으로 사용
	$D_f/B > 1$	$1+0.4\tan^{-1}(D_f/B)$	1	$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)^2\tan^{-1}(D_f/B)$	
	$\phi=0$	$1+0.2\sqrt{K_p}(D_f/B)$	1	1	Meyerhof(1963)
	$\phi \geq 10$	$1+0.2\sqrt{K_p}(D_f/B)$	$1+0.1\sqrt{K_p}(D_f/B)$	$1+0.1\sqrt{K_p}(D_f/B)$	
경사계수		F_{ci}	$F_{\gamma i}$	F_{qi}	
		$(1-\alpha^\circ/90^\circ)^2$	$(1-\alpha/\phi)^2$	$(1-\alpha^\circ/90^\circ)^2$	Meyerhof(1963) 일반적으로 사용

(예제 4)

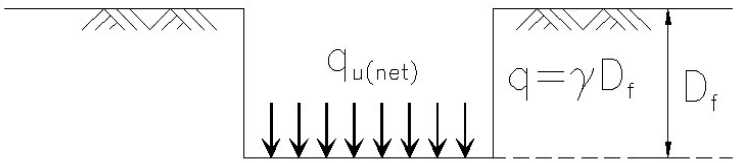
3.4 순 극한 지지력

순 극한 지지력은 극한지지력에서 기초 바닥을 기준으로 그 위에 위치한 주변 흙에 의한 하중을 뺀 값으로 기초에 사용된 콘크리트의 단위중량과 흙의 단위중량이 같다고 가정하면 다음과 같다.

$$q_{u(net)} = q_u - q$$

따라서, 순 허용 지지력은 순 극한지지력을 안전율로 나누어 줌으로써 구할 수 있다.

$$q_{a(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} = \frac{q_u - q}{FS}$$



순 극한지지력

기초를 설치하기 위해 근입깊이 만큼 지반을 걷어내면 그 만큼에 해당하는 상재하중이 감소된다. 다시 기초를 앉히고 하중이 가해지는 과정을 고려해 보면, 기초 저면에는 추가된 기초의 자중과 상부하중 그리고 기존의 근입깊이에 해당하는 상재하중이 감소하여 작용하게 된다. 이런 경우 순압력은 다음과 같다.

$$q_p = \frac{Q+W_f}{A} - \gamma D_f$$

근입깊이가 점점 깊어져 순압력이 0이 될 때의 기초를 보상기초(compensated foundation) 또는 부동기초(floating foundation)라고 한다.

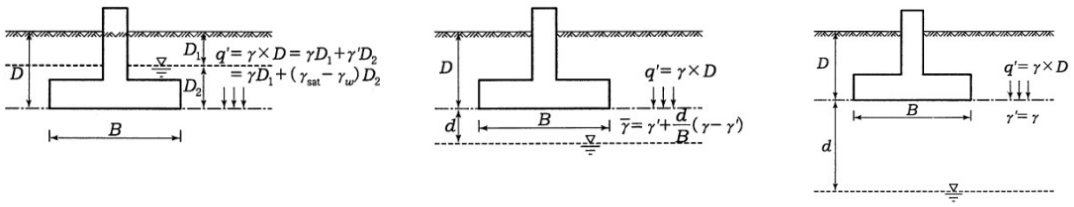
얕은기초의 지지력에 대하여 또 다른 형태의 안전율이 사용되기도 하는데 이것은 전단파괴에 대한 안전율로 대부분의 경우 $FS_{shear} = 1.4 \sim 1.6$ 의 값은 극한지지력 또는 순 극한지지력에 대해 최소안전율인 3~4와 같은 값이다.

(예제 5) (예제 6)

3.5 극한 지지력 공식의 수정

1) 지하수위를 고려한 지지력

기초 부근에 지하수위가 형성되어 있으면 기초 주변 지반의 단위중량은 유효단위중량으로 보아야 하고, 이는 극한지지력을 감소시키는 역할을 하게 된다. 따라서, 지하수위가 기초에 부근에 형성되어 있다면 지하수위의 위치에 따라 다음과 같이 지지력 공식을 수정해야 한다.



