

第6章 粘土の圧密

粘性地盤の圧密を勉強する目的：

- 1) 圧密のメカニズムの理解： 地下水位低下や地表面での荷重増加による地盤沈下のメカニズムの理解。
- 2) 圧密の量（地盤沈下の量）とその速度の予測ができるようになる。

圧密とは何か

◆地下水位低下による地盤沈下の例： 東京下町での地盤沈下（配付資料参照）

1980年代まで： 河川・大気汚染等の公害とともに、我が国での最大の環境問題の一つであった。現在は、東南アジアに広がっている環境問題。

- a) 大正年間： 地盤沈下に気付く。
- b) 昭和初期： 地盤の沈下原因に対する諸説。 地殻運動説、未圧密説もあった。
- c) 太平洋戦争末期： 地下水位の回復。地盤沈下収まる。しかし、地盤沈下は回復せず。
- d) 戦後： 地下水くみ上げ開始と同時に、再び激しい地下水位低下と地盤沈下開始。
地下水位よりも上に出てしまった砂層が、還元状態から酸化状態へ。
地下工事での無酸素空気の噴出事故多発。
ゼロメートル地帯の拡大。海岸堤防の重要性が増加
→耐震性が問題となる。仮に地震時に崩壊したら大惨事
全国で、同様な地盤沈下。
- e) 昭和40年代： 地下水汲み上げ総量規制。地下水位の回復へ。
- f) アジアへ、問題が拡大。

地下水位記録：

1. 地下水位低下→地盤沈下進行。
2. 地下水位上昇→沈下速度の低下、引き続き若干の隆起。
疑問；①地下水位が低下すると、何故地盤沈下するのか？
②地下水位が回復しても、暫くは沈下が継続するのは何故？
③地下水位が回復しても、なぜ元の高さまで地盤が隆起しないのか？ 土の弾塑粘性的性質との関係は？

◆荷重载荷による地盤沈下の例：

- 例1) Pisa の leaning tower: 飽和粘土層が、荷重を受けてから、徐々に間隙水を外に吐き出して、徐々に圧縮沈下する。
- 例2) 関西国際空港（後で説明）

東京の地盤沈下問題資料

東京の軟弱粘土層(有楽町層)

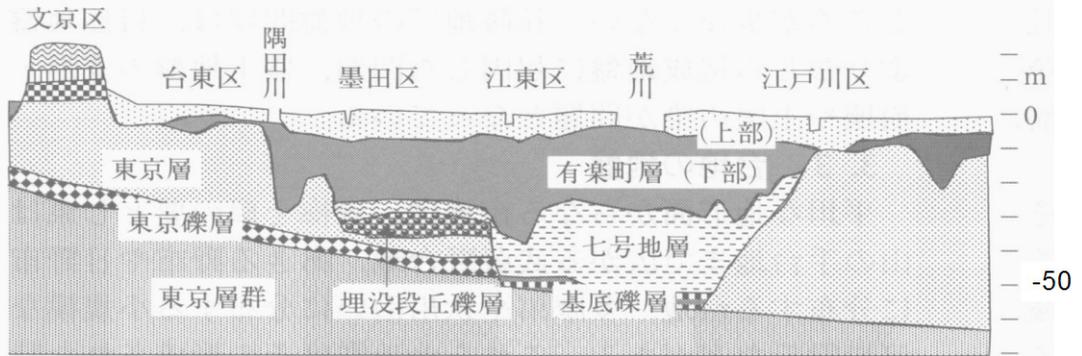
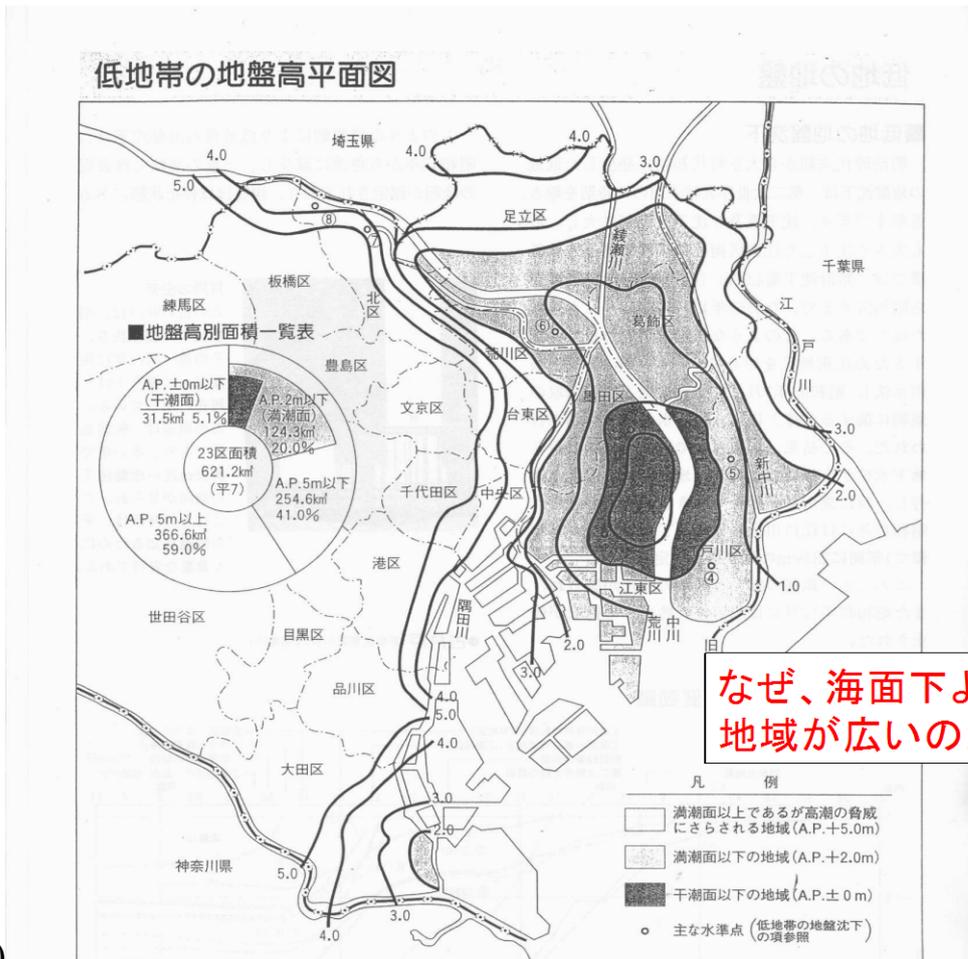


図-6 低地の地質断面図

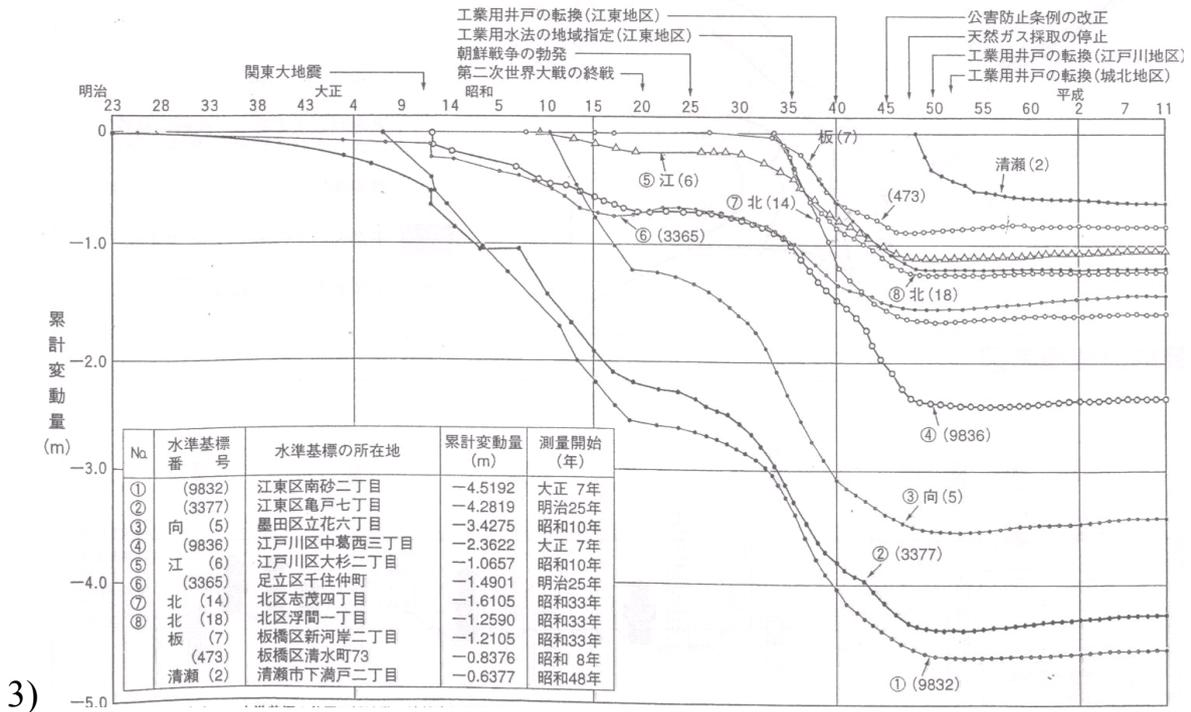
1) 下町の高層ビルの基礎は？



なぜ、海面下より低い地域が広いのか？

2)

■主要水準基標の累計変動量



3)

地盤沈下の原因は？
地下水位の変遷を見ると

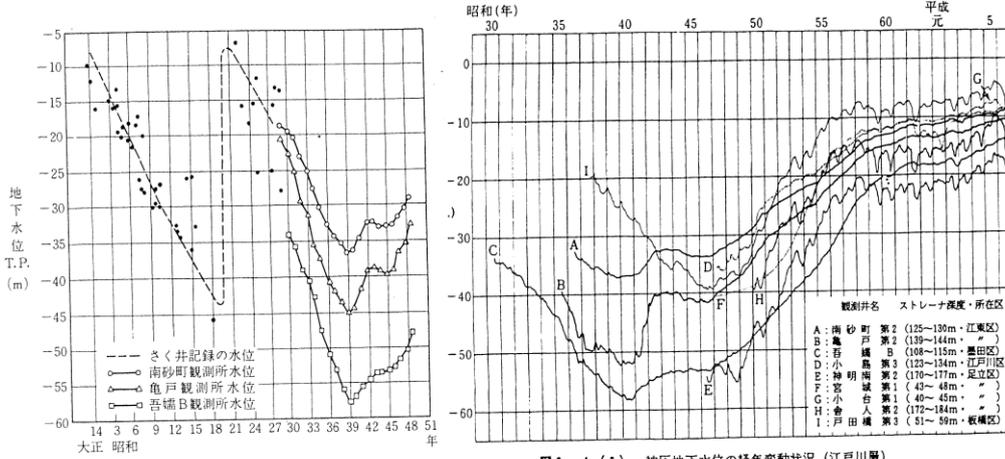


図-6.9 江東地区の地下水位の変動状況

図3-4 (1) 被圧地下水位の経年変動状況 (江戸川層)

地下水位とは？
なぜ地下水位が変動するのか？
なぜ、地下水位が低下すると地盤沈下するのか？
地下水位が回復しても、なぜ元の高さまで地盤が隆起しないのか？

4)

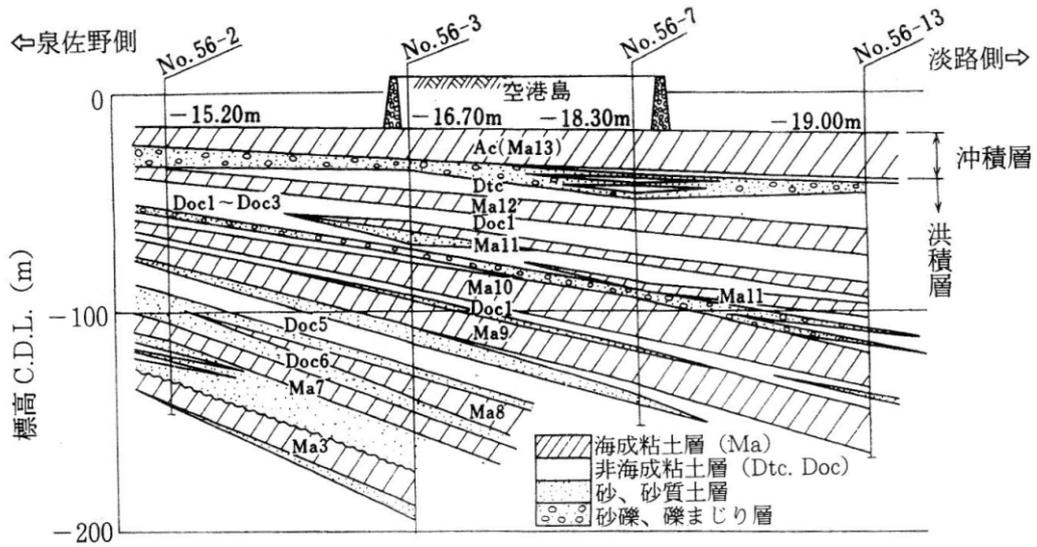
Leaning tower in Pisa



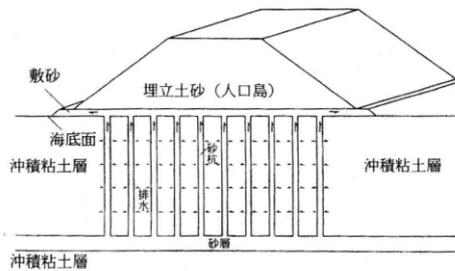
高さは地上 55m、階段は 297 段あり、重量は 14,453t、地盤にかかる平均**応力**は $50.7\text{tf}/\text{m}^2$ と見積もられている。一時傾斜の増大と倒壊の危惧があった。その後の処置で、傾斜角約 5.5 度で、傾斜の進行は止まっている。

工期は、第 1 工期 1173 年 - [1178 年](#)、第 2 工期 [1272 年](#) - [1278 年](#)、第 3 工期 [1360 年](#) - [1372 年](#) で、工期間隔が非常に長い。[1173 年](#) 8 月 9 日の着工時には**鉛直**。第 1 工期後には既に塔が傾きはじめ、第 2 工期でややその傾斜を修正しつつ建設が再開されたものの、その傾きはなおも止まらず、第 3 工期を迎えた。傾斜が修正できなかったため、最上階層のみ鉛直に建てられている。オリジナルの建築計画上では現在あるものよりも遥かに高い鐘楼ができる予定であった。

関西国際空港沈下記録

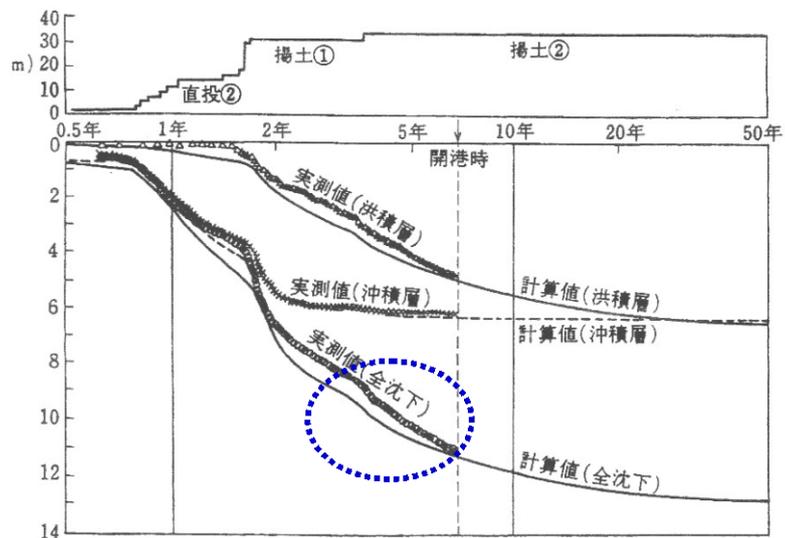


- 1) 盛土をすると、どうして沈下するのか？
 どうして、沈下がゆっくり生じるのか？



10年目程度までの沈下は、かなり正確に予測。

問題は、それ以降の長期残留沈下！



- 2)

