

# **얕은 기초에서의 침하문제**

## **Settlement Problems in Shallow Foundations**

1. 서론
2. 즉시침하
3. 압밀침하
4. 허용침하량 및 허용각변위
5. 결론

이상덕

Sang-Duk Lee

아주대학교 환경도시공학부 토목전공 교수

Prof. Div. of Environmental and Urban System Engineering,  
Ajou Univ.

# 얕은 기초에서의 침하문제

## Settlement Problems in Shallow Foundations

이상덕<sup>1)</sup> Sang Duk, LEE

<sup>1)</sup>아주대학교 공과대학 환경도시공학부 토목전공 교수

Prof. Div. of Environmental and Urban System Engineering, Ajou University

**SYNOPSIS** : Settlement in the Shallow Foundation are presented. Various practical methods to calculate immediate settlement, consolidation settlement, and secondary compression of the compressive soils under the shallow foundation are summerized. Especially the critical depth for settlement calculation, the contact pressure, the allowable settlement of the shallow foundation are recommended.

**Key Words** : Settlement, Shallow foundation, Critical depth, immediate settlement, consolidation, secondary compression, Allowable settlement, Contact pressure, Characteristic point

### 1. 서론

상부하중이 기초를 통하여 지반에 전달되면 지반내 응력이 증가하고 그 결과 지반이 압축되어서 구조물의 전체 또는 일부가 수직변위를 일으키는데 이를 구조물의 침하라고 한다. 이 때에 구조물의 모든 부분의 침하가 같으면 균등침하라고 하고, 반면에 구조물의 위치에 따라 침하의 크기가 다른 경우를 부등침하라고 한다. 균등침하가 일어나면 구조물에 균열이 생기지 않고 다만 연직위치가 달라지고 부등침하가 일어나면 구조물에 균열이 가거나 기울어져서 구조물이 기능을 잃거나 안전이 영향을 받는다.

구조물의 침하는 재하 순간에 일어나는 즉시침하  $S_i$ 와 시간이 지남에 따라 지반내 공극의 물이 빠져나가면서 일어나는 압밀침하  $S_c$ 의 합이다. 점성토에서는 2차 압축에 의해 일어나는 2차압축침하  $S_s$ 가 추가된다.(그림1.1)

$$S = S_i + S_c + S_s$$

하중-침하거동은 직선관계가 아니므로 사실은 위와 같은 겹침의 원리가 적용되지 않는다. 그러나 경험에 비추어 볼 때 겹쳐서 계산해도 근사한 결과를 얻는다.

즉시침하는 상재하중의 재하즉시 발생하며 지반의 형상변화에 기인하는 경우가 많다. 즉시침하는 엄밀히 말하면 탄성적으로 일어나지 않으나 점성토에서는 Hooke의 법칙이 근사적으로 맞는다. 포화도가 낮거나 점성이 없는 흙에서는 전체침하의 대부분을 즉시침하가 차지한다. 조립토에서는 재하순간에 공극의 물이 빠져나가므로 즉, 압밀이 순식간에 일어나므로 침하는 재하순간에 완료된다. 조립토의 침하는 재하에 의하여 흙입자가 재배치되어 일어나며, 지진이나 기계진동 및 흡수나 침수에 의하여 일어날 수도 있다.

압밀침하는 과잉간극수압을 갖는 공극의 물이 빠져 나가서 일어나므로 침하속도가 배수가능성에 의하여 좌우되지만 2차 압축침하는 침하속도가 지반의 구조골격의 압축특성에 따라 결정된다. 압밀침하에서 2차 압축으로 변하는 시간을 보통 과잉간극수압이 0이 되는 시점을 기준한다.

본 서에서는 즉시 침하와 장기 침하 및 허용침하를 다룬다.

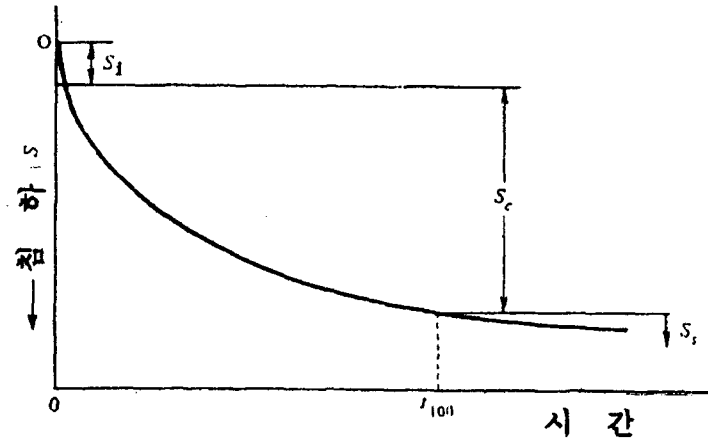


그림1.1 시간-침하곡선

구조물의 침하는 대개 다음과 같은 원인들에 의하여 발생되므로 구조물 설계시에 이같은 침하발생요인이 있는지 검토해야 한다.

- 외부하중에 의한 지반의 압축(지반의 탄소성변형)
- 지하수위 강하로 지반의 자중이 증가하여 발생하는 압축
- 점성토지반의 건조에 의한 건조수축
- 지하수의 배수에 의한 체적변화(압밀)
- 함수비의 증가로 지반지지력이 부분적으로 약화되어 발생하는 구조물의 침강
- 기초파괴에 의한 구조물의 침강
- 지하매설관등 지중공간의 파괴로 인한 지반의 침강
- 동상후의 연화작용으로 지지력이 약화되어 발생하는 구조물의 침강

기초저면하의 지반내 총수직응력은 지반의 자중에 의한 응력  $\sigma_{zr}$ 과 구조물의 하중에 의한 응력  $\sigma_{zr}'$ 의 합이 된다. 지반이 두꺼운 경우에는 구조물의 하중에 의한 응력  $\sigma_{zp}'$ 이 지반의 자중에 의한 응력  $\sigma_{zr}$ 의 20%보다 작아지기 시작하는 깊이 즉,  $0.2\sigma_{zr} = \sigma_{zp}'$ 가 되는 한계깊이까지만 계산한다.

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zr} + \sigma_{zp}'$$



일축압축시험에서 구한  $E_s$ 는 현장에서 측정한 값보다 작으며 삼축압축시험에서는 구속응력에 의하여 큰 탄성계수가 구해진다. 토압계는 수직시추공에 설치하여 확장 축방향  $E_s$ 값을 구할 수 있다.  $E_s$ 값은 사질토에서 이방성, 응력이력, 구조적 결합상태등에 의한 영향을 크게 받는다.

Poisson's Ratio 는 변형을 일으키는 방향의 축방향 변형율에 대한 횡방향 변형율의 비를 말한다. 대표적인 지반의 탄성계수와 포아슨비는 다음 표2.1.1과 같다.

표 2.1 지반의 탄성계수 및 포아슨비

흙의 형태	탄성계수 $E_s$	
	psi	kN/m <sup>2</sup>
연약점토	250~500	1380~3450
점 토	850~2000	5865~13800
느슨한 모래	1500~4000	10350~27600
조밀한 모래	5000~10000	34500~69000

흙의 형태	Poisson비( $\nu$ )
느슨한 모래	0.2~0.4
중간 모래	0.25~0.4
조밀한 모래	0.30~0.45
실트성 모래	0.2~0.4
연약 점토	0.15~0.25
중간 점토	0.2~0.5

## 2.2 평판재하 시험에 의한 침하량 산정

조립토에서 폭 300mm의 재하판으로 평판재하시험하고 그 결과를 이용하여 실제기초의 침하량을 예측할 수 있다. 그러나 기초의 침하량은 기초의 크기에 의하여 영향을 받으므로 재하시험 결과를 직접 적용할 수 없고 재하판의 크기에 대한 다음과 같은 관계식등을 적용하여 간접적으로 구할 수 있다. 재하판의 크기를 크게하면 보다 나은 결과를 기대할 수 있으나 큰 재하중이 필요하므로 재하시험이 어려워진다.

Terzaghi/Peck(1967)

$$S_2 = S_1 \left[ \frac{2}{1 + \frac{B_1}{B_2}} \right]^2$$

여기에서  $S_1$  : 재하판(폭  $B_1=300\text{mm}$ )의 침하량

$S_2$  : 실제기초(폭  $B_2$ )의 침하량

Bond(1961)

$$S_2 = S_1 \left[ \frac{B_2}{B_1} \right]^{n+1}$$

여기에서  $n= 0.20\sim 0.25$  : 느슨한 모래

0.25~0.35 : 중간정도의 모래

0.08~0.50 : 다져진 모래

0.03~0.05 : 점토

0.08~0.10 : 모래질 점토

### 2.3 표준관입시험(SPT)과 콘관입시험(CPT)를 이용한 침하계산

현장에서 표준관입시험(SPT : Standard Penetration Test)이나 콘관입시험(CPT : Cone Penetration Test)을 통하여 경험적으로 지반의 지지력과 침하량을 예측할 수 있다. 즉 SPT나 CPT시험으로부터 다음과 같이 탄성계수  $E_s$ 를 구하여 즉시침하를 예측할 수 있다.