(a) $0 \le D_1 < D_f$ (b) $0 \le d \le B$ (c) $d > B$

(1) 지하수위가 지표면으로부터 기초바닥 사이에 있는 경우($0 \le D_1 < D_f$)는 지지력 공식에서 두 번째 항의 γ는 수중단위중량 $\gamma'(\gamma_{sat} - \gamma_w)$을 사용하고 세번째 항의 $q = \gamma D_f$는 다음과 같이 수정하여 사용한다.

$$q = \gamma D_1 + \gamma' D_2$$

(2) 지하수위가 기초바닥 아래 가까이 있는 경우($0 \le d \le B$)는 지지력 공식에서 두 번째 항의 단위중량 γ를 다음과 같이 수정하여 사용한다.

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

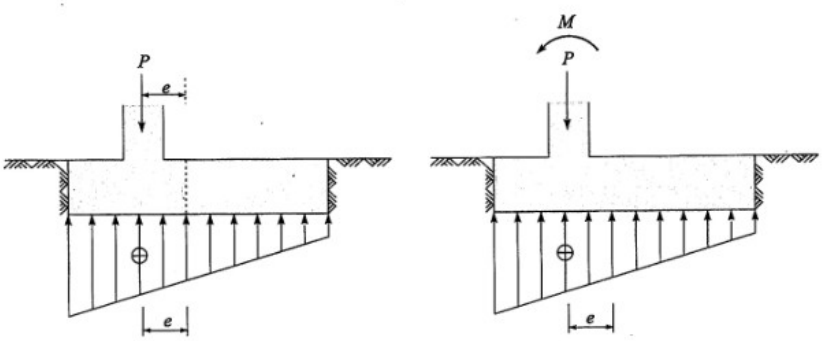
(3) 지하수위가 기초바닥 아래에서 기초폭 B보다 더 아래에 있는 경우($d > B$)는 지하수위가 지지력에 영향을 미치지 않는다. 그러므로 기존의 극한 지지력 식을 그대로 적용한다.

(예제 7)

2) 편심하중을 받는 기초의 지지력

(1) 편심하중과 모멘트 하중

기초 중에는 편심하중이 작용하는 경우도 있고 모멘트 하중이 작용하는 경우도 있다. 이들 하중이 작용하면 그림과 같이 기초의 한쪽 끝단 저면 압력이 다른쪽 끝단 저면 압력보다 크게 발생한다. 이러한 하중조건을 편심 e의 항으로 표현할 수 있으며 편심하중 하에서 그 기초 바닥에 작용하는 압력은 그림과 같다.



(a) 편심 하중 (b) 모멘트 하중

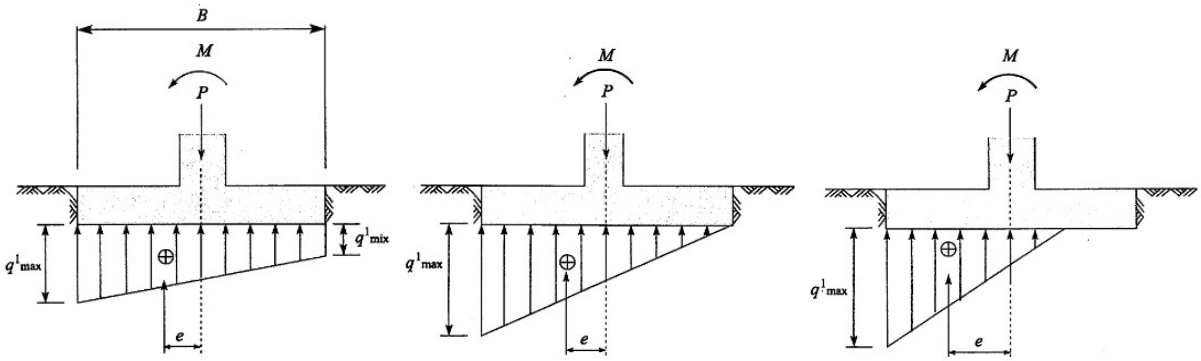
<그림> 편심 하중 및 모멘트 하중이 작용했을 경우의 지반압력

정사각형 또는 직사각형 기초에 모멘트 하중이 작용할 때 편심 e는 다음과 같다.

$$e = \frac{M}{P}$$

(2) 기초지반의 압력

편심하중이나 모멘트 하중이 기초폭 B 선상에서만 작용하는 경우 기초지반의 압력은 다음과 같이 세 가지로 분류할 수 있다.