●歴史的に見ると、

- a) 圧密理論から有効応力の概念が確立 (Terzaghi)。

有効応力は、土の変形・強度特性の理論の中心概念。

○有効応力の原理の再説明：

全応力 σ = 土粒子と間隙水・空気と一体に考えた連続体としての
地盤内の面に作用している平均的応力値

間隙水圧 u = 粒子構造の間隙に作用している水圧

有効応力 $\sigma' = \sigma - u$ = 土粒子と間隙水・空気と別個に考えて、
土の粒子の間の接点に作用する力の面平均値。

有効応力の変化 → 土の粒子構造の変化 → 土の変形

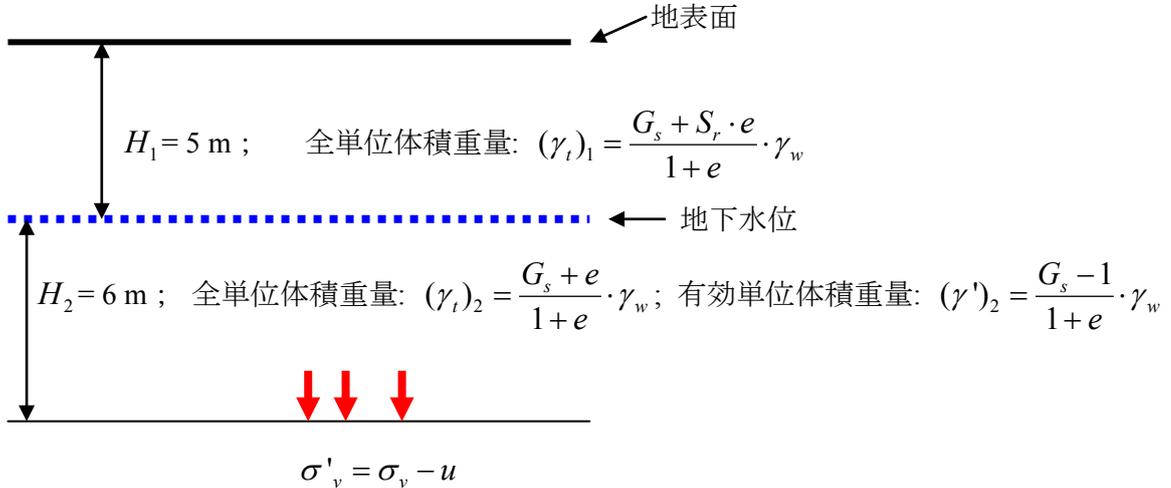
- a) 土は有効応力が変化すると変形する。有効応力が変化しなければ、変形しない
(例：海面位置が変動しても、海底地盤は変形しない)。**
- b) 全応力 σ と間隙水圧 u は直接測定できるが、有効応力 σ' は直接測定できない。
 σ と u が分かると初めて分かる値。**

- b) 戦後の日本： 沿岸部での埋め立てによる工業用地・宅地・空港等：
圧密の量（地盤沈下の量）とその速度の正確な予測は、極めて大切。

圧密演習 1)

1) 下図の例で、深さ $H_1 + H_2$ での全応力での上載圧 σ_v 、有効応力での上載圧 σ'_v 、間隙水圧 u (大気圧をゼロとする) を求めよ。全層で間隙比 $e = 0.7$ 、土粒子比重 $G_s = 2.7$ 、土層 H_1 で飽和度 $S_r = 95\%$ とせよ。

2) 地下水位が 2 m 低下した場合、 S_r 等の数値は不変と仮定すると、 σ'_v はどれだけ増えるか?



答

1) 地下水位よりも上の地層の単位体積重量 $(\gamma_t)_1 = \frac{G_s + S_r \cdot e}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.7 + 0.95 \cdot 0.7}{1 + 0.7} \cdot \gamma_w = 1.98 \cdot \gamma_w$

地下水位よりも下の地層の単位体積重量：

$$(\gamma_t)_2 = \frac{G_s + S_r \cdot e}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.7 + 1.0 \cdot 0.7}{1 + 0.7} \cdot \gamma_w = 2.0 \cdot \gamma_w; \quad (\gamma')_2 = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.7 - 1}{1 + 0.7} \cdot \gamma_w = 1.0 \cdot \gamma_w$$

$$(\sigma_v)_{before} = (\gamma_t)_1 \cdot H_1 + (\gamma_t)_2 \cdot H_2 = 1.98(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 5(\text{m}) + 2.0(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 6(\text{m}) = 21.9(\text{tonf} / \text{m}^3) = 2.19(\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

$$u_{before} = \gamma_w \cdot H_2 = 1.0(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 6(\text{m}) = 6.0(\text{tonf} / \text{m}^2) = 0.6(\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

$$(\sigma'_v)_{before} = (\gamma_t)_1 \cdot H_1 + (\gamma')_2 \cdot H_2 = 1.98(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 5(\text{m}) + 1.0(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 6(\text{m}) = 15.9(\text{tonf} / \text{m}^3) = 1.59(\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

または、 $(\sigma'_v)_{before} = (\sigma_v)_{before} - u_{before} = 2.19(\text{kgf} / \text{cm}^2) - 0.6(\text{kgf} / \text{cm}^2) = 1.59(\text{kgf} / \text{cm}^2)$

3) 地下水位が 2 m 低下した場合、 S_r 等の数値は不変と仮定すると、

$$(\sigma_v)_{after} = (\sigma_v)_{before} = (\gamma_t)_1 \cdot H_1 + (\gamma_t)_2 \cdot H_2$$

$$(\sigma'_v)_{after} = (\gamma_t)_1 \cdot H_1 + (\gamma')_2 \cdot (H_2 - 2m) + (\gamma_t)_2 \cdot 2m = (\gamma_t)_1 \cdot H_1 + (\gamma')_2 \cdot (H_2 - 2m) + \{(\gamma')_2 + \gamma_w\} \cdot 2m = (\gamma_t)_1 \cdot H_1 + (\gamma')_2 \cdot H_2 + \gamma_w \cdot 2m = (\sigma'_v)_{before} + \gamma_w \cdot 2m$$

または、 $(\sigma'_v)_{after} = (\sigma_v)_{after} - u_{after} = (\sigma_v)_{before} - (u_{before} - \gamma_w \cdot 2m)$

$$= (\sigma_v)_{before} - u_{before} + \gamma_w \cdot 2m = (\sigma'_v)_{before} + \gamma_w \cdot 2m$$

即ち、 $\Delta\sigma'_v = (\sigma'_v)_{after} - (\sigma'_v)_{before} = \gamma_w \cdot 2m = 2.0(\text{tonf} / \text{m}^2) = 0.2(\text{kgf} / \text{cm}^2)$ だけ増加する。

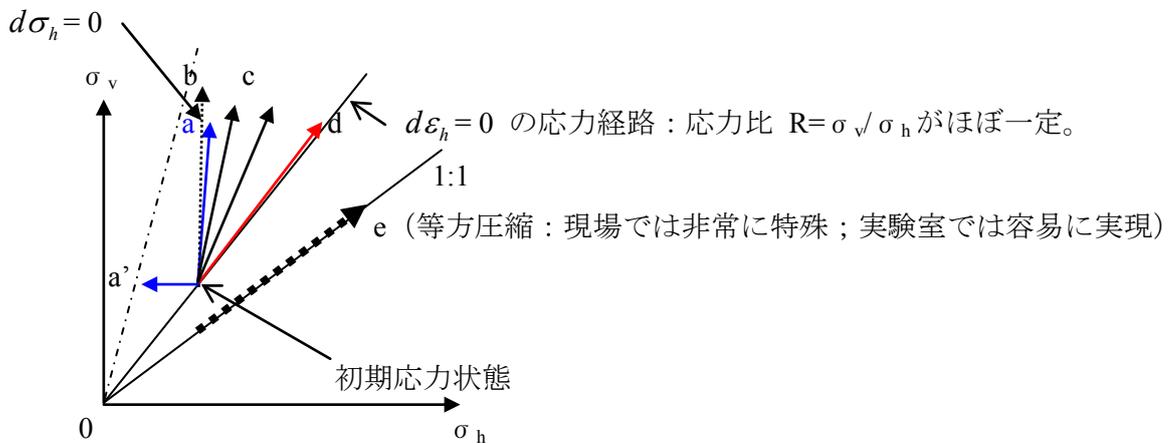
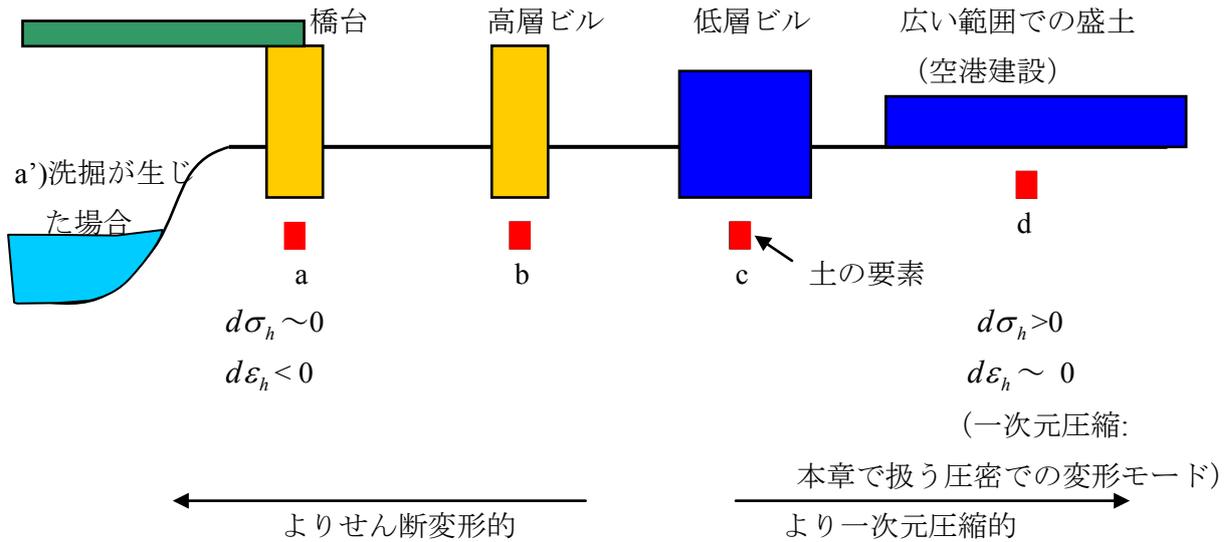
6. 1 土の圧縮

■ 土の変形

大別すると、

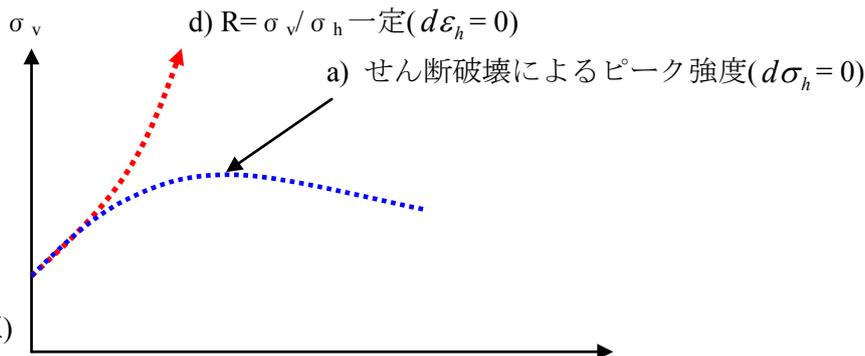
- a) せん断変形（形がゆがむ変形：粒子間のある方向に卓越したすべりによる）：
→せん断破壊に至る変形
- b) 圧縮変形（形がゆがまない変形：粒子間のすべりによるが、一定の方向に卓越してない。）
→せん断破壊に至らない変形

($d\varepsilon_h$: 水平ひずみ増分、圧縮を正とする)



■ $d\varepsilon_h = 0$ の応力経路：等方弾性体ならば、

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E} \cdot \sigma_h - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_h - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_v = 0 \quad \text{従って、} \quad \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{1-\nu}{\nu} \quad (= 2 \text{ when } \nu = 1/3)$$



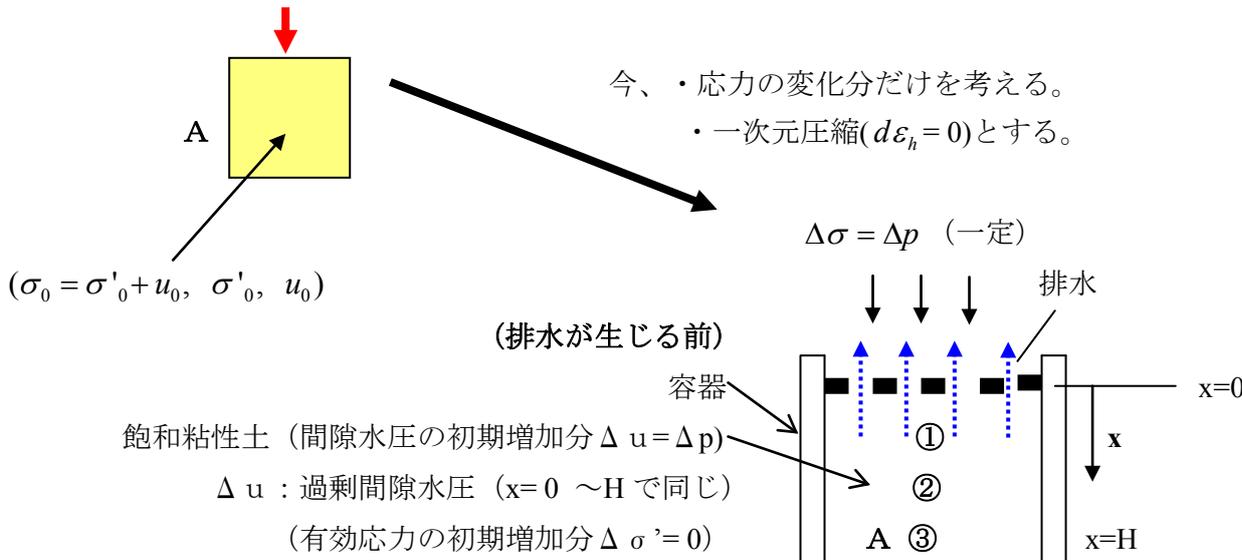
6. 1. 1 飽和粘土の圧密過程



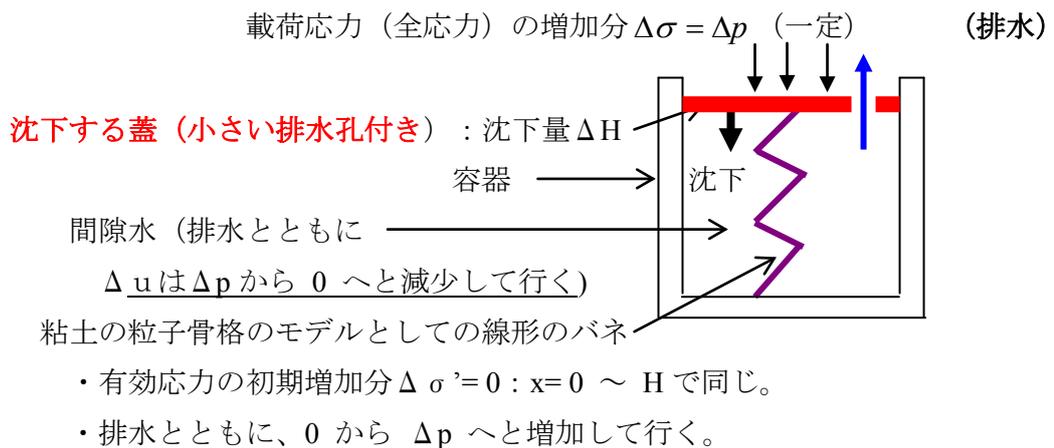
■盛土荷重により、作用上載圧（全応力） p が p_0 から $p_0 + \Delta p$ に上昇したとする。

■地盤内のある深さの土の要素 A を考える。元々の鉛直応力（全応力） σ を σ_0 として、これが $\sigma_0 + \Delta \sigma$ に増加し、そのため元々の間隙水圧 $u = u_0$ が $u_0 + \Delta u$ に増加するとする（次頁の図 A を参照）。