표 2.2 표준관입시험(SPT)과 콘관입시험(CPT)를 이용한 탄성계수 산출

지반	SPT[kPa]	CPT
모래	$E_s=500(N+15)$	$E_s^*=2-4 q_c$
	$E_s=18000+750N$	$E_s^8=2(1+Dr^2) q_c$
	$E_s=(15200-22000)\ln N$	
	$E_s=320(n+15)$	$E_s=3-6 q_c$
점토질 모래	$E_s=300(N+6)$	$E_s=1-2 q_c$
실트질 모래	$E_s=1200(N+6)$	
자갈질모래		
		$E_s=6-8 q_c$
연약점토	$I_p>30$ 또는 유기질 점토	$E_s=100-500 S_u$
	$I_p<30$ 또는 굳은 점토	$E_s=500-1500 S_u$
	$1<OCR<2$	$E_s=800-1200 S_u$
	$2<OCR$	$E_s=1500-2000 S_u$

$E_s^*$  : =  $2q_c$  by Schmertmann(1970)  
 =(2.5~3.5)  $q_c$  by Mitchell/Gardner(1975)

$E_s^!$  : by D'Appolonia(1970)

$E_s^{\delta}$  : by Vesic(1970)

$S_u$  : 비배수 전단강도

OCR : 과압밀비

## 2.4 Pressuremeter를 이용한 침하계산

Pressuremeter를 수직시추관에 설치하여 측방향 탄성계수  $E_s$ 를 구하고 이 값을 이용하여 기초침하를 계산할 수 있다. 특히 조립토의 침하예측에 유효하며 다만 시험의 수행과 시험결과의 분석 및 침하의 예측은 숙련된 기술자가 해야한다. 기초의 침하는 다음과 같이 계산한다.

$$S = \frac{4}{9E_m} q_a R_0 \left[ \lambda_2 - \frac{B}{R_0} \right] \alpha_p + \frac{\alpha_p}{9E_m} q_a \lambda_3 B$$

여기에서 S : 침하량

$E_m$  : Pressuremeter 정수

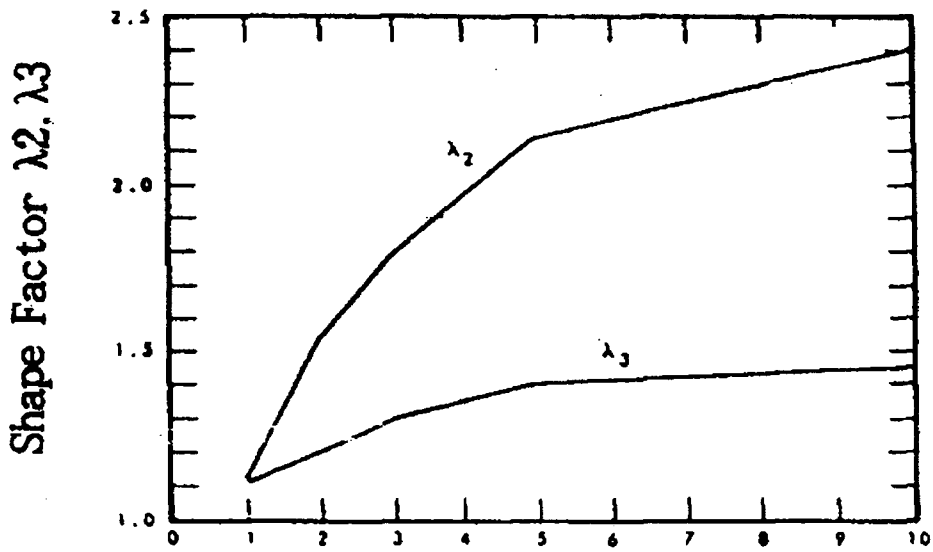
$q_a$  : 허용지지력

$R_0$  : Reference width equal to 0.3m

B : 기초의 폭

$\lambda_2, \lambda_3$  : 형상계수

$\alpha_p$ : 지반형태에 따른 구조계수(표2.3)



직사각형 기초의 세장비 L/B

그림 2.1 Pressuremeter를 이용한 침하계산의 형상계수

표 2.3 Pressuremeter 시험에서 지반에 따른 α<sub>pd</sub>

지 반	피트 α <sub>p</sub>	점토 E/pl α <sub>p</sub>	실트 E/pl α <sub>p</sub>	모래 E/pl α <sub>p</sub>	모래+자갈 E/pl α <sub>p</sub>	암반 p
과압밀, 매우조밀	-	>16.1	>14.67	>12.50	>10.33	
정규압밀, 조밀	1	9.67	8.50	7.33	6.25	
압밀중, 느슨	-	8.50	6.50	6.50	-	
큰간격절리						
보통절리						0.67
작은간격절리						0.50
매우미세절리						0.33
매우낮은강도						0.67



## 2.5 탄성이론에 의한 침하량 계산

지반침하량을 외부하중에 의한 지중응력을 구하여 탄성이론을 적용하여 계산할 수 있다. 이는 다시 탄성식을 적용하여 침하량을 직접 계산하는 직접계산법과 지반내 수직응력의 분포와 지반의 종류에 무관하게 일정하다고 가정하고 지반침하는 계산하는 간접계산법으로 분류된다.

### 가) 직접계산법

탄성계수가 일정한 등방성 탄성지반에서 침하량은 다음의 식으로 직접 계산할 수 있다. 즉, 먼저 변형을 구하고 전체 깊이에 대해서 적분하여 침하량을 구할 수 있다. 이런 방법을 직접계산법이라고 한다.

$$S = \int_0^{\infty} \epsilon_{zz} dz = \sigma_0 B_x \frac{1-\nu^2}{E_s} I$$

여기에서

$\sigma_0$  : 1축 평균하중

$B_x$  : 기초의 폭

$\nu$  : 지반의 포아슨비

$E_s$  : 지반탄성계수비

$I$  : 침하계수

여기서 탄성계수  $E_s$ 는 응력수준의 함수이므로 깊이와 하중에 따라 변한다. 따라서 직접계산법에 의한 침하 탄성계수  $E_s$ 의 판정에 의하여 좌우된다.

#### a. 하중형태에 따른 침하

##### i) 집중하중

반무한 탄성지반 표면에 집중하중이 작용하면 지반내 임의의 점에서는 다음과 같은 변형율이 발생된다.

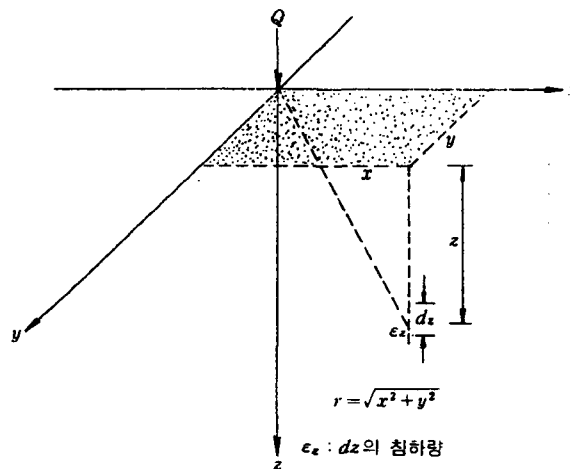


그림 2.2 집중하중에 의한 탄성 침하

$$\epsilon_z = \frac{Q}{2\Pi E} \left[ \frac{3(1+\nu)r^{2z}}{(r^2+z^2)^{5/2}} - \frac{3+\nu(1-2\nu)z}{(r^2+z^2)^{3/2}} \right]$$

이 값을 깊이 z에 대해 적분하면

$$S_e = \int \epsilon_z dz = \frac{Q}{2\Pi E} \left[ \frac{(1+\nu)z^2}{(r^2+z^2)^{3/2}} + \frac{2(1-\nu^2)}{(r^2+z^2)^{1/2}} \right]$$

지표면의 침하는 위식에 z=0을 대입하여 구한다.

$$S_e = \frac{Q}{2\Pi E} (1-\nu^2)$$

ii) 원형 등분포 하중에 의한 침하

원형 등분포 하중에 의한 지반의 변형은 다음과 같다

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} \left[ q \left( 1 - \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{3/2}} \right) - \nu q (1+2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(r^2+z^2)^{3/2}} + \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{3/2}} ) \right] \dots \dots (1)$$

