

KR C-11030

Rev.1, 12. December 2022

# 얇은기초의 설계

2022. 12. 12.



국가철도공단



## 경 과 조 치

이 “철도설계지침 및 편람” 이전에 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 우리공단 “철도설계지침 및 편람”을 그대로 사용할 수 있습니다.

## 일 러 두 기

- 사용자의 이용 편의를 위하여 책 단위로 구성된 “철도설계지침” 및 “편람”을 국제적인 방식에 맞게 체계를 코드별로 변경하였습니다.  
또한, 코드에 대한 해설 및 목차역할을 하는 KR CODE 2012, 각 코드별로 기준 변경사항을 파악할 수 있도록 Review Chart 및 Record History를 제정하였습니다.
- 이번 개정된 “철도설계지침 및 편람”은 개정 소요가 발생할 때마다 각 항목별로 수정되어 공단 EPMS, CPMS에 게시될 것이니 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.
- “철도설계지침 및 편람”에서 지침에 해당하는 본문은 설계 시 준수해야 하는 부분이고, 해설(이전 편람) 부분은 설계용역 업무수행의 편의를 제공하기 위해 작성한 참고용 기술도서입니다. 여기서, 제목 부분의 편람은 각 코드에서의 해설을 총칭한 것입니다.



## 목 차

1. 용어의 정의 .....	1
2. 기본조건 .....	2
3. 하중의 분담 .....	2
4. 얇은기초의 연직지지력 .....	2
5. 얇은기초의 수평지지력 .....	3
6. 얇은기초의 전도 .....	3
7. 얇은기초의 침하 .....	3
8. 지반반력계수 .....	4
9. 특수조건에서의 얇은기초 설계 .....	4
10. 얇은기초 본체의 설계 .....	4
11. 얇은기초 저면의 처리 및 되메움 재료 .....	4
11.1 기초저면의 처리 .....	4
11.2 되메움 재료 .....	4
해설 1. 설계절차 .....	5
해설 2. 얇은기초의 연직지지력 .....	6
해설 3. 얇은기초의 수평지지력 .....	27
해설 4. 얇은기초의 전도 .....	30
해설 5. 얇은기초의 침하 .....	31
해설 6. 지반반력계수 .....	45
1. 얇은기초의 연직 지반반력 검토 .....	45
2. 얇은 기초의 지반반력계수 산정 .....	46
해설 7. 특수조건에서의 얇은기초 설계 .....	49
1. 강도가 낮은 토층에 지지되는 얇은기초 .....	49
2. 지지층의 변화가 현저한 경우의 검토 .....	50
3. 동일 기초내에서 지반강도가 크게 다른 경우 .....	51
4. 비탈면에 인접한 얇은기초 .....	51
5. 비탈면내의 연속기초 .....	52
6. 2층으로 된 점성토 지반 .....	54

7. 높이가 높은 구조물을 지지하는 얇은기초 .....	55
8. 지지층에 깊게 근입된 얇은기초 .....	56
9. 원형의 얇은기초 .....	56
10. 사각진 얇은기초 .....	58
11. 평면치수가 현저히 큰 얇은기초 .....	59
12. 단계시공을 행하는 경우의 검토 .....	60
<b>해설 8. 얇은기초 저면의 처리 및 되메움 재료 .....</b>	<b>61</b>
1. 기초저면의 처리 .....	61
2. 되메움 재료 .....	61
<b>해설 9. 세굴방지 .....</b>	<b>63</b>
<b>해설 10. 양압력에 대한 검토방법 .....</b>	<b>64</b>
1. 일반사항 .....	64
2. 양압력에 대한 대책공법 .....	64
2.1 사하중에 의한 방법 .....	64
2.2 영구Anchor(부력Anchor)에 의한 방법 .....	65
2.3 외부 배수처리에 의한 방법 .....	65
2.4 기초바닥 영구배수에 의한 방법(내부배수처리 방법) .....	66
3. 양압력 대책공법 설계시 고려해야 할 사항 .....	66
<b>RECORD HISTORY .....</b>	<b>67</b>

## 1. 용어의 정의

- (1) 강성 기초 : 기초의 변위 및 안정 계산에서 기초 자체의 탄성변형을 설계상 무시할 수 있는 강성이 큰 기초.
- (2) 극한지지력 : 구조물을 지지할 수 있는 지반의 최대저항력.
- (3) 근입깊이(관입깊이) : 현 지반면에서 기초저면 또는 끝까지의 깊이.
- (4) 기준변위량 : 탄성 기초의 수평방향 지반반력계수를 산출할 때 기준이 되는 변위량.
- (5) 기초 : 하부구조의 한 부분으로 구체로부터의 하중을 지반에 전달하는 부분.
- (6) 독립기초 : 단일 기둥의 축력을 기초저판으로 하중전이 하여서 지반으로 전달하는 구조체.
- (7) 양질의 지지층 : 기초로부터의 하중을 안전하게 지지할 수 있는 양질의 지반(암반층, N값이 약 30 이상인 사질토층, N값이 약 20 이상인 점성토층 등으로 충분한 층두께를 갖는 지반).
- (8) 얕은기초 : 양질의 지지층이 비교적 얕은 곳에 있는 경우에 사용하는 기초로서, 지반을 얕고 넓게 굴착하여 설치하는 강성 기초.
- (9) 연속기초 : 벽 아래를 따라 또는 일련의 기둥을 묶어 띠모양으로 설치하는 기초의 저판에 의하여 상부 구조로부터 받는 하중을 지반에 전달하는 형식의 기초.
- (10) 전면기초 : 접지면적을 넓히기 위해 여러 개의 기둥 기초를 하나의 기초 슬래브로 시공하는 기초.
- (11) 탄성(연성)기초 : 기초의 변위 및 안정 계산에서 기초 자체의 탄성변형을 설계상 고려할 필요가 있는 강성이 작은 기초.
- (12) 허용지지력 : 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 지지력과 허용변위량으로부터 정하여지는 지지력 중 작은 값.
- (13) 내진설계 : 지진시에도 구조물이 안정성을 유지하도록 하중과 지반거동에 지진의 영향을 고려하는 설계.
- (14) 상부구조물 : 기초가 지지하고 있는 구조물을 통칭.
- (15) 압밀 : 시간경과에 따라 점성토 지반의 간극수가 배수되면서 장기간에 걸쳐 점진적으로 압축되는 현상.
- (16) 일축압축강도 : 일축압축시험에서 구한 공시체의 최대 압축응력으로서 포화 점토에서는 일축압축강도의 1/2을 비배수 전단강도.
- (17) 전단저항력 : 전단파괴면에서 전단변형에 반대방향으로 발생하는 저항력을 일컫는다.
- (18) 절리 : 암석의 물리적 연속성을 단절하는 분할선이나 균열을 말하는 것으로 용암이 고결할 때 수축으로 생긴다.
- (19) 지반반력계수 : 재하면의 임의의 미소요소에 대한 압력과 지반 침하량 사이의 비례상수이며, 이 값은 일반적으로 평판재하시험을 실시하여 하중강도와 침하량의 관계에서 결정.



- (20) 지반조사 : 기초 설계에 필요한 지반정보를 획득하기 위한 지표조사, 시추, 사운드, 시료채취, 원위치 시험, 실내시험 등을 통틀어 일컫음.
- (21) 지지력계수 : 기초의 극한지지력을 산정하는데 사용되는 계수로 무차원이며 전단저항각의 함수.
- (22) 탄성침하(즉시침하) : 지반에 하중이 작용함과 동시에 즉시에 발생하는 침하.

## 2. 기본조건

- (1) 얕은기초는 지표면 가까운 곳에 견고한 지지층이 존재하고 그 아래 압축성이 큰 토층이 존재하지 않아서 침하량이 허용치를 초과할 가능성이 없을 때 사용한다.
- (2) 얕은기초의 설계는 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.
  - ① 얕은기초에 작용하는 외력에 대하여 지지력이 확보 될 것.
  - ② 얕은기초의 변위가 허용치 이내일 것.
  - ③ 얕은기초의 각 부재가 소요의 강도를 가질 것.
- (3) 기초 주변의 변형, 지질 등의 조건에 따라서 구조물의 영향이 미치는 범위의 안정에 대해서도 검토해야 하며 기초저면은 최소한 동결심도보다 하부에 위치해야 한다.

## 3. 하중의 분담

- (1) 얕은기초의 지지력 및 침하량 계산시에는, 궤도하중, 열차하중등 기초 상부에 작용하는 연직하중, 기초의 자중, 기초저면에 작용하는 수압, 수평하중, 모멘트 등을 고려한다.
- (2) 얕은기초는 측면의 마찰저항을 거의 기대할 수 없으므로 연직하중은 얕은기초 저면지반의 연직지반반력만으로 지지되는 것으로 한다.
- (3) 얕은기초는 양질의 지지층에 근입된 깊이가 작기 때문에 수평하중은 근입부분에서는 저항하지 않고 기초저면의 전단력만으로 저항하는 것으로 한다. 다만, 안정된 지지층을 지표면 근처에서 확보할 수 있는 경우에는 근입부분에 수평하중을 분담시킬 수 있다.

## 4. 얕은기초의 연직지지력

- (1) 얕은기초는 기초가 놓인 지반이 파괴(전반, 국부, 편칭파괴)되지 않는 지지력을 갖도록 설계해야 한다.
- (2) 지반의 허용연직지지력은 극한연직지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다.
- (3) 이론적인 극한 지지력은 지반조건, 하중조건(경사하중, 편심하중), 기초형상, 근입깊이, 지반경사, 지하수 영향 등을 고려하여 산정하며, 지지력 계산 방법에 따라 서로 다른 지지력이 계산될 경우에는 설계자는 발주처와 협의하여 적용방법을 선택한다.
- (4) 경험적 방법으로 지지력을 산정하는 경우에는 각 방법의 적용조건을 고려하여 신중하게 적용해야 하며, 기초의 크기, 근입깊이, 지하수위 등에 따라 수정하여 적용한다.

- (5) 평판재하시험, 표준관입시험, 콘관입시험, 공내재하시험, 현장배인시험 등의 현장시험 결과를 이용하여 지반의 지지력을 산정할 수 있으며, 지반상태, 경계조건, 시험특성을 고려한다.
- (6) 암반에 기초가 놓이는 경우에는 암석의 강도, 불연속면의 특성, 풍화정도, 지하수 등을 고려하여 지지력을 산정한다.

## 5. 얕은기초의 수평지지력

- (1) 얕은기초의 허용수평지지력은 기초저면의 전단지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다. 지표면 근처에서 안정된 지지층을 확보할 수 있는 경우에는 기초전면에 작용하는 수동토압을 안전율로 나눈 값을 적용하여 허용수평지지력으로 고려할 수 있다.
- (2) 기초저면에 있어서 전단저항력이 부족할 경우에는 활동방지벽을 설치하여 전단저항력을 증가시킬 수 있다. 활동방지벽을 설치한 경우의 전단저항력은 기초저면이 아니라 활동방지벽의 선단을 통하는 기초저면과 평행한 면을 따라 전단저항력을 산출하며, 이 전단면을 가상의 기초저면으로 한다.

## 6. 얕은기초의 전도

기초에 가해진 하중에 따라 기초와 구조물이 전도되지 않도록 안전성을 확보해야 한다.

## 7. 얕은기초의 침하

- (1) 얕은기초의 침하는 즉시침하, 1차압밀침하, 2차압밀침하를 합한 것을 말하며, 기초하중에 의해 발생된 지중응력의 증가량이 초기응력에 비해 상대적으로 작지 않은 영향깊이 내 지반을 대상으로 침하를 계산한다. 쌓기층에 놓이는 구조물은 쌓기층 자체의 장기침하(Creep 침하)를 고려해야 한다.
- (2) 즉시침하는 탄성이론, 평판재하시험의 하중-침하 곡선, 공내재하시험에서 구한 변형계수 등을 이용하여 산정할 수 있다.
- (3) 구조물의 위치에 따라 침하의 크기가 다른 부등침하가 일어나면 구조물에 균열이 발생되거나 구조물이 기울어져 기능과 안전성에 영향을 받으므로, 부등침하가 허용치를 초과하지 않도록 해야 한다.
- (4) 허용침하량은 균등침하, 부등침하, 각변위 등으로 규정할 수 있으며 구조물의 종류, 형태, 기능에 따라 별도로 정한다.
- (5) 일반적으로 지반의 침하거동은 특정지점에 대한 제한된 자료로부터 예측된다. 따라서 지반의 침하거동의 예측치를 실제에 적용하는 데에는 한계성이 있으므로 예측한 지반의 침하거동은 현장측정을 통해서 확인되어야 한다.
- (6) 사용하중상태에서 침하속도 및 침하량이 예측값과 부합되는지를 판단하고 대책이 요구되는 경우 구조물 준공 후 일정기간동안 침하를 관측한다.





## 8. 지반반력계수

- (1) 지반반력계수는 지반의 탄성변형에 의한 변위량과 지반반력을 계산하여 얇은기초의 안정을 해석하는데 이용한다.
- (2) 지반반력계수는 지반의 초기상태 뿐만 아니라 기초 재하면의 형상과 치수 및 강성, 지반변형의 크기, 재하속도, 반복횟수 등에 따라 달라지므로 이를 고려하여 정한다.

## 9. 특수조건에서의 얇은기초 설계

다음과 같은 경우에는 얇은기초의 특수조건으로 보고 설계한다.

- (1) 강도가 작은 토층을 지지층으로 하거나, 높이가 높은 구조물에 대해서는 지진의 영향을 고려하여 설계한다.
- (2) 지지층의 변화가 현저한 경우, 비탈면에 인접한 경우, 기초지반이 2개층 이상인 경우, 평면치수가 현저히 큰 경우에 대해서는 관련 요소를 종합적으로 판단하여 설계한다.
- (3) 시공에 의해 지반이 교란되어 다짐 등으로 지반강도를 회복할 수 없는 경우와 단계 시공으로 각 단계가 일체구조로 되는 경우에는 필요한 안정검토를 수행해야 한다.
- (4) 동결지수가  $1000^{\circ}\text{C}\cdot\text{일}$  이상 되는 혹한지역('KR C-09040 부재의 응력'내 표 11. 온도구역 III의 일부 및 IV에 해당하는 지역)에서는 동상 저감대책을 적용해야 하며, KR C-11010 기초의 구비조건 항목 (5)를 따른다.
- (5) 상기 기후조건에서 단열재 적용 시 열전도율  $0.04\text{W/mK}$  이하의 단열재 적용을 원칙으로 하며, 얇은 기초 저면에 최대 300mm 두께의 단열재를 적용할 수 있다.

## 10. 얇은기초 본체의 설계

얇은기초의 본체는 상부구조의 하중, 자중, 토압, 지반반력 등으로부터 결정되는 단면력에 대해서 「KR C-11010 4항」을 따라 설계한다. 단, 지진의 영향을 고려하는 경우에는 「KR C-02040」에 따른다.

## 11. 얇은기초 저면의 처리 및 되메움 재료

### 11.1 기초저면의 처리

얇은기초의 저면은 지지지반에 밀착되고 수평하중에 대한 전단저항을 갖도록 처리해야 한다.

### 11.2 되메움 재료

기초의 근입부분에 수평력을 분담시키는 경우에는 되메움 재료, 시공조건 등을 설계서에 명시해야 한다.

## 해설 1. 설계절차

얇은기초 설계의 상세한 흐름도는 <그림 1>과 같다.

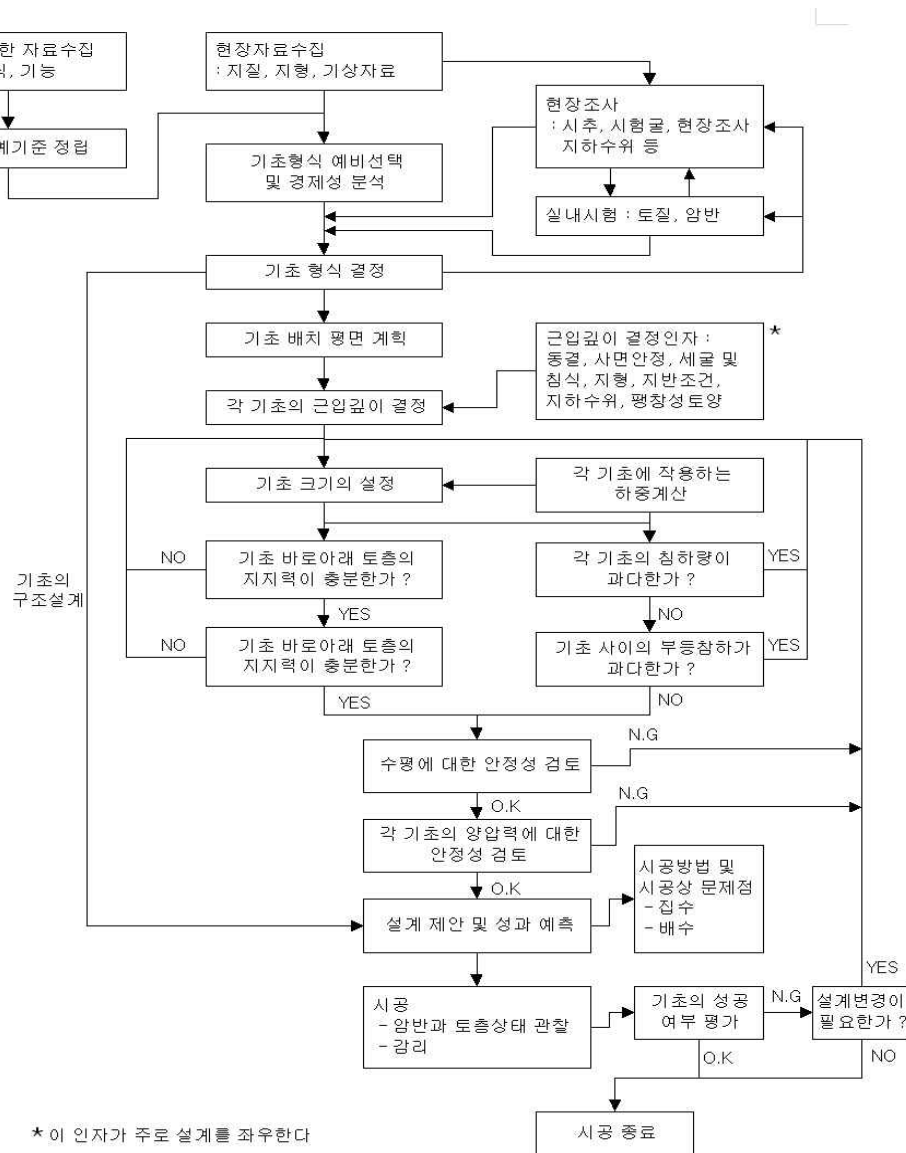


그림 1. 얇은기초 설계순서의 예



## 해설 2. 얇은기초의 연직지지력

- (1) 얇은기초의 설계에서는 다음 각 항을 만족할 수 있도록 설계하여야 한다.
- ① 얇은기초의 허용 연직지지력이 기초 저면에서의 유효 연직하중 이상일 것
  - ② 얇은기초의 허용 수평지지력이 얇은기초에 작용하는 전 수평하중 이상일 것
  - ③ 얇은기초의 전도에 대해 안정할 것
  - ④ 기초의 강도가 규정에 만족할 것
  - ⑤ 얇은기초의 침하량 및 부등침하량이 허용치를 만족할 것
- (2) “지지력”은 넓은 의미로는 기초지반의 전단파괴와 침하를 모두 고려한 하중 지지능력을 뜻하고 협의로는 전단파괴에 대한 지반의 하중 지지능력을 뜻하여야 한다. 여기서는 후자의 의미로 사용하여야 한다. 지지력이라 함은 기초가 놓인 지반이 파괴(전단, 국부, 편칭파괴)되지 않고 지지할 수 있는 최대 하중을 의미한다. 일반적으로 기초의 지지력을 구할 때에 장기허용지지력과 단기허용지지력으로 구분하며 허용지지력은 극한하중을 안전율로 나누어서 구하여야 한다. 보통 단기허용지지력은 항복하중강도로 하며 장기허용지지력은 항복하중강도를 안전율 2로 나눈 값과 극한지지력을 안전율 3으로 나눈 값을 비교하여 작은 값을 취하여야 한다.
- (3) 이론적 지지력 산정
- ① 일반적으로 얇은기초의 파괴형태는 지반의 상대 밀도와 기초의 근입 깊이에 따라 전반 전단파괴, 국부 전단파괴, 편칭 전단파괴 형태로 구분할 수 있다. 기초에 과도한 하중이 작용하면 기초를 지지하는 지반에 기초 바닥전반에 걸쳐 한정된 깊이에서만 파괴가 발생하는 전단파괴 형태로 발생하므로 기초의 지지력 산정은 대부분 전단 파괴 형태로부터 구하여야 한다. 하지만 국부적인 전단파괴가 발생한 경우 Terzaghi는 이론적 지지력 산정시 점착력( $c$ )과 내부마찰각( $\phi$ )를 감소시키는 방법을 제안하였다. 이론적 지지력 공식은 Bell의 지지력 공식 유도 이래 Terzaghi, Meyerhof, Vesic 등에 의해 지지력 공식이 유도되었으며 이러한 공식마다 기초의 파괴형상에 대한 가정이 다르다.
  - ② 기초 도심에 작용하는 연직하중  
가. Terzaghi의 극한지지력  
Terzaghi는 기초하중에 의한 지반파괴 형상을 직선과 대수 나선형의 결합으로 보고 Prandtl의 개념을 확장하여 기초저면 상부의 흙의 자중을 고려할 수 있는 극한지지력 공식을 유도하였다. Terzaghi가 제안한 기초의 지지력공식은 3개의 항으로 구성되며 이에 대하여 다음과 같은 가정이 필요하다.
    - (가) 기초바닥은 거칠다.
    - (나) 기초바닥이 수평이고 무한히 길다.

- (다) 하중이 기초중심에 연직으로 작용 한다  
 (라) 지반은 균질하고 등방성이며, 지표면은 수평이다.  
 (마) 근입깊이( $D_f$ )가 기초의 폭( $B$ )보다 작다( $D_f < B$ )

이러한 가정에서 벗어나는 경우에 대해서는 보정하며 기초저면보다 위쪽에 있는 두께( $D_f$ )의 지반의 전단저항은 무시하고 단순히 상재하중( $q = \gamma D_f$ )으로 간주하여야 한다.

$$q_u = \alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q \quad (1)$$

여기서,  $\gamma_1$  : 기초저면보다 상부에 있는 지반의 단위중량 ( $\text{kN/m}^3$ )

$\gamma_2$  : 기초저면보다 하부에 있는 지반의 단위중량 ( $\text{kN/m}^3$ )

$\alpha, \beta$  : 형상계수로 기초형상에 따라 <표 1>의 값을 갖는다.