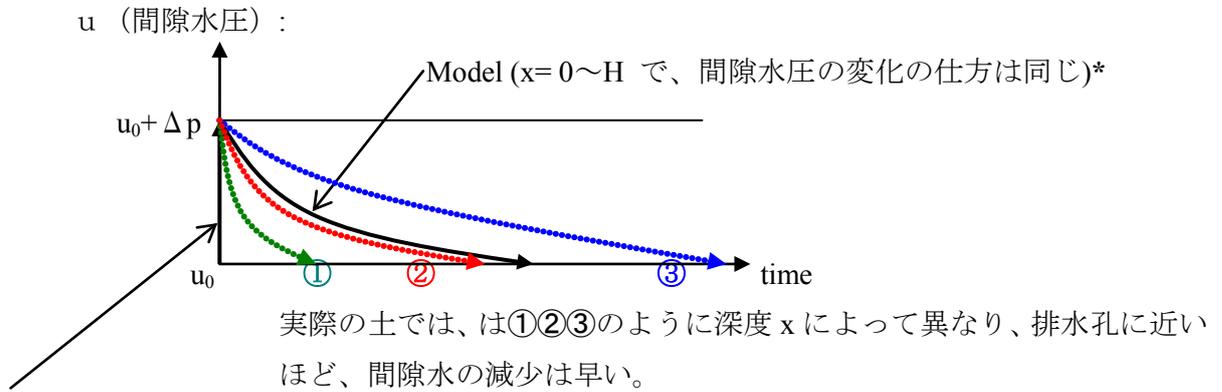
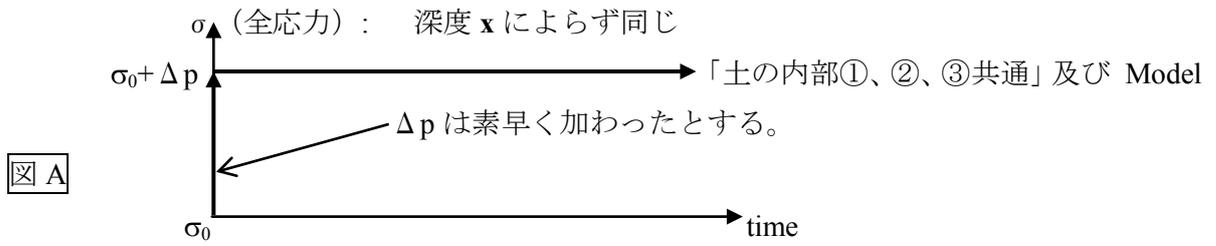
$\sigma = \sigma_0 \rightarrow \sigma_0 + \Delta \sigma$; 載荷応力（全応力）の増加分 $\Delta \sigma = \Delta p$



↓ モデル化



●土の内部から、間隙水が抜けて行く時間的経緯を説明するための、便宜的モデル。



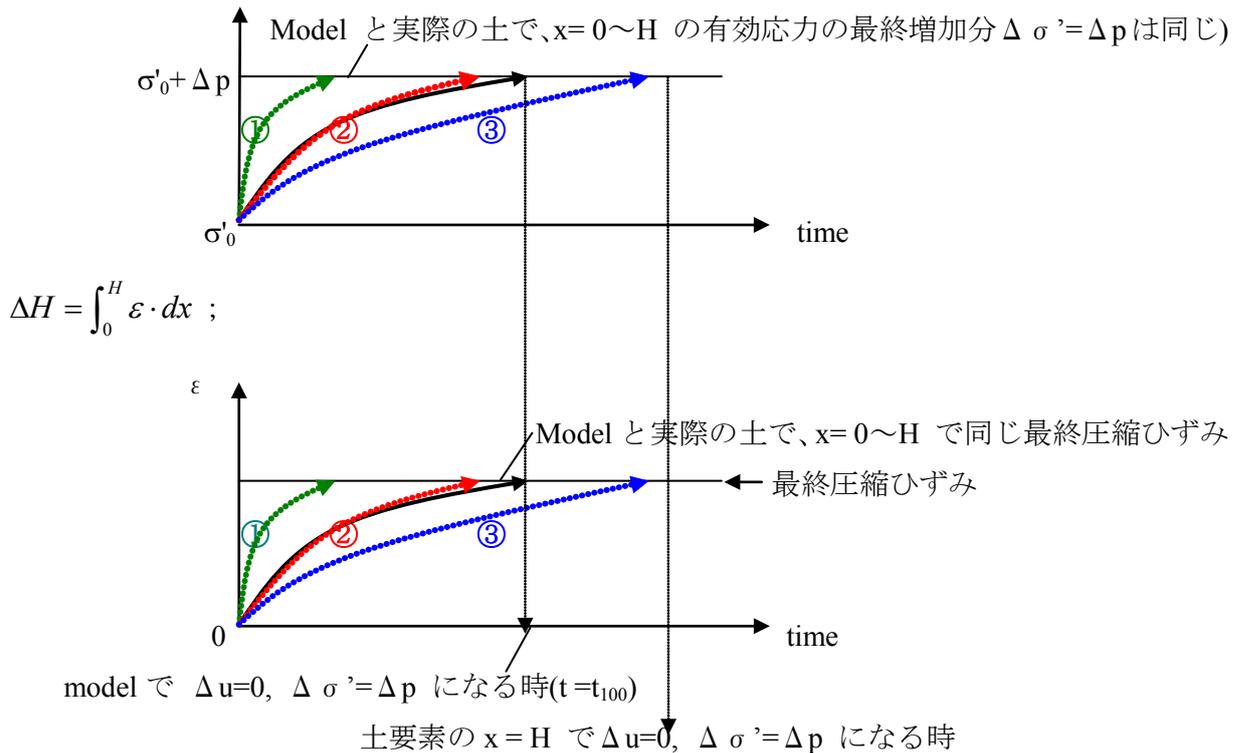
土内部の異なる深度 $x=0\sim H$ で共通の変化量 (過剰間隙水圧 Δu) = Δp 。Model でも同様 :

即ち、 $t=0$ のとき、 $\Delta u = \Delta p$, $\Delta \sigma' = 0$;

- a) Δp は素早く加わり、その間排水はない。排水距離が長い厚い粘土地盤内に対しても、妥当。
- b) 水の剛性は、土の骨格の剛性よりも遙かに大きい。従って、排水がなければ、加わった荷重 Δp は全て過剰間隙水圧 Δu が支える。

*排水孔が小さいため、間隙水が排水されるのに時間がかかるから、間隙水圧はゆっくり減少。

σ' (有効応力) : 土では①②③のように x により異なる。



●便宜的モデル。

- 1) 排水孔の大きさ (水の流れ易さ ; 土の透水係数 k を表現)
- 2) バネ (土の骨格構造を表現)

このモデルでは、線形弾性体を仮定。本当の土は、非線形弾粘塑性体

バネの硬さ(rigidity) :
$$\frac{\Delta\sigma'}{\Delta H/H} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon} = \frac{1}{m_v} = \text{Constraint modulus } M_v^*$$

バネの変形しやすさ(compliance) :
$$\frac{\Delta H/H}{\Delta\sigma'} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma'} = m_v = \frac{1}{M_v}$$

ΔH : $\Delta u = 0$ になった時 ($\Delta\sigma' = \Delta p$ になった時) の圧縮量

$$m_v = \frac{\Delta H/H}{\Delta p} : \text{体積圧縮係数}^*$$

本来は、定数ではない。 $\Delta\sigma'$ の増加により減少する**。

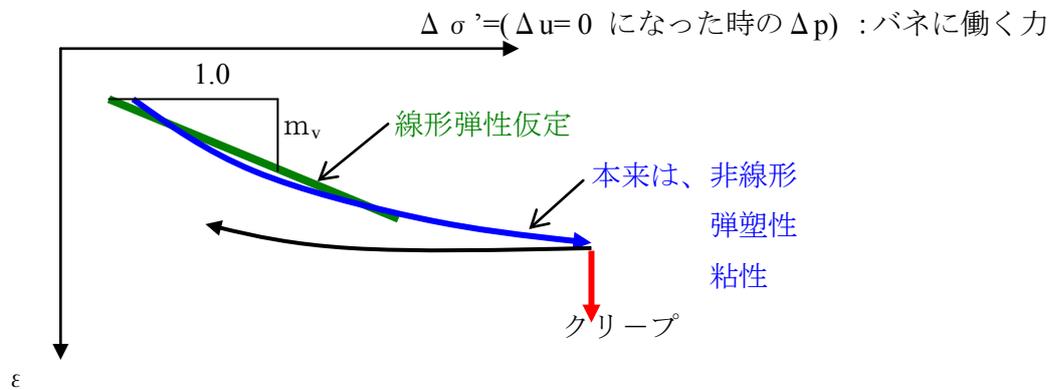
*)線形弾性体ならば ;

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E} \cdot \sigma_h - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_h - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_v = 0 \quad \text{から、} \quad \sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_v$$

一方、
$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} \cdot \sigma_v - \frac{2\nu}{E} \cdot \sigma_h = \frac{\sigma_v}{E} \cdot \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu}$$

従って、
$$m_v = \frac{1}{M_v} = \frac{\varepsilon}{\sigma_v} = \frac{1}{E} \cdot \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu}; \quad \nu = 0.5 \text{ (非圧縮正) の時、} m_v = 0$$

***) σ' が増加するほど、粒子間接触面積が増加して、土は硬くなるから



●常に成り立っている力のつり合い。

今の場合、一定

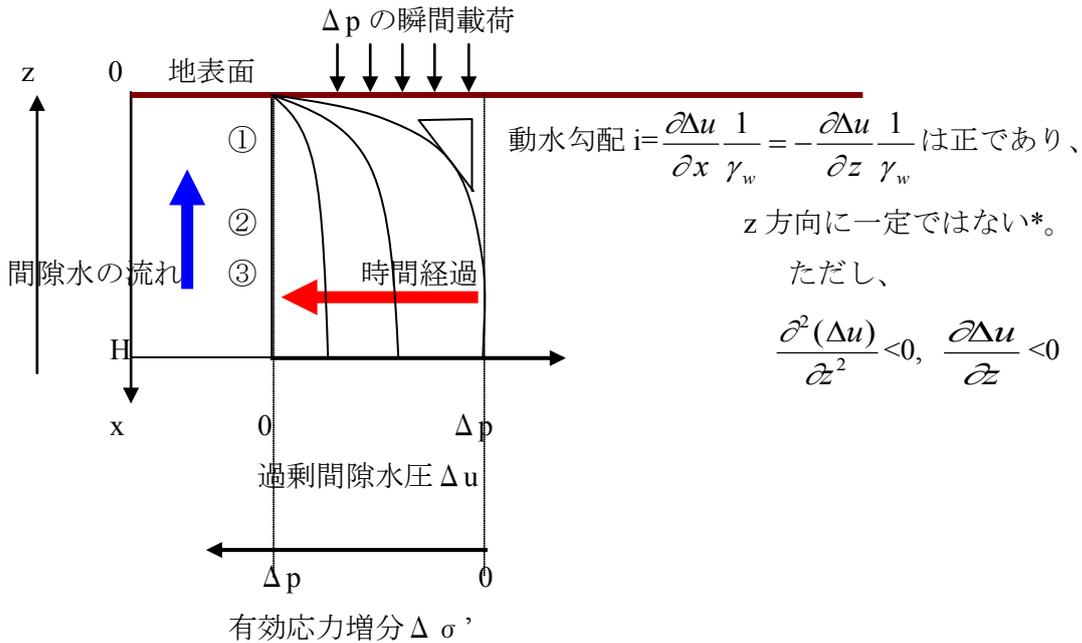
$$\Delta p = \Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

(加わった全応力は、粘土骨格と間隙水圧で支える)

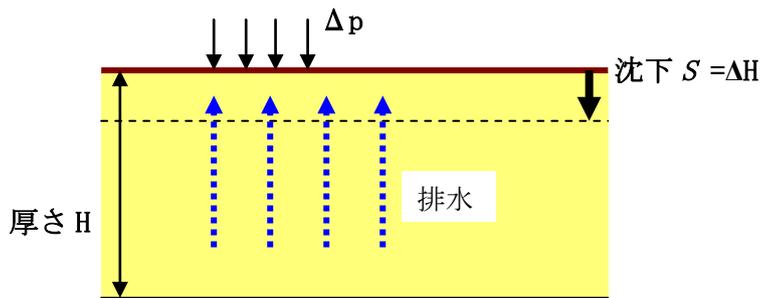
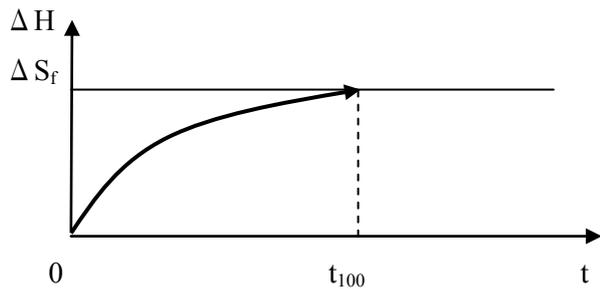
$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \Delta p - \Delta u$$

注) Δ がなくても、 $\sigma = \sigma' + u$ は常に成り立つ。

●地表面からだけ排水される厚い粘土層の内部での、 $x=0\sim H$ の間の過剰間隙水圧と有効応力増分の時間的变化



二つの課題 ΔS_f と t_{100} の推定 (予測)



1) 最終圧縮の量 $S_f = \Delta H_f$ の予測 :

$$S_f = \int_{z=0}^{z=H} \left[\int_{\sigma_v' = \sigma_0'}^{\sigma_v' = \sigma_0' + \Delta p} m_v \cdot d\sigma_v' \right] \cdot dz \quad (\text{深さ } z \text{ と時間 } t \text{ によって } m_v \text{ が異なる場合の厳密式})、$$

$$S_f = H \cdot \Delta p \cdot m_v \quad (m_v \text{ が深さ } z \text{ によらず一定な場合の簡便式})$$

を求めるためには、 m_v を知る必要がある。

2) 圧縮の早さ、又は圧密終了時間 t_{100} の予測。

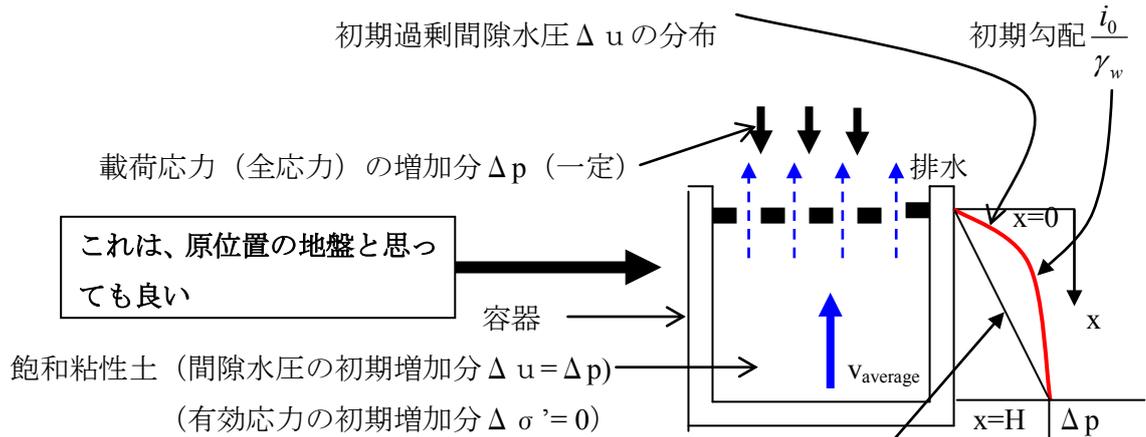
$$t_{100} \propto (\text{総排水量}) / (\text{間隙水の高さ方向平均速度 } v_{\text{average}})$$

$$= \frac{\text{(最終圧縮量)}}{v_{\text{average}}} \propto \frac{\text{(最終圧縮量)}}{(v_{\text{average}} \text{の初期値、} v_{\text{average},0})}$$

$$\doteq \frac{\Delta H_f}{k \cdot i_{\text{average},0}} = \frac{H \cdot \Delta p \cdot m_v}{k \cdot \frac{\Delta p}{H}} = \frac{H^2 \cdot m_v}{k} \propto H^2$$

k : 透水係数

$i_{\text{average},0}$: 初期平均動水勾配 = $\frac{\Delta p}{H}$ (下図)



t_{100} は、

- H の二乗に比例、
- m_v (圧縮し易さ) に比例、
- k に反比例。
- m_v が σ' に依存しない場合 (即ち沈下量 ΔH に依存しない場合)、 Δp に依存しない!!!

