

**MIDAS  
CONSTRUCTION  
TECHNICAL  
DOCUMENT  
COLLECTION**

**動解析・液状化分野 14**



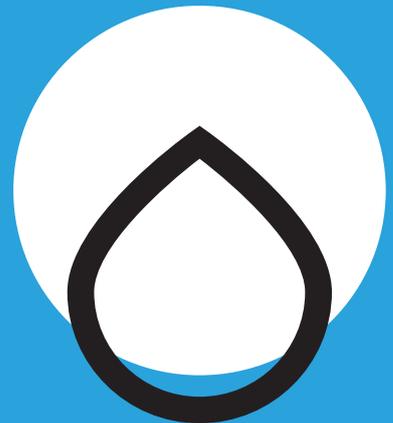
# MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

動解析・液状化分野

## 14.

土の締固めの原理・方法と  
設計への反映

東京理科大学 龍岡 文夫 名誉教授



2016年11月22日  
MIDAS Geotech Seminar

土の締固めの原理・方法と設計への反映

東京理科大学土木工学科  
龍岡文夫

AGENDA  
講座内容

時間	内容
13:00 - 13:05 (05分)	挨拶
SESSION 1 技術講座	
13:05 - 14:05 (60分)	東京大学 龍岡 文夫 名誉教授
14:05 - 14:20 (15分)	休憩
14:20 - 15:20 (60分)	東京大学 龍岡 文夫 名誉教授

土の締固めの原理・方法と設計への反映(本日のテーマ)

安定な土構造物の建設には、乾燥重量と含水比に加えて飽和度を管理した締固めが合理的である。ここでは、この新しい締固め管理法の原理と方法を説明する。締固めの良否とともに、粒径に応じて厚くなるせん断層の発達に伴うひずみ軟化、強度・剛性の異方性、三軸・平面ひずみ圧縮等での強度の関係、排水・非排水強度の関係等を考慮して安定解析に適切に反映することが重要である。この課題を、地震時土圧、基礎支持力、斜面安定を例として説明する。

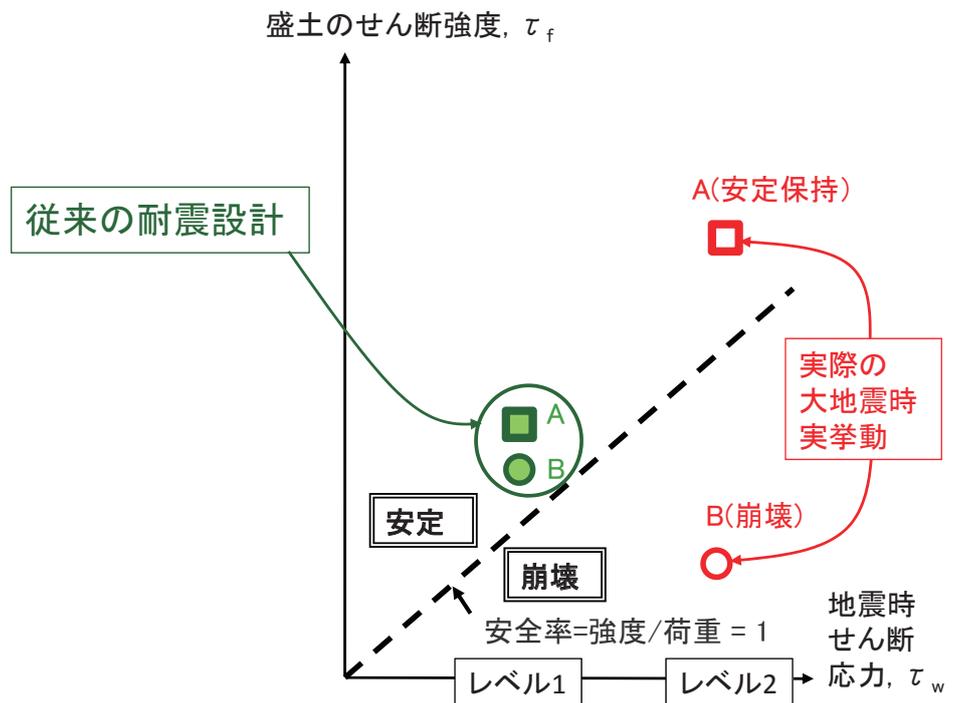
土構造物の実務的な安定解析における諸課題

円弧すべり安定解析は、実務では依然重要である。しかし、設計指針類・教科書等では、間隙水圧・浸透圧・斜面水圧、地震力、飽和土の排水条件、非排水強度に対する非排水繰返し载荷の影響等の取り扱いが異なる式が示されている。この問題の統一的な説明を試みる。また、円弧すべり安定解析に基づくNewmark法や連続体力学に基づくFEM解析等による斜面の残留変位・変形解析では排水条件と締固めの影響の適切な考慮が重要であることを説明する。

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数 ・液状化強度 ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

盛土の締固めの良否等を反映した適切な設計せん断強度の設定の課題

- 二つのケース ・盛土A (近代的新設、締固めが良い)  
 ・盛土B (古い既設、締固めが悪い)



従来の慣用耐震設計(例)

設計せん断応力( $\tau_w$ )<sub>d</sub>:  $k_h=0.15$ (レベルI設計地震動)

設計せん断強度( $\tau_f$ )<sub>d</sub>:

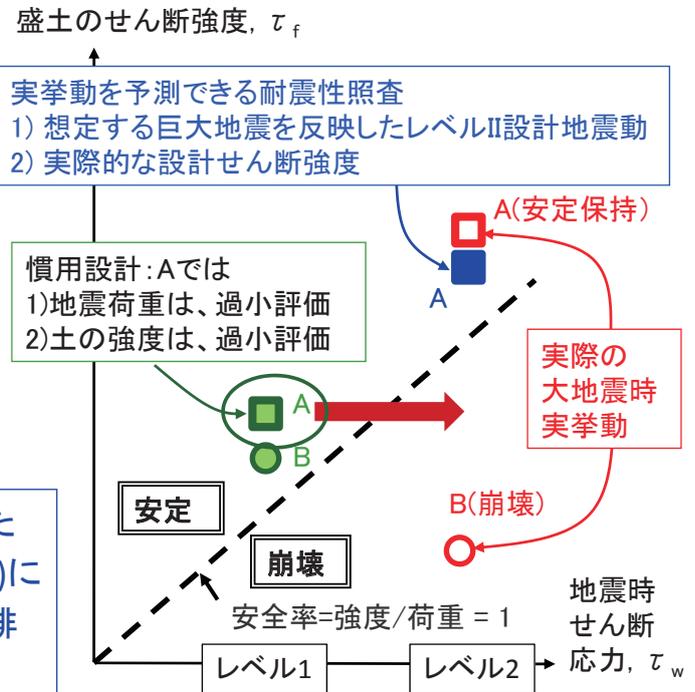
標準プロクター1Ecの締固め度 $D_c$ の管理値90%相当の排水強度\*

→極限つり合い法(円弧すべり解析)による安全率  $\geq$  所定の値(1.2)を確認

■良く締固められた盛土Aでは:  
 $k_h=0.15$ はレベルIIIに対して危険側だが、  
 ( $\tau_f$ )<sub>d</sub>\*は「良く締固められた土の排水/非排水強度」に対して安全側  
 →両者がバランスする可能性

設計震度 $k_h$ だけ増加して( $\tau_w$ )<sub>d</sub>だけを増加すると、バランスが崩れて  
 →安定性を過小評価して、レベルII  
 に対しても安定なことを示せない

→設計地震動をレベルII相当に増加した上で、( $\tau_f$ )<sub>d</sub>として実際的な $D_c$ ( $> 90\%$ )に対応した排水強度(飽和土ならば非排水強度)を使用する必要



従来の慣用耐震設計(例)

設計せん断応力( $\tau_w$ )<sub>d</sub>:  $k_h=0.15$ (レベルI設計地震動)

設計せん断強度( $\tau_f$ )<sub>d</sub>:

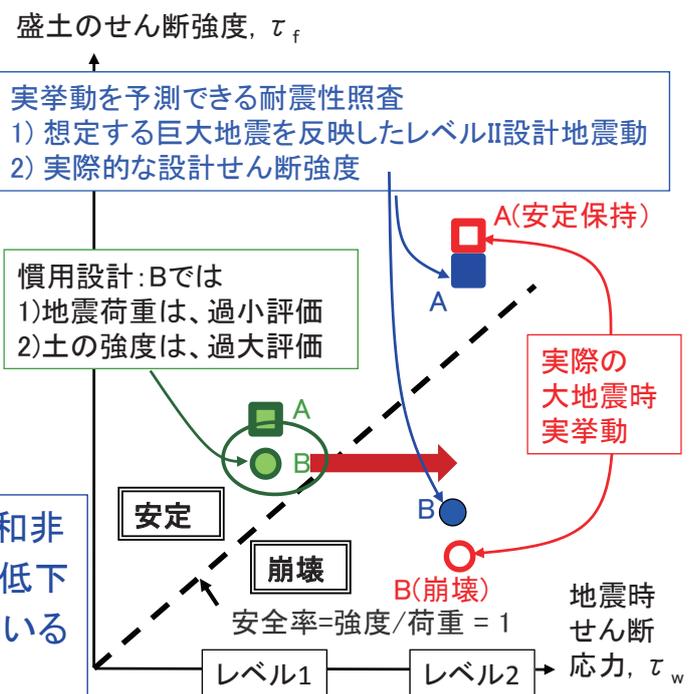
標準プロクター1Ecの締固め度 $D_c$ の管理値90%相当の排水強度\*

→極限つり合い法(円弧すべり解析)による安全率  $\geq$  所定の値(1.2)を確認

■締固めが悪い盛土Bに対しては:  
 $k_h=0.15$ はレベルIIIに対して危険側である上に、( $\tau_f$ )<sub>d</sub>は「実際の非排水繰返し強度」に対して危険側  
 →両者がバランスせず二重に危険側

$k_h$ を増加して( $\tau_w$ )<sub>d</sub>を増加しても、バランスが回復せず、依然安定性を過大評価して、レベルIIIに対する高い危険性を示せない

→ $k_h$ をレベルII相当に増加した上で、飽和非排水条件ならば非排水繰返し載荷で低下した非常に低い( $\tau_f$ )<sub>d</sub>を安定解析に用いる必要



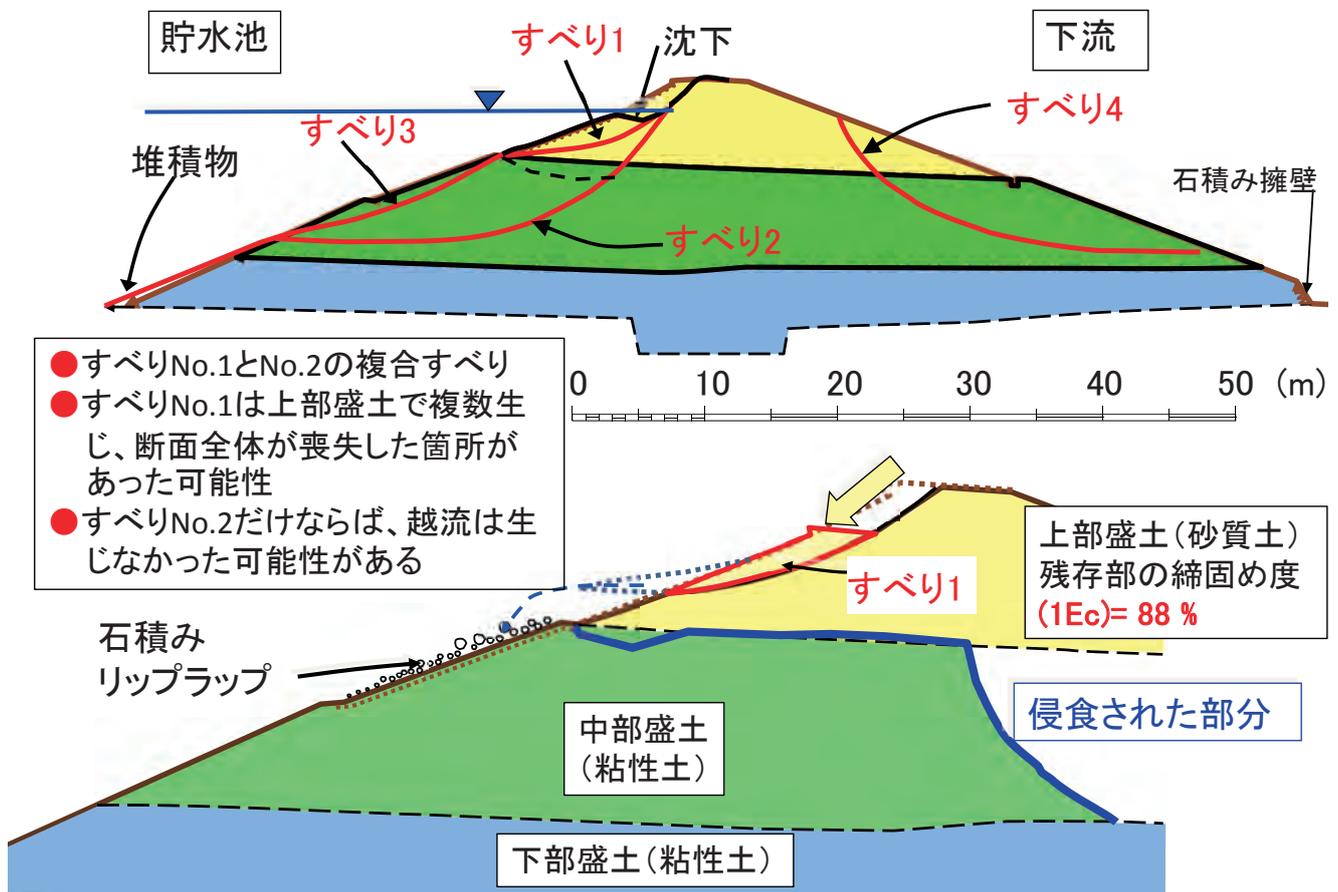
## 2011東日本大震災 福島県の藤沼本堤

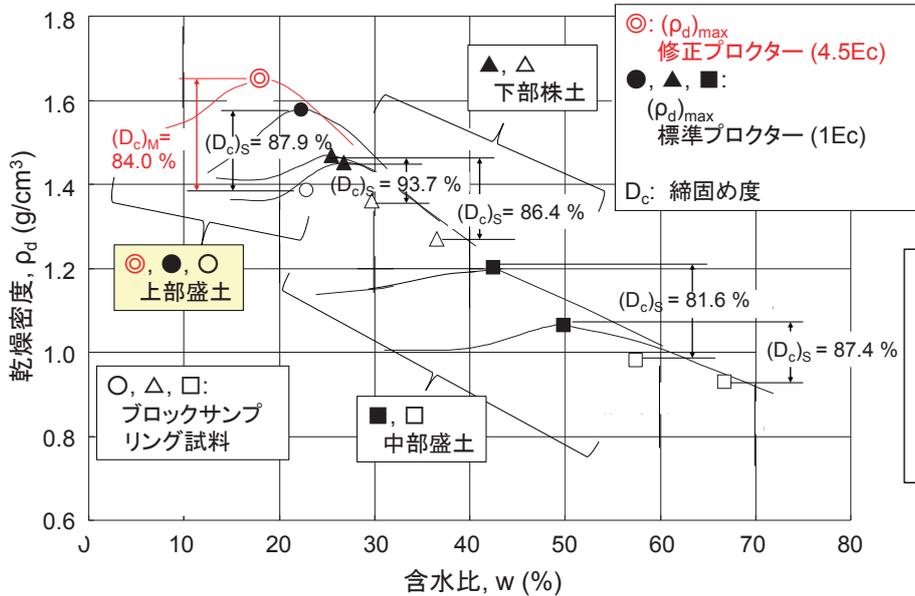
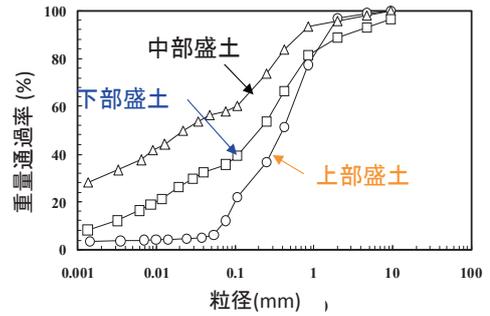
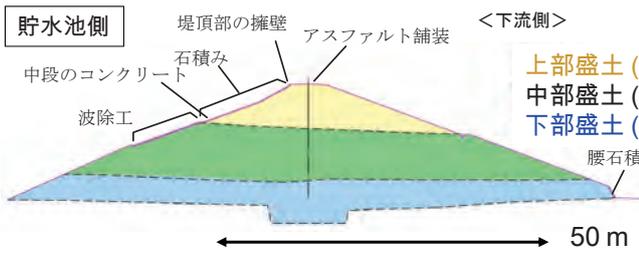
- 農業用灌漑ため池のアースフィルダム(H= 18.5 m; L= 133.2 m、中央・表面遮水壁は無い)
- 着工1937年4月; 第二次世界大戦で中断; 竣工1949年10月.
- 越流による破堤のため、死者7、行方不明1
- 福島県のため池総数 3,000\*. 約750が被災 (\* 全国で250,000)



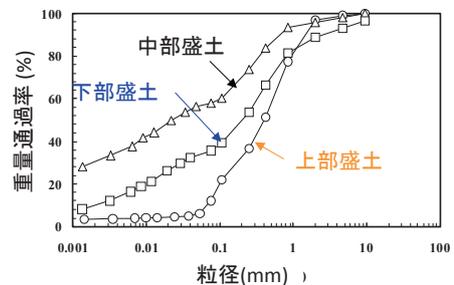
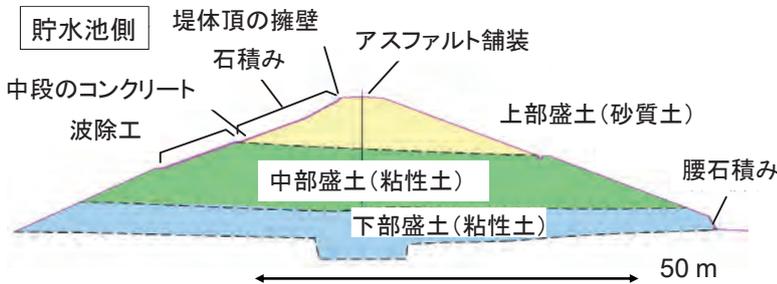
(福島県提供)

### 藤沼ダム: 推定されたすべりNo.1 ~No. 4(生起順)





全般的に低い締固め度  
 $(D_c)_{1Ec} < 90\%$   
 上部盛土は砂質土で  
 $(D_c)_{1Ec}$  が87.9%



■ 崩壊の原因(推定):

- 1) 全般的に締固め度が非常に低い(近代的締固め基準がなく、近代的締固め機械もなく締固めエネルギーが不十分)
- 2) 上部盛土は、戦後の最も劣悪な条件の下で建設
  - a) 透水しやすく、侵食されやすい、締固め不足の場合は非排水繰返し載荷によって著しく弱化しやすい砂質土を使用
  - b) 締固め度が特に低い  
 ⇒ 崩壊が上部盛土の一部で開始⇒越流しやすい状況となった  
 一部での越流開始後、早い速度で侵食が進展⇒破堤

■このような耐震診断・耐震補強が必要なため池は、全国で一万を超える！

Tanaka, T., Tatsuoka, F., Mohri, Y. (2012): Earthquake Induced Failure of Fujinuma Dam, *Proc. Int. Symp. on Dams for a Changing World, Kyoto, June 5, Vol. 6, pp.47-52.*

# 副堤

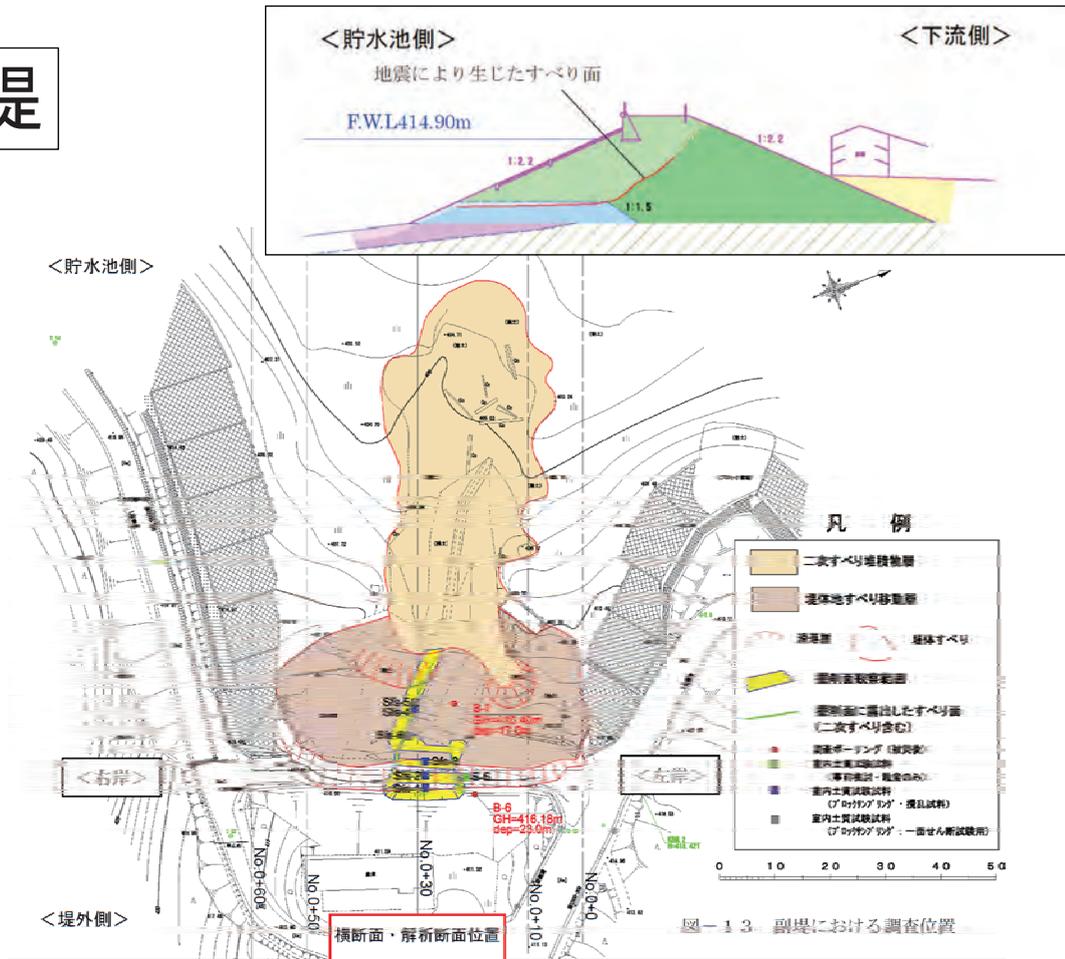
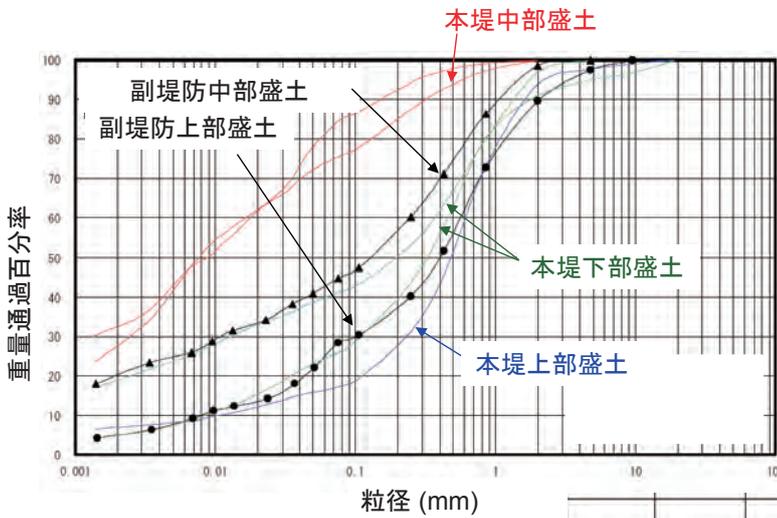
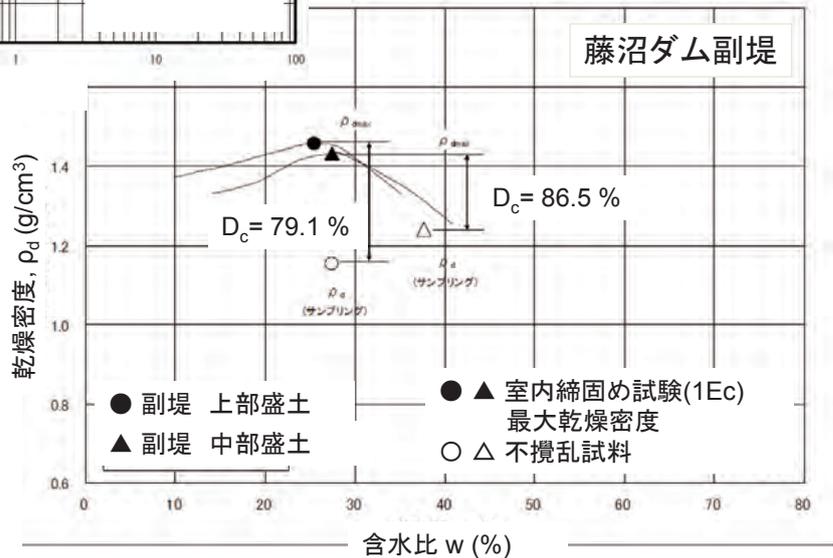


図-1.3 副堤における調査位置



全般的に低い締固め度  
 $1E_c$ での $D_c < 90\%$

上部盛土は砂質であり、  
 $1E_c$ での $D_c = 79\%$ のデータもある



# 藤沼ダム：強化復旧工事は2014年度から開始

- ・設計条件：崩壊した堤体よりも遥かに安定であり、2011年東日本大震災と同じレベルの地震動を受けても確実に安定であること\*を示す必要がある ⇒ ①盛土材の選択、 ②十分な締固めが必須

## 従来の慣用耐震設計:

設計せん断応力( $\tau_w$ )<sub>d</sub>:  $k_h=0.15$ (レベルI設計地震動)

設計せん断強度( $\tau_f$ )<sub>d</sub>:  $1E_c$ での $D_c$ の管理値90%で含水比 $\gg w_{opt}$ での排水強度 → 円弧すべり解析による安全率 $F_s \geq 1.2$ を確認

- ・この設計法では、実際の流動的な大崩壊は説明できない!

また、復興する堤体がレベル2設計地震動に対して非常に安定であることを示すことができない!

- ⇒旧堤体の崩壊を説明した上で、上記\*を示せる解析法が必要

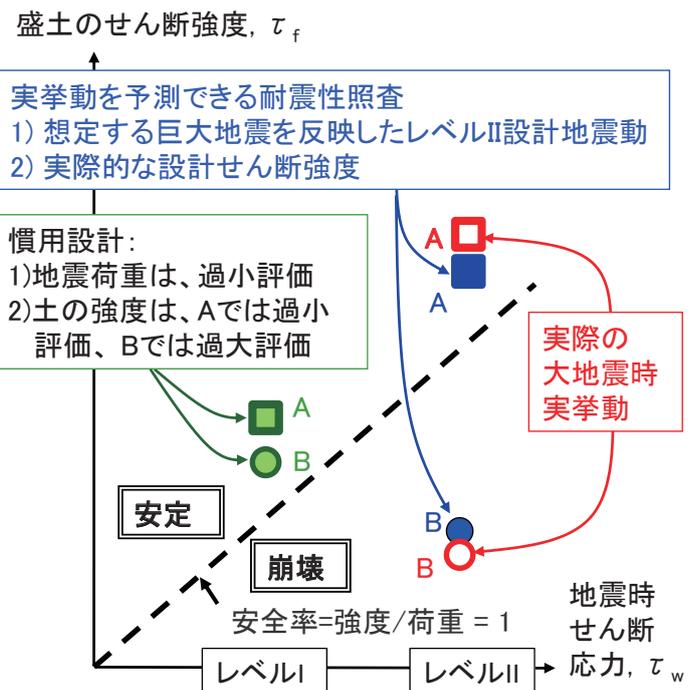
そのためには、①飽和部分では非排水せん断挙動であり、②非排水繰返し载荷によって強度と剛性は経時的に劣化することを考慮する必要

- ⇒Newmark法(全応力法に基づく)によるすべり変位解析と準静的FEM残留変形解析による残留変形解析と両解析結果の統合

## 盛土・土構造物の耐震性確保のための三つの課題

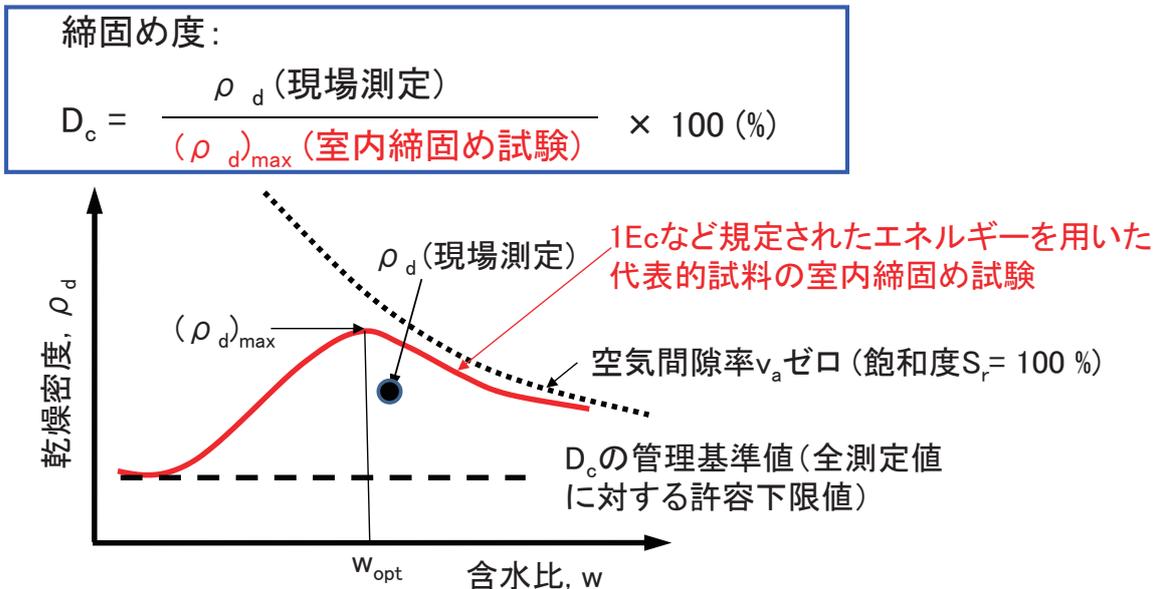
### 対応策:

- 1) 良く締固まった盛土Aの実現  
→盛土の締固めの施工と管理の合理化
- 2) 1)を実現するため、レベルII設計地震動の導入と、締固めの影響を鋭敏に反映したより実際的な設計せん断強度の設定  
→それを反映した解析法  
(地震時土圧、支持力理論、斜面安定解析・Newmark法など)
- 3) 適切な構造形式(補強土工法など)、地盤改良



1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数・液状化強度 ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

## 実務での基本的な締固め管理法(Proctor法)



現場管理:  $D_c$ の全測定値  $\geq$  所定の管理基準値(90%など)の確認  
 $w = w_{\text{opt}} + \alpha$  (湿潤側)が推奨される傾向  
 (含水比管理が弱いか、しない場合も多い)

## Proctor以降の動向:

### ①締固め機械の重量化

⇒室内締固め試験でのCELは、標準Proctor(1Ec)から修正Proctor (4.5Ec) へ移行する例も多くなってきた！米国では4.5Ecが主流

⇒現場実現可能CEL > 室内締固め試験1Ecの場合が多くなってきた！

また、一般的には、現場での締固めエネルギーレベルCELはまちまち

### ②高耐震化の必要性、高盛土、盛土の高度利用(橋台等)

⇒盛土に対する要求性能の高度化

⇒より良い締固めの必要性

また、本来施工管理は設計と関連している必要がある(性能施工)

⇒しかし、この関連が悪い場合が多い！



### Fundamental Principles of Soil Compaction

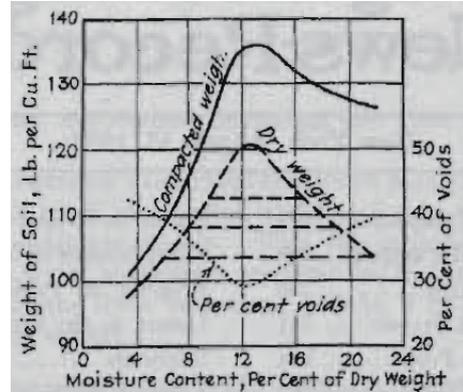


Fig. 2—Graph showing the effect of moisture content on the compacted weight, dry weight and voids of a soil when compacted by a particular method.

### ①、②

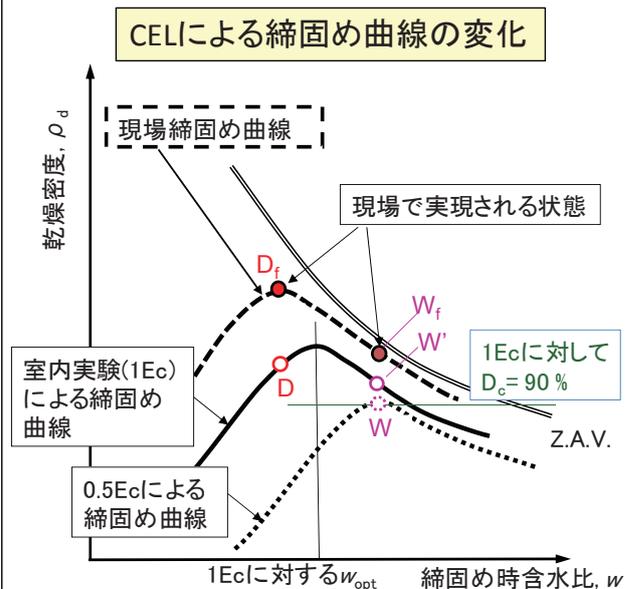
⇒ 従来の締固め管理法は改善する必要がある

## 特定のCELと土質での最適含水比 $w_{opt}$ に基づく管理の問題点

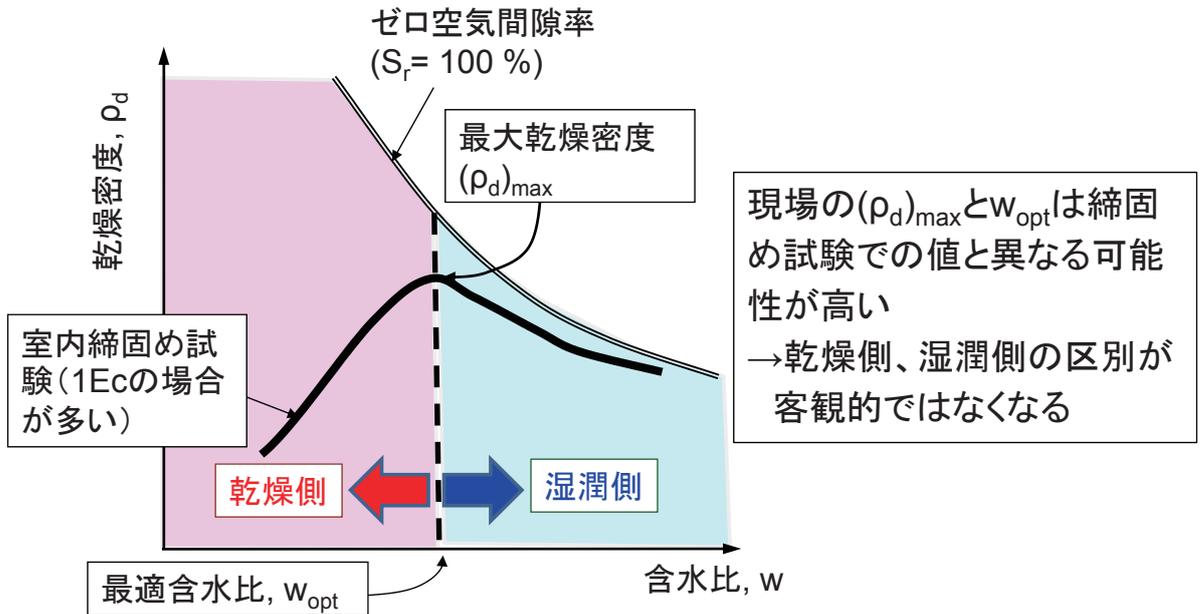
締固め曲線( $\rho_d \sim w$ 関係)は締固めエネルギーレベルCELと土質に支配される

- ・「近代的機械化施工で実現可能のCEL」は標準プロクター(1Ec)よりも高い傾向、また、現場でのCELは場所、時間、各土層内で不可避免的に変化
- ・締固め曲線は土質が変化すると変化、現場では、土質は規定しても不可避免的に変化

⇒現場での $w_{opt}$ と $(\rho_d)_{max}$ は、代表的試料を用いて特定のCEL(通常は1Ec)で行った室内締固め試験で得られた値と、通常は不一致であり、不一致の程度は時間と場所に変化

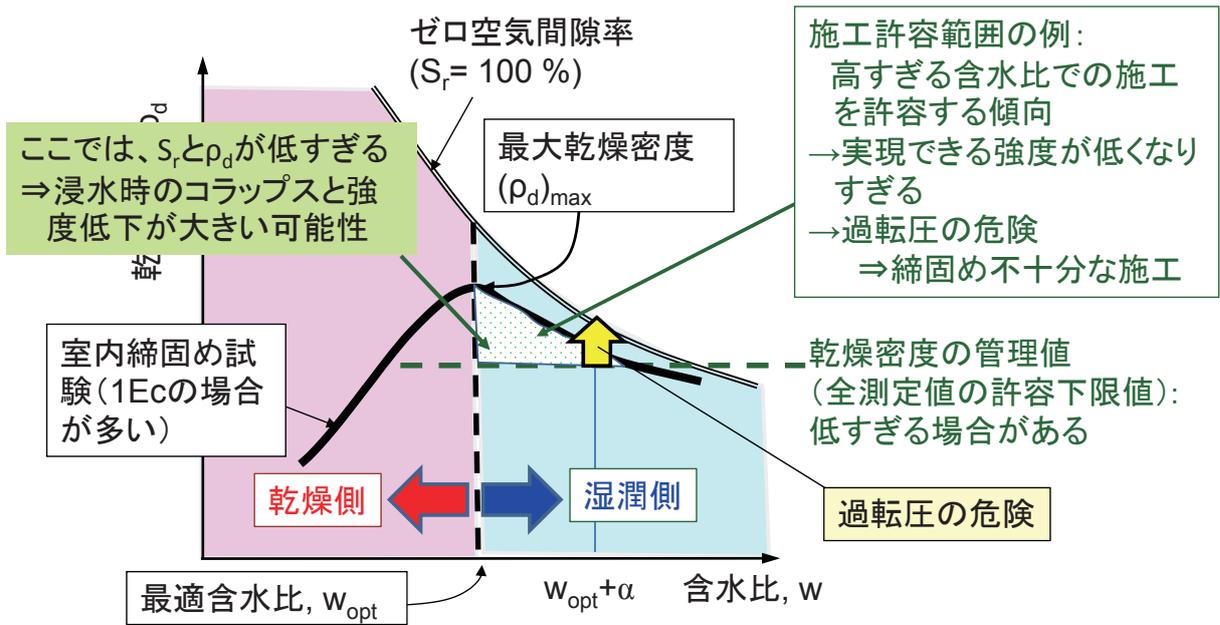


## 従来の盛土の締固め管理の枠組みと問題点(まとめ)

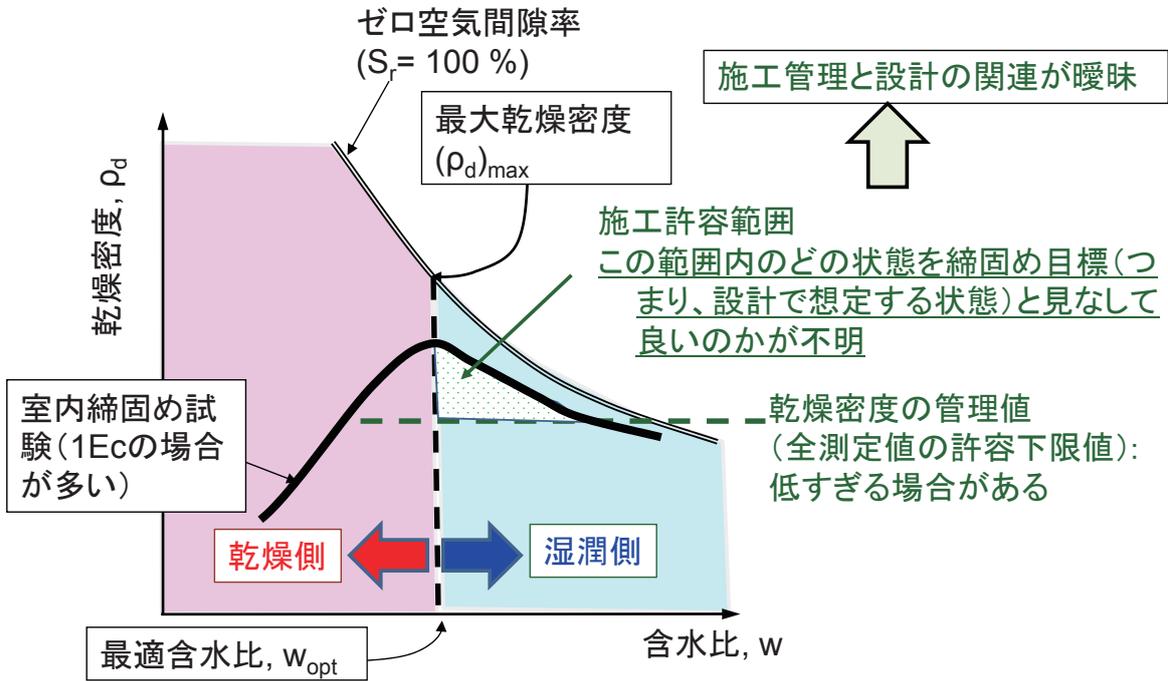


現場管理:  $D_c$ の全測定値  $\geq$  所定の管理値 の確認  
 $w = w_{opt}$  あるいは  $w_{opt} + \alpha$  (湿潤側)を推奨  
 (注: 含水比管理がない場合や甘い場合も多い)

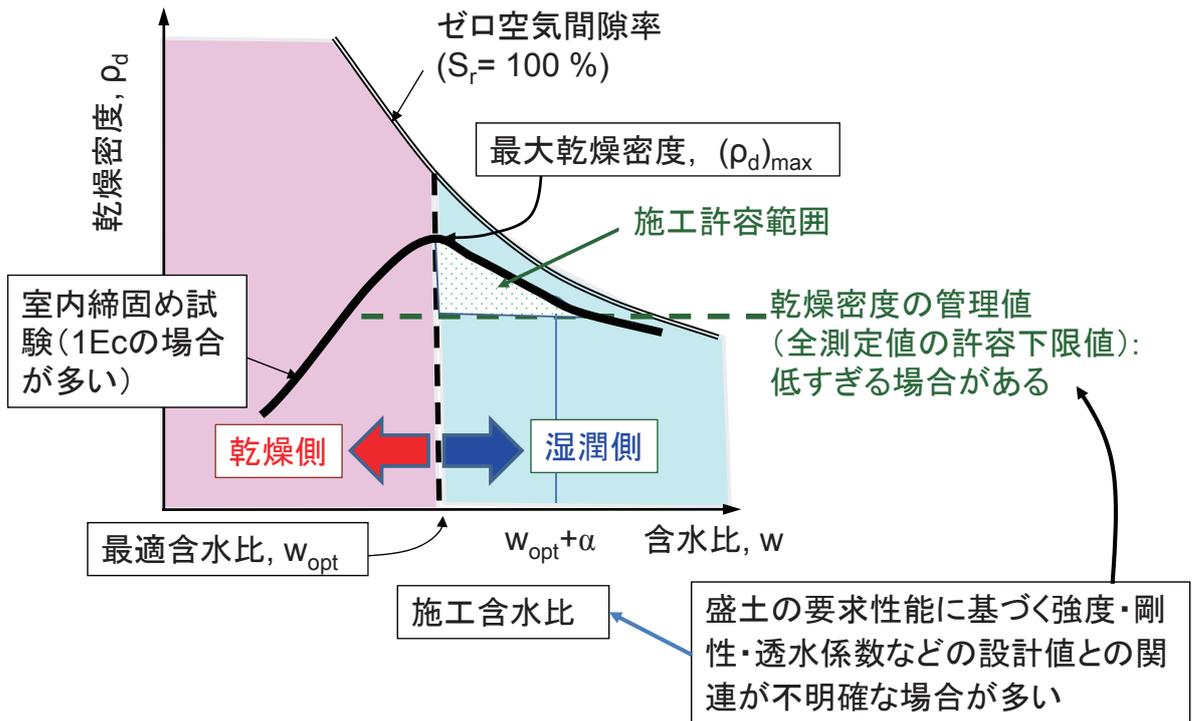
## 従来の盛土の締固め管理の枠組みと問題点(まとめ)



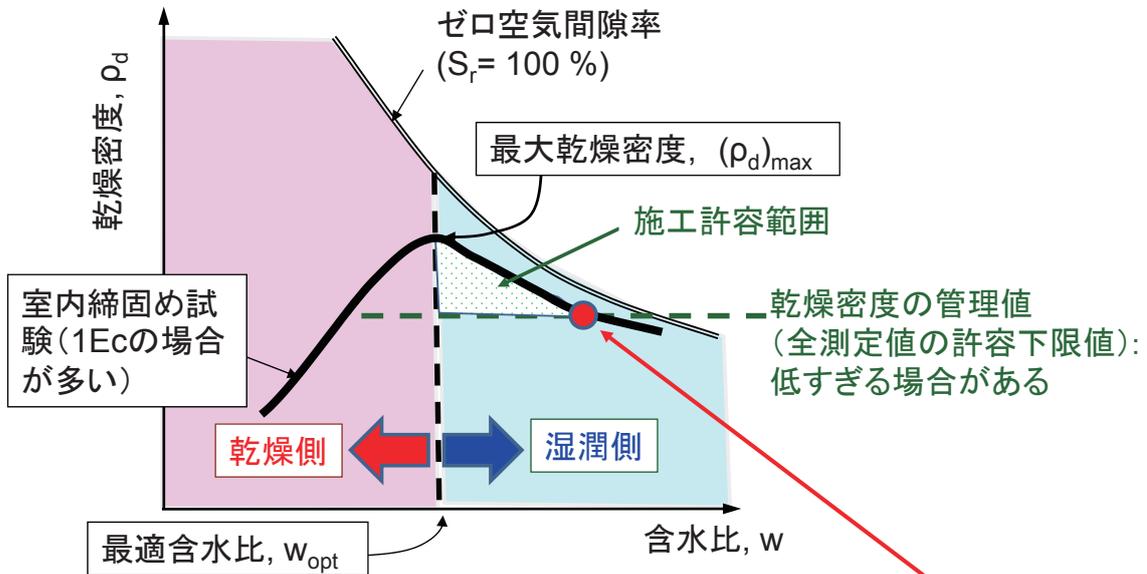
## 従来の盛土の締固め管理の枠組みと問題点(まとめ)



## 従来の盛土の締固め管理の枠組みと問題点(まとめ)



## 従来の盛土の締固め管理の枠組みと問題点(まとめ)



このような状態を想定して設計値を決定する場合もある  
 →安全側であるが、実際の締固め度およびせん断強度をあまりにも過小評価  
 また、高含水比での施工を容認する要因になる

土の締固めは、

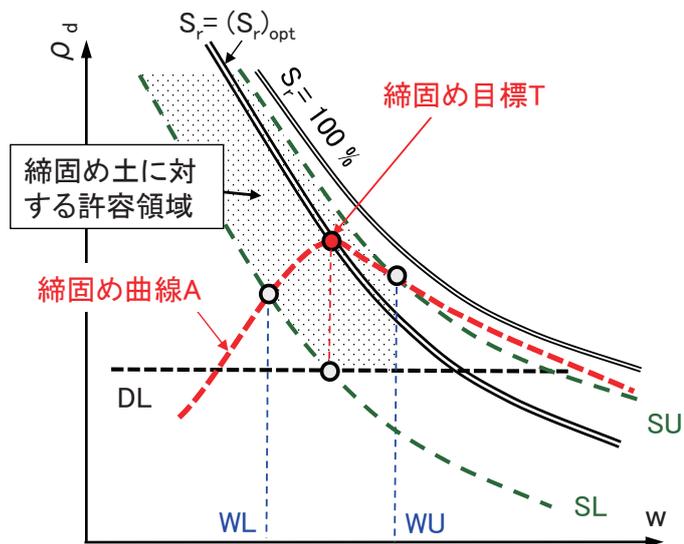
締固め目標Tに向かう性能施工

- ・目標飽和度は**最適飽和度**( $S_r)_{opt}$
- ・目標乾燥密度は、盛土に要求される性能：
  - ①大きな強度・剛性
  - ②小さな水浸沈下
  - ③小さな水浸時強度・剛性低下
  - ④小さな飽和化後の透水係数  
(遮水土構造物の場合)
 を実現できる値

締固めエネルギーレベルと土質の不可避的バラつきに対処し、  
 過転圧を避けるための対応：

- ①盛土材の含水比は、許容範囲(WL - WU)内
- ②締固めた盛土の締固め度の全測定値 > 許容下限値(DL)
- ③締固めた盛土の飽和度は、許容下限値(SL)以上、許容上限値(SU)以下

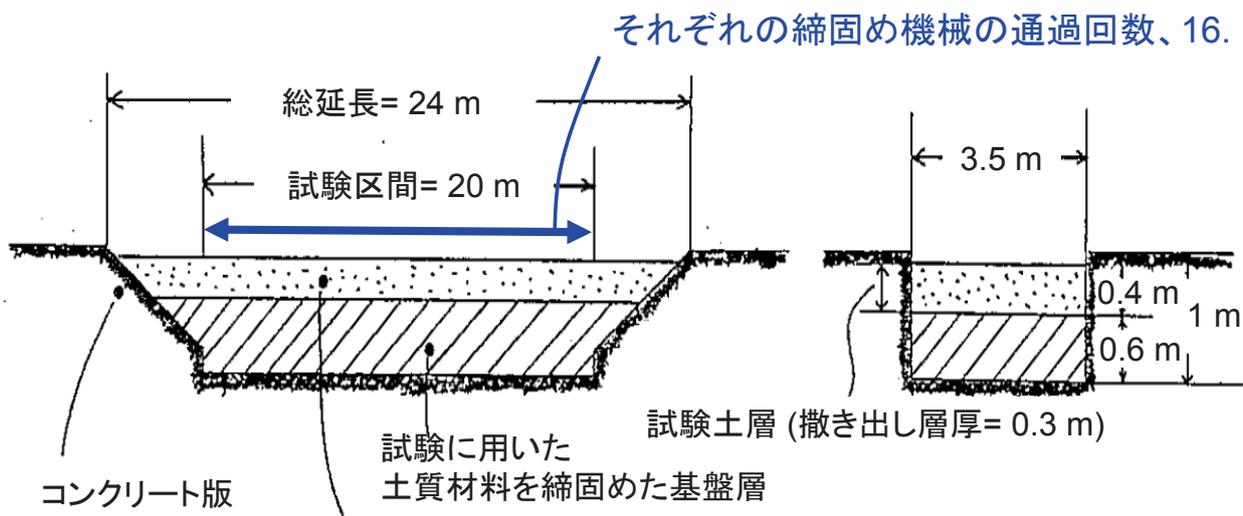
## $(\rho_d, S_r, w)$ の総合的管理の提案



新しい藤沼ダムの施工は、この提案を基本にて行われている

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数 ・液状化強度 ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

## 建設機械化研究所での実大締固め試験(1965～1990年)



試験土層(締固め機械、含水比を変化させる毎に作成):

- 通過回数 $N = 0, 2, 4, 8$  &  $16$ 毎に、締固め層の上層10 cmで砂置換法で密度測定とCBR試験
- 締固め層下部10 cmは、 $N = 16$ 後にだけ、密度測定とCBR試験

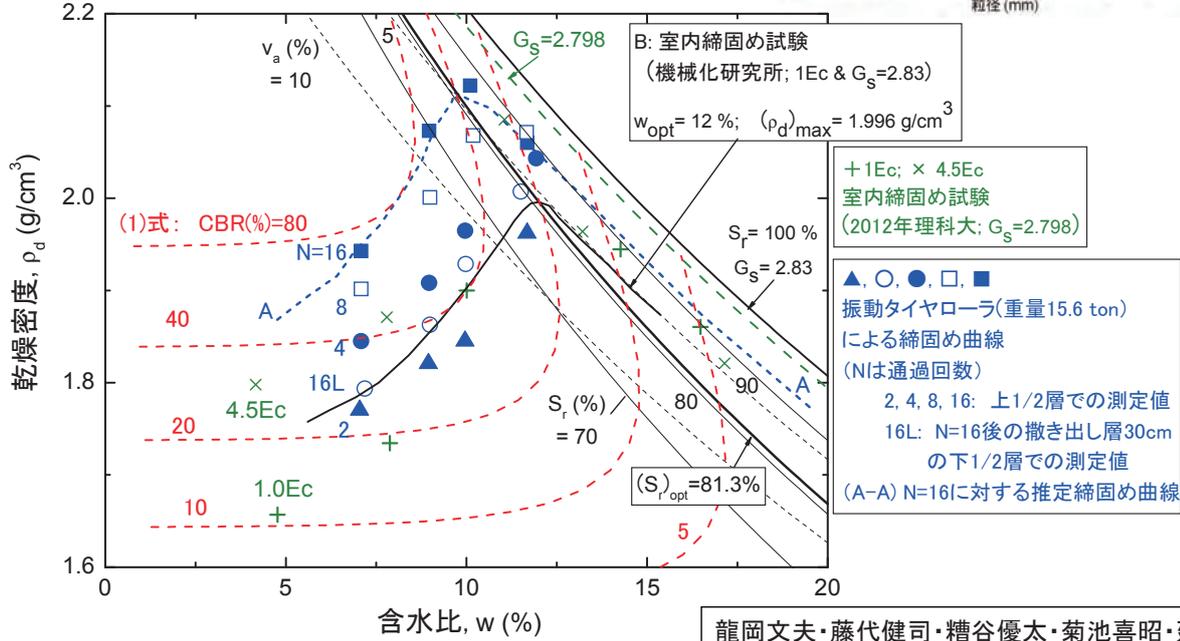
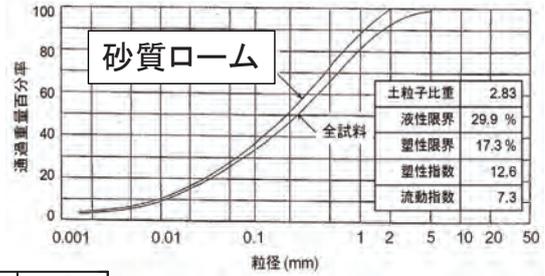
根本忠・佐々木隆男(1994): 土の締固め特性、創立303周年論文集, 建設機械化研究所, 45-58頁.