Ahvin & ulerg(1962)는 무차원인 값 A', B'를 써서 다음과 같은 식을 유도하였다

$$\epsilon_z = q \frac{1+\nu}{E} [(1-2\nu)A' + B'] \dots \dots (2)$$

여기서 A', B'는 무차원으로 Z/b S/b의 함수이다 깊이 z에서의 연직 침하량은 (2)식을 적분하여 구할 수 있다

$$Z_e = q \frac{1+\nu}{E} b \left[ \frac{Z}{b} I_1 + (1+\nu)I_2' \right] \dots \dots (3)$$

$$(I_1 = A')$$

$$= q \frac{1+\nu}{E} b I_2$$

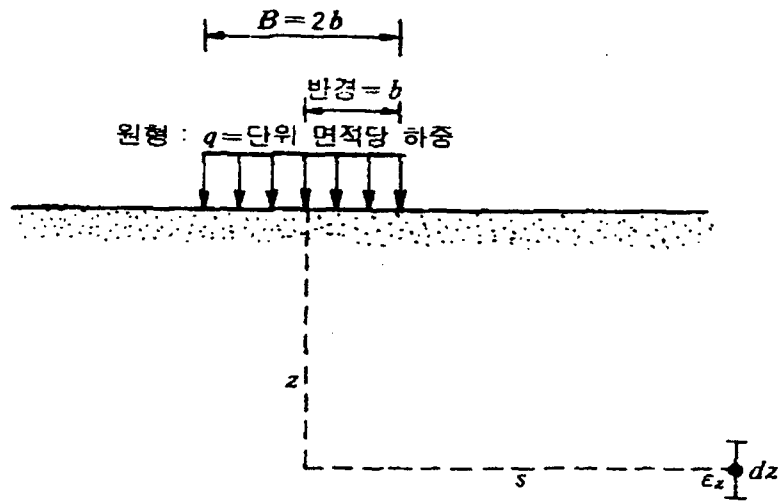


그림 2.3 원형 등분포 하중이 있는 경우의 침하

재하판의 휨성인 경우 중심과 모서리의 영향계수  $I_2$  값이 표 2. 4에 나타나 있다.

표 2.4 침하 영향계수

형태	L/B	I <sub>2</sub>		형태	L/B	I <sub>2</sub>	
		휨성				휨성	
		중심	모서리			중심	모서리
원형	-	1.00	0.64		5	2.40	1.05
구형	1	1.12	0.56		10	2.54	1.27
	1.5	1.36	0.68		20	2.99	1.49
	2	1.53	0.77		50	3.57	1.8
	3	1.78	0.89		100	4.01	2.0

iii) 등분포 직사각형 하중에 의한 침하

등분포하중을 받는 직사각형 기초의 모서리 바로 아래에서 침하량은 Scheicher(1926)의 식으로 계산한다.

$$S = (1 - \nu) \frac{\sigma_0}{\pi E_s} \left[ B_x \ln \left( \frac{B_y + \sqrt{B_x^2 + B_y^2}}{B_x} \right) + B_y \ln \left( \frac{B_x + \sqrt{B_x^2 + B_y^2}}{B_x} \right) \right]$$

$$= \sigma_0 \frac{1 - \nu^2}{E_s} \frac{1}{\pi} \left[ B_x \ln \left( \frac{B_y + \sqrt{B_x^2 + B_y^2}}{B_x} \right) + B_y \ln \left( \frac{B_x + \sqrt{B_x^2 + B_y^2}}{B_x} \right) \right]$$

여기에서  $B_x, B_y$  : 기초의 폭, 길이  $B_x < B_y$

$\sigma_0$  : 기초의 평균하중

$E_s$  : 지반의 탄성계수

$\nu$  : 지반의 포아슨비

위의 식을 변형하면 균질하며 등방성인 반무한 탄성체의 표면에 폭이  $B_x$  길이가  $B_y$ 인 직사각형 기초에 등분포하중이 작용할 때에 가장자리 부분의 변형을 구할 수 있는 다음과 같은 Steinbrenner(1934) 식이 된다. 여기에서  $m = B_x/B_y$ 이고  $I_w$ 는 침하계수라고 한다.

$$S = \sigma_0 B_x \frac{1 - \nu^2}{E_s} \frac{1}{\pi} \left[ \ln(m + \sqrt{1 + m^2}) + m \ln \left( 1 + \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m} \right) \right]$$

$$= \sigma_0 B_x \frac{1 - \nu^2}{E_s} I_w$$

여기에서

$$I_w = \frac{1}{\pi} \left[ \ln(m + \sqrt{1 + m^2}) + m \ln \left( 1 + \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m} \right) \right]$$

이 식은 포화된 모래, 실트질 지반에 대해서 적용할 수 있다.

그림 2.4와 같이 크기가  $L \times B$ 인 직사각형 등분포하중의 모서리에서 연직방향의 탄성범위는 변형을  $\epsilon_2$ 를 적분하여 구할 수 있다. 직사각형 등분포하중의 모서리 아래 깊이  $z$ 에서의 침하량은 다음 식과 같다.(Harr,1966)

$$S_e(\text{모서리}) = \frac{qB}{\pi E} (1 - \nu^2) [I_3 - (\frac{1-2\nu}{1-\nu}) I_4] \cdot \cdot \cdot \cdot (1)$$

여기서

$$I_3 = \frac{1}{\pi} \left[ \ln \left( \frac{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}+1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}-1} \right) + m_1 \ln \left( \frac{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}+1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}-1} \right) \right]$$

$$I_4 = \frac{n_1}{\pi} \tan^{-1} \left( \frac{m_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}} \right)$$

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

$$n_1 = \frac{Z}{B}$$

구형 등분포하중의 모서리에서 지표면의 탄성침하는 (1)식에  $Z/B = n_1=0$ 을 대입하여 다음과 같이 구한다.

$$S_e(\text{모서리}) = \frac{qB}{\pi E} (1 - \nu^2) I_3$$

연성재하판아래 포화점토의 평균침하량(Janbu, Bjerrum, Kjaernli)

$$SZ = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E}$$

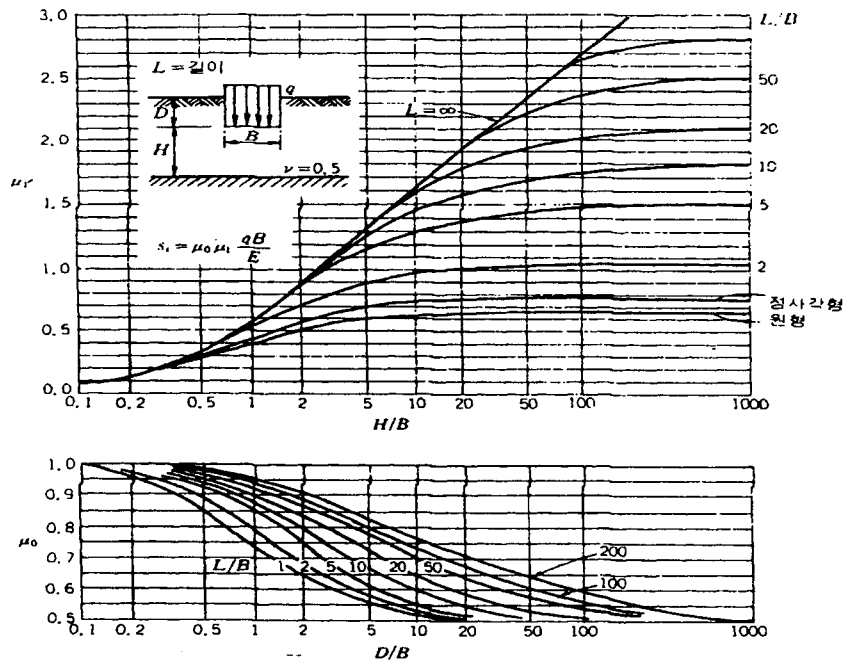


그림 2. 4 연직변위계수

**b. 조립토에서 즉시침하**

조립토에서는 투수계수가 커서 과잉간극수압이 재하 즉시 소산되므로 장시간 지속되는 압밀침하는 일

어나지 않는다. 따라서 재하즉시 일어나는 즉시침하만을 고려하면 된다. 사질토에 조성된 기초에서는 예상되는 최대하중에 의한 즉시침하만을 계산한다.

조립토는 흐트러지지않는 상태로 실내시험하기가 매우 어려우므로 조립토의 탄성계수  $E_s$ 는 대개 현장에서 표준관입시험(SPT시험)이나 정적콘관입시험(CPT)을 수행하여 구한다.

표준관입시험의 결과를 이용하여 지반의 탄성계수  $E_s$ 를 표 2. 2와 같이 결정할 수 있다.