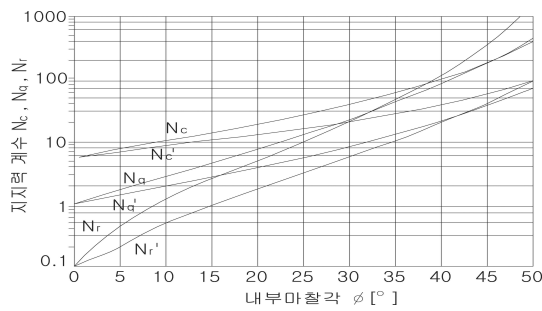
표 1. Terzaghi의 기초형상계수

형상계수	연속기초	원형기초	정사각형기초	직사각형기초
$\alpha$	1.0	1.3	1.3	$1 + 0.3 B/L$
$\beta$	0.5	0.3	0.4	$0.5 - 0.1 B/L$

주) B는 기초의 폭, L은 기초의 길이

여기에서  $N_c, N_r, N_q$ 는 전반전단파괴에 대한 지지력계수라고 하며 내부마찰각( $\phi$ )의 지수함수이고 내부마찰각의 크기에 따라 급격히 변한다. 지지력계수는 다음의 식으로 계산하거나 <그림 2>의 그래프나 <표 4>로부터 구하여야 한다. 여기서  $N_q$ 는 학자에 따라 내부마찰각( $\phi$ )에 따른 변화폭이 다르며, 특히  $\phi > 40^\circ$ 인 경우에는 전체 극한지지력( $q_u$ )에 대한 영향이 적다.

$$\left. \begin{aligned} N_C &= \cot \phi \left[ \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} - 1 \right] \\ N_r &= \frac{1}{2} \left[ \frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right] \tan \phi \\ N_q &= \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$



$N_c, N_q, N_r$  : 전반전단파괴에 대한 지지력 계수  
 $N'_c, N'_q, N'_r$  : 국부전단 파괴에 대한 지지력 계수

그림 2. Terzaghi의 지지력 계수

표 2. Terzaghi의 지지력계수(전반전단파괴/국부전단파괴)

내부마찰각(°)	$N_c / N'_c$	$N_r / N'_r$	$N_q / N'_q$
0	5.7/5.7	0.0/0.0	1.0/1.0
5	7.4/6.7	0.5/0.2	1.6/1.4
10	9.6/8.0	1.2/0.5	2.7/1.9
15	12.9/9.7	2.5/0.9	4.5/2.7
20	17.7/11.8	4.0/1.7	7.4/3.9
25	25.2/14.8	9.7/3.2	12.7/5.6
30	37.2/19.0	19.7/5.7	22.5/8.3
35	57.8/25.2	42.5/10.1	41.4/12.6
40	95.7/34.9	100.4/18.8	81.3/20.5
45	172.3/51.2	297.5/37.7	173.3/35.1
48	258.3/66.8	780.1/60.4	287.9/50.5
50	347.5/81.3	1153.2/87.1	415.1/65.6

Terzaghi 지지력 산정식에서는 지지력계수가 전반전단파괴와 국부전단파괴에 대해 각기 다르게 주어져 있으나 실제의 파괴가 내부마찰각의 크기에 따라 어떤 형태로 일어나는지는 예측하기가 어렵다. 즉, 내부마찰각이 몇 도에서는 전반전단파괴가 일어나고 몇 도에서는 국부전단파괴가 일어나는지 명확히 구분할 수 없다. 따라서 두 가지 파괴형태를 모두 수용할 수 있도록 내부마찰각이 작을 때에는 국부전단파괴에 대한 식이 적용되고 내부마찰각이 어느 값에 이르면 전반전단 파괴식이 적용되도록 합성된 실용적인 Terzaghi의 수정지지력 산정식이 제시되어 있다. Terzaghi의 수정지지력 계수( $N''_c$ ,  $N''_q$ ,  $N''_r$ )는 <그림 3> 및 <표 3>과 같다.

상기의 극한 지지력 산정은 전반전단파괴를 전제로 한 것이다. 전반 전단 파괴는 보통

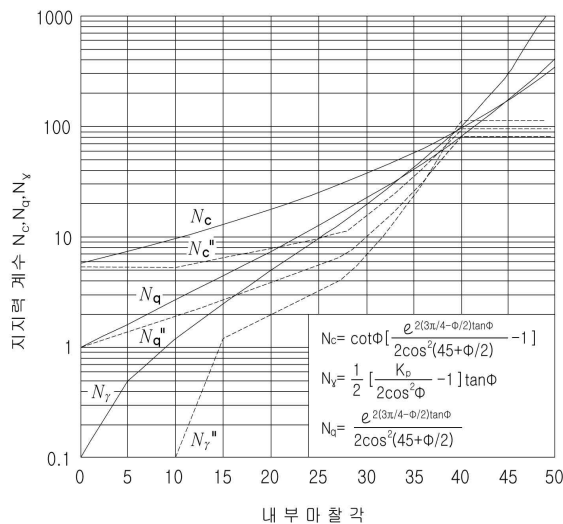
조밀한 사질토나 굳은 점성토에서 일어나며, 파괴면이 뚜렷하고 파괴도 갑작스레 일어난다. 반면, 느슨한 모래나 연약한 점성토에서도 국부전단파괴가 점진적으로 일어난다. 국부 전단 파괴는 파괴 활동면이 명확치 않고, 기초 주변의 지반교란은 적으나 연직 침하의 상당히 크다. 국부전단파괴에 대한 지지력 계수를 계산할 때 점착력( $c^*$ )과 내부 마찰각( $\phi^*$ )은 다음과 같이 수정하여 사용하여야 한다.

$$c^* = 0.67c \quad (3a)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67\tan\phi) \quad (3b)$$

표 3. Terzaghi의 수정지지력계수

지지력계수	$\phi = 0$	5	10	15	20	25	28	32	36	40이상
$N_c''$	5.3	5.3	5.3	6.5	7.9	9.9	11.4	20.9	42.2	95.7
$N_\gamma''$	0	0	0	1.2	2.0	3.3	4.4	10.6	30.5	114.0
$N_q''$	1.0	1.4	1.9	2.7	3.9	5.6	7.1	14.1	31.6	81.2



$N_c, N_q, N_\gamma$  : 전반전단파괴에  
대한 지지력 계수  
 $N_c'', N_q'', N_\gamma''$  : 수정 지지력 계수

그림 3. Terzaghi의 수정지지력 계수

#### (ㄱ) Meyerhof의 극한 지지력

Meyerhof는 다음과 같은 가정하에 극한지지력 공식을 유도하였다.



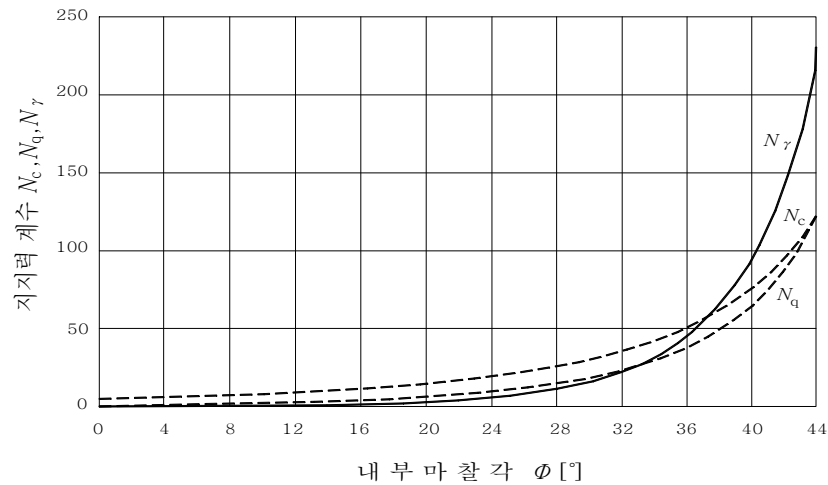


그림 4. Meyerhof의 지지력 계수

표 4. Meyerhof의 지지력 계수(단,  $m=0, \beta=0$ )

지지력 계수	$\phi = 0$	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$N_c$	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	133.9
$N_\gamma$	0.0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	15.7	37.1	93.7	262.7
$N_q$	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	134.9

또,  $s_u$  는 비배수 전단강도이고  $s, d, i, b, g$  등은 각각 형상, 근입깊이, 하중경사, 기초면 및 지반에 따라 결정되는 계수로서 <표 5>와 같다.

표 5. Meyerhof와 Hansen식에 대한 지지력 계수

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_{r(H)}$	$N_q/N_c$	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$	$N_{r(M)}^*$
0	5.14	1.0	0	0.19	0	0
5	6.5	1.6	0.1	0.24	0.15	0.1
10	8.3	2.5	0.4	0.30	0.24	0.4
15	11.0	3.9	1.2	0.36	0.29	1.1
20	14.8	6.4	2.9	0.43	0.32	2.9
25	20.7	10.7	6.8	0.51	0.31	6.8
30	30.1	18.4	15.1	0.61	0.29	15.7
35	46.1	33.3	33.9	0.72	0.25	37.1
40	75.3	64.2	79.5	0.85	0.21	93.7
45	133.9	134.9	200.8	1.01	0.17	262.7
50	266.9	319.0	568.5	1.20	0.13	873.7

주)  $N_{r(M)}^*$ =Meyerhof의 값





표 6. Hansen식 쓰이는 형상, 근입깊이, 경사계수 및 기타계수

형상계수	근입깊이 계수	경사계수	지반계수
$s'_c = 0.2B/L$ $s_c = \frac{1}{1 + N_q B / N_c L}$	$d'_c = 0.4D_f/B,$ $D_f \leq B$ $d'_c = 0.4 \tan^{-1} D_f/B,$ $D_f > B$	$i'_c = 0.5 -$ $0.5 \sqrt{(1 - H/A_f c_a)}$ $i_c = i_q -$ $(1 - i_q)/(N_q - 1)$	$g'_c = \phi/147^\circ$ 수평지반일 때 $g'_c = 0.0$ $g'_c = 1 - \phi^\circ/147^\circ$ $g_q = g_r$ $= (1 - 0.5 \tan \phi)^3$
-	$d_c = 1 + 0.4D_f/B,$ $D_f \leq B$ $d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} D_f/B,$ $D_f > B$	-	$g'_c = 1 - \phi^\circ/147^\circ$ $g_q = g_r$ $= (1 - 0.5 \tan \phi)^3$
$s_q =$ $1 + (B/L) \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi \times$ $[(1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}],$ $D_f \leq B$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi \times$ $[(1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}],$ $D_f > B$	$i_q =$ $\left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$	기초계수 $b'_c = \eta^\circ/147^\circ$  수평지반일 때 $b_c = 1 - \eta^\circ/147^\circ$ $b_q = b_r$ $-\exp(-2\eta \tan \phi)$ $\eta = \text{radians}$
$s_r = 1 - 0.4B/L$	모든 $\phi$ 값에 대하여, $d_1 = 1.00$	수평지반 $i_r =$ $\left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ 경사지반 $i_r =$ $\left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$	수평지반일 때 $b_c = 1 - \eta^\circ/147^\circ$ $b_q = b_r$ $-\exp(-2\eta \tan \phi)$ $\eta = \text{radians}$

위 표에서,

$A_f$  : 유효접촉면적  $BL'$

$L'$  : 기초유효길이

$B$  : 기초유효폭

$D_f$  : 근입깊이

$e_1, e_2$  : 편심거리

$c$  : 지반의 점착력

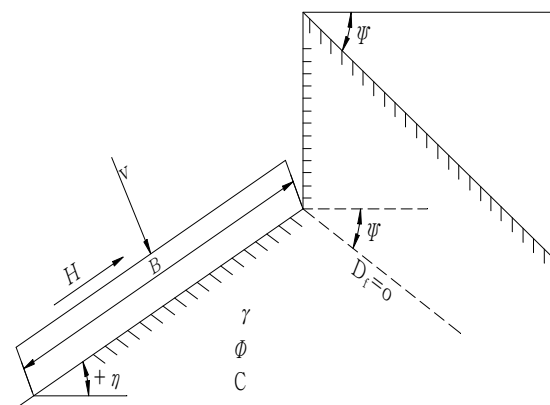
$\phi$  : 흙의 내부마찰각

$c_a$  : 기초과 지반의 부착력

$H, V$  : 기초에 평행한 하중성분과 수직하중성분

$\tan \delta$  : 기초과 지반과의 마찰계수, 지반에 콘크리트를 타설할 경우  $\delta = \phi$

$\eta, \psi$  : (+)의 방향으로 구한 각



### ③ 지하수의 영향

Meyerhof는 지하수위가 기초의 지지력에 미치는 영향에 대하여 <그림 5>와 같이  $d_0$  이내에 있을 때 다음의 지지력 공식의 제2항과 3항의 단위중량을 <표 7>과 같이 수정하는 방법을 제시하였다

$$q_{ult} = cN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_r \quad (7)$$

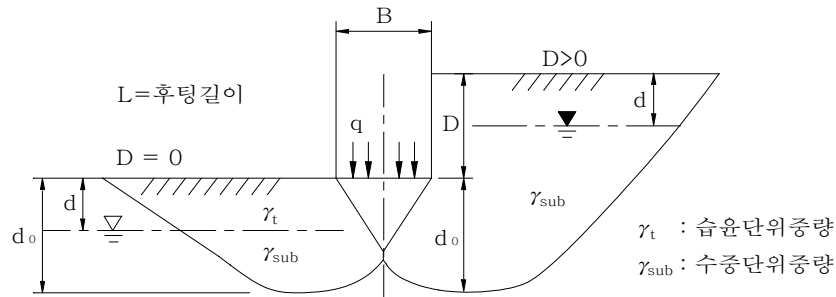


그림 5. 지하수위에 의한 단위중량 수정

표 7. 지하수위 영향으로 인한 단위중량 수정

경우		단위중량	
		제2항	제3항
지표위의 기초 (D=0)		해당사항 없음	$\gamma_{sub} + F(\gamma_t - \gamma_{sub})$
$D \leq B$	$d \leq D$	$\gamma$	$\gamma_{sub}$
	$D < d \leq D + d_0$	$\gamma_t$	$\gamma_{sub} + F(\gamma_t - \gamma_{sub})$

여기서, F와  $d_0$ 는 <그림 6>에서 구하여야 한다.

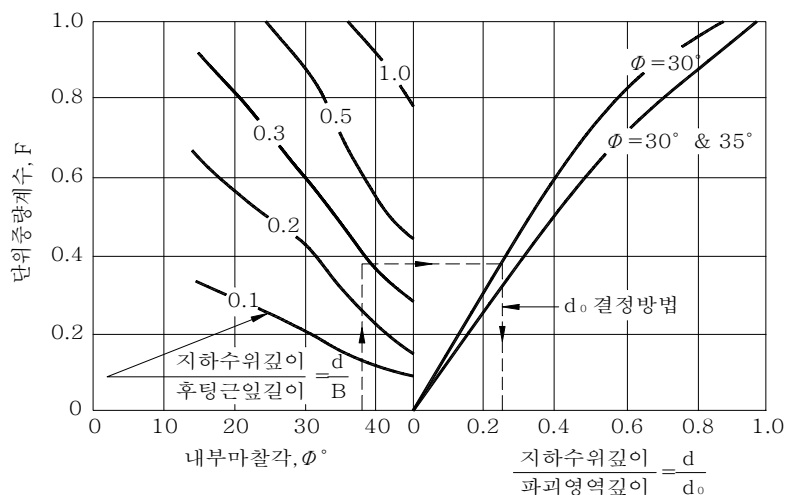


그림 6. 지하수위 영향을 위한 단위중량계수(F)와 파괴영역깊이( $d_0$ )



#### ④ 경사하중

경사하중이 작용하는 연속기초의 지지력 공식은 <식 (8)>과 같다.

$$q_{ult} = cN_{cq} + \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma q} \quad (8)$$

여기서, 토압계수  $N_{cq}$ ,  $N_{\gamma q}$ 는 <그림 7>에서 구할 수 있다.

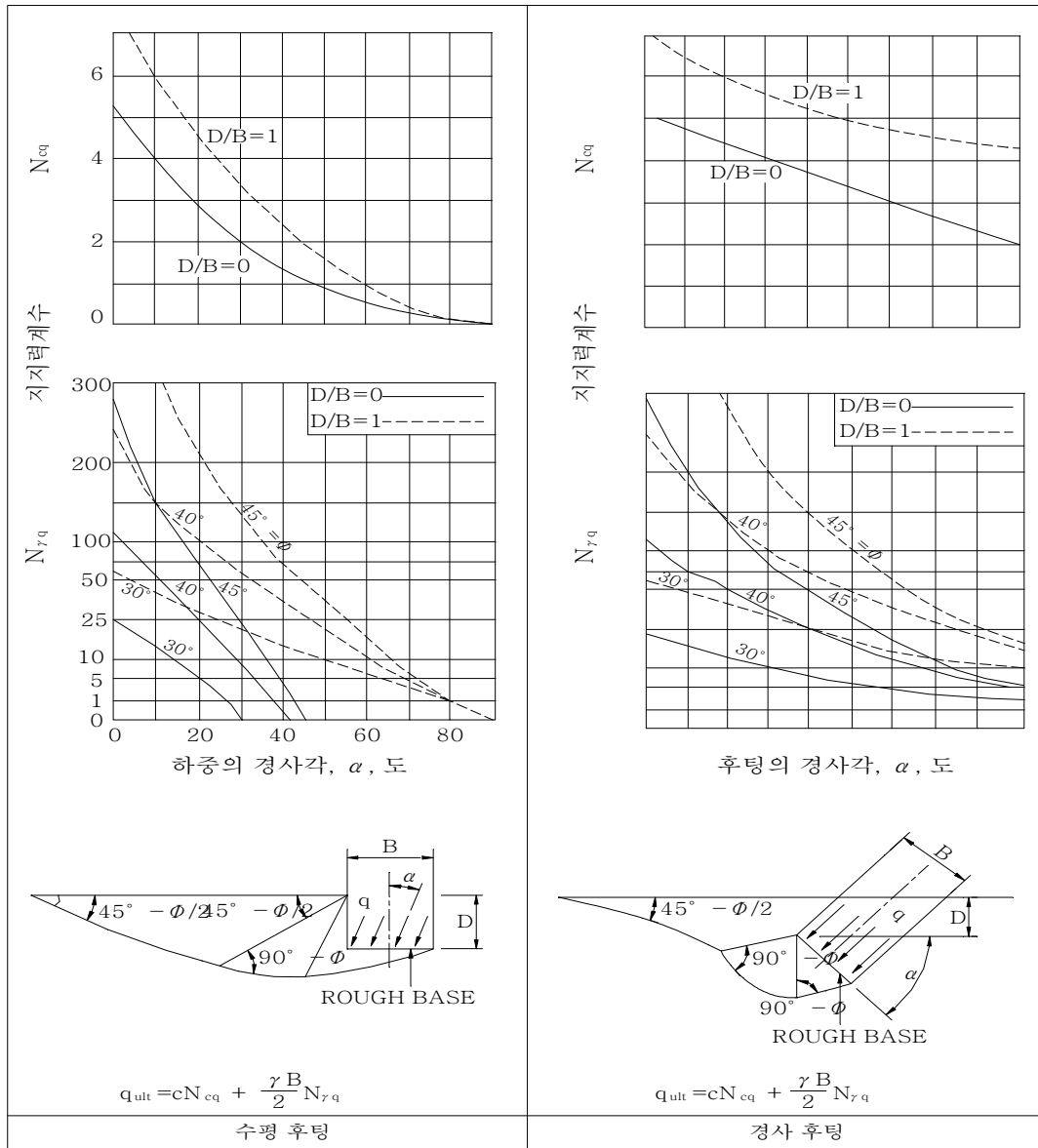


그림 7. 경사하중을 받는 연속기초의 극한 지지력(Meyerhof, 1953)

#### ⑤ 편심하중에 대한 보정

편심하중이 작용할 경우, 지지력 공식의 B와 L을 유효폭 B'과 L'으로 대체하여 사용해야 한다. 기초의 모멘트가 작용할 때 등가의 수직하중과 편심거리는 <그림 8>과 같이 구하여야 한다.

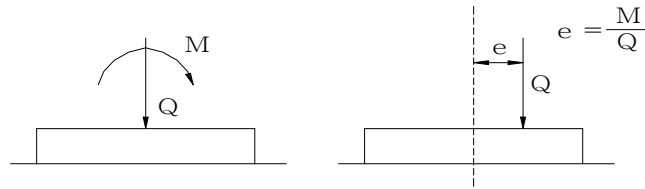
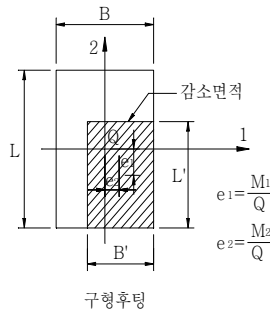


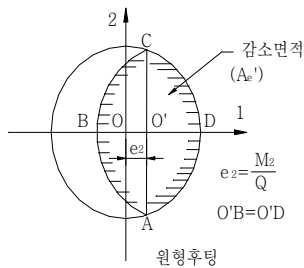
그림 8. 등가하중과 편심거리

유효폭  $B'$ 과  $L'$  및 감소된 유효면적은 <그림 9>에서 구할 수 있다.



$$L' = L - 2e_1 \quad e_1 = \frac{M_1}{Q}$$

$$B' = B - 2e_2 \quad e_2 = \frac{M_2}{Q}$$



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

$$A_e' = 2S = B'L'L' = \left( 2S \sqrt{\frac{R+e_2}{R-e_2}} \right)^{1/2}$$

$$B' = L' \sqrt{\frac{R-e_2}{R+e_2}}$$

$$S = \frac{\pi R^2}{2} - \left[ e^2 \sqrt{R^2 - e^2} + R^2 \sin^{-1} \left( \frac{e_2}{R} \right) \right]$$

그림 9. 심하중에 의한 유효폭과 감소된 면적

#### (4) 경험값을 이용하는 방법

- ① 기초저판 아래 기초폭의 2-4배에 해당되는 깊이까지 지층변화가 심하지 않고 소규모 구조물로서 그 중요도가 떨어지는 경우에는 이제까지 사용된 경험값을 이용하여 지지력을 추정하는 것이 보통이며 필요시 평판재하시험을 수행할 수도 있다.

적용시 유의사항 - 이 경험값은 전단 파괴에 대한 적합한 안전율과 과도한 침하에 의한 피해를 피하도록 제시된 것이다. 부등침하가 엄격히 규제되어야 할 경우, 지반조사와 실험을 수반한 이론적 지지력 산정이 필요하다. 여기 제시된 경험값은 신중히 사용해야 하며 가능한 인근 구조물 기초 성과를 참고하여 검토되어야 한다

경험값 수정 - 기초의 크기, 근입 깊이에 따라 경험값을 아래 순서에 따라 수정하여 사용하여야 한다. 매우 연약한 점토로부터 중간 정도 굳은 세립토의 지지력 경험값은 신뢰도가 떨어져 이론적 지지력 산정을 통해 검토하여야 한다. 지지층 아래 연약하고 압축성이 큰 지층이 있으면 기초 전반의 압밀침하 검토가 필요하다.



- ② 기초설계의 초보단계나 강도시험을 시행할 여건이 못되는 경우, <표 8>에 제시된 경험값을 이용하여 기초 설계 및 기초 사이의 크기를 조정할 수 있다. 아래와 같은 항목에 따라 <표 8>에 제시된 공칭 경험값을 수정하여 사용하여야 한다.

일반 활하중 및 영구 횡하중을 포함한 편심하중에 의한 기초의 최대 접지압력이 <표 8>의 경험값을 초과해서는 안 된다.

바람이나 지진과 같은 일시적 하중에 의한 접지압은 공칭 경험값의 1/3을 초과할 수 있다. 이 경우 허용 지지력은 경험값에 1/3을 할증하여 사용하여야 한다.

연한 암반이나 토층 지반에서 기초는 인접 최저 지표고로부터 최소 0.5m는 근입되어야 한다.

연한 암반이나 사질토 지반에서는 최소 근입 깊이(0.5m)로부터 근입깊이가 0.3m 증가할 때마다 경험값의 5%를 할증하여 사용하여야 한다.