(a) $e < B/6$ (b) $e = B/6$ (c) $e > B/6$

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{LB^3/12} \cdot \frac{B}{2}$$

① $e < B/6$인 경우

$e < B/6$인 경우, 기초 지반의 압력은 그림과 같이 사다리꼴 형태를 갖는다. 그리고 기초 지반 하부의 최대 압력과 최소 압력은 짧은 기둥이 편심 축하중을 받는 상황과 같으므로 재료역학으로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$q_{\max} = \frac{P}{BL} + \frac{6M}{B^2 L} = \frac{P}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{P}{BL} - \frac{6M}{B^2 L} = \frac{P}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

② $e = B/6$인 경우

$e < B/6$인 경우의 최대 기초 지반의 압력 공식은 그대로 사용하고 최소 압력은 0이 된다. 따라서, 기초지반의 압력은 그림과 같이 삼각형 형태를 갖고 합력 지점은 최대 압력으로부터 $B/3$ 떨어진 지점이 된다.

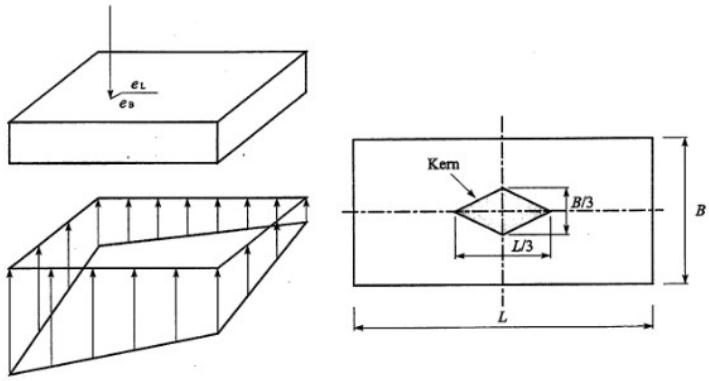
③ $e > B/6$

이 경우 그림과 같이 기초지반에 (+)로 작용하는 압력이 없는 부분이 존재하게 된다. 흙과 기초 사이에는 인장력이 작용할 수 없으므로 압력이 없는 부분은 상향으로 들어올려 지게 된다. 또한 최대 지반압력이 매우 커지게 되므로 최대 압력이 작용하는 기초 끝 부분에서 침하가 크게 생기는 문제가 발생할 수 있다. 이러한 결과는 기초 전체가 기울어지게 되는 결과를 가져온다. 그러므로 기초 설계과정에서 편심 e는 $B/6$ 이내에 위치해야 한다.

$B/6 < e < B/2$의 경우에 대한 기초 지반의 최대압력은 다음과 같다.

$$q_{\max} = \frac{4P}{3L(B-2e)}$$

기초에 편심이 폭과 길이의 두 방향으로 작용한다면 편심의 합력은 그림의 Kern 안에 작용을 해야만 전체 기초지반의 압력에 인장이 작용하지 않는다. 다음과 같은 조건에서 합력은 Kern 안에 위치하게 된다.



<그림> 양방향 편심이 존재하는 경우

$$\frac{6e_B}{B} + \frac{6e_B}{B} \le 1.0$$

그리고, 기초 지반의 압력은 다음과 같이 표현된다.

$$q = \frac{Q}{A}(1 \pm \frac{6e_B}{B} \pm \frac{6e_L}{L})$$

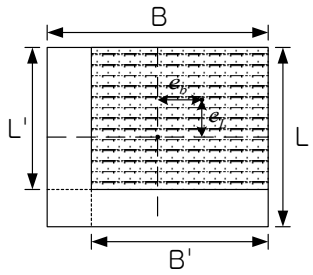
(3) 기초의 지지력

편심하중이나 모멘트 하중을 받고 있는 얕은 기초의 지지력을 평가할 때, 허용지지력과 지반의 압력을 비교한다. 위에서 언급된 모든 경우에 지반의 압력은 허용지지력보다 작아야 한다.