콘관입시험의 결과를 이용하여 기초의 침하를 계산할 수 있으며 지반의 콘지수를 이용하여 탄성계수를 구할 수 있다. 콘관입시험은 균질하고 느슨한 세립 비점성토의 탄성계수의 판정에 적합하다.

$$E_s = k' q_c$$

여기에서  $q_c$ 는 지반의 평균 콘지수를 나타내고,  $k'$ 는 토질과 다짐정도에 따라 다음과 같이 결정되는 값이다.(Schmertmann, 1970)

- $k' = 1.5$  : silt and sand
- 2 : compact sand
- 3 : dense sand
- 4 : sand and gravel

#### c. 세립토에서 즉시침하

세립의 점성토에서 기초침하는 장시간에 걸쳐서 일어나며, 탄성계수  $E_s$ 는 응력-변형을 곡선의 경사를 나타낸다. 이때에 지반이 정규압밀 상태 또는 과압밀상태인지를 확인하여 각각 적합한 탄성계수를 적용해야만 한다.

점성토에서 탄성계수  $E_s$ 는 선행압밀하중  $\sigma_p'$ 와 관계가 있으며 경험적으로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$E_s = m_s \sigma_p'$$

여기에서 같은 모양의  $m_s$ 는 지반의 종류에 따라 결정된다.

- $m_s = 80$  :stiff clays
- 60 : firm, sensitive clays
- 40 : soft clays

#### d. 표의 이용

이상에서 탄성이론을 적용한 침하계산식들은 간단하지가 않으며 대개 실무자의 편의를 위하여 이용하기에 간편한 표나 그래프로 제안된 것이 많다. 자주 이용되는 것들로 다음과 같은 것들이 있다.

※ 등분포하중을 받는 연성 직사각형 기초의 모서리 아래의 침하량 : (그림2. 5)

$$S = \frac{\sigma_0 B_{\min}}{E_s} j$$

여기에서  $\sigma_0$  : 평균접지압

$f$  : 영향계수

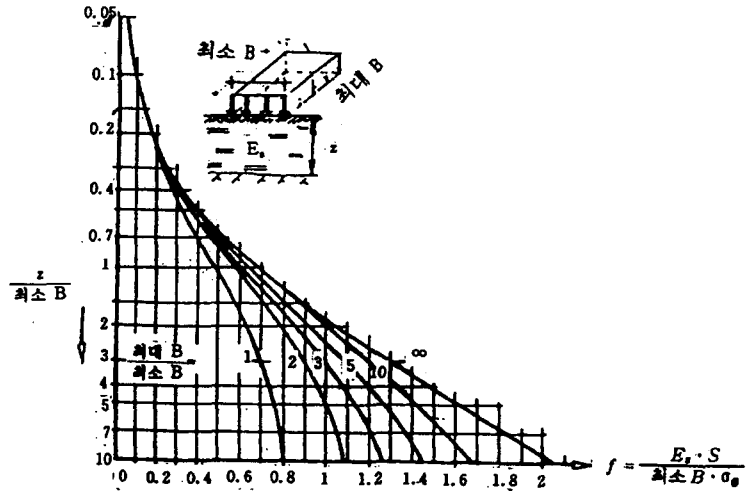


그림 2. 5 등분포하중을 받는 직사각형 연성기초 모서리 침하량(Kany, 1974)

※ 삼각형 분포하중이 연성 직사각형 기초에 작용할 때에 모서리아래침하 : (그림 2. 6)

$$S = \frac{\sigma_0 b_y}{E_s} j$$

여기에서,  $\sigma_0$  : 삼각형 분포의 최대하중크기

$f$  : 영향계수

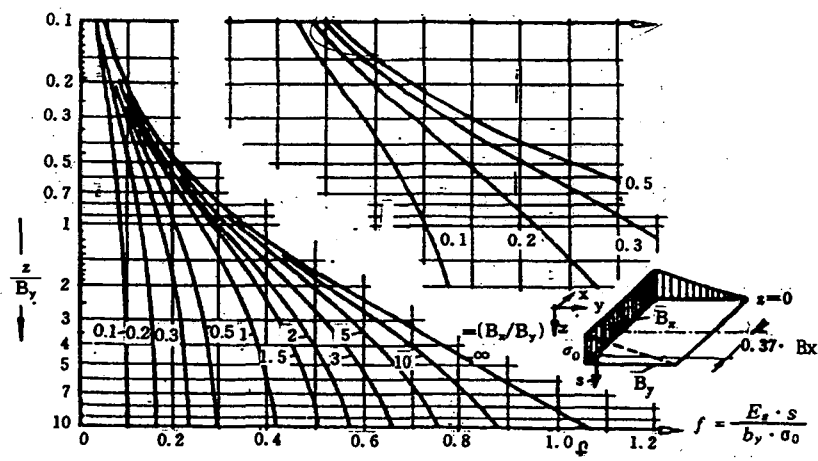


그림 2. 6 삼각형분포하중이 작용하는 사각형 기초의 모서리 침하(Shaak, 1972)

※ 등분포하중이 작용하는 연성 원형기초의 침하량:(그림 2. 7)

$$S = \frac{\sigma_0 r}{E} f(s, i)$$

여기에서  $\sigma_0$  : 평균접지압

$f$  : 영향계수

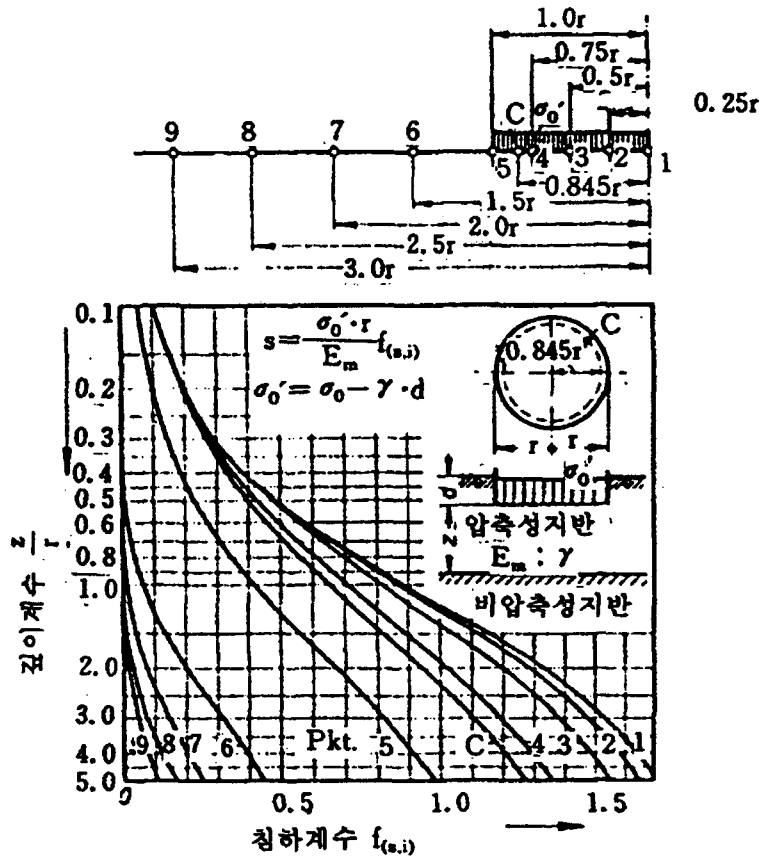


그림 2. 7 등분포 하중이 작용하는 원형기초의 침하(Leonhardt, 1963)

강성기초의 침하량은 직접 구할 수 없으므로 연성기초의 중앙의 침하량을 구하여 그 값의 약 75%를 취하거나 연성기초의 C점의 침하량을 구하여 그 침하량으로 간주하면 된다. 연성 직사각형기초의 C점에 대한 침하량은 그림 2. 8 (Kany, 1974)에서 구할 수 있다.