<표 8>의 경질 또는 중간 정도 경질인 암에서는, 기초가 암 표면에 놓일 경우 <표 8>에 제시된 경험값을 사용하고, 근입 깊이가 암 표면으로부터 0.3m증가할 때마다 경험값의 10%를 할증한다.

기초 최소폭이 1m 이하인 경우, 허용 지지력은 경험값의 100분의 1에 cm단위의 최소 폭을 곱한 값이 된다.

지지층 아래 연약한 층이 있을 때, 허용지지력은 다음과 같이 확인하여야 한다.

$$\frac{Q}{(B+1.16H)(L+1.16H)} \leq \text{허용지지력의 공칭 값} \quad (9)$$

여기서,  $Q$  : 기초 작용하중,

$L$  : 기초길이

<그림 10>에 도시한 바와 같이 한 기초의 하중확산면적(30°로 확산)과 다른 인접 기초의 하중확산면적이 서로 간섭을 일으키면 안 된다.

<표 8>에 추천된 암반의 허용 지지력이 암시편의 일축압축강도를 초과하면, 일축 압축 강도를 허용 지지력으로 취하여야 한다.

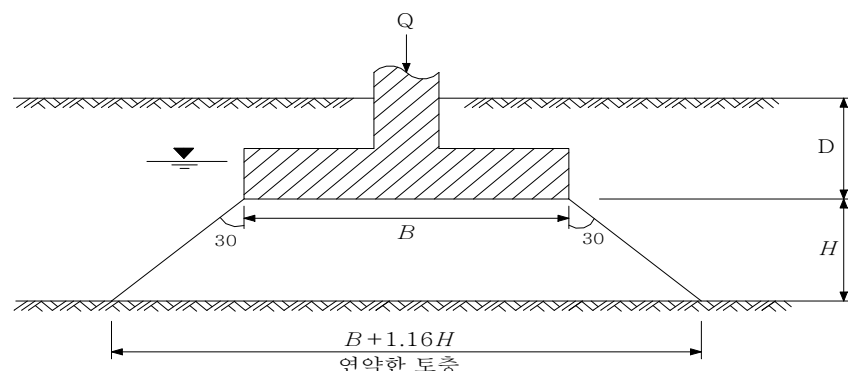


그림 10. 지지층 아래 연약한 층이 있는 경우

표 8. 얇은기초의 지지력 경험치

지지층	현장 연경도 상태	허용 지지력(kPa)	
		범위	추천값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,500~10,700	8,600
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,200~4,300	3,750
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 세일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,600~2,700	2,150
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(세일) 이외의 모든 암, RQD<25	연암	850~1,300	1,050
컴팩션 세일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연암	850~1,600	1,050
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함	850~1,300	1,050
자갈, 자갈-모래 혼합물, 호박돌-자갈 혼합물(GW, GP, SW, SP)	매우 조밀함	650~1,050	750
	중간정도 조밀	400~750	500
	느슨함	200~650	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래(SW, SP)	매우 조밀함	400~650	400
	중간정도 조밀	200~400	300
	느슨함	100~300	150
가는 모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은 모래(SW, SM, SC)	매우조밀함	300~500	300
	중간정도 조밀	200~400	250
	느슨함	100~300	150
균질한 점토, 모래질이나 실트질, 점토	균음	300~600	400
	중간정도 균음	100~300	200
	느슨함	50~100	50
실트, 모래질 실트, 점토질 실트, 교호된(varved) 실트-점토-세사층	매우 균음	200~400	300
	중간정도 균음	100~300	150
	연함	50~100	50

주) ① 기초의 크기, 깊이와 배열을 감안한 허용 지지력은 수정하여야 한다.

② 함수비, 밀도, 흙쌓기고를 관리하여 다진 흙쌓기층의 지지력은 동일한 연경도를 갖는 자연지반의 지지력과 동등한 것으로 간주하여야 한다.

③ 압축성이 큰 세립토의 허용 접지압력은 구조물의 총침하량을 고려하여 제한하여야 한다.

④ 유기질 지반이나 다짐을 하지 않은 흙쌓기층의 허용 지지력은 각 경우에 따라 별도 조사하며 결정하여야 한다.



(5) 현장 시험에 의한 지지력 산정

- ① 기초의 설계 지지력을 표준 관입 시험, 콘 관입 시험 공내재하 시험, 현장 베인 시험 등 현장 시험을 통해 구할 수 있는데, 국내에서는 표준관입 시험과 공내 재하 시험의 결과를 이용한 경험적 공식이 널리 사용되고 있다.
- ② 표준관입시험 - 건조하거나 습윤상태의 사질토 지반에 설치한 기초의 지지력은 기초의 폭과 표준관입시험의 N치를 이용하여 직접 구할 수 있다. 일반적으로 N치가 5이하이면 진동하중이나 지진력에 의해 액상화 현상이 발생할 수 있으므로 얇은 기초로서는 적합하지 않다. 그러나 N치가 5 이상이면 지지력과 침하기준(최대침하량 25mm를 전제로 한 것임)을 만족 할 수 있는 얇은 기초의 설계 지지력,  $q_{all}$ 를 N치와 기초 폭과의 관계로부터 추정할 수 있다. Terzaghi and Peck (1967)이 이러한 표준관입 시험 결과로부터 모래지반의 허용지지력을 구하는 방법을 제안하였으나 너무 보수적으로 평가되는 경향이 있으므로 Meyerhof(1974)와 Bowles(1988)는 이를 아래 공식처럼 수정하였다. <그림 11>은 Bowles가 제안한 표준관입 시험의 N치와 기초의 허용지지력을 보인 것이다.

나. Meyerhof 공식(1974)

$$\begin{aligned}
 q_{all} &= 12N \left( 1 + \frac{D_f}{3B} \right) & (B \leq 1.2\text{m}) \\
 &= 8N \left( \frac{B + 0.305}{B} \right)^2 \left( 1 + \frac{D_f}{3B} \right) & (B > 1.2\text{m})
 \end{aligned} \quad (10)$$

다. Bowles 공식(1982)

$$\begin{aligned}
 q_{all} &= 20N \left( 1 + \frac{D_f}{3B} \right) & (B \leq 1.2\text{m}) \\
 &= 12N \left( \frac{B + 0.305}{B} \right)^2 \left( 1 + \frac{D_f}{3B} \right) & (B > 1.2\text{m})
 \end{aligned} \quad (11)$$

$q_{all}$ 의 단위는 kPa(약 0.1t/m<sup>2</sup>)이고  $D_f$ 는 근입깊이(m), B는 기초의 최소폭(m)이다.

라. 이와 같이 결정한  $q_{all}$ 값은 지하수위가 기초저면아래 매우 깊이 있는 경우의 허용지지력이다. 만약 지하수위가 기초저면까지 상승한다면 허용지지력의 50%를 사용하여야 한다. 이 그림에 사용하는 N값은 유효상재하중 100kPa을 기준하여 보정된 것이다. 다른 깊이에서 얻은 N값은 이 그림을 이용하기 전에 보정하여  $q_{all}$ 을 구하여야 한다.

$$q_a = \frac{N_{55}}{0.08} \left( \frac{B + 0.3}{B} \right)^2 \left( 1 + 0.33 \frac{D}{B} \right)$$

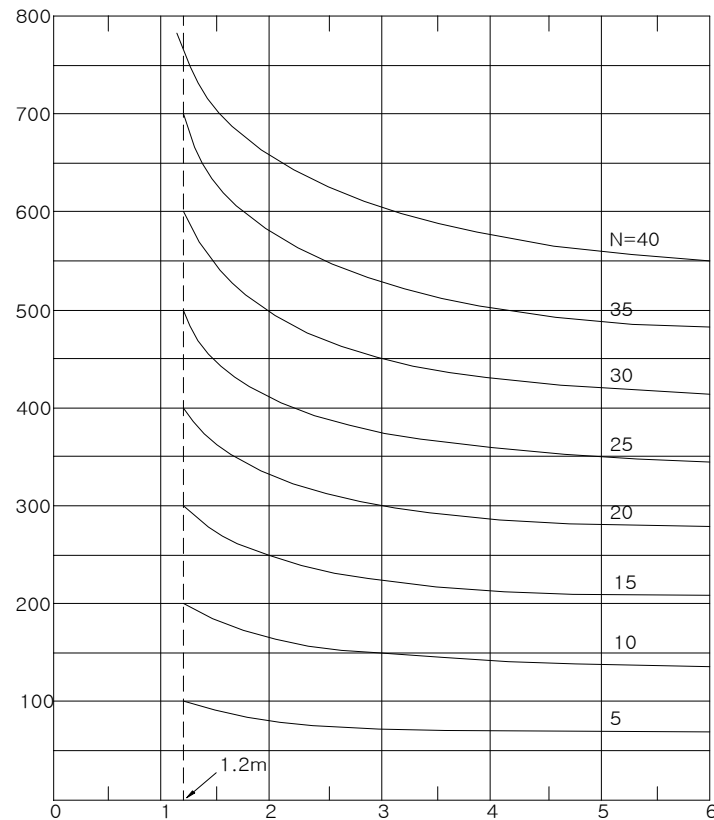


그림 11. 표준관입시험의 N치에 따른 기초의 허용지지력

표준관입시험은 많은 오류를 수반하므로 N값의 신뢰도가 높지 못하다. N값과 내부마찰각의 상관 관계가 우수하지 못한 이유가 여기에 있다. 그러므로 신중을 기하여 N값으로부터 허용 지지력을 추정하여야 한다. 현재 N값으로 기초를 설계하고 있는 실정인데, N값 뿐만 아니라 보링 주상도를 참작하여 보다 건실한 공학적 판단을 내려 기초 설계에 임하여야 한다. N값은 점성토 지반의 지지력 추정에는 적합한 방법이 아니다.

### ③ 공내재하시험 (PMT)

공내재하 시험 결과를 이용하여 얇은 기초의 지지력을 결정하는 방법을 다음과 같이 제안하였다.[Menard(1953), Baguelin et al.(1978)]

$$r_u = K_g(P_L - P_o) + \sigma_o \quad (12)$$

여기서,  $r_u$  : 지지력

$P_L$  : 공내재하시험의 한계압력  
(기초바닥의 아래위로 기초 폭의 1.5배 범위에서)

$P_o$  : 전체수평압력(기초 위치에서 측정한)

$K_g$  : 지지력 계수(기초형상과 토질 종류의 함수)

$\sigma_o$  : 기초 위치의 전체상재하중





$(P_L - P_0)$ 항은 순한계 압력이라 부른다. 보통  $K_g(P_L - P_0)$ 에 안전율을 3이상 적용하여 허용 지지력을 구하여야 한다.

강도가 변하는 지반위에 기초가 놓일 때, 등가의 순한계 압력,  $P_{Le}$ 를 허용지지력 공식에 사용하여야 한다.

$$P_{\leq} = \sqrt[3]{P_{L1} \cdot P_{L2} \cdot P_{L3}} \quad (13)$$

여기서,  $P_{L1}, P_{L2}, P_{L3}$ 는 각각 기초면 위쪽 B되는 곳, 기초면 그리고 기초면 아래쪽 B되는 곳의 순 한계 압력이다. 순 한계 압력은 각 위치에서 측정한 전체 한계압력 에서 전체 수평 압력을 뺀 값이다.

기초 깊이는 보통 기초 저판의 근입깊이로 하여야 한다. 그러나 지반의 강도가 깊이에 따라 변하고 등가한계압력을 사용하면 다음과 같은 등가기초 깊이를 사용하여야 한다.

$$d_e = \frac{1}{P_{Le}} \int_0^D P_L(z) dz \quad (14)$$

지지력 계수,  $K_g$ 는 기초의 기하학적 제원(폭, 길이, 깊이)과 지반의 종류에 따라 다르다. <그림 12>에서 4종으로 분류한 지반조건과 두 기초형상(연속 기초와 정사각형 기초)에 대한  $K_g$ 를 구할 수 있다. 구형 기초는  $K_g$ 가  $B/L$ 에 일차적으로 비례한다고 가정하여, 보간법으로 지지력 계수를 결정하여야 한다. 4종의 지반분류는 <표 9>와 같다.

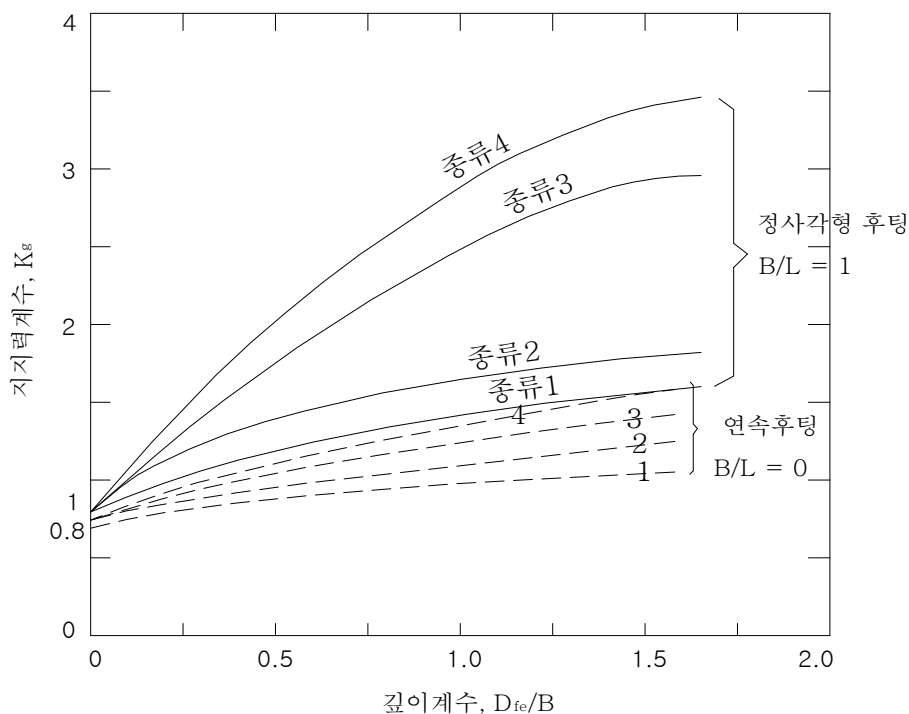


그림 12. 얇은 기초의 지지력 계수  $K_g$

표 9. 지반분류

종류(번호)	지반	순 한계압력(kPa)
1	연약한 정도로부터 중간 정도 굳은 점성토 실트	0 ~ 1,200 0 ~ 700
2	굳은 점성토 조밀한 실트 느슨한 모래 매우 약한 강도의 암반	1,800 ~ 4,000 1,200 ~ 3,000 400 ~ 800 1,000 ~ 3,000
3	모래와 자갈 약한 암반	1,000 ~ 2,000 3,000 ~ 6,000
4	매우 조밀한 모래와 자갈 중간부터 높은 강도의 암반	3,000 ~ 6,000 6,000 ~ 10,000

공내채하 시험은 특수 장비를 사용하여야 한다. 이 시험결과는 시추공의 시험시 상태에 따라 매우 다르다. 토질전문가가 이 시험을 수행하고 결과를 검토하여야 한다. 특히 이 시험은 다른 현장 시험으로 불가능한 지반(모래, 자갈, 빙하 퇴적층)에 적용이 가능한 장점이 있다.

④ 평판채하시험을 이용하는 방법

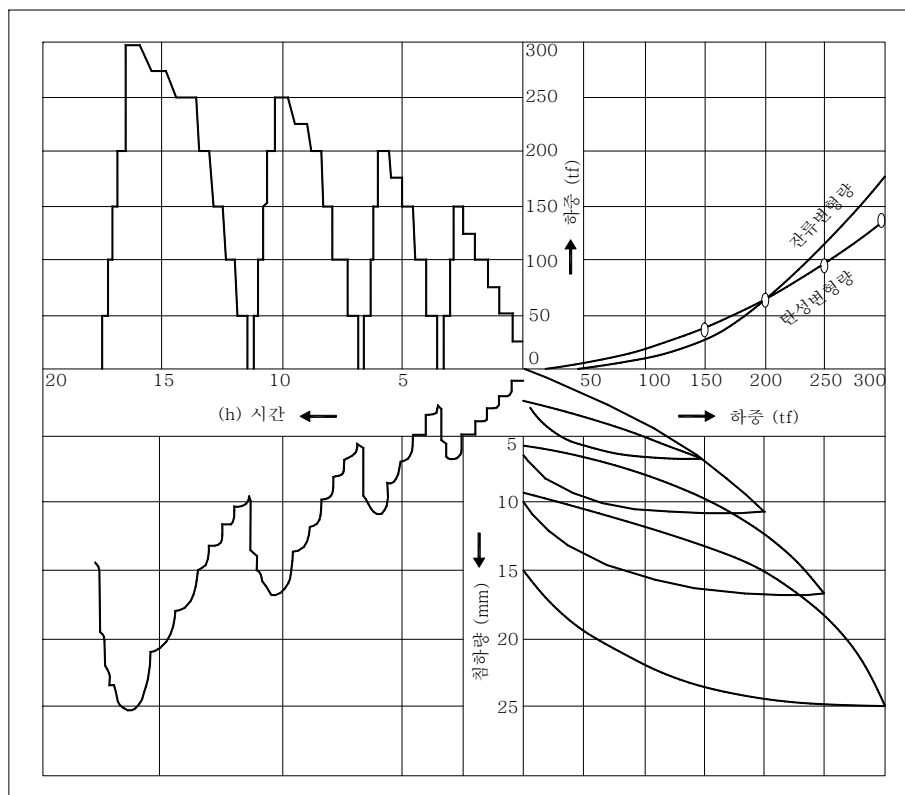


그림 13. 평판채하시험의 결과



평판재하시험의 결과를 이용하여 하중-침하곡선, 시간-하중곡선, 시간-침하량곡선을 얻을 수 있으며 이들 곡선으로부터 지지력을 산정할 수 있다.<그림 13 참조>

#### 가. 극한하중의 결정

원칙적으로 하중-침하곡선의 최대 곡률을 찾아서 극한지지력을 구하여야 한다. 재하판에 인접한 지반에 설치한 변위계의 측정치가 수렴하거나, 처음에는 침하하다가 용기되면서 초기치에 도달하는 순간이 극한하중이 된다. 그러나 대개의 시험에서는 최대곡률점이 쉽게 찾아지지 않으며 재하량이 부족하여 극한지지력이 구해지지 않는 경우가 있는데, 이 때에는 측정치를 침하-대수시간( $S-\log t$ ), 하중-대수침하속도( $P-d_s/d(\log t)$ ), 대수하중-대수침하( $\log P-\log S$ ) 등으로 곡선을 그려서 이들 곡선의 꺾여지는 부분을 항복하중으로 하고 항복하중의 1.5배를 취하여 극한하중으로 하거나 재하판 직경의 10% 즉, 0.1B의 하중강도를 극한하중으로 하여야 한다.

#### 나. 허용지지력의 결정

일반적으로 기초의 지지력을 구할 때에 장기허용지지력과 단기허용지지력으로 구분하며 허용지지력은 극한하중을 안전율로 나누어서 구하여야 한다. 보통 단기허용지지력은 항복하중강도로 하며 장기허용지지력은 항복하중강도를 안전율 2로 나눈 값과 극한지지력을 안전율 3으로 나눈 값을 비교하여 작은 값을 취하여야 한다.

구조물 기초폭의 2배에 해당하는 깊이까지 균질한 지반인 경우에는 다음과 같이 지지력을 구할 수 있다.

##### (가) 건물

(ㄱ) 장기허용지지력 - 극한지지력의 1/3 또는 항복하중 1/2 중에서 작은 값을  $p$ 라고 하면

$$q_a = p + \frac{1}{3} N_q' \gamma D_f \quad (15)$$

(ㄴ) 단기허용지지력 - 극한지지력의 2/3 또는 항복하중 중에서 작은 쪽을  $p'$ 이라 하면

$$q_a = p' + \frac{1}{3} N_q' \gamma D_f \quad (16)$$

##### (나) 토목구조물

(ㄱ) 허용지지력 - 극한지지력의 1/3 (단, 수평력이 작을 경우)

(ㄴ) 허용지지력 - 극한지지력의 1/2 (단, 수평력이 작을 경우)

(ㄷ) 침하를 기준으로 장기허용지지력을 정할 경우에는 침하량 20mm 또는 25mm에 해당하는 하중의 절반값을 장기허용지지력으로 정하여야 한다. 또한 앞에서 구

한 장기허용지지력과 침하를 기준으로 정한 장기허용지지력을 비교하여 작은 값을 취하여 허용지지력을 정하여야 한다.

다. 평판재하시험 결과 적용시 유의사항

- (가) 지반의 지지력은 지반의 성질 이외에도 기초의 근입깊이와 형상, 폭, 길이 및 지하수위 등에 의해 영향을 받으므로 실제기초보다 크기가 작은 재하판으로 행한 평판재하시험의 결과를 실제 기초에 그대로 적용하기가 어려우며 다음의 영향에 유의하여야 한다.
- (나) 지반의 두께 - 재하판의 크기에 따라 지반내 응력변화범위가 다르므로 재하판의 영향이 미치지 않는 깊이에 연약지반이 있으면 재하시험에서는 그 영향이 나타나지 않으나 실제기초에서는 그의 영향으로 기초침하가 예상보다 크게 발생할 수 있다. 따라서 연약층의 전단 및 압축특성을 파악한 후에 실제기초의 지지력을 산출하여야 한다.
- (다) 지하수위 - 지하수위가 지표에 가까운 지반에서 지하수위가 상승하면 지반의 지지력이 대략 반감하므로 이를 고려하여 기초의 지지력을 판정하여야 한다.
- (라) 크기효과 - 기초구조에 의하여 지중응력이 증가되는 범위는 대체로 기초구조폭의 2배 깊이므로 재하시험에서 재하판의 크기에 의한 영향을 크게 받는다. 따라서 기초폭의 2배 깊이의 지반성상은 지반조사를 통하여 파악하고 있어야 한다. 그런데 평판재하시험은 실제보다 작은 크기의 규격화된 재하판으로 실시하므로 실제기초의 지지력은 기초의 크기에 의한 영향을 고려하여 시험치를 보정하여야 한다.

⑤ 콘관입시험을 이용하는 방법

정적콘관입시험 결과로부터 허용 지지력을 추정할 수 있다. 사용하는 표준 콘은 단면적이 10cm<sup>2</sup>이고 콘의 각도는 60°이다. 근입깊이 1m의 얕은기초에서 허용지지력은 다음과 같은 관계에서 추정할 수 있다.

$$q_{all} = 0.1q_{cone} \quad (17)$$

여기서,  $q_{all}$  : 허용 지지력

$q_{cone}$  : 콘의 전단저항

<식 (17)>은 신중하게 사용하여야 하고 간단한 경우에만 사용하여야 한다. 그 밖의 다른 경우에는 <그림 14>에서 추정하여야 한다. 정적콘관입시험 결과는 표준관입시험만큼 오차가 크지는 않다. 그러나 콘관입시험은 깊은 세립토층(느슨하고 균질한 비점성)에 사용하도록 개발되었기 때문에 그러한 지반에서 효과적이며 신뢰성 있는 결과를 얻을 수 있다. 조밀하고 혼합된 토질에서는 시험에 어려움이 있다.