龍岡文夫ら(2013～2015): 地盤工学・技術ノート, 盛土の締固め1～20回、雑誌「基礎工」, 2013年7月号～2015年2月号

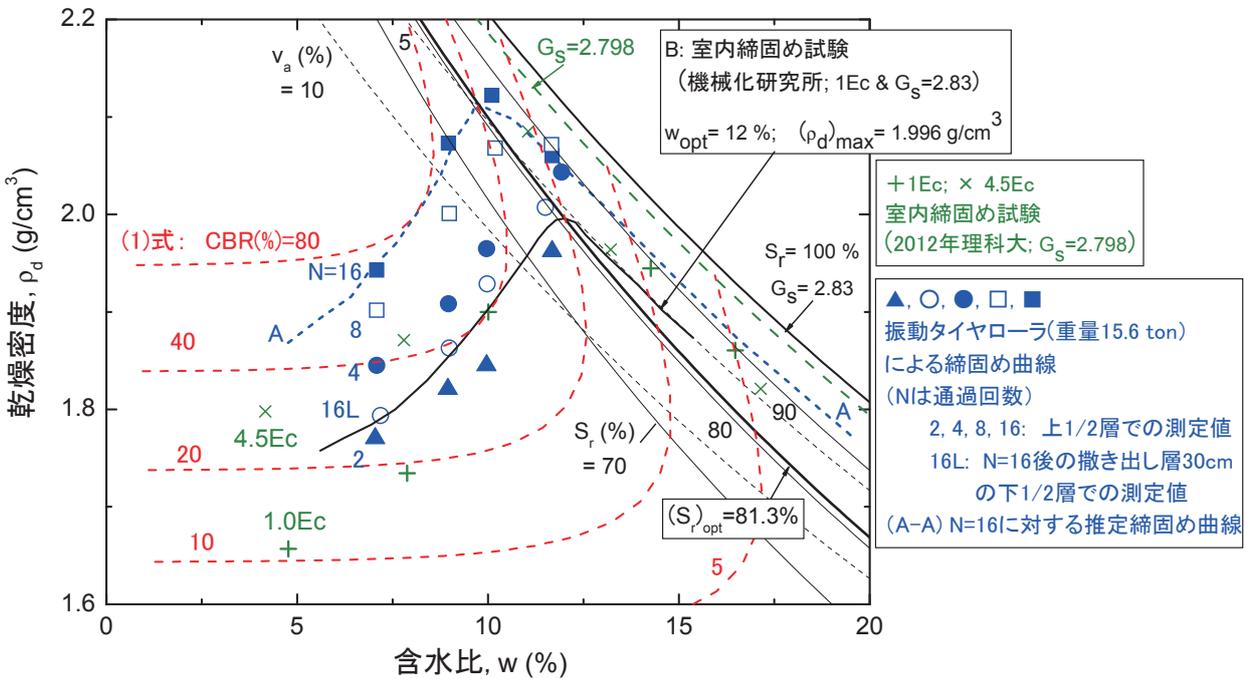
龍岡文夫(2016): [論説]土の締固めにおける飽和度管理の重要性、ダム技術, 3月号No.354-3, ダム技術センター, 3-16頁

# 建設機械化研究所での実大 締固め試験(1965~1990年)

## ■ 一種類の締固め機械での例

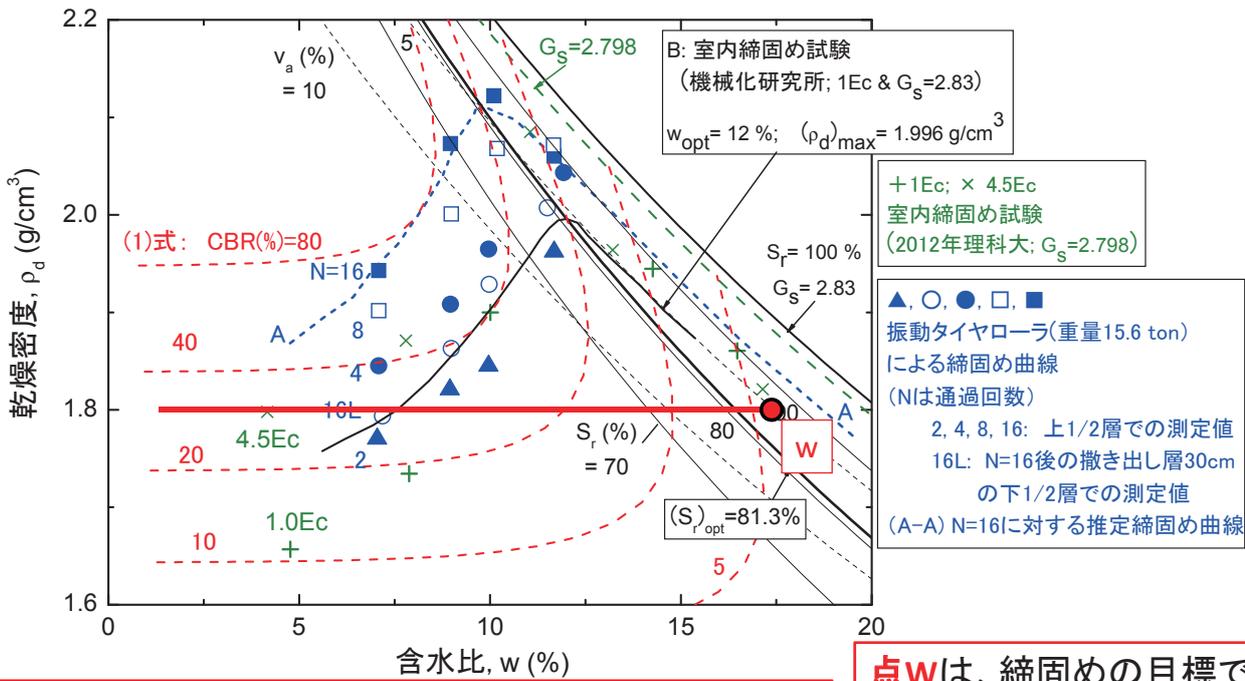


龍岡文夫・藤代健司・糟谷優太・菊池喜昭・建山和由(2014): 地盤工学・技術ノート第13回, 盛土の締固め⑬、雑誌基礎工7月号, 図-3.96



### 実大締固め試験による締固め曲線

- ・Nが増加→左上方に移動; N=4(●)で、上層でのCEL~4.5Ec
- ・N=16(■)と16L(○)の比較 ⇒ 撤出し厚が30 cmでも下層のρdは相当低い ⇒ 薄層締固めの重要性(締固め層厚15cm ~ 20 cmが望ましい)

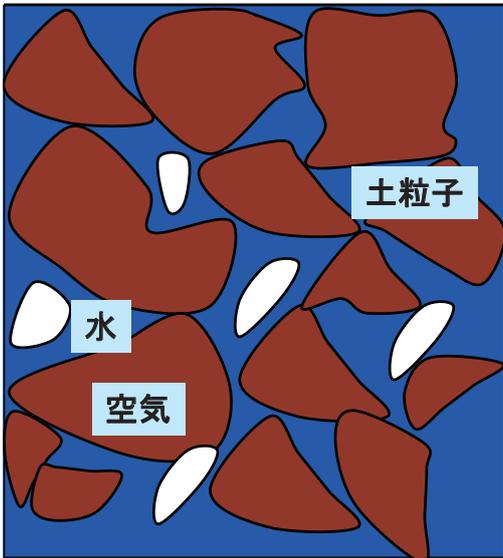


・1Ecに対する $D_c=90\%$  →  $\rho_d=1.8\text{g/cm}^3$  相当低い  
 締固まっていない状態 (N=0 or 1で達成される)  
 ⇒本来、 $D_c$ の管理値は施工目標値ではなく、  
 1) 不可避免的にばらつく全測定値の許容下限値  
 2) 施工目標(つまり、測定値の平均値)  
 > 管理値+5%程度が前提

**点W**は、締固めの目標ではなく、設計で想定すべき現場状態でもない！

$D_c$ の目標値と管理値の区別と両者の適切な設定が必要

## 土



含水比：

$$w = \frac{\text{水の質量}}{\text{土粒子の質量}} \quad (\times 100\%)$$

土粒子に対する水の質量状態だけを表現  
 空気の状態を表現していない

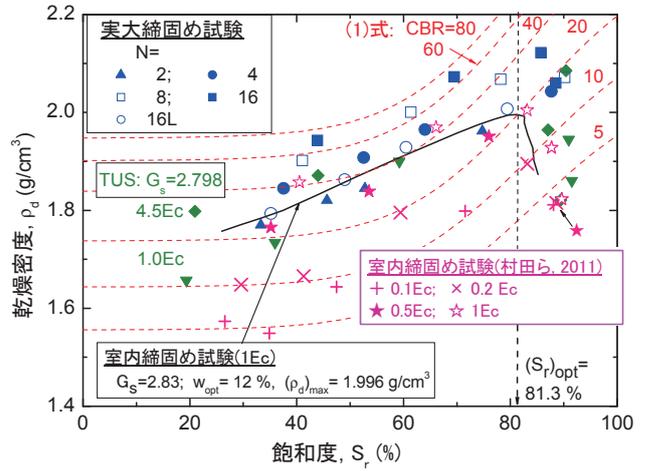
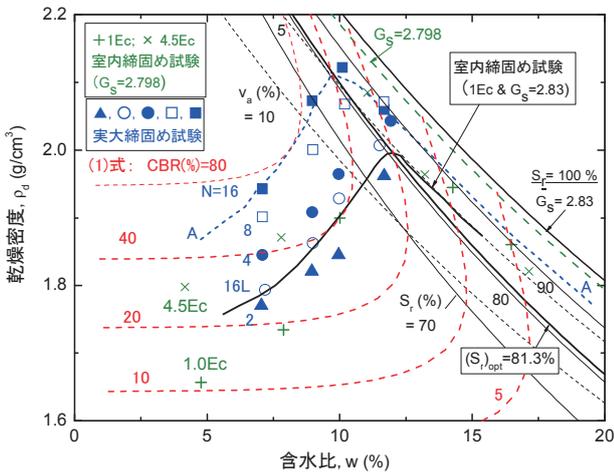
飽和度：

$$S_r = \frac{\text{水の体積}}{\text{水と空気の体積}} \quad (\times 100\%)$$

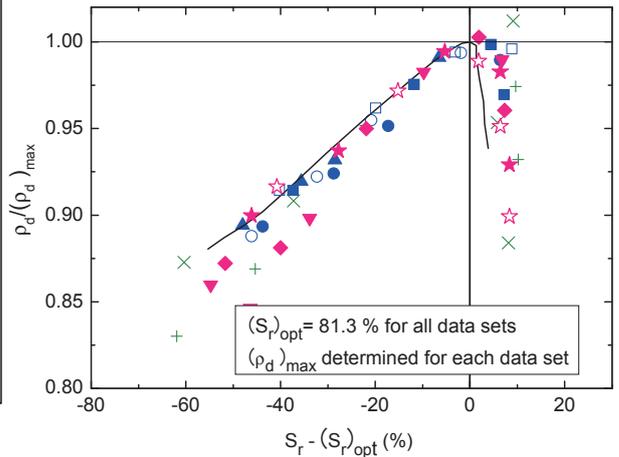
⇒ 水と空気の体積状態を表現  
 ⇒ 締固め特性と締固め土の物性を制御する  
 サクションは、 $S_r$ の関数

$$S_r = \frac{w \cdot G_s}{e} = \frac{w}{\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{G_s}}$$

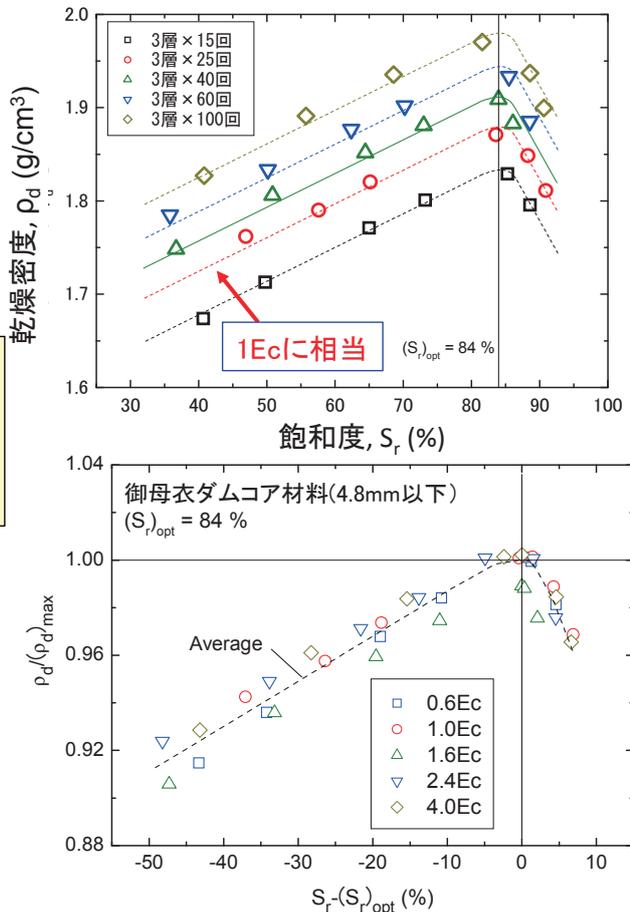
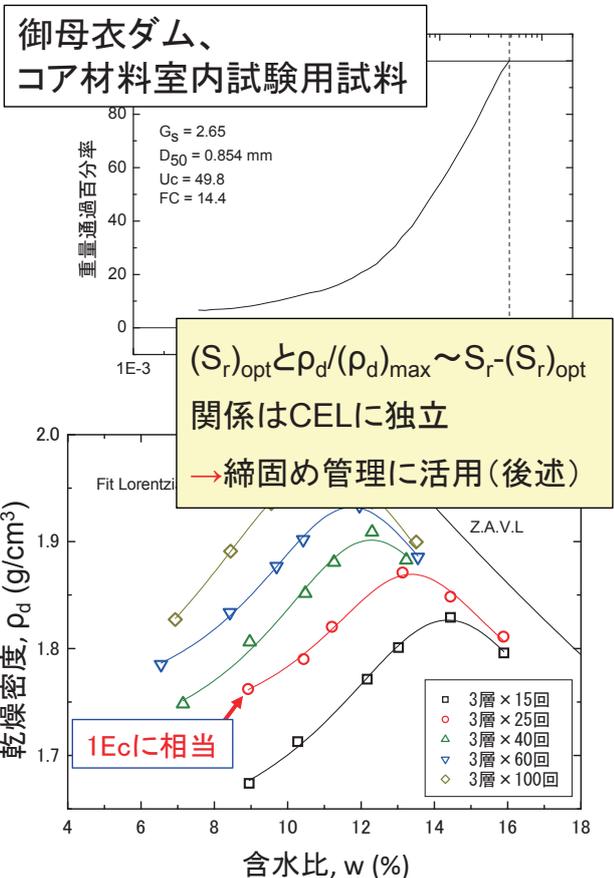
w一定で $\rho_d$ が増加すると  
 $S_r$ は増加する



- ・ $(\rho_d)_{max}$  状態の時の  $S_r$ :  
最適飽和度  $(S_r)_{opt}$  と定義  
この場合、81%程度であり、CELに独立
- ・ $\rho_d \sim S_r$  図では、①実大締固め試験と室内締固め試験で、②それぞれでCELが異なる場合での締固め曲線は同一の形状
- ・異なる締固め  $\rho_d \sim w$  曲線は、  
 $\rho_d / (\rho_d)_{max} \sim S_r - (S_r)_{opt}$  関係では類似



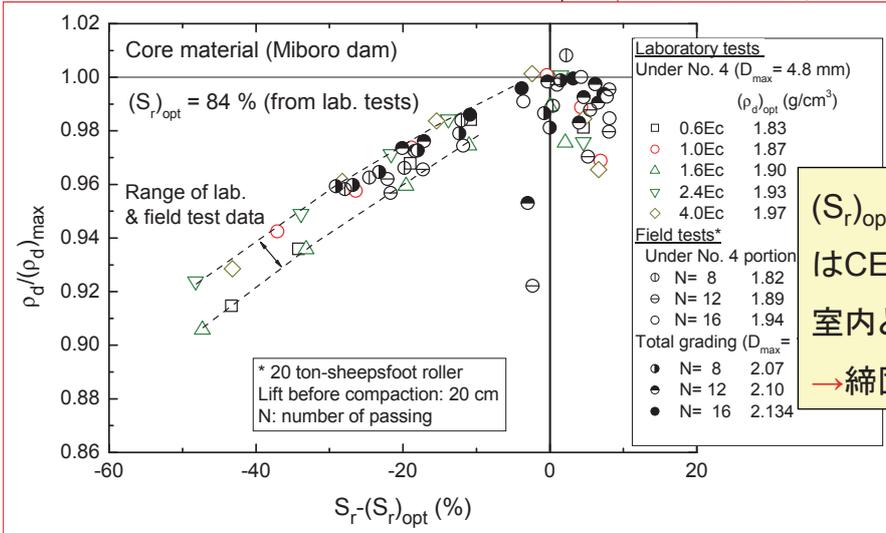
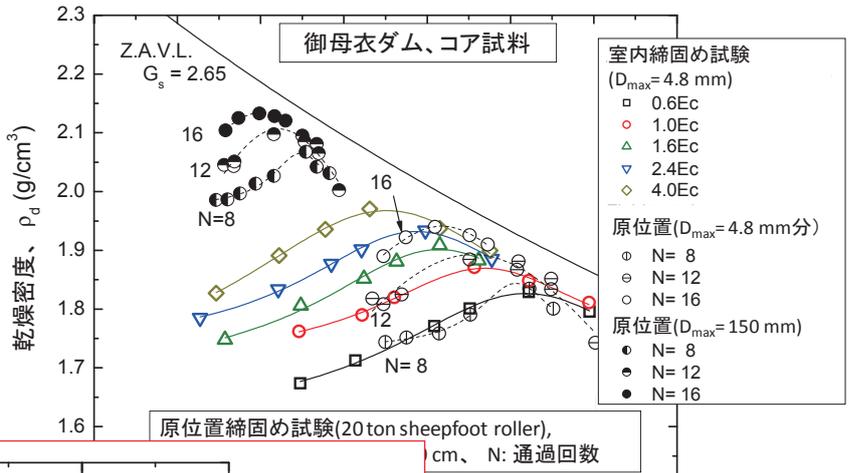
龍岡文夫ら(2013~2015): 地盤工学・技術ノート, 盛土の締固め1~20回、雑誌「基礎工」, 2013年7月号~2015年2月号



三国英四郎(1962): フィルダムしゃ水壁材料の性質と締固めに関する研究(その1)、土と基礎、10(1): 4-12  
浅尾 格(1964): 御母衣ダムについて、第8回国際ダム大会課題第31関係論文、大ダムNo.27, 33-44.

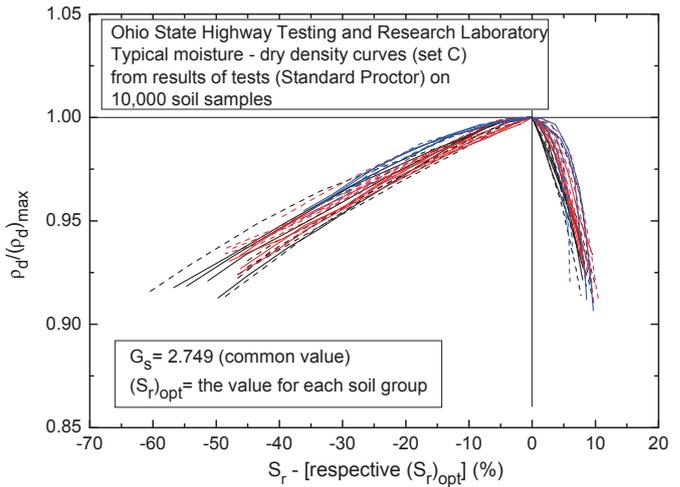
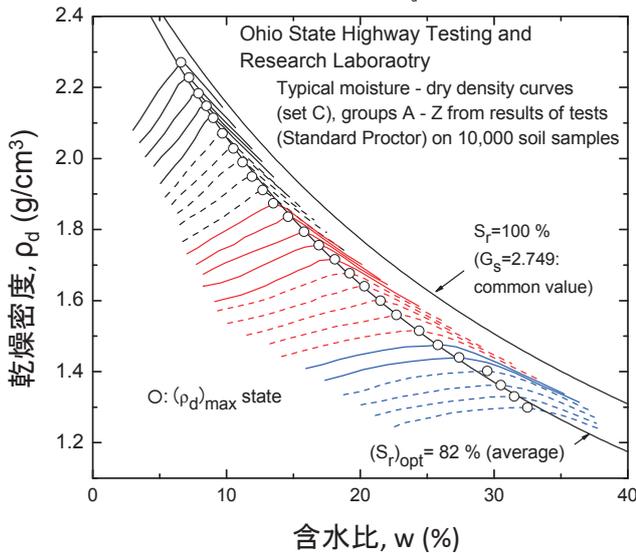
# 御母衣ダム、コア材料 室内締固め試験 原位置締固め試験

三国英四郎(1962): フィルダムしゃ水壁材料の性質と締固めに関する研究(その1)、土と基礎、10(1): 4-12  
浅尾 格(1964): 御母衣ダムについて、第8回国際ダム大会課題第31関係論文(論文番号R.14), 大ダムNo.27, 33-44.



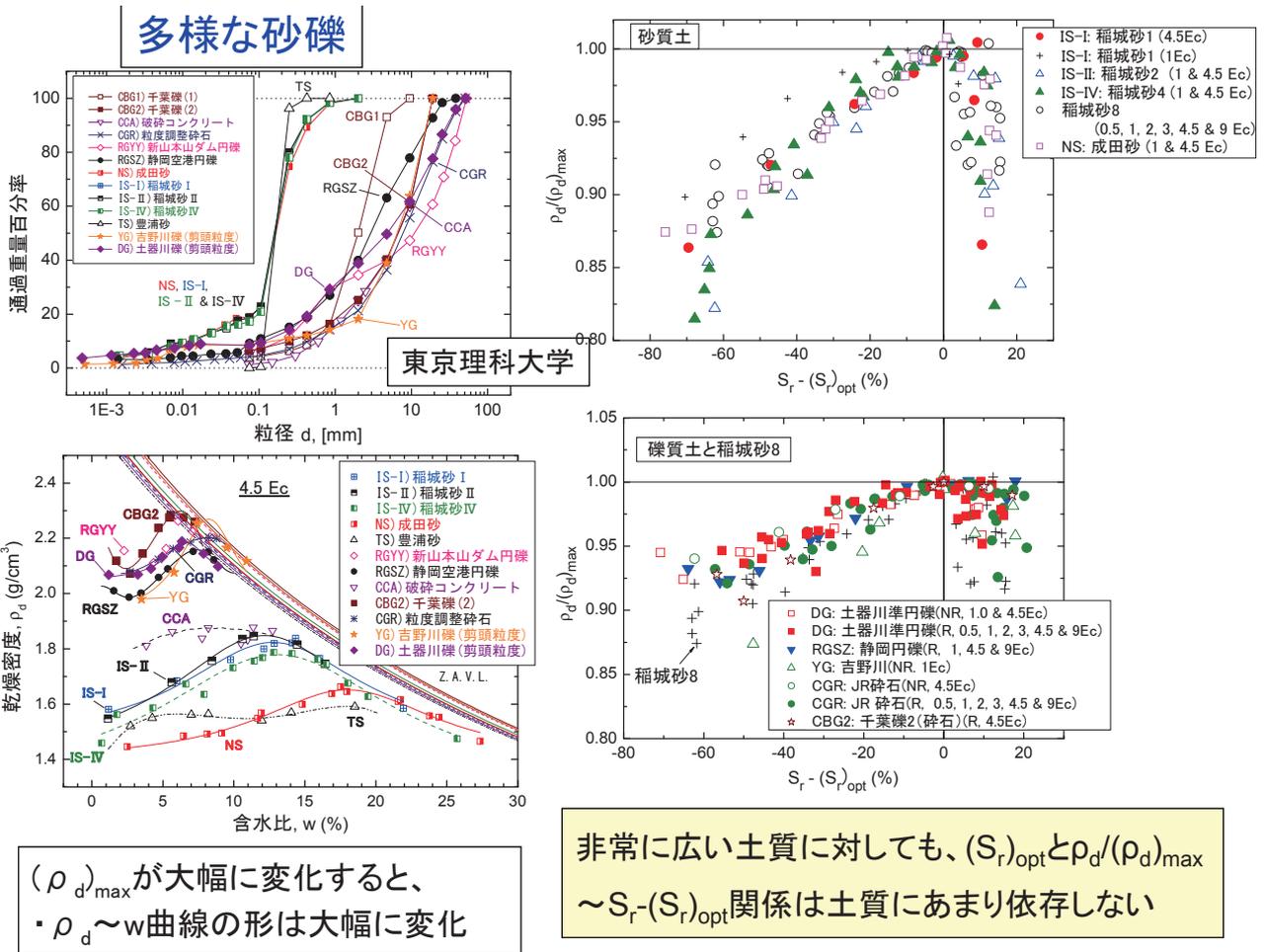
$(S_r)_{opt}$ と $\rho_d/(\rho_d)_{max} \sim S_r - (S_r)_{opt}$ 関係はCELに独立  
室内と現場での関係は同一  
→締固め管理に活用(後述)

## 米国オハイオ州道路局のデータ: 10,000の試料の締固め曲線を24のグループに分類して平均化

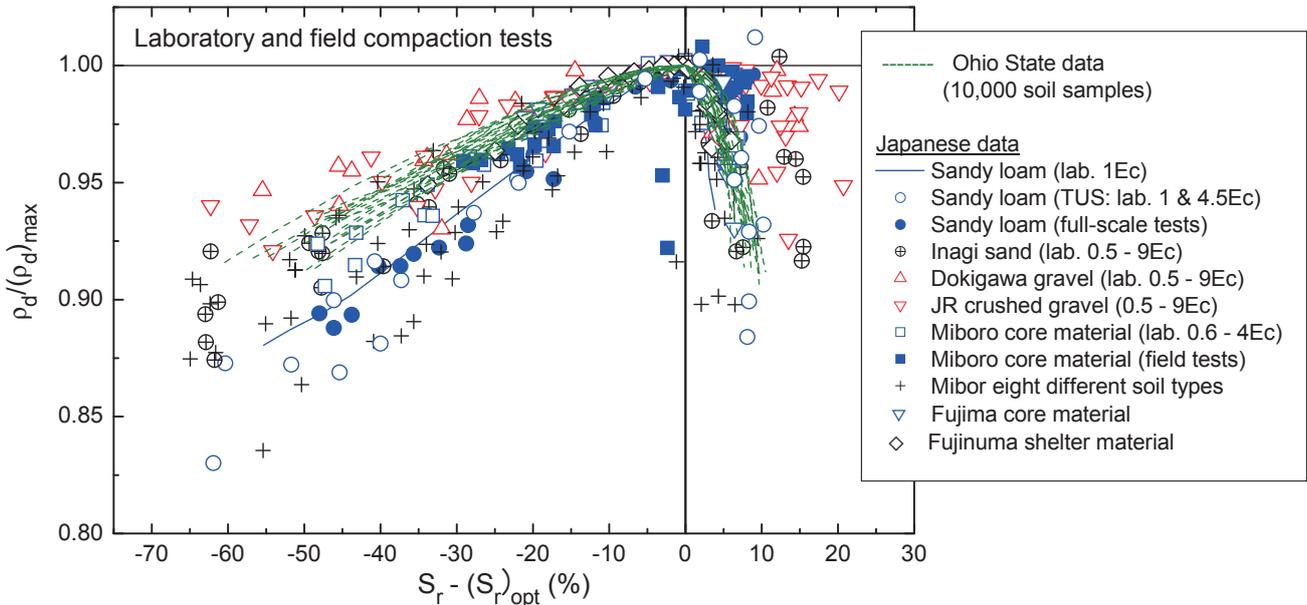


非常に広い土質に対しても、 $(S_r)_{opt}$ と $\rho_d/(\rho_d)_{max} \sim S_r - (S_r)_{opt}$ 関係は類似

Joslin, J. G. (1959): Ohio's typical moisture-density curves, ASTM STP239, Proc. of Symposium on Application of Soil Testing in Highway Design and Construction, 111-118.



## 広範囲の土質とCELの多数の現場・室内締固め試験の結果

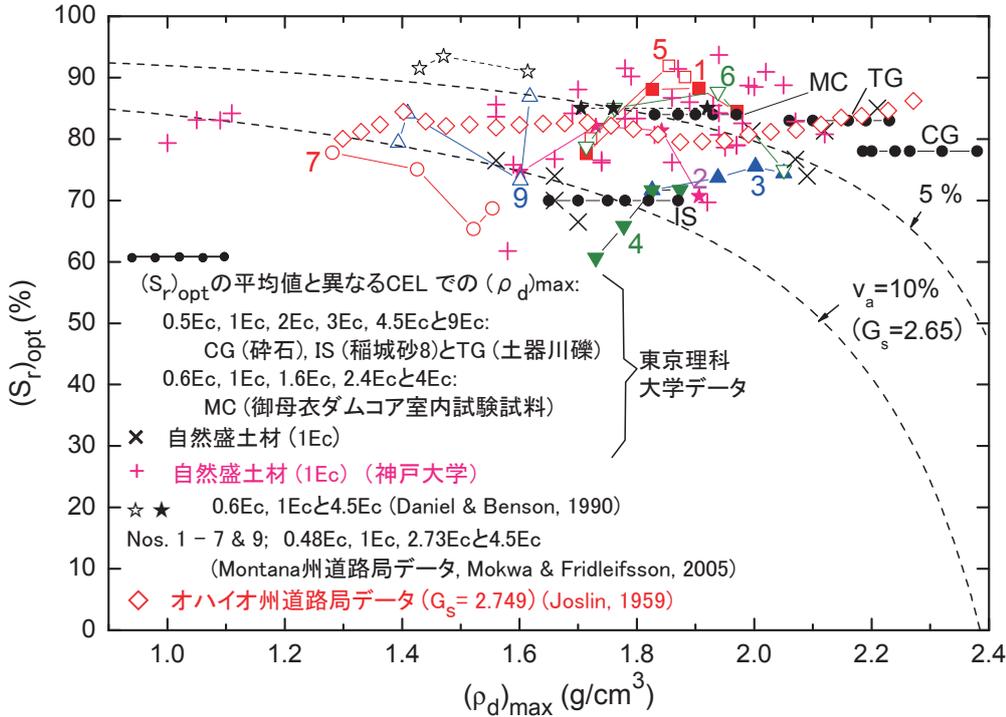


- $\rho_d/(\rho_{d,max}) \sim S_r - (S_r)_{opt}$  関係は、土質とCEL、現場/室内に関らず、類似
- 土質とCELが一定になるように管理された個々の現場では、 $\rho_d/(\rho_{d,max}) \sim S_r - (S_r)_{opt}$  関係の安定性は高く、一定と仮定できる

龍岡文夫ら(2013~2015): 地盤工学・技術ノート, 盛土の締固め1~20回、雑誌「基礎工」, 2013年7月号~2015年2月号

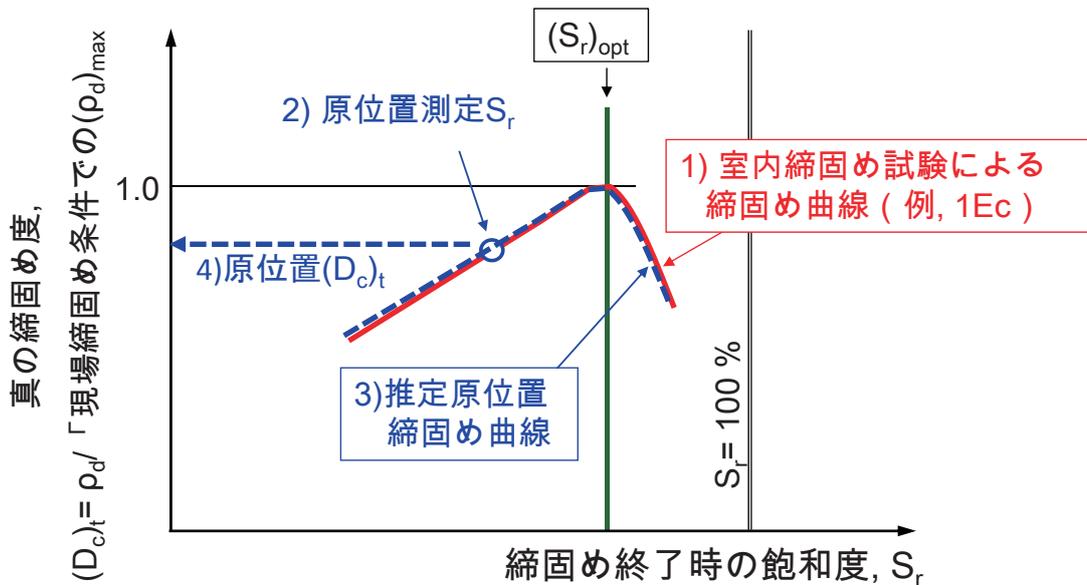
## 多様な土質と異なるCELに対する $(S_r)_{opt}$ の一定性

- ・全体的に、 $(S_r)_{opt}$ の方が最適空気間隙率 $(v_a)_{opt}$ よりも遥かに一定性が高い
- ・土質とCELが一定になるように管理された個々の現場では、 $(S_r)_{opt}$ は一定とみなせる



龍岡文夫ら(2013~2015): 地盤工学・技術ノート, 盛土の締固め1~20回、雑誌「基礎工」, 2013年7月号~2015年2月号

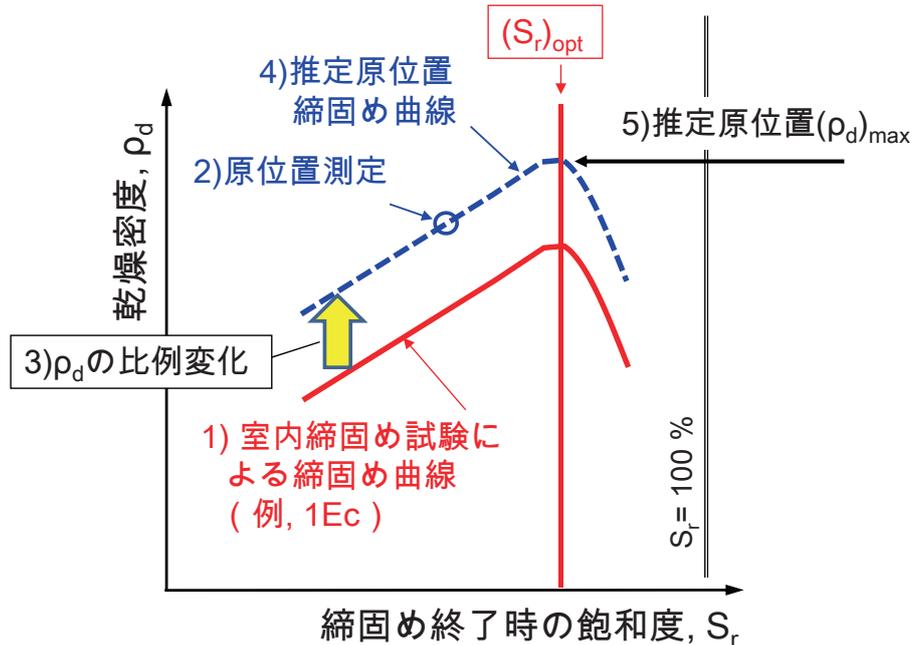
現場の代表的試料を用いて適切なCELで室内締固め試験を行えば、  
⇒現場の $S_r$ だけから、現場締固め条件での真の締固め度 $(D_c)_t$ が分かる



GPS等によって現場CELが一定に管理されていれば、現場 $S_r$ だけから「一定の現場CELに対する $(D_c)_{t,CEL}$ 」が分かる。また、強度・剛性は近似的には一定のCELでの $(D_c)_{t,CEL}$ の関数 ⇒現場 $S_r$ の管理によって現場強度・剛性の管理が可能

現場の代表的試料を用いて適切なCELで室内締固め試験を行えば、

⇒現場の $S_r$ と $\rho_d$ だけから、現場での締固め曲線が分かる



異なるCEL, 土質に対する室内締固め試験をいちいち実施する必要はない  
⇒ $S_r$ に基づく現場締固め管理に活用(後で説明)

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題

2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度

2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性

・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性

・飽和化後の透水係数 ・液状化強度 ・水浸沈下

2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案

3. 締固めの効果を反映した設計の課題

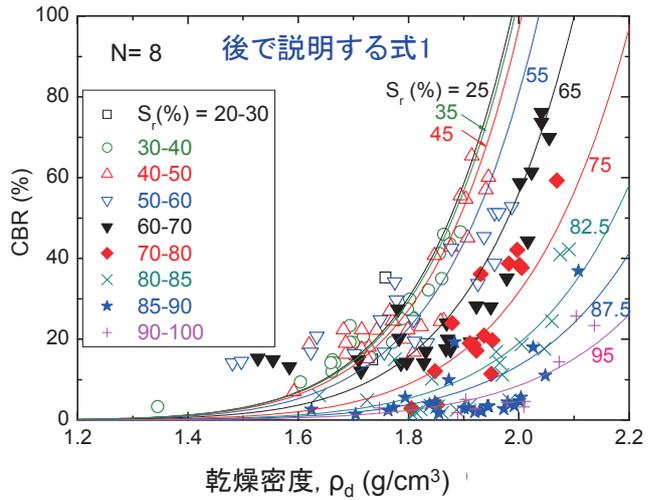
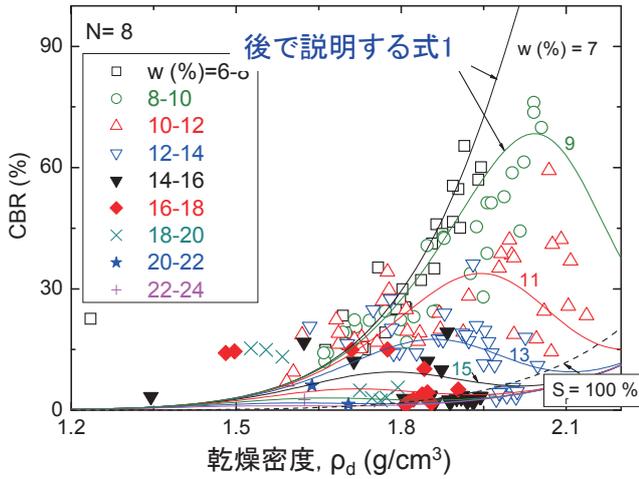
3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題: 異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果

3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)

3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果

3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

## タイヤローラ、振動ローラ等の多様な締固め機械を用いて、含水比を多様に变化させた膨大な数の実大締固め試験



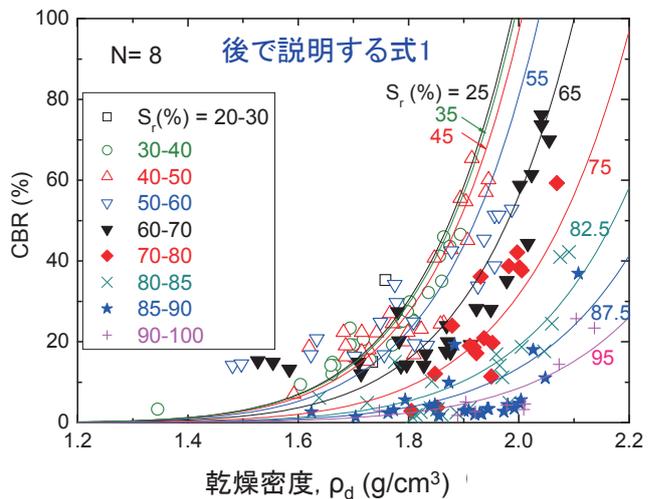
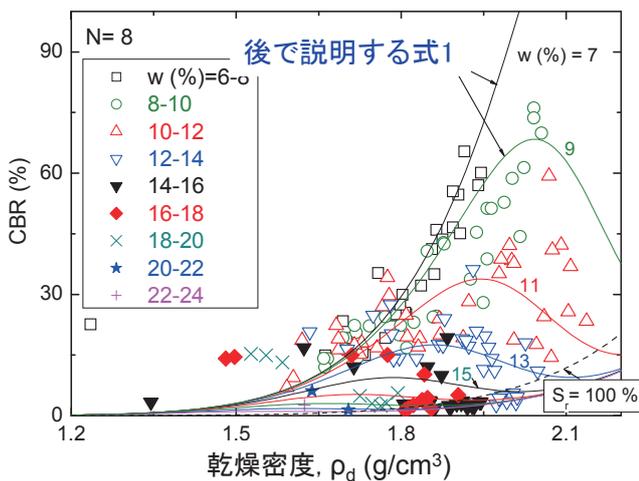
### 含水比 $w$ をパラメータとしたCBR - $\rho_d$ 関係 (N: 施工機械通過回数)

- $\rho_d$ の増加/ $w$ の減少  $\Rightarrow$  CBRは増加
- しかし、 $w > 10\%$ では、 $w$ 一定で $\rho_d$ がある値以上に増加  $\Rightarrow$  CBRは減少

### 飽和度 $S_r$ をパラメータとしたCBR - $\rho_d$ 関係

- $S_r$ 一定で $\rho_d$ が増加  $\Rightarrow$  CBRは常に同じ法則性で増加
- $\rho_d$ 一定で $S_r$ が増加  $\Rightarrow$  CBRは常に同じ法則性で減少、 $S_r > 60 \sim 70\%$ で急減

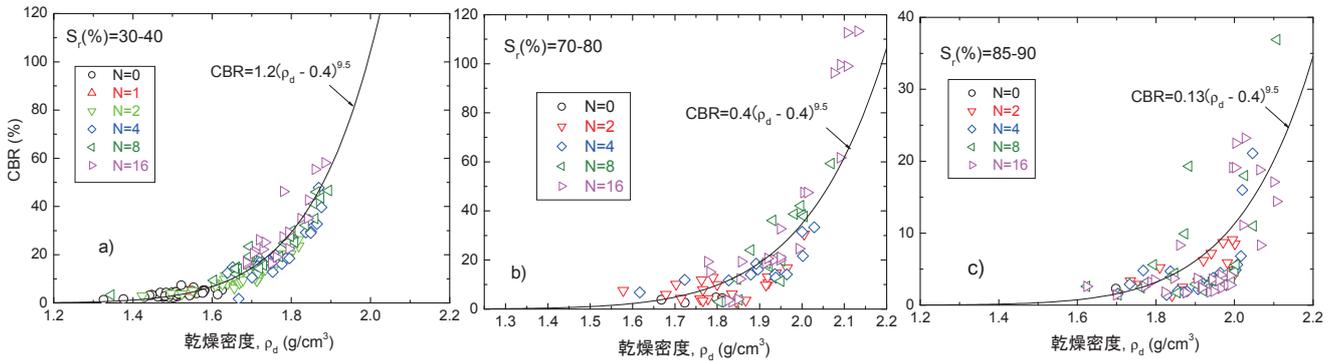
## タイヤローラ、振動ローラ等の多様な締固め機械を用いて、含水比を多様に变化させた膨大な数の実大締固め試験



$\Rightarrow$  締固め土の変形・強度特性に対する $\rho_d$ 以外の主要影響パラメータは、締固め時含水比 $w$ ではなく、締固め時飽和度 $S_r$

締固め機械の重量, 通過回数, 含水比等の他の条件が異なっても、

- ①同じ $S_r$ ならば、同じ $CBR - \rho_d$ 関係、②この関係の形状は $S_r$ が異なっても同じ、
- ③この関係の係数は $S_r$ が増加すると低下！



「CELを変数として含まず、 $\rho_d$ と $S_r$ の変数分離関数(1式)で表現できる:

$$CBR = f_{CBR}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - b)^c \quad (1)$$

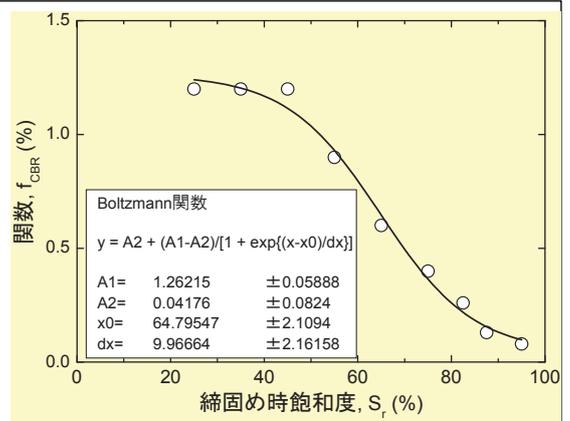
$f_{CBR}(S_r)$ :  $S_r$ の単調減少関数

$(\rho_d / \rho_w - b)^c$ :  $\rho_d$ の単調増加関数

$\rho_w$ : 水の密度

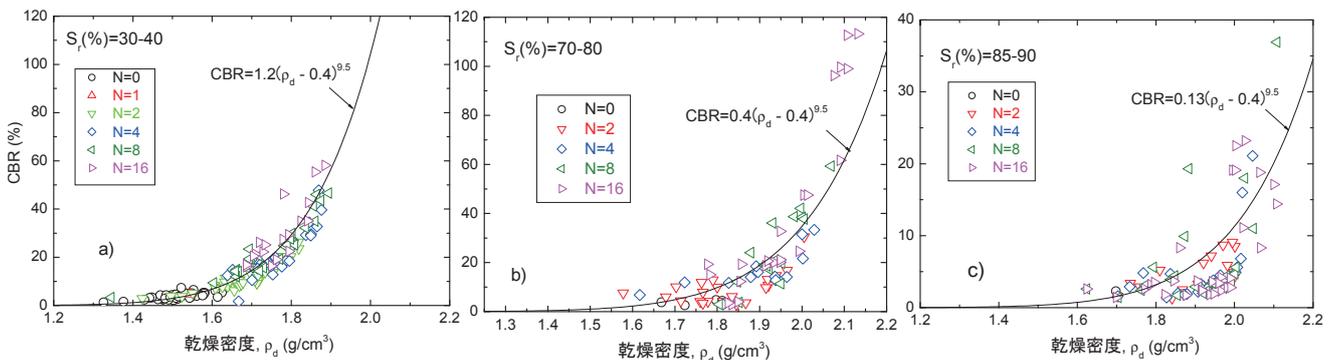
$b = 0.4; c = 9.5$  (土の種類等の関数)

・ $w$ を用いると非常に複雑な式になる



締固め機械の重量, 通過回数, 含水比等の他の条件が異なっても、

- ①同じ $S_r$ ならば、同じ $CBR - \rho_d$ 関係、②この関係の形状は $S_r$ が異なっても同じ、
- ③この関係の係数は $S_r$ が増加すると低下！



$$CBR = f_{CBR}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - b)^c \quad (1)$$

$f_{CBR}(S_r)$ :  $S_r$ の単調減少関数

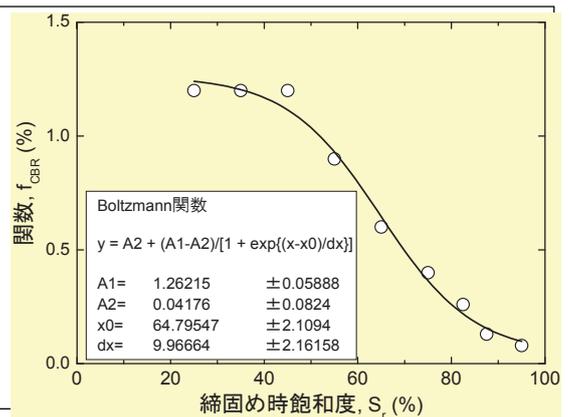
$(\rho_d / \rho_w - b)^c$ :  $\rho_d$ の単調増加関数

・現場のCELは通常は不明。締固められた土は

CELを教えてくれない。しかし、(1)式によって、

1)  $\rho_d$ と $S_r$ を測定すれば、CBRが推定できる！

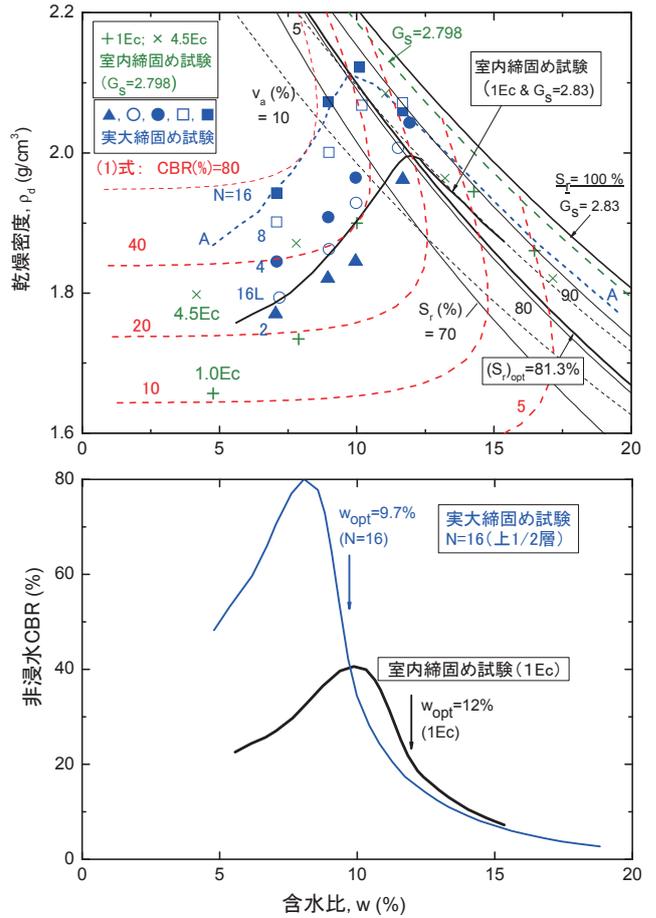
2)  $\rho_d$ と $S_r$ を制御して、所定のCBRを実現できる



$$CBR = f_{CBR}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - b)^c \quad (1)$$

→  $\rho_d \sim w$ 面上でのCBRの等高線群

→ CEL一定(1EcとN=16)の締固め曲線に沿った CBR~w曲線



締固め時は不飽和であるが、供用時に貯水、豪雨・洪水等で飽和化する可能性がある土構造物の場合は、

- ①浸水時・飽和化時の過度のコラップス変形と強度・剛性の過度の低下を避けて、
- ②飽和化後の強度・剛性、透水係数を用いて安定性を検討する必要がある

実大締固め試験における水浸前  
と水浸後CBR値の比較



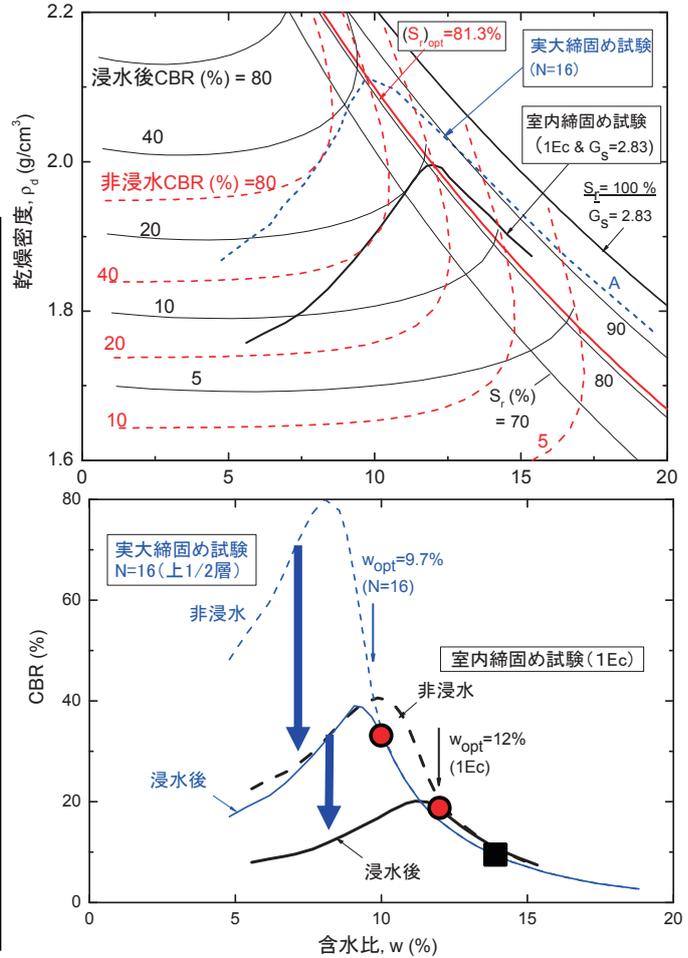
CELに関わらず……

$S_r < (S_r)_{opt}$ : 非水浸状態では強度は高いが、水浸で大きく強度低下

$S_r \sim (S_r)_{opt}$ : 水浸による強度低下は小さく、水浸後の強度は高い

$S_r > (S_r)_{opt}$ : 水浸による強度低下はないが、非水浸状態でも強度は低い

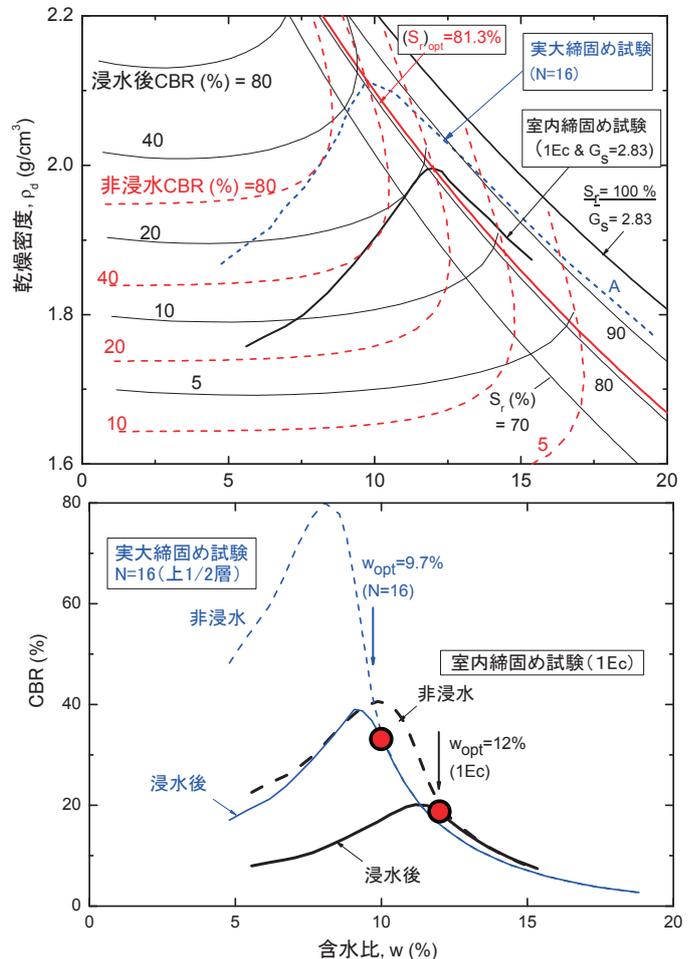
- ・Proctorの「締固め直後の強度・剛性を信用せず、 $(\rho_d)_{max}$ の実現を目指す締固め管理」の意義を示している
- ・「久野悟郎(1972): 土の締固め、土と基礎 20-6: 5-10頁」でも強調