강성 직사각형 기초 :

$$S = 1.76 \frac{B}{2} \sigma_0 \frac{1 - \nu^2}{E}$$

강성 원형기초 :

$$S = 1.57 R \sigma_0 \frac{1 - \nu^2}{E}$$

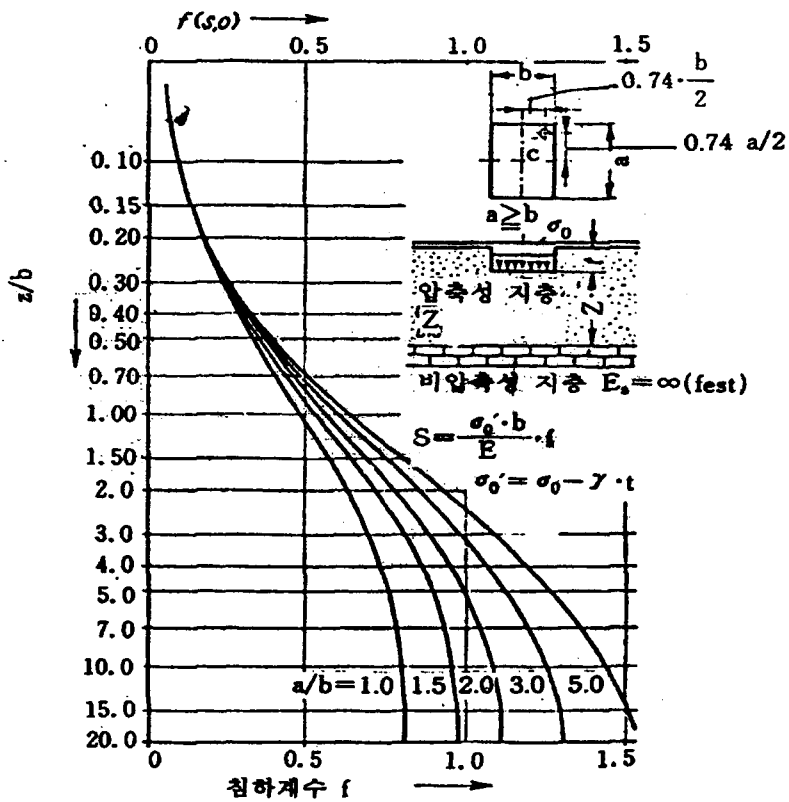


그림 2. 8 직사각형 기초의 C점 아래의 침하(Kany, 포아슨비=0)

그 밖에 별도로 강성 직사각형기초의 침하량을 그림 2. 9(Sovinc, Ma시)을 이용하여 간단히 다음 식에서 구할 수 있다.

강성 직사각형 기초 :

$$S = \frac{\sigma'_0 a}{E} \beta_1 [m]$$

강성 원형 기초 :

$$S = \frac{\sigma'_0 d}{E} \frac{\pi}{4} [m]$$

강성 연속 기초 :

$$S = \frac{\sigma'_0 b}{E} \beta_3 [m]$$

여기에서,  $\sigma'_0$  : 유효 평균하중



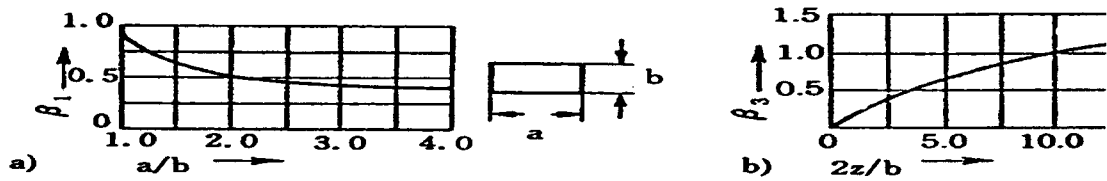


그림 2.9 강성 직사각형 기초의 침하

나) 간접계산법

지반내 수직응력의 분포가 재료에 무관하여 일정하고, 선형탄성이론식과 같은 유형의 분포함수에 따른다고 가정하고 지반침하를 계산할 수 있는 방법을 간접계산법이라고 한다. 실제의 지반은 비선형거동을 하며, 간접계산법에서는 지반의 비선형 응력-침하관계를 근사적으로 고려하고 있기 때문에 간접계산법에 의한 결과는 실제와 상당히 근사하다. 이는 지반의 수직응력이 구성방정식에 거의 무관하기 때문이다.(Smoltczyk, 1986)

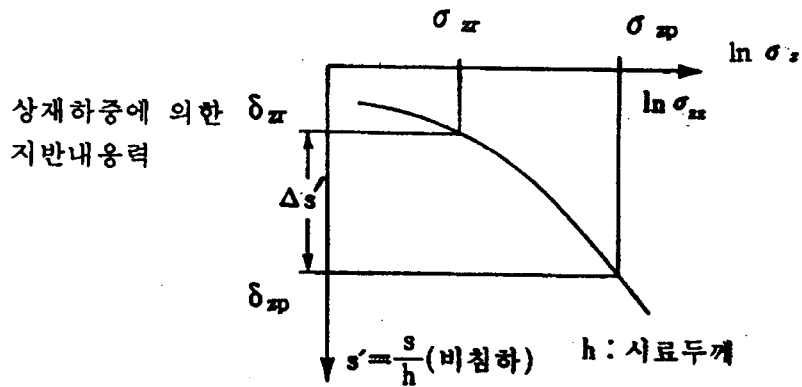


그림 2.10 비침하 곡선

간접계산법에서는 기초저면 지반을 두께  $\Delta z$  인 미세층으로 나누고, 각각의 미세층에서 침하량  $\Delta s$ 을 구한 후에, 최종적으로 이를 합하여 총침하량을 구한다. 즉, 총침하량은 다음과 같다. 지반을 많은 수의 미세층으로 나눌수록 정확한 값이 계산된다.

$$S = \sum \Delta s$$

미세층의 침하량  $\Delta s$ 은 다음의 방법으로 구한다.

- 지반의 응력-비침하 관계
- 탄성식

a. 지반의 응력-침하곡선 이용

일반 압밀시험의 결과나 평판재하시험의로 응력-침하관계로 나타낼 수 있으며 이를 이용하여 침하량을 구할 수 있다. 여기에서 비침하란 침하량을 지층의 두께로 나눈 값 즉, 압밀시험에서 침하량을 시료의 두께로 나눈 값이다. 따라서 비침하에 지층의 두께를 곱하면 곧 침하량이 계산된다. 이러한 방법은 압밀시험조건과 평판재하 시험조건이 같을 때에만 허용된다.

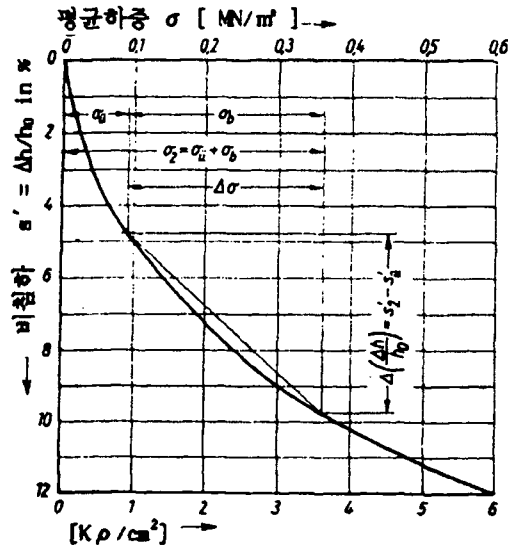


그림 3.3.11 압력-비침하곡선

지반의 응력-비침하곡선상에서 자중에 의한 응력  $\sigma_{zr}(\gamma)$ 에 대한 비침하  $S_{zr}'$ 와 총응력  $\sigma_{zp}$ 에 해당하는 비침하  $S_{zp}'$ 로부터 비침하의 증분  $\Delta s' = S_{zp}' - S_{zr}'$ 를 구하여, 침하량을 구한다.

$$\Delta s = \Delta s' \Delta z$$

총 침하량은 각 미세지층의 침하량을 합한 값이다.

$$S = \sum \Delta s = \sum \Delta s' \Delta z$$

### b. 탄성식을 이용

지반의 탄성계수  $E_s$ 는 응력수준에 따라 다르므로 현위치의 응력에 맞는 탄성계수를 선택하여 침하량을 계산한다. 즉, 미세지층의 중간부분(깊이  $z$ )의 응력  $\sigma_{zp}$ 에 맞는  $E_s$ 값을 선택하여 침하량을 계산한다. 과압밀지반에서는 주의하여  $E_s$ 를 선택해야 한다.

$$\Delta s = \frac{\sigma_{zp}}{E_s} \Delta z$$

총 침하량은 다음과 같다.

$$S = \sum \Delta s = \sum \frac{\sigma_{zp}}{E_s} \Delta z$$

## 3. 압밀침하

포화지반에 하중이 작용하면 처음에는 간극수가 부담하고 간극수가 배출되면서 지반구조 골격이 이를 부담한다. 이 현상을 압밀이라고 한다. 지반내에 과잉 간극수압이 발생하고 소산되는데 지반에 따라 일정한 시간이 소요된다. 세립토나 포화점성토는 투수계수가 작아서 재하에 의한 과잉간극수압이 순간적으로 소산되지 않고 장기간에 걸쳐서 압밀이 진행되므로 침하가 시간에 따라 증가한다. 따라서 보통 탄성침하 이외에 압밀침하를 계산해야 한다. 이때에 최종침하량 뿐만 아니라 시간에 따른 침하량 즉, 침하속도를 계산해야 한다.