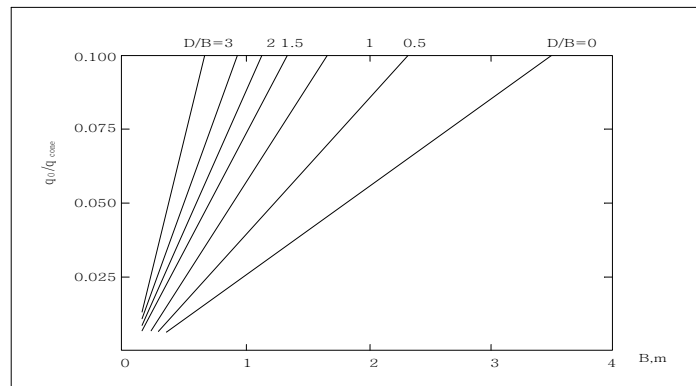


그림 14. 콘 관입시험에 의한 허용지지력

#### ⑥ 베인시험을 이용하는 방법

점토지반에서는 지지력이 단기안정조건에 의해 좌우된다. 이 조건에 적합한 비배수강도,  $\tau_u$  는 현장베인시험으로 측정할 수 있다. 지지력은 <식 (18)>에서 구하여야 한다.

$$q_{ult} = 5\mu\tau_u \left(1 + 0.2\frac{D}{B}\right) \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right) + \sigma_0 \quad (18)$$

여기서,  $q_{ult}$  : 지지력

$\mu$  : 베인강도 저감계수

$\sigma_0$  : 기초 저판의 깊이에서 전체 상재하중

#### (6) 암반의 지지력

- ① 암반은 보통 가장 좋은 기초지반으로 생각된다. 그러나 설계자는 불량한 암반조건과 연계된 위험성을 숙지하여야 한다. 왜냐하면 암반의 과도한 응력 부하는 과도한 침하나 갑작스러운 파괴를 초래할 수 있기 때문이다. 암반 위의 기초도 토사 위의 기초만큼 신중히 설계하여야 한다.
- ② 암반의 허용지지력은 <표 10>과 같이 암반의 상태에 따라 여러 가지 방법을 적용하여 추정하여야 한다.[Canadian Geotechnical Society(1992)]

표 10. 암반의 허용 지지력 결정 방법

허용 지지력 결정법	암 반 상 태
암반 상태 기술 (대략 추정은 <표 6> 참조)	신선한 암반, 불연속면 간격이 넓거나 매우 넓음
시편 강도 (나향 참조)	불연속면 간격이 비교적 좁거나, 넓거나, 매우 넓은 상태이며 불연속면 틈새가 치밀함
프레셔미터	암의 강도가 약하거나 매우 약함 ; 불연속면 간격이 좁거나 매우 좁음
토사와 같이 적용	암의 강도가 매우 약함 ; 불연속면 간격이 매우 좁음

주) 밀출된 암반의 기술은 <표 11>, <표 12>와 같음

표 11. 암의 불연속면 간격

간격 분류	간 격(m)
극히 좁음	< 0.02
매우 좁음	0.02 ~ 0.06
좁 음	0.06 ~ 0.2
비교적 좁음	0.2 ~ 0.6
넓 음	0.6 ~ 2.0
매우 넓음	2.0 ~ 6.0
극히 넓음	> 6.0

표 12. 강도에 의한 암분류

강도의 기술	연 경	일축압축강도(kN/m <sup>2</sup> )
극히 약함	손톱으로 긁힘.	1000
매우 약함	지질 망치의 강한 타격에 부서짐. 주머니칼로 꺾질 깎듯이 벗길 수 있음.	1000~5000
약함	주머니칼로 벗기기가 조금어려움. 지질망치로 강한 타격을 가해 약간의 흠집을 낼 수 있음.	5000~25000

### ③ 양호한 암반

불연속면 간격이 0.3m 이상(비교적 좁음)이면 양호한 암반으로 분류하여야 한다. 이 분류는 강도가 매우 약한(일축 압축 강도 1000~5000kN/m<sup>2</sup>)암반에도 적용된다. 양호한 암반의 불연속면 틈새가 치밀하고, 불연속 방향도 하중 방향에 유리한 쪽으로 발달된 경우, 보통 암반의 강도는 설계 조건을 만족시킨다. 그러므로 다음과 같은 기초 공학적 측면에 역점을 두어 지반조사를 하여야 한다.

불연속면의 틈새를 포함한 기초의 영향권 내의 암반의 모든 불연속면을 분류하고 표시하여야 한다.

마찰저항, 압축성, 충전물의 강도와 같은 불연속면의 역학적 특성을 추정하여야 한다.  
가. 암의 강도 추정

이러한 조사는 이 분야의 전문가가 하여야 한다. 암반의 허용지지력은 불연속면이 기초의 거동에 미치는 영향을 해석한 결과에 따라 결정할 수 있다. 지침의 일환으로, 암반이 유리한 조건 일 때(즉, 암반 표면이 하중 방향과 수직이고 암 표면 접선 방향과 일치하는 하중분력이 없고, 불연속면의 틈새가 치밀함 등) 허용지지력은 다음과 같은 간략한 관계로부터 추정할 수 있다.



$$q_{all} = K_{sp} \cdot q_{u-core} \quad (19)$$

여기서,  $q_{all}$  : 허용 지지력

$q_{u-core}$  : 코어의 평균 일축압축강도

$K_{sp}$  : 안전율 3을 포함한 경험적 계수, 범위는 0.1~0.4

계수  $K_{sp}$ 에 영향을 주는 인자는 <그림 15>와 같다. 이 관계는 불연속면 간격이 0.3m 이상이고 틈새가 5mm 이내(또는 충전물이 있을 경우 25mm 이내)이며 기초폭이 0.3m 이상일 때 유효하다. 지지력 계수,  $K_{sp}$ 는 기초크기와 불연속면의 영향을 고려하고 기초 암반의 허용 지지력 하한치에 안전율 3을 적용한 값이다. 그러므로 전반 전단 파괴에 대한 안전율은 10이상일 수 있다. 자세한 설명은 Ladanyi et. al(1974), Frankim & Gruspier(1983), Ladanyi and Roy(1971)을 참조하여야 한다.

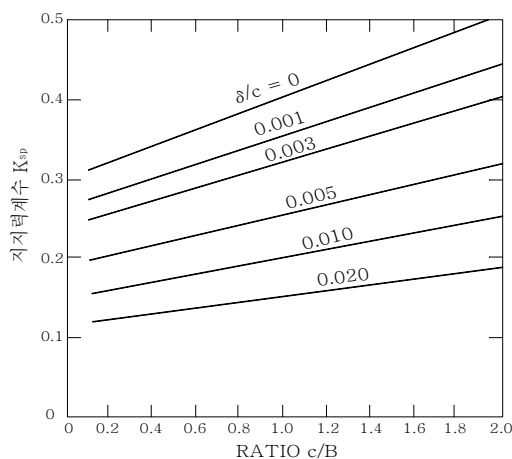
표 13. 안전율 3을 포함한 경험적 계수  $K_{sp}$ 의 값

불연속면 간격	$K_{sp}$	간격(m)
비교적 좁음	0.1	0.3 ~ 1
넓음	0.25	1 ~ 3
매우 넓음	0.4	> 3

#### ④ 불량한 암반

암이 연약하고, 불연속면 간격이 매우 좁고, 풍화되거나 조각조각 세편화된 지반을 자주 접하게 된다. 이런 경우 일반적으로 암반을 토사로 간주하여 기초를 설계하여야 한다.

그러나 필요한 강도정수 추정에 어려움이 있다. 암반의 강도와 변형 특성에 대한 자세한 설명은 Barton et. al(1974), Bieniawski(1976), Hoek & Brown(1980) 등을 참조하기 바란다.



$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{c}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{\delta}{c}}}$$

$c$  = 불연속면 간격

$\delta$  = 불연속면 틈새

$B$  = 기초 폭

$0.05 < c/B < 2.0$

$0 < \delta/c < 0.002$ 범위에서 유효함.

주)  $K_{sp}$ 는 기초 크기의 영향과 불연속면의 영향을 참작하고 안전율 3을 포함한 값이다.

그림 15. 지지력 계수

### 해설 3. 얽은기초의 수평지지력

(2) 얽은기초의 허용 수평지지력은 기초 저면의 전단지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다.

① 얽은기초의 허용 수평지지력은 <식 (20)>에 의해 산정한다.

$$\left. \begin{aligned} R_a &= \frac{1}{F_s}(R_b + R_p) \\ R_b &= V \tan \delta_b + A' c' \\ R_p &= \alpha_h L (\Sigma P_i H_i \cos \delta_\pi) \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

여기서,  $R_a$  : 얽은기초의 허용 수평지지력 (kN)

$F_s$  : 각 하중상태에 대한 안전율 (<표 14> 참조)

$R_b$  : 기초 저면의 극한 수평지지력 (kN)

$R_p$  : 기초 전면의 극한 수평지지력 (kN)

$V$  : 기초 저면에서의 유효 연직하중 (kN)

표 14. 얽은기초의 수평지지력에 대한 안전율

하중 상태	안전율
상시	3
일시	2

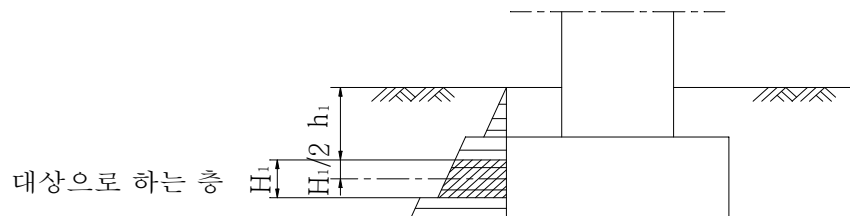


그림 16. 기초 전면의 극한 수평지지력

②  $c'$ 의 값은 지반조건이나 또는 시공조건과의 관계에 따라 달라지나 일반적으로는  $q_u/3$  정도의 값을 취하면 안전하나 시공조건이 좋은 경우에는  $q_u/2$ 도 취할 수 있다.

③ 저면지반이 암반인 경우에는 기초전면 흙의 수평지지력은 고려하지 않는다. 또한, 한랭지에서 동상을 일으키는 경우에는 그 부분의 토압을 무시하여야 한다.

④  $\alpha_h$  값은 지반조건, 되메우기 흙의 조건, 기초의 전면의 형상과 치수 등에 따라 다르며 <그림 17>은  $D_f/L$ 에 대한  $\alpha_h$ 의 평균값을 도시한 것이다. 일반적인 설계에 있어서는 토질을 구분하지 않고 실선의 값을 사용하여도 좋다.

⑤ 기초의 전면저항을 고려하는 경우에는 되메우기 재료와 그 다짐과정을 예상하여 이에





합당한 점착력 또는 내부마찰각을 추정하고, 그것에 대응하는 지지력을 고려하는 것으로 하여야 한다.

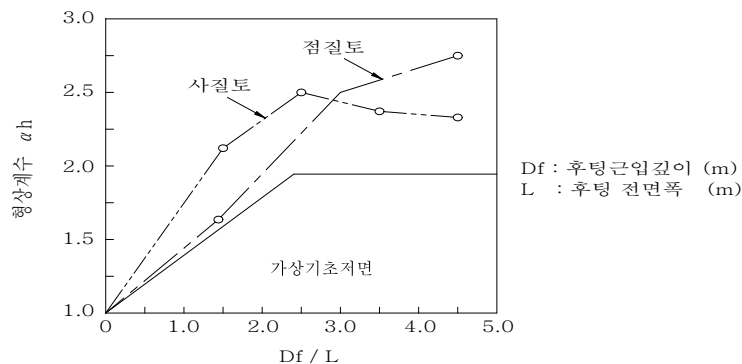


그림 17. 기초 전면의 형상계수

(3) 기초저면에 있어서 전단저항력이 부족할 경우에는 활동방지벽을 설치하여 전단저항력을 증가시킬 수 있다. 활동방지벽은 수평력을 지반에 전달하도록 충분히 지지지반에 관입시켜야 한다. 활동방지벽을 설치한 경우의 전단저항력은 기초저면이 아니라 활동방지벽의 선단을 통하는 기초저면과 평행한 면을 따라 전단저항력을 산출하며, 이 전단면을 가상의 기초저면으로 간주한다.

① 활동방지벽을 설치한 경우의 전단저항력의 산정

활동방지벽을 설치한 경우의 전단저항력은 <그림 18>과 <그림 19>를 참조하고 <식 (21)>를 이용하여 구한다.

$$H_u = c A_1 + V_1 \tan \phi + (V_2 + V_3) \tan \phi_B \quad (21)$$

여기서,  $H_u$  : 기초저면과 지반 사이에 작용하는 전단저항력 (kN)

$c$  : 지반의 점착력 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi$  : 지반의 전단저항각(가상 기초저면의 마찰각)( $^\circ$ )

$\phi_B$  : 기초저면과 지반 사이의 마찰각( $^\circ$ )

$A_1$  : 유효재하면적중의 활동방지벽 앞쪽(가상 기초저면)의 면적 ( $\text{m}^2$ )

$A_2$  : 유효재하면적중의 활동방지벽의 면적 ( $\text{m}^2$ )

$A_3$  : 유효재하면적중의 활동방지벽 뒤쪽의 면적 ( $\text{m}^2$ )

$V_1$  :  $A_1$ 에 작용하는 연직하중(kN),  $V_1 = \frac{A_1}{A'} V$

$V_2$  :  $A_2$ 에 작용하는 연직하중(kN),  $V_2 = \frac{A_2}{A'} V$

$V_3$  :  $A_3$ 에 작용하는 연직하중(kN),  $V_3 = \frac{A_3}{A'} V$

$A'$  : 유효재하면적 ( $\text{m}^2$ )

$V$  : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN). 단, 부력을 뺀 값으로 한다.

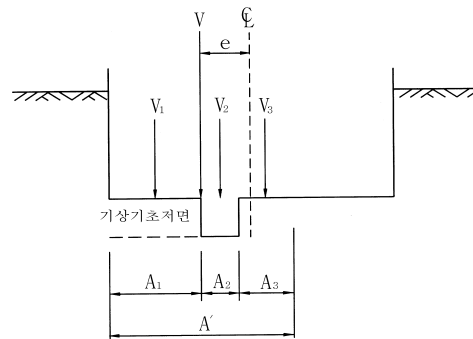


그림 18. 활동방지벽이 유효재하면 안쪽에 있는 경우

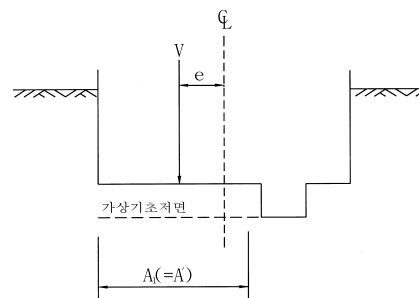


그림 19. 활동방지벽이 유효재하면 바깥쪽에 있는 경우

## ② 활동방지벽의 높이

활동방지벽은 전단력을 원지반에 전달하도록 하여야 한다. 일반적으로 활동방지벽의 높이는 다음의 범위에 있도록 한다.

$$0.1 \leq \frac{b}{B} \leq 0.15 \quad (22)$$

여기서,  $b$  : 지지 지반에 관입된 활동방지벽의 높이 (m)

$B$  : 기초의 폭 (m)

## ③ 활동방지벽에 가해지는 수평력

활동방지벽에 가해지는 수평력은 <식 (23)>로 구한다. 단, 작용위치는 활동방지벽의 중간높이로 한다.

$$H_T = [cA_1 + V_1(\tan\phi - \tan\phi_B) + V_2\tan\phi_B] \frac{H_B}{H_u} \quad (23)$$

여기서,  $H_T$  : 활동방지벽에 가해지는 수평력 (kN)

$H_u$  : 기초저면에서의 전단저항력 (kN)

$H_B$  : 기초저면에 작용하는 수평력 (kN)



#### 해설 4. 얇은기초의 전도

- (1) 얇은기초의 전도에 대한 안전은 기초 저면에 작용하는 합력의 편심량을 검토하는 것으로 하되, 다음의 각항에 따라 행하여야 한다.
- (2) 검토방향은 기초 각변에 직각인 방향 (<그림 20>의 x-방향, y-방향)에서 행하여야 한다.
- (3) 합력의 편심량  $e_x$ 는 장방형 기초에서는 원칙적으로 <표 15>에 표시한 허용 편심량 이하로 하여야 한다.
  - ① <표 15>에 보인 상시, 일시의 허용 편심량은 극한 저항모멘트에 대한 안전율이 각각 3.0과 2.0인 상황에 대응하는 것이다.
  - ② 상시하중에 대한 허용편심량은 일방향 편심인 경우로서, 기초의 저면 전체가 지지층에 밀착하여 부상하지 않는 범위로 제한하였다.

표 15. 합력의 허용 편심량(장방형 기초)

하중상태	상시	일시
허용편심량 $e_a$	$B/6$	$B/4$

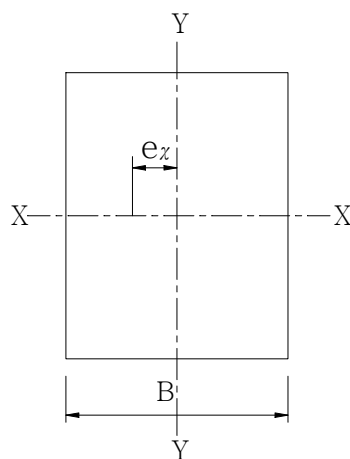


그림 20.  $e_x, B$ 의 설명도 (장방형 기초)

## 해설 5. 얕은기초의 침하

(1) 일반적으로 지반의 압축에 의하여 발생하는 구조물의 전체 또는 일부의 연직변위를 침하라고 하며 다음의 원인들에 의하여 지반이 변형되어 발생된다.

- ① 상부구조물 하중에 의한 지중응력의 증가(지반의 탄소성변형)
- ② 지하수위 강하에 따른 지반내 유효응력의 증가
- ③ 점성토지반의 건조수축
- ④ 함수비 증가에 의한 지반지지력의 약화
- ⑤ 지반의 전단파괴(기초파괴)
- ⑥ 지하공동이나 지하매설관 등 지하공간의 함몰
- ⑦ 동 상후의 연화에 의한 지반지지력의 약화

일반적으로 기초에 하중이 가해져서 일어나는 지반침하는 재하 즉시 지반이 압축되어 일어나는 즉시침하  $s_i$ 와 시간이 지남에 따라 간극의 물이 빠져나가면서 지반의 체적이 감소되어 일어나는 압밀침하  $s_c$ 로 구분하여야 한다. 유기질토나 점성토에서는 압밀완료 이후에도 2차 압축침하  $s_s$ 가 일어난다. 전체침하량  $s$ 는 이들을 합한 크기가 된다.

$$s = s_i + s_c + s_s \quad (24)$$

구조물의 모든 부분의 침하가 같은 균등침하가 발생되면 구조물은 손상되지 않고 다만 구조물의 연직위치만 달라진다. 반면에 구조물의 위치에 따라 침하의 크기가 다른 부등침하가 일어나면 구조물에 균열이 발생되거나 구조물이 기울어져 기능과 안전성에 영향을 받는다. 따라서 구조물의 침하는 허용치 이내이어야 하고 특수한 조건을 고려하여야 한다. 부등침하가 허용치를 초과하면 특별한 대책이 필요하다.

### (2) 한계깊이

압축성 지반이 충분히 두껍고 변형계수가 일정한 반무한 탄소성체인 경우에 상재하중에 의해 발생한 지반내 응력( $\sigma_{zp}$ )이 지반의 자중에 의한 지반내 응력( $\sigma_{zq}$ )의 20%가 되는 깊이를 <그림 20>에 나타낸 바와 같이 한계깊이  $z_{cr}$ (critical depth)라고 하며  $\sigma_{zp} \geq 0.2\sigma_{zq}$  인 범위의 지반에 대하여 침하를 계산한다. 암반과 같은 비압축성 지반이 한계깊이 이내에서 시작되면, 한계깊이는 비압축성 지반이 시작되는 깊이가 된다. 압축성이 아주 큰 연약한 지층이 한계깊이 위치에 분포할 경우는 한계깊이 이하에 있는 연약한 지층의 침하를 계산해야 한다. 현재깊이는 대개  $B \leq z_{cr} \leq 2B$  사이에 있으며, 등분포접지압에서는 접지압이 커질수록 깊어진다. 지하수위가 높아서 부력이 작용하는 지반에서는 한계깊이가 커진다.

전면기초에서는 한계깊이가  $z_{cr} < B$  일 수 있고, 큰 하중이 작용하는 폭이 좁은 연속기초에서는  $z_{cr} < 2B$  일 수 있다. 인접상재하중의 영향에 의한 지반내 응력 증가량



을 고려하며, 굴착깊이가 깊어서 기초에 작용하는 평균압력( $\sigma_{om}$ )이 굴착하중( $\gamma D_f$ ) 보다 작을 때에는 굴착하중을 고려하지 않고 기초바닥에서부터의 지반자중에 의한 지반내 응력을 적용하여 한계깊이를 정한다. 한계깊이는 평균압력이 자중에 의한 응력 보다 클 때에만 적용하며 지반의 변형계수가 일정하지 않고 깊이에 따라 증가하는 경우에는 적용하지 않는다.

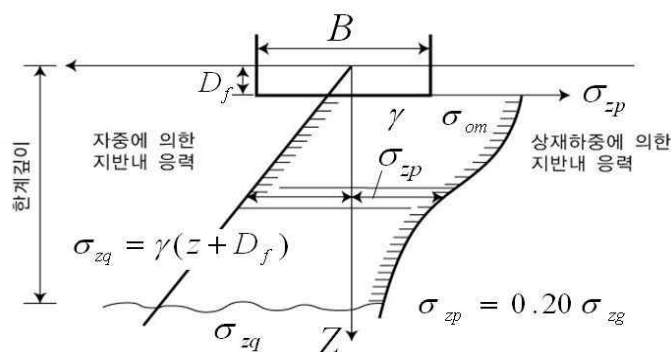


그림 21. 한계깊이

### (3) 즉시침하

기초의 즉시침하는 기초의 재하와 동시에 일어나며, 이렇게 일어난 침하는 하중제거시 회복이 가능한 탄성침하와 회복이 불가능한 소성침하의 합으로 구성되나, 실제로는 지반을 탄성체로 가정하고 탄성침하를 계산하여도 충분한 경우가 많다.

이러한 지반의 침하량을 산정 할 수 있는 방법은 다음과 같이 나눌 수 있다.

- ① 탄성이론을 이용하는 방법
- ② 평판재하시험에 의한 방법
- ③ 공내재하 시험을 이용하는 방법
- ④ 변형계수를 이용하는 방법
- ⑤ 탄성이론에 의한 침하량 산정

지반 침하량을 산정하려면, 먼저 기둥하중에 의한 토층의 응력 증가를 계산하여야 한다. Boussinesq식에서 발전된 영향계수를 도입하여, 깊이별 응력증가를 계산하는 것이 보통이다. Boussinesq식은 탄성이론과 연성기초의 가정 하에 유도되었다. 지반의 변형특성을 선형탄성적으로 근사화할 수 있는 하중범위에서는, 비교적 정확한 결과를 기대할 수 있다. 통상 적용되는 안전율에 의해 결정된 설계하중에서는 이 방법이 타당성이 있다고 평가된다. 그러나 파괴직전의 하중이나, 심한 비선형 응력-변형도 관계를 보이는 토층에서는 이 방법을 적용하는 것은 옳지 못하다.

작은 안전율로 설계·시공된 구조물(예; 제방)에서 국부적 지반파괴가 예상되는 경우에는, 적합한 탄소성 모델을 적용한 유한요소법으로 응력을 검토하여야 한다. 일

반적으로 얇은 기초의 형태는 구형이나 원형이므로, 구형과 원형등분포하중에 의한 응력증가 계산방법만 소개하여야 한다.