締固め曲線の頂点の軌跡、即ち最適飽和度  $(S_r)_{opt}$  の状態は合理的な締固め目標:

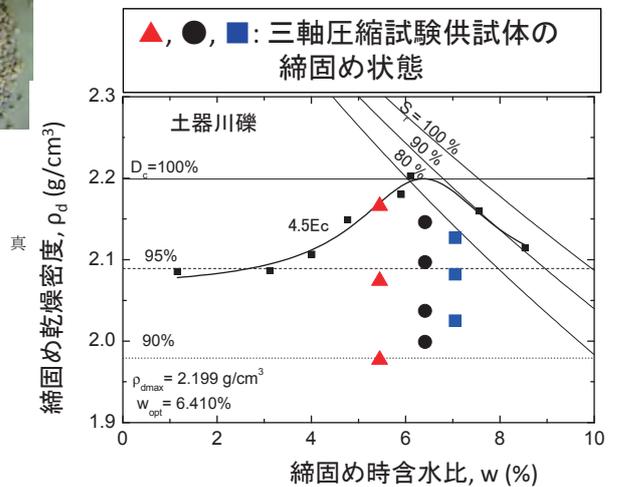
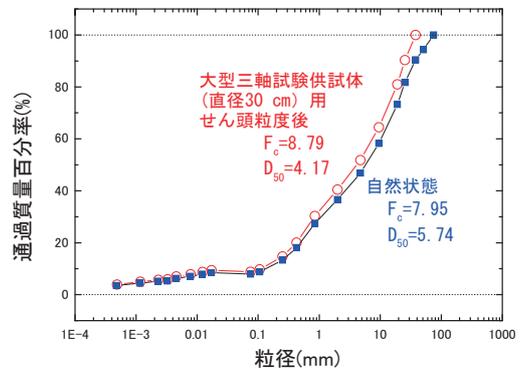
四つの理由

- ①所定のCELに対する $(\rho_d)_{max}$ が得られる
- ②飽和での強度・剛性で設計する場合:  
・水浸後のCBRは、ほぼ極大値
- ③適切に締固めていれば、水浸による強度低下とコラップス沈下は小さい(後述)
- ④飽和化後の透水係数kは、締固め時の飽和度 $S_r$ の影響を強く受け、良く締固めれば $S_r = (S_r)_{opt}$ の時のkは十分に小さい(後述)



1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR
    - ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数・液状化強度
    - ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

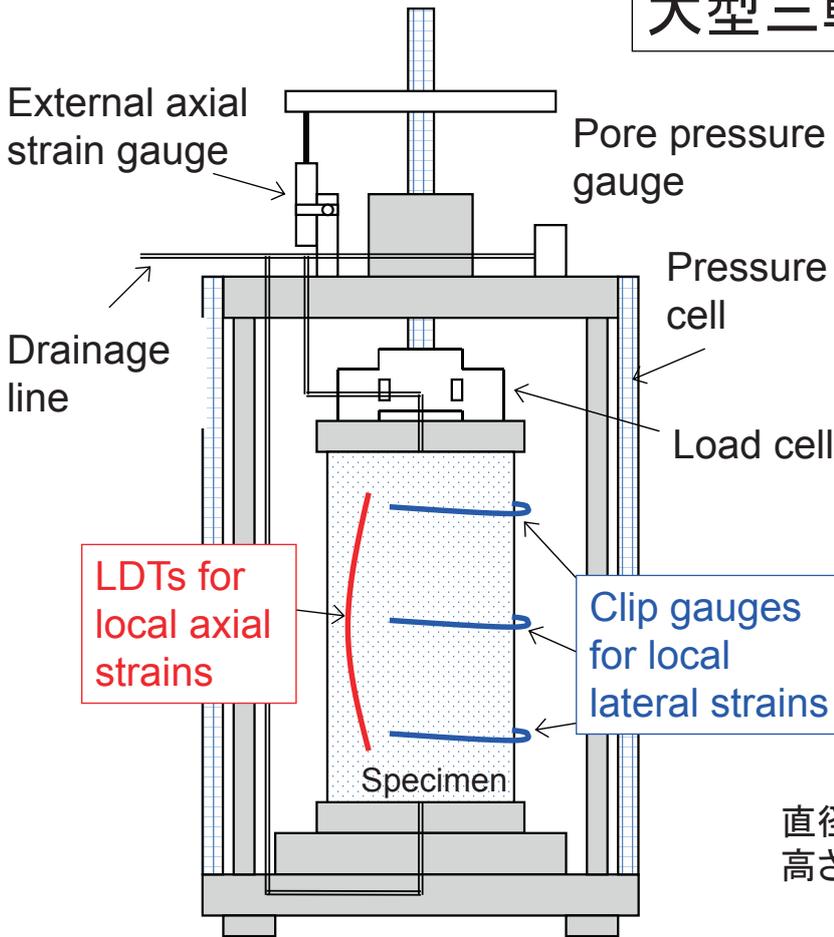
飽和化した砂礫の変形・強度特性も  
CELに独立な「 $\rho_d$ と締固め時 $s_r$ の関数」



土器川築堤盛土材(準円礫)：香川県土器川流域の河床礫、河川堤防の築堤材

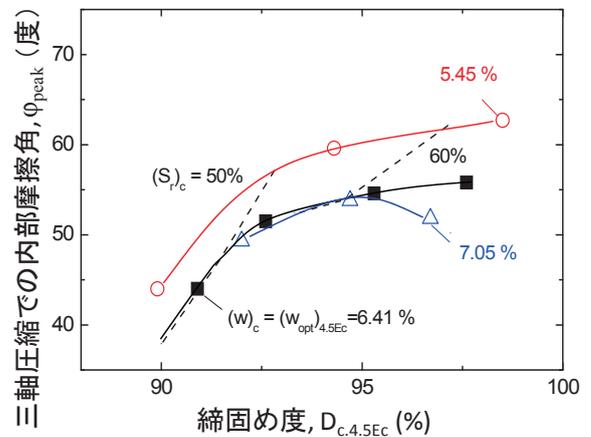
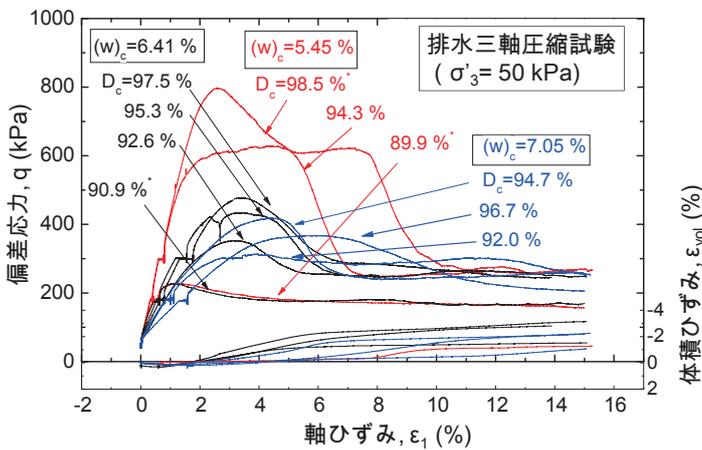
龍岡文夫、望月勝紀、望月一宏、川辺翔平、菊池喜昭(2014): 地盤工学・技術ノート(第8回)、盛土の締固め⑧、雑誌基礎工, 41巻, 2号, 2月号, 91-95頁。

# 大型三軸圧縮試験

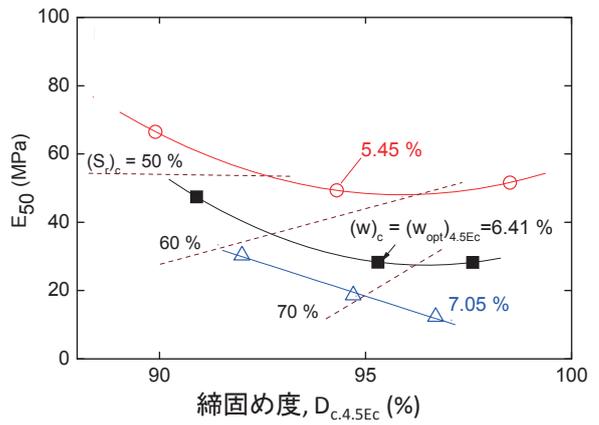


直径30 cm  
高さ60 cm

## 飽和供試体の排水三軸圧縮試験



- 同一の  $D_c$  でも、締固め時の  $w$  増加 ⇒ 強度・剛性減少
- 一定の  $w$  で、 $D_c$  増加 ⇒ 剛性は減少、強度も減少（一見不可思議）  
しかし、一定の  $S_r$  では、 $D_c$  増加 ⇒ 常に強度・剛性増加



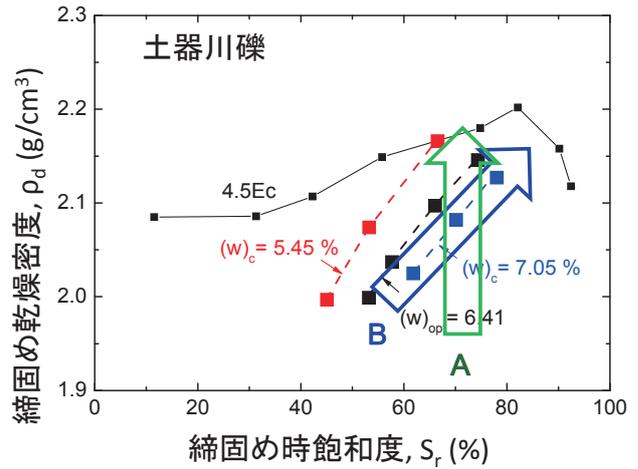
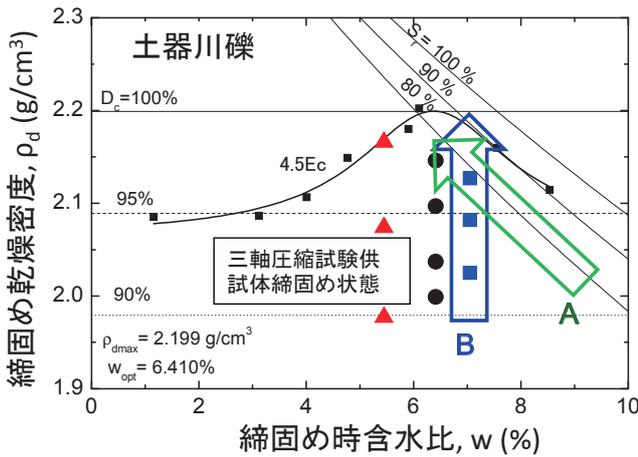
■ 締固めた盛土材(飽和)の強度・剛性:

(A)一定の $S_r$ で $\rho_d$ 増加  $\Rightarrow$  一貫して増加!

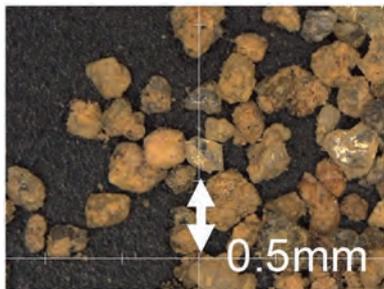
(B)一定の $w$ で $\rho_d$ 増加  $\Rightarrow$  減少する場合がある

(理由)「 $S_r$ 増加  $\rightarrow$  負の影響」の要因が(A)の要因に勝るから

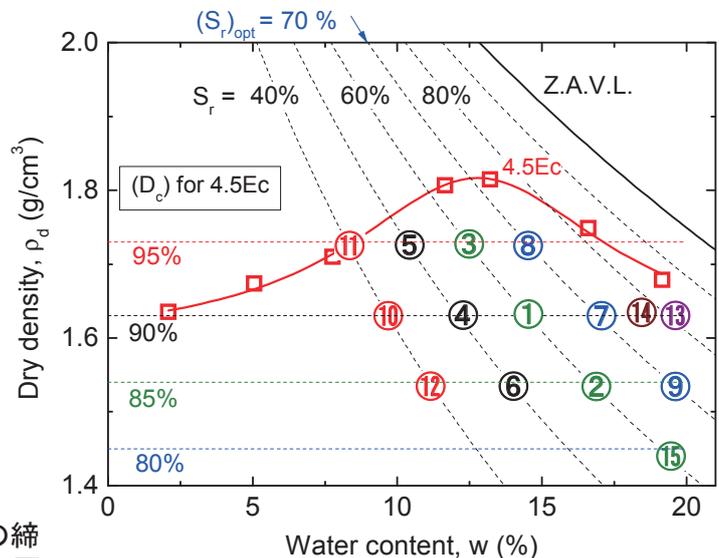
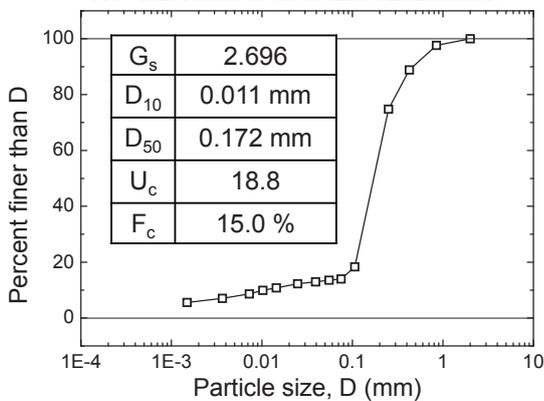
$\Rightarrow$  強度・剛性状態の把握には、 $\rho_d \sim S_r$ 図の方が合理的



飽和稲城砂の三軸圧縮試験

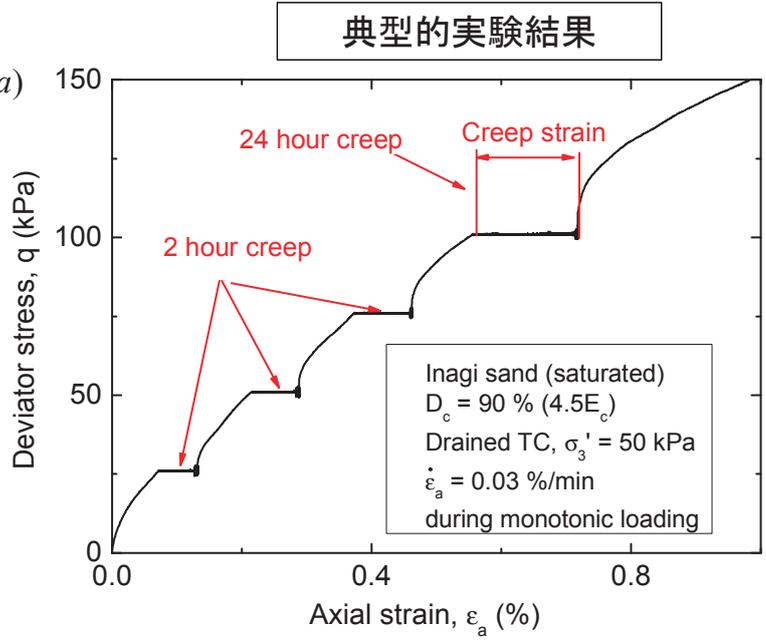
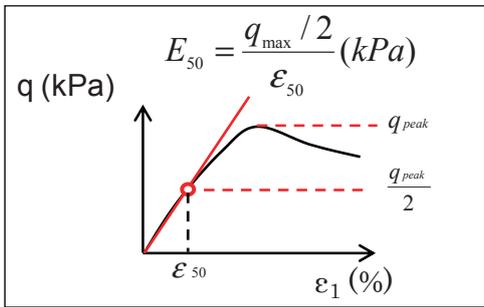
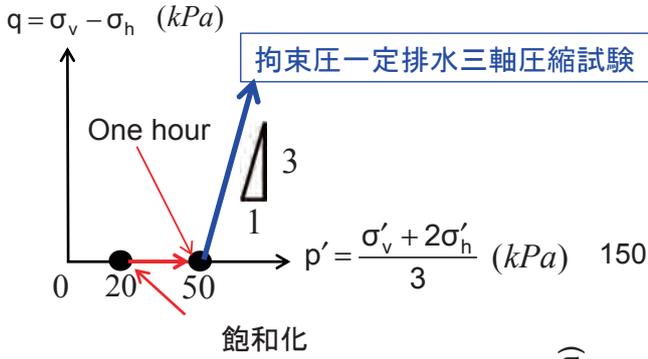


① - ⑮: 三軸圧縮試験用の供試体の締固め状態

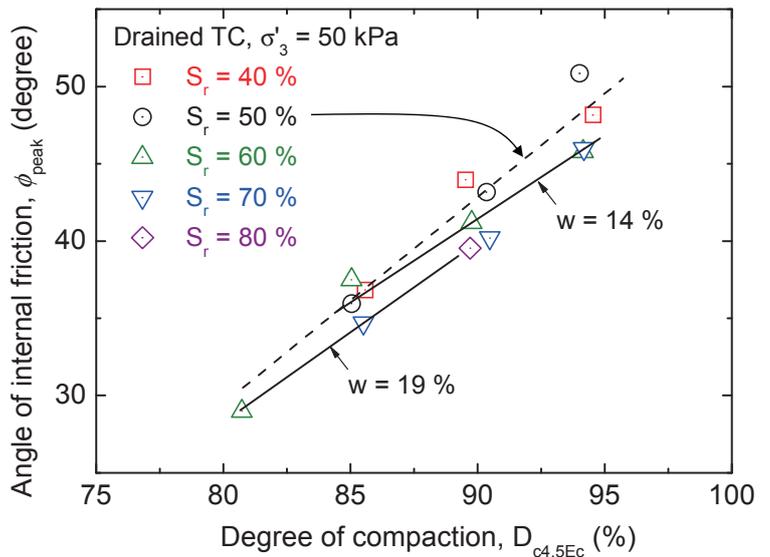
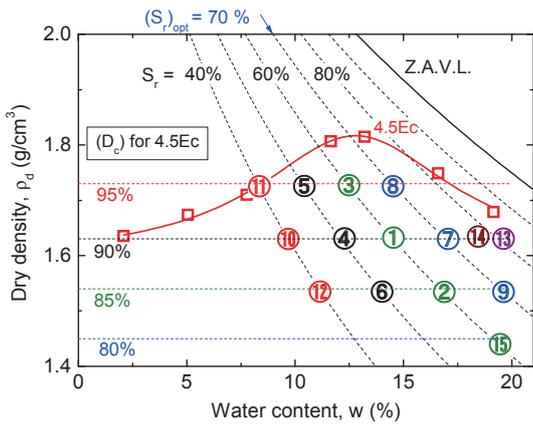


龍岡文夫、須藤雅人、川辺翔平、菊池喜昭  
(2014): 地盤工学・技術ノート (第7回)、盛土の締固め⑦、雑誌基礎工, 41巻, 1号, 1月号, 92-95頁

# 飽和稲城砂の三軸圧縮試験

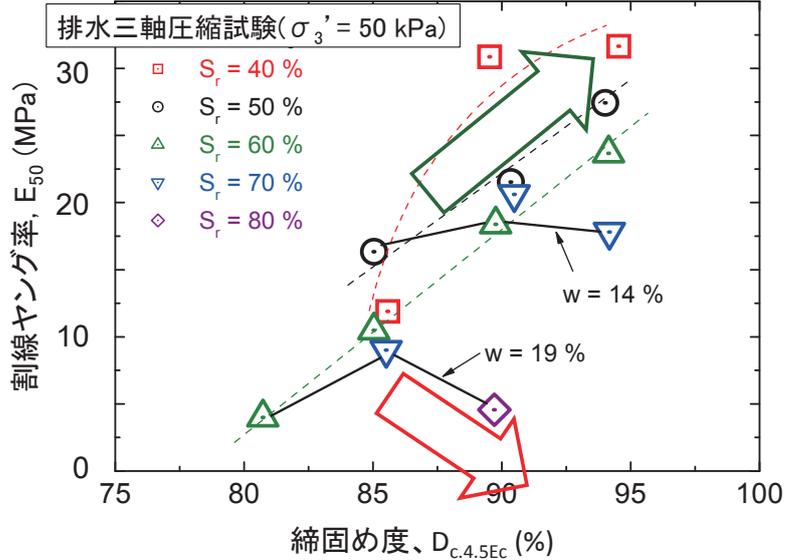
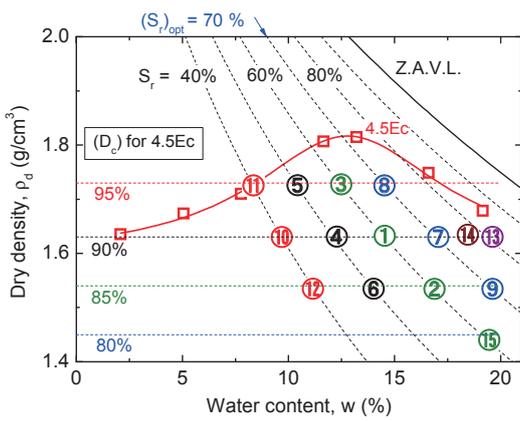


## $\phi_{peak} \sim (w, S_r, D_c)$ 関係



$D_c$ の増加による $\phi_{peak}$ の増加率：  
 $S_r$ 一定の場合の方が、 $w$ 一定の場合よりも大きい。  
 同一の $D_c$ でも、 $S_r$ が増加すると若干減少

# $E_{50} \sim (w, S_r, D_c)$ 関係

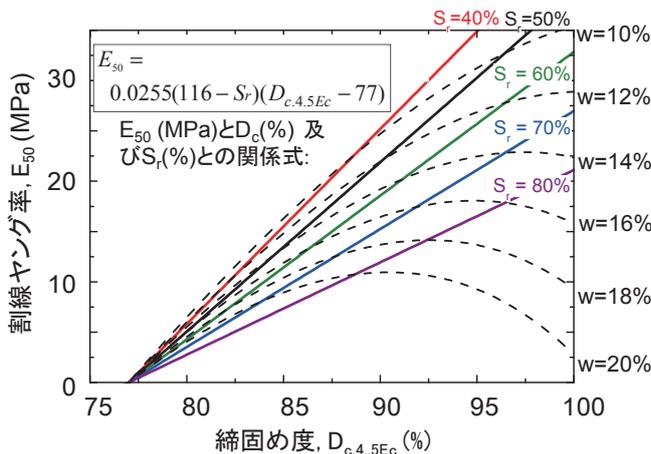
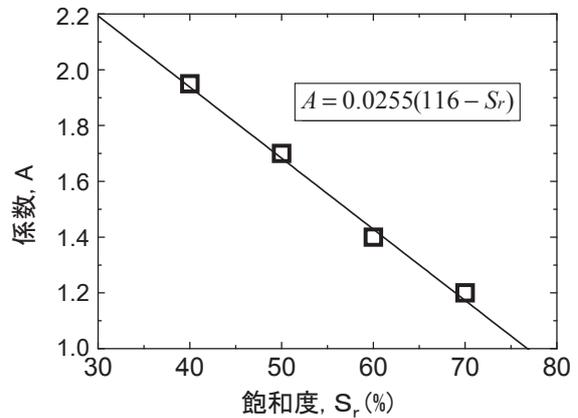
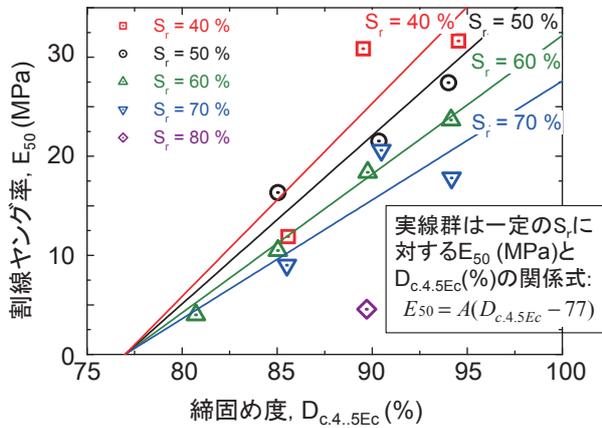


一定の  $S_r$  で  $D_c$  が増加  $\Rightarrow E_{50}$  は常に増加

しかし、一定の  $w$  で  $D_c$  増加  $\Rightarrow E_{50}$  は減少 (想定外の現象)

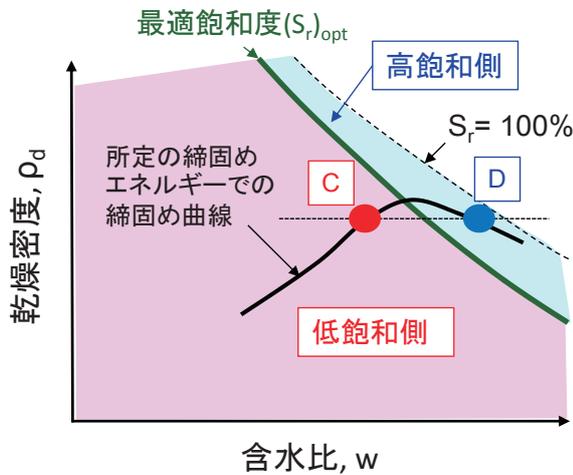
$\rightarrow E_{50}$  は  $D_c$  (i.e.,  $\rho_d$ ) と  $S_r$  の関数!

## 実験データに基づく $E_{50} \sim (S_r, D_c)$ 関係



この経験式は、実験結果を良く再現している

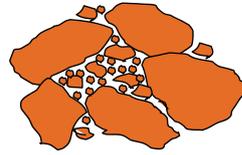
## 飽和化後の剛性・強度と透水係数が 締固め時飽和度 $S_r$ に影響される理由



注：これらは模式図。良く締固めれば、細い粒子も浸透流に対して安定する構造になる

D

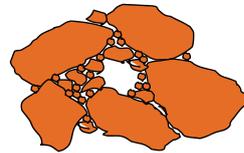
分散型 (dispersive) 粒子骨格構造



サクシオン小 ⇒ 隙間に細粒子が分散して、  
・骨格が不安定  
・小さな透水係数

C

凝集型 (coherent) 粒子骨格構造\*



サクシオン大 ⇒ 大粒子に細粒子が密着して、  
・骨格が安定化  
・大きな透水係数

\*乾燥側で締固めた粘性土の粒子構造を綿毛 (flocculated) 構造と呼ぶが、この概念は砂礫には適さない

### 1. 盛土締固めの目的 (例として、盛土の耐震性向上)

### 2. 締固め管理の合理化

#### 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題

#### 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度

#### 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性

- ・CBR
- ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
- ・飽和化後の透水係数
- ・液状化強度
- ・水浸沈下

#### 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案

### 3. 締固めの効果を反映した設計

#### 3.1 締固めを反映した排水せん断強度の設計値 ( $\phi_{peak}$ と $\phi_{res}$ )

#### 3.2 せん断層と粒径効果

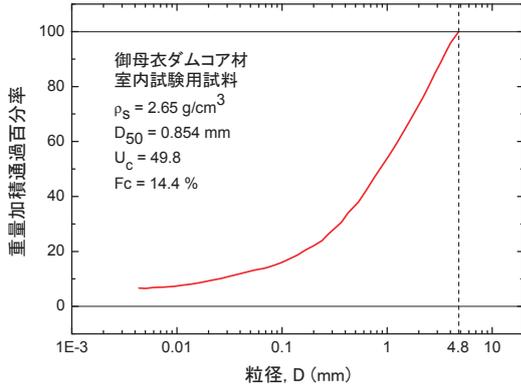
#### 3.3 地震時土圧 (修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)

#### 3.4 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果

#### 3.5 斜面の地震時すべり変位 (Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

# 御母衣ダムコア材の室内試験用試料

三国英四郎(1962): フィルダムしゃ水壁材料の性質と締固めに関する研究(その1)、土と基礎、10(1): 4-12



● 1Ecの締固めでは、湿潤側の点Aで「飽和化後透水係数k」が極小値  
 →従来は、遮水盛土の場合、  
 ・1Ecの湿潤側での施工をすべき、  
 ・A点を目指して施工すべき、  
 という意見が多いが…… 合理的か？

実際は……

点Aの含水比でCELを増加しても、 $\rho_d$ の増加は小、kの減少は小

また、

点A: 1Ecでの $k_{min}$  > 点B: 4Ecの $w_{opt}$ でのk

→仮に、現場CEL= 4Ecの場合、

① $w_{opt}$ である点Bで、より小さなkが実現

②点Cでは、更に小さな $k_{min}$

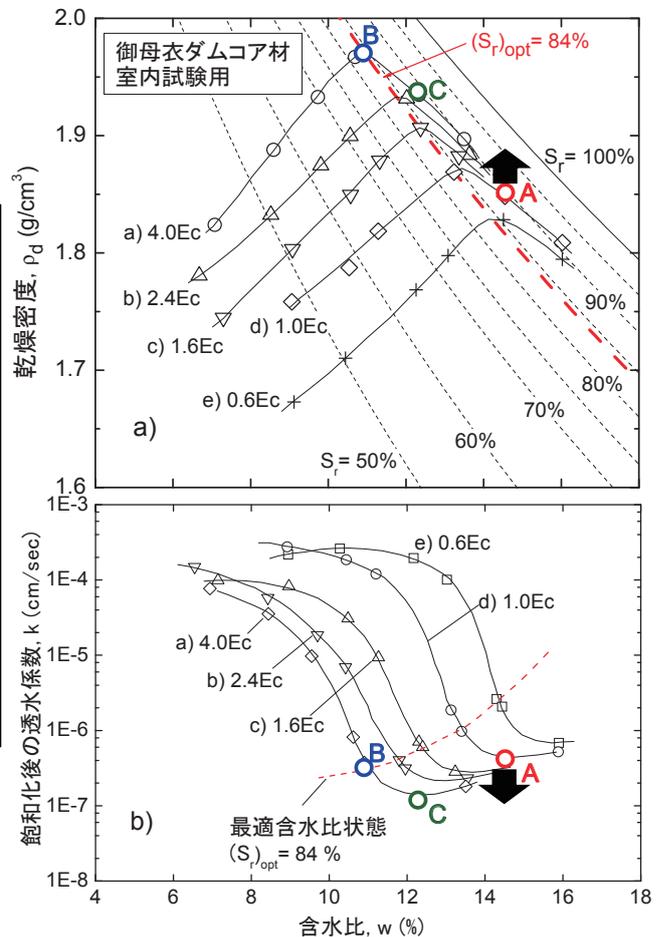
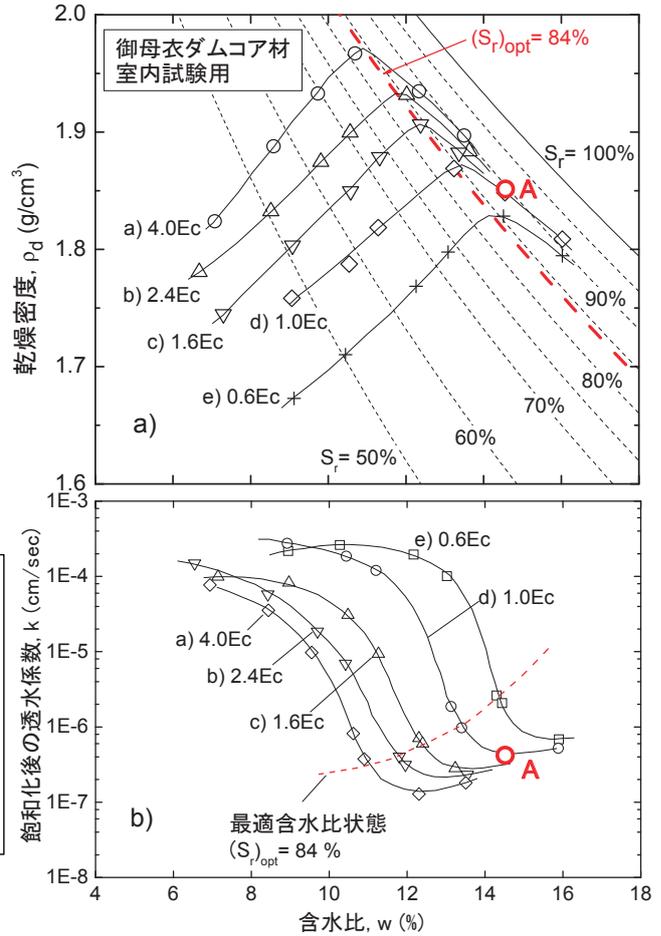
合理的な施工目標となる、しかし、1Ec

の $w_{opt}$ に対して大きく乾燥側

また、点Cでの含水比での施工は、従来の考え方に従うと避けるべき

以上を総合すると、

現場で締固めエネルギーが容易に1.0Ecを超えるならば、1Ecの湿潤側の点Aを目標とした施工は不合理



そもそも、

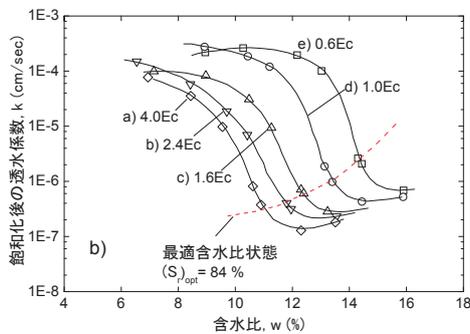
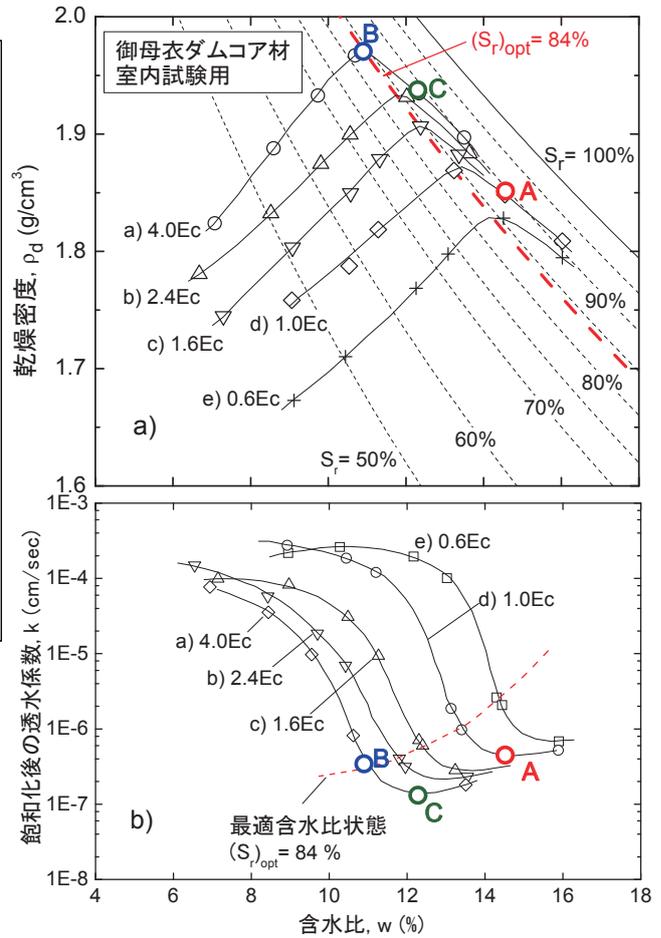
“飽和化後 $k \sim$ 締固め時 $w$ ”曲線は、

- 1) CELに依存  $\Rightarrow$  現場のCELが不明ならば参照すべき $k \sim w$ 曲線が不明！
- 2)  $k \sim (w, \rho_d)$ 関係の関数は非常に複雑で法則性が不明

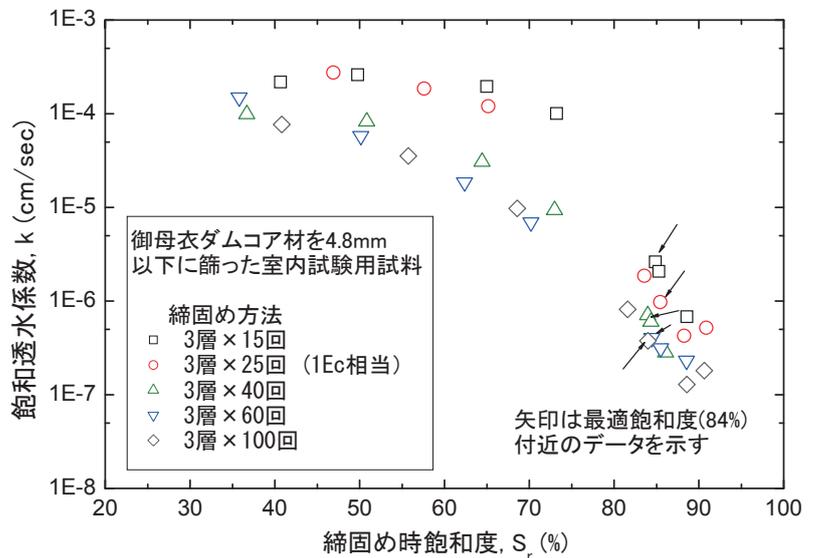
$\Rightarrow$  飽和化後 $k$ が十分に小さくなることを目標とした締固め管理は、含水比 $w$ に基づく困難

$k \sim (S_r, \rho_d)$ 関係は簡明！

その関数はCELに独立！



それぞれのEcにおける締固め曲線に沿った $k - w$ 関係は複雑だけど、



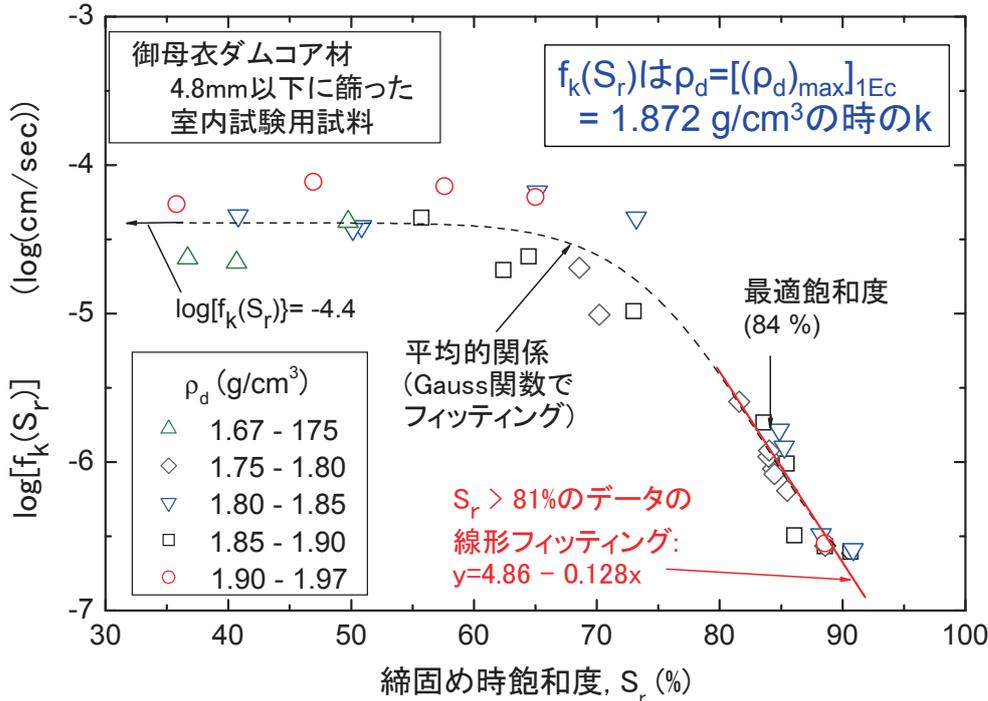
$k - S_r$ 関係は簡明な形:

- ・ $S_r > 70\% \rightarrow k$ は急減
- ・データのばらつきは、乾燥密度 $\rho_d$ の変化によるもの

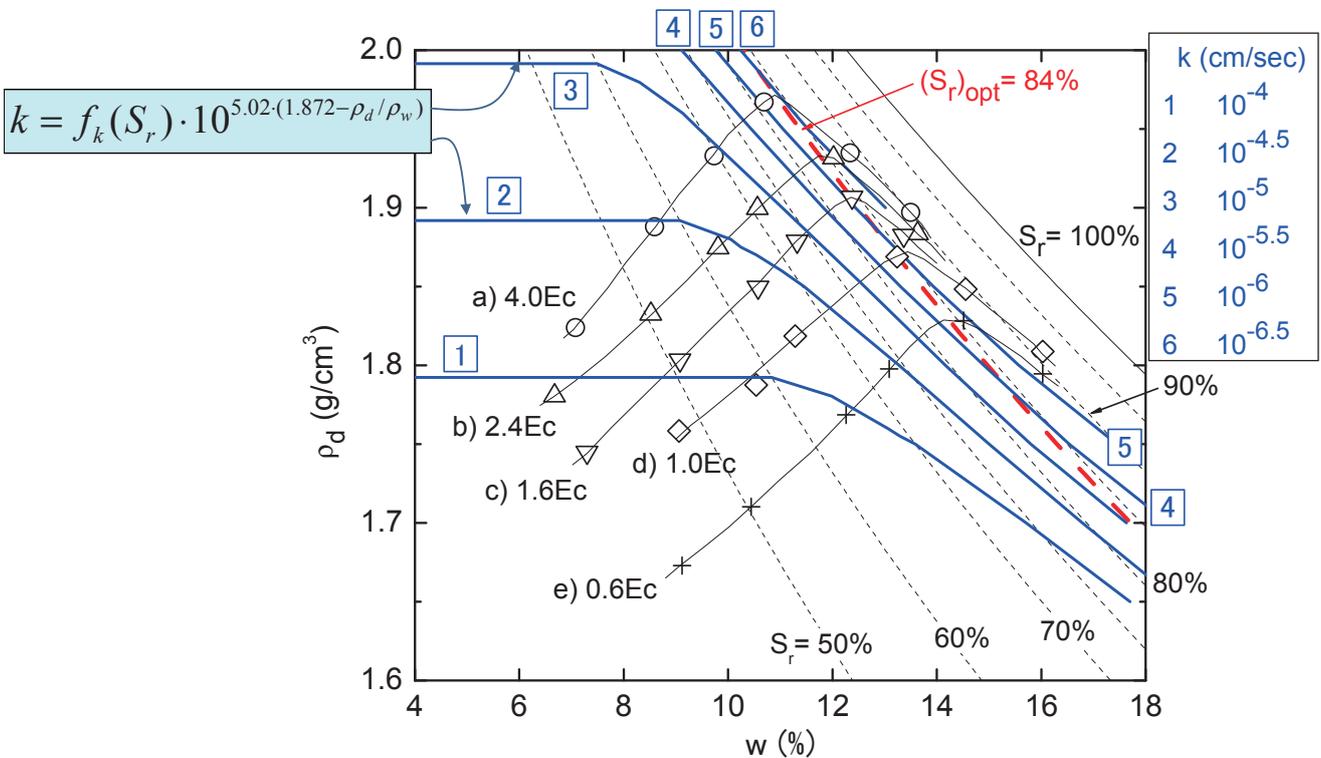
$$\log k = \log f_k(S_r) + 5.02 \cdot (1.872 - \rho_d / \rho_w)$$

$$k = f_k(S_r) \cdot 10^{5.02 \cdot (1.872 - \rho_d / \rho_w)}$$

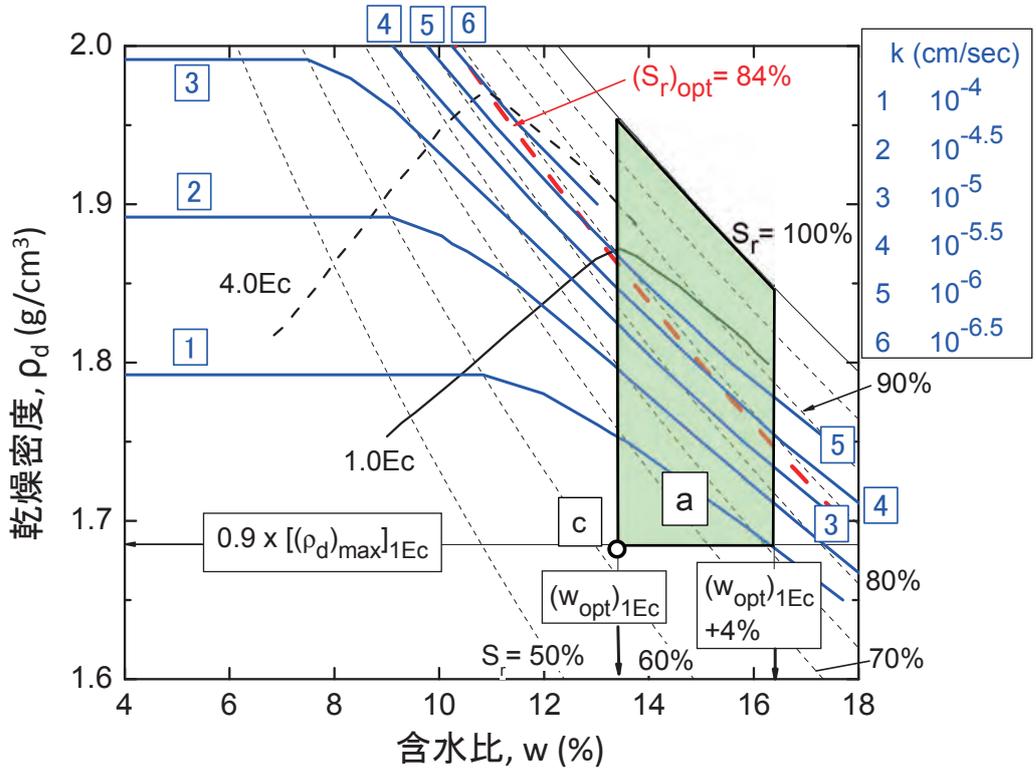
kは( $\rho_d$ ,  $S_r$ )の簡明な関数  
CELを変数として含まない



この式に基づけば、現場CELが不明でも、 $\rho_d$ と $S_r$ の測定値から、飽和化後のkの値を推定できる。



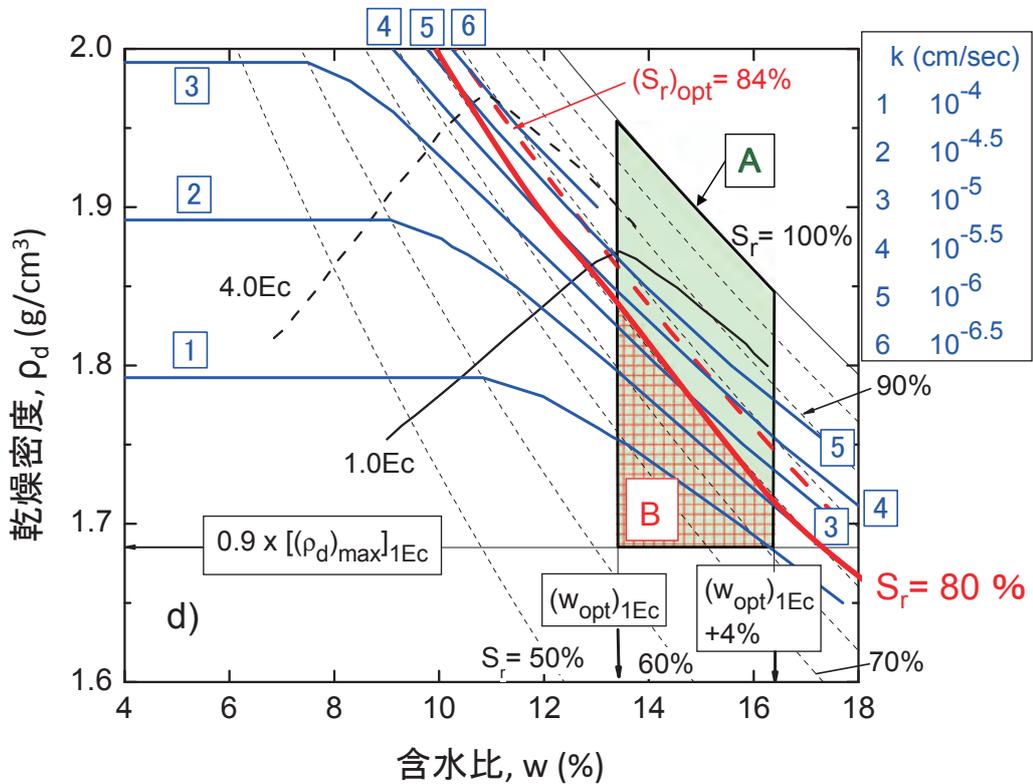
$S_r > 70\%$ では、kに対する $S_r$ の影響は決定的  $\Rightarrow$  kの管理には $S_r$ の管理が重要  
 $S_r = (S_r)_{opt}$ 状態では全般的にkは小さいが、 $\rho_d$ が高くなるとkは確実に低下  
 $\Rightarrow S_r = (S_r)_{opt}$ 及び「要求性能を実現できる $\rho_d$ 」を施工目標とするのが合理的



従来の「1E<sub>c</sub>の締固め試験の結果に基づく従来の施工管理」の例:

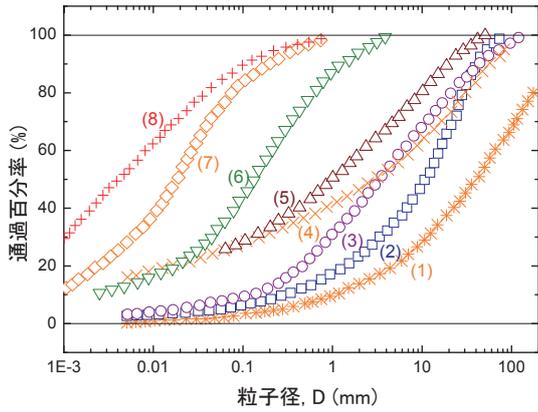
・許容範囲a [ $w = (w_{opt})_{1E_c} + 0 \sim 4\%$ ;  $[D_c]_{1E_c}$ の管理値=90%]

⇒ 許容範囲aの左下の領域、特に点cでは、強度・剛性と透水係数の要求性能を満足できない可能性が大、大きな水浸コラプスの虞大⇒この管理法は不合理

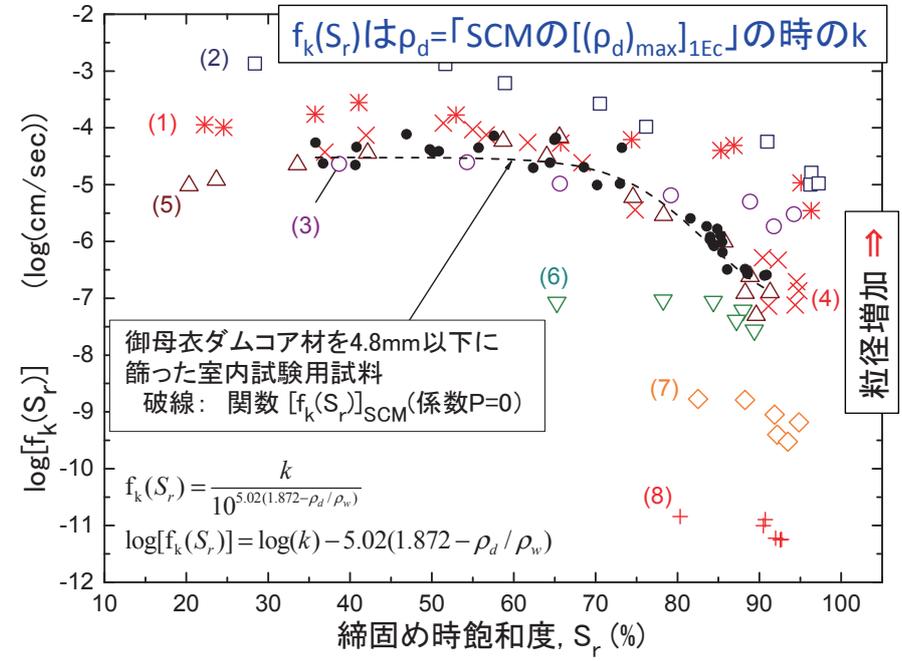
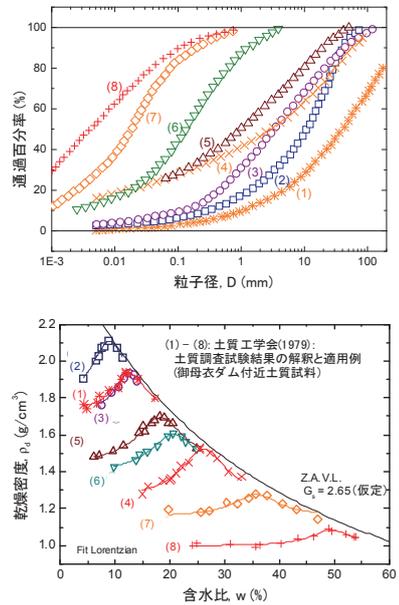
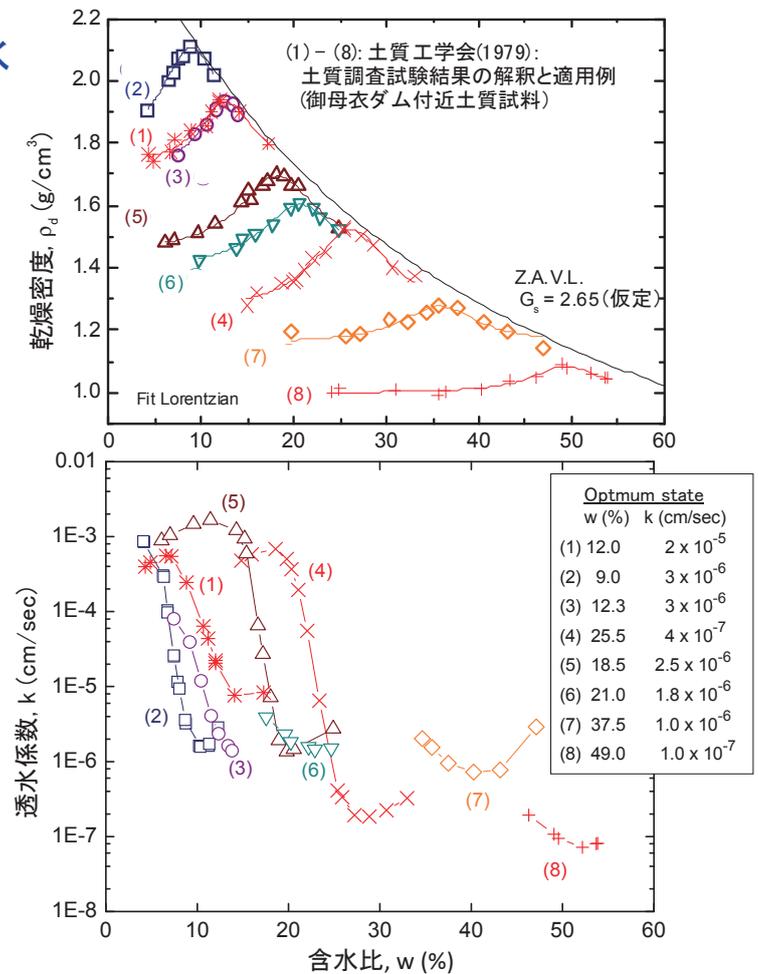