$i_{\text{average},0}$: 初期平均動水勾配 = $\frac{\Delta p}{H}$

$$v_{\text{average},0} = k \cdot i_{\text{average},0}$$

$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w}$: 圧密係数 (cm²/sec) と置くと、

$$t_{100} \propto \frac{H^2}{c_v}, \quad t_{92} = \frac{H^2}{c_v} \quad (\text{v: vertical のこと})$$

c_v の単位 (cm²/sec) : k (cm/sec); m_v (cm²/gf) (v: vertical); γ_w (gf/cm³)

- c_v が大きいほど、圧密が早く進む。
- 様々な地盤材料の c_v (次頁)

結局、二つの物性値 (定数ではないが) が必要。
 m_v と k 、あるいは m_v と c_v

	圧縮係数 m_v (cm ² /gf)	透水係数 k (cm/sec)	圧密係数 $c_v = k / (m_v \cdot \gamma_w) :$ (cm ² /sec)	圧密終了時間 $t_{100} \propto H^2 / c_v$
粘土	圧縮性が大きいので、大きい 1	非常に小さい。 1	大変小さい 1	大変長い 1
砂	圧縮性が小さいので、小さい。 0.1 程度	非常に大きい。 100 - 1,000 程度	大変大きい。 1,000- 10,000 程度	大変短い。 0.0001- 0.001 程度
軟岩*	圧縮性が非常に小さいので、非常に小さい。 0.01 程度	小さい。 1 程度	案外大きい。 100 程度	案外短い。 0.01 程度

*明石海峡大橋・レインボウブリッジの基礎：堆積軟岩上に建設。

透水係数は小さいけれど、圧密は数ヶ月で終了。

●圧密終了時間 $t_{100} \propto H^2 / c_v$ の意味。

$H = 2 \text{ cm}$ (圧密試験) と $H = 20 \text{ m}$ (現場) では、 t_{100} は $1000^2 = 10^6$ 倍異なる。

例) $H = 2 \text{ cm}$ (圧密試験) $t_{100} = 5$ 時間

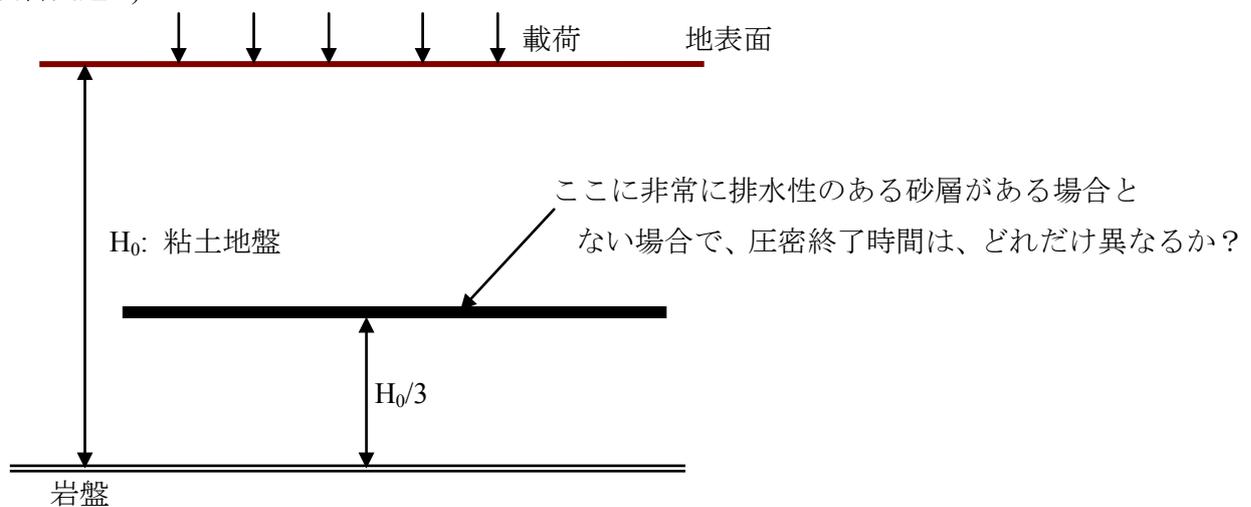
$H = 20 \text{ m}$ (現場) $t_{100} = 5 \times 10^6$ 時間 = 20833 日 = 570 年

→室内の圧密試験 (m_v, c_v, k を求める試験) では、供試体の厚さを $H = 2 \text{ cm}$ 程度薄くしないと、実験時間が長すぎる。

→現場の粘土地盤の圧密は、非常に時間が掛かる。

→関西国際空港の洪積層の沈下： 中間砂層が排水層か非排水層かで、圧密終了時間は全く異なってくる。

演習問題 2):



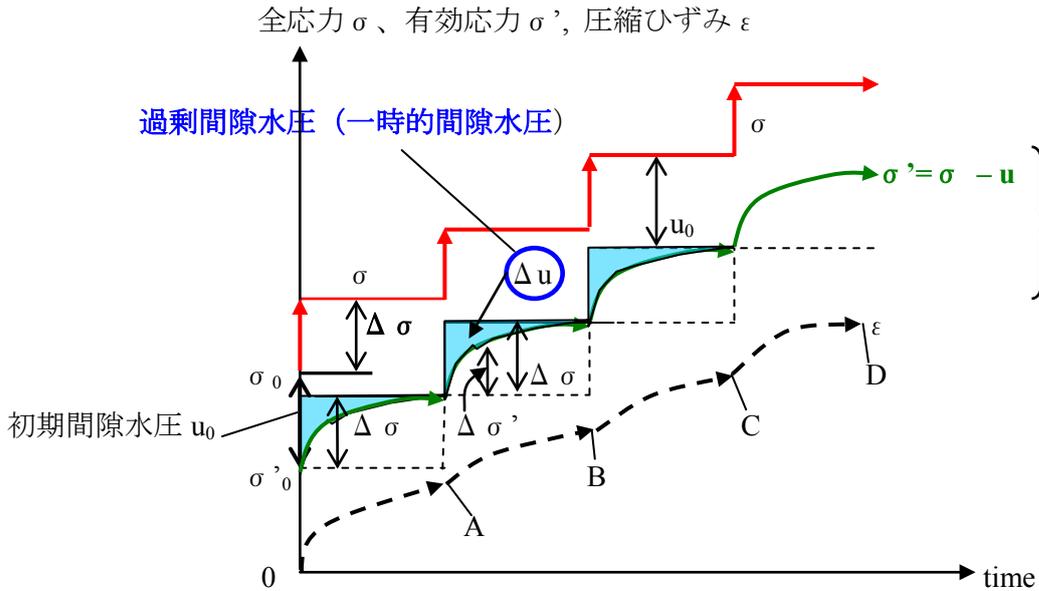
[答]排水距離が 1/3 になったから、圧密終了時間は 1/9 になる。

6. 1. 2 間隙比と有効応力の関係

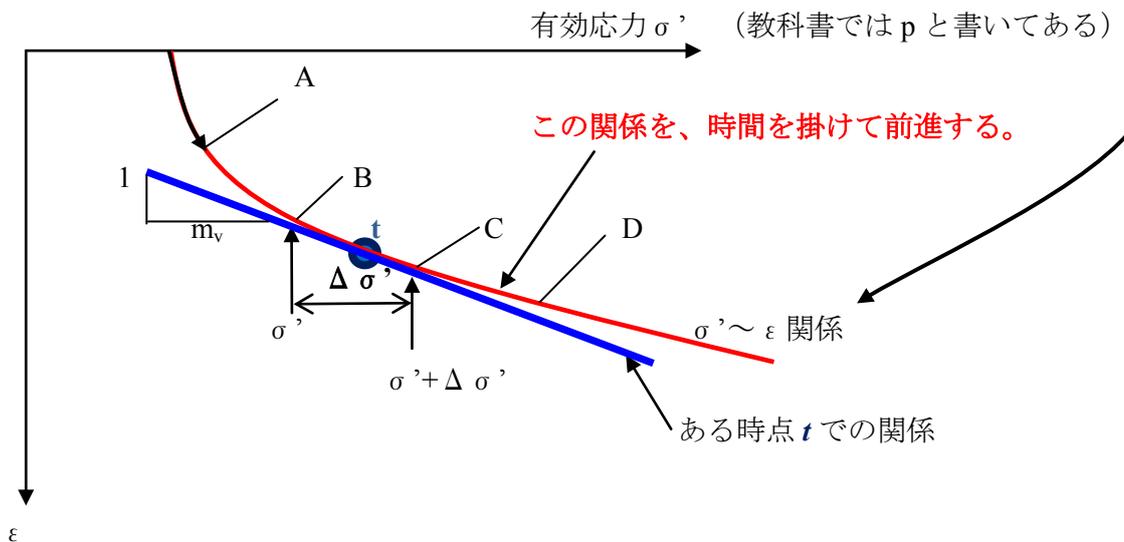
目的 ●粘土の硬さ、変形しやすさ (m_v) を求める。

●最終圧縮量の計算法を学ぶ (6.2 圧密理論では、圧密の速度の計算法を学ぶ)。

今、圧密試験の供試体内の一点、あるいは地盤内の一点での (あるいは要素:element*内での)、土の挙動を考える。 (*その中の応力・ひずみが一様: 仮想的)



常に成り立っている法則性: $\sigma' = \sigma - u$; $\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u$



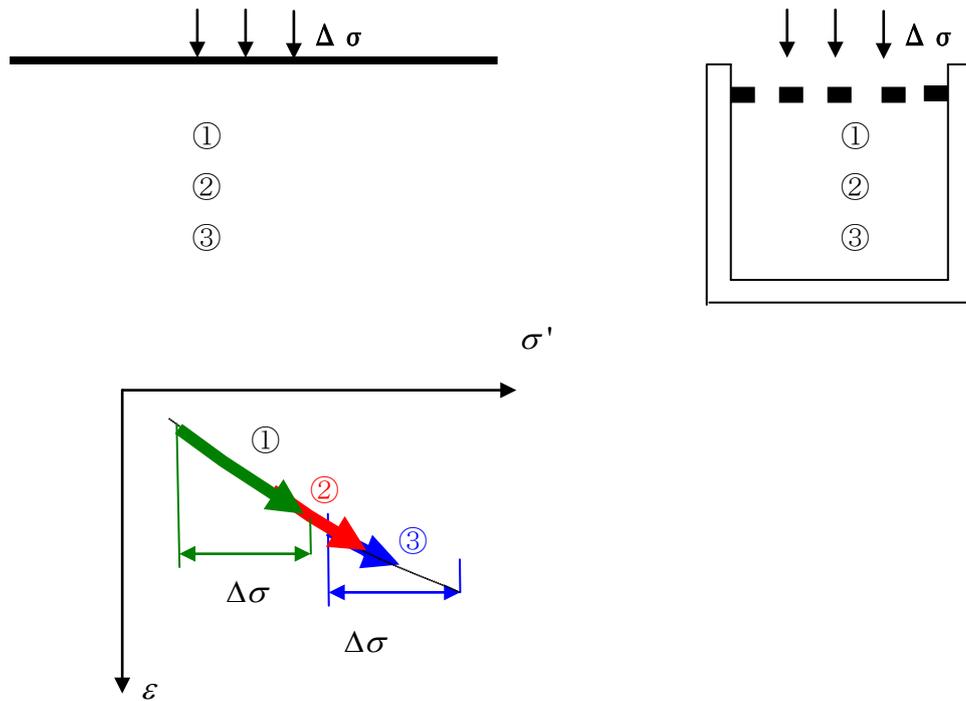


図1

●圧密試験の要素内でも、地盤内でも、各載荷段階の途中では、同じ時刻での各点①、②、③での σ' と ε の値は異なっている。

●圧密試験

(1) 通常、開始点と、各段階で供試体全体に対して $d\varepsilon/dt=0$ となった時点をも、 $\Delta u=0$ 、 $\Delta\sigma'=\Delta\sigma$ となった時を圧密終了点と見なす。この時は、①、②、③での σ' と ε は同じと仮定する(下図)。この時点(A,B,C,D等)での (σ', ε) の値を、測定する。

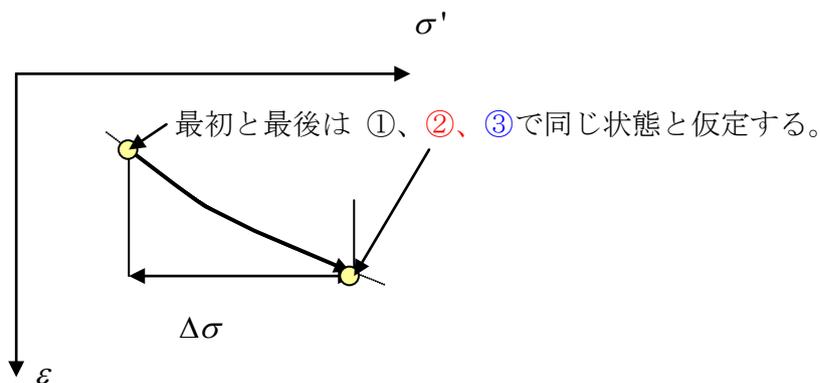


図2

(2) その中間での (σ', ε) の点は、図1に示すように、この $\sigma' \sim \varepsilon$ 関係上を場所により異なる動きをしているが、その測定はしない。厚さ2cmの供試体を用いる圧密試験では、場所により異なる (σ', ε) の値の測定は殆ど不可能。

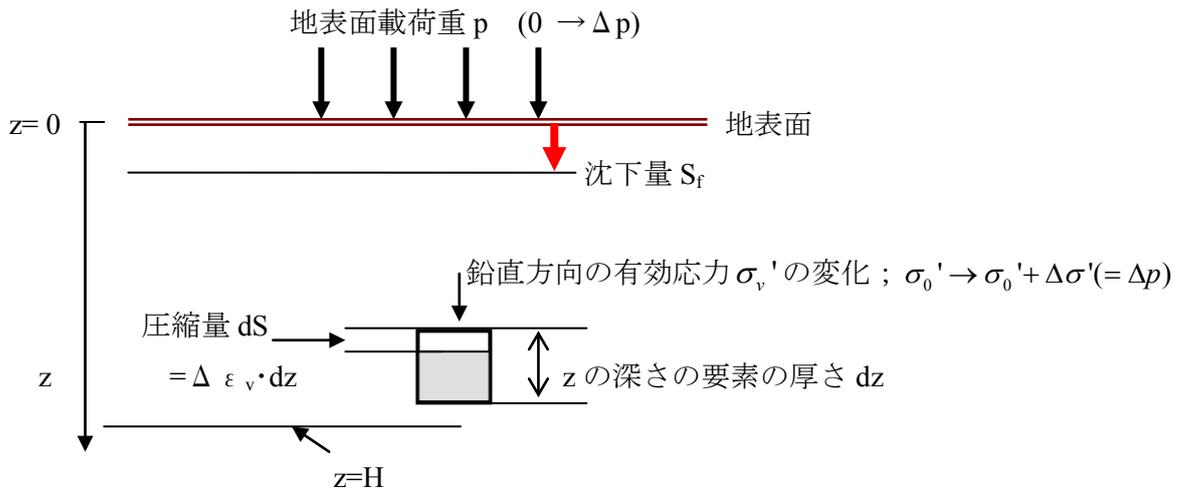
m_v : 体積圧縮係数について

1) 最終地盤沈下量 S_f の計算に直接用いる。

$$S_f = \int_{z=0}^{z=H} dS = \int_{z=0}^{z=H} \Delta \varepsilon_v \cdot dz \quad (\text{深さに対する積分}) ;$$

$$\Delta \varepsilon_v = \int_{\sigma_v'=\sigma_0'}^{\sigma_v'=\sigma_0'+\Delta p} d\varepsilon_v = \int_{\sigma_v'=\sigma_0'}^{\sigma_v'=\sigma_0'+\Delta p} m_v \cdot d\sigma_v' \quad (\sigma' \text{ の増加分 } \Delta p \text{ に対する積分})$$

従って、
$$S_f = \int_{z=0}^{z=H} \left[\int_{\sigma_v'=\sigma_0'}^{\sigma_v'=\sigma_0'+\Delta p} m_v \cdot d\sigma_v' \right] \cdot dz$$



2) この積分で注意すること。

2-1) m_v は、一般的には、深度 z と载荷中のその時 t の σ_v' の関数。

本来は、 $S_f = \int_{z=0}^{z=H} \left[\int_{\sigma_v'=\sigma_0'}^{\sigma_v'=\sigma_0'+\Delta p} m_v \cdot d\sigma_v' \right] \cdot dz$ は、 m_v が σ_v' のどのような関数であるか分からないと

積分できない。

●つまり、 m_v は、本来は「深度 z の関数である σ_0' 」と時間 t の関数。

a) 一様地盤でも、 m_v は深さ方向に σ_v' が増加すれば減少する。

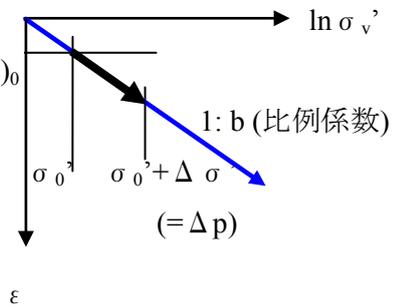
b) 载荷中に σ_v' が増加すると、 m_v は減少する。

● $m_v = 1/M_{tan}$ は、 σ_v' の増加に対して減少する。

むしろ、 ε と $\log \sigma_v'$ (or $\ln \sigma_v'$) が直線関係に近い。

$\varepsilon_v = (\varepsilon_v)_0 + b \cdot \ln(\sigma_v' / \sigma_0')$ (b は定数) の場合、

$$m_v = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \sigma_v'} = \frac{b}{\sigma'}$$