점성토의 압밀침하거동은 선행압밀상태와 투수계수에 의하여 가장 큰 영향을 받는다. 선행압밀압력은  $e-\log p$  곡선에서 Casagrande의 방법으로 구한다.

점성토의 압밀침하거동은 지반의 상태 즉, 정규압밀 또는 과압밀상태에 따라 구분하여 침하거동을 검토해야 한다. 구조물에 의한 지반내 응력이 선행압밀압력보다 작으면 침하도 작게 일어나지만 반대로 선행압밀압력보다 크면 과도한 침하가 발생할 우려가 있으므로 이를 염두에 두어야 한다.

지층의 두께가 1.5~2.0m를 넘으면 지층을 여러층으로 분리하고 각각의 층에서 평균응력증가분을 이용하여 각각의 압밀침하량  $s_{ci}$ 를 구하고 이를 합하면 전 압밀 침하량  $s_c$ 가 된다.

$$s_c = \sum s_{ci}$$

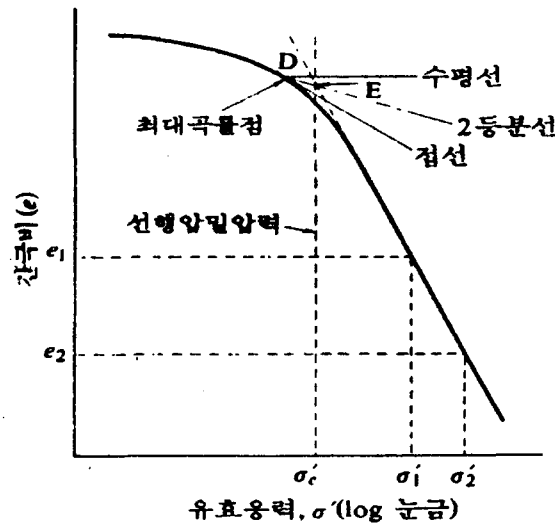


그림 3. 1 선행압밀압력의 결정법(Casagrande)

### 3.1 일차압밀

압밀층이 얇고 넓게 분포되며 강성이 큰 지층사이에 끼어 있어서 수평변위가 억제되는 경우에는 압밀의 경계조건이 Terzaghi의 일차압밀이론의 기본경계조건에 해당되므로 Terzaghi의 일차압밀이론을 적용하여 침하를 계산할 수 있다. 그러나 실제의 경계조건이 다소 차이가 있더라도 Terzaghi이론을 보완하여 적용할 수 있다.

일차 압밀침하는 다음과 같이 3단계로 계산한다.

- 일차압밀량의 계산
- 과잉간극수압분포의 3차원효과를 고려하여 계산치 수정
- 압밀에 의한 시간-침하 관계 추정

#### 가) 침하량

기초제하에 의한 점성토의 압밀침하는 대개 실내에서 비교란시료에 대하여 수행한 압밀시험의 결과를 이용하여 계산한다. 압밀침하는 압밀층을 여러개의 미세지반지층으로 분할하고 각각의 미세층의 침하를 구하여 있을만큼 충분히 얇은 두께  $\Delta h_1$ 를 갖는 여러개의 미세지층으로 분할하며 미세지층의 침하량  $s_{ci}$

는 미세지층의 중간부분의 지중응력증가량  $\Delta\sigma_{zi}'$ 와 미세지층의 체적압축계수  $m_{vi}$ 로부터 계산한다. 따라서 총압밀침하량  $s_c$ 는 다음과 같다.

$$s_c = \sum s_{ci} = \sum m_{vi} \Delta h_i \Delta \sigma_{zi}'$$

대부분의 점성토에서는 반대수그래프에서 압력-간극비의 관계사 직선을 나타내므로 점성토의 압축침하계사에는 일반적으로 압축지수  $C_c$ 를 사용한다.

압축지수는 정규압밀지반과 과압밀지반에서 다르므로 구분하여 적용해야 한다.

**a. 정규압밀점토**

$$s_c = \sum s_{ci} = \sum \frac{C_{ci}}{1 + e_{0i}} \Delta h_i \log \left( \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma_{zi}'}{\sigma_0'} \right)$$

$m_{vi}$  : 지반의 체적압축계수 [cm<sup>3</sup>/kg]

$\Delta h_i$  : 미세지층의 두께 [cm]

$e_{0i}$  : 각 미세지층의 중간부분의 초기간극비

$\sigma_{0i}$  : 각 미세지층의 중간부분의 초기유효상재하중 [kg/cm<sup>2</sup>]

$\Delta \sigma_{zi}$  : 각 미세지층의 중간부분의 연직증가응력 [kg/cm<sup>2</sup>]

$C_{ci}$  : 각 미세지층의 중간부분의 압축지수

압축지수  $C_c$ 는 압밀시험에서 구하며 경우에 따라 신뢰도는 떨어지지만 경험에 의존하여 다음과 같이 액성한계  $W_L$ 로부터 계산하기도 한다. (Terzaghi/Peck, 1967)

표 3.4.1 여러 가지 점토의 압축지수 값

흙의 종류	$C_c$
예민비가 중간정도인 정규압밀점토	0.2~0.5
Chicago 실트질 점토(CL)	0.15~0.3
Boston 청점토(CL)	0.3~0.5
Vicksburg 점토(CH)	0.5~0.6
Sweden 예민점토(CL~CH)	1~3
Canada Leda 점토(CL~CH)	1~4
Mexico City 점토(MH)	7~10
유기질 점토(OH)	4이상
이암(Pt)	10~15
유기질 실트 및 점토질 실트(ML~MH)	1.5~4.0
San Francisco Bay Mud (CL)	0.4~1.2
San Francisco Bay old 점토(CH)	0.7~0.9

$C_c = 0.009(W_L - 10)$  : 정규압밀점토(유기질 없는 예민비 4미만 지반)

$C_c = 0.007(W_L - 10)$  : 교란된 점토

$C_c = 0.0115 W_n$  : 유기질토, 파트

$C_c = 1.15(e - 0.35)$  : 점토

$C_c = (1 + e_0)[0.1 + (W_n - 25)0.006]$

초기 간극비  $e_0$ 는 함수비  $w_0$ 와 관계가 있으며 다음과 같이 초기함수비  $w_0$ , 포화도  $s$ , 지반의 밀도  $\rho_s$ , 물의 밀도  $\rho_w$ 로부터 구할 수 있다.

$$e_{0i} = \frac{w_0 \rho_s}{s \rho_w}$$

### b. 과압밀점토

과압밀점토에서는 선행압밀하중  $\sigma_p'$ 를 경계로 압축지수의 값이 달라지므로 압밀침하는 다음과같은 식이 된다.

$$S_c = \sum S_{ci} = \sum \frac{\Delta h_i}{1 + e_{oi}} \left[ C_{cr} \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_0'} + C_c \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma_2'}{\sigma_p'} \right]$$

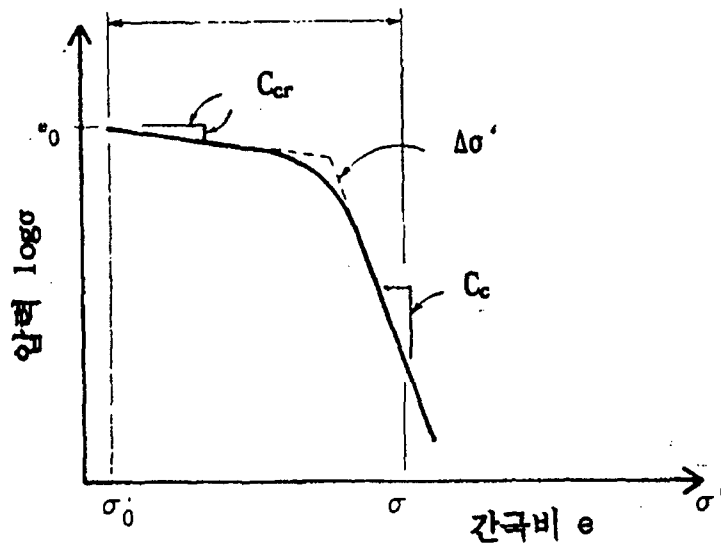


그림 3. 2  $e - \log \sigma$  관계 실험 곡선

### 나) 침하속도

점성토에서 일정한 압밀도  $U\%$ 에 도달하는데 소요되는 시간  $t$ 는 배수거리  $D$ 와 시간계수  $T$  및 압밀계수  $C_v$ 로부터 다음과 같이 계산한다.

$$t = \frac{TD^2}{C_v}$$

t : 일정한 압밀도 U%에 달하는데 요하는 압밀시간[sec]

D : 배수거리[m]

$C_v$  : 압밀계수[m<sup>2</sup>/sec]