가. 탄성이론에 의한 침하량 산정

탄성 침하는 기초의 강성과 형태에 따라 <식 (25)>와 같이 계산하여야 한다.

$$S = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_s \quad (25)$$

여기서, E : 지반의 탄성계수

$\nu$  : 지반의 포아송 비

$I_s$  : 탄성침하의 영향계수

(<표 16> 또는 <그림 22>에서 구함)

표 16. 탄성침하의 영향계수  $I_s$

구분		강성 기초	연성 기초				비고
			중심점	외변의 중점	모서리점	평 균	
원형기초		0.785	1.00	0.637	-	0.848	연성기초의 중심점의 영향치는 모서리점의 영향치의 2배임. 즉, 중심 점의 침하량은 모서리 점의 침하량의 2배임
정방형기초		0.88	1.12	0.76	0.56	0.950	
구형 기초	L/B=2	1.12	1.53	1.12	0.76	1.30	
	L/B=5	1.60	2.10	1.68	1.05	1.82	
	L/B=10	2.00	2.56	2.10	1.28	2.24	

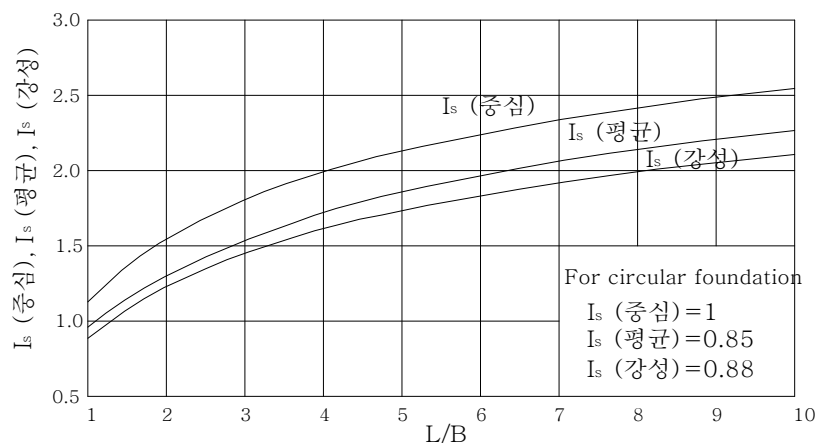


그림 22. 탄성침하의 영향계수  $I_s$

기초체가 강성인가 연성인가에 따라 침하의 형태는 <그림 23>과 같다. 그러나 모래의 경우 연성 기초의 탄성침하 형태는 탄성이론과 다른 양상을 보이고 있다.

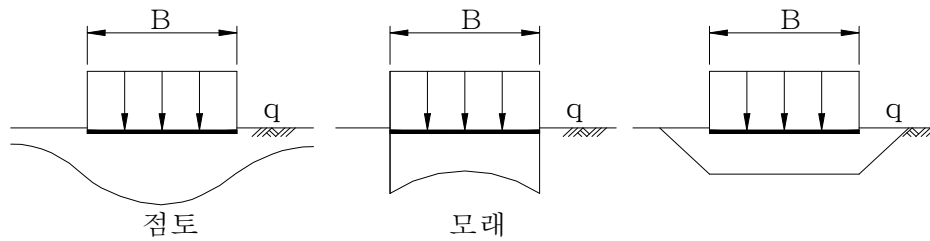


그림 23. 탄성침하의 형태

연성 구형기초에 대하여 임의의 점에서의 탄성침하량은 구형분할법(중첩의 원리)을 써서 구할 수 있다. 이 방법의 요령은 침하량을 구하려는 점을 모서리로 하는 구형으로 분할하고 각 구형에 의한 침하량을 합하여 실제 침하량을 구하는 것이다. <그림 24>를 구형분할법의 일례이다. 즉 A점의 탄성침하량은 다음과 같이 산정된다.

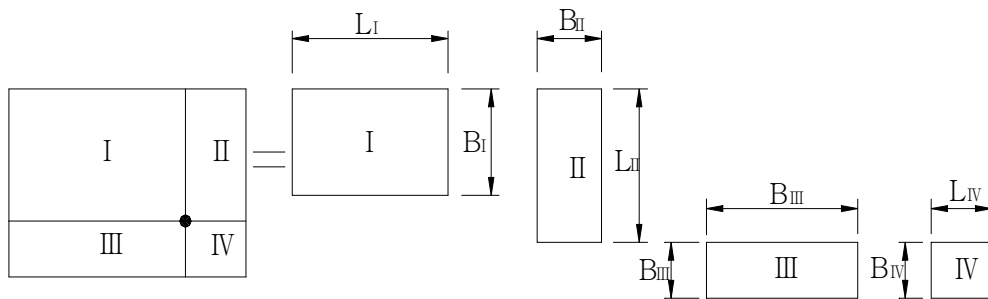


그림 24. 구형분할법

$$S_{iA} = q \frac{1-\nu^2}{E} (B_I I_{sI} + B_{II} I_{sII} + B_{III} I_{sIII} + B_{IV} I_{sIV}) \quad (26)$$

탄성이론으로 침하량을 산정하기 위해서는 탄성계수와 포와송 비를 알아야 한다. 그런데, 이 2가지 토질정수를 정확히 파악하는 것은 대단히 어려우므로 <표 17>과 같은 개략치를 사용하여야 한다.

우선 포와송 비의 개략치로는 다음 값이 타당하다.

- 비점성토 :  $\nu = 0.25$
- 점성토 :  $\nu = 0.33$

특히 포화점토의 경우  $\nu=0.5$ , 포화에 가까운 점토의 경우  $\nu=0.4\sim0.5$ 이며 모래의 경우  $\nu=0.25\sim0.45$ 이나 밀도가 증가하면 커지는 경향이다. 다음 탄성계수의 개략치는 <표 18>에 표시되어 있다. 또한, 표준관입시험의 N치 또는, 원추관입저항( $q_c$ )와 탄성계수( $E_s$ ) 사이의 관계가 <표 18>에 정리되어 있다.

표 17. 각종 흙의 탄성계수와 포아송 비(Das, 1984)

흙의 종류	탄성계수(kN/m <sup>2</sup> )	포아송 비
느슨한 모래	10000 ~ 24000	0.20 ~ 0.40
중간정도 촘촘한 모래	17000 ~ 28000	0.25 ~ 0.40
촘촘한 모래	35000 ~ 55000	0.30 ~ 0.45
실트질 모래	10000 ~ 17000	0.20 ~ 0.40
모래 및 자갈	69000 ~ 172000	0.15 ~ 0.35
연약한 점토	2000 ~ 5000	
중간 점토	5000 ~ 10000	0.20 ~ 0.50
견고한 점토	10000 ~ 24000	

표 18. 현장시험결과와 탄성계수( $E_s$ ,  $q_c$ 는 kPa 단위임. 1kPa=0.1 t/m<sup>2</sup>)

구분	SPT	CPT
모래	$E_s = 766N$ $E_s = 500(N+15)$ $E_s = 18000+750N$ $E_s = (15200 \text{ to } 22000)\ln N$	$E_s = (2 \sim 4) q_c$ $E_s = 2(1+Dr^2) q_c$
점토질 모래	$E_s = 320(N+15)$	$E_s = (3 \sim 6) q_c$
실트질 모래	$E_s = 300(N+6)$	$E_s = 1 \text{에서 } P_c$
자갈섞인 모래	$E_s = 1200(N+6)$	
연약점토		$E_s = (6 \sim 8) q_c$
점토 ( $S_u$ : 비배수전단강도)	$I_p > 30$ , 또는 유기질 $I_p = (2 \sim 4) q_c$ $1 < OCR < 2$ $OCR > 2$	$E_s = (100 \sim 500)S_u$ $E_s = (500 \sim 1500)S_u$ $E_s = (800 \sim 1200)S_u$ $E_s = (1500 \sim 2000)S_u$

특히 모래지반에 대하여 다음 관계가 잘 알려져 있다.

$$E_s(\text{kN/m}^2) = 766N \quad (\text{SPT}) \quad (27)$$

$$E_s = 2q_c \quad (\text{CPT}) \quad (28)$$





또한 점착력(비배수) 과 탄성계수 사이에는 다음과 같은 관계가 있다.

$$\text{정규압밀점토} : E_s = (250 \sim 500)c \quad (29)$$

$$\text{과압밀점토} : E_s = (750 \sim 1000)c \quad (30)$$

나. 평판재하시험에 의한 침하량 산정

평판 재하 시험은 보통 조립토에서 시행하는데, 직경 0.3m 재하판에서 측정한 침하량으로 기초의 침하량을 예측하여야 한다. Terzaghi and Peck(1967)은 다음과 같은 상관 관계를 제시하였다.

$$s_2 = s_1 \left( \frac{2}{1 + B_1/B_2} \right)^2 \quad (31)$$

여기서,  $s_2$  : 기초폭  $B_2$ 인 기초의 침하량

$s_1$  : 기초의 설계하중 강도와 동일한 하중에서 직경 0.3m  
( $B_1$ ) 재하판의 침하량

Meyerhof(1965)는 직경 0.3m 재하판의 침하량과 표준관입시험치(N)의 관계를 다음과 같이 제시하였다.

$$s_1 = 2 \times 10^{-6} \frac{q_a}{N} \quad (32)$$

여기서,  $q_a$  : 재하판에 가한 하중강도

Bond(1961)가 제시한 관계식은 다음과 같다.

$$s_2 = s_1 (B_2/B_1)^{n+1} \quad (33)$$

여기서,  $s_1$ 과  $s_2$ 의 정의는 앞과 같고, 무차원량의 계수  $n$ 은 흙의 종류에 따라 다르다.  $n$ 은 둘 이상의 크기가 다른 재하판의 침하를 측정하여 위 식에서 결정할 수 있다. Bond가 제시한  $n$ 값의 범위는 다음 <표 19>와 같다.

표 19.  $n$ 값의 범위(Bond, 1961)

구분	$n$
느슨한 ~ 중간정도 조밀한 모래	0.2 ~ 0.4
조밀한 모래	0.4 ~ 0.5

상기 방법은 압밀침하가 예상되지 않은 조립토의 침하를 추정할 때 쓰인다. 직경 0.3m 크기의 재하판으로 시행한 평판재하시험 결과치는 하중을 지지하는 토층 전체의 변형특성을 대표할 수 없다는 사실에 유의하여야 한다. 특히, 연약한 층이 지표층 아래에 있을 때는 각별한 주의를 요하게 된다. 지반의 토층 변화가 현저하면 토층 깊이별로 평판재하시험을 시행하여 깊이별 변형 특성을 구하여야 한다. 직경 0.5m이상의 재하판을 사용하면 이 방법의 신뢰도를 높일 수 있다.

다. 공내재하 시험에 의한 침하량 산정

공내재하 시험 결과로부터 비교적 정확한 침하예측이 가능하다는 것이 이론 및 실험 연구에 의해 입증되었다. 이 방법은 특히 조립토에서 신뢰성이 있는 것으로 알려졌다. 그러나, 시험 및 결과분석, 침하량 산정에는 상당한 지식과 경험을 겸비한 기술자가 필요하다.

기초의 침하는 <식 (34)>와 같다.

$$S = \frac{4}{9E_M} q_a B_0 \left[ \lambda_2 \frac{B}{B_0} \right] \alpha_p + \frac{\alpha_p}{9E_M} q_a \lambda_3 B \quad (34)$$

여기서,  $S$  : 침하량

$E_M$  : 메나드 프레셔미터 탄성계수

$q_a$  : 허용 지지력

$B_0$  : 기초폭의 기준 값으로 0.6m

$B$  : 기초폭

$\lambda_2, \lambda_3$  : <그림 25>에 제시된 형상계수

$\alpha_p$  : <표 20>에 제시된 흙의 종류별 구조계수

첫번째 항은 전단응력에 의한 침하량이고, 두번째 항은 구속응력 증가에 의한 침하량을 나타낸다. 이 방법은 지지층이 기초폭에 비해 두꺼우며, 지지층의 예민비가 작은 흙에는 모두 적용될 수 있다. 연약한 점성토나 프레셔미터 탄성계수( $E_M$ )가 3000kPa 이하인 흙에서는, 이 방법으로 구한 침하량은 압밀이론에 의한 침하량으로 비교 검토되어야 한다.

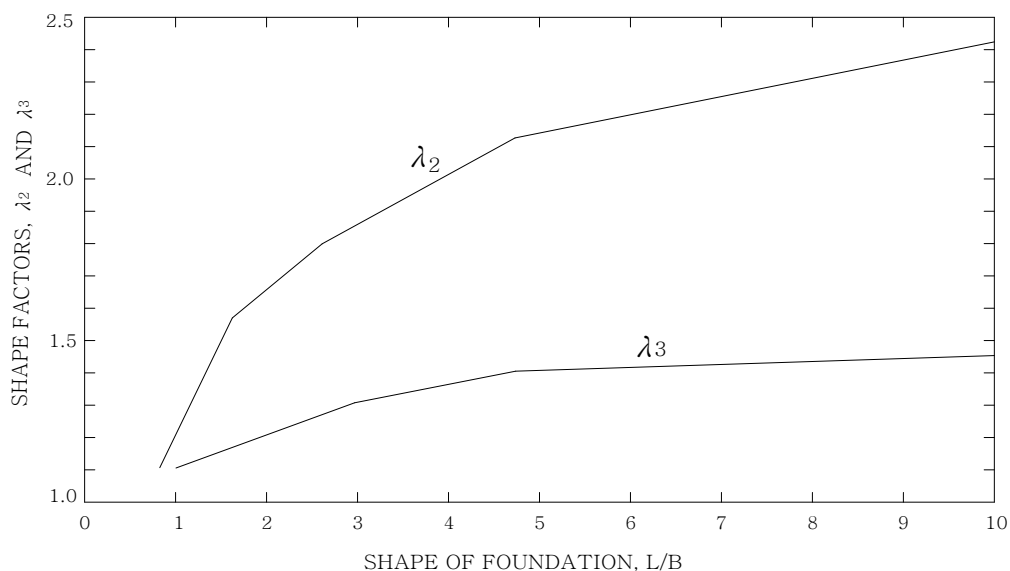


그림 25. 침하량 산정을 위한 형상계수



표 20. 지반 종류별  $\alpha_p$ (Canadian Geotechnical Society, 1992)

지반종류 상태	파이트	점토		실트		모래		모래자갈		암반
	$\alpha_p$	$E_m/P_L$	$\alpha_p$	$E_m/P_L$	$\alpha_p$	$E_m/P_L$	$\alpha_p$	$E_m/P_L$	$\alpha_p$	$\alpha_p$
과압밀 또는 매우 조밀	-	> 16	1	> 4	0.67	> 12	0.50	> 10	0.33	
정규압밀 또는 조밀	1	9~16	0.67	8~14	0.50	7~12	0.33	6~10	0.25	
불완전압밀 또는 느슨	-	7~9	0.50	6	0.50	6	0.50	-	-	
불연속면간격 넓은										0.67
불연속면간격 비교적 좁음										0.50
불연속면간격 좁음										0.33
매우 좁은 불연속면간격 : 매우 낮은강도										0.67

여기서,  $E_M$  : 메나드 탄성계수

$P_L$  : 메나드 한계압력

라. 변형계수를 이용한 침하량 산정

Schmertmann & Hartman(1978)은 사질토 지반의 탄성침하를 구할 수 있는 변형영향계수를 제안하였다. 이것은 지반내의 연직응력분포 형태와 유사하게 변형분포를 경험적으로 근사화 시킨 것이다. <그림 26>은 연속기초( $L/B \geq 10$ )와 정방향(원형)기초에 대한 변형영향계수를 보이고 있다.  $1 < B/L < 10$  인 경우에는 보간법을 사용하여야 한다. 이 방법에서는 CPT에서 얻어진 CPT을 이용하여 지반의 탄성계수 분포를 결정하여야 한다. 따라서 이 방법은 불균질 지반에도 적용이 가능함이 분명하다.

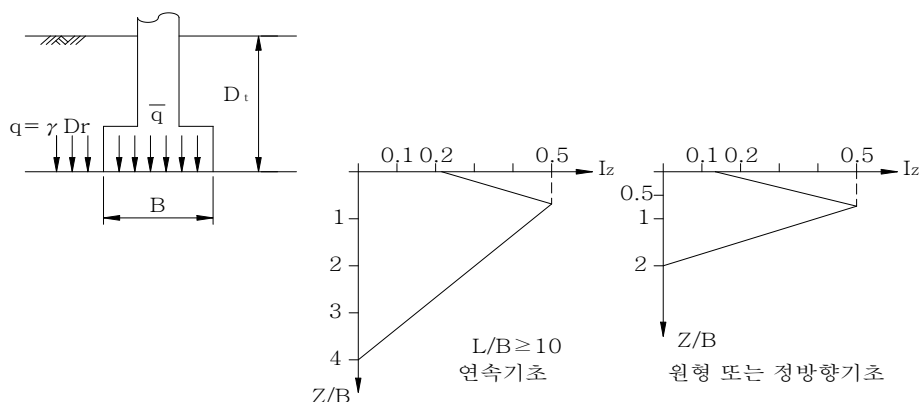


그림 26. 변형영향계수

탄성침하를 다음 식으로 산정하여야 한다.

$$S_i = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum \frac{I_z}{E} \Delta z \quad (35)$$

여기서,  $I_z$  : 변형영향계수(<그림 26> 참조)

$C_1$  : 기초의 근입깊이에 대한 보정계수

$$C_1 = 1 - 0.5[q/(\bar{q} - q)] \quad \text{단, } C_1 > 0.5$$

$C_2$  : 모래의 크립에 대한 보정계수

$$C_2 = 1 + 0.2 \log [10 \times \text{시간(년)}]$$

$\bar{q}$  : 기초저면의 접지압

$E$  : 탄성계수

정방형 기초 :  $E = 2.5q_c$

연속 기초 :  $E = 3.5q_c$

일반적 기초 :  $E = \alpha q_c = (1 \sim 8)q_c$

$\Delta z$  : 각 토층의 두께

실제 탄성침하를 계산하기 위해서는 탄성계수의 변화에 따라 토층을 <그림 27>과 같이 구분하여  $S_i$  산정식에 대입하면 된다.

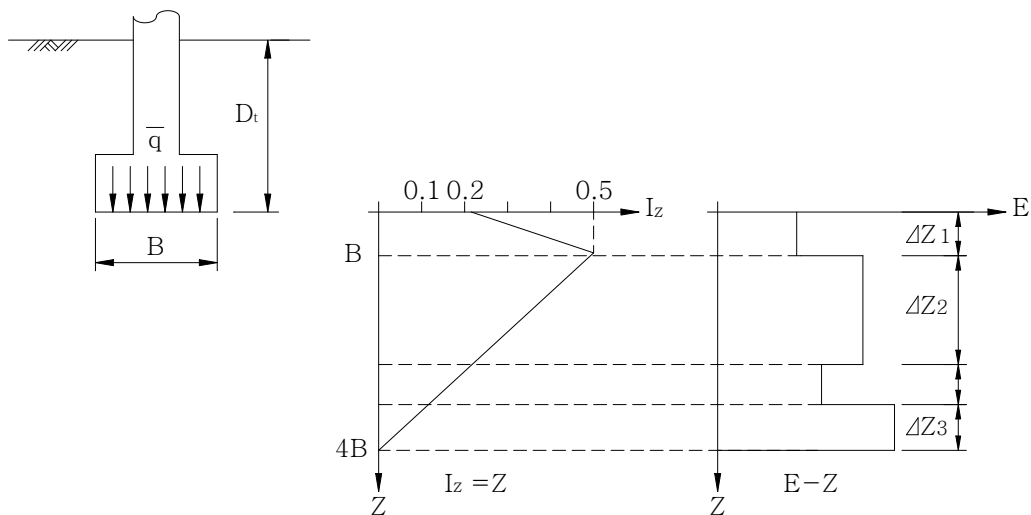


그림 26. 변형영향계수를 사용한 탄성침하 산정



#### (4) 압밀침하

점성토의 침하특성은 다음의 두 가지 중요한 현상에 달려있다.

선행압밀로 정의되는 토층의 지질학적 이력으로, 유효응력 변화의 의한 침하량 크기가 이에 좌우된다. 그리고 토층의 투수성에 따라 압밀침하속도가 좌우된다.

##### ① 최종침하량 산정

점성토의 응력-변형도 관계를 간극비-하중( $e$ - $\log p$ )곡선으로 보통 나타내고 있다. 실내압밀시험에서 얻은  $e$ - $\log p$ 곡선을 시료 교란에 의한 영향을 감안하여 다음과 같이 현장  $e$ - $\log p$  곡선을 추정하여야 한다.

가. Casagrande(1936)가 제시한 작도법으로부터 선행압밀하중( $p_c$ )을 결정하여야 한다.

나. 현재의 유효상재하중( $p_o$ )과 선행압밀하중( $p_c$ )을 비교하여 과압밀비(OCR)을 구하여야 한다.

$$OCR = \frac{p_c}{p_o} \quad (36)$$

이때,  $OCR=1$  이면 정규압밀이라 하고, 현재 유효상재하중이 지금까지 받아왔던 최대하중이다.  $OCR > 1$  이면 과압밀이라 부르며, 현재 유효상재하중보다 큰 압력으로 과거에 이미 압밀이 일어났음을 말한다.

현재의 유효응력( $p_o$ ), 현재의 간극비( $e_o$ ), 선행압밀하중( $p_c$ ), 실내  $e$ - $\log p$ 곡선으로부터 <그림 28>과 같이 현장  $e$ - $\log p$ 곡선을 추정하여야 한다. 이때, 현장의 처녀압밀곡선은 실험실  $e$ - $\log p$ 곡선의  $e=0.4e_o$ 에 대응하는 점을 통과하여야 한다.[Terzaghi & Peck(1967)]

현장곡선은  $p_c$ 점을 경계로 반대수 좌표에서 두 직선으로 나타내진다. 이때  $p_c$ 왼편의 직선의 기울기를 재압축지수( $C_r$ )이라 부르며 팽창지수( $C_s$ )와 근사하다.  $p_c$ 오른편의 직선의 기울기는 압축지수( $C_c$ )라고 하여야 한다.