仮に、 $m_v = \frac{b}{\sigma'}$ の場合は、

$$S_f = \int_{z=0}^{z=H} \left[\int_{\sigma'_v = \sigma'_0}^{\sigma'_v = \sigma'_0 + \Delta p} m_v \cdot d\sigma'_v \right] \cdot dz = \int_{z=0}^{z=H} \left[\int_{\sigma'_v = \sigma'_0}^{\sigma'_v = \sigma'_0 + \Delta p} \frac{b}{\sigma'_v} \cdot d\sigma'_v \right] \cdot dz = b \cdot \int_{z=0}^{z=H} \left[\ln \left(\frac{\sigma'_0 + p}{\sigma'_0} \right) \right] \cdot dz$$

この式は、 σ'_0 が z のどのような関数であるか分かれば積分できる。

例えば、 $\sigma'_0 = \gamma' \cdot z$ ($\gamma' = \text{定数}$)

- 有効応力の変化 $\Delta \sigma'$ が小さければ、応力変化に対して m_v は一定と仮定できる。

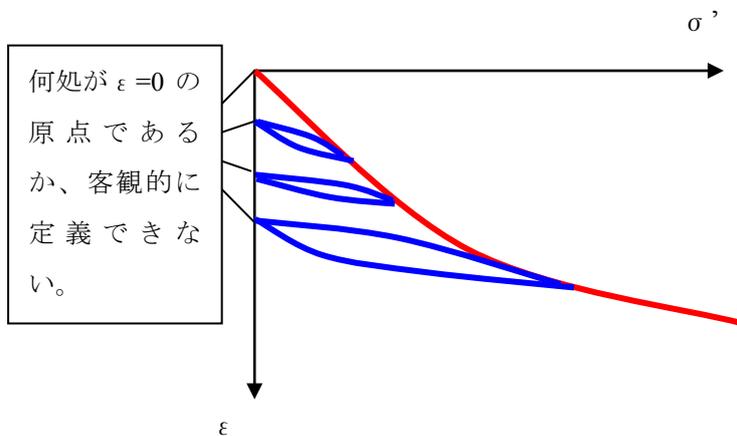
この場合は、 $\Delta \varepsilon_v = \int d\varepsilon_v = m_v \cdot \Delta p$ のような増分で表現できて、 $S_f = \int dS = \Delta p \cdot \int m_v(z) \cdot dz$ となる。

更に、仮に深さ方向に m_v が一定の場合は、 $S = \int dS = \Delta p \cdot m_v \cdot H$ となる。

2-2) 一方、圧密試験の結果を整理する場合、 ε は用いにくい。

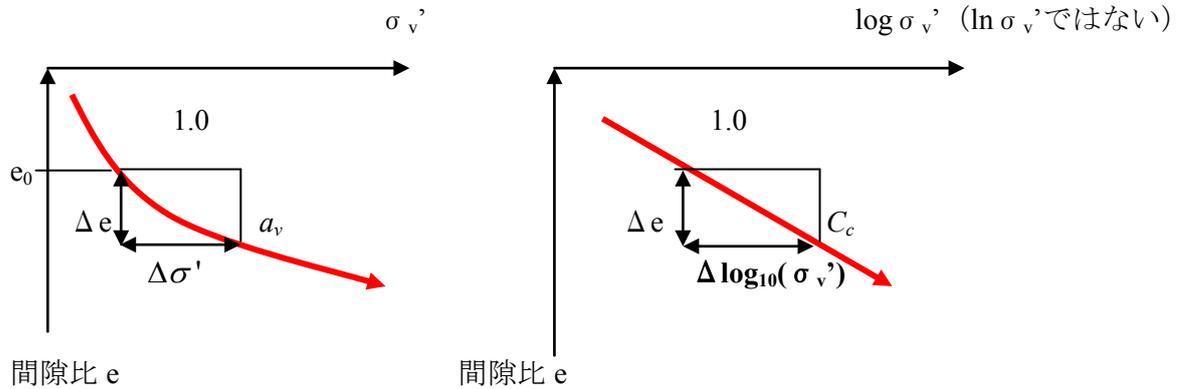
それは、ひずみ ε には原点がないから。

□弾性体の場合は、応力とひずみが1対1に対応しているので、応力がない状態を“ひずみゼロ”の状態と定義できる。しかし、弾塑粘性体である土では、応力とひずみが1対1に対応していないので、ゼロ応力状態に対して無数のひずみがあり得て、ゼロひずみに対して無数の応力状態がありえる。



□これに対して、間隙比 e は客観的物理量（原点不要）。

従って、実験結果を整理するのに便利。



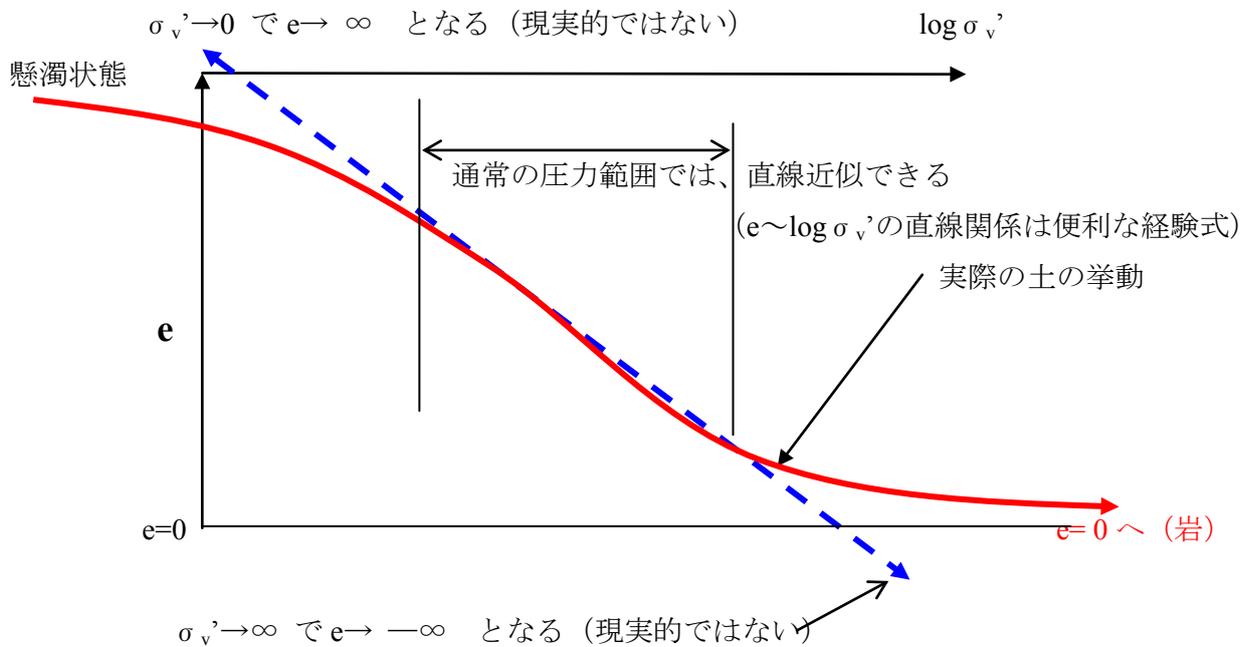
$$\text{圧縮係数 } a_v = \frac{-\Delta e}{\Delta \sigma'} = \frac{(1+e_0) \cdot \Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'} = (1+e_0) \cdot m_v$$

3) しかし、 m_v が σ'_v の変化に対して一定ではないので、 a_v も σ'_v に対して一定ではない。
そこで、間隙比 e と $\log \sigma'_v$ 関係が通常直線関係になるのを利用して、

$$\text{圧縮指数(compression index)} = C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log_{10} \sigma'_v)} \quad (= \sigma'_v \text{が } 10 \text{ 倍大きくなった時の } -\Delta e)$$

が定義されていて、物性値として最も良く用いられている。

4) しかし、 $e - \log \sigma'_v$ の整理法にも限界がある。



■ $C_c = -\Delta e / \Delta \log_{10}(\sigma'_v)$ を用いた地盤の沈下量の計算

$$S_f = \int dS = \int \Delta \varepsilon_v \cdot dz \quad (\text{深さに対する積分})$$

$$\Delta \varepsilon_v = \int d\varepsilon_v \quad (\sigma'_v \text{の増加 } \Delta \sigma'_v \text{に対する積分})$$

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta e}{1+e_0}$$

(体積: $1+e_0$)

間隙 e_0
土粒子 1.0

(注: 土粒子体積は不変であり、体積変化は空隙の変化分に等しいから)

$$\Delta e = -C_c \Delta[\log_{10}(\sigma'_v)] = -C_c [\log_{10}(\sigma'_0 + \Delta p) - \log_{10}(\sigma'_0)]$$

$$\text{従って、} \quad \Delta \varepsilon_v = \frac{1}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log_{10}\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta p}{\sigma'_0}\right)$$

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{1}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \frac{\log_{10}\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta p}{\sigma'_0}\right)}{\Delta p} = \frac{1}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \frac{\ln\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta p}{\sigma'_0}\right)}{2.3 \cdot \Delta p}$$

$\Delta p / \sigma'_0 \ll 1.0$ ならば、

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \frac{\ln\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta p}{\sigma'_0}\right)}{2.3 \cdot \Delta p} \approx \frac{1}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \frac{\frac{\Delta p}{\sigma'_0}}{2.3 \cdot \Delta p} = \frac{C_c}{2.3 \cdot (1+e_0) \cdot \sigma'_0} \quad (6.8)$$

従って、 m_v が z と σ'_0 に依存しないで一定ならば、

$$S_f = \int dS = \Delta p \cdot m_v \cdot H = \Delta p \cdot H \frac{C_c}{2.3(1+e_0) \cdot \sigma'_0}$$

● 図 6.12 の解釈

$$C_c = 0.00782 \cdot w_n^{1.07}$$

$$w_n(\%) / 100 = (\text{間隙水の重さ}) / (\text{土粒子の重さ}) = e \cdot \gamma_w / G_s \cdot \gamma_w \sim e / 2.7$$

$$w_n(\%) \sim (100e) / 2.7$$

$$\text{これを代入して、} C_c = 0.37 \cdot e^{1.07}$$

土質	e	C_c
ピート	10 - 5	4.4 - 2.1
軟弱粘土	3	1.2
硬質粘土	1	0.37
砂質土	0.5	0.18

$C_c = 2$ の意味:

仮に σ'_v が 10 倍大きくなると、

$$\Delta e = -C_c [\log_{10}(\sigma'_0 + \Delta p) - \log_{10}(\sigma'_0)] = -C_c = -2 \quad \text{だけ間隙比が減少する。}$$

例えば、 $w_n = 200\%$, $e = 5.4$

(超軟弱粘土: 羽田飛行場拡張工事で遭遇: 土粒子体積の 5.4 倍の空隙)

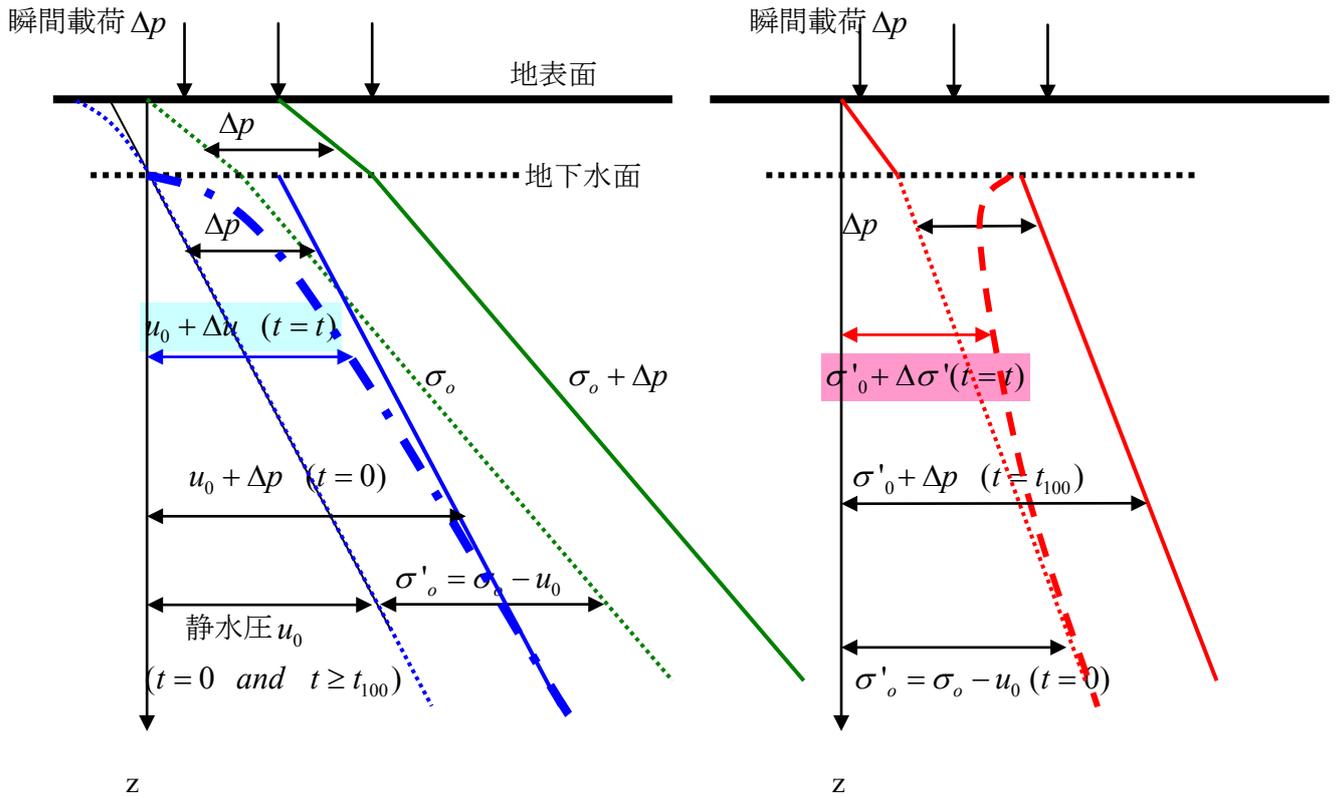
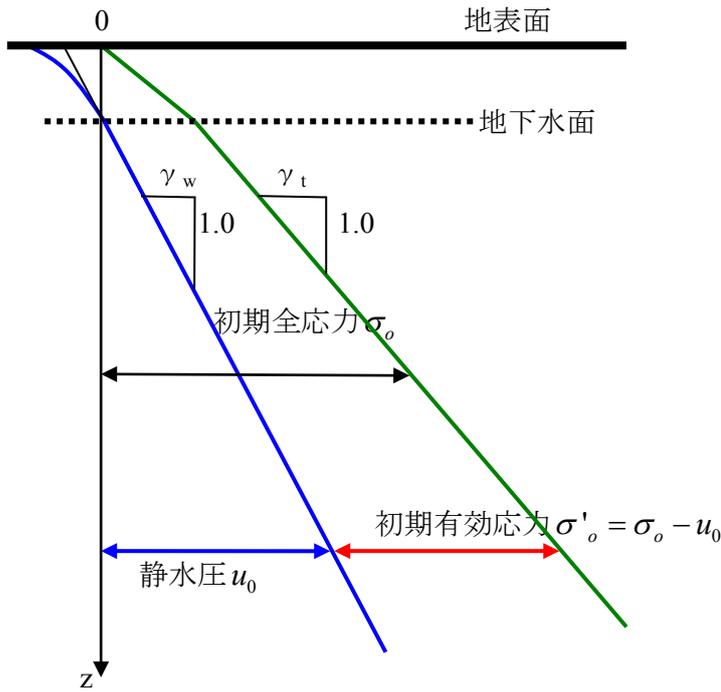
$$e = 5.4 \rightarrow 3.4: \quad \text{体積ひずみ } \varepsilon_v = -\Delta e / (1+e_0) = 2 / 6.4 = 0.31$$

厚さ 10 m で同様な値のひずみが生じたときと近似すると、3.1 m の沈下が生じる。

大変大きな地盤沈下。 $C_c = 2.0$ は大変大きな値。

地表面の荷重による地盤中の応力状態の時間的变化

[初期応力状態]



圧密演習 3) :