例えば、 $S_r > 80\%$ という管理を導入することによって、Bの領域を排除できる

# 粒径が異なる土質材料の透水係数の法則性は？



一定のCELでの  
 “飽和化後のk ~ w関係”:  
 ・異なる土質で異なり、複雑な関係、法則性は不明



## SCMに対する経験式

$$\log k = \log(f_k(S_r)) + 5.02(1.872 - \rho_d / \rho_w)$$

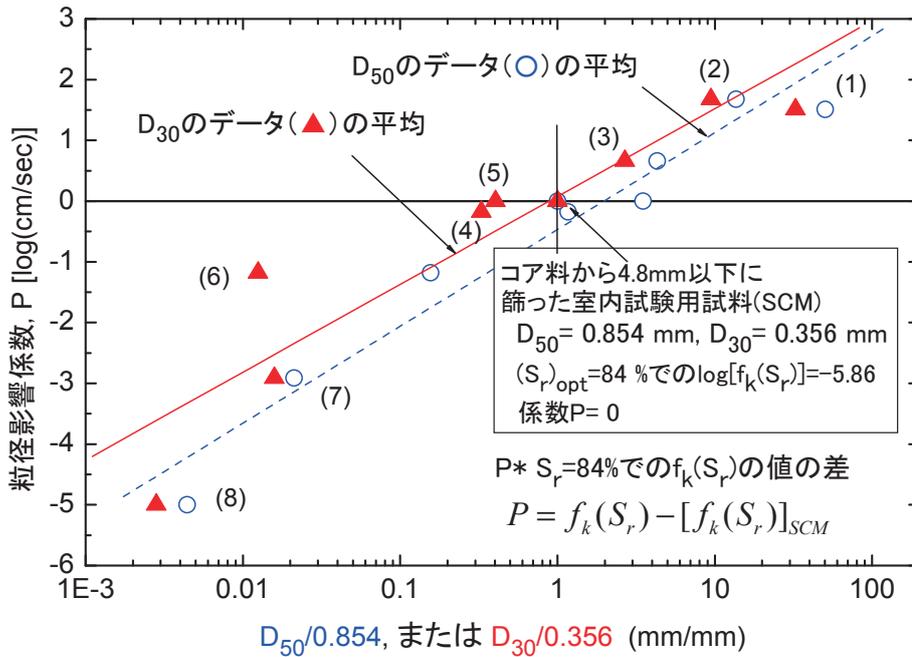
$$k = f_k(S_r) \cdot 10^{5.02(1.872 - \rho_d / \rho_w)}$$

粒径増加  $\Rightarrow$   $f_k(S_r)$ 増加

$$\log k = \log([f_k(S_r)]_{SCM}) + 5.02(1.872 - \rho_d / \rho_w) + P$$

$$k = 10^P \cdot [f_k(S_r)]_{SCM} \cdot 10^{5.02(1.872 - \rho_d / \rho_w)}$$

粒径増加  $\Rightarrow$  P増加



$$\log k = \log([f_k(S_r)]_{SCM}) + 5.02(1.872 - \rho_d / \rho_w) + P$$

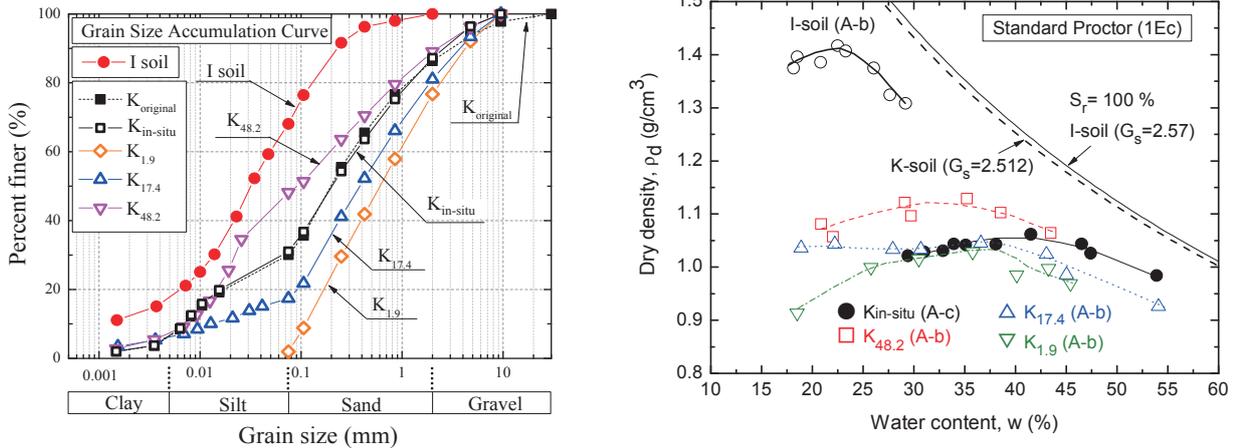
$$k = 10^P \cdot [f_k(S_r)]_{SCM} \cdot 10^{5.02(1.872 - \rho_d / \rho_w)}$$

粒径増加 ⇒ P増加

k は、 $(\rho_d, S_r, \text{粒径})$  の簡明な関数、CELを変数として含まない  
 ⇒ 締固め土の  $\rho_d$ 、粒径、 $S_r$  を測定すれば、飽和化後の k の値を推定できる。

1. 盛土の耐震性向上のための課題
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR
    - ・飽和化後の三軸圧縮強度
    - ・剛性
    - ・飽和化後の透水係数
    - ・液状化強度
    - ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

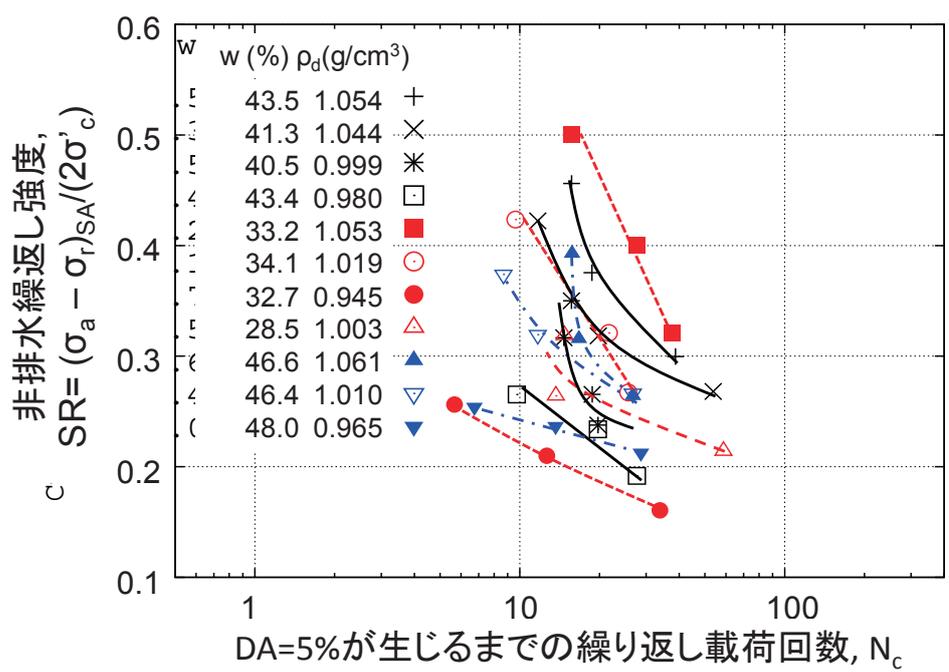
# 様々な乾燥密度と含水比で締固めた細粒分含有率が異なる砂質土の飽和化後の非排水繰返し強度



Soil type	( $\rho_d$ ) <sub>max</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	I <sub>p</sub>	F <sub>c</sub> (%)	Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	Soil type
K <sub>in-situ</sub>	1.059	2.512	NP	31.0	12.8	56.2	24.4	6.6	SFG
K <sub>1.9</sub>	1.03	2.533	NP	1.9	23.3	74.8	-	-	SG
K <sub>17.4</sub>	1.044	2.525	NP	17.4	18.9	63.7	11.3	6.1	SFG
K <sub>48.2</sub>	1.125	2.509	NP	48.2	10.9	40.9	40.7	7.5	SFG
I-soil	1.419	2.578	12.3	68.1	D <sub>50</sub> = 0.032 mm				Sandy silt

松村聡・三浦清一・横浜勝司(2014): 粗粒火山灰質土の非排水繰返しせん断強度に及ぼす締固め条件および非塑性細粒分の影響、土木学会論文集C(地圏工学), 70-2, pp.238-247.  
 松村聡・三浦清一・横浜勝司(2012): 砂質シルトの非排水繰返しせん断強度に及ぼす締固め条件とその評価、土木学会論文集C(地圏工学), 68-4, pp.597-609.

K<sub>in-situ</sub>の非排水繰返し三軸試験( $\sigma'_c = 50$  kPa)  
 SR<sub>20</sub> = 繰返し载荷回数20回で両振幅軸ひずみDA=5%が生じる  
 “偏差応力振幅 $\sigma_d$ ”/2 $\sigma'_c$



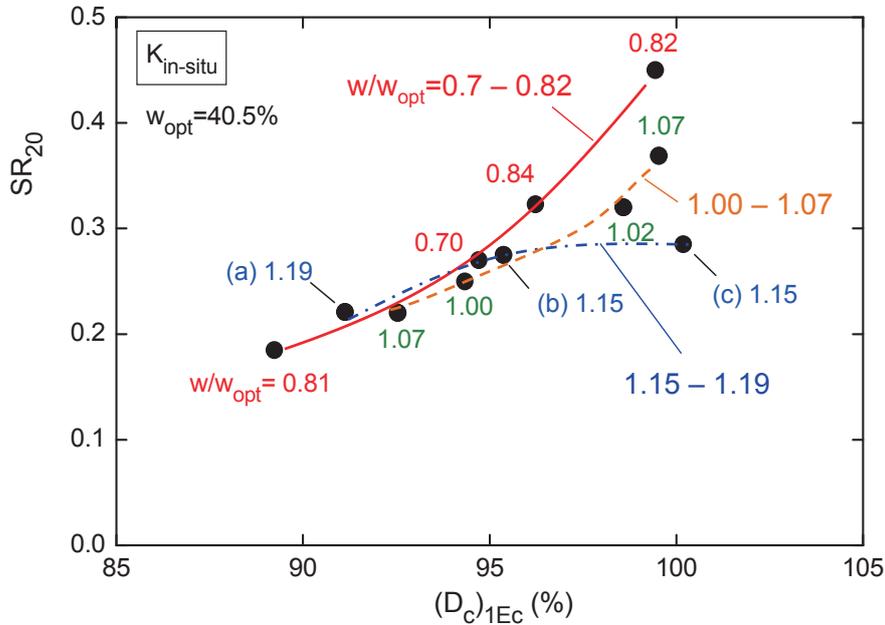
$K_{in-situ}$  の非排水繰返し三軸試験 ( $\sigma'_c = 50$  kPa)

$SR_{20} =$  繰返し载荷回数20回で両振幅軸ひずみ  $DA = 5\%$  が生じる  
 “偏差応力振幅  $\sigma_d$ ” /  $2\sigma'_c$

$\Rightarrow w/w_{opt}$  の値が異なると  $SR_{20} - D_c$  関係の形が異なる

$w/w_{opt}$  は本質的なパラメータではない。

[理由](a), (b), (c) は  $w/w_{opt}$  の値は類似であるが、(c) では  $S_r$  が特に高い



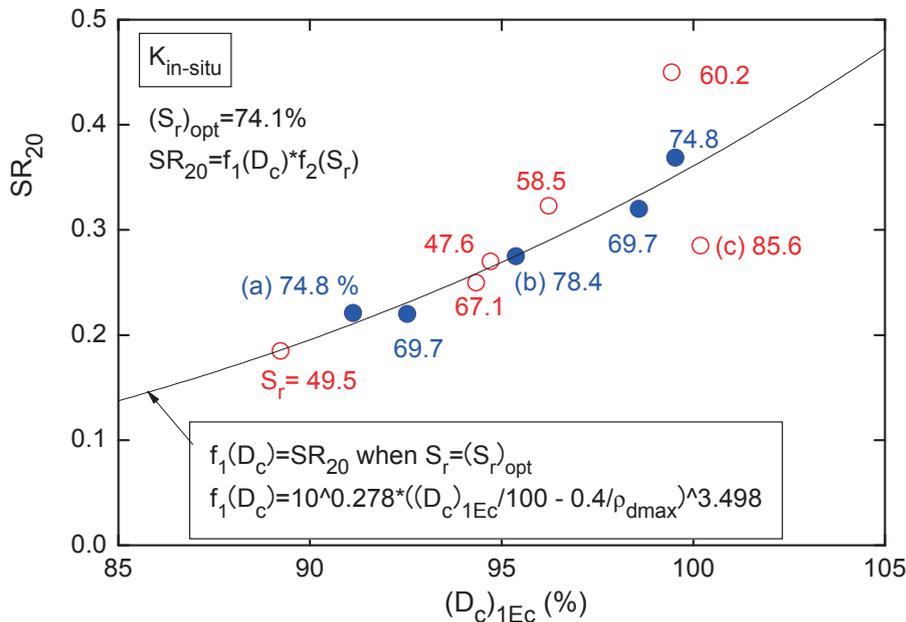
$K_{in-situ}$  の非排水繰返し三軸試験 ( $\sigma'_c = 50$  kPa)

$SR_{20} =$  繰返し载荷回数20回で両振幅軸ひずみ  $DA = 5\%$  が生じる  
 “偏差応力振幅  $\sigma_d$ ” /  $2\sigma'_c$

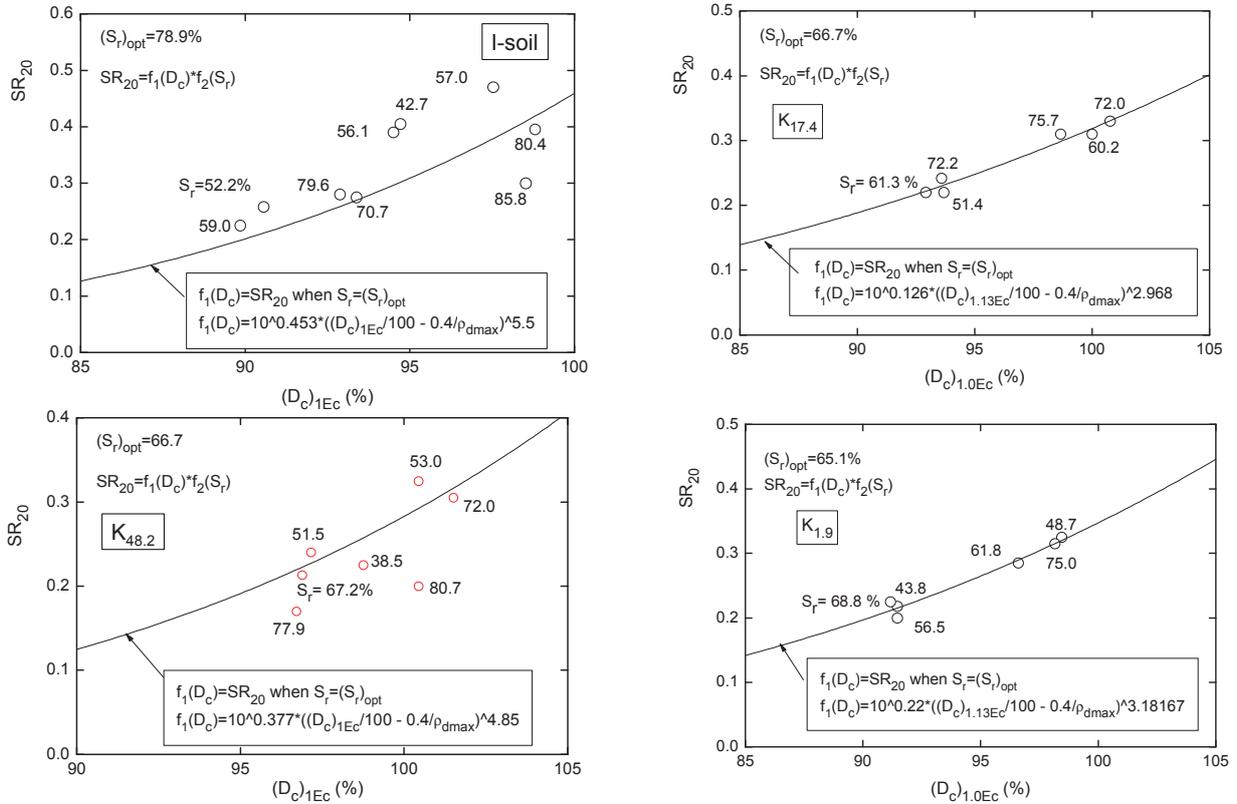
$\Rightarrow S_r$  の値が高いほど、 $SR_{20}$  の値が低くなる傾向

(a), (b), (c) は  $w/w_{opt}$  の値は類似であるが、(c) では  $S_r$  が特に高い

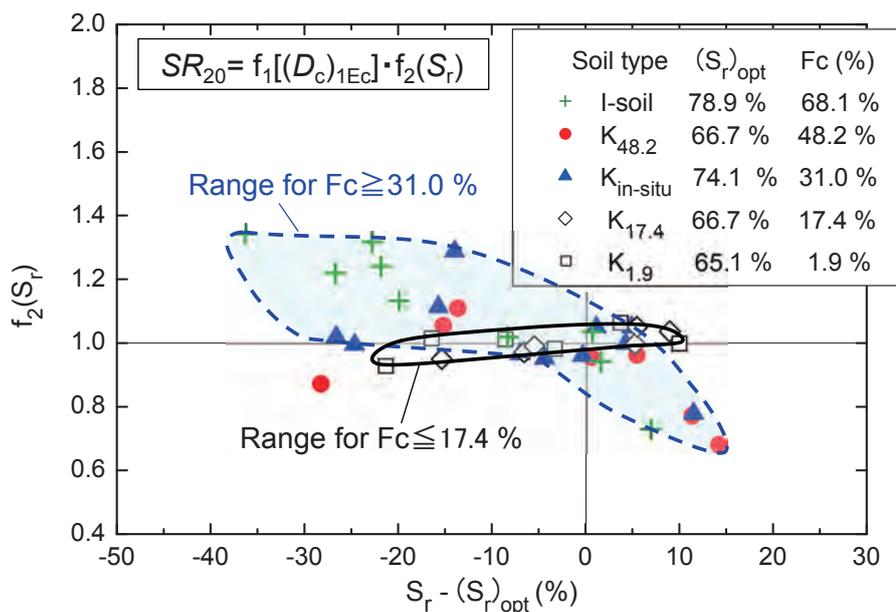
$\Rightarrow S_r$  が本質的なパラメータ



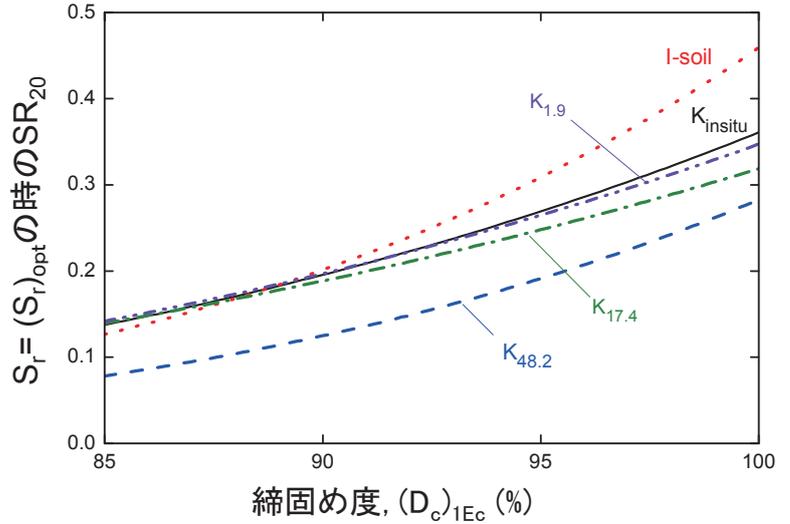
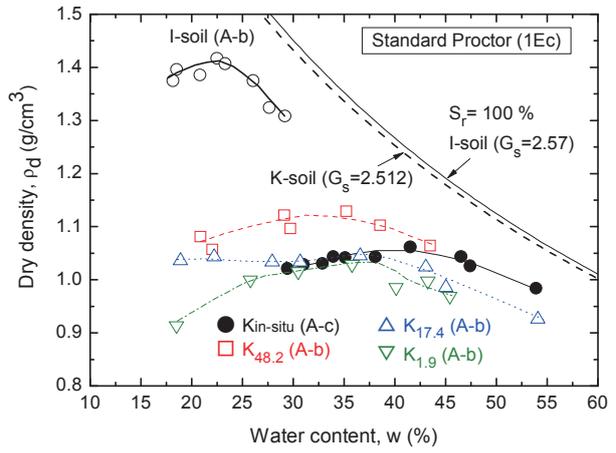
$K_{in-situ}$  以外での非排水繰返し三軸試験 ( $\sigma'_c = 50$  kPa)  
 $SR_{20}$  も  $D_c$  と "締固め時の  $S_r$ " の関数  
 $S_r$  の影響は細粒分含有率が高くなるほど強くなる傾向



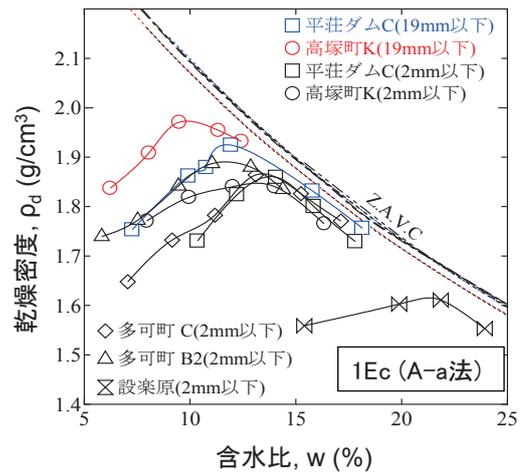
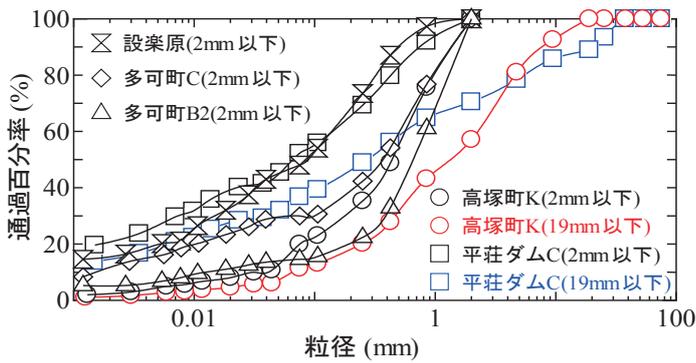
全ての土質での非排水繰返し三軸試験 ( $\sigma'_c = 50$  kPa) の結果のまとめ  
 $SR_{20}$  も  $D_c$  と "締固め時の  $S_r$ " の関数  
 $S_r$  の影響は細粒分含有率が高くなるほど強くなる傾向



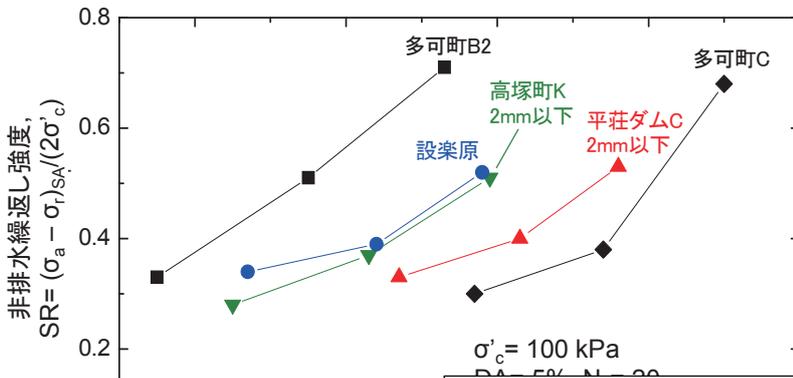
$(\rho_d)_{max}$  が大幅に異なる土質でも、  
 $SR_{20} \sim D_c$  関係は類似



神戸大学で行われた砂質土~砂質シルトの非排水繰返し三軸試験

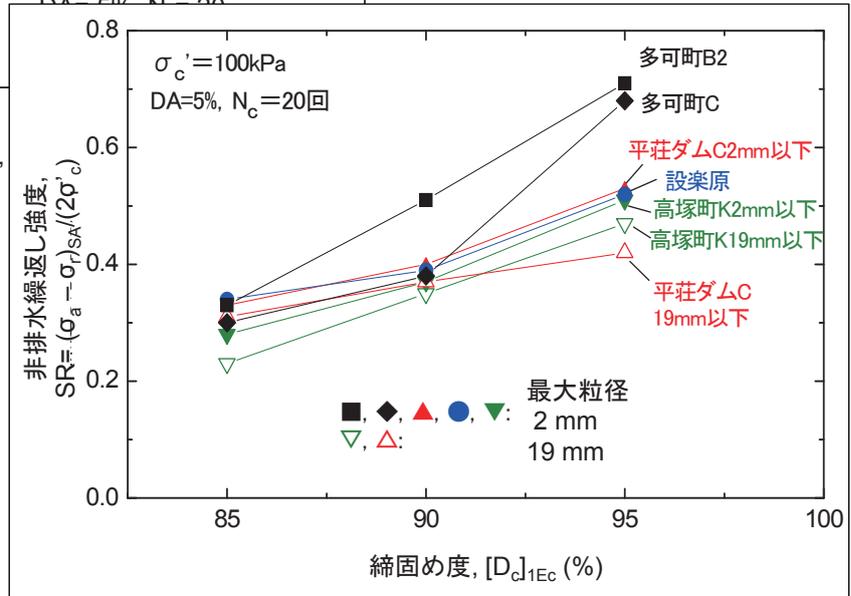


李俊憲, 若本達也, ロハニ・タラニディ, 片岡沙都紀, 澁谷啓: 砂礫盛土材の動的強度に及ぼす締固め度の影響について, 第49回地盤工学研究発表会, 2014



液状化強度は、相対密度の関数ではない

締固め度の関数とした方が合理的



盛土形状、設計荷重等の設計諸条件

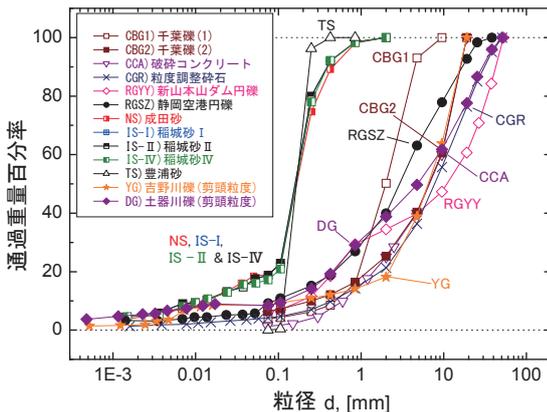
盛土に対する要求性能 (安定性、変形性……)

内部摩擦角:

$$\phi_0 = \arcsin \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right)_{\max}$$

相対密度を用いると、多様な盛土材に対してバラつきが少ない関係が得られるか？

本研究で使用した多様な砂・礫質土



相対密度,  $D_r$

これが実現するように盛土の施工管理

## 東京理科大学で得られた 各種砂礫(飽和)の拘束圧= 50kPaでの内部摩擦角(TC)と相 対密度の関係

### 相関性は非常に悪い

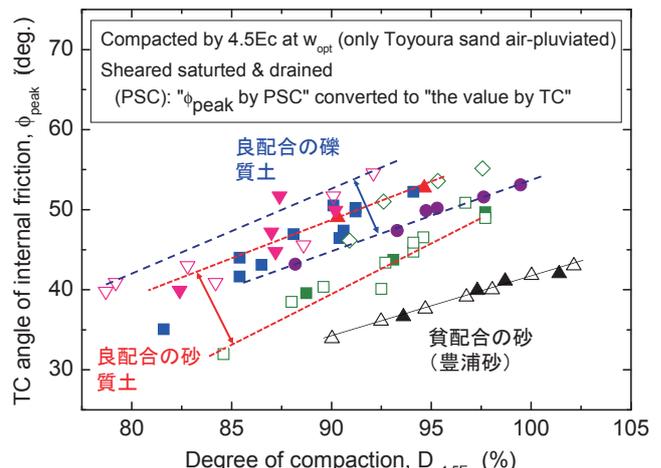
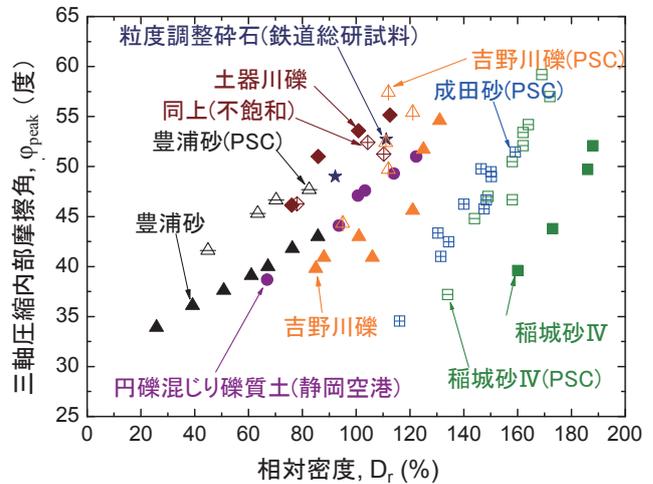
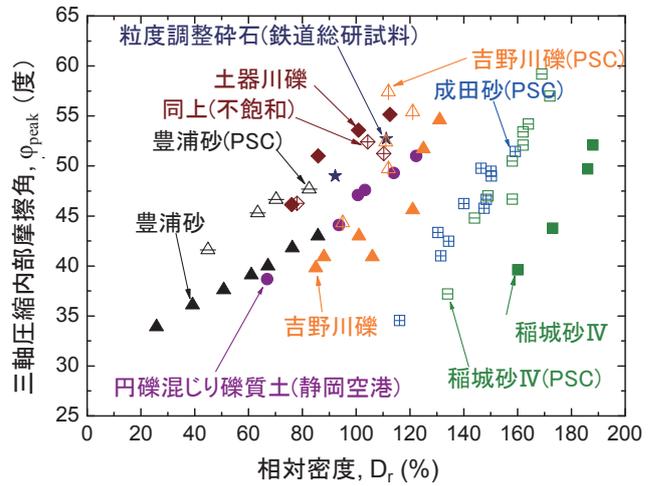
- 理由: 細粒分が多い成田砂と稲城砂では、  
 $D_r = 190\%$ は、 $4.5E_c$ での $D_c = 100\%$ 程度に相当。  
締固めによって、 $D_r$ が100%を大きく超える状態が容易に出現してしまう。  
これは、「盛土工事と締固め試験での湿潤状態で締固めた時の最大乾燥密度」  
は、「炉乾燥試料を無拘束で振動して求めた砂の最小間隙比」よりも、  
かなり密な状態になってしまうため!

⇒細粒分をある程度以上ある砂質土など、広範囲の砂質土・礫質土を対象とした  
締固め管理に、相対密度は不適

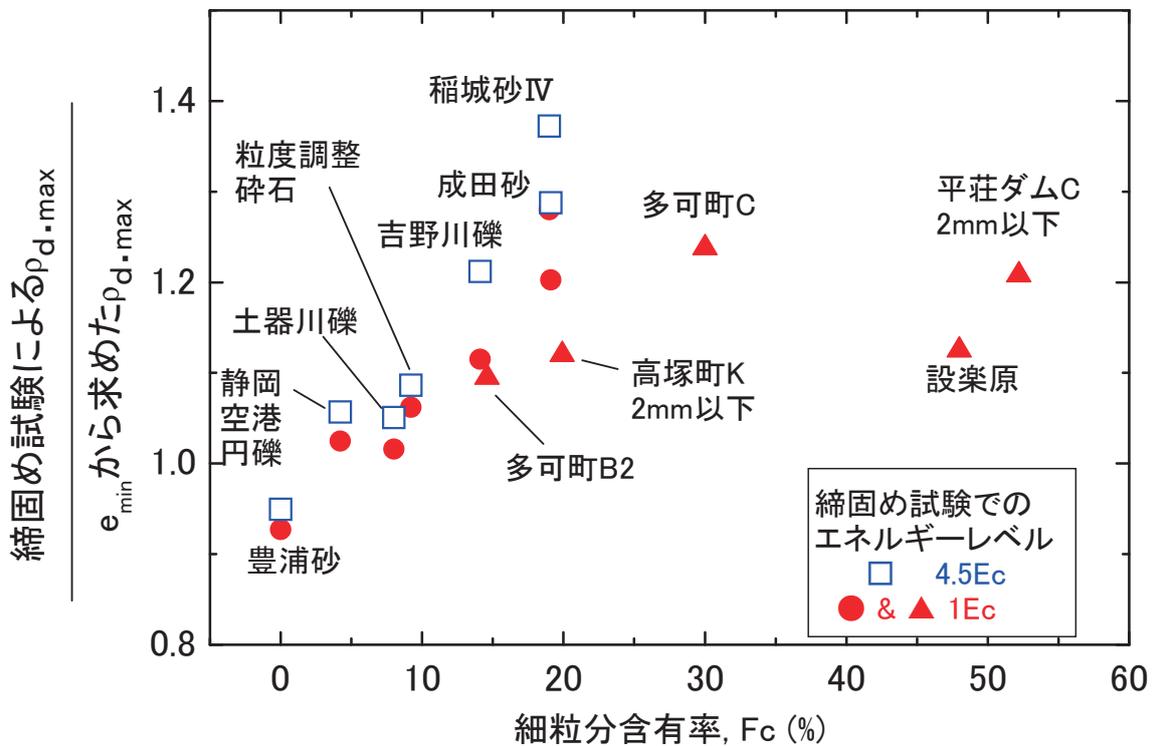
内部摩擦角(TC)と相対密度の  
関係⇒ばらつきが非常に大きく、  
ばらつきには法則性がない

内部摩擦角(TC)と締固め度  
( $4.5E_c$ 基準)の関係⇒一見ばらつ  
きは大きいが法則性がある

特に、多様な良配合の現場盛土材料  
では、相関性が格段に良い  
⇒従来通り、締固め管理は締固め度  
に基づくのが合理的

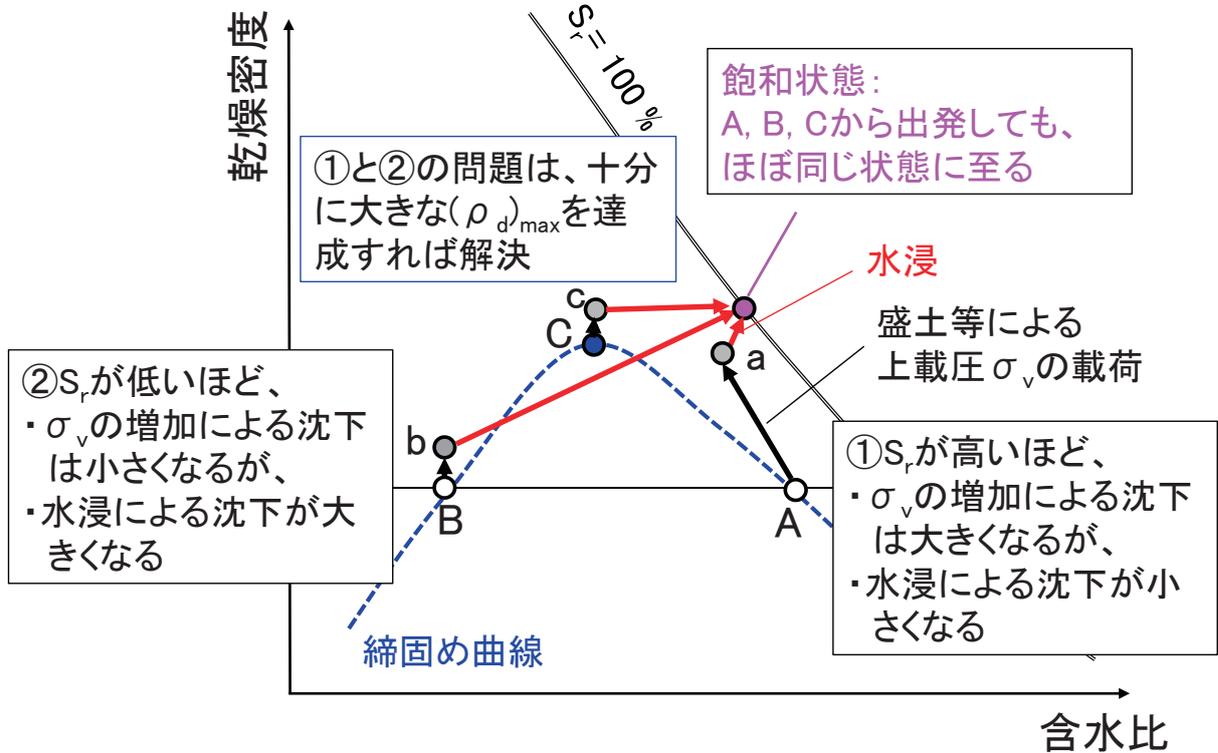


細粒分含有率が大きくなるほど、「1Ecによる締固め試験の最大乾燥密」は「最小間隙比から求めた乾燥密度」よりも大きくなる



1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR
    - ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数
    - ・液状化強度
    - ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

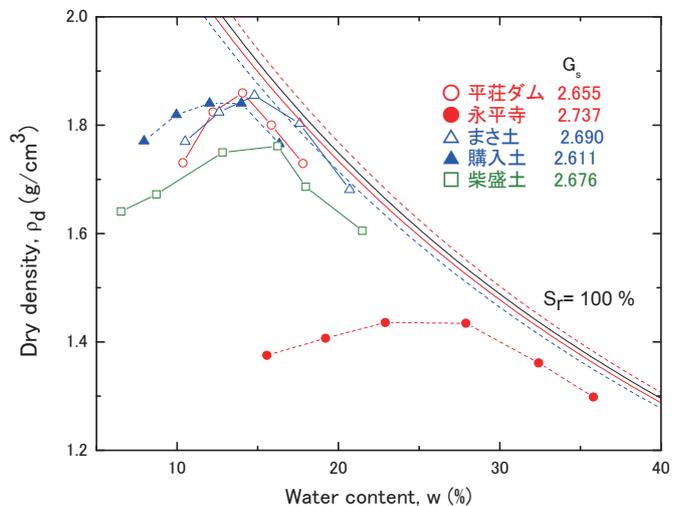
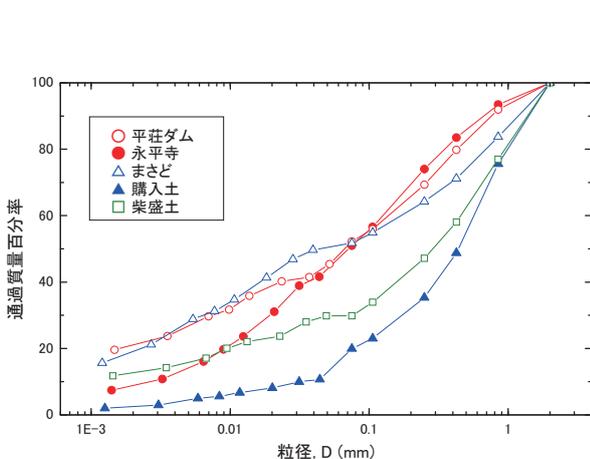
## 乾燥側（低飽和度側）と湿潤側（高飽和度側）で同一の $\rho_d$ に締固めた時の「 $\sigma_v$ の増加による沈下」と「水浸沈下」



## 神戸大学での系統的な水浸沈下実験

龍岡文夫・澁谷啓(2014): 宅造盛土での締固めの課題, 雑誌「基礎工」、特集「小規模建築物基礎・地盤のトラブルと防止対策」、9月号, 17~23頁

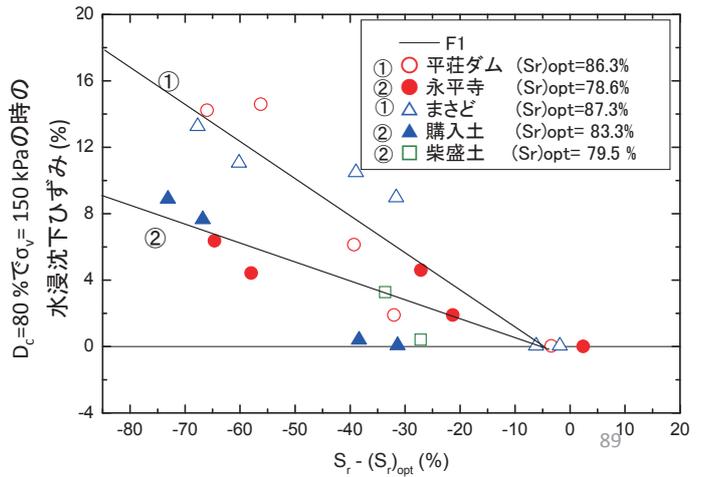
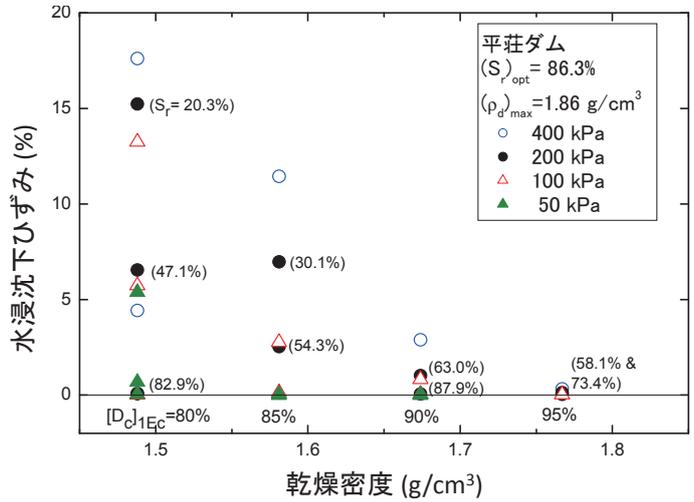
澁谷啓・岡本健太・李俊憲(2014); 盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす上載圧と初期含水状態の影響、第49回地盤工学研究発表会



$(D_c)_{1Ec} < 95\%$   
 $\rightarrow D_c$ が小さくなり、  
 $S_r$ が小さくなり、  
 $\sigma_v$ が大きくなると、  
 水浸沈下が増加

$S_r$ が $(S_r)_{opt}$ よりも小さくなると  
 $\rightarrow$ 水浸沈下量が増加

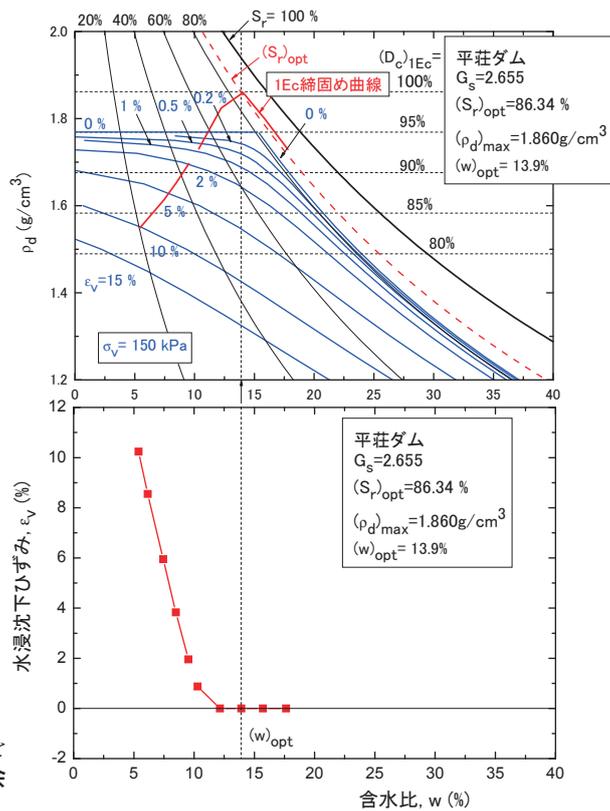
①は②よりも細粒分含有  
 率が多い土  
 $\rightarrow$ 水浸沈下量が増加



$$\varepsilon_v (\%) = 0.0472 \cdot \left[ \frac{(S_r)_{opt} - S_r (\%)}{100} + 5 \right] \cdot \frac{95 - (D_c)_{1Ec} / 100}{15} \cdot \left( \frac{\sigma_v (\text{kPa})}{150} \right)^{0.3} > 0$$

水浸沈下ひずみ $\varepsilon_v$ は、  
 ・飽和度 $S_r$   
 ・乾燥密度 $\rho_d$   
 ・拘束圧 $\sigma_v$   
 の変数分離関数として  
 表現できる

水浸沈下ひずみ $\varepsilon_v$ は、  
 ・飽和度 $S_r$ が低いほど、  
 ・乾燥密度 $\rho_d$ が低いほど、  
 ・拘束圧 $\sigma_v$ が高いほど、  
 大きくなる

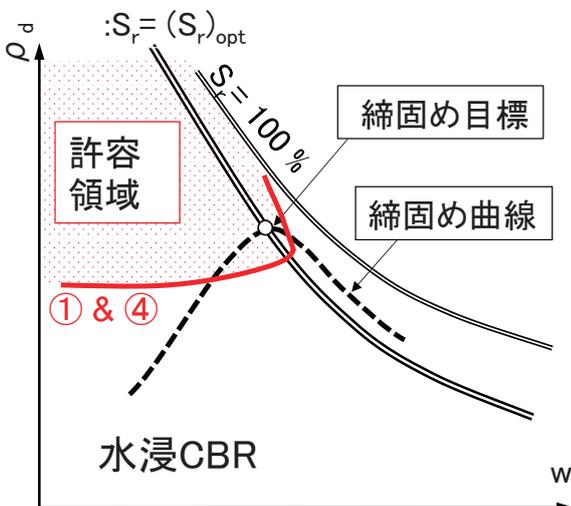


龍岡文夫(2015): 土構造物の要求性能の実現を目指す盛土の締固め管理, 第12回地盤工学会関東支部発表会2015年10月

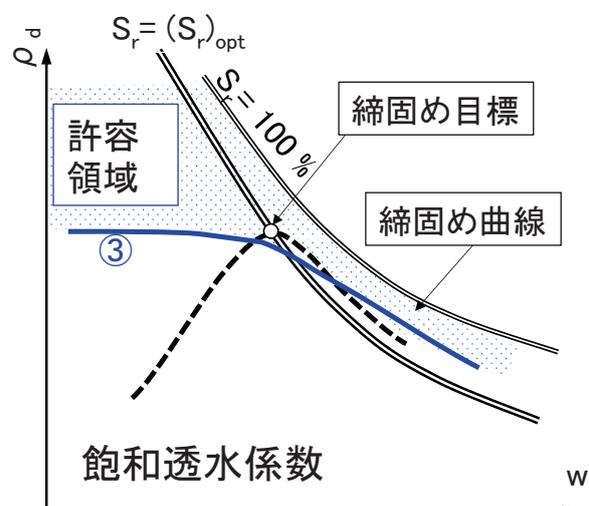
1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数 ・液状化強度 ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

土の締固め管理と設計で要求する土質特性を関連させるには…  
 →適切な締固め目標を設定する  
 →  $S_r = (S_r)_{opt}$  で、十分大きな  $\rho_d$  を目標に設定する

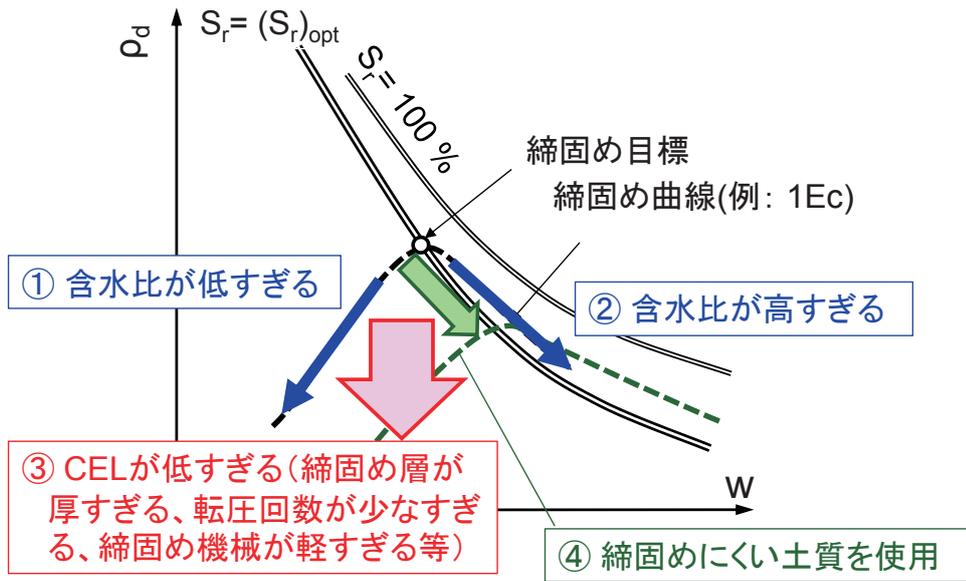
締固め目標と水浸後CBRの許容限界線と許容領域の関係



締固め目標と飽和化後透水係数の許容限界線と許容領域の関係

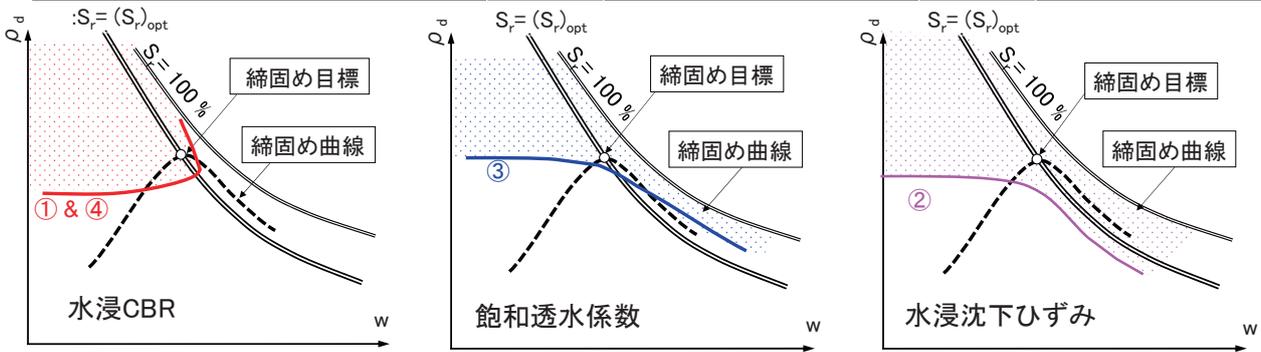


締固め土の品質を低下させる四つの要因を抑制するには…



不可避免的な乾燥密度、含水比、土質材料のバラツキ  
 → 一定程度、許容する必要  
 締固めを悪くする四つの要因 → できるだけ抑制する必要

「各種物性の許容値の等高線と許容領域」と「各種管理境界」の関連  
 つまり、設計と施工管理の関連

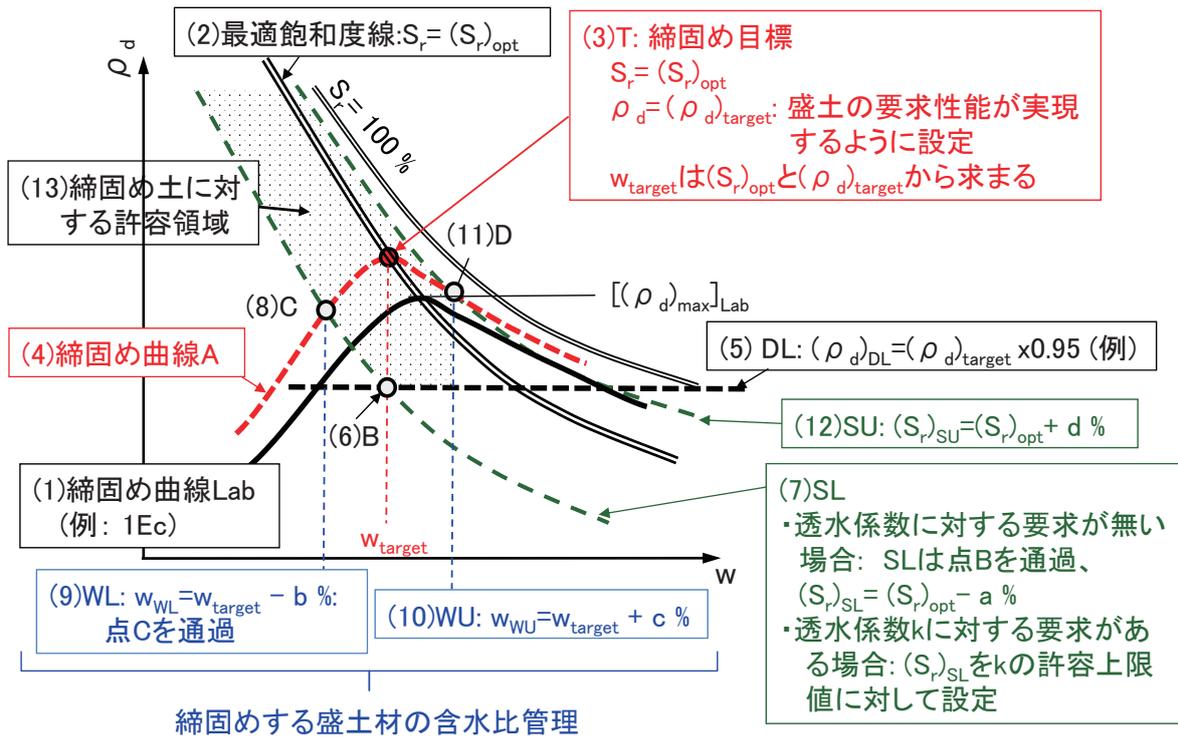


要求性能に基づく締固め管理境界

盛土の要求性能の実現に必要な物性		① 高い強度・剛性の確保	水浸による② 沈下・②'強度低下の抑制	③ 必要な遮水性の確保	④ 過転圧の防止
締固めに用いる盛土材に対する管理境界	含水比下限線: WL	○	●	○	
	含水比上限線: WU	●			●
締固めた盛土に対する管理境界	締固め度下限線: DL	●	○	○	○
	飽和度下限線: SL		●	●	
	飽和度上限線: SU	○			●