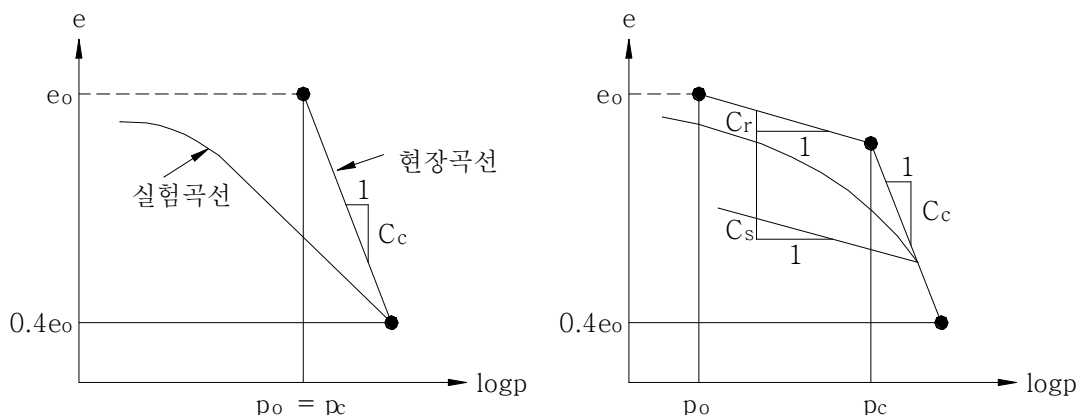


그림 28. 현장 압밀곡선의 추정

토층의 압축성을 나타내는 지수( $C_c$  와  $C_r$ )는 경험적으로 다음과 같다.

$$C_c = 0.009(L_L - 10) : \text{무기질 흙, 예민비} > 4 \quad (37)$$

$$C_c = 0.0115w_n : \text{유기질 흙, 이탄토} \quad (38)$$

$$C_c = 1.15(e_0 - 0.35) : \text{모든 점토} \quad (39)$$

여기서,  $L_L$ 은 액성한계이고,  $w_n$ 은 자연 함수비이다. 또한  $C_r = (0.1 \sim 0.2)C_c$ 인 관계에 있다. 현장의 압밀침하량은, 실험실의 변형율로부터 다음과 같이 추정하여야 한다.

$$\frac{S_c}{H} (\text{현장}) = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (40)$$

여기서,  $S_c$  : 압밀침하량

$e_0$  : 현재의 간극비 (압밀전)

$\Delta e$  : 응력증가에 의한 간극비 변화

$H$  : 압밀층 두께

이때  $\Delta e$ 는  $p_0$ ,  $p_c$ ,  $\Delta p$ 의 상대적 크기에 따라 계산하는 방법이 다르다.

(가) 정규압밀점토( $p_0 = p_c$ )

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (41)$$

(나) 과압밀점토( $p_0 < p_c$ )

-  $p_0 + \Delta p < p_c$ 인 경우

$$S_c = \frac{C_r}{1 + e_0} H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (42)$$

-  $p_0 + \Delta p > p_c$ 인 경우

$$S_c = \frac{C_r}{1 + e_0} H \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_c} \quad (43)$$

기초에 작용하는 하중에 의한 기초지반내의 응력 증가는 깊이에 따라 변하므로 깊이에 따라 변형도가 다르다. 따라서, 기초와 같이 유한한 분포하중을 받는 점성토 지반에서 침하량 계산에는 여러층으로 토층을 나누어 각 토층의 압밀침하량을 구하여 더하여야 한다. 각 토층에서 중점에서  $e_0$ ,  $p_0$ ,  $p_c$ ,  $\Delta p$ ,  $C_c$ ,  $C_r$ 을 구하여 앞에 제시된 계산식으로부터 침하량을 구하여야 한다. 대개 최소 4~6층 정도로 층을 나누어 계산하여야 한다.

## ② 압밀침하 속도

점성토의 투수계수는 매우 작아 침하는 장시간에 걸쳐 일어난다. 침하량-시간 관계의 전형적인 관계는 <그림 29>와 같다.

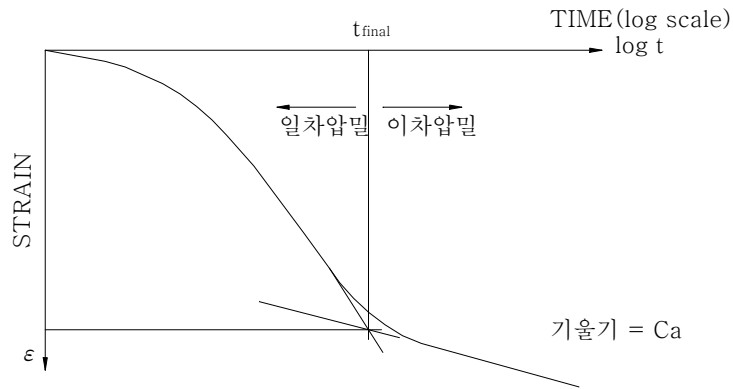


그림 29. 점성토의 시간-변형도 곡선

일차압밀이 종료되거나, 일차압밀의 일부분(압밀도,  $U$ )이 일어나는데 필요한 시간은 <식 (44)>와 같다.

$$t = T_v \frac{H_d^2}{C_v} \quad (38)$$

여기서,  $H_d$ 는 최대 배수 거리이고,  $T_v$ 는 시간계수,  $C_v$ 는 압밀계수이고,  $U$ (압밀도)는 어느 시점의 압밀량의 1차압밀량에 대한 백분율이다. 초기과잉간극수압 분포가 일정한 경우  $T_v$ 와  $U$ 의 관계는 <식 (45)~(46)>과 같은 간략식으로 표현된다.

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2, \quad U < 60 \text{인 경우} \quad (45)$$

$$T_v = -0.9332 \log_{10} \left(1 - \frac{U}{100}\right) - 0.0851, \quad U > 60 \text{인 경우} \quad (46)$$

### ③ 이차압밀침하

이차압밀침하는 일차압밀이 끝난 뒤 장기간에 걸쳐 서서히 일어나는 침하이다. 이차압밀은 학문적으로는 흥미있는 분야이나 실용상으로는 중요하지 않은 경우가 많다. 그 이유는 다음과 같다.

이차압밀침하가 큰 흙은 유기질점토와 압축성이 큰 점토인데 이들은 연약지반이므로 구조물을 축조하기 위해서는 지반을 개량하거나 말뚝 등 깊은 기초를 사용하게 되어 결과적으로 이차압밀이 문제가 되지 않도록 설계와 시공이 이루어진다.

이차압밀은 장시간 후 서서히 일어나므로 먼 장래의 일이다.

이차압밀계수  $C_\alpha$ 는 <식 (47)>와 같이 정의된다.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad (47)$$

이차압밀침하량  $S_s$ 는 <식 (48)>과 같이 산정하여야 한다.

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H \log \frac{t_2}{t_1} \quad (48)$$

여기서,  $e_p$  : 일차압밀 종료 후의 간극비

$t_1$  : 일차압밀 종료 시간이나 시공종료 시간

$t_2$  : 구조물의 수명

H : 압밀층의 두께

#### (5) 허용침하량

구조물의 기능이나 안정성 및 미관이 해치지 않을 정도로 미소하여, 허용되는 절대 침하량을 허용침하라고 하며, 구조물에 손상이 발생하는 절대침하량은 정하기가 쉽지 않다. 다만 경험적으로 Skempton/McDonald(1956)는 독립기초일 경우에 점성토에서는 0.06m, 사질토에서는 0.04m를 허용침하로 하였으며, 전면기초일 경우에는 점성토에서는 0.06~0.1m, 사질토에서는 0.04~0.06를 허용침하로 하였다.

구조물에 발생한 균열을 관찰하면 구조물의 거동을 알 수 있으므로 구조물에 균열이 있으면 균열부분에 크랙게이지를 설치하거나 석고를 띠모양으로 바르고 낱자를 기록하여 균열의 진전 및 확장여부를 확인하여야 한다. 그러나 구조물에서는 지반의 침하와 함몰뿐만 아니라 구조물의 변형과 과재하에 의하여도 균열이 발생될 수 있다. <그림 30>은 단순지지보에서 균열의 모양으로부터 처짐의 방향을 식별하는 방법을 나타낸다.

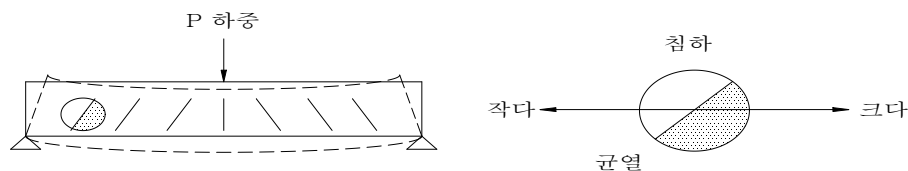


그림 30. 단순지지보의 처짐과 균열발달

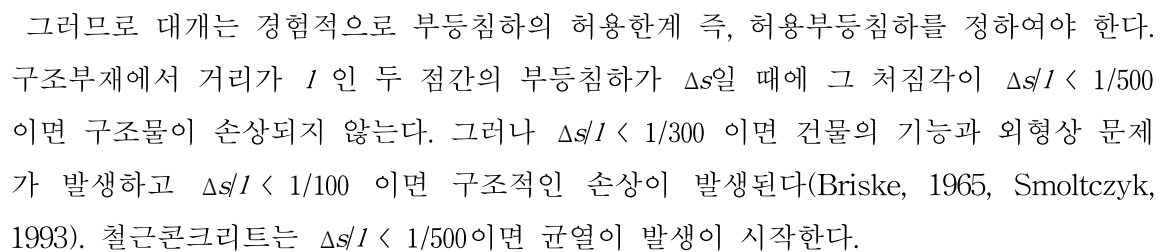
일반적으로 지반의 침하거동은 특정지점에 대한 소수의 자료로부터 예측하여야 한다. 따라서 지반의 침하거동의 예측치를 실제에 적용하는 데에는 한계성이 있으므로 예측한 지반의 침하거동은 현장측정을 통해서 확인하여야 한다.

사질토와 과압밀 점성토에서는 지층의 압축성을 판정하기 어렵기 때문에 계산된 침하량이 실제보다 항상 크다. 또한 침하가 주로 일어나는 지층이 두꺼울수록 침하량의 계산치와 실제 침하량의 차이가 커진다.(Leussink,1963)

#### (6) 구조물의 부등침하

구조물에 하중이 가해져서 침하가 균등하게 일어나면 구조물이 손상되기보다는 구조물의 기능이 문제가 된다. 그러나, 침하가 균등하지 않으면 이로 인한 힘이 추가로 구조물에 작용하게 되어 구조물이 손상되는 경우가 있다. 부등침하로 인한 구조물의 손상은 구조물과 지반의 상대적인 강성도에 따라 다르므로 일반화하여 수치로 나타내기가 어렵다.





1/10	1/10	1/20	1/30	1/400	1/50	1/60	1/70	1/80	1/90	1/1000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
								침하에 민감한 기계의 허용		
								한계		
								라멘 구조의 손상한계		
								균열 미발생 한		
								계		
								내하벽의 균열발생 한		
								계		
								강성 높은 구조물의 기울어짐 육안 구별		
								한계		
								내하벽의 균열 대폭 확		
								대		
								조적벽체의 안정한계( $4h < L$ )		
								일반적인 구조물의 손상한계		
								Pisa탑의 기울어짐		

그림 31. 구조물의 허용부등침하(처짐각)(Bjerrum, 1973)

## 해설 6. 지반반력계수

### 1. 얽은기초의 연직 지반반력 검토

강체로 취급할 수 있는 기초으로 평면 형상이 장방형인 얽은기초의 기초 설계에 사용되는 연직 지반반력은 다음과 같이 산정하는 것으로 하여야 한다.

합력의 작용점이 x-축 위에 있는 경우 <그림32> 참조

$$\begin{aligned}
 e_x \leq B/6 \text{ 일때} \quad & \left. \begin{matrix} p_1 \\ p_2 \end{matrix} \right) = \frac{V}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e_x}{B} \right) \\
 e_x > B/6 \text{ 일때} \quad & p_1 = \frac{2V}{3L(B/2 - e_x)} \quad (49)
 \end{aligned}$$

여기서,  $p_1, p_2$  : 연직 지반반력 ( $\text{kN/m}^2$ )

$V$  : 기초 저면에서 유효 연직하중 ( $\text{kN}$ )

$B$  : 하중 작용방향의 기초의 폭 ( $\text{m}$ )

$L$  : 하중 직각방향의 기초의 폭 ( $\text{m}$ )

$e_x$  : 합력의 작용점의 x 축방향의 편심량 ( $\text{m}$ )

합력 작용점이 x-축 위에 있지 않을 때에는 2 방향 편심의 영향을 고려하여 산정하여야 한다.

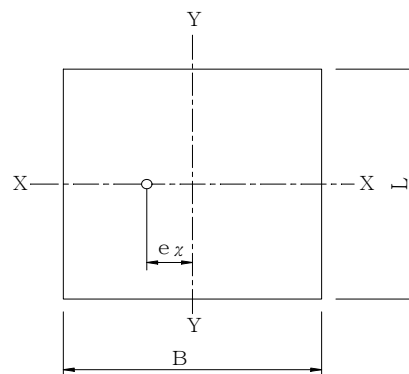


그림 32. 합력의 작용점

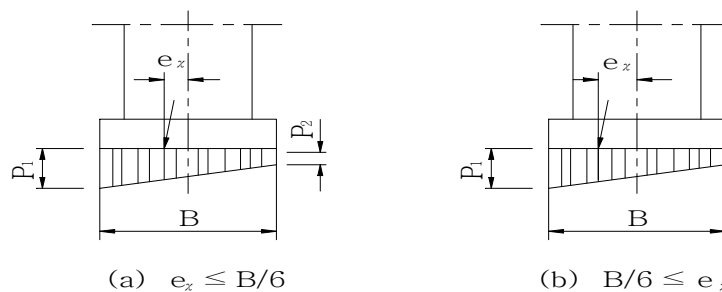
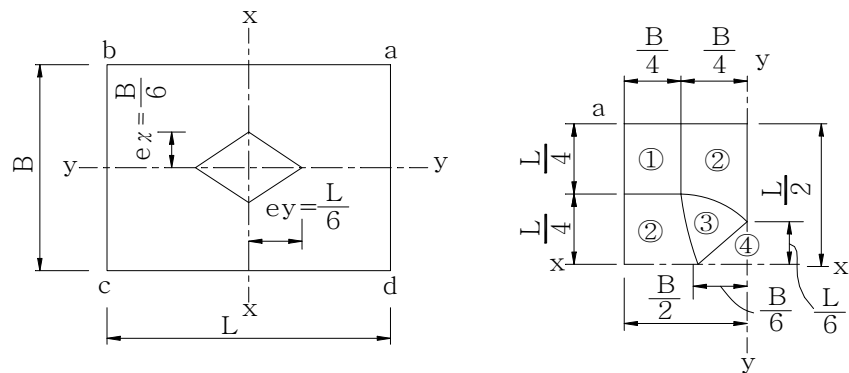


그림 33. 장방형 기초의 연직 지반반력



(a) 전반도

(b) 상세도

그림 34. 합력 작용점과 산정 구분도

합력의 작용점이 <그림 34>에 도시한 ①, ②, ③구역에 있는 경우의 계산은 <그림 35>의 노모그래프(Nomograph)를 사용하면 편리하다.

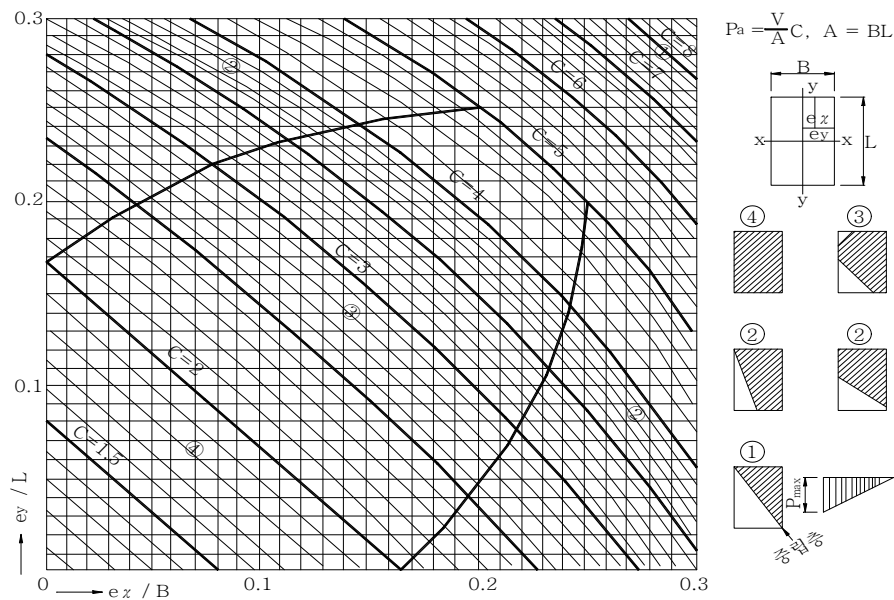


그림 35.  $e_x, e_y$ 와  $C$ 의 관계도

## 2. 얇은 기초의 지반반력계수 산정

지반반력계수는 <식 (50)>에서 정의되며, 지반의 탄성변형에 의한 변위량과 지반반력을 계산하고 기초의 안정을 해석하는데 이용된다.

$$k = p/s \quad (50)$$

여기서,  $k$  : 지반반력계수 ( $\text{kN/m}^3$ )

$p$  : 하중강도 ( $\text{kN/m}^2$ )

$s$  : 하중  $p$ 에 의한 변위량 (m)

지반반력계수는 지반의 변형계수 뿐만 아니라 기초 재하면의 형상과 치수 및 강성에 관계되고, 동시에 지반변형의 크기나 재하속도 및 반복회수에 따라 달라지며, 나아가서 지반의 깊이 (또는 수평) 방향의 비균질성이나 비탄성적인 성질이 가미되어 극히 복잡한 성질을 가지고 있다.

(1) 연직방향 지반반력계수 ( $k_v$ )

임의의 폭을 가진 재하면에서 구한 연직방향 지반반력계수와 0.3×0.3m의 재하판에서 구한 연직방향 지반반력계수와의 관계는 실험 결과로부터 <식 (51)>으로 나타낼 수 있다.

$$\left. \begin{aligned} k_v &= \frac{\alpha E_0}{24} \left( \frac{B_v}{30} \right)^{-1/2} \cong 0.2 \alpha E_0 B_v^{-1/2} \quad (\text{사질토}) \\ k_v &= \frac{\alpha E_0}{24} \left( \frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \cong 0.5 \alpha E_0 B_v^{-3/4} \quad (\text{사질토, 점성토의 혼합층}) \\ k_v &= \frac{\alpha E_0}{24} \left( \frac{B_v}{30} \right)^{-1} \cong 1.2 \alpha E_0 B_v^{-1} \quad (\text{점성토}) \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

여기서,  $k_v$  : 연직방향의 지반반력계수 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  :  $E_0$ 의 산정방법 및 하중조건에 대한 보정계수

$E_0$  : 지반의 변형계수 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_v$  : 기초 저면의 환산폭 (m)  $B_v = \sqrt{A_v}$

$A_v$  : 기초의 저면적 (m<sup>2</sup>)

(2) 수평방향의 지반반력계수 ( $k_h$ )

$$k_h = 0.5 \alpha_s \alpha E_0 B_h^{-3/4} \quad (52)$$

여기서,  $k_h$  : 수평방향 지반반력계수 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha_s$  : 측면에 대한 보정계수

$\alpha$  :  $E_0$ 의 계산 방법 및 하중조건에 대한 보정계수

$E_0$  : 지반의 변형계수 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_h$  : 기초저면의 환산폭 (m),  $B_h = \sqrt{A_h}$

$A_h$  : 기초 전면의 단면적 (m<sup>2</sup>)

기본적으로 연직방향 지반반력계수와 같으나, 변위방향 전면의 저항 뿐만 아니라 측면의 영향도 고려하여  $\alpha_s$ 를 곱하는 것으로 하였다.

$\alpha_s$ 의 값에 대해서는 아직 명확한 계산방법이나 실험결과가 없으나 측면의 폭이 전면의 폭에 비하여 현저히 적을 경우에는  $\alpha_s=1$ 로 하고, 측면의 폭이 전면의 폭과 거의 같거나



큰 경우에는  $\alpha_s=1.2$  로 하여도 좋을 것으로 생각된다.

(3) 기초저면의 전단 지반반력계수 ( $k_s$ )

$$k_s = \lambda k_v \quad (53)$$

여기서,  $k_s$  : 전단 지반반력계수 ( $\text{kN/m}^3$ )

$\lambda$  : 환산계수 ( $\lambda=1/3$ )

$k_v$  : 연직방향 지반반력계수 ( $\text{kN/m}^3$ )

환산계수  $\lambda$ 의 값은  $1/2 \sim 1/5$ 의 사이에 있는 것으로 알려져 있으나, 본문과 같이 정하였다.

## 해설 7. 특수조건에서의 얇은기초 설계

### 1. 강도가 낮은 토층에 지지되는 얇은기초

강도가 작은 토층을 지지층으로 하는 얇은기초의 설계는 지진에 의한 지반강도의 저하 및 기초의 침하 등에 대하여 충분히 검사하여야 한다.

기초의 평면치수를 크게 하든지 또는 <그림 36>에 보인 바와 같이 증가 하중이 작게 되는 구조형식을 택할 경우에는 강도가 낮은 토층에서도 지지층으로 설계하는 일이 가능하다. 이로 말미암아 경제적인 구조물을 설계하는 것이 가능한 경우가 많다.

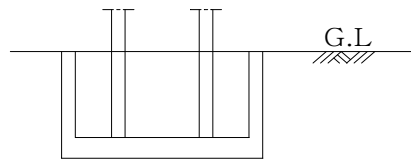


그림 36. 증가하중을 작게 만든 기초 (뚝기초)

강도가 낮은 토층에 지지되는 경우에는 탄성변위의 검토 이외에 다음 사항에 대하여도 검토할 필요가 있다.

- 사질토의 경우 - 포화된 층적 사질토층에서  $N$ 값이 20 미만인 경우에는 지진시의 과잉간극수압의 상승에 의해 지반강도가 저하되는 경우가 있으므로  $F_L$ 값이 1.5 이하인 경우에는 얇은기초를 피하는 것이 좋다.
- 점성토의 경우 - 증가하중으로 인하여 지반중의 연직응력이 압밀 항복응력을 초과하는 경우에는 압밀침하량 등을 산정하여 변위량을 검토할 필요가 있다.

흙쌓기나 근접구조물 등에 의하여 생기는 압밀침하에 대해서도 상기 가)와 같은 검토를 행하여야 한다.

불완전 지지의 얇은기초의 허용 연직지지력은 불완전 지지층의 강도와 두께 및 하층 지반강도를 고려하여 산정하는 것으로 하여야 한다.

불완전 지지의 얇은기초의 허용 연직지지력은 다음 식에 의거 산정하여야 한다.

$$Q_a = \frac{1}{F_s} Q + \overline{\gamma_{e2}} D_f A' \quad (54)$$

여기서,  $Q_a$  : 불완전 지지의 얇은기초 허용 연직지지력(kN)

$F_s$  : 얇은기초의 연직지지에 대한 안전율

$Q$  : 증가하중에 대한 극한 연직지지력(kN)

$\overline{\gamma_{e2}}$  :  $D_f$  구간의 평균 유효 단위중량(kN/m<sup>3</sup>)

$D_f$  : 기초 저면의 유효 근입깊이(m) (<그림 37> 참조)



$A'$  : 기초의 유효면적( $m^2$ )

$$A' = BL$$

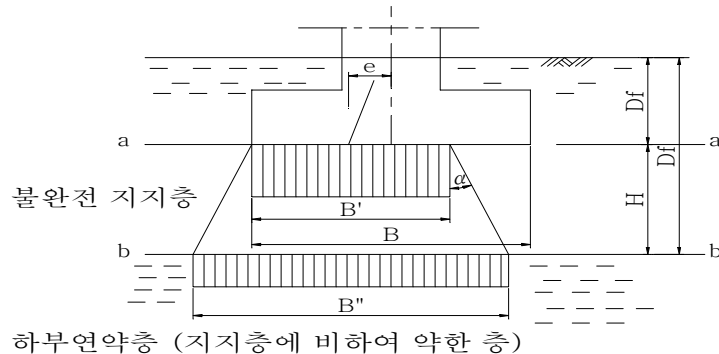


그림 37. 불완전 지지기초의 극한 연직지지력

## 2. 지지층의 변화가 현저한 경우의 검토

기초간의 지지 지반조건이 다를 경우와 충분한 조사를 행하여도 지반의 변화를 정확히 파악할 수 없는 경우

일반적으로 구조물의 설계에 있어서는 어떤 기초의 절대 침하량보다는 각 기초간의 부등침하가 문제로 되는 때가 많다. 그러나 각 기초의 부등 침하량을 정량적으로 산정하는 것은 극히 곤란하므로 여러 요소를 종합적으로 판단하여 설계할 필요가 있다.