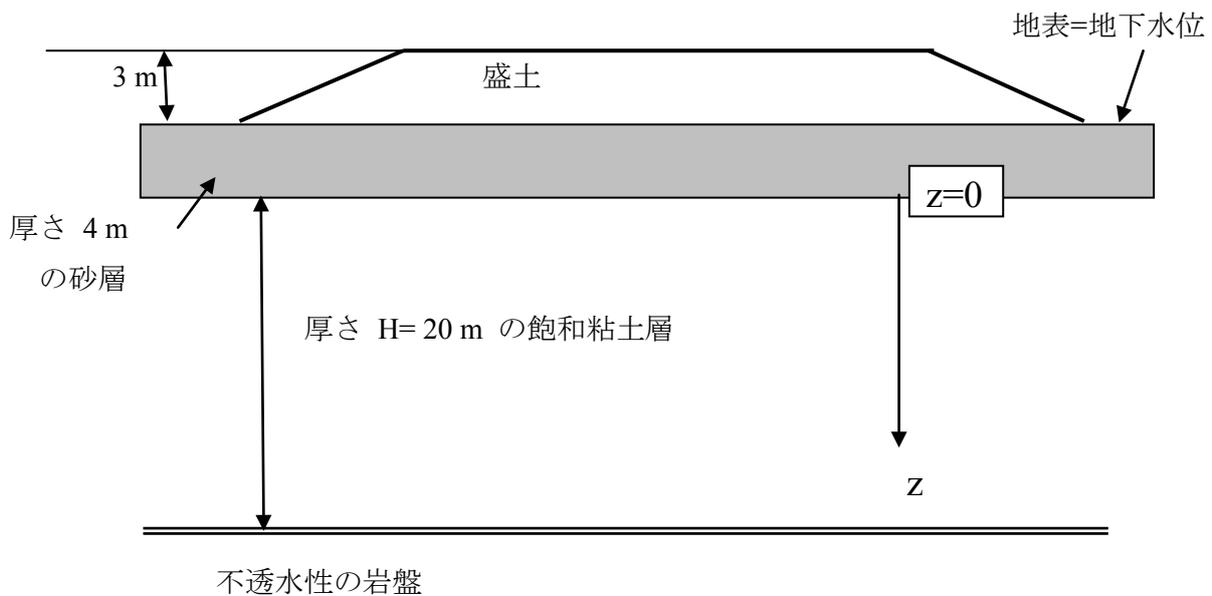
下図のような一様な飽和粘性土地盤に、非常に広い範囲で一定の高さ（3m）の盛土を建設した。盛土は、平均間隙比 $e = 0.75$ 、粒子比重 $G_s = 2.65$ 、飽和度 $S_r = 50\%$ であった。粘性土地盤は、厚さ $H = 20\text{ m}$ で、初期間隙比 $e = 2.5$ 、粒子比重 $G_s = 2.7$ 、 $C_c = 0.75$ であり、地表近くは砂層（厚さ 4 m 、平均間隙比 $e = 0.65$ 、 $G_s = 2.65$ 、飽和度 $S_r = 100\%$ ）が存在しており、下端は岩盤である。

盛土による砂層の圧縮を無視し、地下水面は常に地表面に存在しているとして、盛土による地盤の最終的な総沈下量 S_f を計算せよ。

計算手順

- 1) 盛土建設前の粘土地盤内の初期有効応力 σ'_0 の深度分布を計算する。
- 2) 盛土による荷重増加量（全応力の増加分） $\Delta\sigma_v$ を計算する。
- 3) 各深度 z での盛土荷重によるひずみの増分 $\Delta\varepsilon_v$ を計算する。
- 4) $\Delta\varepsilon_v$ を、深度方向に積分して沈下量 $S_f = \int dS = \int \Delta\varepsilon_v \cdot dz$ を求める。

その際、厳密法、実務的法、簡便法、超簡便法で計算し、その結果を比較せよ。



厳密法:
$$S_f = \int dS = \int \Delta\varepsilon_v \cdot dz \tag{1a}$$

$$\Delta\varepsilon_v = -\frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{C_c [\log(\sigma'_0 + \Delta\sigma'_v) - \log(\sigma'_0)]}{1+e_0} = \frac{C_c}{(1+e_0) \cdot \ln 10} [\ln(\sigma'_0 + \Delta\sigma'_v) - \ln(\sigma'_0)] \tag{1b}$$

を直接積分する。

実務的方法: 粘土層を区分して、各層で $\Delta S_f = \Delta\varepsilon_v \cdot \Delta z$ (Δz は各層の厚さ) を計算して合計する。

簡便法: $z = H/2$ に対して (1b) 式を計算して得た ($\Delta\varepsilon_v$ at $z = H/2$) を用いて、

$$S_f = \int dS \approx H \cdot (\Delta\varepsilon_v \text{ at } z = H/2) \tag{2}$$

を計算する。

超簡便法; $\log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} = \frac{1}{\ln 10} \cdot \ln \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} = \frac{1}{2.3} \cdot \ln \left(1 + \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_0'}\right) \approx \frac{1}{2.3} \cdot \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_0'}$ (2)を用いる。

$z = H/2$ に対して (2)式を計算して、これを(1b)に代入して得た $(\Delta\varepsilon_v \text{ at } z = H/2)$ を用いて、

$$S_f = \int dS \doteq H \cdot (\Delta\varepsilon_v \text{ at } z = H/2) \quad (3)$$

を計算する。

答)

1) 盛土建設前の粘土地盤内の初期有効応力 σ_0' の深度分布を計算する。

砂層の有効単位体積重量を求める: $(\gamma')_{\text{砂層}} = \frac{G_s - 1.0}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.65 - 1}{1 + 0.65} \cdot \gamma_w = 1.0 \cdot \gamma_w$

粘土層の有効単位体積重量を求める: $(\gamma')_{\text{粘土層}} = \frac{G_s - 1.0}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.7 - 1}{1 + 2.5} \cdot \gamma_w = 0.486 \cdot \gamma_w$

以上から、粘土地盤内の初期有効応力 σ_0' の深度 $z(m)$ に対する分布は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} (\sigma_0')_{\text{初期}} &= 1.0(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 4(m) + 0.486(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot z(m) \\ &= 4.0(\text{tonf} / \text{m}^2) + 0.486 \cdot z(\text{tonf} / \text{m}^2) \end{aligned}$$

2) 盛土による荷重増加量 (全応力の増加分) $\Delta\sigma_v$ を計算する。

盛土の全単位体積重量を求める: $(\gamma_t)_{\text{盛土}} = \frac{G_s + S_r \cdot e}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.65 + 0.5 \cdot 0.75}{1 + 0.75} \cdot \gamma_w = 1.73 \cdot \gamma_w$

従って、 $\Delta\sigma_v = 1.73 \cdot \gamma_w (\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 3(m) = 5.2(\text{tonf} / \text{m}^2)$

3) 各深度 z での盛土荷重によるひずみの増分 $\Delta\varepsilon_v$ を計算する。

4) $\Delta\varepsilon_v$ を、深度方向に積分して沈下量 $S_f = \int dS = \int \Delta\varepsilon_v \cdot dz$ を求める。

厳密法:

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_v &= -\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{C_c [\log(\sigma_0' + \Delta\sigma_v') - \log(\sigma_0')]}{1 + e_0} = \frac{C_c}{(1 + e_0) \cdot \ln 10} [\ln(\sigma_0' + \Delta\sigma_v') - \ln(\sigma_0')] \\ &= \frac{0.75}{(1 + 2.5) \cdot 2.3} [\ln(4.0 + 0.486 \cdot z + 5.2) - \ln(4.0 + 0.486 \cdot z)] \\ &= 0.093 [\ln(18.9 + z) - \ln(8.23 + z)] \end{aligned}$$

$$S_f = \int_{z=0}^{20m} \Delta\varepsilon_v \cdot dz = 0.093 \left[\int_{z=0}^{20m} \ln(18.9 + z) \cdot dz - \left[\int_{z=0}^{20m} \ln(8.23 + z) \cdot dz \right] \right]$$

$\int \ln(a + z) \cdot dz = [(a + z) \cdot \ln(a + z) - z]$ を利用すると、

$$\begin{aligned} S_f &= 0.093 [(18.9 + z) \cdot \ln(18.9 + z) - z - (8.23 + z) \cdot \ln(8.23 + z) + z]_{z=0}^{z=20} \\ &= 0.093 [(18.9 + z) \cdot \ln(18.9 + z) - (8.23 + z) \cdot \ln(8.23 + z)]_{z=0}^{z=20} = 0.91m \end{aligned}$$

実務的方法: 各層での $\Delta S_f = \Delta\varepsilon_v \cdot \Delta z$ (Δz は各層の厚さ) を計算して、合計する。

$\Delta\varepsilon_v = 0.093[\ln(18.9+z) - \ln(8.23+z)]$ を用いて、

$z=0-2\text{ m}$ では、

$$\Delta\varepsilon_v = 0.093[\ln(18.9+1) - \ln(8.23+1)] = 0.0714, \quad (\Delta S_f)_{z=0-2m} = \Delta\varepsilon_v \cdot \Delta z = 0.0714 \cdot 2 = 0.14(m)$$

$z=2-6\text{ m}$ では、

$$\Delta\varepsilon_v = 0.093[\ln(18.9+4) - \ln(8.23+4)] = 0.0583, \quad (\Delta S_f)_{z=2-6m} = \Delta\varepsilon_v \cdot \Delta z = 0.0583 \cdot 4 = 0.23(m)$$

$z=6-12\text{ m}$ では、

$$\Delta\varepsilon_v = 0.093[\ln(18.9+9) - \ln(8.23+9)] = 0.0448$$

$$(\Delta S_f)_{z=6-12m} = \Delta\varepsilon_v \cdot \Delta z = 0.0448 \cdot 6 = 0.27(m)$$

$z=12-20\text{ m}$ では、

$$\Delta\varepsilon_v = 0.093[\ln(18.9+16) - \ln(8.23+16)] = 0.0339$$

$$(\Delta S_f)_{z=12-20m} = \Delta\varepsilon_v \cdot \Delta z = 0.0339 \cdot 8 = 0.27(m)$$

従って、 $(S_f)_{z=0-20m} = 0.91(m)$ となり、厳密法と一致した。

簡便法: $z=H/2$ に対して (1b)式を計算して得た $(\Delta\varepsilon_v \text{ at } z=H/2)$ を求めると、

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_v &= 0.093[\ln(18.9+z) - \ln(8.23+z)] \\ &= 0.093[\ln(18.9+10) - \ln(8.23+10)] = 0.043 \end{aligned}$$

$$S_f = (\Delta\varepsilon_v)_{z=10m} \cdot 20(m) = 0.043 \cdot 20(m) = 0.86(m)$$

意外と厳密解に近い値である。

超簡便法: $\log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} = \frac{1}{\ln 10} \cdot \ln \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} = \frac{1}{2.3} \cdot \ln(1 + \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_0'}) \approx \frac{1}{2.3} \cdot \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_0'}$ (2) を用いる。

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_v &= -\frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{1}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} = \frac{C_c}{(1+e_0)\ln 10} \cdot \ln \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} \approx \frac{C_c}{(1+e_0)\ln 10} \cdot \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} \\ &= \frac{0.75}{(1+2.5) \cdot 2.3} \cdot \frac{5.2}{4.0+0.486 \cdot z} = 0.093 \cdot \frac{10.7}{8.23+z} = \frac{1.0}{8.23+z} \end{aligned}$$

$z=H/2$ に対して、

$$(\Delta\varepsilon_v)_{z=10m} = 1.0 \cdot \frac{1}{8.23+z} = 1.0 \cdot \frac{1}{8.23+10} = 0.055$$

$$S_f = (\Delta\varepsilon_v)_{z=10m} \cdot 20(m) = 0.055 \cdot 20 = 1.1(m)$$

超簡便法に値は厳密法とやや異なる。この差は、

$$\log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} = \frac{1}{\ln 10} \cdot \ln \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_v'}{\sigma_0'} = \frac{1}{2.3} \cdot \ln(1 + \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_0'}) \approx \frac{1}{2.3} \cdot \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_0'}$$

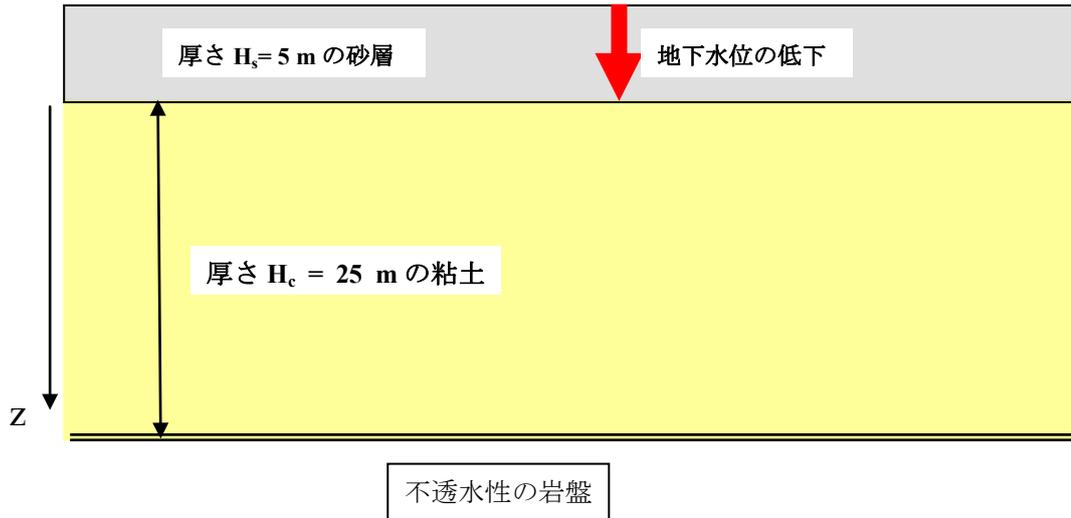
の誤差のためである。この近似式は、 $\frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_0'}$ が小さいほど正しいが、この例では誤差がやや大き

い。

圧密演習 4) :

下図のような地盤において、地下水位が砂層の上端面（地表面と一致）から砂層の下端面へ低下した。低下後十分時間が経過して沈下が収まった時の最終沈下量 S_f を簡便法で求めよ。ただし、

- 1) 地下水位の低下による砂層の圧縮は無視せよ。
- 2) 粘性土は、厚さ $H = 25 \text{ m}$ で、初期間隙比 $e = 2.0$ 、粒子比重 $G_s = 2.7$ 、 $C_c = 0.7$ であり、
- 3) 砂層は、平均空隙比 $e = 0.70$ 、 $G_s = 2.7$ 、飽和度 S_r は地下水位低下前は 100% で低下後は 50% である。



答)

- 1) 地下水位低下前の粘土地盤内の初期有効応力 σ'_0 の深度分布を計算する。

$$\text{砂層の有効単位体積重量を求める: } (\gamma')_{\text{砂層}} = \frac{G_s - 1.0}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.7 - 1}{1 + 0.7} \cdot \gamma_w = 1.0 \cdot \gamma_w$$

$$\text{粘土層の有効単位体積重量を求める: } (\gamma')_{\text{粘土層}} = \frac{G_s - 1.0}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.7 - 1}{1 + 2.0} \cdot \gamma_w = 0.567 \cdot \gamma_w$$

以上から、粘土地盤内の初期有効応力 σ'_0 の深度 $z(\text{m})$ に対する分布は、

$$(\sigma'_0)_{\text{初期}} = 1.0(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 5(\text{m}) + 0.567(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot z(\text{m}) = 5.0(\text{tonf} / \text{m}^2) + 0.567 \cdot z(\text{tonf} / \text{m}^2)$$

- 2) 地下水位低下による有効応力の増加分 $\Delta\sigma'_v$:

$$\text{地下水位低下後の砂層の全単位体積重量: } (\gamma_t)_{\text{砂層}} = \frac{G_s + S_r \cdot e}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.7 + 0.5 \cdot 0.7}{1 + 0.7} \cdot \gamma_w = 1.79 \cdot \gamma_w$$

$$\text{従って、} \Delta\sigma'_v = (1.79 - 1.0) \cdot \gamma_w(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 5(\text{m}) = 3.95(\text{tonf} / \text{m}^2)$$

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_v &= -\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{1}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_0} = \frac{C_c}{(1 + e_0) \ln 10} \cdot \ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_0} \\ &= \frac{0.7}{(1 + 2.0) \cdot 2.3} \cdot \ln \frac{5 + 0.567z + 3.95}{5 + 0.567z} = 0.101 \cdot \ln \frac{5 + 0.567z + 3.95}{5 + 0.567z} \end{aligned}$$

$z = H/2$ に対して、

$$(\Delta\varepsilon_v)_{z=12.5m} = 0.101 \cdot \ln \frac{5 + 0.567z + 3.95}{5 + 0.567z} = 0.101 \cdot \ln \frac{16.0}{12.1} = 0.028$$

$$S_f = (\Delta\varepsilon_v)_{z=12.5m} \cdot 25(m) = 0.028 \cdot 25(m) = 0.7(m)$$