편심이나 모멘트 하중이 작용하는 경우의 지지력을 결정할 때 Meyerhof(1963)와 Hansen(1970) 등은 B와 L에 대해 유효길이를 적용할 것을 제안하였다. 먼저 편심거리 e_B와 e_L이 결정되면 다음과 같이 유효길이를 구한다.

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$



이렇게 산정된 유효길이를 다음 식에 대입하여 극한지지력을 구한다.

$$q_u' = F_{cs}F_{cd}F_{ci}cN_c + F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}\frac{1}{2}\gamma_1 B' N_\gamma + F_{qs}F_{qd}F_{qi}\gamma_2 D_f N_q$$

위 식에서 형상계수를 구할 때는 유효길이를 사용하지만 깊이계수를 구할 때는 원래의 길이를 사용해야 한다.

결국 기초가 부담할 수 있는 극한하중 Q_u은 다음과 같다.

$$Q_u = q_u'(B' \times L')$$

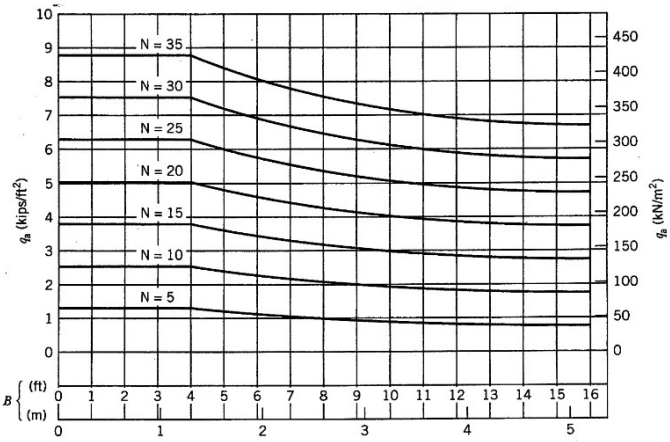
(예제 8)

3.5 현장시험을 이용한 지지력 산정

지반조사를 통하여 지반의 강도정수를 산정한 후 지지력 공식으로 지지력을 구할 수 없는 상황이거나 이미 구한 지지력을 검증하는 차원에서 표준관입시험(SPT), 콘관입시험(CPT) 및 평판재하시험(PBT) 등의 결과를 이용하여 지지력을 추정해 볼 수 있다.

1) 표준관입시험(N치) 이용

Meyerhof(1956, 1974)는 현장조사와 다른 연구자들의 의견을 취합하여 표준관입시험의 N치를 이용하여 침하량이 25mm(약 1″)일 때 기초의 허용지지력을 결정하는 식을 제안하였다. 이 식은 처음에는 상당히 안전측의 값을 나타낸다고 알려져 있었다. 본래 공식은 kPa 단위로써 $1t/m^2$=10kPa로 놓고 변환하면 다음과 같다.



- $q_a(t/m^2) = 1.2NF_d$

  ($B \le 1.2m$이고 $25.4mm$ 침하한 경우)

- $q_a(t/m^2) = 0.8N\left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 F_d$

  ($B > 1.2m$이고 $25.4mm$ 침하한 경우)

여기서, $F_d = 1+0.33\frac{D_f}{B} \le 1.33$:깊이계수

N값은 에너지 효율에 대한 보정을 해야 하며, 기초 바닥 상부로 0.5B에서 기초 바닥 하부로 최소 2B까지의 N값의 평균을 사용해야 한다. 깊이계수는 1.33이하가 되어야 한다고 했는데, 이는 $D_f > B$인 경우에 $F_d = 1.33$을 적용하게 되는 것이다.

Bowles은 여러 자료를 통해 Meyerhof식을 분석한 결과, 이 식 또한 너무 안전측의 지지력을 나타내며, 25mm로 국한되어 있다고 판단하였다. 이러한 점 때문에 Bowles(1977)은 수정된 공식을 제안하였는데, 이는 Meyerhof보다 50%정도 지지력을 증가시키면서 25mm 침하에만 국한되던 것을 여타의 침하에도 적용할 수 있도록 수정 보완되었다. Bowles의 수정식은 다음과 같고 F_d의 적용은 Meyerhof식과 같다. 침하량은 허용지지력에 해당하는 침하량 S를 식에 대입한다.