기초의 탄성 침하량은 하중강도의 크기와 연직 스프링정수에 의하여 정하여 진다. 연직 스프링상수는 지반강도와 평면치수에 의하여 변화하여야 한다.

또한, 양질의 지지지반에서는 탄성 침하량이 작으므로 그에 준용하는 부등침하량도 작아 무시할 수 있을 때가 많다. 그러나 <그림 38>에 보인 바와 같이 지지기반의 조건에 현저한 차이가 있을 경우에는 부등침하에 대한 검토가 필요하게 되고 지진시 상태에 대해서는 구조물 부재간의 격임각과 어긋남의 차이도 검토하여야 한다.

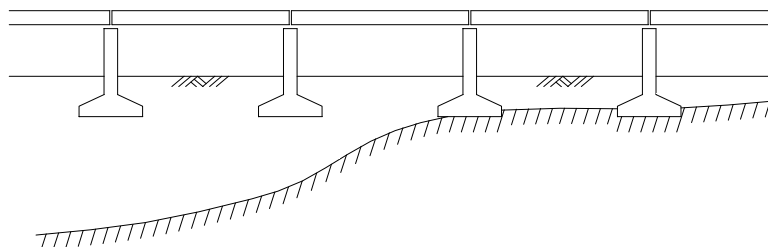


그림 38. 지지지반 조건에 현저한 차이가 있을 경우

예를 들어, 지지층이 충적층의 모래 자갈질지반으로서 국부적으로 점성토가 혼입되어 있는 경우 등과 같이 충분한 조사를 하여도 지반의 변화를 정확히 파악할 수 없을 때에는 부등침하를 고려할 필요가 있다.

### 3. 동일 기초내에서 지반강도가 크게 다른 경우

<그림 39>에 보인 바와 같이 커다란 호박돌이 혼재된 점성토지반이나, <그림 40>에 보인 바와 같이 암반선이 크게 경사져 있는 지반 등에서, 국부적으로 지반강도가 다른 곳에 부득이 기초를 설치하여야 할 경우에는 그 영향을 고려하여 기초의 단면력과 변위(회전)을 계산할 필요가 있다.

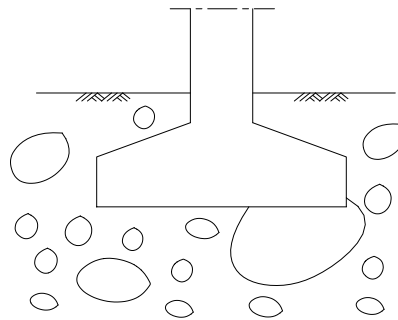


그림 39. 큰 호박돌이 혼합된 점성토 지반의 경우

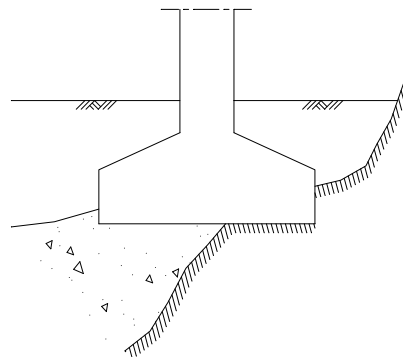


그림 40. 암반선이 크게 경사져 있는 지반인 경우

### 4. 비탈면에 인접한 얇은기초

비탈면에 인접한 기초는 전단 저항면과 토피압의 감소로 인해 지지력이 저감된다. 이러한 점을 감안해 다음과 같이 수정된 지지력 공식을 이용하여야 한다. [Meyerhof(1957), Shields et al.(1977)]

비탈면 정상부에 인접한 연속기초

<그림 41>과 같은 파괴모델에서 지하수위 위치별 지지력 공식은 아래와 같다.

지하수위가 파괴영역깊이(  $d_o$  ) 아래이며 기초폭(B)보다 깊을 때,

$$q_{ult} = cN_{cq} + \gamma_t \frac{B}{2} N_{\gamma q} \quad (55)$$

지하수위가 지표면에 있을 때,

$$q_{ult} = cN_{cq} + \gamma \quad (56)$$



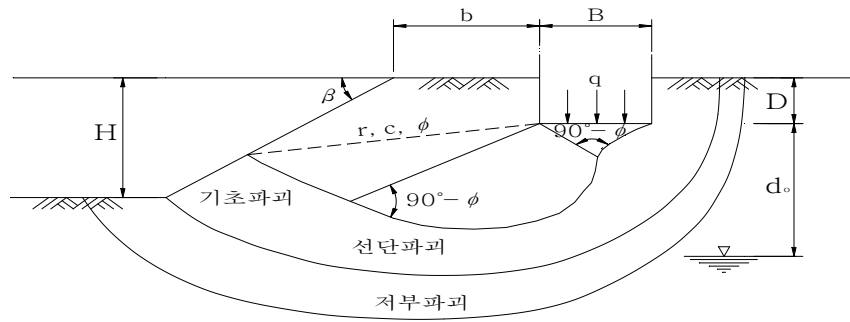


그림 41. 비탈면 정상부에 인접한 기초의 파괴모델

기초폭이 비탈면의 높이보다 작은( $B \leq H$ ) 경우에는 <그림 43>의 경우(I)에서  $N_0 = 0$ 일 때의 지지력 계수,  $N_{cq}$ 를 구하여야 한다. 여기서  $N_0$ 는 안정수이다. 기초 폭 대 근입깊이의 비( $D/B$ )가 0과 1사이일 때는 보간법을 적용하여야 한다. 또한 지하수위가 지표면과  $d_0$ 사이에 있을 경우 <식 (55)> 와 <식 (56)>에서 구한 지지력 으로부터 보간법을 적용하여 결정하여야 한다. 반면에 기초폭이 비탈면높이 보다 클 때( $B > H$ )는, 안정수( $N_0$ )를 다음과 같이 구하여, <그림 43>의 경우(I)에서  $N_{cq}$ 를 구하여야 한다.

$$N_0 = \frac{\gamma H}{c} \quad (57)$$

이때,  $0 < D/B < 1$ 과  $0 < N_0 < 1$ 에 대해서는 각각 보간법을 적용하여야 한다. 만약  $N_0$ 가 1이상일 때 ( $N_0 \geq 1$ )는 기초의 전단 파괴보다 비탈면의 안정성이 기초의 지지력을 좌우하게 된다. 지하수위가 지표면과  $d_0$ 사이에 있을 경우, <식 (55)>와 <식 (56 b)>의 지지력을 각각 구해 보간법을 적용하여야 한다.

이때, 지하수위가 지표면으로부터 급강하할 경우에는 다음과 같이 수정한  $\phi'$ 을 사용하여 <식 (56)>의 공식을 적용하여 지지력을 구하여야 한다.

$$\phi' = \tan^{-1}(\gamma) \quad (58)$$

점성토( $\phi=0$ )인 경우에는 <식 (55)>와 <식 (56)>의  $B/2$ 를  $D$ 로,  $N_{rq}=1$ 을 사용하여 계산하여야 한다. 정방형기초, 구형기초 및 원형기초의 지지력은 <식 (59)>와 같이 구하여야 한다.

$$q_{ult} = [\text{연속기초의 } q_{ult}] \times \left[ \frac{(\text{가})\text{에서 계산한 구형이나 원형기초의 } q_{ult}}{(\text{가})\text{에서 구한 연속기초의 } q_{ult}} \right] \quad (59)$$

## 5. 비탈면내의 연속기초

비탈면 정상부에 인접한 기초의 지지력을 구하는 방법과 동일하고, 다만  $N_{cq}$ 와  $N_{rq}$ 를 구할 때 <그림 44>의 경우(II)를 사용하는 것만이 다르다.

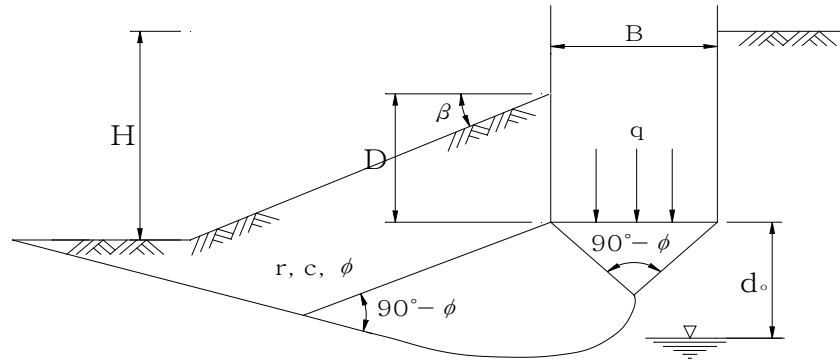


그림 42. 비탈면내에 있는 기초의 파괴 모델

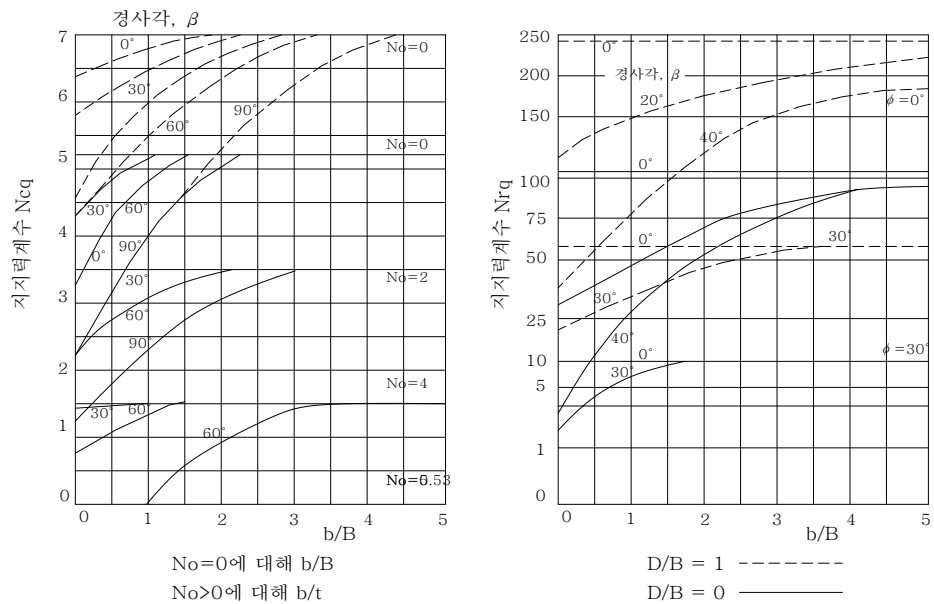


그림 43. 비탈면에 인접한 기초의 지지력 계수[경우 (I)]

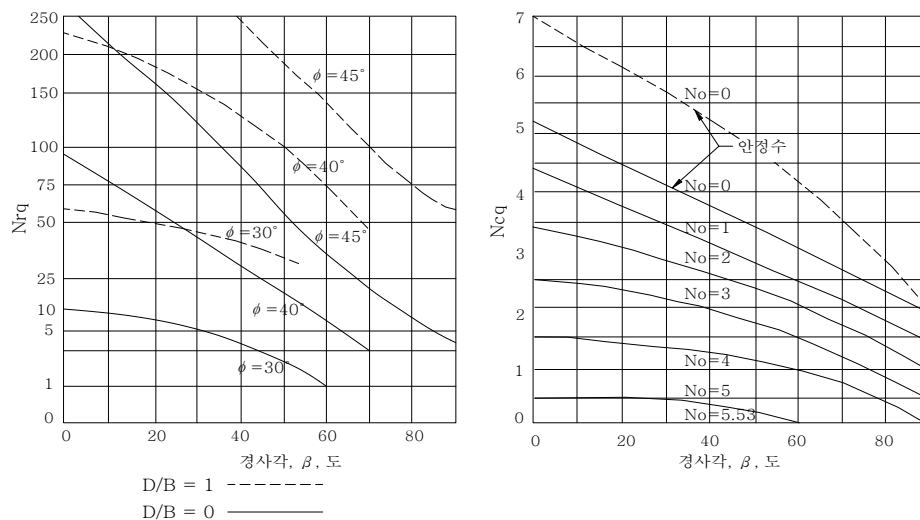


그림 44. 비탈면내 기초의 지지력 계수[경우 (II)]



## 6. 2층으로 된 점성토 지반

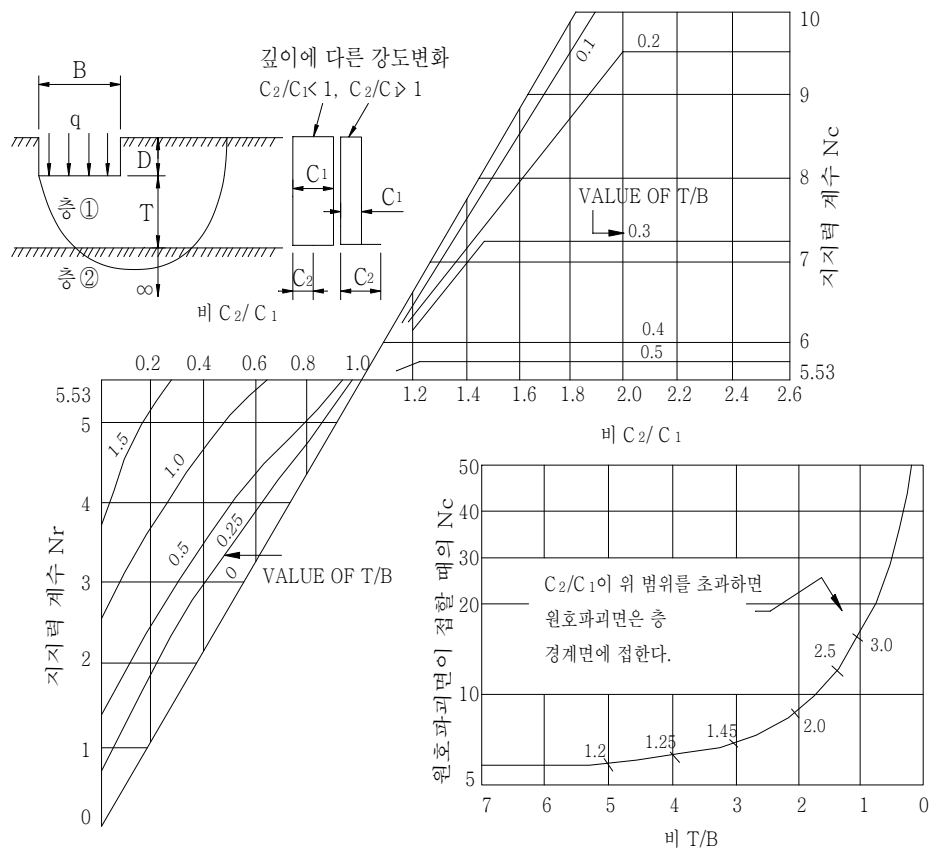


그림 45. 전단강도가 일정한 두 층으로 된 점성토지반( $\phi=0$ )의 지지력 계수

기초 지반이 점성토 두 층으로 된 경우, 극한 지지력은 다음 식으로 구하여야 한다.[Button(1953)]

연속 기초

$$q_{ult} = c_1 N_{CD} + \gamma D \quad (60)$$

구형 기초

$$q_{ult} = c_1 N_{CR} + \gamma D \quad (61)$$

여기서,

$$N_{CR} = N_{CD} \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{B}{2} \right) \right]$$

근입깊이,  $D=0$ 일 때 지지력 계수,  $N_c$ 는 깊이에 따른 강도변화에 따라 <그림 45>이나 <그림 46>에서 각각 구하여야 한다. 근입깊이를 고려한 지지력계수  $N_{CD}$ 는 <표 21>에서 구하여야 한다.

표 21. 근입깊이를 고려한 지지력계수

D/B	$N_{CD}/N_C$
0	1.00
0.5	1.15
1	1.24
2	1.36
3	1.43
4	1.46

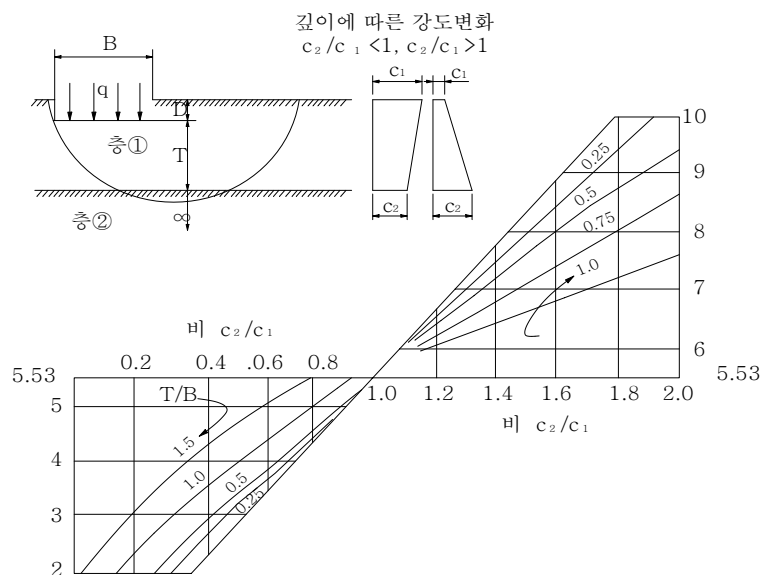


그림 46. 전단강도가 일차적으로 변하는 두층의 점성토 지반( $\phi=0$ )의 지지력 계수

## 7. 높이가 높은 구조물을 지지하는 얇은기초

- (1) 높이가 높은 구조물을 지지하는 얇은기초에서는 지진시 검토를 행할 경우, 동적인 거동에 대하여 고려하여야 한다.
- (2) 「(1)항」에서 동적해석에 의해 내진설계를 행할 경우에는 꺾임각과 어긋남에 대하여 검토를 행하여야 한다.
- (3) 얇은 기초에서는 양질의 지반을 지지층으로 하는 경우가 많고, 또한 일반적으로 수평방향과 연직방향 공히 변위량이 작다. 따라서 보통설계에 있어서는 꺾임각과 어긋남에 대한 검토를 무시해도 좋다.
- (4) 그러나 수평방향의 꺾임각과 어긋남의 검토를 행하여야 하는 경우는 일반적으로 다음과 같다.
  - ① 높이가 높은 구조물 - 기초 저면으로부터 레일 면까지의 높이가 20m 이상으로 높은 구조물
  - ② 구조물의 높이에 현저한 차이가 있는 경우 - 구조물의 높이에 현저한 차이가 있고 지진시에 고유주기가 달라서 위상차가 생기는 경우



## 8. 지지층에 깊게 근입된 얇은기초

양질의 지지층에 깊게 근입된 얇은기초의 설계에 있어서는 그 영향을 고려하여 안정 검토를 행하는 것으로 하여야 한다.

일반적으로 얇은기초에서는 <그림 47>에 보인 바와 같이 양질의 지지층에 근입하는 깊이 ( $D_{f0}$ )가 작다. 그러나 <그림 48>에 보인 바와 같이 양질의 지반에 깊에 근입되는 경우에는 다음과 같이 그 영향을 고려하는 것이 좋다.

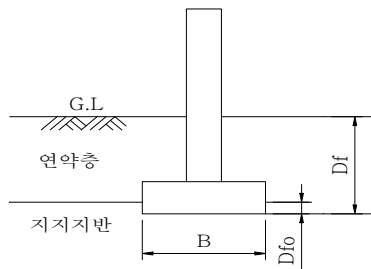


그림 47.  $D_{f0}/B$  가 작은 경우

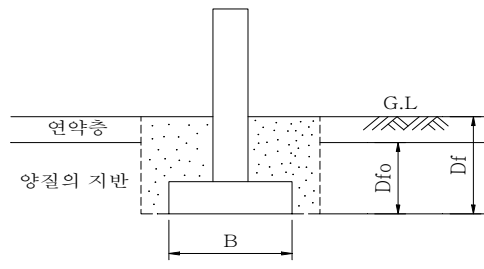


그림 48.  $D_{f0}/B$  가 큰 경우

$D_{f0}/B \geq 0.3$  인 경우 - 양질의 지지층에  $D_{f0}/B$ 가 0.3 정도 이상 근입된 장방형 기초의 경우는 그 효과를 고려하여 다음 <식 (57)>과 <식 (58)>에 의해 극한 연직지지력을 증가시킨다.

$$\text{점성토의 경우 : } Q = A' \{ 5.1 I_e \alpha_D c \} \quad (62)$$

$$\text{사질토인 경우 : } Q = A' \{ I_r \beta_b B_e \gamma_{e1} N_r + I_q \alpha_D \overline{\gamma_{e2}} D_f (N_q - 1) \} \quad (63)$$

여기서,  $\alpha_D$  : 근입효과에 의한 활증계수

$$\alpha_D = 1 + 0.2 D_{f0} / B_e \leq 1.5$$

$D_{f0}$  : 지지층과 동등이상인 지반에의 근입깊이

- (1)  $D_{f0}/B \geq 0.5$  인 경우 - 벽식 교각 등에 있어서 양질인 지지층에  $D_{f0}/B$ 을 0.5 정도 이상 근입하는 경우는 벽 직각방향의 안정검토에 벽 전면의 수평저항의 영향을 고려하여도 좋다. 이때 연직지지, 수평지지 및 전도 (경사각)에 관한 검토는 케이슨 기초에 준하면 된다.
- (2) 단, 케이슨 기초에 준하는 경우는 상기 「1. 강도가 낮은 토층에 지지되는 얇은기초」를 적용해서는 안 된다.
- (3) 또, 얇은기초에서는 기초의 상부를 <그림 46>에 도시한 바와 같이 되메우기를 행하고, 흙막이를 철거하는 것이 일반적이므로 수평방향 지반반력계수에 대해서는 충분한 검토가 필요하다.

## 9. 원형의 얇은기초

원형의 얇은기초 설계에 있어서는 그 형상을 고려하여 안정의 검토를 하는 것으로 하여야 한다.

원형의 얇은기초 허용 연직지지력은 다음 식에 의거 산정하는 것으로 하여야 한다.

$$Q_a = (1/F_s)Q + \overline{\gamma_{e2}} D_f A' \quad (64)$$

점성토인 경우 :  $Q = A' \{6.1 I_c\}$

사질토인 경우 :  $Q = A' \{0.3 I_r B_e \gamma_{e1} N_r + I_q \overline{\gamma_{e2}} D_f (N_q - 1)\}$

여기서,  $A'$  : 기초의 유효면적 (m)

$$A' = r^2 (\alpha - \cos \alpha \sin \alpha)$$

$B_e$  : 기초의 유효 폭 (m)

$r$  : 기초의 반경 (m)

$\alpha$  : <그림 50>에서 구한 각도 (rad)

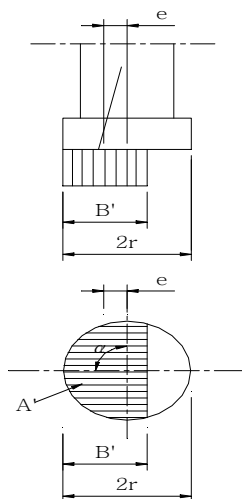
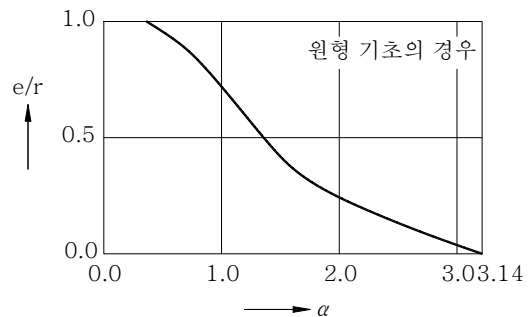


그림 49. 원형기초의 유효면적 및 유효폭



주)  $\frac{e}{r} = \frac{2 \sin^3 \alpha}{2(\alpha - \cos \alpha \sin \alpha)}$

그림 50.  $\alpha - e/r$  곡선

원형의 얇은기초 허용 수평지지력은 기초의 직경  $D$  를 하중 직각방향의 기초폭  $L$  로 간주하여 산정하여도 좋다.