圧密演習 5)

図-1 に示すように、一様な正規圧密粘性土地盤（平均初期間隙比 $e_0=2.0$ ，粒子比重 $G_s=2.62$ ）が存在する。図-2 に示す NC は、この粘土の正規圧密状態での有効上載圧 σ'_v と間隙比 e の関係である。

以下の問に答えよ。

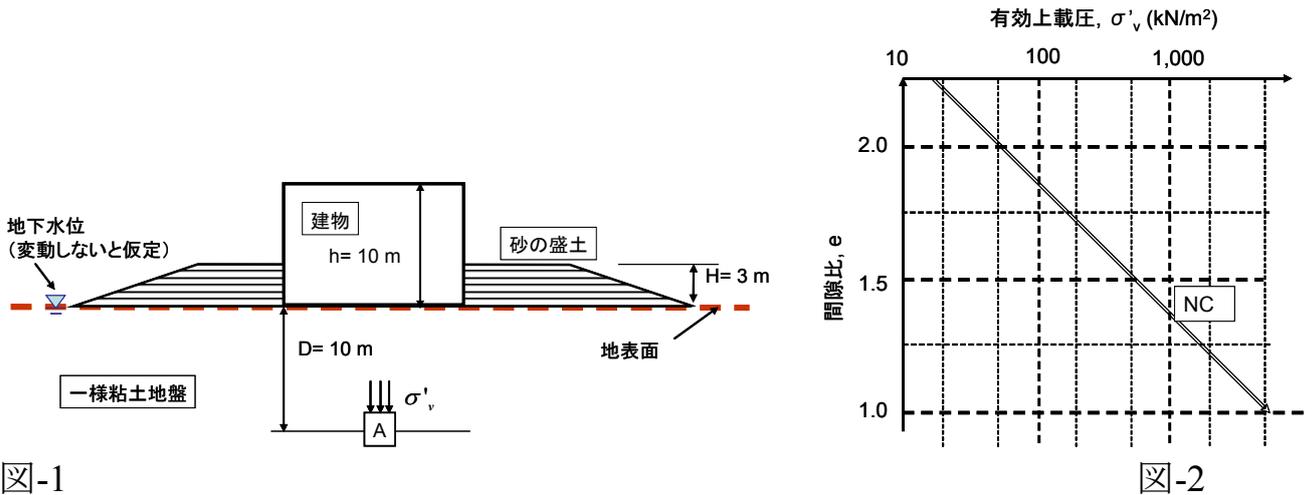


図-1

図-2

- 砂盛土と建物を建設する前の初期状態での「図-1 に示す要素 A の有効上載圧 σ'_v と間隙比 e を座標とする点」を図-2 に示せ。
- 図 2 に示す NC の関係から、この正規圧密粘性土地盤の圧縮指数 C_c の値を示せ。
- この粘性土地盤に図-1 に示すような砂盛土（平均間隙比 $e=0.8$ ，粒子比重 $G_s=2.6$ ，平均飽和度 $S_r=50\%$ ）を建設した後の「要素 A の有効上載圧 σ'_v と間隙比 e を座標とする点」を図-2 に示せ。
- この粘性土地盤に砂盛土を建設してから 5 年後に除去し、その後建物（単位体積重量は水の $1/10$ ）を建設した。この場合の建物の沈下量と、砂盛土を建設しないで直ちに建物を建設した場合の沈下量の大小関係を示せ。その理由を、図-2 を活用して説明せよ。

答)

- 砂盛土と建物を建設する前の初期状態での要素 A の初期間隙比 e_0 は 2.0 なので、その座標とする点」を図-2 のようになる。この要素の初期有効上載圧 σ'_v は、

$$\text{粘土層の有効単位体積重量} : (\gamma')_{\text{粘土層}} = \frac{G_s - 1.0}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.62 - 1}{1 + 2.0} \cdot \gamma_w = 0.54 \cdot \gamma_w$$

粘土地盤内深さ $D=10m$ での初期有効応力 σ'_0 は、

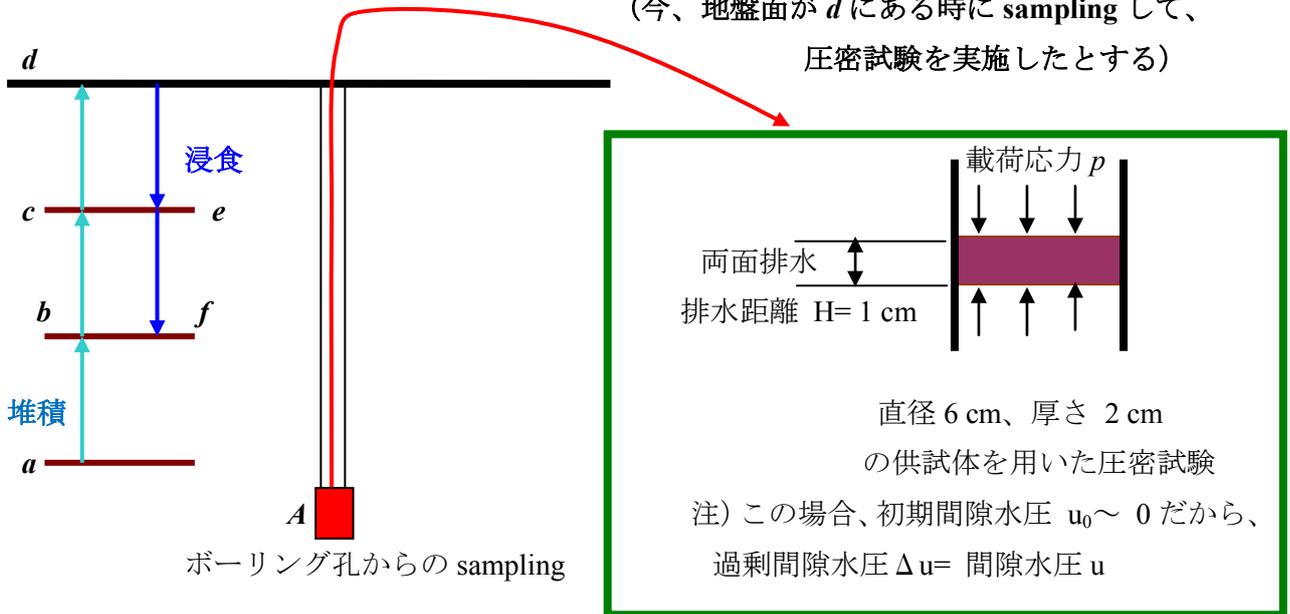
$$(\sigma'_0)_{\text{初期}} = 0.54(\text{tonf} / \text{m}^3) \cdot 10(m) = 5.4(\text{tonf} / \text{m}^2) = 52.9(\text{kN} / \text{m}^2)$$

従って、この点は粘土の図中の直線上に位置する。

6. 1. 3 粘土の圧縮曲線の特徴

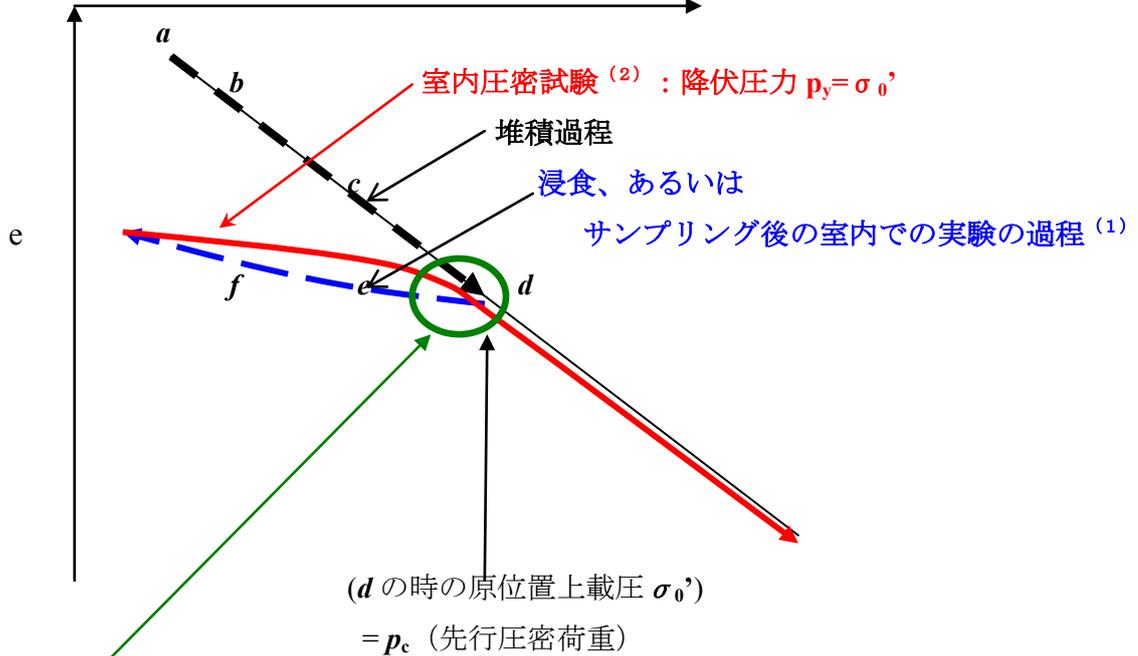
実際の粘土の圧縮曲線（紀淡海峡大橋の建設に関連した大阪湾粘土のデータ）を見よ！！

（今、地盤面が d にある時に **sampling** して、
圧密試験を実施したとする）



正規圧密粘土地盤の場合の「応力ひずみ履歴」

要素 A に作用する有効鉛直応力 $\log(\Delta u=0$ になったときの $p)=\log \sigma_v'$

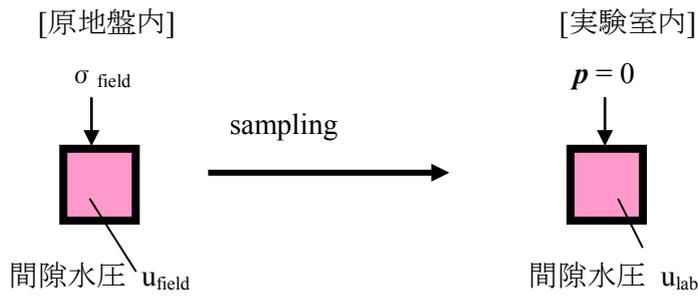


降伏(yielding) : 土が急激に変形しやすくなる現象。

降伏応力、降伏圧力, p_y : 土が降伏するときの応力、圧力。

注(1), (2); 次頁

- (1) 原地盤内からサンプリングして圧密試験開始時までの、土の試料の応力変化：
一次元変形状態を仮定。



$$\text{有効応力 } \sigma'_{field} = \sigma_{field} - u_{field} \longrightarrow \sigma'_{lab} = 0 - u_{lab} = -u_{lab}$$

- 周囲に拘束圧 σ_{field} σ がある深度からサンプリングし、運送した後室内で試験のために試料を大気中に置くと、拘束圧 p はゼロになっている。
 - この状態では、試料の外周で空気と間隙水の境界ができて、そこで表面張力が作用しており、供試体内部の間隙水圧 u_{lab} は負になるから、試料内部の有効応力 σ'_{lab} σ'_0 はゼロにはならない。
- a) 供試体内部の含水比（あるいは、間隙の大きさ）が一定ならば、同一の有効応力が保たれていると考えられる。
- すなわち、 $\sigma'_{lab} = \sigma'_{field}$; $-u_{lab} = \sigma'_{field}$ となっていると考えられる。
- b) σ'_{field} が 1.0 kgf/cm² 以上ならば、 u_{lab} が -1.0 kgf/cm² 以下にならないと、 $\sigma'_{lab} = \sigma'_{field}$ の状態にはならない。これは、 u_{lab} が -1.0 kgf/cm² 以下の状態では間隙水内に cavitation が生じやすくなるから、粒子が非常に小さい粘性土で乱れが少ない試料でないと、そのような状態はあり得ない。
- c) 実際は、間隙水中に様々なガスが存在する場合は、 u_{lab} は -0.8 kgf/cm² 程度で溶解していたガスが気体になるので、この程度までしか低下しない。
- d) 圧密試験開始時に、ある程度 p を加えてから供試体を水に漬けて、供試体内の負の間隙水圧（サクション）をゼロにしないと、「圧密終了時に供試体に作用する有効応力 σ' 」 = 「供試体外部から加えた拘束圧 p 」とはならず、従って「圧密終了時に供試体に作用する有効応力 σ' 」を求めることはできなくなる。しかし、 $p=0$ の時に供試体を水に漬けると、有効応力 $\sigma' = 0$ となって、供試体は著しく膨潤して乱されるので、してはいけない。若干圧力 p を加えてから試料を水につけて $u=0$ とする。

- (2) 仮に、土の変形特性が「粘性がなく弾塑性的」であれば、 $p = \sigma'_0$ の時にクリープが生じない。この場合は、($\Delta u=0$ になったときの p) = 原位置上載圧 σ'_0 の時に降伏を示す。

過圧密比の定義

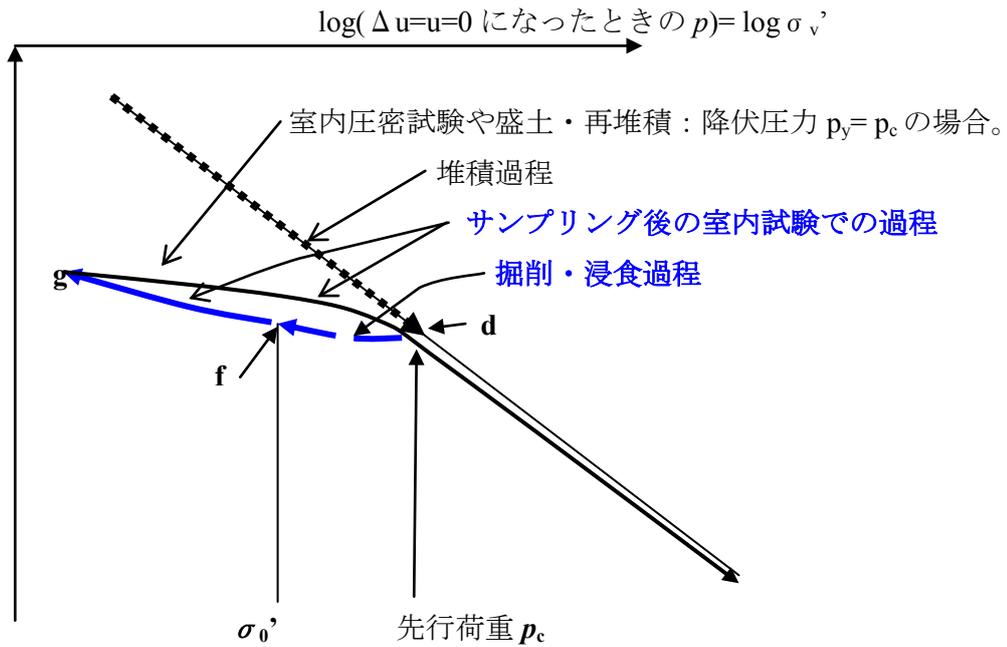
過圧密比 (Over Consolidation Ratio ; OCR) $n = \frac{p_c}{\sigma'_0} \geq 1.0$

p_c : 粘土地盤が過去に受けていた最大の有効応力 (先行荷重)

σ'_0 : 粘土地盤が現在受けている有効応力

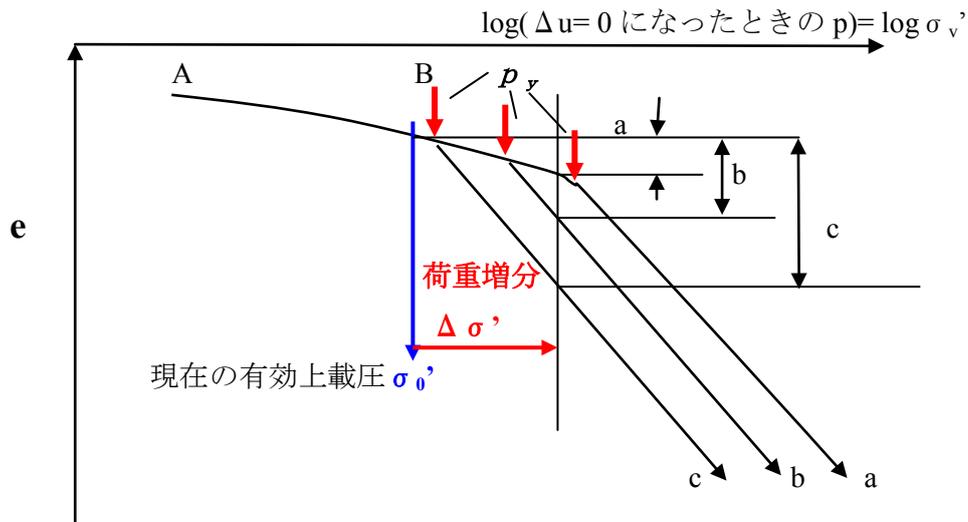
例) 下図の場合で、地盤の浸食、掘削等で $d \rightarrow f$ の過程によって、現在は f に至っている場合。