$$q_a(t/m^2) = 2NF_d\left(\frac{S}{25}\right) \quad (B \le 1.2m \text{ 인 경우})$$

$$q_a(t/m^2) = 1.2N\left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 F_d\left(\frac{S}{25}\right) \quad (B > 1.2m \text{ 인 경우})$$

여기서, $F_d = 1+0.33\frac{D_f}{B} \le 1.33$, S = 허용침하량(mm), L = 기초폭(m)

표준관입시험은 간편하고 신속하므로 기초의 허용지지력을 구하는 방법으로 가장 많이 사용하고 있다. 그러나 표준관입시험 결과를 이용하는 데에는 토질 특성을 고려한 공학적 판단과 상식이 요구된다. Meyerhof식과 Bowles식 모두 작은 자갈, 모래, 실트질 모래 등과 같은 조립토에는 적용 가능하나 실트 및 점토와 같은 세립토에 적용시 계절적 함수비 변화로 인한 지반의 강도변화가 발생할 수 있으므로 주의 조심해야 한다. 한편 큰 골재가 분할형 채취관(split-spoon sampler) 내로 들어가는 경우는 실제와 다른 N값을 얻을 수 있다.

(예제 9)

2) 콘관입시험(CPT) 이용

콘관입시험을 이용하여 기초의 극한지지력을 구하는 식은 다음과 같다(Schmertmann, 1978).

① 사질토 지반인 경우

$q_u = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5} (kgf/cm^2)$ (연속기초)

$q_u = 48 - 0.009(300 - q_c)^{1.5} (kgf/cm^2)$ (직사각형 기초)

② 점성토 지반인 경우

$q_u = 2 + 0.28 q_c (kgf/cm^2)$ (연속기초)

$q_u = 5 + 0.34 q_c (kgf/cm^2)$ (직사각형 기초)

여기서, q_c=콘관입 저항치

3) 평판재하시험(PBT) 이용

현장에서 평판재하시험을 통해 하중-침하 곡선을 얻을 수 있고, 이를 통해 지지력을 산정할 수 있다. 기초의 크기라 불릴 수 있는 평판의 크기에 대한 영향이 있고, 점토지반인지 모래지반인지를 감안하여 지지력을 산정해야 한다.

재하시험에서 구한 극한 지지력의 1/3 또는 항복하중의 1/2중 작은 값 q_t

$$q_a = q_t + \frac{1}{3}\gamma D_f N_q$$

단, N_q와 γ를 알 수 없는 경우는

지반		내부마찰각 (하한값)	N_q	$q_t (t/m^2)$	
				지하수위 위	지하수위 아래
사질토	느슨	20°	6	1.6	0.6
	조밀	30°	12	1.8	0.8
점토질 지반		0°	3	1.5	0.5

평판재하시험은 실제기초를 축소한 모형시험이므로 크기효과(scale effect)가 나타난다. 재하시험 결과를 가지고 실제 기초 크기의 극한지지력을 구하는 표준화된 방법은 없으나 다음과 같은 식을 이용할 수 한다.

● 극한지지력

- 점성토 지반 : $q_{u(F)} = q_{u(P)}$
- 사질토 지반 : $q_{u(F)} = q_{u(P)} \frac{B_F}{B_P}$

● 침하량

- 점성토 지반 : $S_F = S_P \frac{B_F}{B_P}$
- 사질토 지반 : $S_F = S_P (\frac{2B_F}{B_F + B_P})^2$

여기서, $q_{u(F)}$=실제기초의 극한지지력, $q_{u(P)}$=평판재하시험에서 구한 극한지지력, B_F=실제기초의 폭, B_P=평판의 폭, S_F=실제기초의 침하량, S_P=평판의 침하량

(예제 10)

3.6 경험에 의한 지지력 산정

개략적인 지지력 예측이 요구되거나 정밀한 토성치 조사를 실시한 여건이 못 되는 경우 표와 같이 경험에 의한 지지력을 이용할 수 있다. 이 경험값은 전단파괴에 대한 적합한 안전율과 과도한 침하에 의한 피해를 최소화하도록 제시된 값이다.