T : 일정한 압밀도 U%에 대한 시간계수

압밀도(U%)	25	50	60	70	80	90	100
시간계수T	0.049	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848	1.000

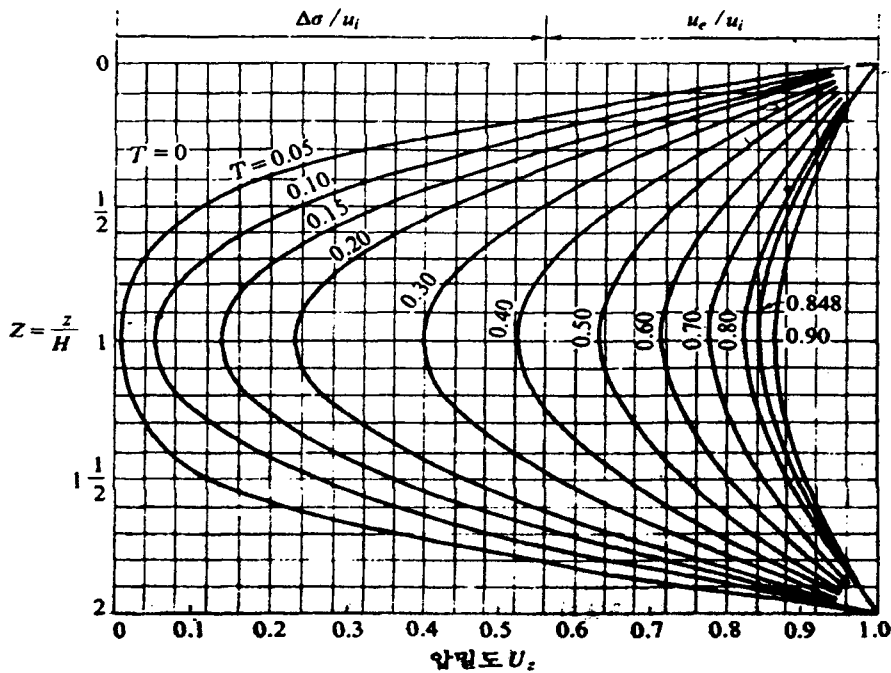


그림 3.3 초기 간극 수압이 점토층의 깊이에 따라 일정한 경우에 대한 압밀도, 시간계수 및 점토층의 깊이 사이의 관계

압밀계수  $C_v$ 는 압밀시험의 시간-침하곡선에서 구할 수 있으나, 그 값은 응력-변형의 비선형거동과 압밀에 따른 투수계수의 변화로 편차가 크기 때문에 일반적으로 Casagrande나 Taylor의 방법으로 구한 값이 실제보다 훨씬 작다. 따라서 압밀시험에서 체적압축계수를 구하고 현장시험에서 투수계수를 구하여 다음과 같이 압밀계수를 계산하는 것이 가장 좋다.

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

여기에서  $k$  : 지반의 투수계수[m/sec]

$\gamma_w$  : 물의 단위중량[kg/m<sup>3</sup>]

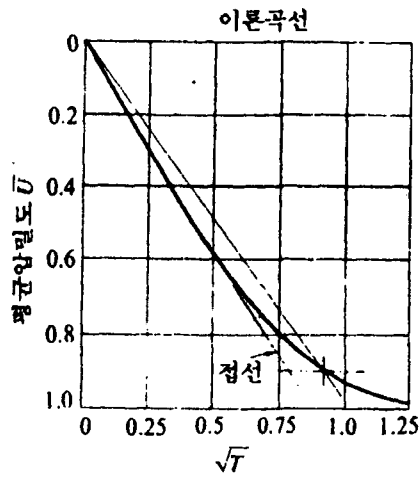
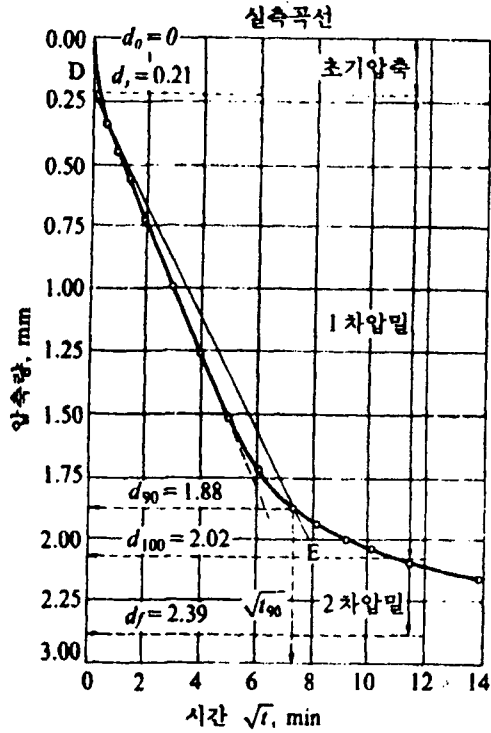
압밀계수는 시간-침하곡선으로부터  $\sqrt{t}$ 방법과  $\log t$ 방법으로 구한다.

압밀도중에 투수계수의 변화는 다음과 같이 구할 수 있다.

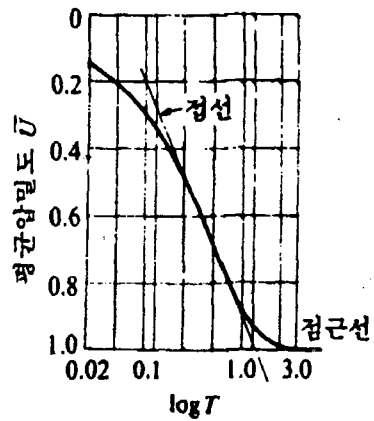
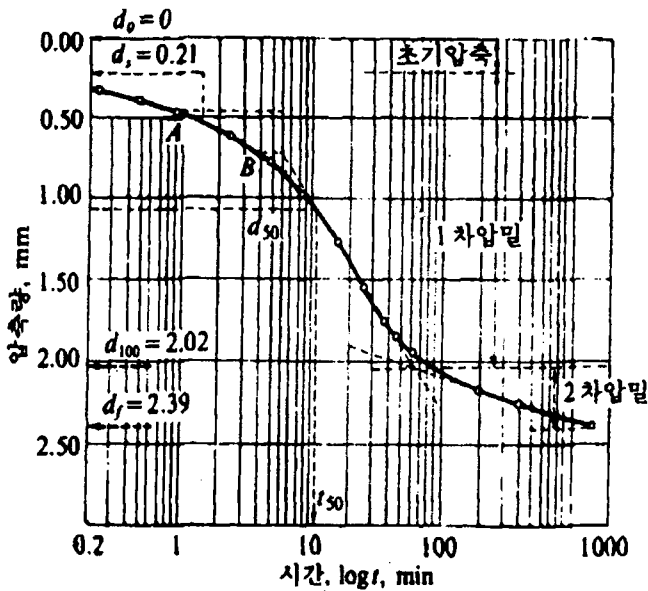
$$e = C_k \log k$$

여기에서  $C_k$ 는 투수계수변화지수이며  $C_k = 0.5e_0$  정도이다.

현장에서 시간에 따른 침하량 예측에 가장 큰 오차요인은 현장의 배수경계조건이다. 이에 대한 정확한 현장자료는 Piezocene 시험으로부터 얻을 수 있다.(Tavenas, 1981 ;Campenella/Robertson, 1982)



(a)



(b)

그림 3. 4 시간압축량곡선 (a)  $\sqrt{t}$ -압축량 곡선 (b)  $\log$ -압축량곡선

### 3.2 이차압축

점성토의 이차압축은  $\log t$ -침하 곡선으로 표시했을 때에 잘 나타난다.

이때에 이차압축계수  $C_a$ 는 경험적으로 일차압축계수와 다음과 같은 관계가 있다. (Mesri/Godlewski, 1977)

$$C_a = 0.04 \frac{C_c}{1 + e_0}$$

과압밀점토에서는 이차압축이 크지않고 거의 무시할 수 있으나 정규압밀점토에서는 전체 압축량에서 전체 압축량에서 이차압축이 차지하는 몫이 크다. 따라서 일반적으로 선행압밀하중과 현장유효응력의 차를 계산하여 그 값이 80% 이내로 구조물의 하중을 결정하는 것이 좋다.