過圧密粘土地盤の場合の「応力ひずみ履歴」

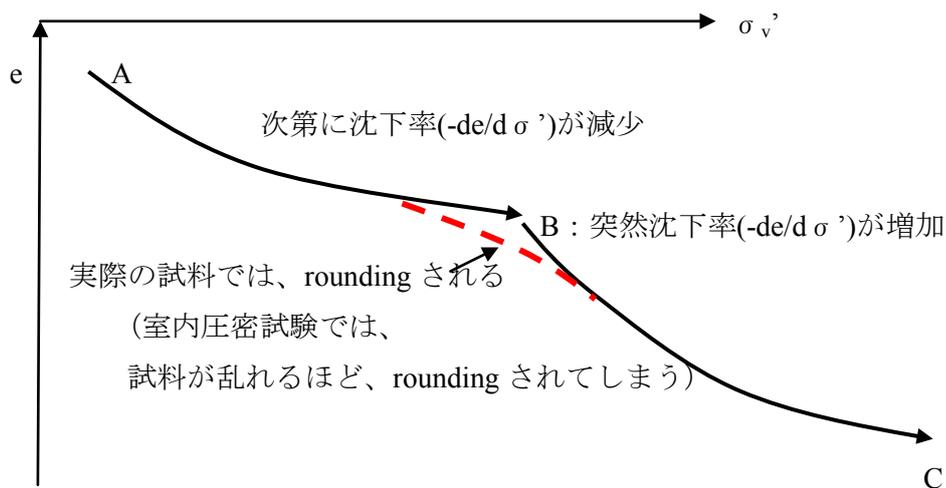


粘性によるクリープがない場合：「圧密降伏圧力 p_y 」= 「過去に受けた最大の圧力 (先行荷重) p_c 」に等しい。これが、教科書に書かれている。

降伏圧力 p_y を求める意味



本来は、 σ_v' を対数表示するよりも、算術目盛りにした方が、 p_y の前後で圧縮性の急変が良く認識できる。



- 1) p_y の大きさによって全く異なる a, b, c の三つの場合で、同一の応力状態 σ_0' からの同一の荷重増分 $\Delta\sigma'$ による圧縮量 Δe は全く異なり、現場では沈下量が全く異なる。
- 2) 関西国際空港での測定例 (資料3頁、Fig. 6 & Fig. 7)。

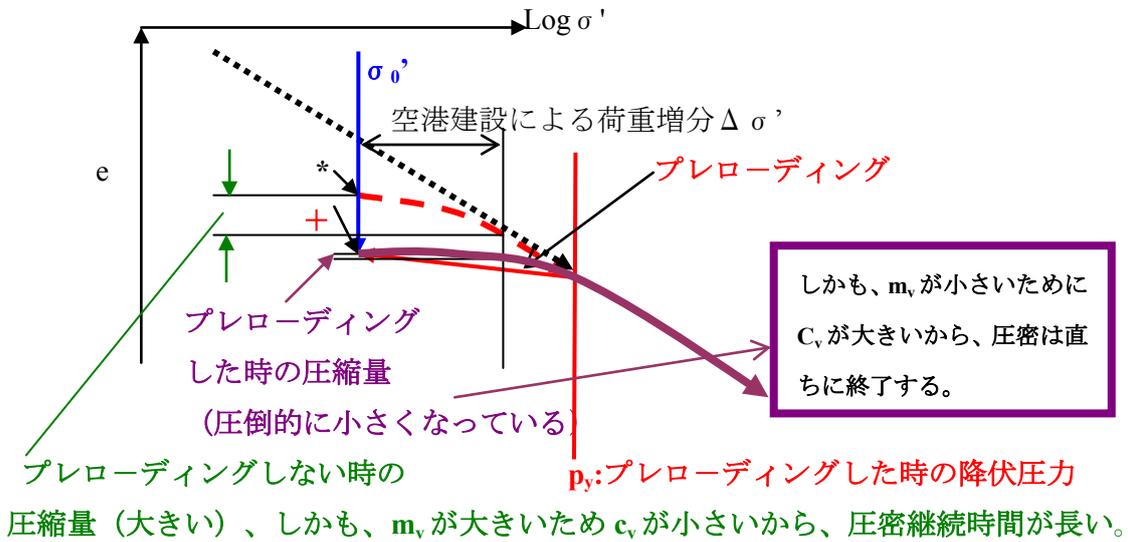
関西国際空港

1. 二つ工学的課題

- a) 圧密量の計算→土工量の計算に必要。
 所定の高度に滑走路を維持するため。
 圧密量が多いほど、埋め立て土量が増加する。
- b) 空港使用開始後の圧密速度→
 開港後の滑走路・建物の高さ維持のための調整作業の予測に必要

2. 空港使用開始後の圧密速度は、ゼロに近いのが理想

- a) 沖積層は、sand drain を打設できる。更に、プレロードを加えて圧密を促進して、その後除荷して、開港後の圧密速度ゼロにする。



*原位置での建設前の初期状態。

+原位置でのプレロード除荷後の状態

- b) 洪積砂層は、深すぎて sand drain が打てず、プレロード工法が用いられない。
 →正確な圧密量・圧密速度の予測が非常に大切になった。

i) 中間砂層の排水性により圧密速度が左右される。

注) 圧密速度は、排水距離の二乗に逆比例。

→最初は、砂層には排水性が無いとして予測。

この予測の下に、盛土形式で空港を建設することに決定された。

→実際は、排水性があった。排水距離を当初の 1/6 にして再予測。

すると、長期残留沈下速度が速く大きくなったことに対する対策に巨額のお金が掛かることになった。建設費が、当初推定値を遙かに越えた)。

建設が開始されてしまえば、元に戻れない。

実測のように沈下が予測されていたら、盛土形式の空港案は、

捨てられていたかも知れない。megafloat 構造方式。

ii) 圧密量は、圧密降伏値 $p_c(p_y)$ の値に左右される。

→しかし、標準圧密試験による値は、深部ではあてにならない。

(理由) 圧密試験での載荷荷重は、2倍2倍に増加してゆく ($\Delta p/p=1.0$)。

このため、高い圧力になると、測定する圧力の間隔 Δp が開きすぎてしまう。

(対策) $\Delta p/p=0.25, 0.5$ にした試験で正確に求めた。

通常の試験も、学生実験も $\Delta p/p=1.0$ である。

p (kgf/cm²)= 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 3.2, 6.4

その歴史的理由は。

a) 24時間毎載荷。手動であれば仕方ない。

毎朝、一斉に多数の圧密試験器に載荷。24時間は人間の生活サイクル。

従って、 $\Delta p/p$ を小さくしたら、高い p まで試験をするには時間が掛かりすぎる。

b) 従来の多くの工学的問題は、沖積層の圧密問題であり、原位置の σ_0' がそれほど高くないから、 $\Delta p/p=1.0$ でも p_y をかなり正確に求められてきた。

このような理由を考えないで、深い粘土層に対しても $\Delta p/p=1.0$ で圧密試験を行った。

a) 資料6頁図-28: 載荷圧力 p (kgf/cm²)= 3.2, 6.4, 12.8 の位置に降伏圧力 p_y のデータが並んでいる。何故か?

b) stereo type の思考の結果。諸君には、こうなって欲しくない。

現在の最も進歩した試験。定ひずみ速度連続測定圧密試験。

→早すぎないひずみ速度であれば、供試体内に過剰間隙水圧が蓄積しないで、標準圧密試験と同一の結果。しかも、 p_y を正確に求められる。手間が掛からない。

●紀淡海峡由良瀬戸大橋 Anchorage1A の基礎の大阪層群の圧密試験結果。

・定ひずみ圧密試験しか行っていない。

・基礎底面の位置の決定。

粘性土地盤にこのような超大型吊り橋の基礎を建設した例はない。

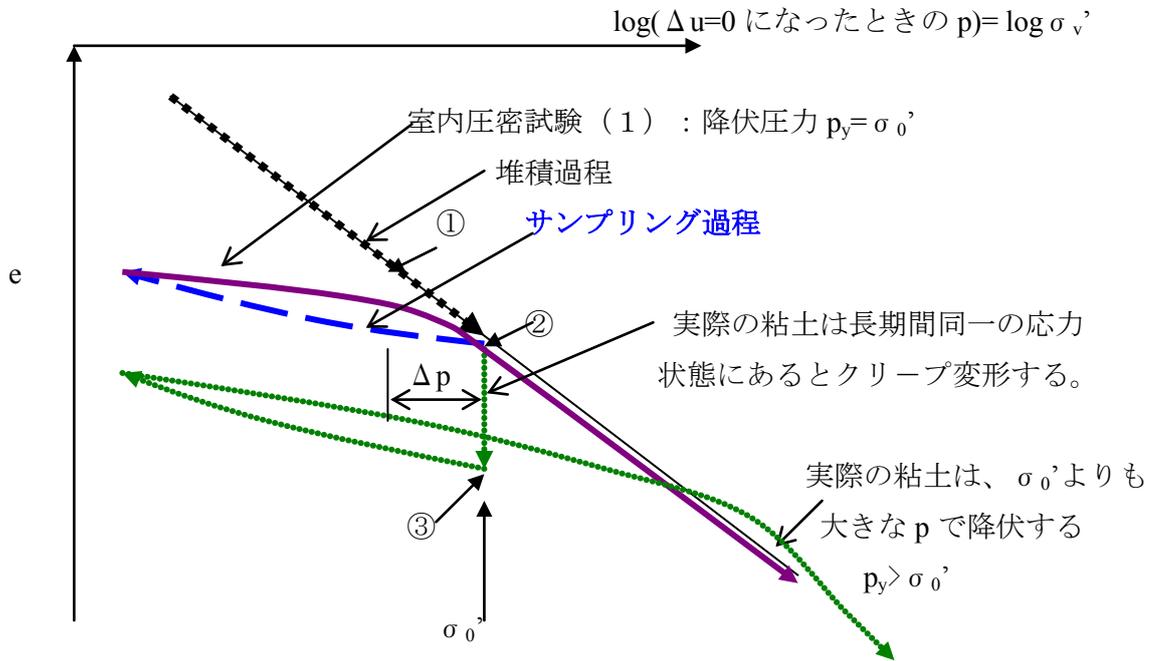
しかし、経済的設計が必要。

粘土地盤の圧密量を厳密に予測する必要 (過大設計をしない必要) がある

iii) p_y に及ぼすクリープ変形の影響 advanced geotechnical engineering。

(6.1.3 粘土の圧縮曲線の特徴；特論)

■正規圧密粘土地盤の場合の「応力ひずみ履歴」



(1) : 土の弾塑性的性質のため、 $p = \sigma'_0$ の時にクリープがない場合は、
 ($\Delta u = 0$ になったときの p) = 原位置上載圧 σ'_0 の時に降伏を示す。

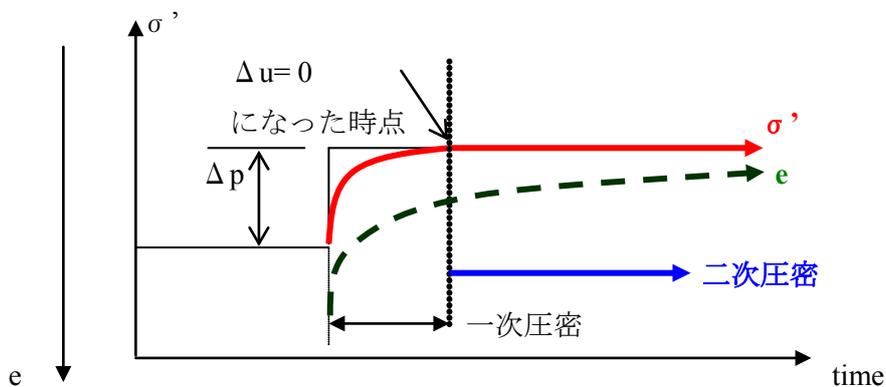
(2) : 実際は、その様な地盤はない。

大阪湾からの不攪乱粘土の圧密曲線もこのように、overshooting している。

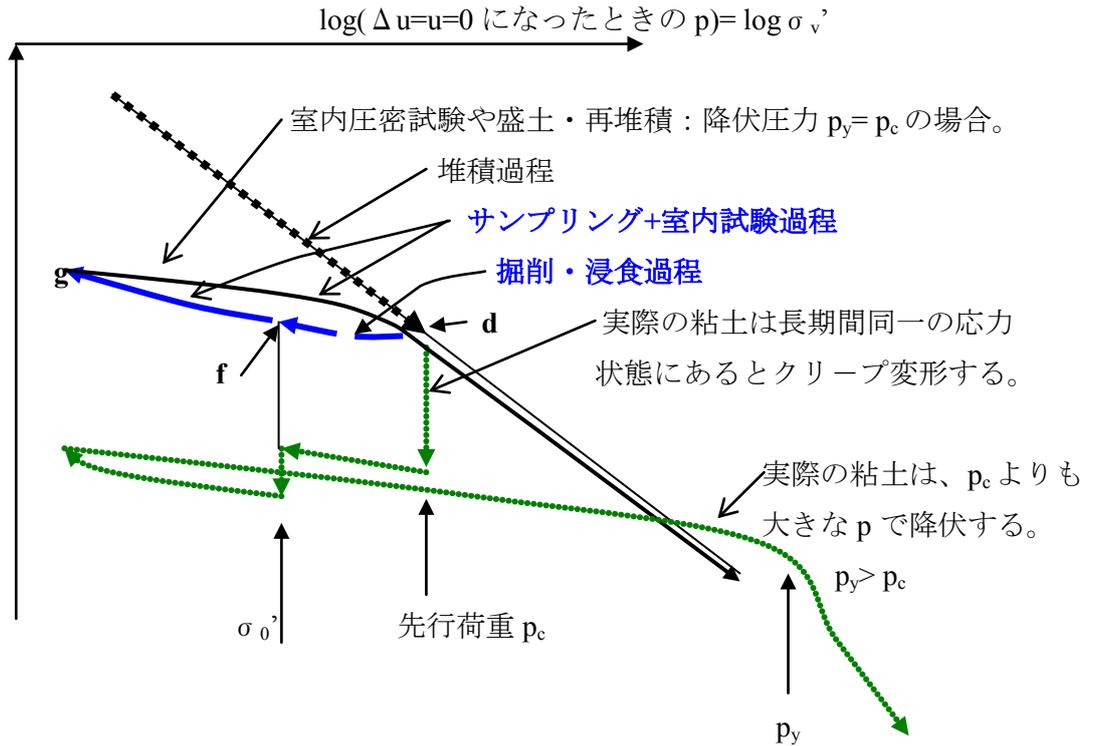
p_y は、現在の応力 (= 過去最大の応力) σ'_0 よりも大きい。

□この $\Delta u = 0$ になってから継続するクリープ変形による二次圧密と呼ぶ。

①の状態、荷重を急に Δp 増加したとする。



■過圧密粘土地盤の場合の「応力ひずみ履歴」



- a) 粘性によるクリープがない場合：「圧密降伏圧力 p_y 」は「過去に受けた最大の圧力（先行荷重） p_c 」に等しい。これが、教科書に書かれている。
- b) しかし、実際の土は必ずクリープ変形するから、「圧密降伏圧力 p_y 」は「過去に受けた最大の圧力（先行荷重） p_c 」よりも必ず大きくなる。

関西空港での例を見よ。大阪湾は沈降が激しくて、洪積世の粘土地盤でも、現在より大きな圧力が掛かったことはない。しかし、クリープ変形の影響のため、明らかに降伏荷重 p_y は $\sigma'_0 =$ 「先行荷重 p_c 」よりも大きい（深く古い地層ほど）。

- 1) $n = p_c / \sigma'_0 = 1.0$ の正規圧密地盤でも、実際の粘土地盤の先行荷重 p_c を、圧密試験から求めることはできない。
- 2) 先行荷重が現在の応力よりも大きい場合でも ($p_c > \sigma'_0$ の場合でも)、降伏応力は先行荷重よりも大きい ($p_y > p_c$ となっている)。(上図の場合)

従って、降伏圧力 p_y を圧密降伏応力と呼んでいる。

$n = p_y / \sigma'_0 > 1.0$ を、見かけの過圧密比 (Apparent over consolidation ratio) と呼ぶこともある。