●: 要求項目の確保に非常に重要な管理境界; ○: 要求項目の確保に重要な管理境界

## 提案する $(\rho_d, S_r, w)$ の総合的管理



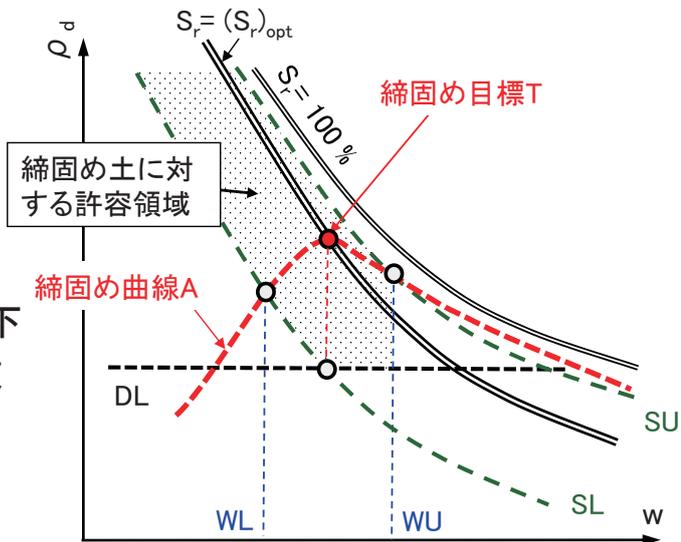
龍岡文夫ら(2013~2015): 地盤工学・技術ノート, 盛土の締固め1~20回、雑誌「基礎工」, 2013年7月号~2015年2月号  
 龍岡文夫(2015): 盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性、技術手帳、地盤工学会誌, Vol.63, No.7 (690), 39-40頁  
 龍岡文夫(2015): 土構造物の要求性能の実現を目指す盛土の締固め管理, 第12回地盤工学会関東支部発表会10月

### $(\rho_d, S_r, w)$ の総合的管理の提案

土の締固めは、

締固め目標Tに向かう性能施工

- ・目標飽和度は**最適飽和度**
- ・目標乾燥密度は、盛土に要求される性能：
  - ①大きな強度・剛性
  - ②小さな水浸沈下
  - ③小さな水浸時強度・剛性低下
  - ④小さな飽和化後の透水係数  
(遮水土構造物の場合)
 を実現できる値

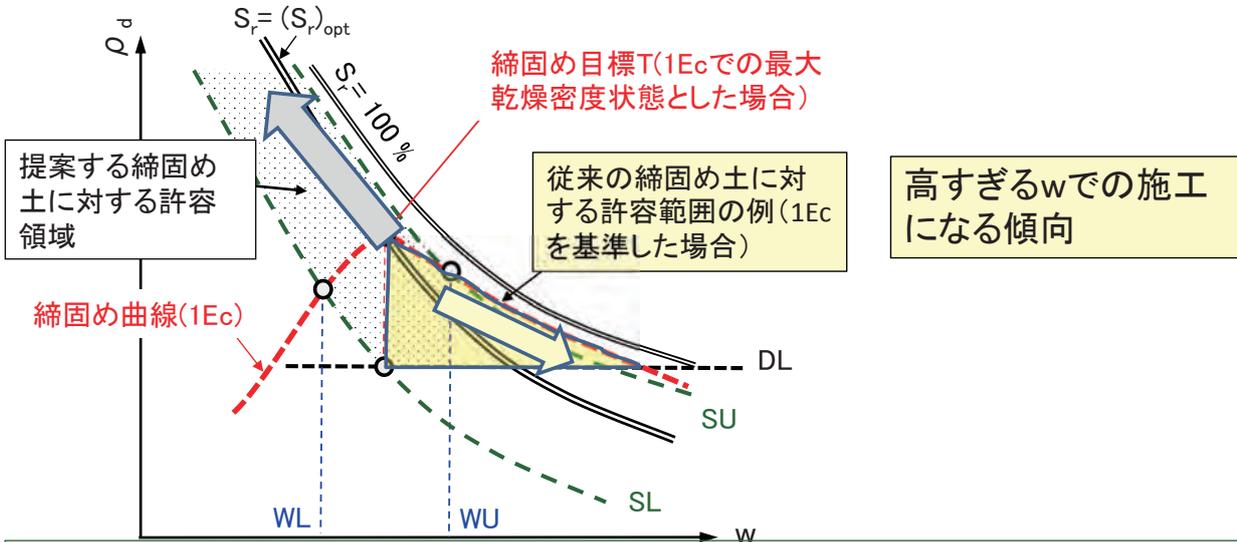


締固めエネルギーレベルと土質の不可避免的バラつきに対処し、

過転圧を避けるための対応：

- ①盛土材の含水比は、許容範囲(WL - WU)内
- ②締固めた盛土の締固め度の全測定値>許容下限値(DL)
- ③締固めた盛土の飽和度は、許容下限値(SL)以上、許容上限値(SU)以下

- ・ $(\rho_d, S_r, w)$ の総合的管理: 1Ecでの $(\rho_d)_{\max}$ 状態を目標にした場合
  - ・従来の管理法:  $(D_c)_{1Ec} = 90\%$ を管理値とした場合
- の比較



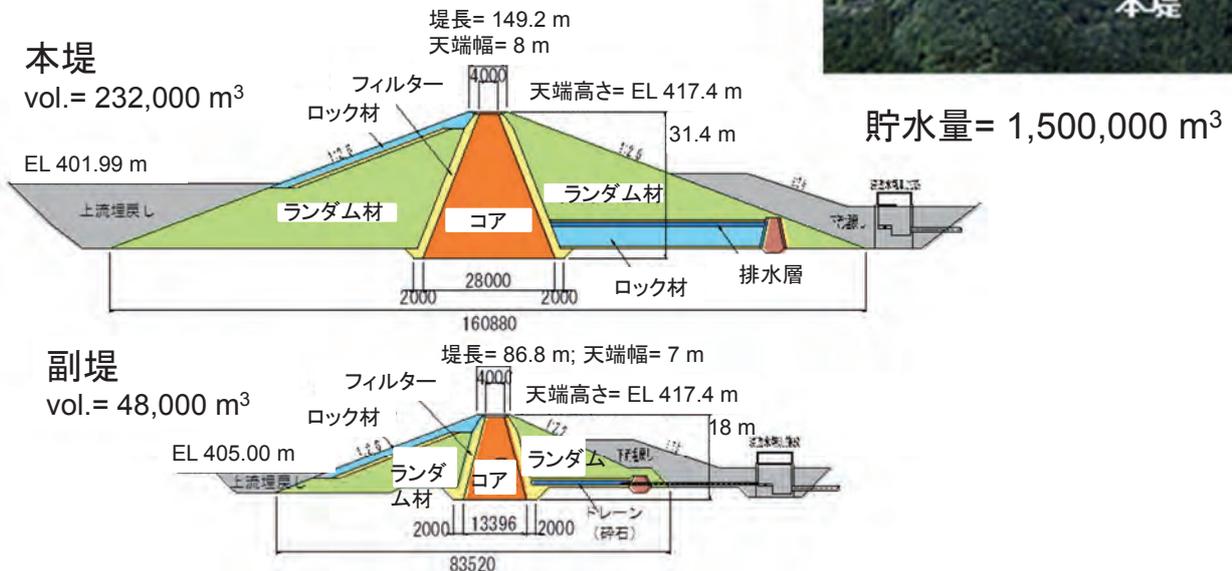
提案する管理法の特長:

$S_r$ の許容下限線SLの設定 → 従来は忌避されがちな「所謂乾燥側」で施工が許容される → 大きなCELによって高い $\rho_d$ が実現できる

## 藤沼ダムの復旧(2014年~2017年)

三反畑勇・永井裕之・龍岡文夫・山岸明広・中山睦人・三浦亨・村松 秀則 (2016): 藤沼ダム建設工事における飽和度管理(その1~工事概要と管理手法)、第51回地盤工学研究発表会、岡山

永井裕之・山岸明広・三反畑勇・村松 秀則・龍岡文夫・中山睦人・三浦亨 (2016): 藤沼ダム建設工事における飽和度管理(その2~結果)、第51回地盤工学研究発表会、岡山

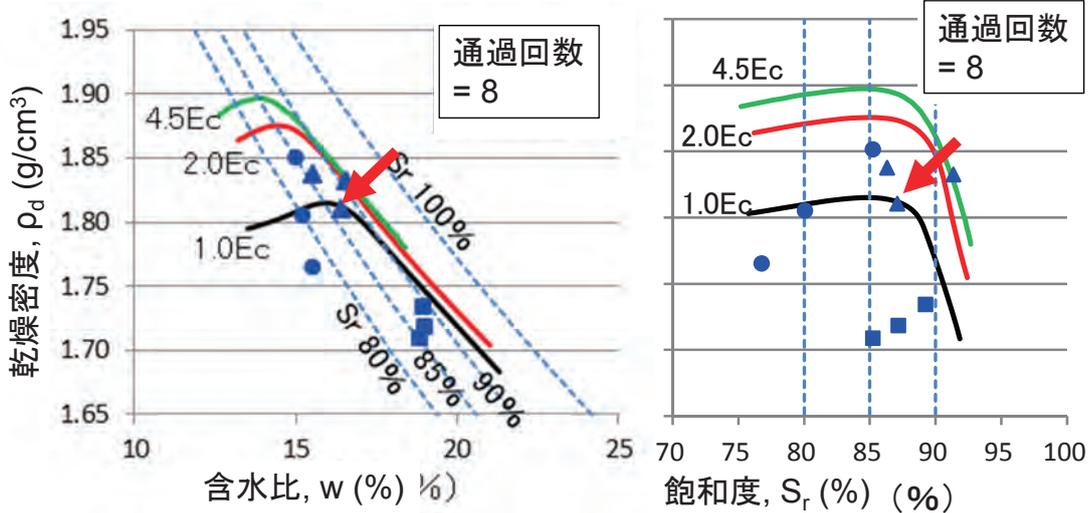


コア材料  
現場締固め試験

20 tonf-級  
振動タンピングローラー



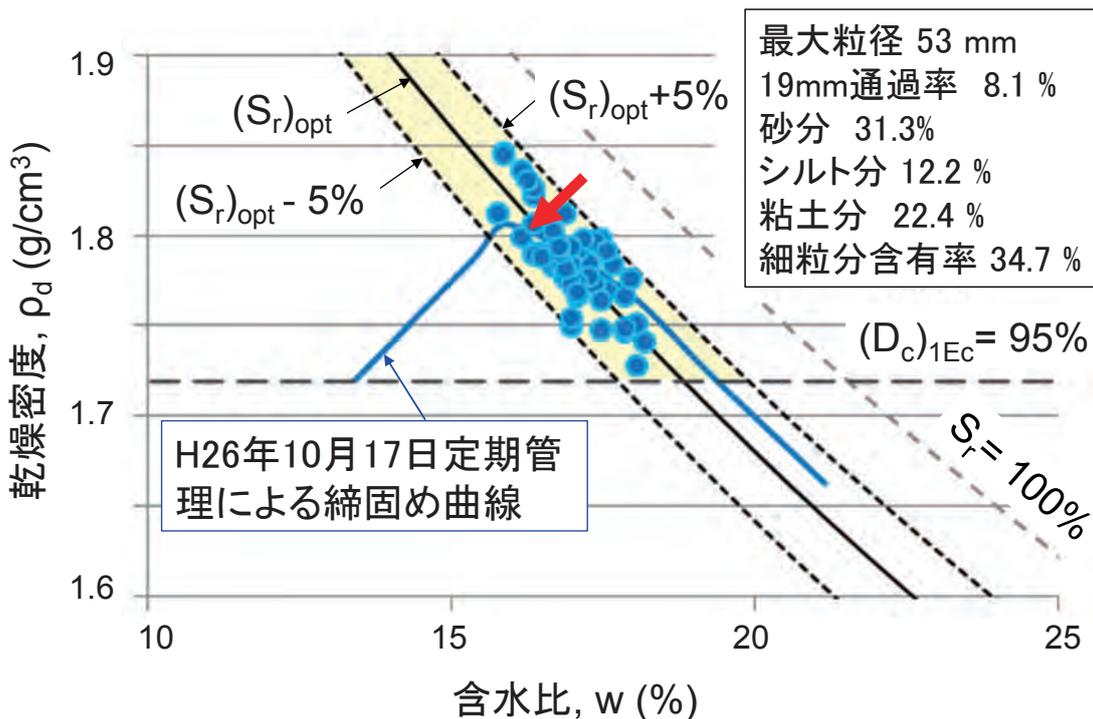
締固め目標  
 $W_{target} = (W_{opt})_{1Ec} + 0.5\%$



- $(S_r)_{opt} = 85\%$
- 推定現場CEL > 標準プロクター (1Ec)
- $W = (W_{opt})_{1Ec} + 4\%$  で過転圧現象

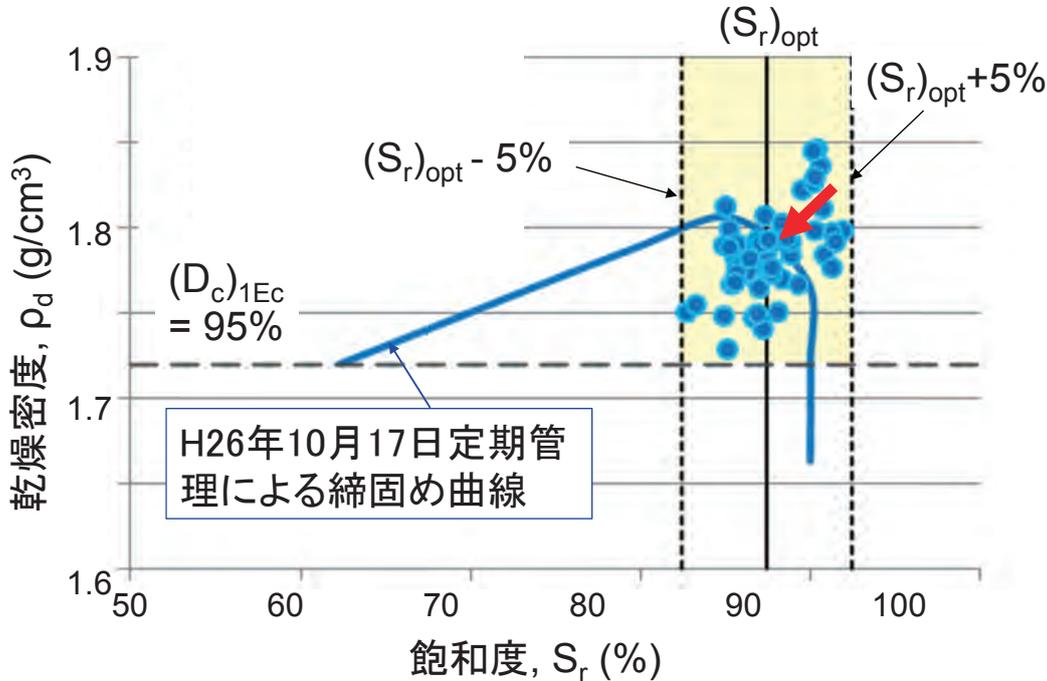
福島県藤沼ダム副堤コア部の盛り立て管理記録例

- 1)  $W_{target} = (W_{opt})_{1Ec} + 0.5\%$ ; 盛土材の許容範囲 =  $(W_{opt})_{1Ec} - 1.0\% \sim (W_{opt})_{1Ec} + 2.0\%$
- 2) 締固め度の許容下限値  $(D_c)_{1Ec} = 95\%$
- 3)  $(S_r)_{target} = (S_r)_{opt} = 85\%$ ; 許容範囲 =  $(S_r)_{opt} - 5\% \sim (S_r)_{opt} + 5\%$



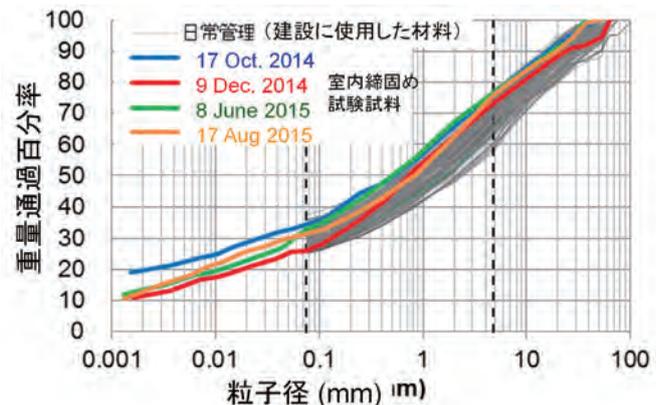
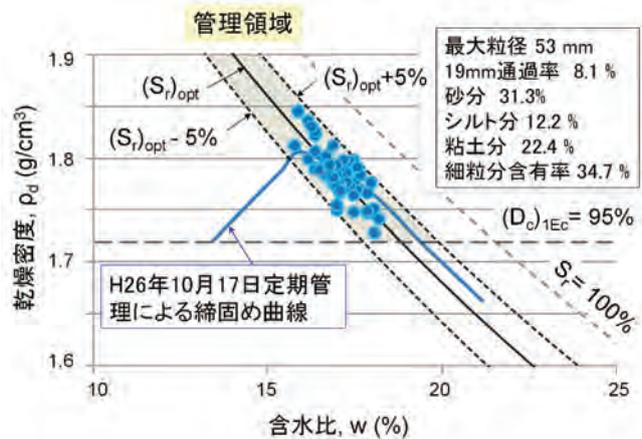
# 福島県藤沼ダム副堤コア部の盛り立て管理記録例

- 1)  $w_{target} = (w_{opt})_{1Ec} + 0.5\%$ ; 盛土材の許容範囲 =  $(w_{opt})_{1Ec} - 1.0\% \sim (w_{opt})_{1Ec} + 2.0\%$
- 2) 締固め度の許容下限値  $(D_c)_{1Ec} = 95\%$
- 3)  $(S_r)_{target} = (S_r)_{opt} = 85\%$ ; 許容範囲 =  $(S_r)_{opt} - 5\% \sim (S_r)_{opt} + 5\%$



この工事では、GPS等によって現場CELは一定・一様に維持  
 → このデータのバラツキは現場CELのバラツキが原因ではなく、実際の土質と含水比の不可避免的なバラツキが原因。

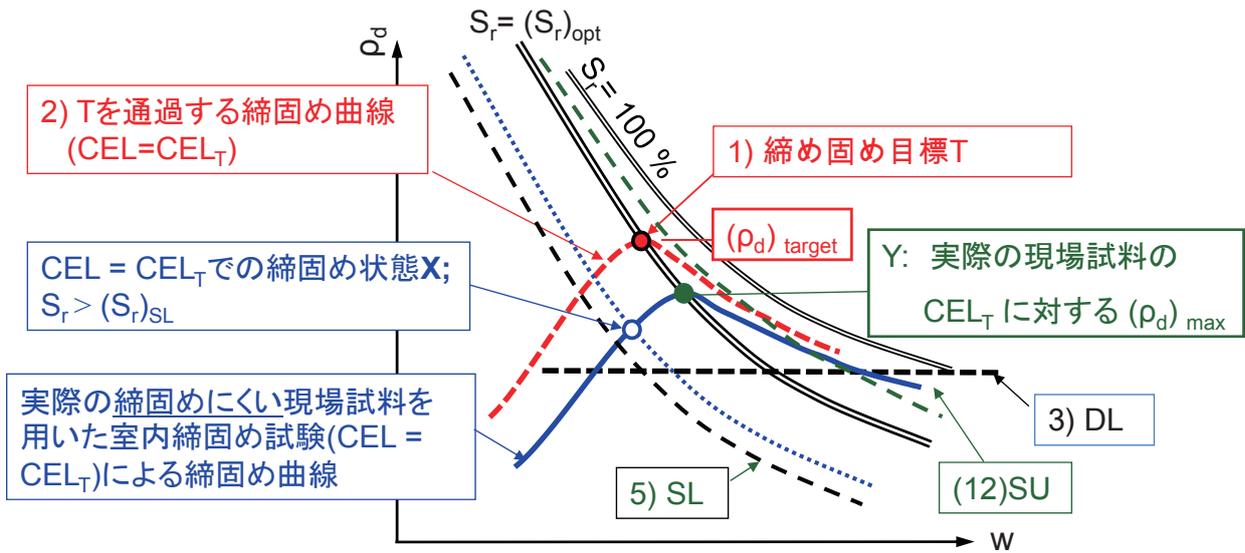
飽和度 $S_r$ が一定の範囲に収まるように管理することで、「真の締固め度のバラツキ」は「この図に示す見かけの締固め度のバラツキ」よりも遥かに小さくなっている（説明は次頁）



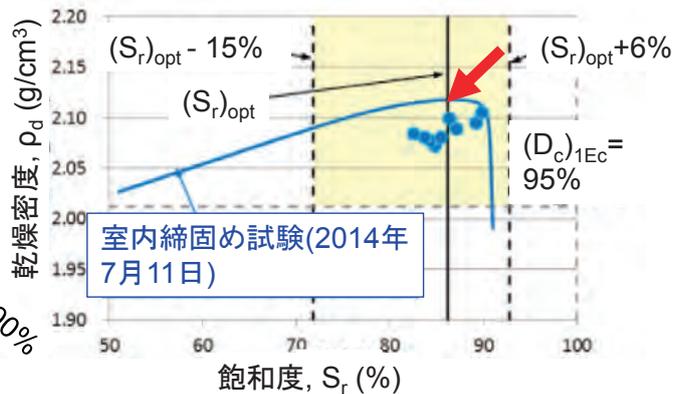
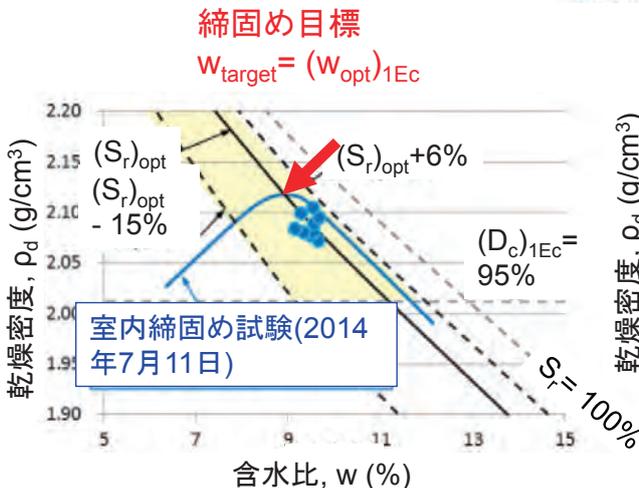
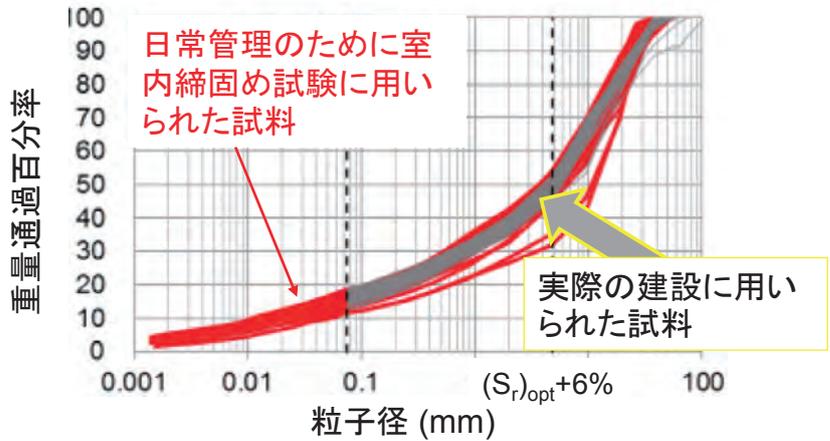
## GPS等によってCELを一定に管理する意義

土質が不可避免的にばらついて、 $\text{「一定のCEL} = \text{CEL}_T\text{で定義した真の締固め度}(D_c)_t = \text{「Xでの}\rho_d\text{」/「Yでの}(\rho_d)_{\max}\text{」}$ は $S_r$ だけの関数

- ① 点Xのように見掛けの $D_c = \text{「Xでの}\rho_d\text{」/「Tでの}(\rho_d)_{\text{target}}\text{」}$ が低くても、一定の $\text{CEL} = \text{CEL}_T$ での施工であれば、 $S_r > (S_r)_{SL}$ とすることで高い $(D_c)_t$ を保てる
- ② 従って、 $\text{「CEL}_T\text{に対する}(D_c)_t\text{」}$ の関数である強度・剛性を高い値に保てる

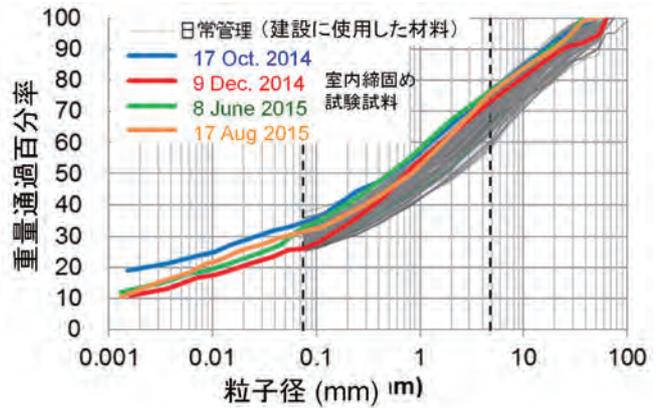


## 副堤ランダム材

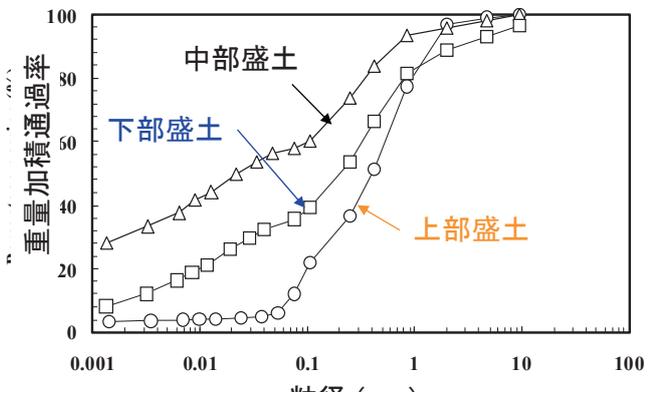


### 新藤沼ダム副堤コア

$U_c$ が大きく細粒分含有率が多い

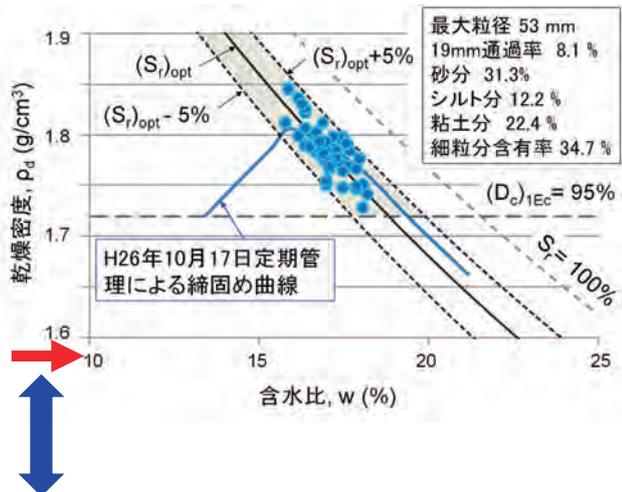


### 旧藤沼ダム本堤



### 旧藤沼ダム(本堤と副堤)と新藤沼ダム副堤コア部の締固め状態の比較

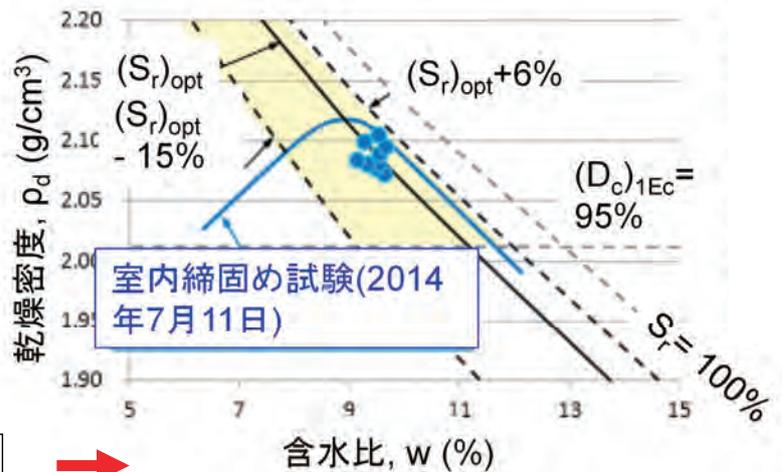
#### 新藤沼ダム副堤コア部



旧藤沼ダム:  
 本堤:  
 $(D_c)_{1Ec} = 87.4 - 87.9 \%$   
 副堤: 79.1 - 86.5 %

→ 藤沼ダムの地震時安定性に対するこのような大きな締固め度の相違の影響を説明できる解析法が必要

## 旧藤沼ダム(本堤と副堤)と新藤沼ダム副堤ランダムゾーン の締固め状態の比較



旧藤沼ダム:  
 本堤:  
 $(D_c)_{1Ec} = 87.4 - 87.9 \%$   
 副堤: 79.1 - 86.5 %

→ 藤沼ダムの地震時安定性に対するこのような大きな締固め度の相違の影響を説明できる解析法が必要

### 盛土の締固め管理についてのまとめ-1

- 1) 通常の盛土の締固め管理では、「代表的な試料を用いた特定のCELでの室内締固め試験によって求めた最大乾燥重量  $(\rho_d)_{max}$  と最適含水比  $w_{opt}$ 」に基づいて「締固めた土の乾燥密度  $\rho_d$  と含水比  $w$ 」を管理する。しかし、室内締固め試験の場合よりも高い締固めエネルギーレベル(CEL)を無理なく実現できる現場でも、“ $w$ が上記の  $w_{opt}$ よりも高い湿潤側”での施工を奨励する傾向にある。このため、過転圧が生じやすくなり、十分高い  $\rho_d$  を実現しないことになる。

また、現場でCELと土質タイプを規定しても、これらは場所・時間によってばらつくため  $(\rho_d)_{max}$  と  $w_{opt}$  もばらつく。従って、上記の固定した  $(\rho_d)_{max}$  と  $w_{opt}$  に基づく管理法は、本来合理的ではない。

## 盛土の締固め管理についてのまとめ-2

2) 以下の事実に基づいて、新しい締固め管理法が提案できる。

2-1) 所定の土質とCELを用いた締固め試験において最大乾燥密度 $(\rho_d)_{\max}$ が得られる飽和度 $S_r$ を**最適飽和度 $(S_r)_{\text{opt}}$** と定義する。土質とCELの変化が一定の範囲内ならば、 $(S_r)_{\text{opt}}$ は一定と見なせる。

2-2) 正規化された締固め曲線： $\rho_d/(\rho_d)_{\max} \sim "S_r - (S_r)_{\text{opt}}"$ 関係は、土質とCELの変化が一定の範囲内ならば一定と見なせる。

2-3) 上記二つのことから、“ $S_r - (S_r)_{\text{opt}}$ ”の値を制御すれば真の締固め度 $(D_c)_t = \rho_d / \rho_{d, \text{ref}}$ “所定の土質とCELにおける $(\rho_d)_{\max}$ ”を制御できて、 $S_r = (S_r)_{\text{opt}}$ を実現すれば、土質とCELの変化に関わらず“現在の締固め条件における $(\rho_d)_{\max}$ ”を実現できる。

2-4) 締固め土の飽和化後の強度・剛性、透水係数、飽和化に伴うコラップス特性は、 $\rho_d$ と締固め時の $S_r$ の関数である。

## 盛土の締固め管理についてのまとめ-3

3) 以下のような管理法を提案する。

3-1) **性能施工**の一環として、以下のように**締固め目標**を設定する。

- ① 現場のCELに関わらず $S_r$ は対象土質の $(S_r)_{\text{opt}}$ に等しいとする。
- ②  $\rho_d$ は対象の土構造物に要求される安定性などの性能を実現できるのに十分大きな値とする。

3-2) 盛り立て材料の $w$ に対して、締固め目標状態での含水比を挟んで許容下限値と上限値を設ける。

3-3) 締固めた土の $\rho_d$ の全測定値の許容下限値(いわゆる締固め度の管理基準値)は、 $\rho_d$ の締固め目標値の95%程度とする。

3-4) 締固めた土の $S_r$ に対して、 $(S_r)_{\text{opt}}$ を挟んで許容下限値と上限値を設ける。すなわち、従来の管理法では“いわゆる乾燥側”での施工となる場合でも、 $S_r$ が許容下限値以上ならば許容し、高いCELで効率良く高い $\rho_d$ を実現することを奨励する。一方、 $S_r$ に許容上限値を設けることによって過転圧を防ぐ。

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数 ・液状化強度 ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 複雑な実際の強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

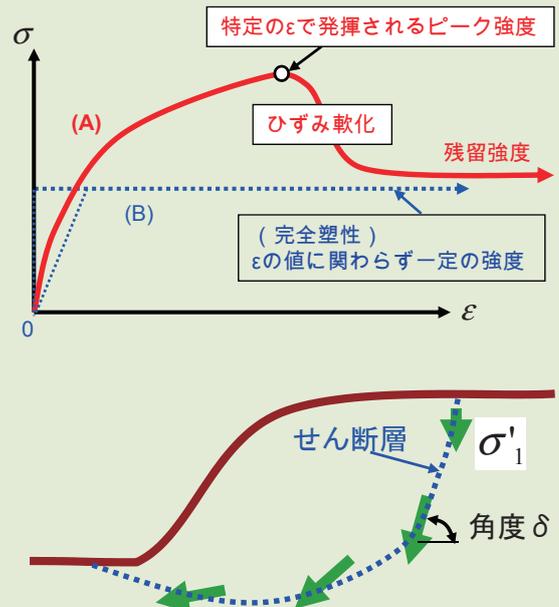
土の応力 - ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

(A) 実際の複雑な関係

重要な項目:

- a) 実際の締固め乾燥密度に対応したピーク強度
- b) 角度 $\delta$ の関数としての異方性
- c) 現場での平面ひずみ条件
- d)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化
- e) d)の結果としての進行的破壊



土の応力－ひずみ関係:

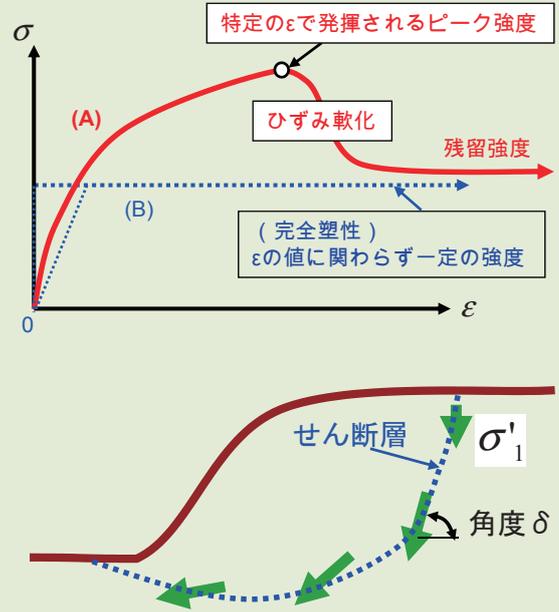
(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

(B)従来の通常的设计での典型的な

「単純化された関係」

- a) 締固めた乾燥密度を考慮していない標準的设计強度を適用
- b) 等方の強度・剛性を仮定
- c) 現場が平面ひずみ状態でも $\delta = 90^\circ$ での三軸圧縮強度を適用
- d) 完全塑性を仮定
- e) 進行的破壊を無視

- ・a)~e)の総合的影響は、良く締め固めるほどより安全側になる
- ・このような締め固めの効果は、評価されていない



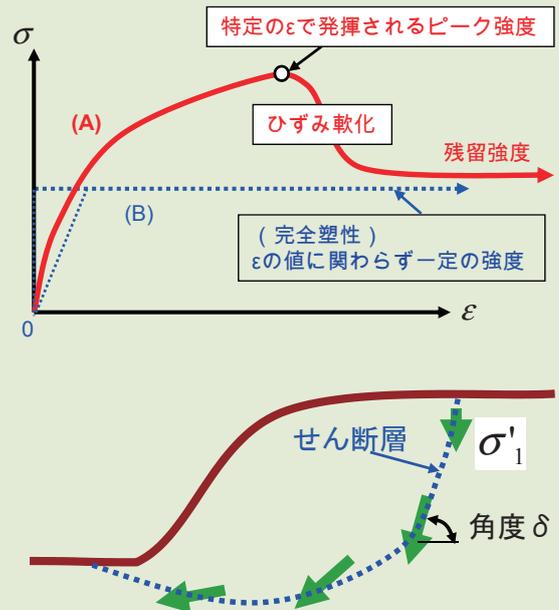
土の応力－ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

(B)提案する「単純化された関係」

- a) 締め固めの効果を考慮しつつ\*、締め固め目標よりも適切に安全側に設定した乾燥密度でピーク強度を設定
- b) 等方の強度・剛性を仮定
- c) 現場が平面ひずみ状態でも $\delta = 90^\circ$ での三軸圧縮強度を適用
- d)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化を考慮\*
- e) 進行的破壊を無視

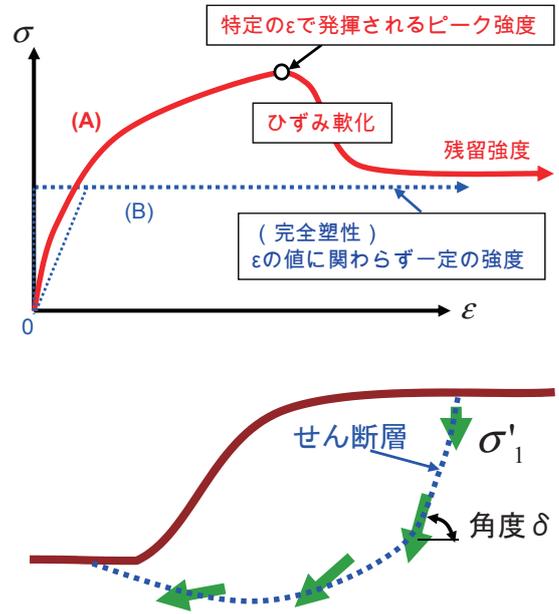
- ・a)~e)の影響のバランスを狙っている
- ・a)\*とd)\*によって締め固めの効果を考慮することによって、良い締め固めを奨励



土の応力 - ひずみ関係:

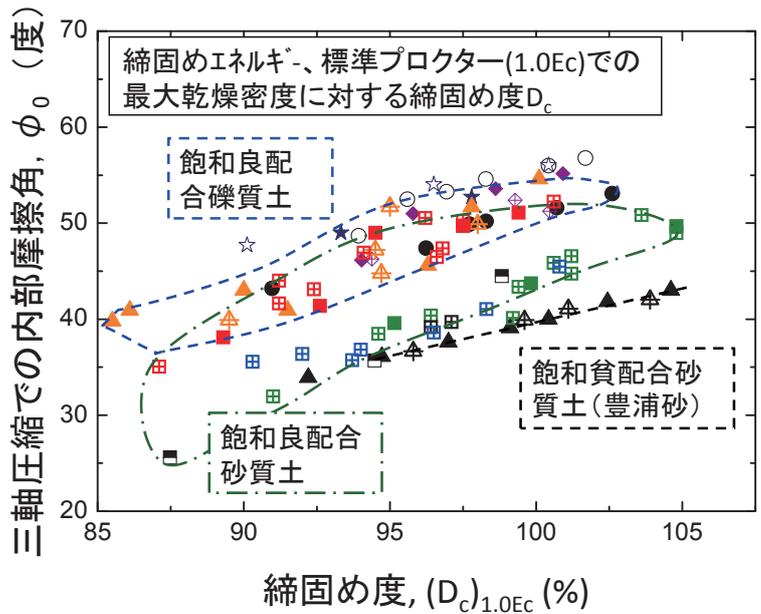
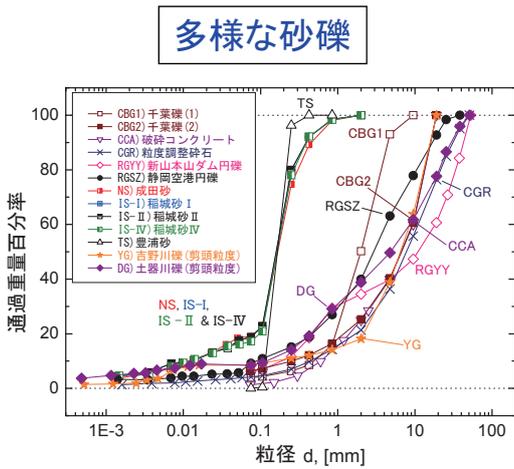
(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

- (A) 実際の複雑な関係
- 重要な項目:
- a) 実際の締固め乾燥密度に対応したピーク強度
  - b) 角度 $\delta$ の関数としての異方性
  - c) 現場での平面ひずみ条件
  - d)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化
  - e) d)の結果としての進行的破壊



排水三軸圧縮試験(拘束圧50kPa)による内部摩擦角

$\phi_0 = \arcsin[(\sigma'_1 - \sigma'_3)/(\sigma'_1 + \sigma'_3)]_{peak}$  と締固め度( $D_c$ )<sub>1.0Ec</sub>の関係



締固め度の影響は非常に大きい  
しかし、実務的設計でこの影響を適切に考慮しているのか？

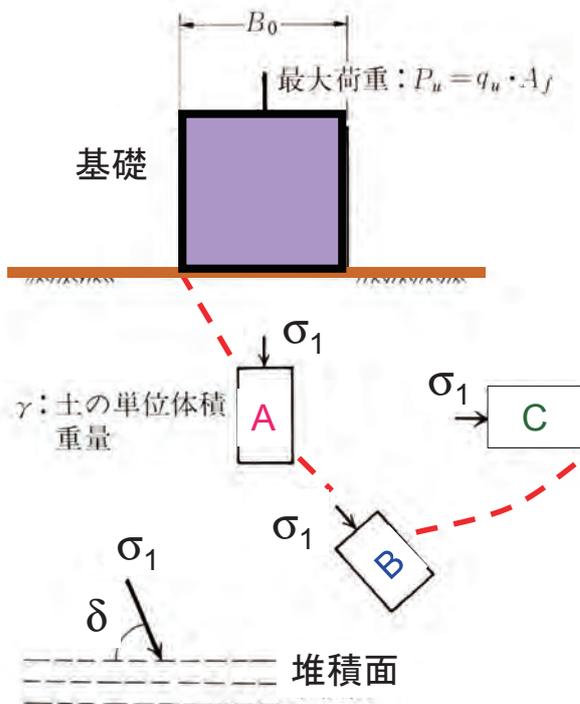
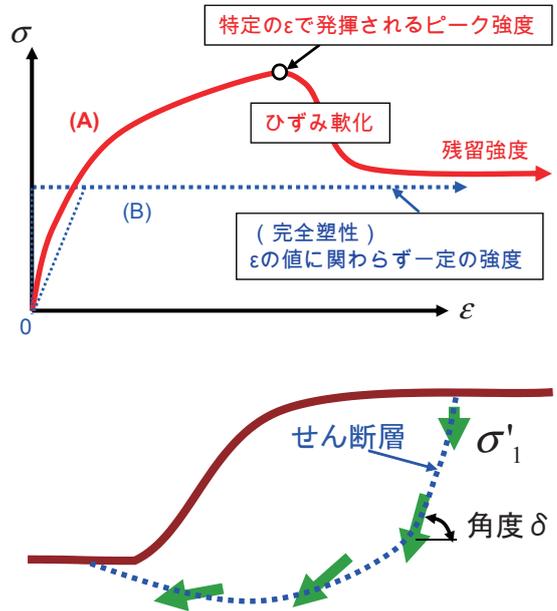
土の応力 - ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

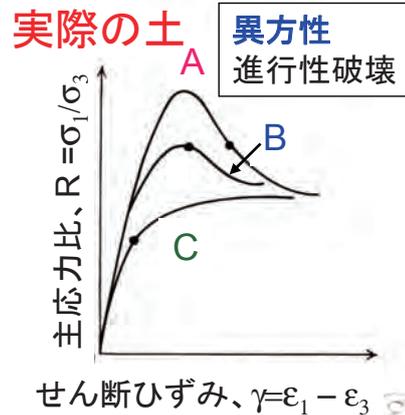
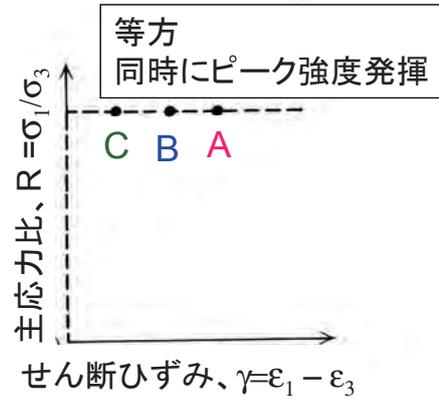
(A) 実際の複雑な関係

重要な項目:

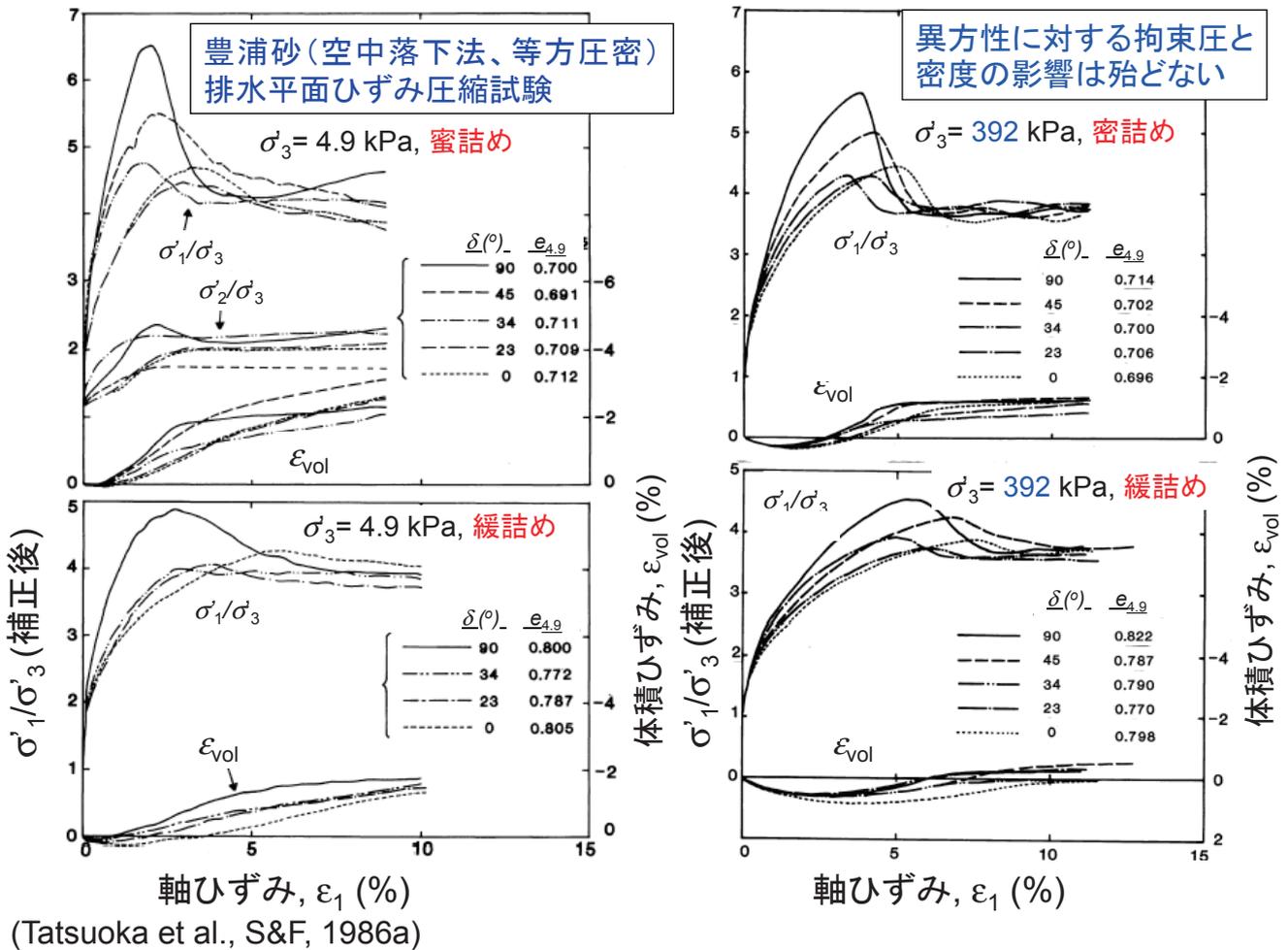
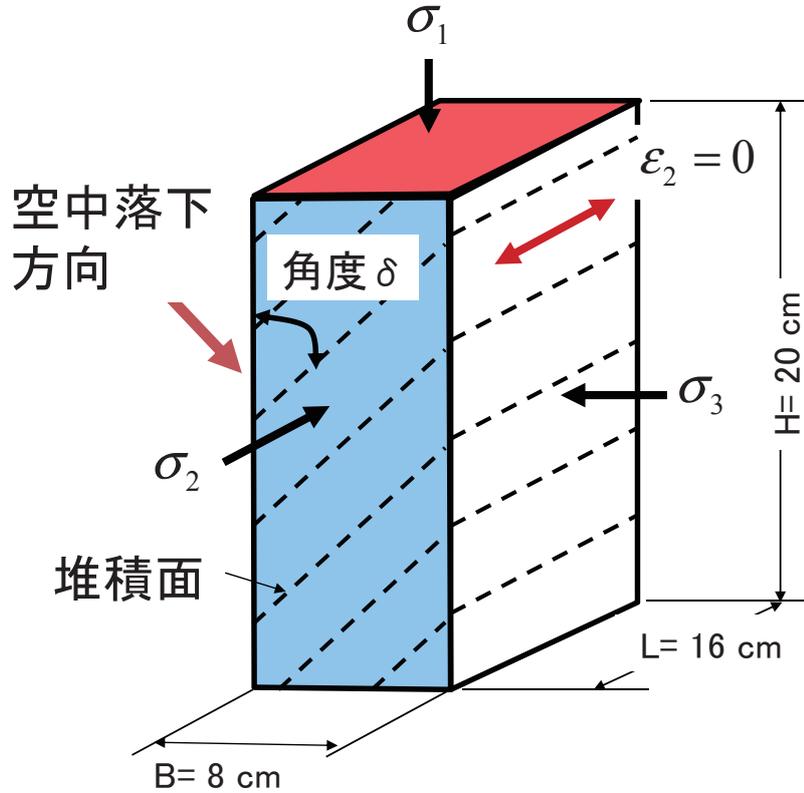
- a) 実際の締固め乾燥密度に対応したピーク強度
- b) 角度 $\delta$ の関数としての異方性
- c) 現場での平面ひずみ条件
- d)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化
- e) d)の結果としての進行的破壊



古典土質力学

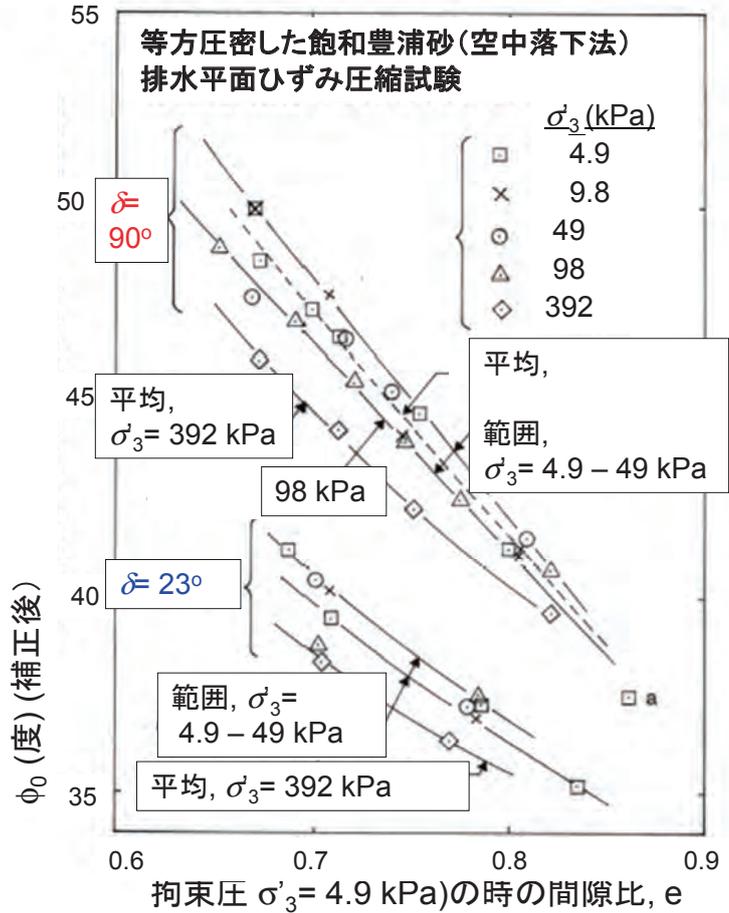
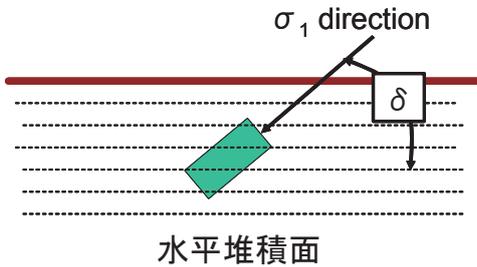