지지층	현장 연경도 상태	허용지지력(ton/m²)	
		범위	추천값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	650~1070	860
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	320~430	375
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 세일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	160~270	215
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든 암, RQD<25	연암	85~130	105
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연암	85~130	105
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물: 빙하 퇴적물,하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함	85~130	105
자갈, 자갈-모래 혼합물, 호박돌-자갈 혼합물(GW, GP, SW, SP)	매우 조밀함 중간정도 조밀 느슨함	65~105 40~75 20~65	75 50 30
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래(SW, SP)	매우 조밀함 중간정도 조밀 느슨함	40~65 20~40 10~30	40 30 15
가는 모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은 모래(SW, SM SC)	매우 조밀함 중간정도 조밀 느슨함	30~50 20~40 10~30	30 25 15
균질한 점토, 모래질이나 실트질, 점토	굳음 중간정도 굳음 느슨함	30~60 10~30 5~10	40 20 5
실트, 모래질 실트, 점토질 실트, 교호된(varved) 실트-점토-세사층	매우 굳음 중간정도 굳음 연함	20~40 10~30 5~10	30 15 5

(얕은기초의 지지력)

(예제 1) 점착력 $5t/m^2$, 내부마찰각 $\phi=30^\circ$, 흙의 단위중량 $\gamma=1.8t/m^3$인 지반에 설치한 연속기초의 극한지지력을 구하라. 단, 기초폭은 3m, 기초의 깊이는 2m이다.

(예제 2) 2m×2m 크기의 정사각형 기초를 마찰각 $\phi=20^\circ$, $c=3t/m^2$인 지반에 설치하였다. 흙의 단위중량 $\gamma=1.9t/m^3$이고 안전율(FS)이 3일 때, 기초의 허용하중을 구하시오. 단, 기초의 깊이는 1m이고 전반전단파괴가 일어난다고 가정하여라.

(예제 3) 국부전단파괴가 일어난다고 가정하여 (예제 2)를 다시 풀어라.

(예제 4) 크기가 3m×3m인 정사각형 기초의 깊이 D_f가 0.5m이다. 하중이 연직에 대해 20°의 각도로 기울어져 작용할 때 Meyerhof의 공식을 사용하여 기초의 허용하중 Q_a를 구하라. 흙의 단위중량 $1.8t/m^3$, 점착력 0, 마찰각 30°, 안전율은 3이다.

(예제 5) (예제 2)에서 안전율의 개념을 사용하여 기초의 순 허용하중을 구하라($FS=3$).

(예제 6) 크기가 30m × 40m인 전면기초를 점성토 지반에 설치하였다. 기초에 작용하는 활하중과 사하중의 합이 20,400t이고 점성토의 단위중량이 $1.9t/m^3$일 때, 보상기초가 되기 위한 기초의 깊이 D_f를 구하라.

(예제 7) 3m×3m 크기의 정사각형 기초를 마찰각 20°, 점착력 $5t/m^2$인 지반에 설치하였다. 흙의 단위중량 $1.7t/m^3$이며 기초의 깊이는 2m이다. 지하수위가 지표면에서 1m, 3m, 5m 깊이에 있을 때 극한지지력을 구하라. 지하수위 아래 흙의 포화단위중량은 $1.9t/m^3$이다. Terzaghi의 극한지지력 공식을 사용하시오.

(예제 8) 2m×2m 크기의 정사각형 기초에 180t의 편심하중이 작용하고 있다. 편심은 $e_B=0.17m$, $e_L=0.11m$이다. 기초지반의 단위중량은 $1.8t/m^3$이고, $\phi=30^\circ$, $c=4t/m^2$이다. 기초의 깊이는 2m이고 지하수위는 -6m이다. 안전율 3을 사용하여 기초의 극한하중과 허용하중을 구하라.

(예제 9) 1.5m×1.5m 크기의 정사각형 기초가 지표면에서 1.2m 깊이에 있다. N=12일 때 Meyerhof 식과 Bowles 식을 사용하여 각각의 허용지지력을 계산하시오.

(예제 10) 사질토지반에서 직경이 30cm인 평판으로 재하시험을 실시하였다. 시험결과 극한지지력이 10 t/m^2, 침하량이 25mm로 측정되었다. 직경이 1.2m인 실제 기초의 극한지지력과 침하량을 구하시오? 또한 이 지반이 점성토지반일 경우 극한지지력과 침하량을 구하라?