원형의 얇은기초를 갖는 구조물의 전도에 대한 안전도는 기초의 저면에 작용하는 합력의 편심량으로 검토하며, 이 편심량은 원칙적으로 <표 22>에 명시한 허용편심량 이하로 되어야 한다.

표 22. 합력의 허용편심량

하중형태	상시	단기
허용편심량 $e_0$	$r/4$	$7r/16$



## 10. 사각진 얽은기초

사각진 얽은기초의 설계는 경사각의 크기와 기초의 형상을 고려하여 검토를 행하는 것으로 하여야 한다.

하부공의 구조체 방향이 교축에 직각이 아닌 소위 사각진 얽은기초에서는 <그림 51>과 <그림 52>에 도시된 점선과 같이 기초를 장방형으로 만드는 것이 좋다.

그러나 사각의 정도가 큰 경우나 부득이 기초를 실선의 형상으로 만들어야 하는 경우에는 사각의 영향을 고려하여 검토를 행하는 것으로 하여야 한다.

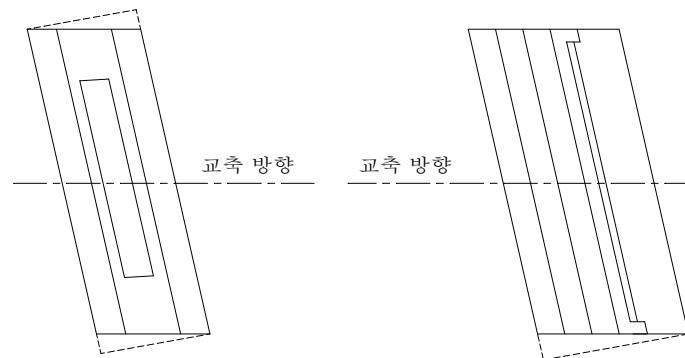


그림 51. 사각 교대

그림 52. 사각 교대

사각진 얽은기초의 설계에서는 원칙적으로 교축방향, 교축 직각방향 및 기초변에 직각인 방향에 대해서 검토할 필요가 있다.(<그림 53> 참조)

또한, 전도의 검토에 대해서는 기초 변에 직각인 방향에 대해서만 검토를 행하면 된다.

사각진 얽은기초에서는 하중의 편심 영향이 크다. 따라서, 안정의 검토를 행하는 경우에는 일반적으로 하중의 2 방향 편심을 고려할 필요가 있다.

기초의 설계는 휨모멘트와 전단에 대한 유효폭과 배근 방법 등에 대하여 충분히 검토를 행할 필요가 있다.

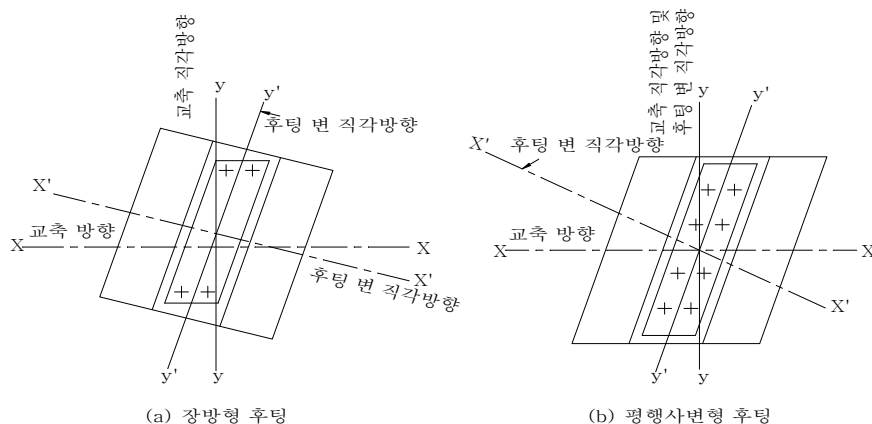


그림 53. 사각진 얽은기초의 검토방향

## 11. 평면치수가 현저히 큰 얇은기초

평면치수가 현저하게 큰 얇은기초의 설계는 기초의 강성과 지반의 연직 스프링 상수를 고려하여 행하는 것으로 하여야 한다.

기초의 두께가 그다지 두껍지 않은 경우에는 강체로서 취급할 수 없으므로 지반반력의 산정방법에 특별한 배려가 필요하다. 강체로 취급하는 범위는 구조물의 형상, 치수, 지반반력계수 등에 따라 다르며 또한, 구조물의 변위나 기초의 응력 등 무엇을 대상으로 생각하는가에 따라서 다르므로, 이러한 것들을 고려하여 결정할 필요가 있다.

기초구조물과 지반의 강성도비  $K$ 를 기준으로  $K > 0.5$  이면 강성기초로,  $0 < K < 0.5$  이면 탄성기초로 정의한다.(DIN 4018)

$$K = \frac{E_c I}{E_s B^3 L} \quad (65)$$

여기서,  $L$  : 기초의 길이 (m)

$B$  : 기초의 폭 ( $B < L$ ) (m)

$d$  : 기초의 두께 (m)

$E_s$  : 지반의 변형계수 (MN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 기초의 단면 2차 모멘트  $I = Ld^3/12$

$E_c$  : 지반의 변형계수 (MN/m<sup>2</sup>)

지지지반의 강도가 작은 경우의 뜬 기초나 역내 고가교에서 지수를 위해 기초를 판상으로 계획했을 경우와 같이 평면형상이 현저하게 큰 경우에는 기초의 강성과 지반의 연직 스프링상수를 고려하여 구조해석을 하는 것이 일반적으로 경제적이다.

시공에 의한 지반의 느슨함과 교란을 고려하는 경우의 검토

시공으로 인해 지반이 느슨해지고 교란된다고 판단되는 경우에는 이것을 고려하여 설계하는 것으로 하여야 한다.

사질지반에서 지하수위가 높고, 시공시에 용수에 의하여 지반이 느슨하게 되는 경우에는 <그림 54>에 보인 바와 같이, 지하수위가 굴착저면보다 높으므로 굴착시에 용수에 의해 기초저면 아래 부분의 지지지반이 느슨하게 되는 경우가 있다. 이와 같은 경우는 물막이공의 근입깊이를 충분히 깊게 하여 <그림 55(a)>에 도시한 것과 같이 하부의 불투수층까지 연장하여 차수하거나, <그림 55(b)>에 보인 바와 같이 웰포인트 등을 사용하여 지하수위를 저하시킴으로써 지지층을 느슨하게 만들지 않도록 대책을 강구할 필요가 있다.

이러한 대책을 강구하지 않고 보일링(Boiling)에 대한 안전율이 낮아지는 경우에는 지반의 느슨함을 설계에 고려하여야 한다. 이 때에는 침하가 크게 일어나게 될 것이므로 부정정 구조물인 경우에는 부등침하를 고려하여 검토를 행하여야 한다.





양질의 점성토층을 지지층으로 하는 경우에는 굴착저면의 배수가 나빠지면 지지층이 취약하게 되는 경우가 있다. 이와 같이 점성토를 지지층으로 하는 경우에는 시공시 배수에 주의하고, 시공에 오류가 없도록 설계도면에 명시해 둘 필요가 있다.

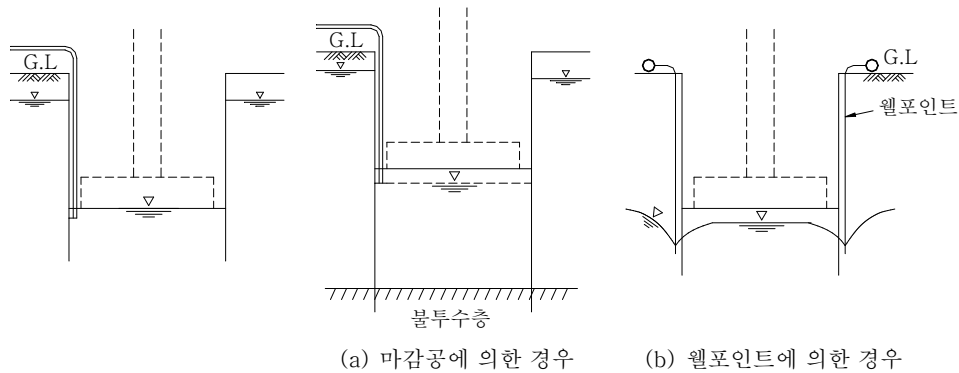


그림 54. 지반의 느슨함과  
교란을 고려하는 경우

그림 55. 지하수위 대책공

## 12. 단계시공을 행하는 경우의 검토

수차에 걸쳐서 단계적으로 시공을 하고, 완성후에 양자가 일체구조로 되는 경우는 단계시공에 수반하는 안정검토와 상호간에 주는 영향을 검토하여야 한다.

<그림 56>에 도시한 예와 같이 시공조건 등으로 인하여 1차 시공후, 2차 시공을 하여 일체구조로 만드는 경우에는 다음과 같은 점에 주의할 필요가 있다.

1차시공의 기초는 1차시공분의 하중에 대한 침하가 끝난 상태에서 2차시공이 시행되어 일체구조로 되기 때문에, 2차시공분의 하중이 1차시공 기초에도 영향을 준다. 따라서 설계에 있어서는 시공조건, 구조조건 및 지반조건을 고려하여 해석할 필요가 있다.

또한, 2차시공의 기초굴착에 의해 1차시공한 기초의 유효 근입깊이가 일시적으로 감소하는 일이 있으므로 안정의 검토 등에 주의할 필요가 있다.

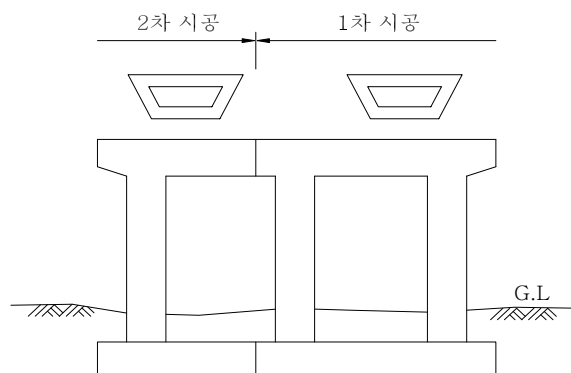


그림 54. 단계 시공

## 해설 8. 얹은기초 저면의 처리 및 되메움 재료

### 1. 기초저면의 처리

얹은기초의 저면은 지지지반에 밀착되고 충분한 전단저항을 갖도록 처리하여야 한다. 얹은기초의 안정 중에 문제가 되는 활동에 대한 저항을 충분히 기대하기 위해서는 지지지반에 알맞는 처리를 하여야 한다. 이들 처리는 설계조건을 좌우하는 것으로 설계도에 명시하여야 한다.

<그림 57>과 <그림 58>은 각각 모래지반과 암반에 기초를 설치하는 경우에 기초저면 처리의 한 예이다. <그림 59>와 같이 활동방지벽을 설치하는 경우에는 활동방지벽은 깎돌, 부순돌 등으로 처리한 층을 통과하여 충분히 지지지반에 관입시켜야 한다.

### 2. 되메움 재료

기초의 근입부분에 수평력을 분담시킬 경우에는 설계자의 의도를 충분히 시공자에게 이해시키기 위해서 되메움 재료, 시공조건 등을 설계도에 명시하여야 한다.

기초암반을 제거하고 얹은기초를 시공할 경우에 제거된 부분의 암반의 횡저항을 기대하기 위해서는 암반과 같은 정도의 재료, 즉 고르기 콘크리트 등으로 되메워야 한다. 굴착토를 다지지 않고 되메울 경우에는 암반과 변형계수가 다르기 때문에 저항을 거의 기대할 수 없게 된다.

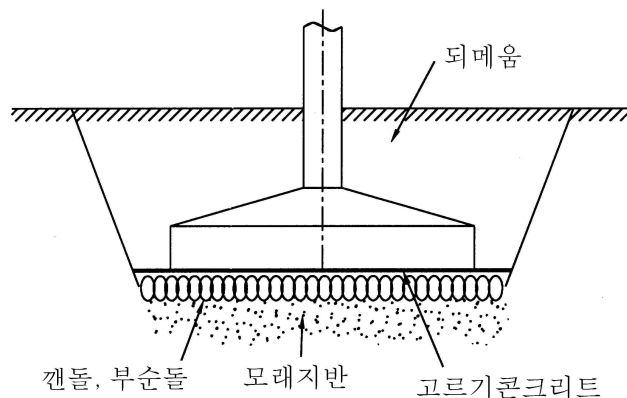


그림 57. 암반의 저면 처리

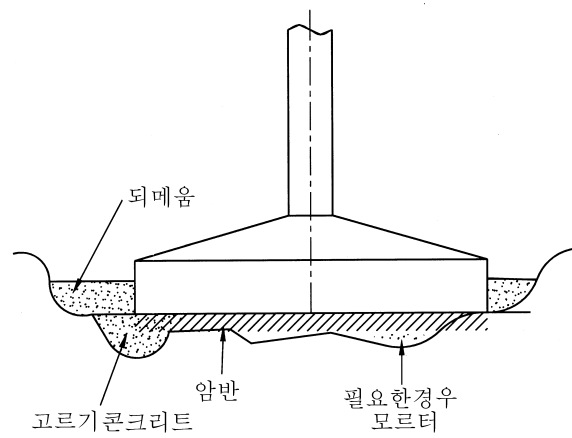


그림 58. 암반의 저면 처리

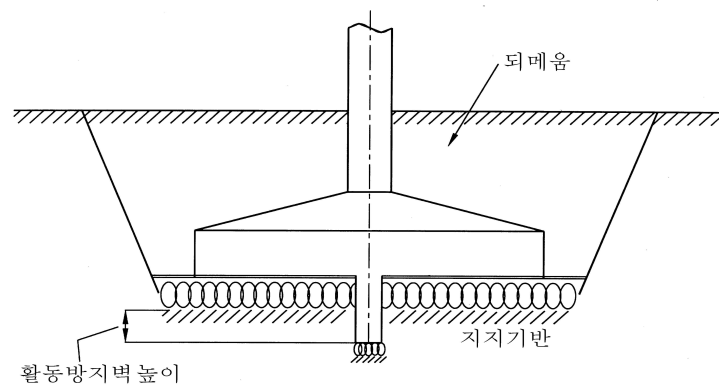


그림 59. 활동방지벽을 설치하는 경우의 저면 처리

## 해설 9. 세굴방지

얕은기초가 토사나 불량한 암반위에 놓일 경우, 기초를 최대 예상 세굴깊이보다 깊게 근입시키거나 적절한 세굴방지대책을 수립하여야 한다. 세굴에 대한 저항이 매우 크고 절리 간격이 넓은 신선암반에 의해 지지되는 기초는 청결한 암반 표면위에 직접 놓이도록 설계한다. 또한 얕은기초는 물의 흐름을 방해하거나 갈수기에 노출되지 않도록 설계되어야 한다.

수평하중에 대한 저항력이 요구되는 암반기초에서는 암반표면 아래로 기초를 근입시키기 위하여 지지암반을 발파하기보다는 암반을 천공하여 정착철근의 삽입후 그라우팅하고 기초 본체에 연결함으로써 추가적인 수평저항력을 제공하도록 하여야 한다.



## 해설 10. 양압력에 대한 검토방법

### 1. 일반사항

일반적으로 지하수위 하부에 구조물을 축조할 경우에는 지하수위면 하부측 구조체면에 연직방향으로 수압이 작용하게 된다.

이러한 수압중에서 특히 구조체의 바닥면에 작용하는 상향력을 양압력(uplift pressure)이라고 한다.

부력 혹은 양압력의 작용이 확실한 경우에는 이것을 고려해야 하며, 그 작용이 확실하지 않더라도 경년적인 물의 침투 혹은 구조물의 접지상태에 따라 이 힘들의 작용을 예측하여 설계시 안전율이 되도록 그 영향을 고려하여 안전율은 보통 1.2 이상 적용 한다.

지하층이 지하수위 아래에 설치되는 경우 각 시공 단계별 및 구조물이 완성될시에 대해 제반 현장여건을 고려하여 지하구조물의 양압력에 대해 안정성을 유지하는지의 여부를 다음 식에 의해 검토하여야 한다.

$$F_s = \frac{W_b + Q_s}{U_p} \geq 1.2 \quad (66)$$

여기서,  $W_b$  : 각 시공 단계별 구조물의 자중

$Q_s$  : 흙의 저단저항 혹은 측벽과 흙의 마찰저항

$U_p$  : 각 시공단계별 기초구조물의 저면에 작용하는 정수압 에 의한 부력

여기서,  $Q_s$  는 시공조건 등을 고려하여 적용성 여부를 결정하여야 한다.

### 2. 양압력에 대한 대책공법

양압력에 대한 안정성이 확보되지 않는 경우 다음과 같은 처리대책방법이 있다.

- 사하중(dead weight or pre loading)에 의한 방법
- 영구Anchor(holding down anchor)에 의한 방법
- 외부배수(external drainage system)에 의한 방법
- 기초바닥 영구배수(permanent under drainage system)에 의한 방법
- 내, 외부 배수처리에 의한 방법

#### 2.1 사하중에 의한 방법

건물의 순수하중과 건물에 작용하는 마찰력이 양압력보다 크도록 설계하는 방법으로서, 특히 무게 균형 검토를 위한 하중 산정시 건물에 실제로 작용하는 하중만을 순수자중으로 고려한다.

사하중에 의한 지하수압의 저항은 건축기초에서는 흔히 이중매트, 단일매트 형식을 이용

하는 것으로서, 국내에서 건축기초 바닥슬래브의 상향수압 처리방법으로 가장 널리 이용되고 있다.

이러한 추가하중은 저층부의 구조체 및 기초의 두께를 증가시키거나, 하중균형을 위한 비중이 큰 재료(자갈, 잡석 등)를 계획된 공간에 채움으로써 이루어진다. 그러나 굴착깊이와 기초 및 구조물의 단면 증가에 따른 공사비의 증가가 단지 양압력을 극복하기 위한 용도로만 사용된다는 약점이 있다. 이 방법은 비교적 지하수위가 낮고 얇은 지하굴착에 효과적이다.

## 2.2 영구Anchor(부력Anchor)에 의한 방법

건물의 순수자중과 건물에 작용하는 마찰력이 양압력보다 작은 경우에 그 차이에 대한 부분만큼을 기초바닥 아래 암반층에 강제적으로 긴장된 스트랜드 다발강선(anchor cable or tendon)을 설치 저항하는 방법이다. 경우에 따라서는 록볼트도 사용한다. 이러한 영구anchor는 anchor root의 안정, friction cylinder의 안정, 지반앵커(ground anchor) steel의 인장파괴, 지반앵커(ground anchor) steel과 grouting과의 slip파괴에 대해 모두 안전해야 한다.

영구Anchor를 이용하는 방법은 양압력의 크기에 따라 지반앵커(ground anchor)의 규모 및 간격의 선택이 자유롭고 슬래브 바닥을 관통하여 지지층에 설치된 지반앵커(ground anchor)는 슬래브에 작용하는 휨모멘트를 감소시키는 효과가 있다. 이 방법의 결점은 국내에서 영구 Anchor설치를 위한 장비동원이 용이하지 않고, 공사비의 부담이 큰 것이다. 긴장된 강선의 부식 및 스트레스 감소에 의한 위험요소를 배제키 위해서는 전문업체의 참여가 요구된다.

## 2.3 외부 배수처리에 의한 방법

외부 배수처리 방법은 지하벽체 외부의 소정 심도에 배수층을 만들어 유공관을 통하여 집수정으로 지하수를 모은 후 펌프에 의한 배수처리로 지하벽체에 작용하는 양압력을 감소시켜 지하외벽의 단면을 조절 할 수 있는 방법이다.

이 시스템은 외부 지하수위 조절로 지하실 바닥에 걸리는 양압력을 원칙적으로 감소시키므로 지하구조물 전체의 안정에는 효과적이거나 건축 대지상황에 따라 설치가 불가능한 부분이 발생할 수 있으며, 유공관이나 집수정 부위의 joint에 대한 시공관리에 주의를 기해야 한다. 이 방법은 외부에 배수관(drain pipe) 및 일정수위(설계가정 지하수위)를 유지시키는 인공 수위조절 불투수막(impervious plug), slump pit 등을 설치할 수 있는 최소 공간(1.0m이상)이 유지되어야 하기 때문에 건축 지하벽이 합벽 처리되는 경우에는 별도의 수직배수 방법이 강구되어야 한다.

이 방법은 강제배수로 자연지하수위를 조절하는 인공수위저하방법으로서 인접 구조물의 침하등의 위해가 발생 할 수 있기 때문에, 건물밀집 지역에서는 적용성 여부를 신중히 검토하여야 한다.



## 2.4 기초바닥 영구배수에 의한 방법(내부배수처리 방법)

기초바닥 영구배수에 의한 방법은 기초슬래브 아래에 인위적인 배수층을 만들고 유공관을 통하여 집수정으로 지하수를 모아 펌프에 의한 배수처리로 수압을 감소시키는 방법이다.

이 시스템은 지하벽체 선단이 투수성이 작은 지반까지 시공되었을 때 이 지층을 통해 건축 부지내로 유입된 지하수의 처리에 효과적이며, 외부의 지하수처리를 위한 양수작업(dewatering)시에 야기되는 주변 침하문제는 해결될 수 있다. 그러므로 지하수가 많고, 터파기 하부 지층이 견고한 (풍화대 이상) 지반에서 수압을 완화시키는 방법으로 널리 적용되고 있다. 이러한 시스템 설계시에는 지층별 투수계수 자료를 이용하여 지반내로 유입되는 기초 바닥슬래브의 경제적인 단면 설계가 가능하고 이로 인한 토공량 절감도 기대할 수 있을뿐더러 시공이 간편하여 공사비가 저렴하다.

## 3. 양압력 대책공법 설계시 고려해야 할 사항

- (1) 양압력을 받는 구조물의 안정에 대해 안전율은  $\geq 1.2$ 이상으로 한다.
- (2) 모든 지하구조물의 양압력에 대한 검토시에는 공사중 가장 불리한 조건과 완공후에 대하여 단계별로 검토해야 한다.
- (3) 양압력에 대한 검토시 영구 anchor를 설치할 경우에는 영구 anchor위치에 지점을 두고 양압력에 대한 구조해석을 별도로 해야 한다.
- (4) 양압력에 대한 검토방법

## RECORD HISTORY

Rev.0('12.12.5) 철도설계기준 철도설계지침, 철도설계편람으로 나누어져 있는 기준 체계를 국제적인 방법인 항목별(코드별)체계로 개정하여 사용자가 손쉽게 이용하는데 목적을 둬.

Rev.1('22.12.12) 얽은기초의 설계 기본방향 검토 시 한랭지역인 경우 기후 특성을 반영하도록 조항 추가(기준심사처-4755호, '22.12.12)