## 様々な角度 $\delta$ (0 ~ 90度) の供試体を用いた排水平面ひずみ圧縮試験

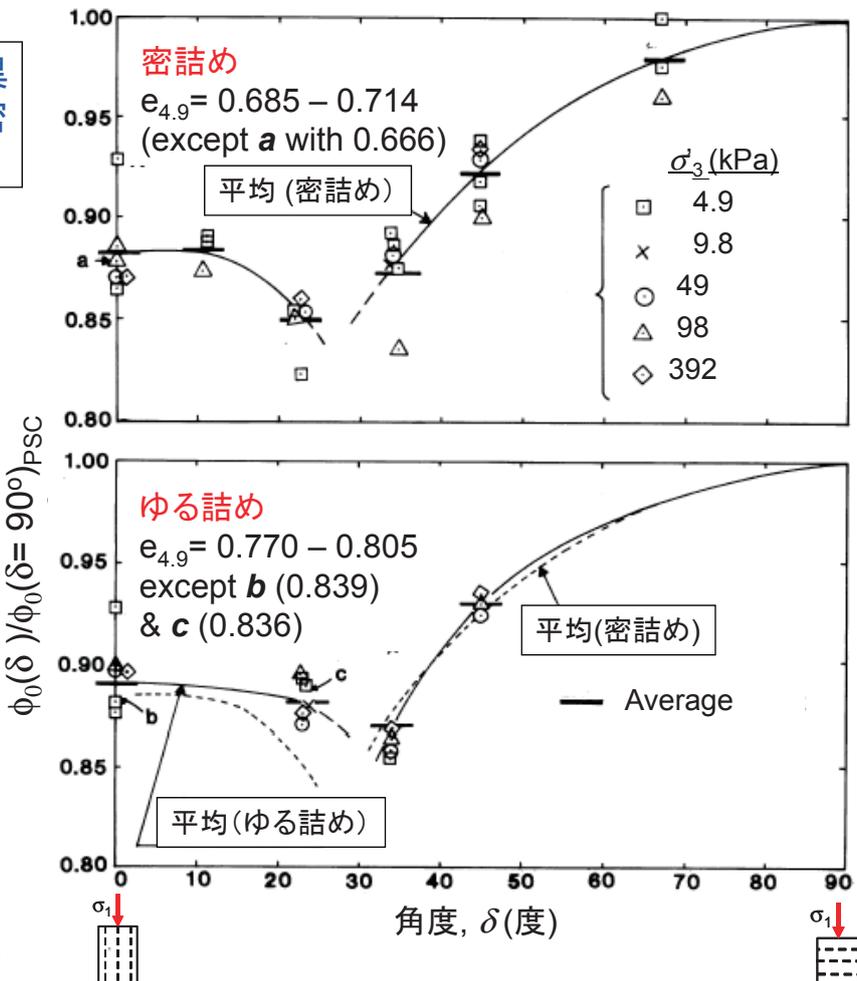


拘束圧と密度の大きな範囲  
において、常に異方性の影  
響がある

異方性の影響と密度の影響  
は同程度  
⇒異方性の影響は無視でき  
ない

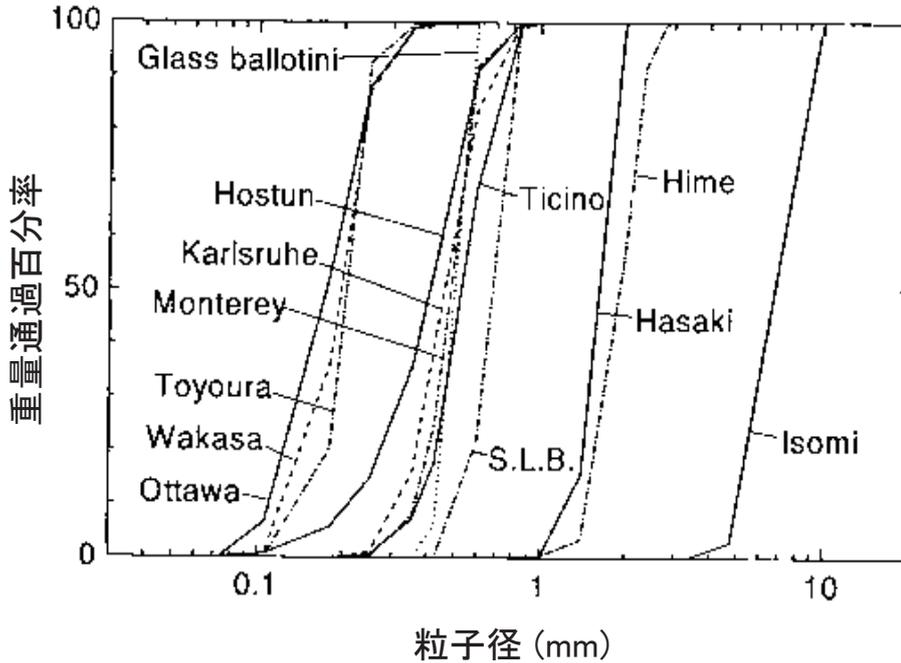


$\phi_0$ の比で表現すると、異  
方性に対する拘束圧と密  
度の影響は殆どない



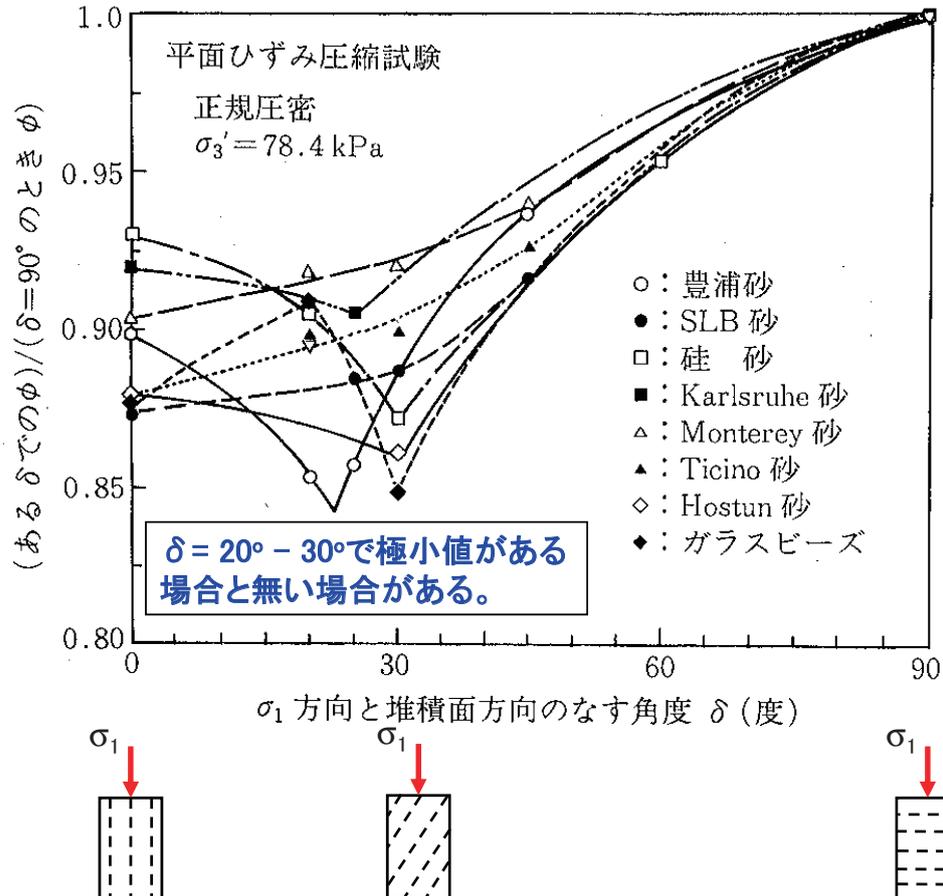
(Tatsuoka et al., S&F, 1986a)

世界各国の土質実験室で用いられている研究用の砂(貧配合)を用いた排水平面ひずみ圧縮試験



(Park & Tatsuoka, 1994)

砂の平面ひずみ圧縮試験における強度異方性のまとめ

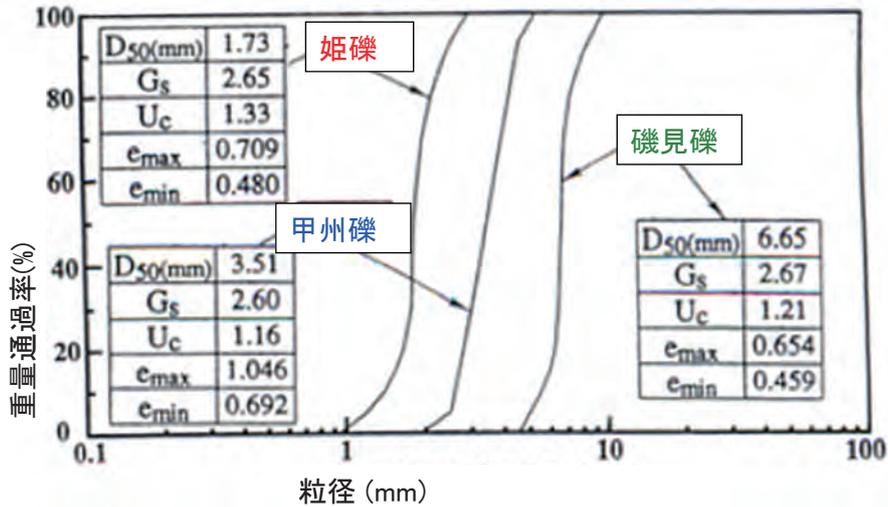


世界の砂で:  
共通な異方性

## このような大粒径の粒状体でも初期異方性は著しい

姫礫(円礫): 空中落下法で供試体作成

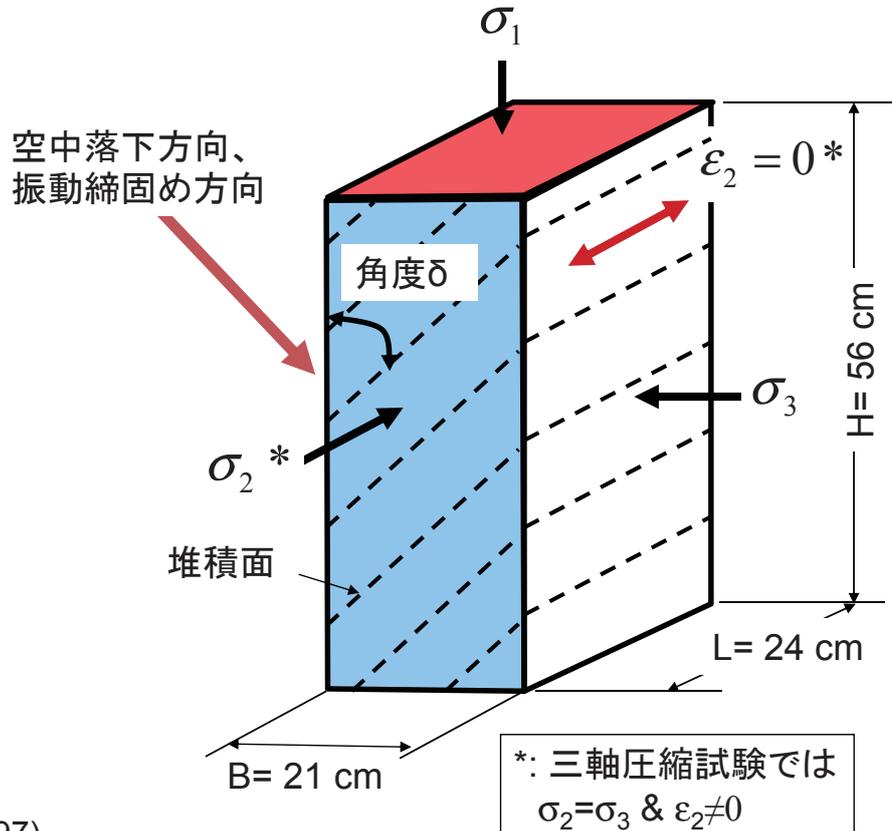
磯見礫(やや円礫): 多層振動締固めで供試体作成



甲州礫(安山岩): 多層振動締固めで供試体作成

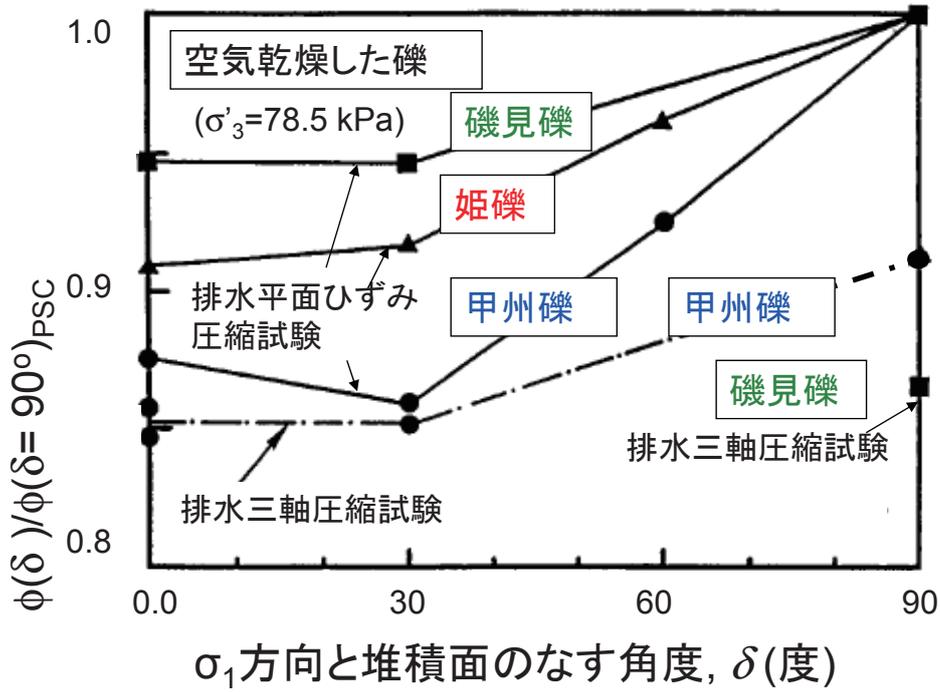
(Dong & Nakamura., 1997)

## 大型平面ひずみ圧縮試験と大型三軸圧縮試験



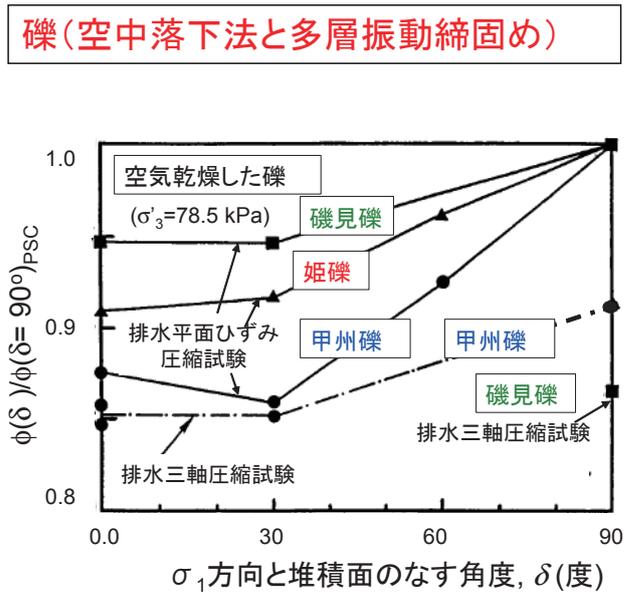
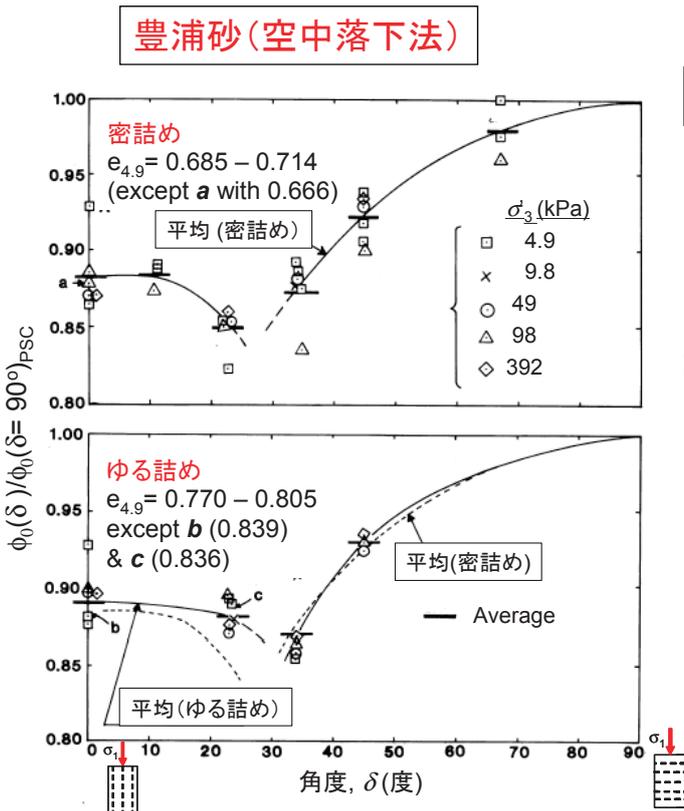
(Dong & Nakamura., 1997)

振動締固めした角張った粒型を持つ甲州礫が、最も大きな強度異方性を示す



(Dong & Nakamura., 1997)

ϕ₀で整理すると類似の強度異方性



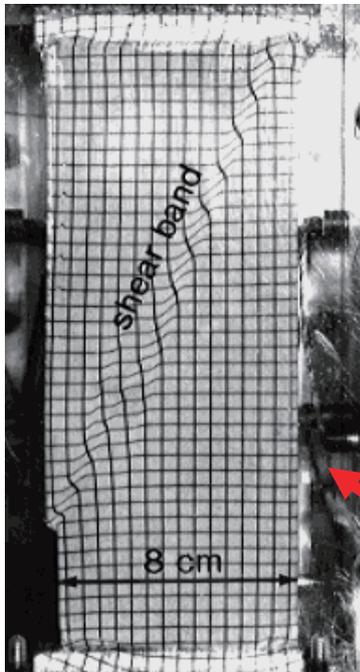
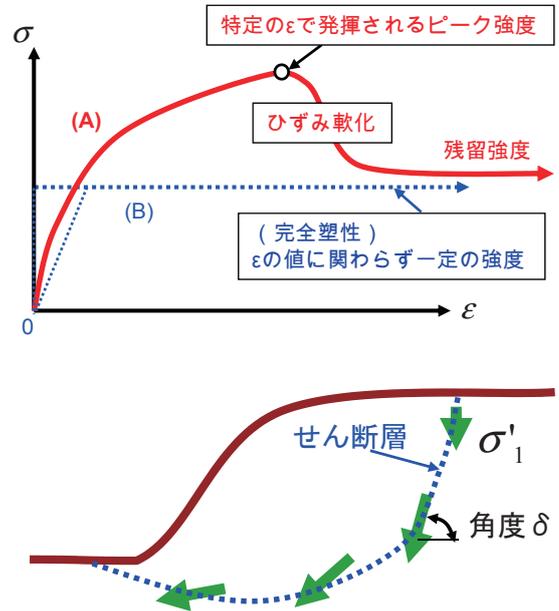
土の応力－ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

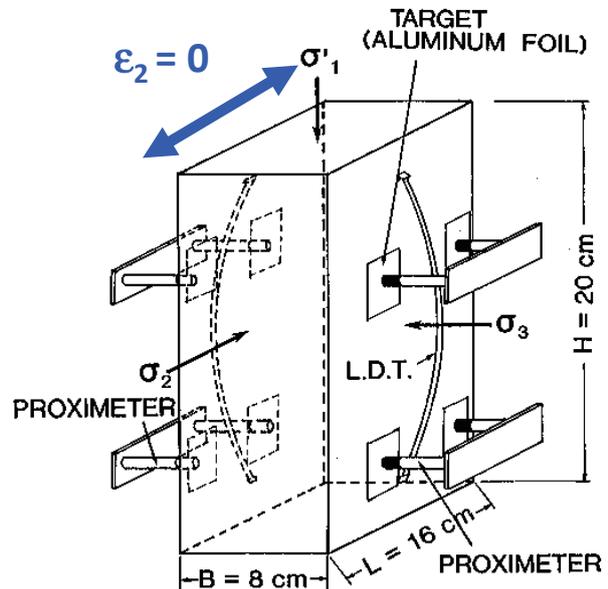
(A) 実際の複雑な関係

重要な項目:

- a) 実際の締固め乾燥密度に対応したピーク強度
- b) 角度 $\delta$ の関数としての異方性
- c) 現場での平面ひずみ条件
- d)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化
- e) d)の結果としての進行的破壊



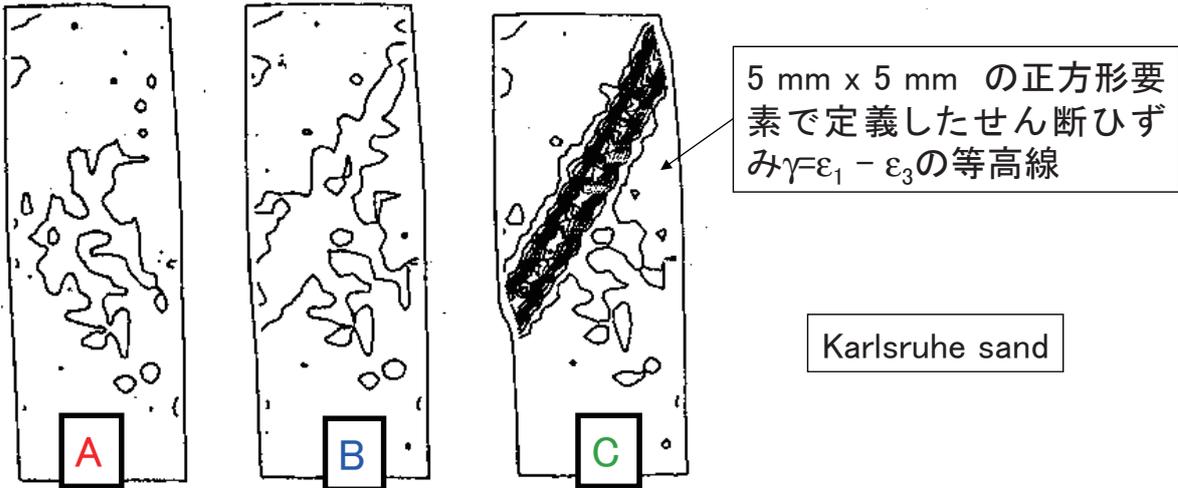
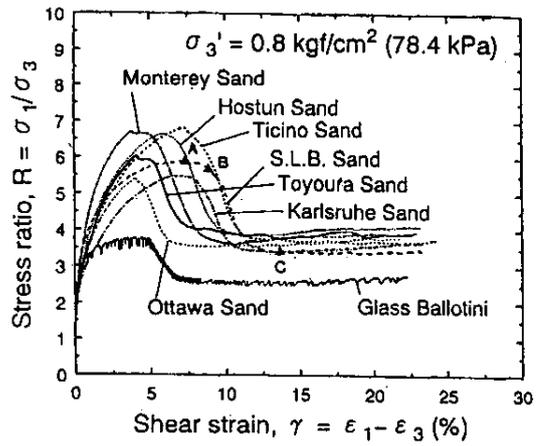
豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験 ( $D_{50} = 0.206 \text{ mm}$ ;  $\sigma_3 = 78 \text{ kPa}$ )で供試体平均せん断ひずみが11.8%の時に観察されたせん断層 (Yoshida et al., 1995; Yoshida & Tatsuoka 1997).



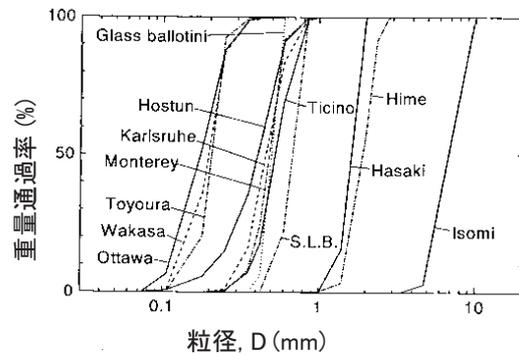
- 1. アクリル製の透明拘束版を通して見えた $\sigma_2$ 面ラテックスゴム製の供試体メンブレンに描いた伸縮自由なゴム製の格子
- 2. 実験中に多くの写真撮影
- 3. 試験後、0.01 mmの精度で格子点の座標読み取り

## 平面ひずみ圧縮試験での砂の供試体でのせん断層

- A: ピーク応力状態直前 (供試体を横切らない局所的せん断層が発生)
- B: ピーク応力状態直後 (供試体を横切るせん断層が発生)
- C: 残留状態開始時



## 貧配合の砂礫

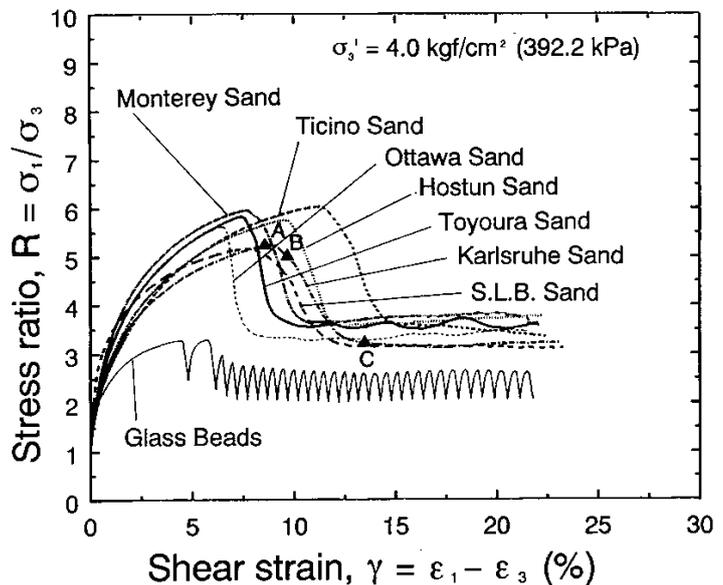


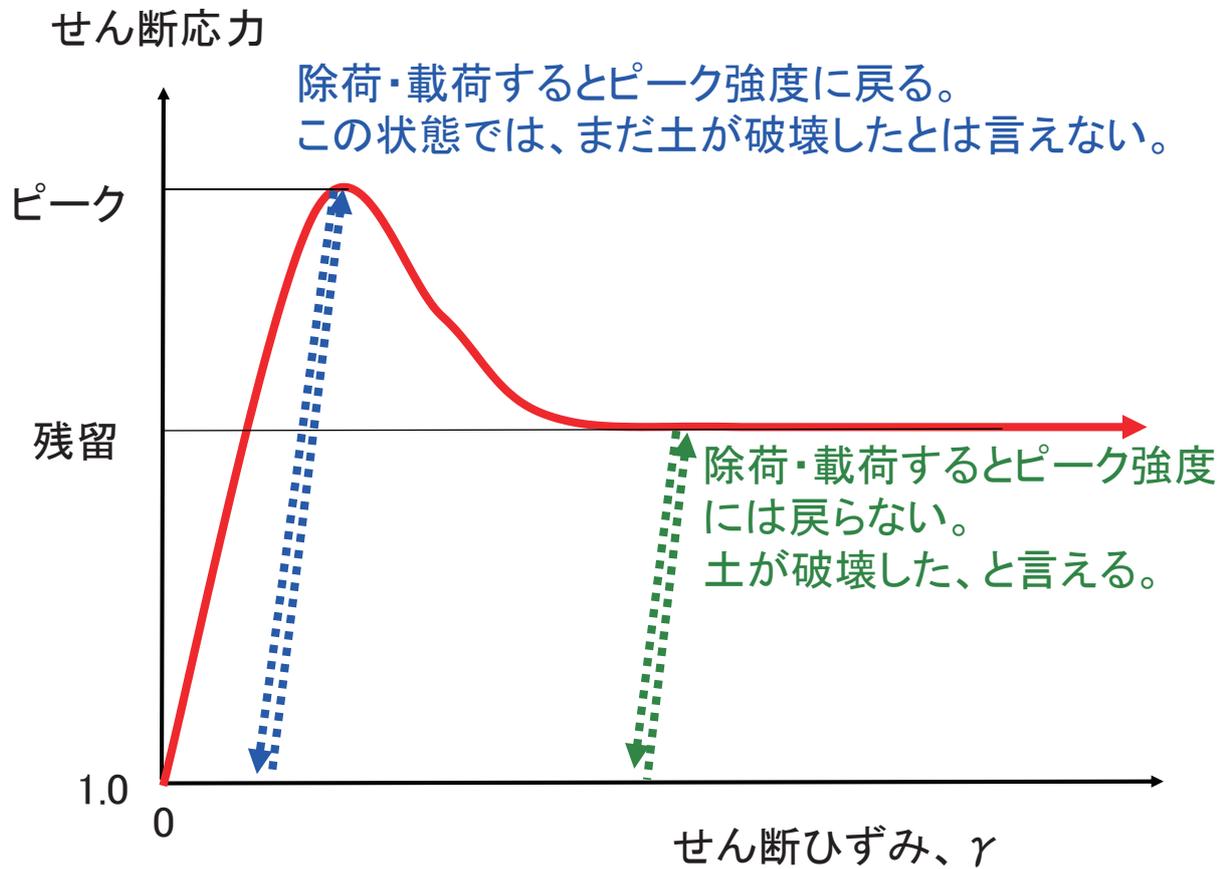
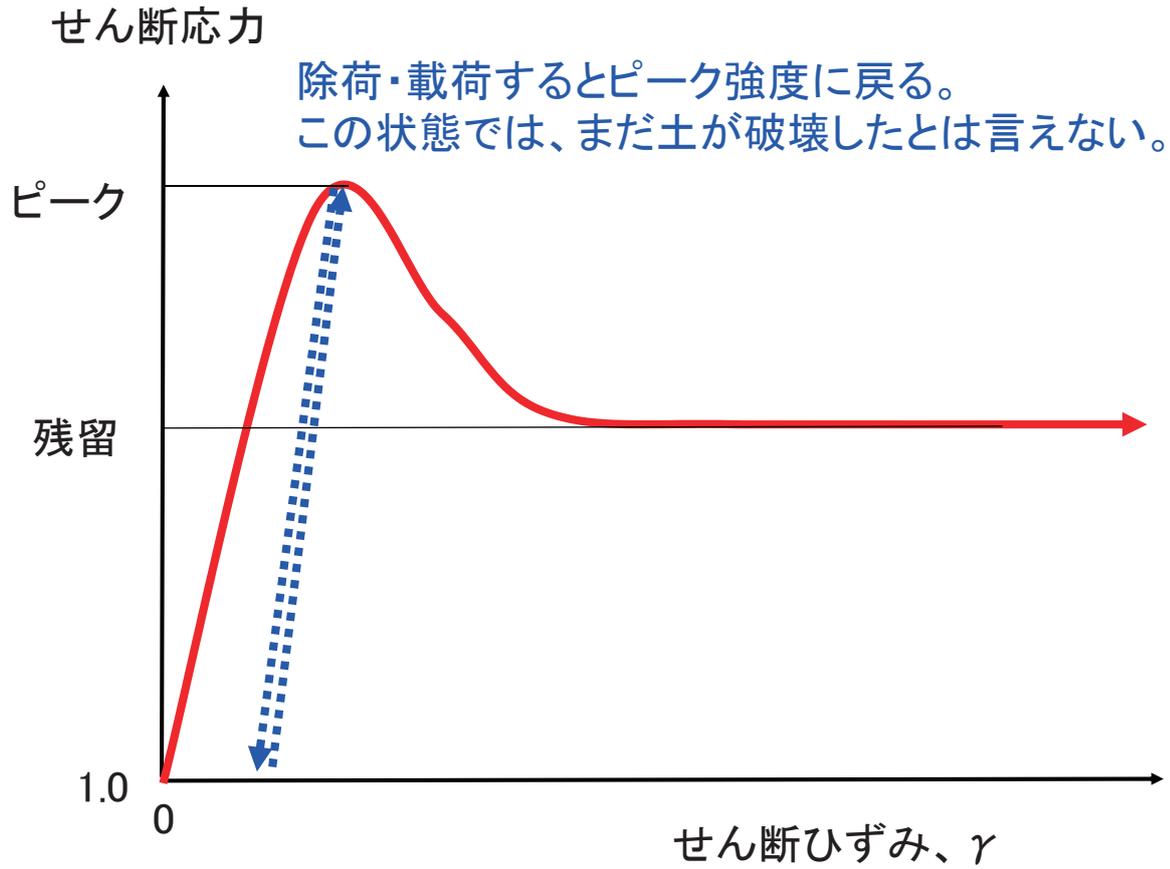
### せん断応力レベル

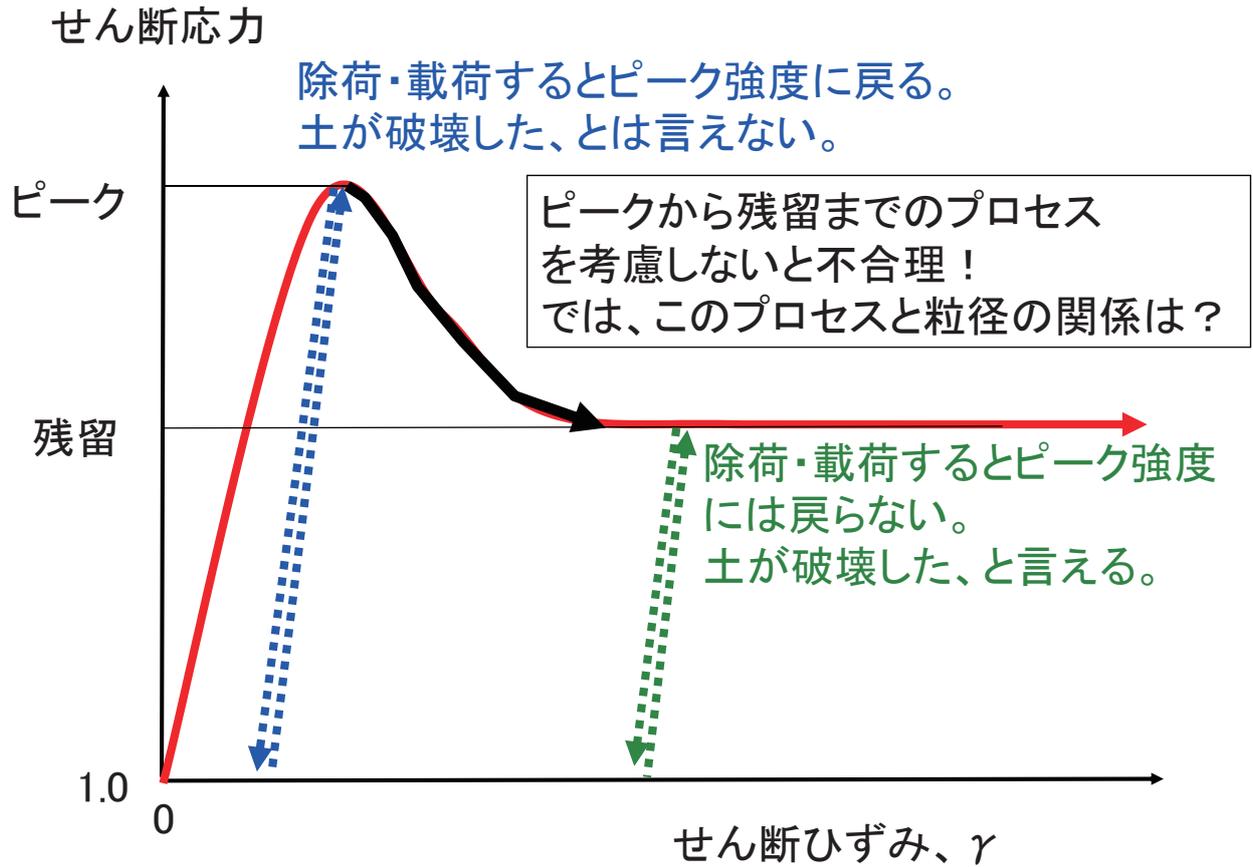
$$R_n = \frac{R - R_{residual}}{R_{peak} - R_{residual}}$$

$$R_n = 1.0 \text{ when } R = R_{peak}$$

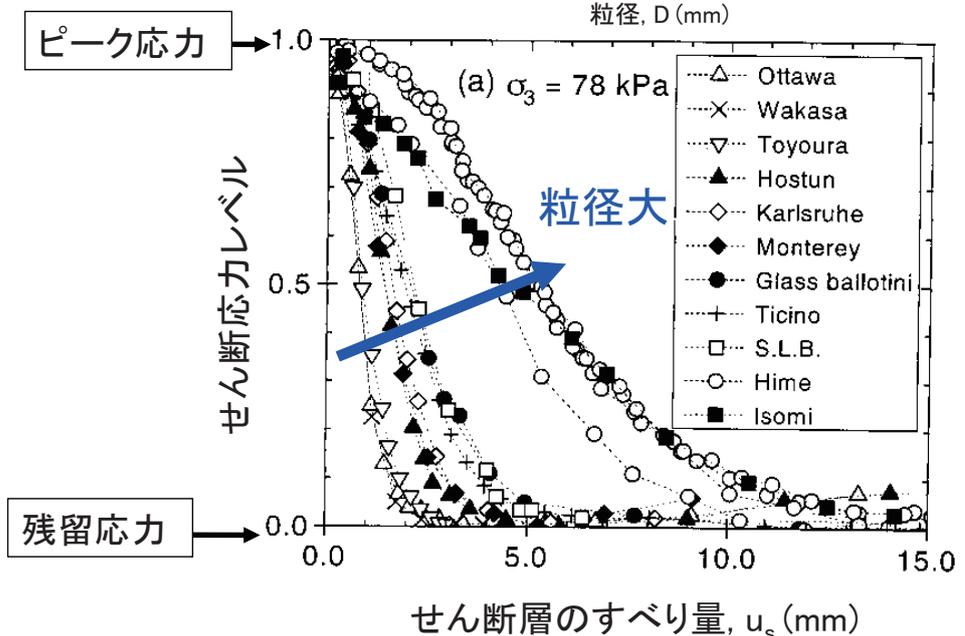
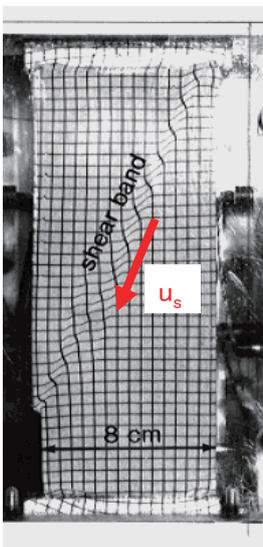
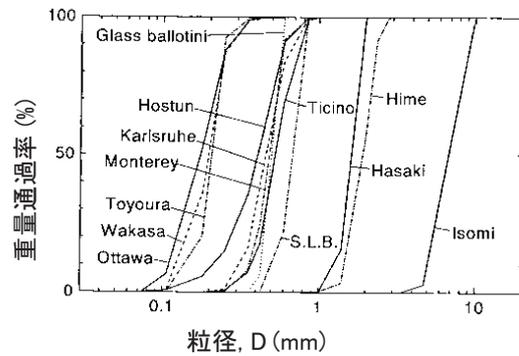
$$R_n = 0.0 \text{ when } R = R_{residual}$$



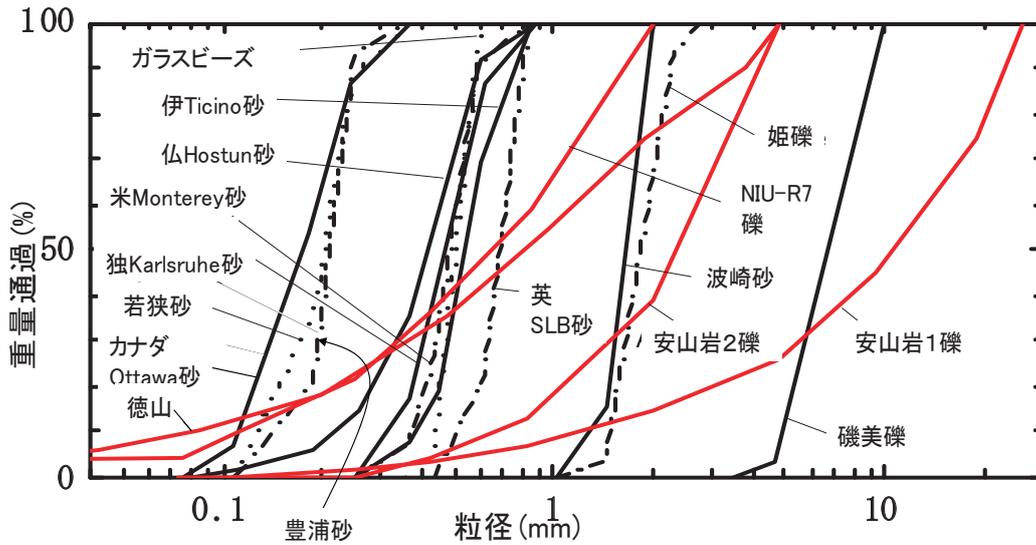




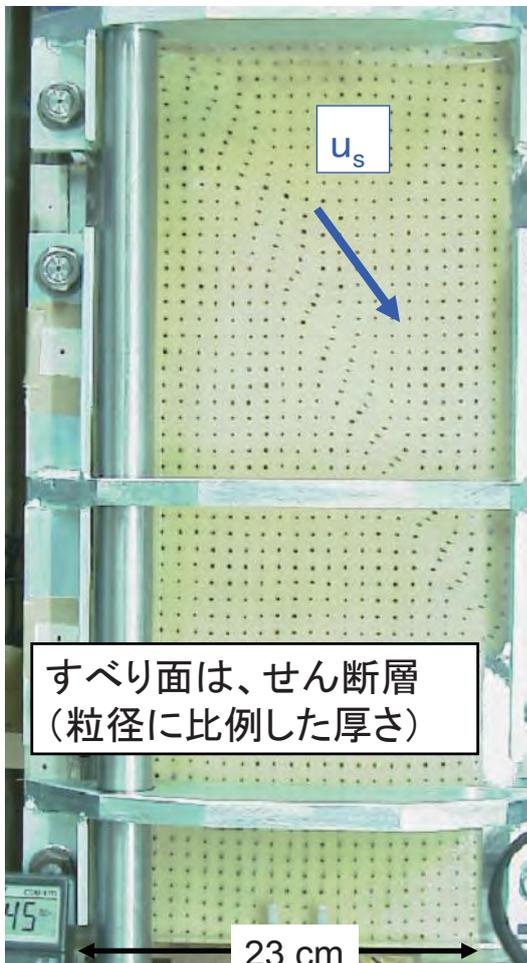
砂の平面ひずみ圧縮試験、 $\sigma_2$ 面で観察されたすべり面(せん断層、または、せん断帯; shear band):



# 広い範囲の粒径 $D_{50}$ と均等係数 $U_c$ の砂礫の平面ひずみ圧縮試験



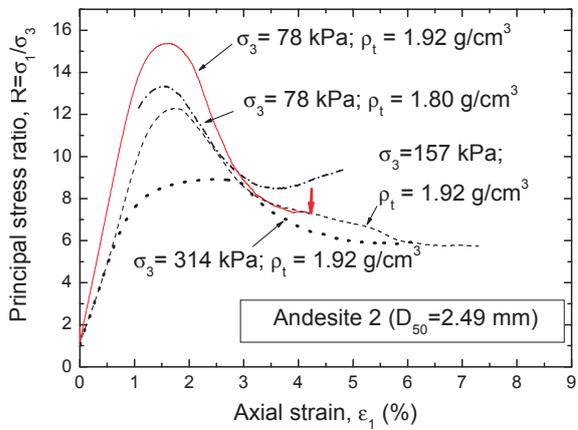
Yoshida, T. and Tatsuoka, F. (1997), "Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics", *Proc. 14th ICSMFE, Hamburg*, Vol. 1, pp.237-240.  
 Okuyama, Y., Yoshida, T., Tatsuoka, F., Koseki, J., Uchimura, T., Sato, N., and Oie, M. (2003): Shear banding characteristics of granular materials and particle size effects on the seismic stability of earth structures, *Proc. 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003, pp.607-616.  
 龍岡文夫・菊池喜昭: 基礎の設計—やさしい基礎知識第14回—: 2.1.7 砂礫のせん断強度、2.1.7.4 ひずみ軟化過程 (2003)、基礎工月3号、94-99頁



すべり面は、せん断層  
(粒径に比例した厚さ)

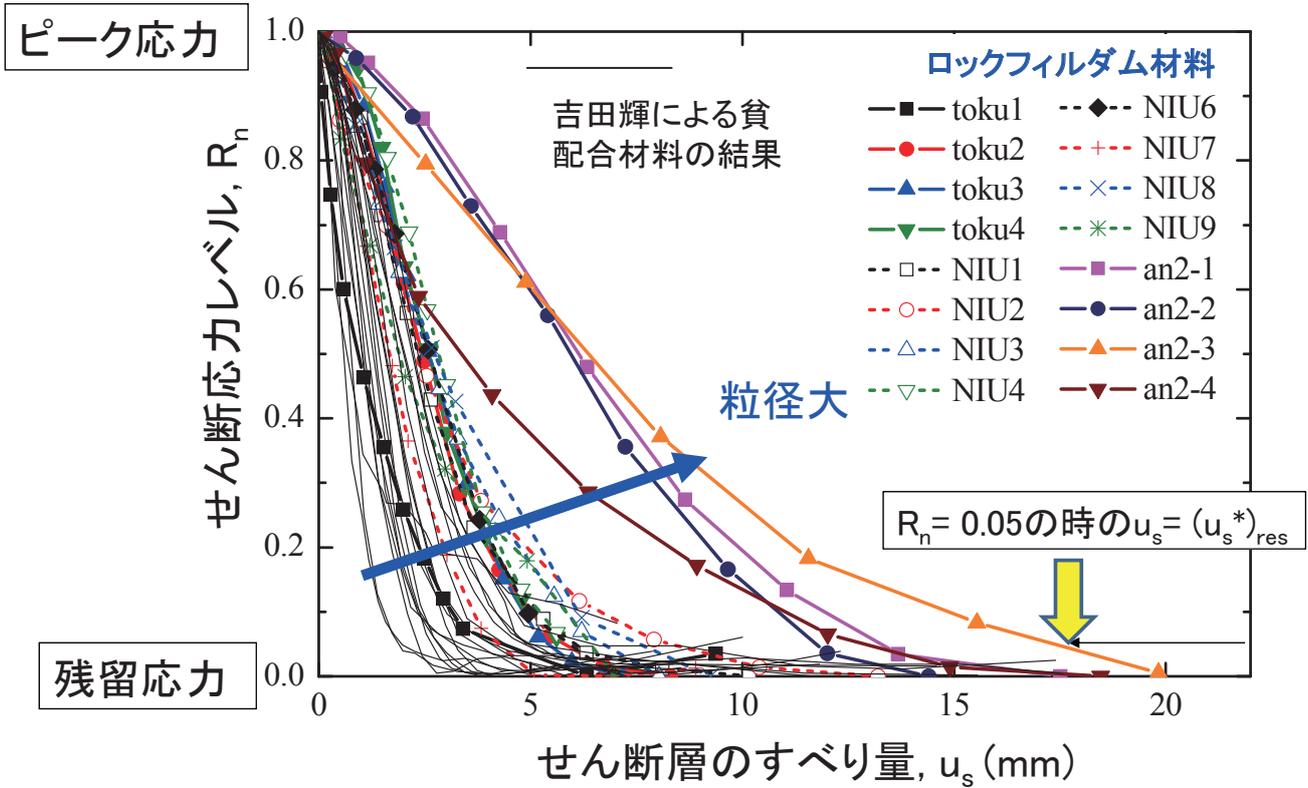
平面ひずみ圧縮試験  
・供試体側面の写真を多数撮影  
せん断層に沿ったすべり量 $u_s$ を測定

57 cm



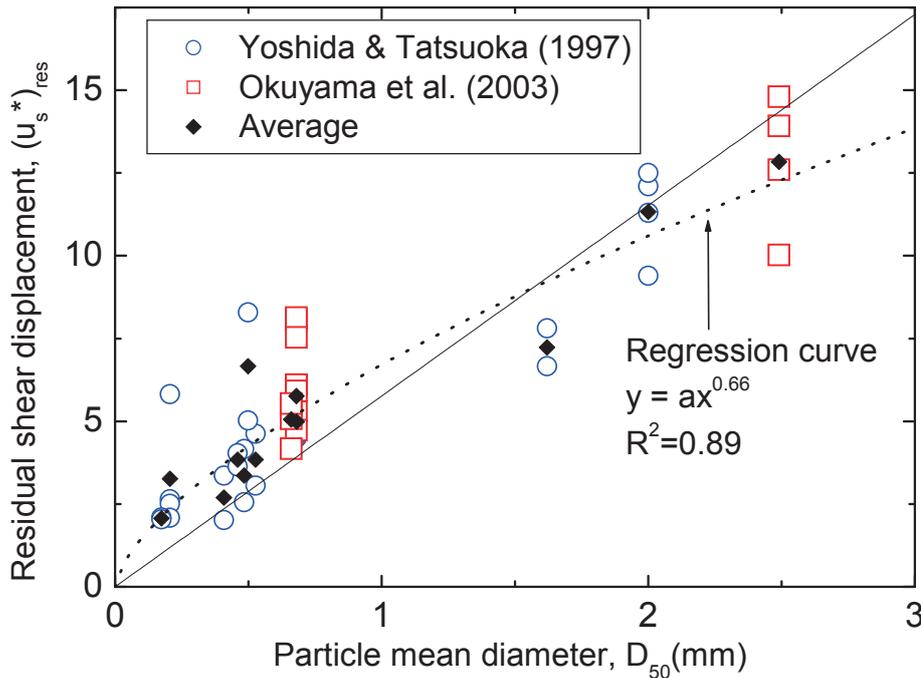
安山岩  
( $D_{50} = 2.49 \text{ mm}$  &  $U_c = 4.1$ ),  
at  $\epsilon_1 = 4.25 \%$ ,  $\sigma'_3 = 314 \text{ kPa}$

## 実験で得られた全ての $R_n - u_s$ 関係のまとめ



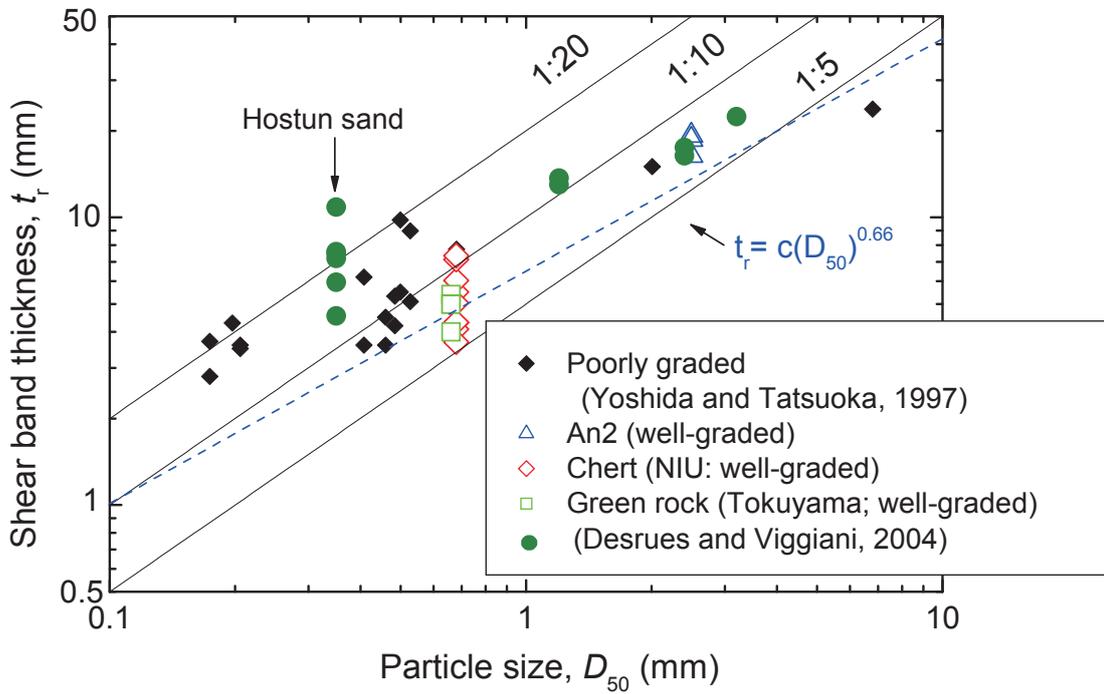
残留状態に至るまでのせん断変形量 $(u_s^*)_{res}$ は粒径 $D_{50}$ の増加に伴って増加！

Why ?