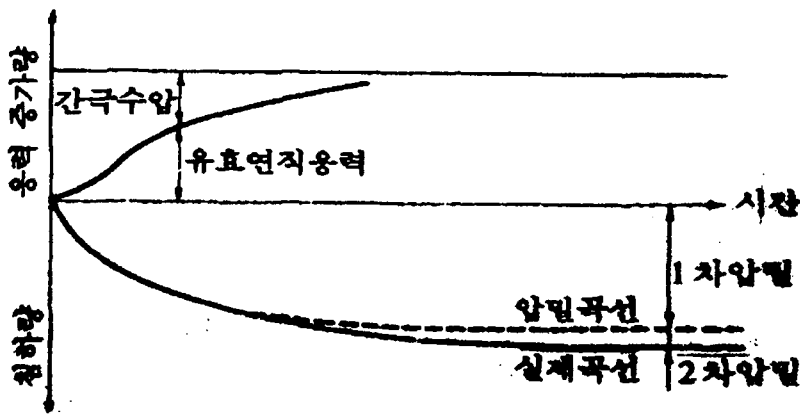


그림 3. 5 1차압밀과 2차압밀

이차압축은 끝없이 계속되므로 최종침하를 계산하려면 2차압축을 고려해야 한다. 2차압축 계산은

$$H_s = C_a H \log \frac{t_s}{t_p}$$

$H_s$  : 2차 압축량

$C_a$  : 2차 압축계수

$H$  : 지층의 두께

$t_s$  : 구조물의 사용 가능 시간

$t_p$  : 일차압밀 종료시간

유기질토, Peat층 등 유기질토의 침하는 세립토와 유사하게 계산이나 일차압밀이 빨리 진행되고 2차 압축이 매우 크게 일어난다. 전체 압축량의 대부분이 2차 압축량이다. 쓰레기 처리장의 압밀은 예견하기가 매우 어렵다.



## 4. 허용 침하량 및 허용각변위

### 4.1 허용침하량

구조물의 허용침하량을 결정하기는 쉽지 않으며 대개 경험에 의존하여 구조적 기능 또는 미관에 따라 허용침하량을 정하고 있다.

구조물에 손상이 가는 절대침하량은 정하기가 쉽지 않다. Skempton/McDonald(1956)는 독립기초에 대해서 점토에서는 6cm, 사질토에서는 4cm를 허용침하로 하였으며, 전면기초에 대해서는 점토에서는 6~10cm, 사질토에서는 4~6cm를 허용침하로 하였다. 그러나 구조물에서는 지반의 침하와 함몰 뿐만 아니라 구조물의 변형과 과재하에 의하여도 균열이 발생할 수 있다.

균질한 지반이라도 구조물의 규모가 커지면 구조물의 중앙에서는 응력이 증첩되어 침하가 크게 일어난다. 따라서 길이가 길거나 바닥면적이 큰 구조물을 설계할 때는 이를 고려하여야 한다.

일반적으로 통용되는 구조물의 허용침하량은 다음과 같다.

재 료	최대처짐량(L : 스패길이)
석재, 유리 및 기타 취성재료	L/360
금속피막 및 유사 파손방지 처리	L/240
강재 및 콘크리트 골조	L/150~L/180
목재 골조	L/100
강재 또는 콘크리트 전단벽	설계기준

구 조 물	연속구조의 최대경사
높은 연속 벽돌벽	0.0050~0.0010
주거용 벽돌건물	0.0030
기둥간 벽돌쌓기	0.0010
철근콘크리트 건물골조	0.0025~0.0040
철근콘크리트 차폐벽	0.0030
연속 강재골조	0.0020
단순지지강재골조	0.0050

### 4.2 최대 침하량과 허용 각변위의 관계

구조물에 가해진 하중에 의하여 지반이 압축되어 구조물이 침하될 때에 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. 그러므로 대개는 경험적으로 부등침하의 허용한계를 정할 뿐이다. 구조물의 부재에서 거리가  $l$ 인 두점간의 부등침하가  $\Delta s$ 일때에  $\Delta s/l < 1/500$  이면 구조물이 손상되지 않는다. 그러나  $\Delta s/l > 1/300$ 이면 건물의 기능과 외형상 문제가 발생한다.

$\Delta s/l > 1/150$ 이면 구조적인 손상이 온다.(Briske, 1957) 철근콘크리트는  $\Delta s/l > 1/50$ 이면 균열이 발생한다.

부등침하의 지층형상의 다양성이나 하중의 부분집중으로 발생하며 부등침하의 크기는 전체침하량과도 관계가 있다.(D'Appolonia et al, 1968) 그 밖에 허용침하량을 이용하여 허용부등침하의 한계를 정할 수도 있다. 구조물의 허용부등침하크기는 일반적으로 부등침하의 절대치 보다 각변위로 많이 표현한다.

구조물에 따른 허용각 변위는 다음의 표와 같다.

기초의 크기가 클수록 지반의 거동은 균질한 지반에서의 거동과 유사한 경향을 나타내기 때문에 구조물의 독립기초들을 가능한 한 하나의 공동기초판으로 대체시키면 부등침하를 줄일 수 있다. 또한 과도한 침하량을 줄이기 위해서 과도한 침하의 원인이 되는 지반을 개량하거나 치환하는 방법도 적용된다.

가) 허용각변위

(Bjerrum, 1963; Meyerhof, 1982)

각변위	허용범위 및 구조물
1/100	-정정구조물 및 옹벽의 위험한계
1/150	-정정구조물 및 옹벽의 안전한계 -오픈된 강제골조, 철근콘크리트 골조, 강제 저장탱크, 높은 강성구조물의 전도에 대한 위험한계
1/250	-오픈된 강제 골조, 철근콘크리트 골조, 강제 저장탱크, 높은 강성구조물의 전도에 대한 안전한계 -골조건물의 패널벽체와 교대의 전도에 대한 위험한계 -높은 건물의 기울음이 눈으로 확인되는 상태
1/300	-고공크레인의 문제발생한계
1/500	-골조건물의 패널벽체와 교대의 전도에 대한 안전한계 -하중을 받는 무근 콘크리트 벽체의 중앙부 처짐에 대한 위험한계
1/750	-침하에 민감한 기계의 문제발생한계
1/1000	-하중을 받는 무근콘크리트 벽체의 중앙처짐에 대한 안전한계 -하중을 받는 무근콘크리트 벽체의 단부처짐에 대한 위험한계
1/2000	-하중을 받는 무근콘크리트 벽체의 단부처짐에 대한 안전한계

소련건축규정(Milhejev, 1961: Polshin,Tokar)

얼지않은 땅

구조	모래, 단단한 점토	소성점토	평균최대 침하량[cm]
기중기, 레일	0.003	0.003	
강구조, 콘크리트구조	0.0010	0.0013	10
벽돌조	0.0007	0.001	15
변형일어나는곳	0.005	0.005	
다층블록조 옹벽			8 L/H ≥ 2.5
L/H ≤ 3	0.003	0.004	10 L/H ≤ 1.5
L/H ≥ 5	0.005	0.007	
일층제철소 건물	0.001	0.001	
연돌, 수조탑, 링기초	0.004	0.004	30

※ H : 기초위의 벽체높이, L : 두점간의 거리

영구동결지대

구조	모래, 단단한 점토	평균 최대침하량[cm]
철근콘크리트	0.002~0.0015	15 at 4cm/year
벽돌조	0.003~0.002	20 at 6cm/year
프리캐스트콘크리트	0.003~0.002	20 at 6cm/year
강구조	0.004~0.0025	25 at 8cm/year
목조	0.007~0.005	40 at 12cm/year

**참고 문헌**

1. Bjerrum, L. : Allowable settlements of structures. Norw. Geot. Inst., Oslo 98 (1973)
2. Boussinesq, J. (1885) : Application des potentiels á l'Etude de l'équilibre et 여 Mouvement des Solodes Elastiques. Ed. Gauthier-Villard. Paris
3. Brinch Hansen, J. und Lundgren, H. : Hauptprobleme der Bodenmechanik Berlin / Göttingen / Heidelberg, 1960.
4. Davis, E. H./Poulos, H. G. (1972) : rate of settlement under two-and threeimentional conditions. Géotechnique 22, s. 95-114
5. Design Manual DM7.1. '1982 Soil Mechnics, Dept. of The navy Naval Facilities Engineering Command
6. EAU-Empfehlungen des Arbeitsausschusses, Ufereinfassungen "5. Aufl. Berlin/München/Düsseldorf, Verlag W. Ernst und Sohn, 1976.

7. Fadum, R. E. : Influence values for estimating stresses in elastic foundation . Proc. 2. ICSMFE Rotterdam 1948, III, S. 77.
8. Gilboy, G. : Influence tables for solution of Boussinesq equation. In : Earth and Eoundation, progress Report of Special Committee, Proc, ASCE 59(1933), S. 781.
9. Grasshoff, H. (1959) in : Fclächengründungen und Fundamentsetzungen. Verlag W.Ernst u. Sohn Berlin München.
10. Jelinek, R. : Setzujngsberechnung ausmittig belasteter Founamente. Baup;anung und Bautechnik 3(1949), s. 115-121