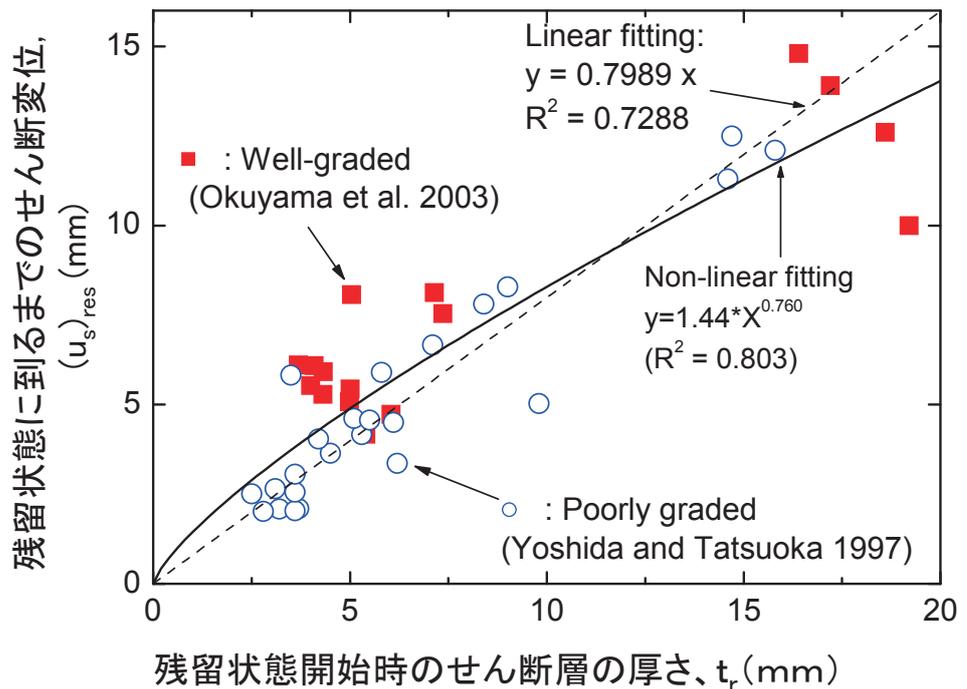
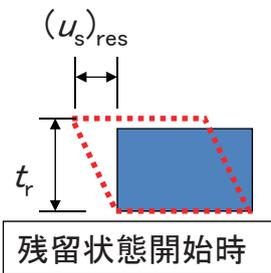
(Okuyama et al., 2003; Oie et al., 2003)

残留状態に至るまでのせん断変形量( $u_s^*$ )<sub>res</sub>は粒径 $D_{50}$ の増加に伴って増加する！ その第一の理由は、  
 -せん断層の厚さ $t_r$ は粒径 $D_{50}$ の増加とともに増加！



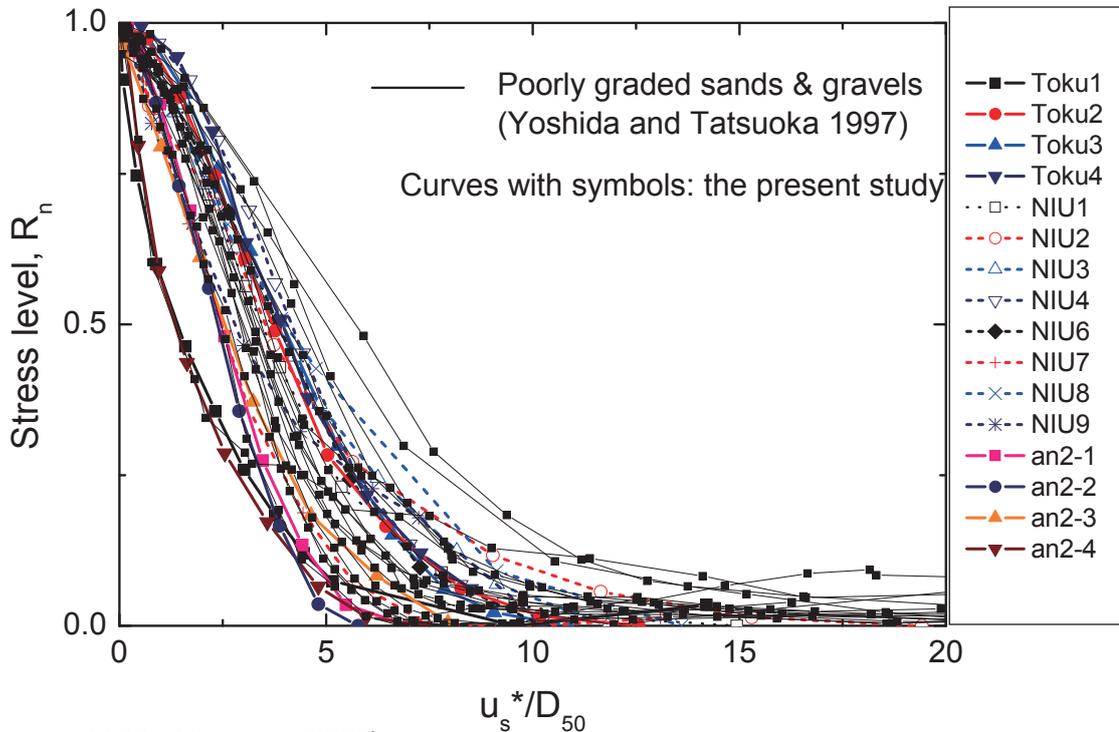
残留状態に至るまでのせん断変形量( $u_s^*$ )<sub>res</sub>は粒径 $D_{50}$ の増加に伴って増加！  
 その理由は、

- ①  $t_r$  (残留状態開始時のせん断層の厚さ)は $D_{50}$ の増加に伴って増加：
- ②  $(u_s^*)_{res}/t_r$  = 「残留状態開始時のせん断層内のせん断ひずみ」は $t_r$ に依らないで100%程度



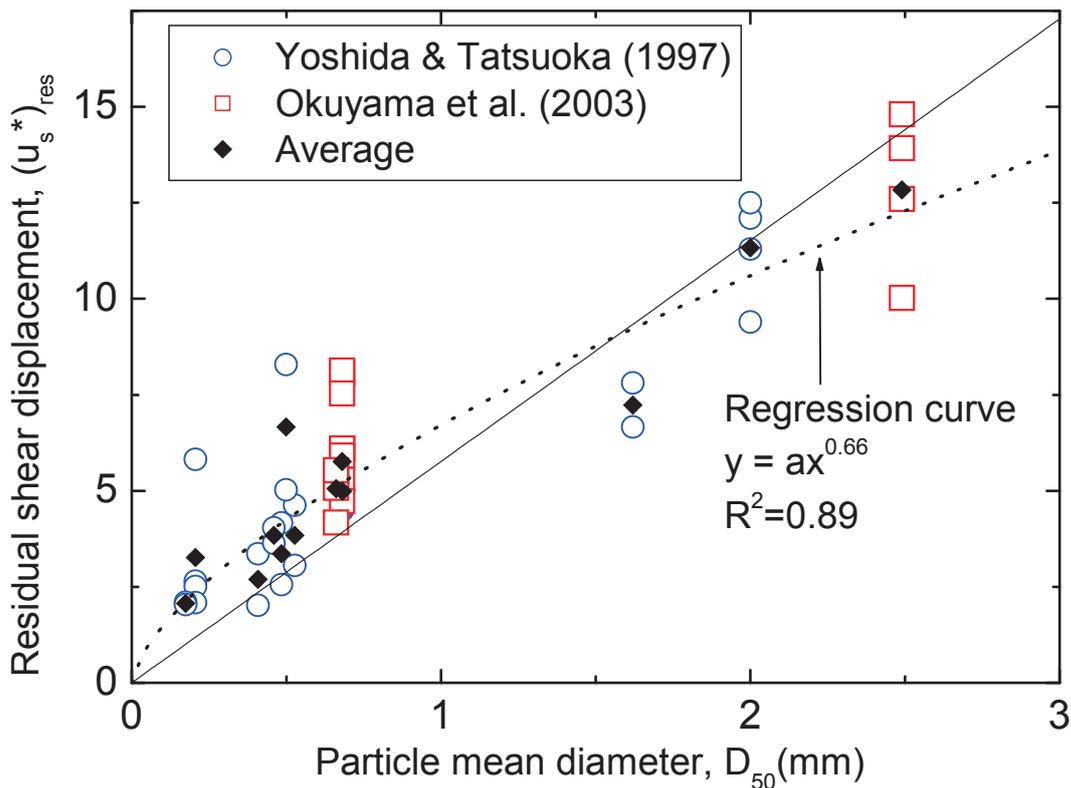
### 粒度特性の影響:

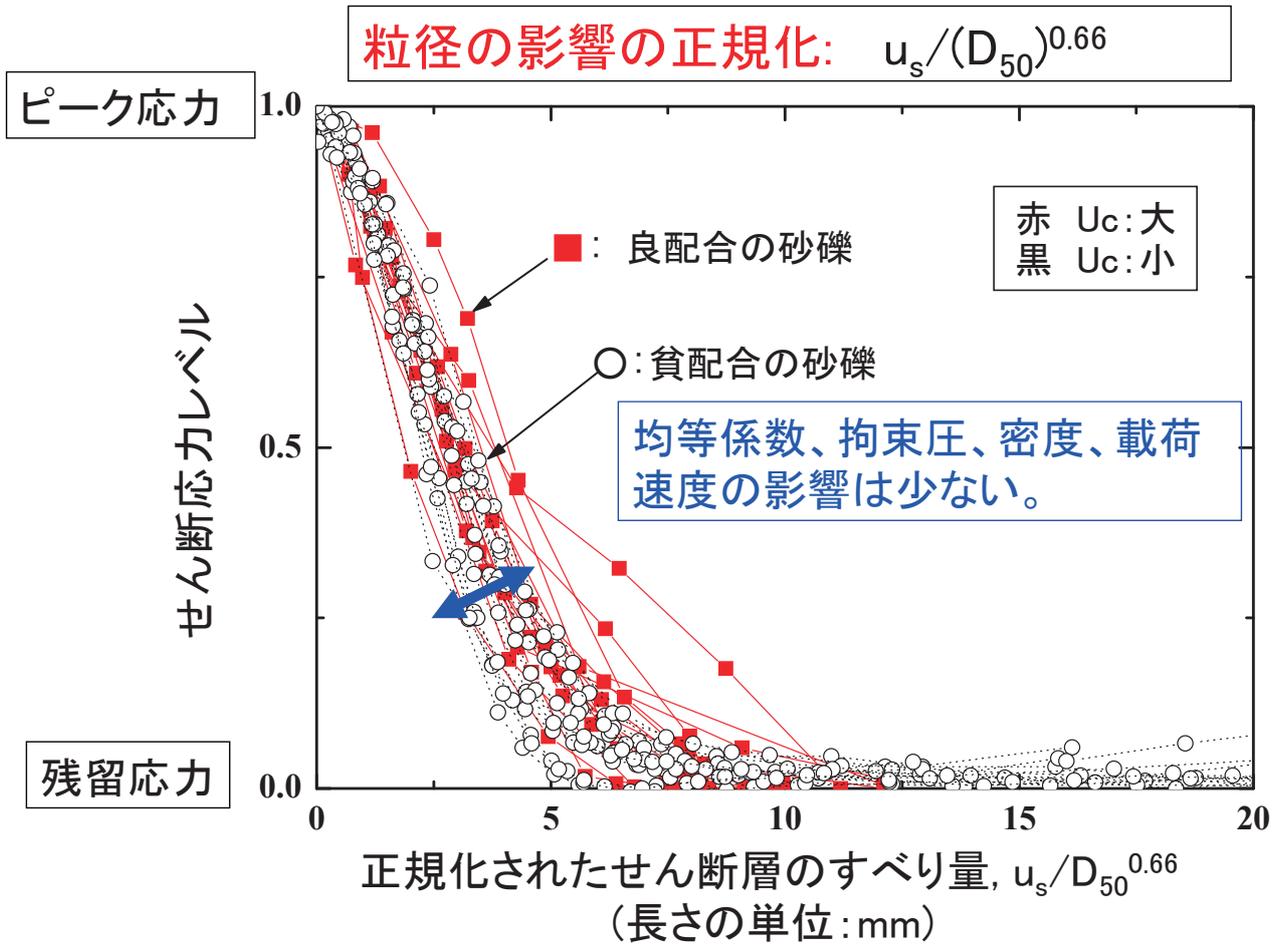
- 平均粒径  $D_{50}$  だけによる正規化で十分か？
- 均等係数  $U_c$  の系統的な影響は無いようである。



(Okuyama et al., 2003; Oie et al., 2003)

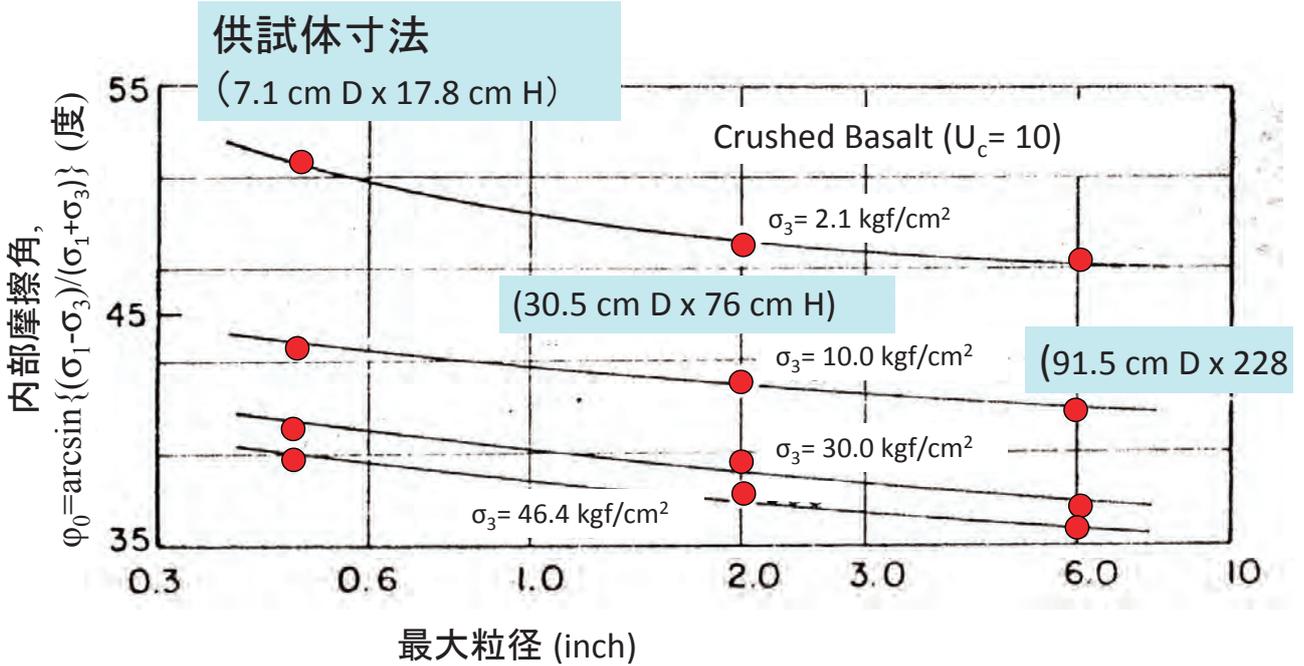
ピーク応力状態から残留状態に至るまでのせん断層のせん断変形量  $(u_s^*)_{res}$  は  $D_{50}$  の増加に対して増加するが、**非線形に増加**





- (Q) なぜ、ロック材(大粒径の礫)を用いるのか？
- (A) 粒径が大きいほど施工しやすいから。また、粒径が大きいほど安定することを、経験的に知っているから。
- (Q) しかし、通常的设计での安定計算では粒径の影響を考慮しているか？
- (A) していない。
- (Q) 三軸圧縮試験では、粒径が大きくなるほど内部摩擦角は大きくなるのか？

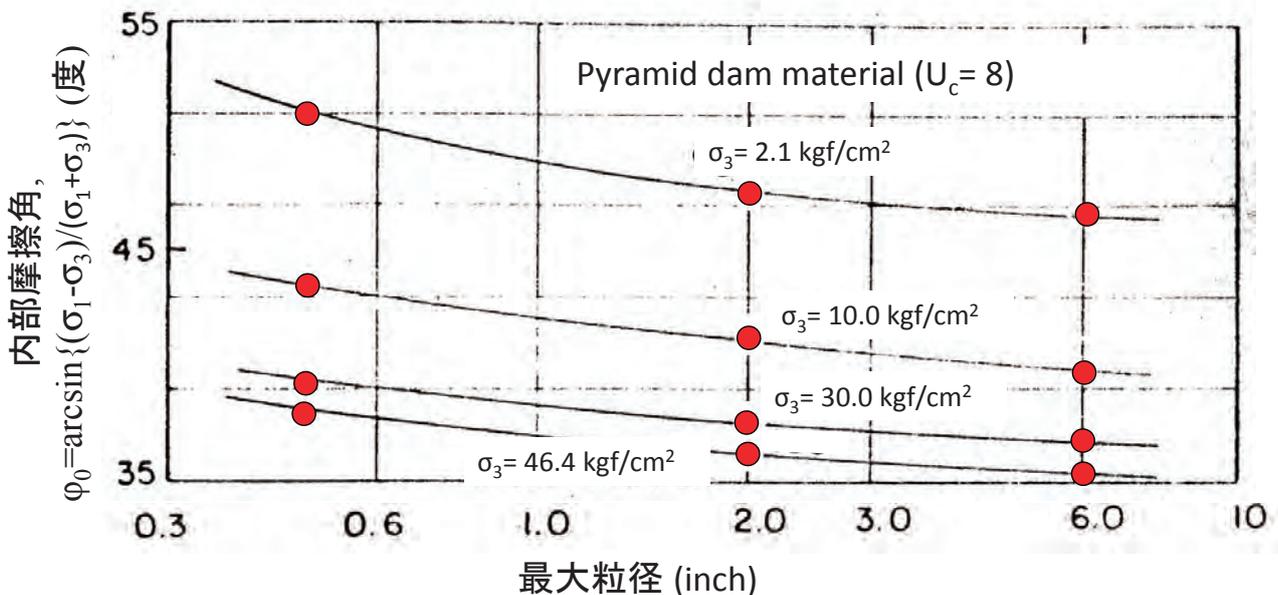
三軸圧縮試験では、粒径が大きくなるとピーク強度は減少する！



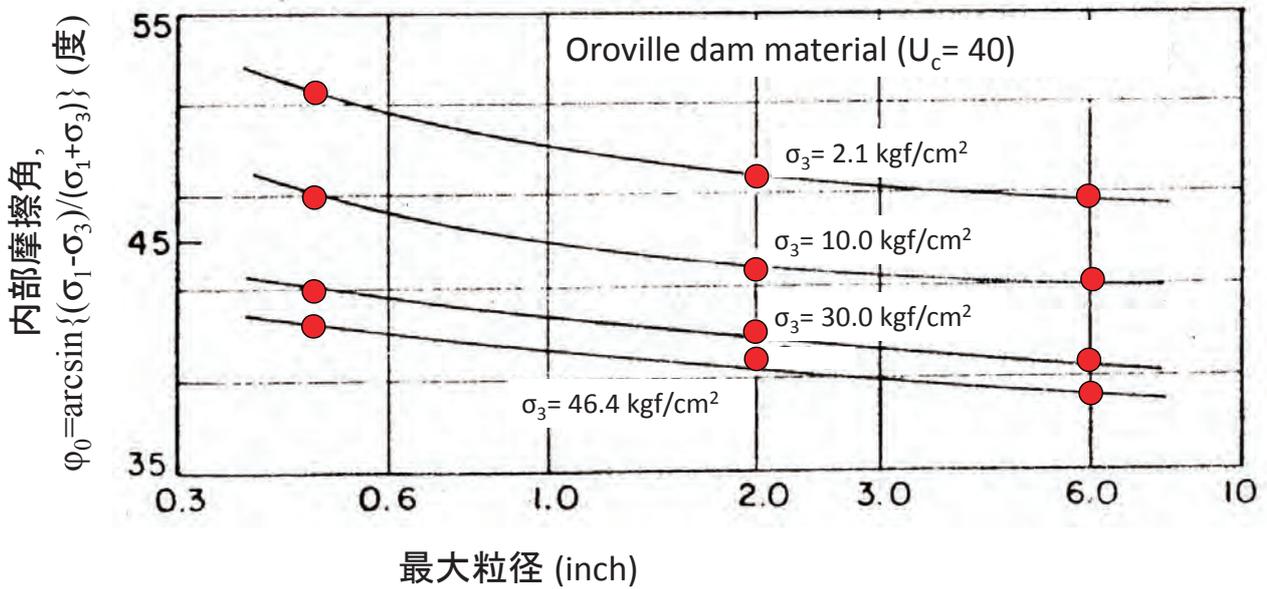
University of California, Berkeley:

供試体寸法/最大粒径の比は一定。同じ相対密度。

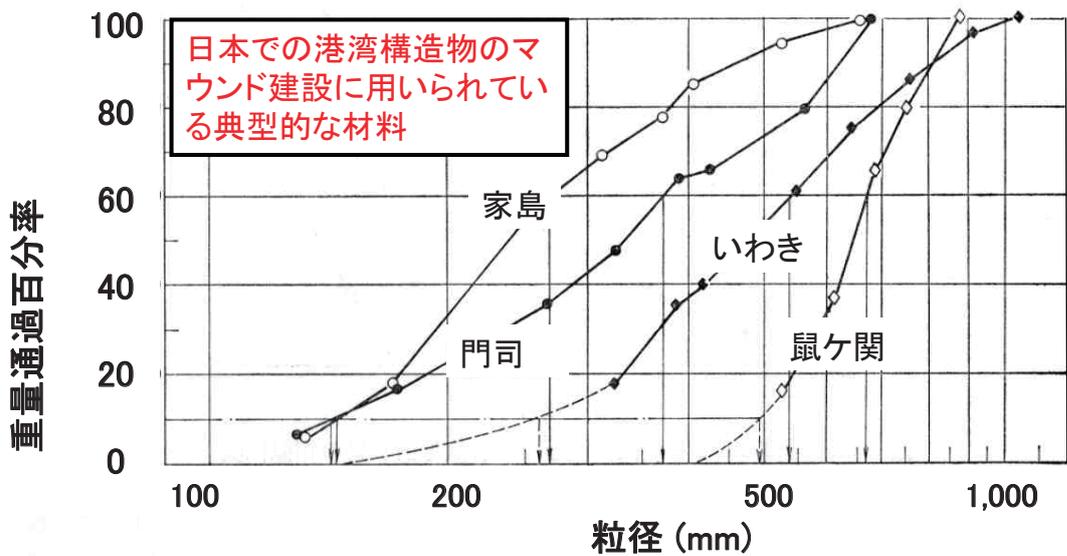
三軸圧縮試験では、粒径が大きくなるとピーク強度は減少する！

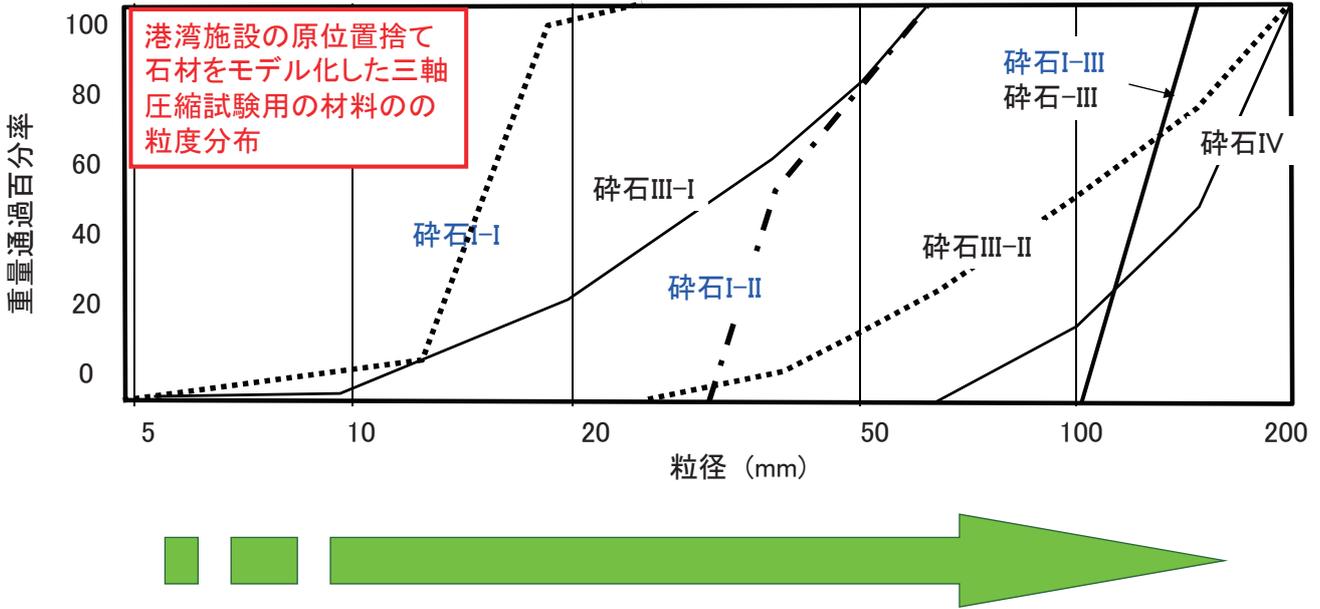


三軸圧縮試験では、粒径が大きくなるとピーク強度は減少する！



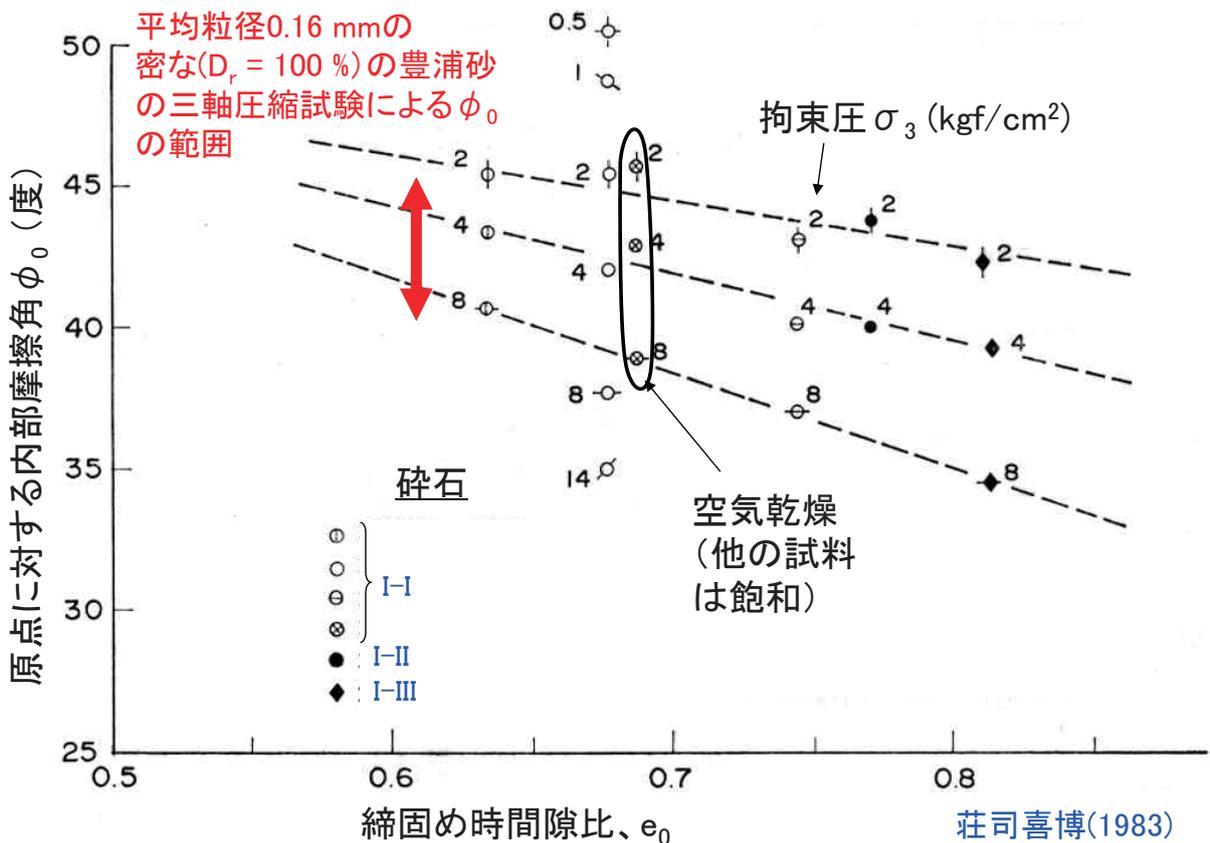
三軸圧縮試験では、粒径が大きくなるとピーク強度は減少する！  
(港湾技術研究所での研究)





粒径が大きくなると、ピーク強度は減少する！

大粒径の方が $\phi_0$ が大きくなるとは言えない。むしろ、減少する傾向では、大きな粒径を使用することの安定性に対するメリットは何か？



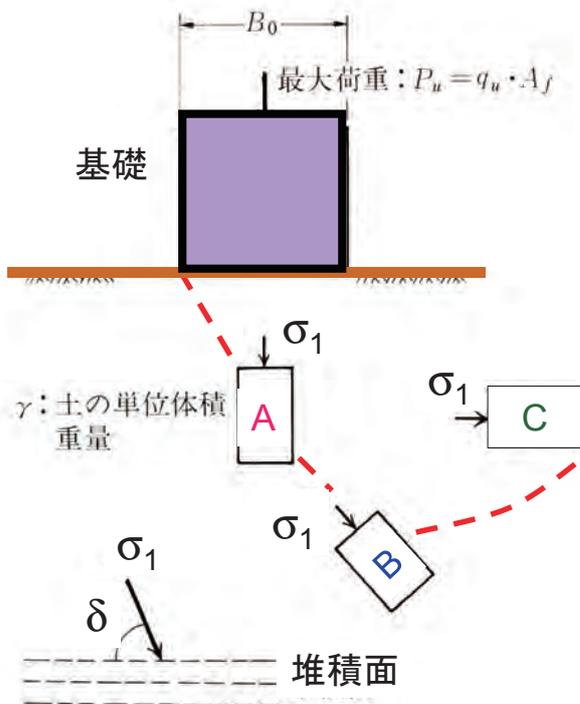
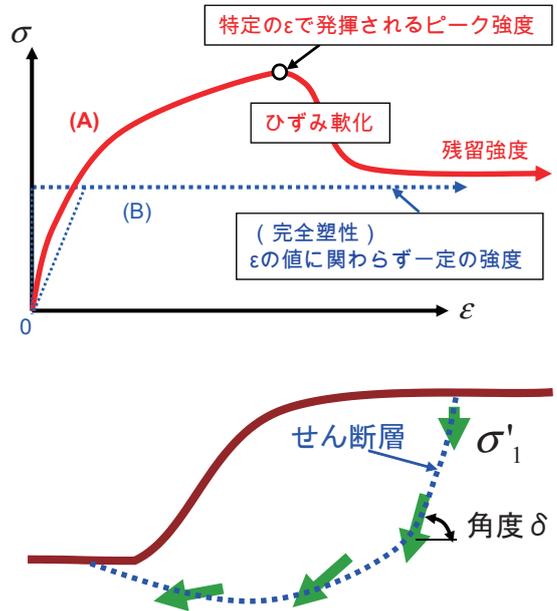
土の応力 - ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

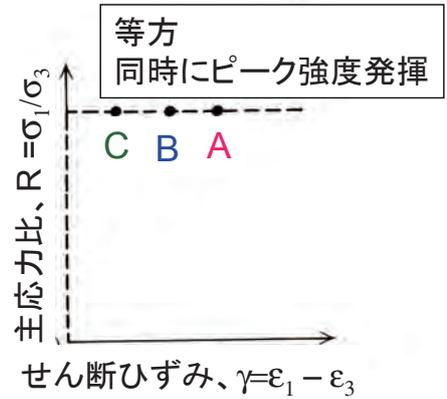
(A) 実際の複雑な関係

重要な項目:

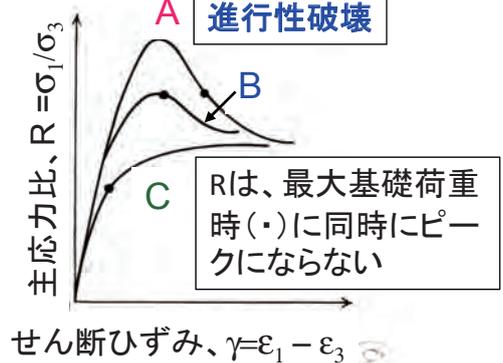
- a) 実際の締固め乾燥密度に対応したピーク強度
- b) 角度 $\delta$ の関数としての異方性
- c) 現場での平面ひずみ条件
- d)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化
- e) d)の結果としての進行的破壊



古典土質力学

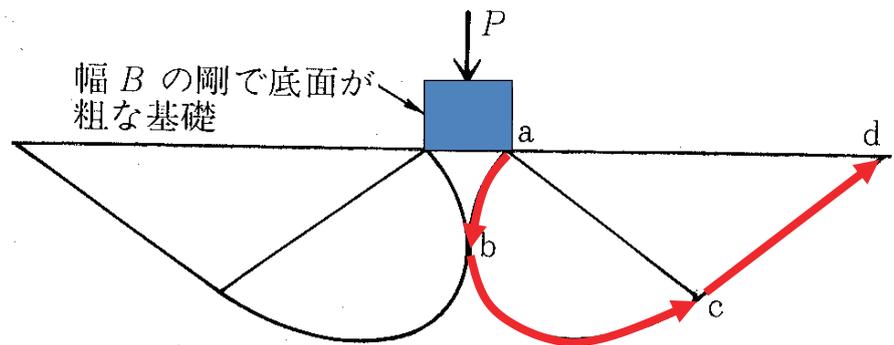


実際の土

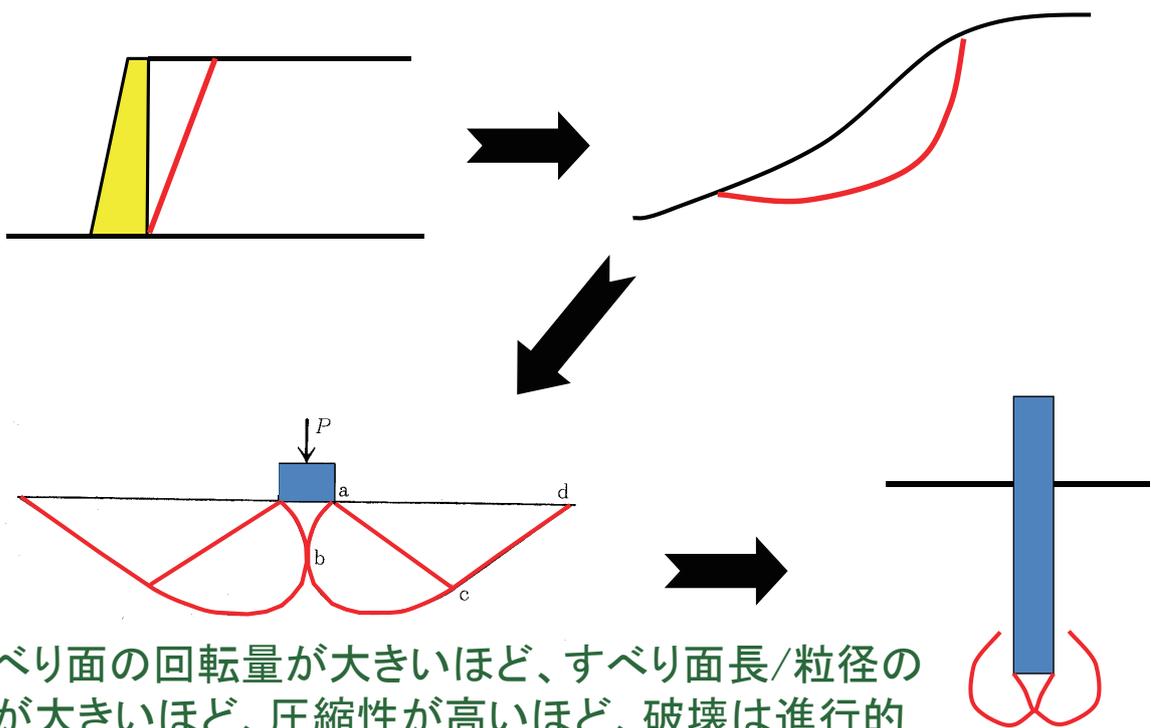


地盤の破壊の進行性：  
すべり面は、一気に形成される訳ではない。

- ・基礎荷重の最大値は、せん断層が  $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d$  と進展してゆく途中で発揮される



地盤の破壊の進行性：  
すべり面は、一気に形成される訳ではない  
すべり面に沿ってピーク強度は同時には発揮されない



すべり面の回転量が大きいほど、すべり面長/粒径の比が大きいほど、圧縮性が高いほど、破壊は進行的

土の応力 - ひずみ関係:

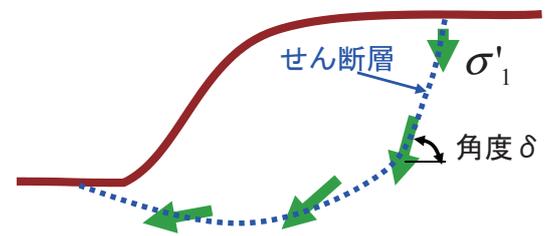
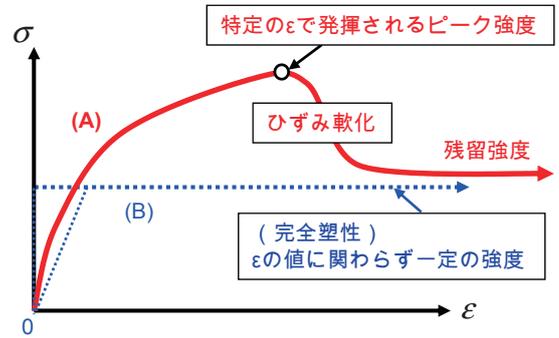
(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

(B)従来の通常の設計での典型的な

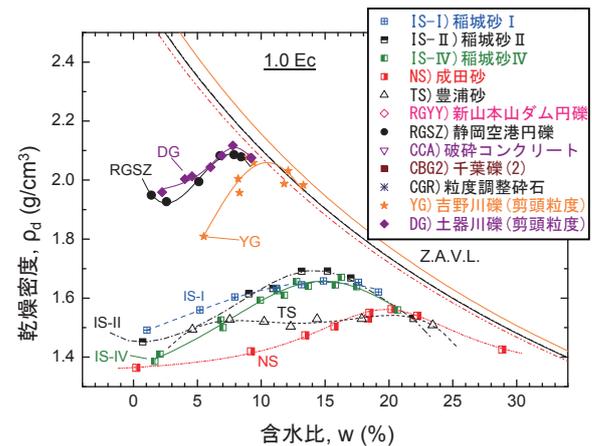
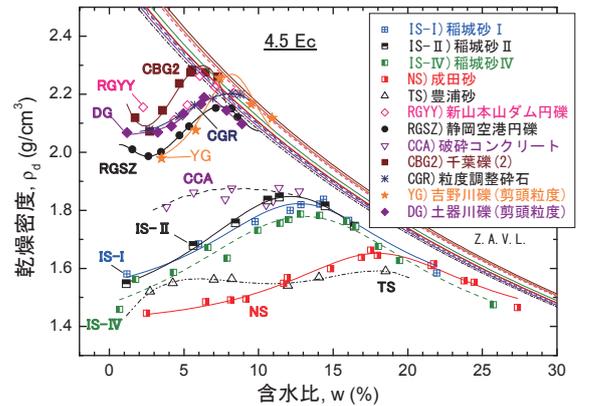
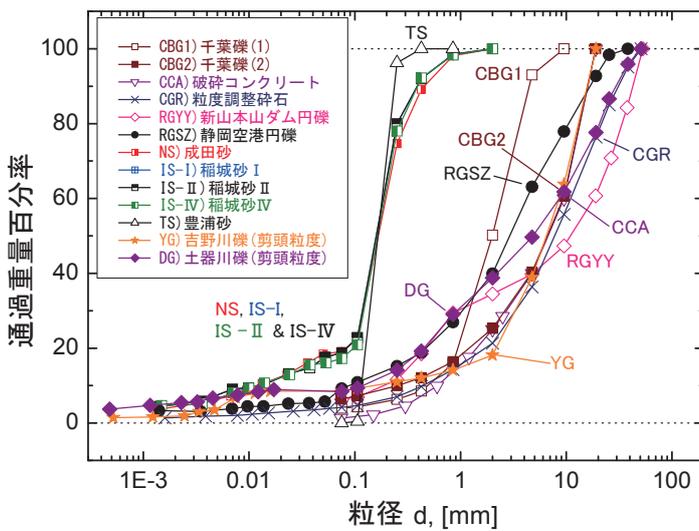
「単純化された関係」

- a) 締固めた乾燥密度の相違とは関係ない標準的設計強度を適用
- b) 等方の強度・剛性を仮定
- c) 現場が平面ひずみ状態でも $\delta = 90^\circ$ での三軸圧縮強度を適用
- d) 完全塑性を仮定
- e) 進行的破壊を無視

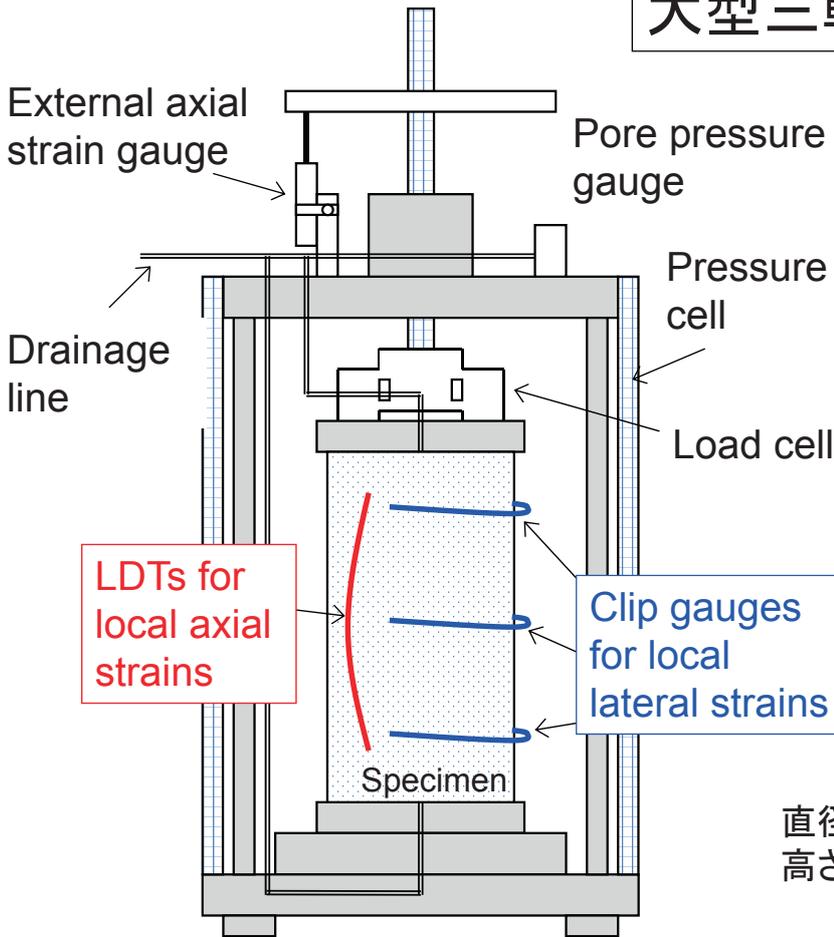
- ・a)~e)の総合的影響は、良く締め固めるほどより安全側になる
- ・このような締め固めの効果は、評価されていない



東京理科大学での多様な砂礫の三軸圧縮試験・平面ひずみ圧縮試験



# 大型三軸圧縮試験



## 排水三軸圧縮試験(拘束圧50kPa)による内部摩擦角

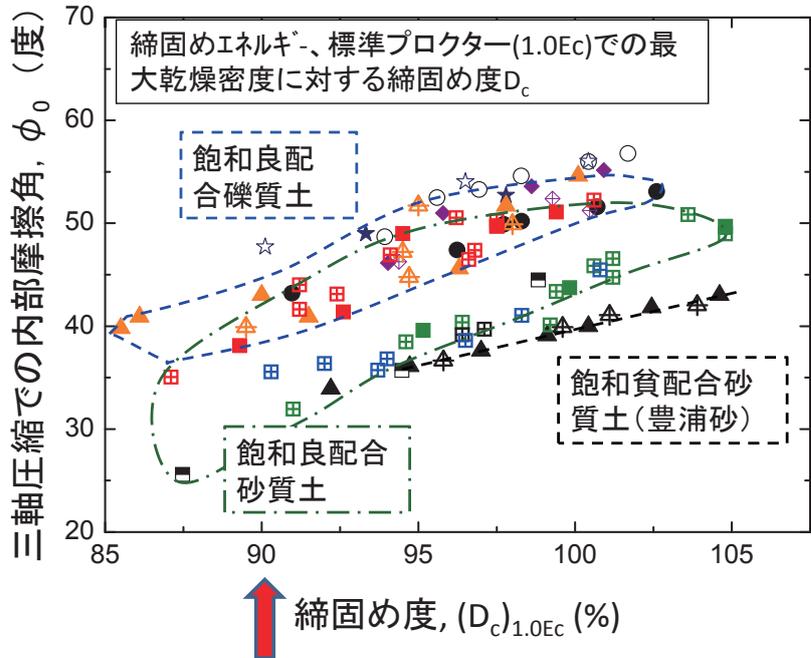
$\phi_0 = \arcsin[(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')]_{peak}$  と標準的設計値の関係-1

道路・鉄道等の擁壁盛土に対する、従来の標準的設計値( $c=0$ ):

貧配合の砂:  $\phi_0=30^\circ$   
 一般の砂、礫:  $\phi_0=35^\circ$   
 良配合砂礫等:  $\phi_0=40^\circ$

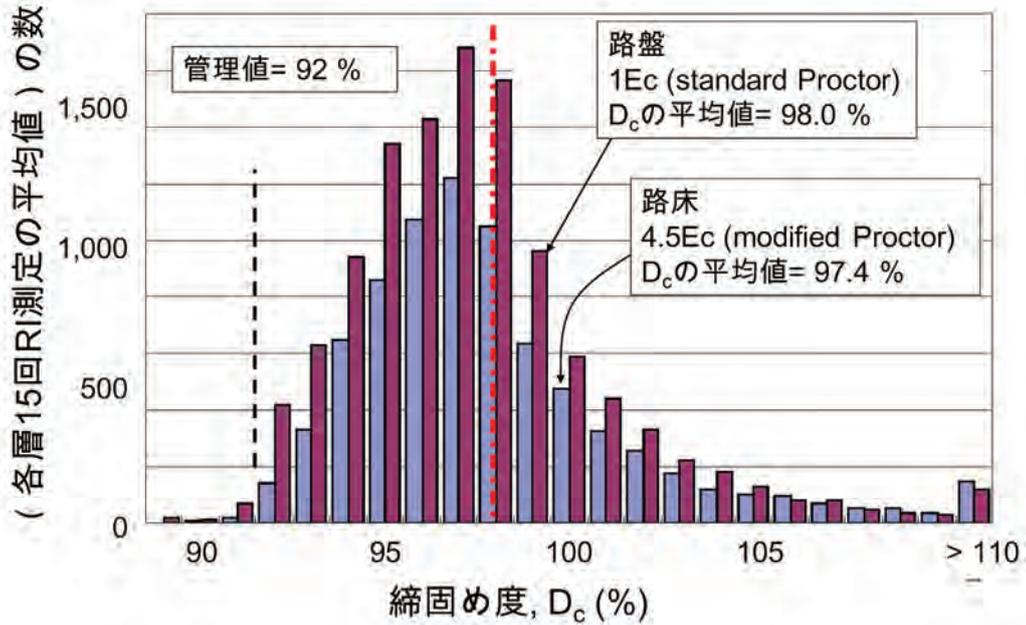
これらの値は、

- ・  $(D_c)_{1.0Ec} \approx 90\%$ に相当
- ・ 低すぎてレベルII設計地震動に対応できない



龍岡文夫ら(2013~2015): 地盤工学・技術ノート, 盛土の締固め1~20回、雑誌「基礎工」, 2013年7月号~2015年2月号

高速道路盛土での締固め管理記録(2004年11月~2008年6月)  
 データ(94工事, 数19,245; 最大粒径 $\leq 40$  mm & FC $\leq 20$  %)  
 200kN級振動ローラ、施工箇所1層ごと面的に1日15点RI測定



横田聖哉・中村洋丈(2009): 高速道路盛土における締固めの設計と管理、雑誌基礎工7月号, 47-50頁

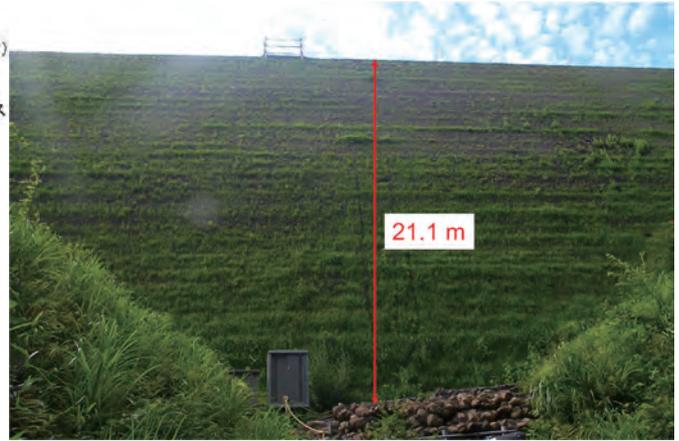
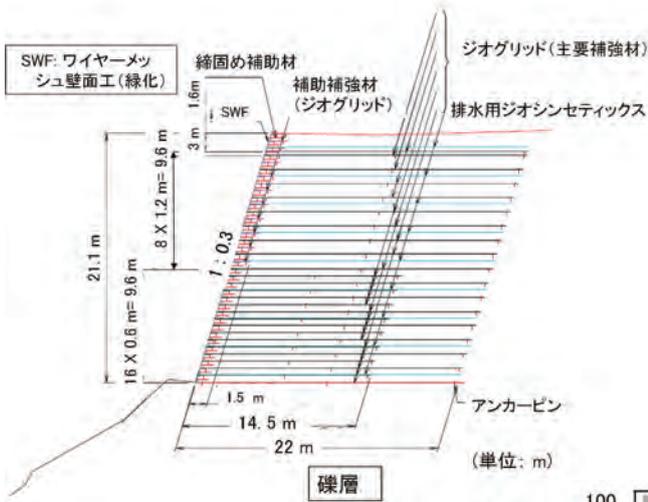
$D_c$ の全測定値の平均値 = 管理値(92%\*) + 6 % (重要な意味)  
 \*砂置換法による一点測定の場合は90%

## 富士山静岡空港盛土の事例

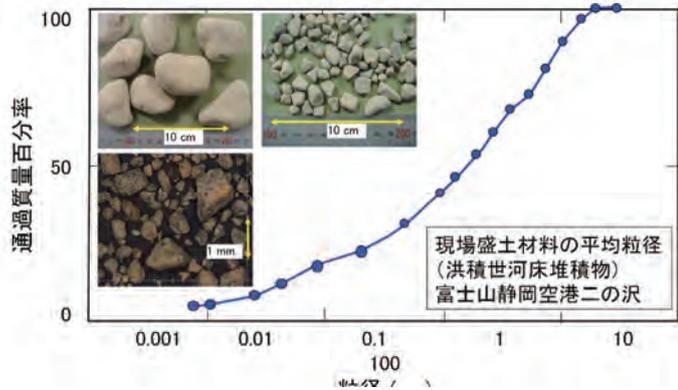


杉山雄二・宮本武・梅原裕・中村幸生(2009): 富士山静岡空港用地造成工事における現地発生土の利用と締固め管理、雑誌「基礎工」, 7月号, Vol.37, No.7, 88-91頁

## ジオテキスタイル補強土壁

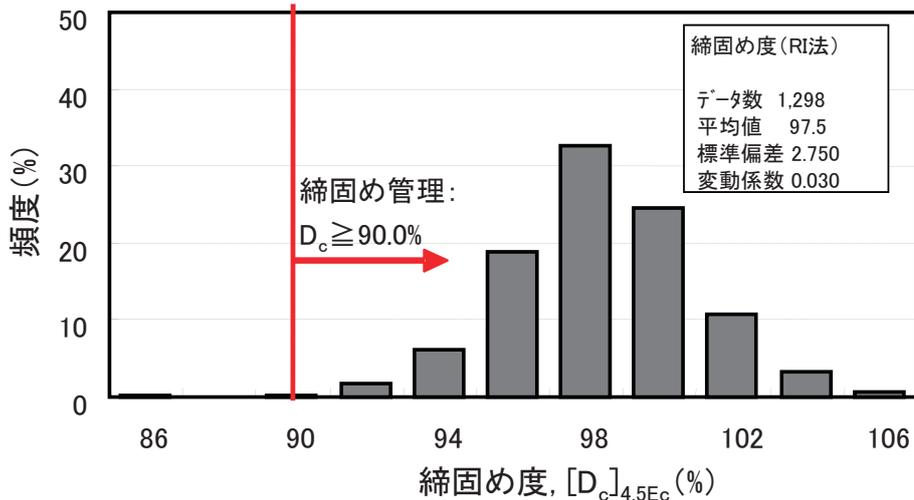


### 円礫河床堆積物



実測例： 富士山静岡空港盛土のデータ(静岡県提供)

良い締固め： 締固め易い盛土材、高い締固めエネルギー、含水比管理



修正プロクターによる締固め度 $D_c$ の値：

平均値97.5% (ほぼ100%)、標準偏差2.75%

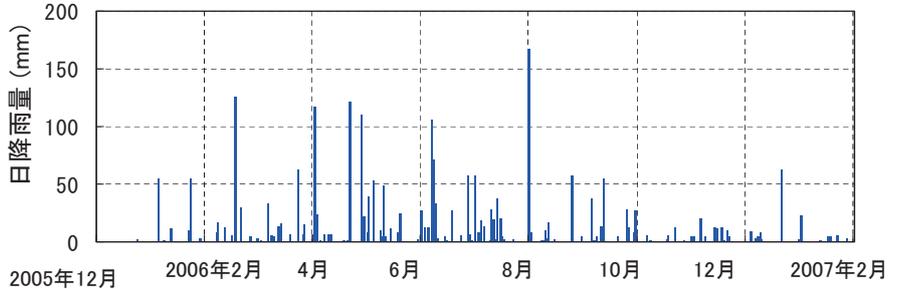
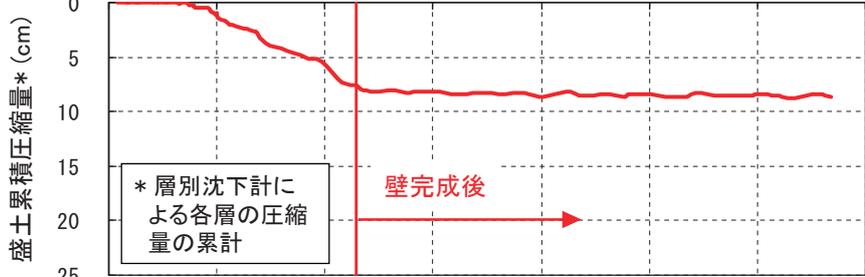
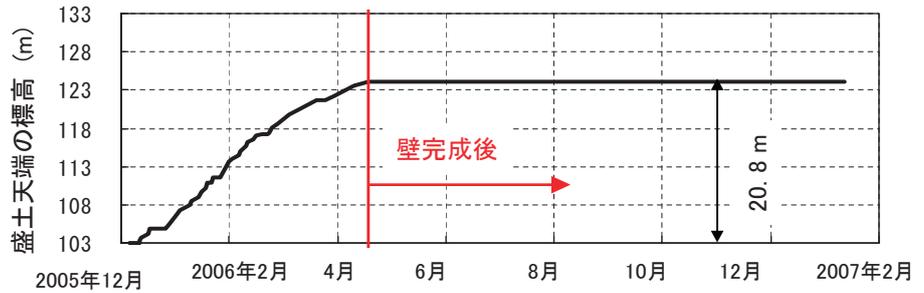
●バラつきの主因は、CELのバラつきよりも土質と含水比のバラつき  
→  $[D_c]_{4.5Ec} \geq$  管理値90%を十分満たしている

同時に、 $[D_c]_{4.5Ec}$ の平均値= 管理値 + 7.5% (重要な意味)

盛り立て時の沈下：  
 盛土高さの 0.5 %  
 (フィルダム並み、  
 非常に小さい。通常の  
 盛土部では0.5%)

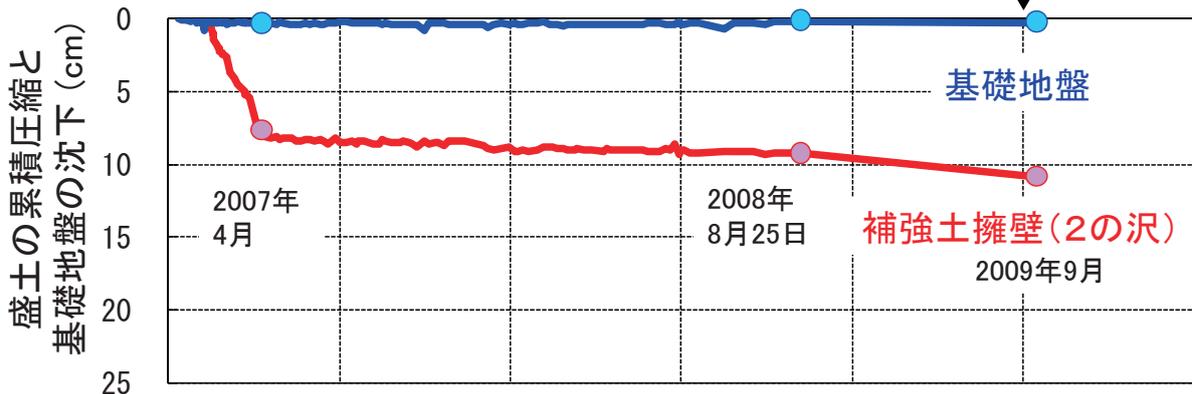
残留沈下：  
 ほとんど無い  
 (豪雨の際にも)

いずれも、盛土は非常  
 に良く締固まっている  
 ことを示している  
 → $(D_c)_{4.5E_c}$  の平均値=  
 97.5% と対応



2009年8月11日5:07AM; 静岡県での地震:

- ・付近の東名高速道路の盛土は崩壊
- ・この盛土では、非常に小さい変形



この理由:

- 耐震設計をしていた
- 良い盛土材料と良い締固め
- 十分な排水設備

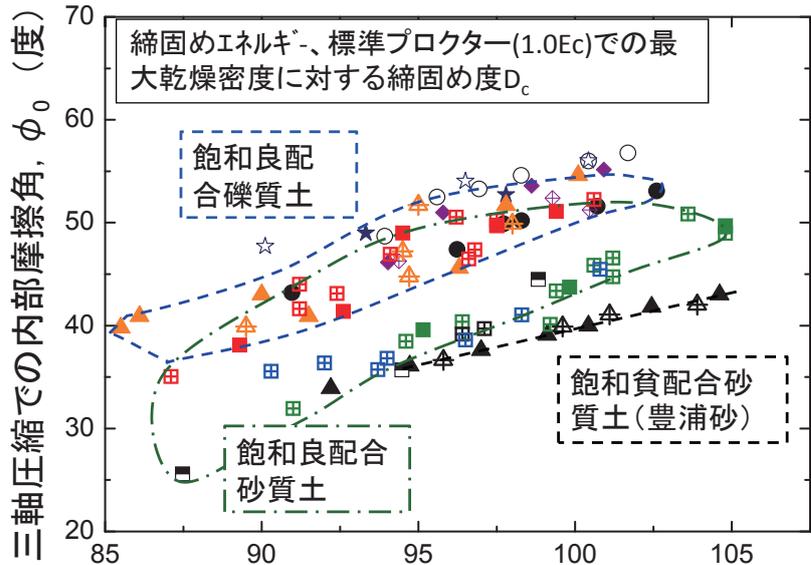
## 排水三軸圧縮試験(拘束圧50kPa)による内部摩擦角

$$\phi_0 = \arcsin[(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')]_{peak} \quad \text{と標準的設計値の関係-1}$$

道路・鉄道等の擁壁盛土  
に対する、従来の標準的  
設計値(c=0) :

貧配合の砂:  $\phi_0=30^\circ$   
一般の砂、礫:  $\phi_0=35^\circ$   
良配合砂礫等:  $\phi_0=40^\circ$

これらの値は、  
・  $(D_c)_{1.0Ec} \approx 90\%$ に相当  
・ 低すぎてレベルII設計  
地震動に対応できない



$(D_c)_{1.0Ec} \approx 95\%$ での $\phi_0$ の値は、これらの  
標準的設計値よりもかなり高い

$D_c(1.0Ec)$ の管理値=90%の時の  
全測定値の平均値(例)

龍岡文夫ら(2013~2015): 地盤工学・技術ノート, 盛土の締固め1~20回、雑誌「基礎工」, 2013年7月号~2015年2月号

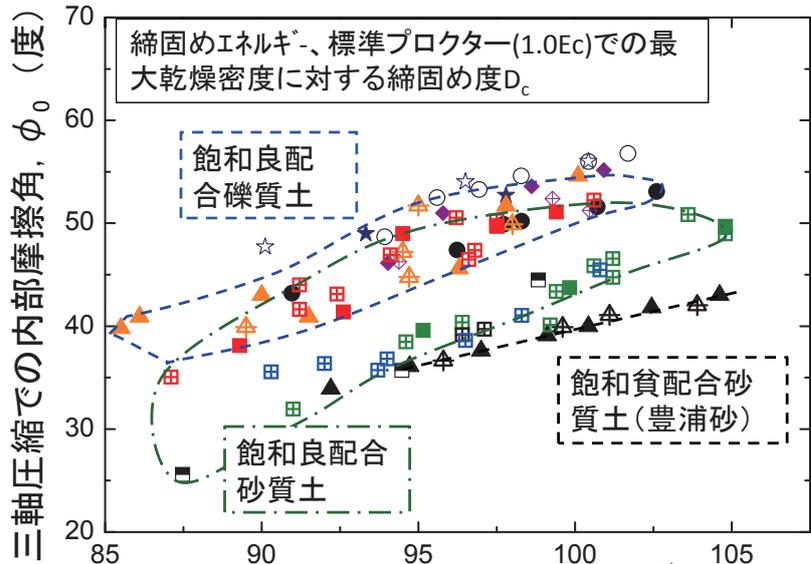
## 排水三軸圧縮試験(拘束圧50kPa)による内部摩擦角

$$\phi_0 = \arcsin[(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')]_{peak} \quad \text{と標準的設計値の関係-2}$$

道路・鉄道等の擁壁盛土  
に対する、従来の標準的  
設計値(c=0) :

貧配合の砂:  $\phi_0=30^\circ$   
一般の砂、礫:  $\phi_0=35^\circ$   
良配合砂礫等:  $\phi_0=40^\circ$

これらの値は、  
・ 低すぎてレベルII設計  
地震動に対応できない  
・  $(D_c)_{1.0Ec} \approx 90\%$ に相当



⇒近代的振動ローラを用いるとCEL > 1Ec は実現可能 ⇒  $(D_c)_{1.0Ec} > 100\%$   
⇒実現できる $\phi_0 \gg$  標準的設計値

土の応力 - ひずみ関係:

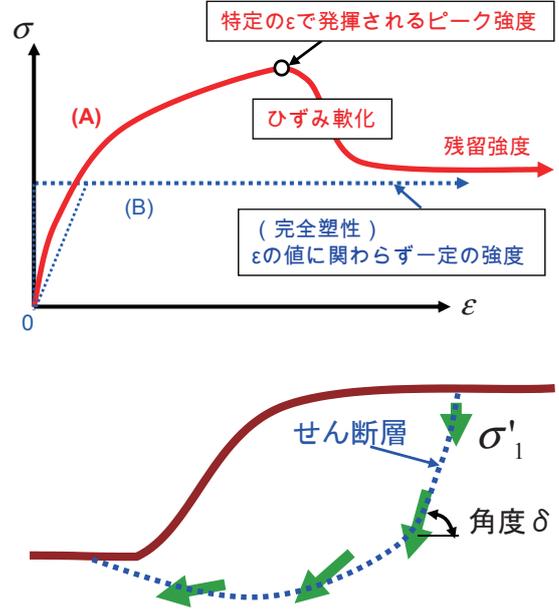
(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

(B) 従来の通常の設計での典型的な

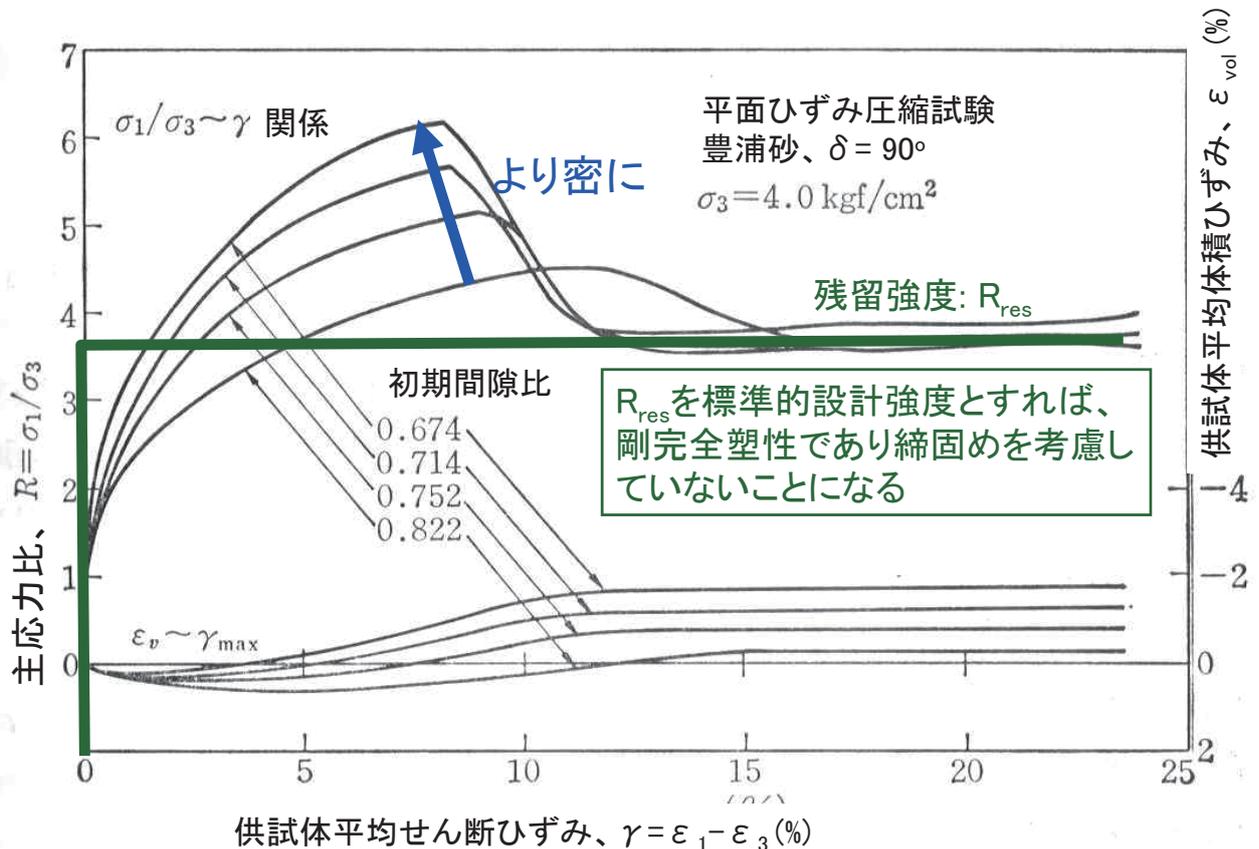
「単純化された関係」

- a) 締め固めた乾燥密度を考慮していない標準的設計強度を適用
- b) 等方の強度・剛性を仮定
- c) 現場が平面ひずみ状態でも  $\delta = 90^\circ$  での三軸圧縮強度を適用
- d) 完全塑性を仮定
- e) 進行的破壊を無視

- ・a)~e)の総合的影響は、良く締め固めるほどより安全側になる
- ・このような締め固めの効果は、評価されていない

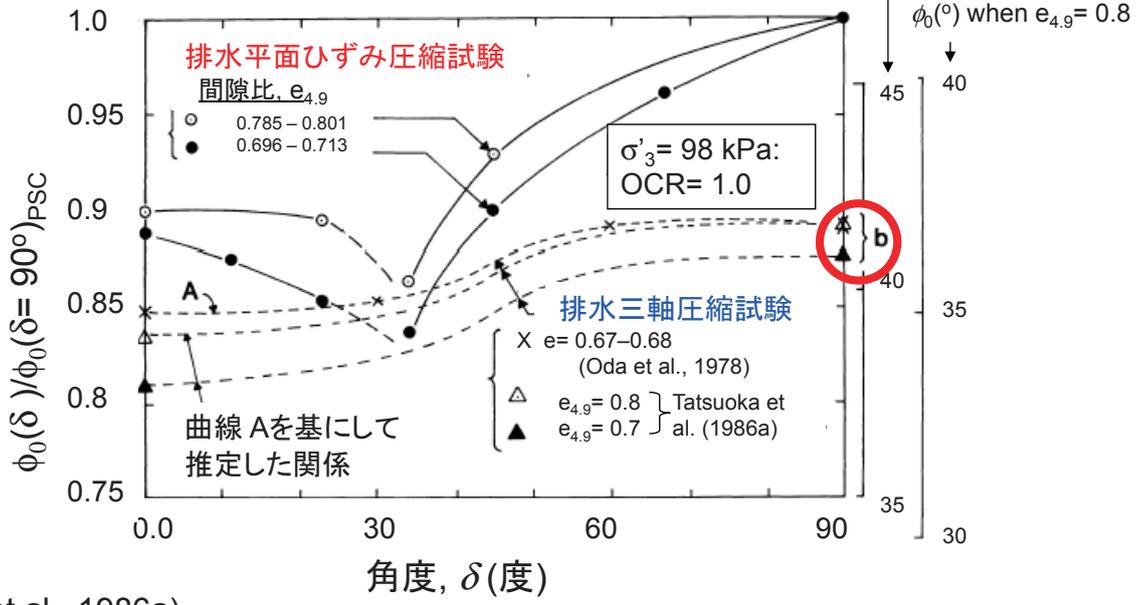
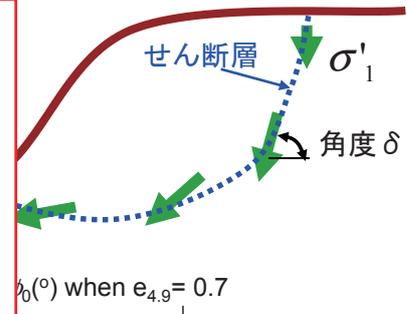


従来の標準的せん断強度は、概略的には残留強度に近い





このような平面ひずみ条件の現場に対して、  
 ①三軸圧縮試験 ( $\delta=90^\circ$ )によるピーク強度  $\phi_0$  は、原位置での平均値よりも小さい：これは中間主応力係数  $b$  の影響と異方性の影響のため。この  $\phi_0$  を安定計算に用いると、この点では総合的に安全側  
 ②しかし、ひずみ軟化と破壊の進行性の影響を無視している場合は、総合的に安全側になるとは限らない

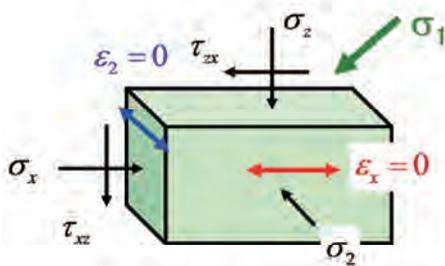


(Tatsuoka et al., 1986a)

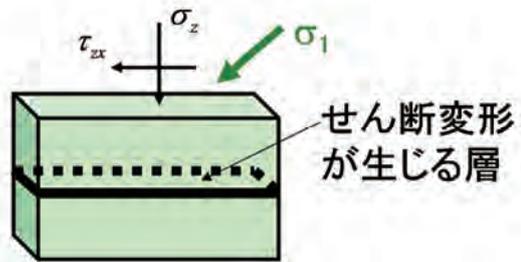
単純せん断試験・一面せん断試験による強度の設計での位置づけ

- ・いずれの試験も平面ひずみ試験
- ・最大主応力  $\sigma_1$  の方向は鉛直方向から  $45^\circ$  程度傾斜

$$\phi_{SS} = \arctan(\tau_{at} / \sigma'_a)_{\max} \quad \phi_0 = \arcsin\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}\right)_{\max}$$

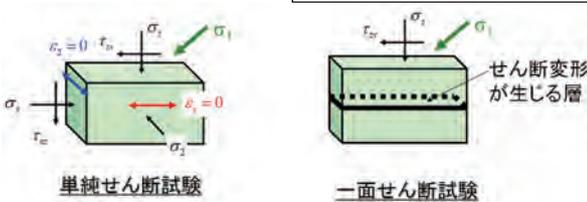
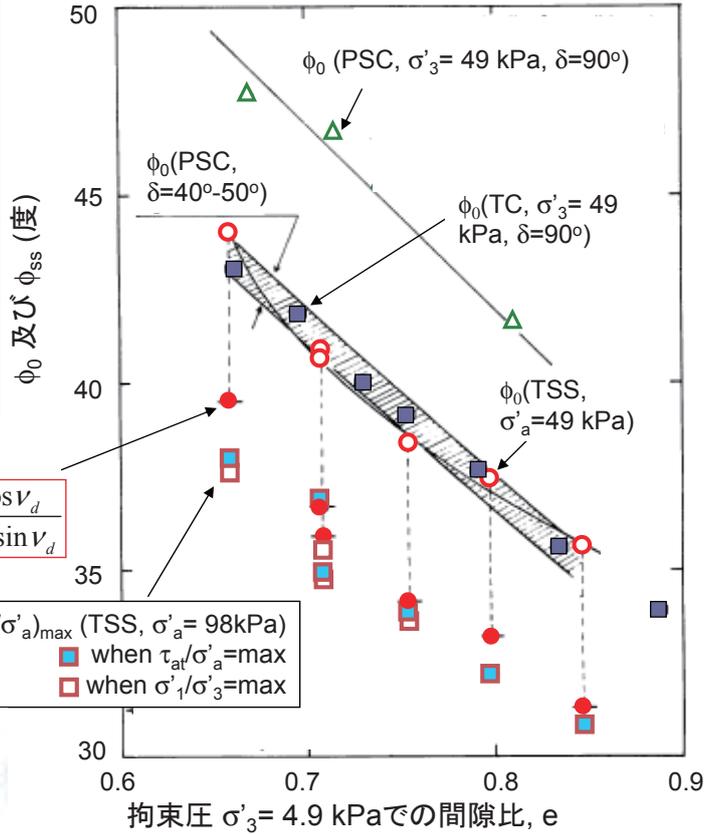


単純せん断試験



一面せん断試験

- 単純せん断・一面せん断試験での  
 $\phi_0 = \arcsin[(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)]_{\max}$
- ①中空供試体を用いたねじり単純せん断試験で測定
  - ②三軸圧縮試験( $\delta=90^\circ$ )での $\phi_0$ とほぼ一致: **これは係数bと異方性の影響がキャンセルしたことによる偶然**
  - ③平面ひずみ圧縮試験( $\delta=40-50^\circ$ )での $\phi_0$ とほぼ一致: **これは必然**



通常の単純せん断・一面せん断試験では、  
 ↓ この値しか測定できない

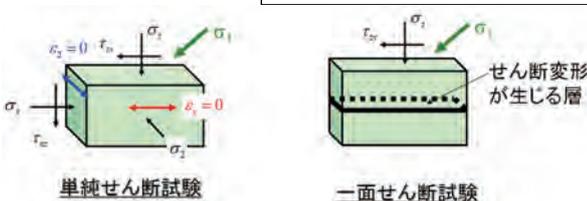
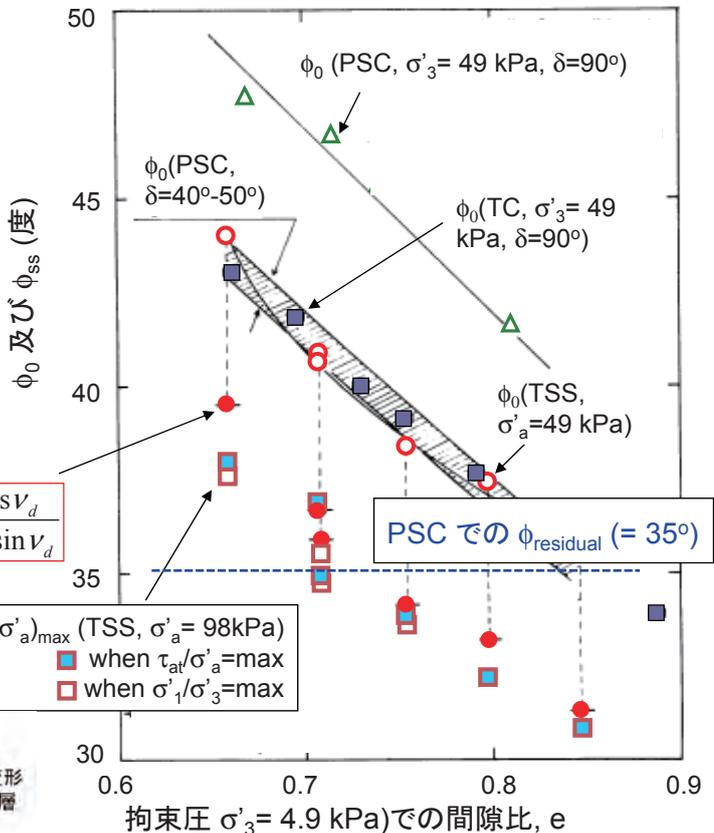
$$\phi_{SS} = \arctan(\tau_{at} / \sigma'_a)_{\max}$$

は

$$\phi_0 = \arcsin \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right)_{\max}$$

よりもかなり小さい

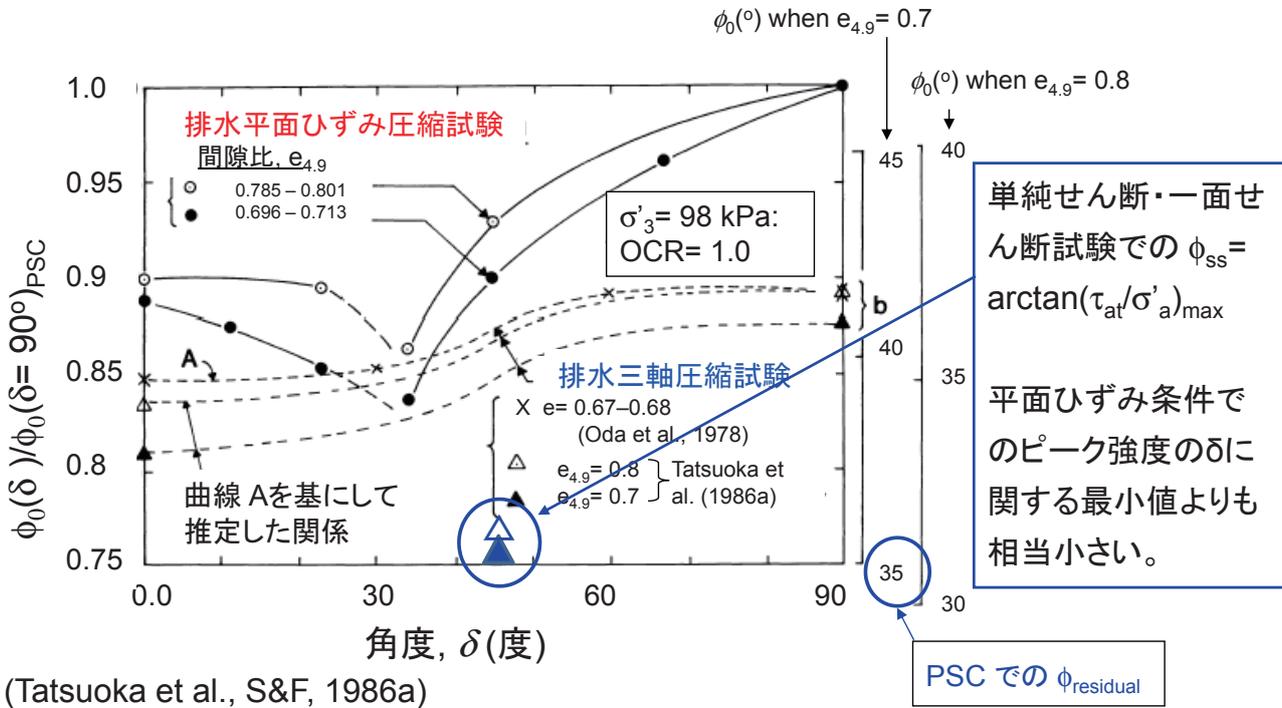
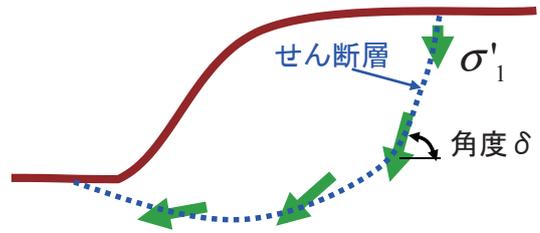
⇒  $\phi_{ss}$  を安定解析で用いると、  
 通常はかなり安全側



単純せん断試験と一面せん断試験による

$$\phi_{SS} = \arctan(\tau_{at} / \sigma'_a)_{\max}$$

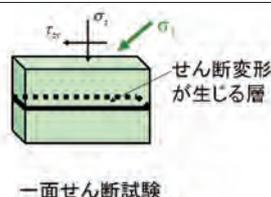
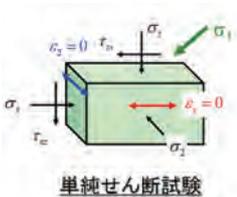
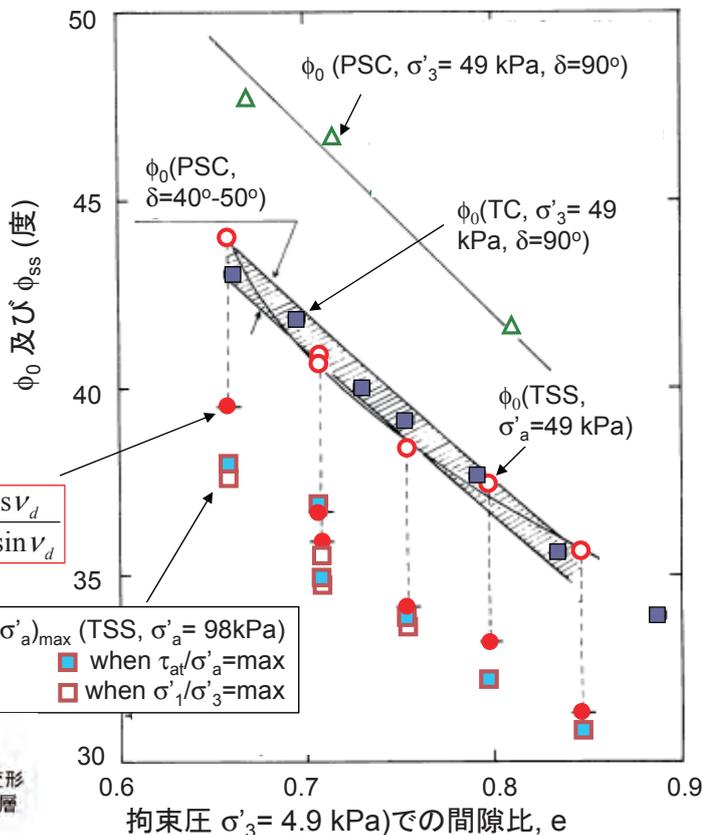
を安定解析で用いると、通常はかなり安全側



理論式:

$$\tan \phi_{SS} = \frac{\sin \phi_0 \cdot \cos \nu}{1 - \sin \phi_0 \cdot \sin \nu}$$

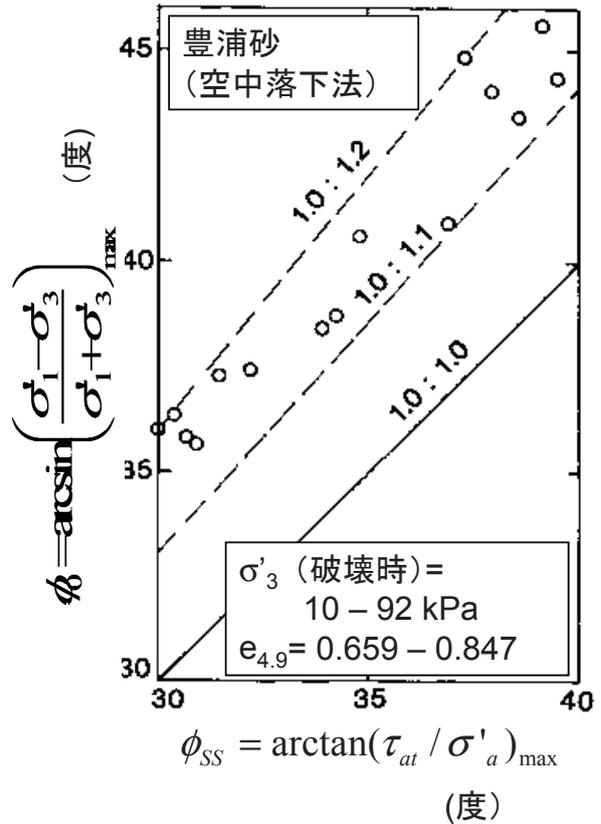
⇒ 実験データと一致



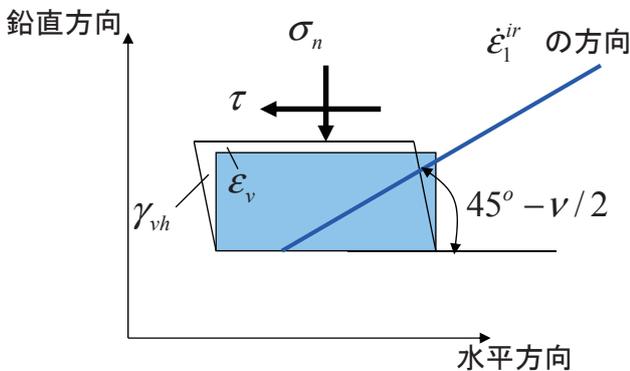
単純せん断試験では、摩擦角  $\phi_{ss}$  は摩擦角  $\phi_0$  よりも常に小さい！

[三つのkey points]

- 1) 単純せん断試験では、水平面方向は直ひずみが常にゼロ
- 2) ピーク応力時では、 $\sigma'_1$  と  $d\varepsilon_1$  ( $\sim d\varepsilon_1^p$ ) の方向はほぼ同じ
- 3) ピーク応力時では  $\phi_0 \gg \nu_d$

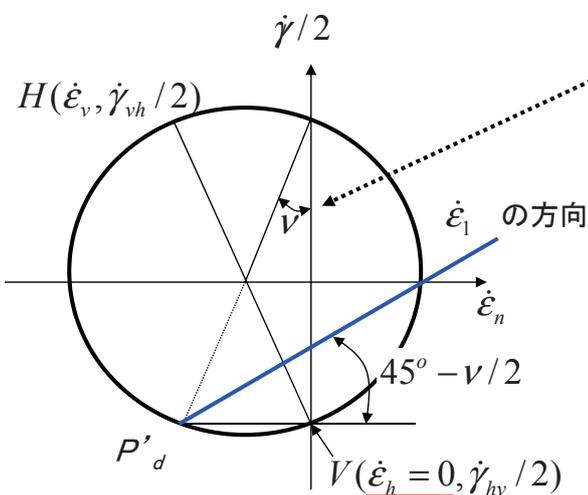


(Pradhan et al., S&F, 1988a, b)



単純せん断試験での破壊時の応力・ひずみ状態

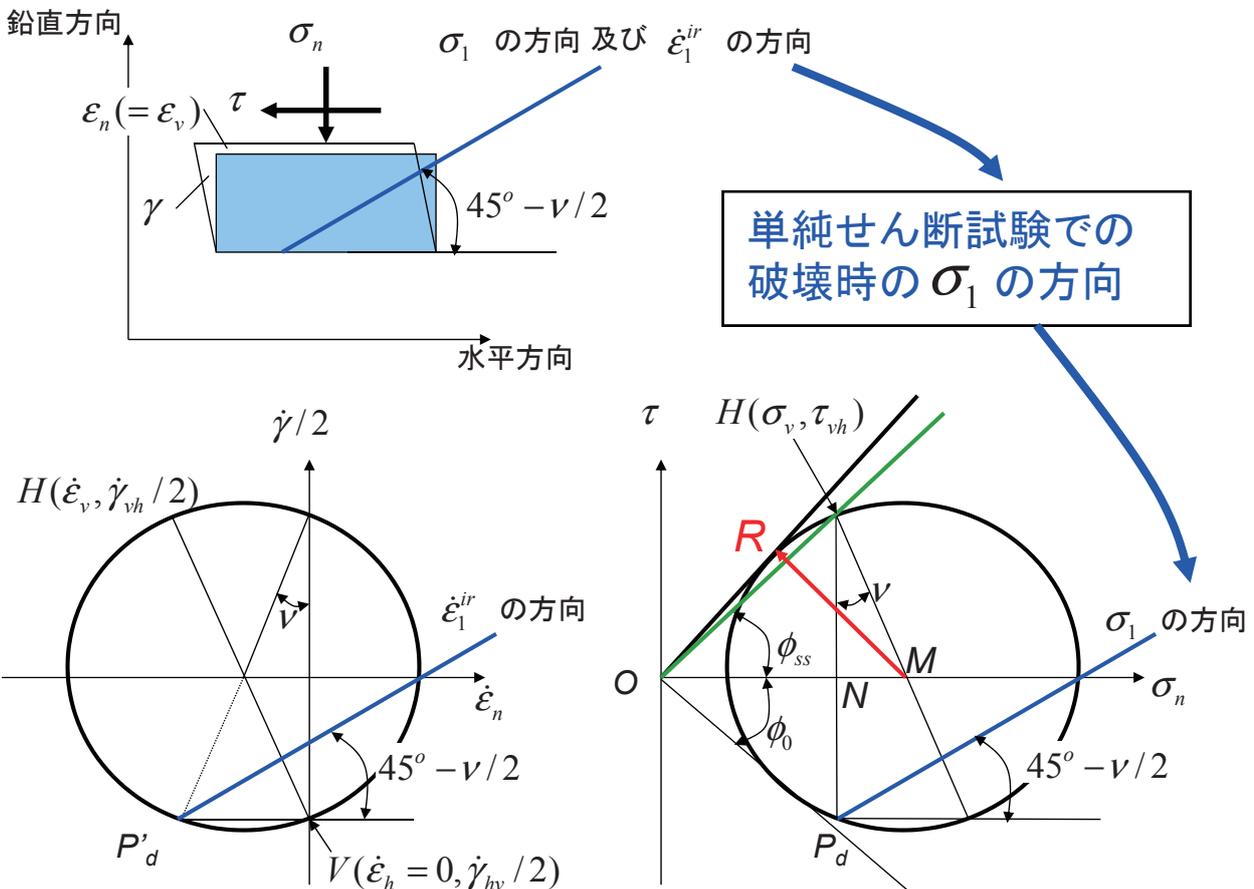
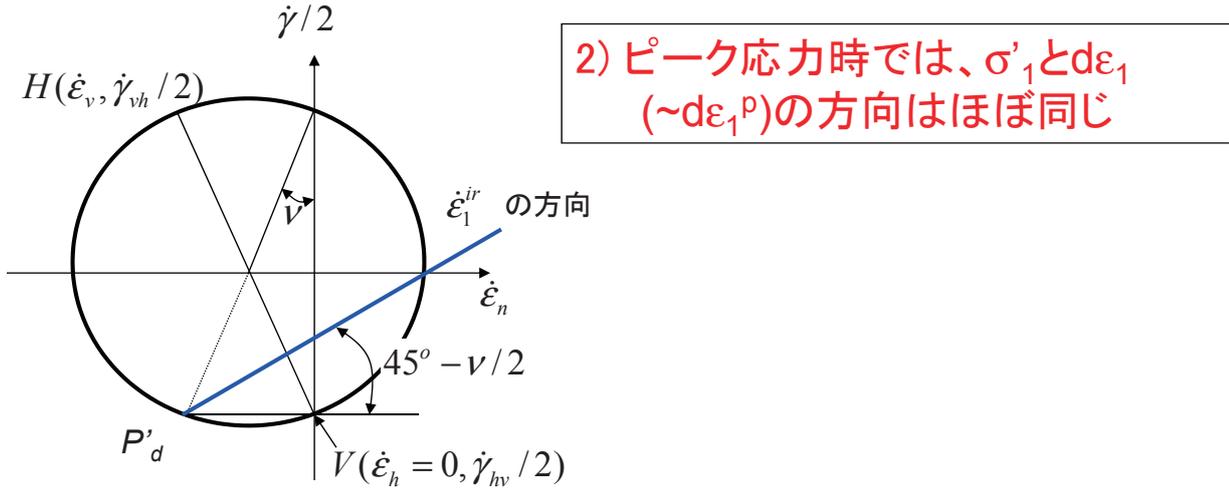
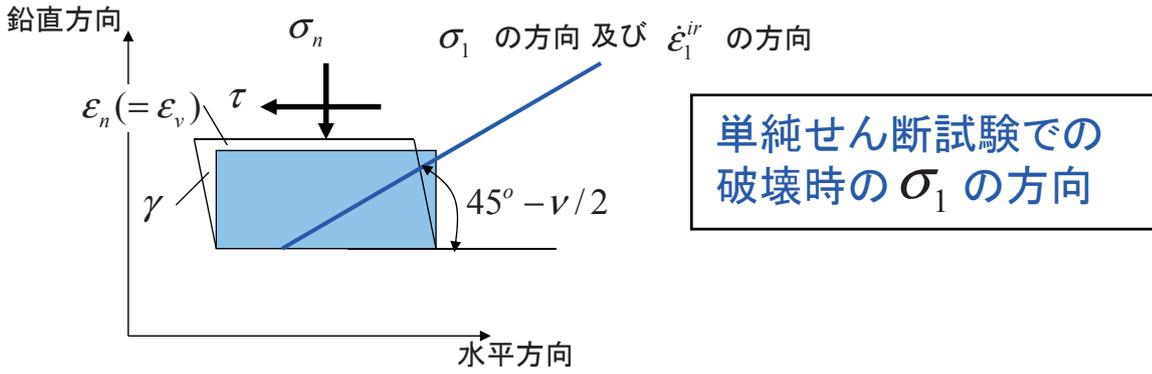
$$\tan \nu = \left( \frac{-\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\gamma}_{vh}} \right)_{at \ peak \ stress}$$



$\nu$ : ピーク応力状態でのダイレイタンシ角

$$\sin \nu = - \left( \frac{\dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_3}{\dot{\varepsilon}_1 - \dot{\varepsilon}_3} \right)_{at \ peak \ stress}$$

- 1) 単純せん断試験では、水平面方向は直ひずみが常にゼロ



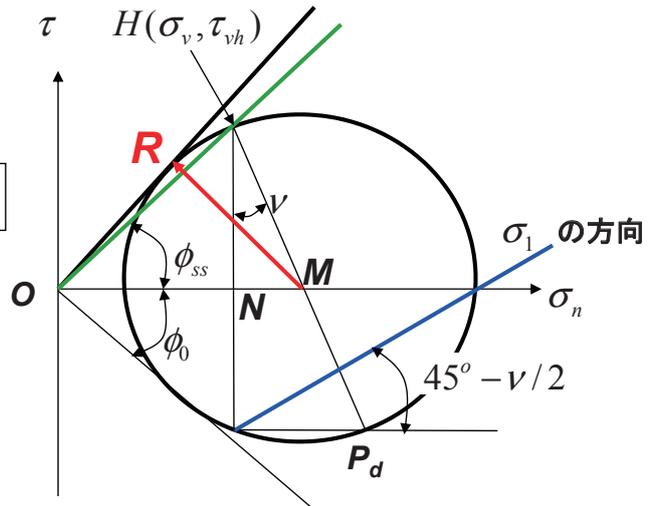
$$\overline{OM} = \overline{ON} + \overline{NM}$$

$$\overline{OM} = \frac{R}{\sin \phi_0}, \quad \overline{ON} = \frac{R \cdot \cos \nu}{\tan \phi_{ss}}, \quad \overline{NM} = R \cdot \sin \nu$$

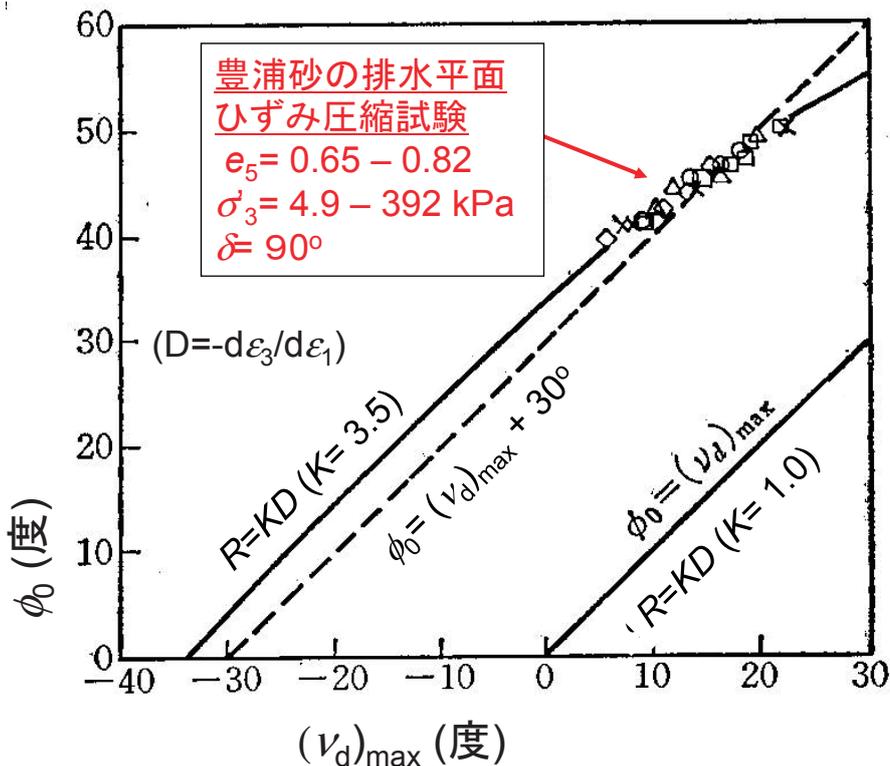
$$\tan \phi_{ss} = \frac{\sin \phi_0 \cdot \cos \nu}{1 - \sin \phi_0 \cdot \sin \nu}$$

$$\phi_{ss} < \phi_0 \quad \text{as } \nu \ll \phi_0$$

3) ピーク応力時では  $\phi_0 \gg \nu_d$



3) ピーク応力時では  $\phi_0 \gg \nu_d$



(Tatsuoka et al., S&F, 1986a)

土の応力 - ひずみ関係:

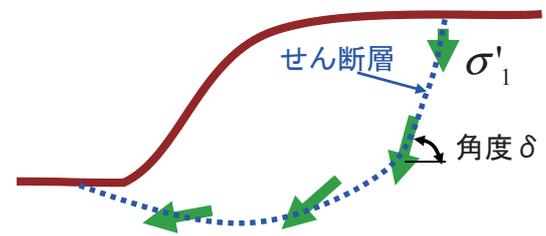
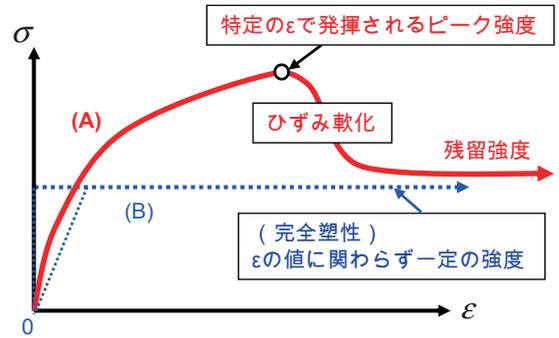
(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

(B) 従来の通常的设计での典型的な

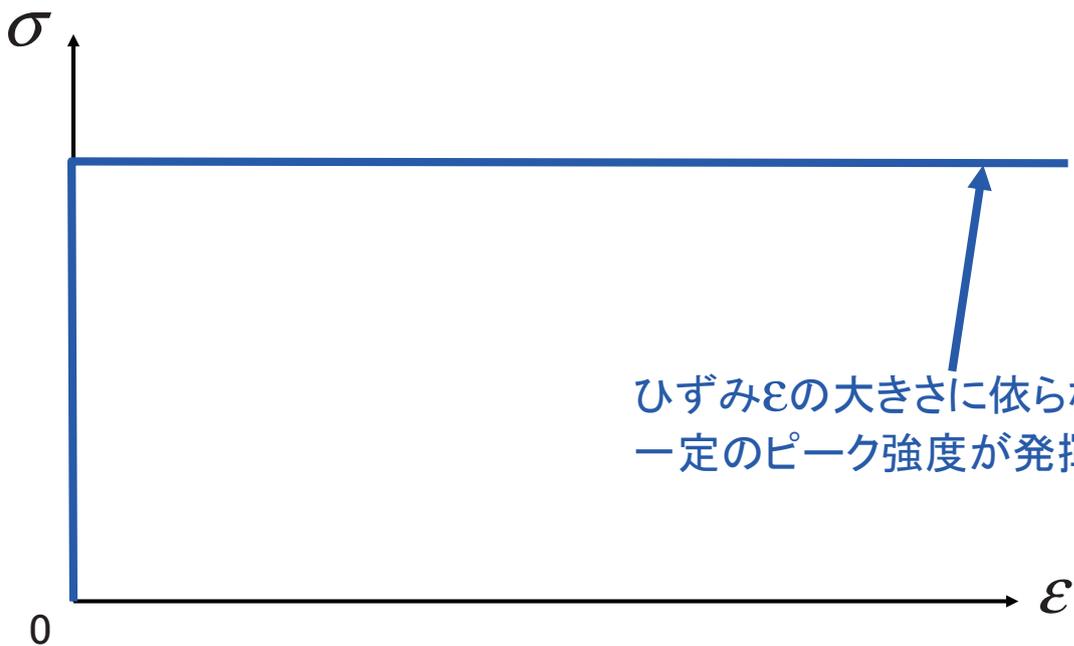
「単純化された関係」

- a) 締め固めた乾燥密度を考慮していない標準的设计強度を適用
- b) 等方の強度・剛性を仮定
- c) 現場が平面ひずみ状態でも  $\delta = 90^\circ$  での三軸圧縮強度を適用
- d) 完全塑性を仮定
- e) 進行的破壊を無視

- ・a)~e)の総合的影響は、良く締め固めるほどより安全側になる
- ・このような締め固めの効果は、評価されていない



従来の设计法: 等方・剛・完全塑性、厚さゼロのすべり面





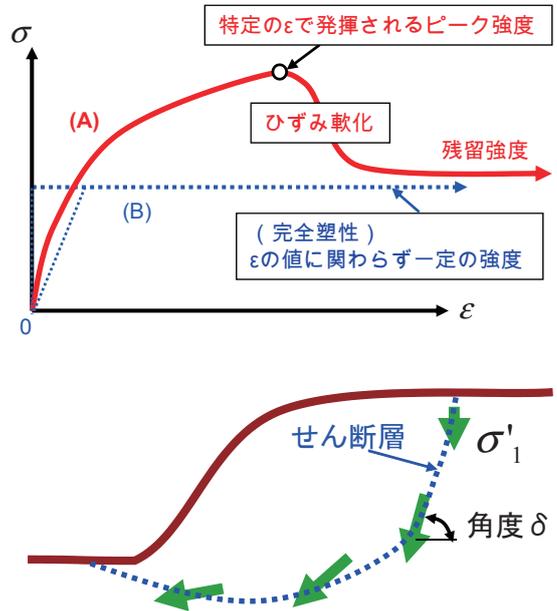
土の応力 - ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

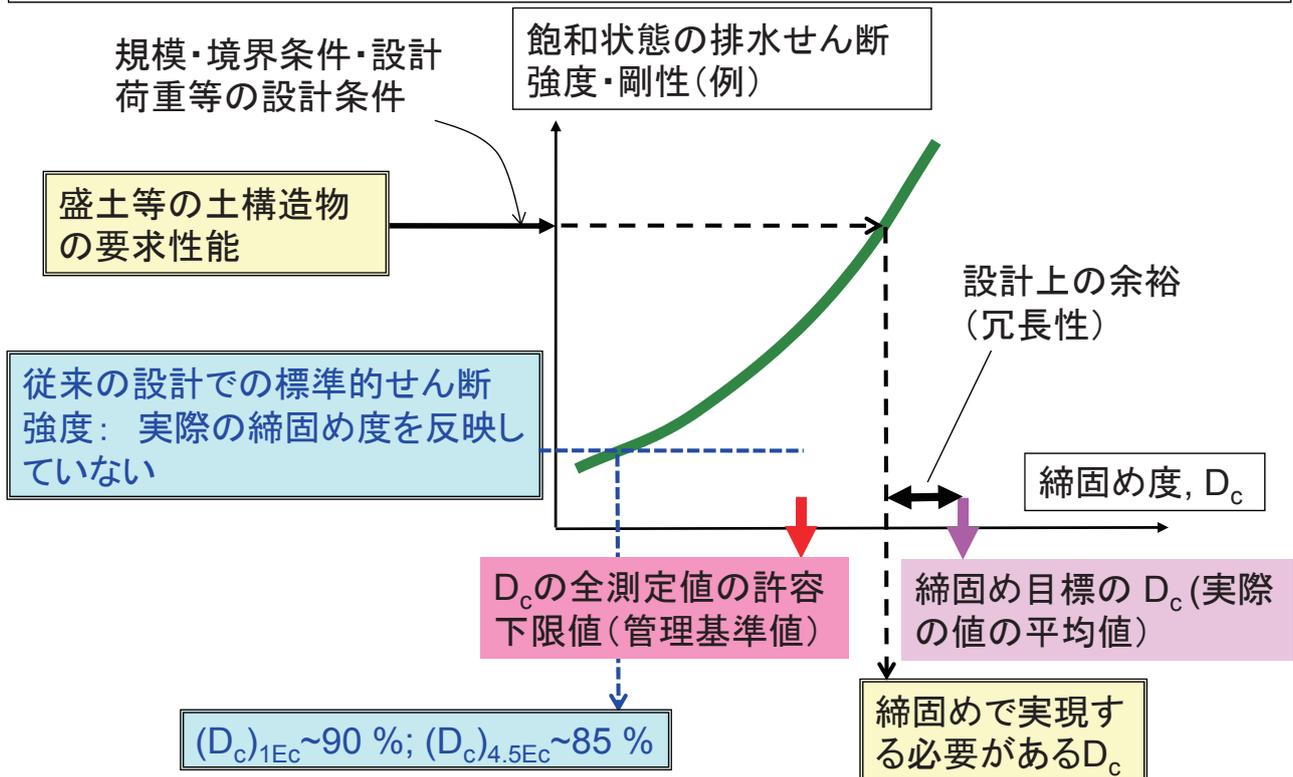
(B)提案する「単純化された関係」

- a) 締固めの効果を考慮しつつ\*)、締固め目標よりも適切に安全側に設定した乾燥密度でピーク強度を設定
- b) 等方の強度・剛性を仮定
- c) 現場が平面ひずみ状態でも $\delta = 90^\circ$ での三軸圧縮強度を適用
- d)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化を考慮\*)
- e) 進行的破壊を無視

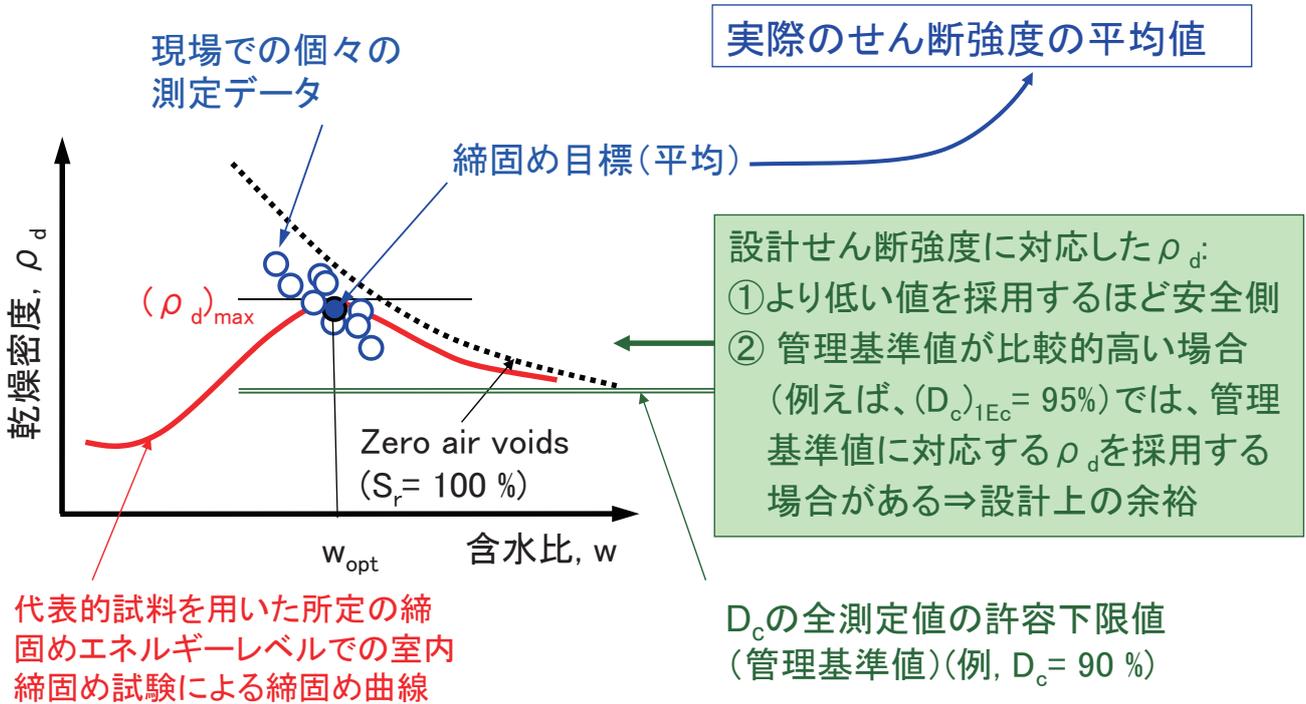
- ・a)~e)の影響のバランスを狙っている
- ・a)\*とd)\*によって締固めの効果を考慮することによって、良い締固めを奨励



盛土等の土構造物の設計で想定した要求性能に対応したせん断強度・剛性を実現するための締固め管理  
 ⇒ 良い締固めを奨励するための締固めの効果を考慮した設計



盛土等の土構造物の設計で想定した要求性能に対応したせん断強度・剛性を実現するための締固め管理  
 ⇒ 良い締固めを奨励するための締固めの効果を考慮した設計

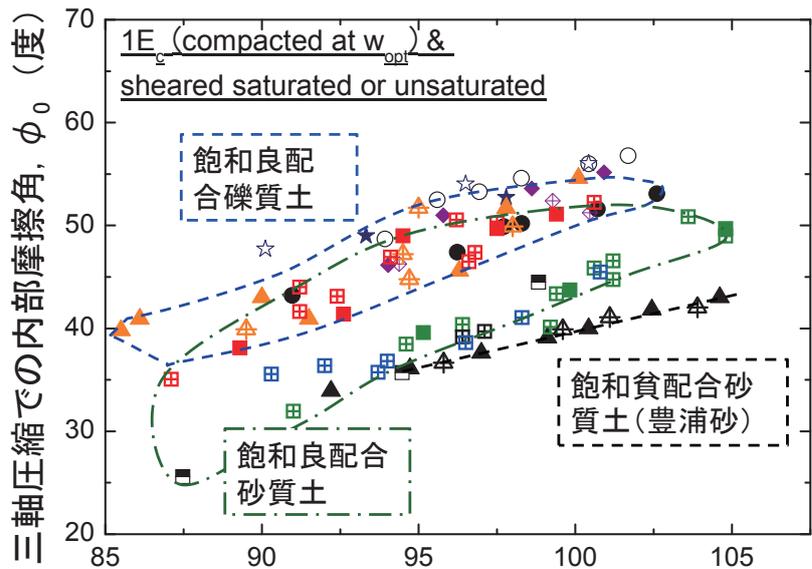


191

- ②  $D_c$ の管理基準値  $\approx$  ④  $D_c$ の締固め目標(実測の  $D_c$ の平均値) - 5%程度
- ① 従来の標準的設計せん断強度に対応した  $D_c <$  ②  $D_c$ の管理基準値  $<$
- ③ 設計せん断強度に対応した  $D_c <$  ④  $D_c$ の締固め目標値

① 従来の標準的せん断強度に基づいた設計  
 ⇒ 良い締固めの効果を考慮できない

④  $D_c$ の締固め目標(実測の  $D_c$ の平均値) は ③ 設計せん断強度が実現できるように設定しなくてはならない



③と④の距離が大きいほど安全側



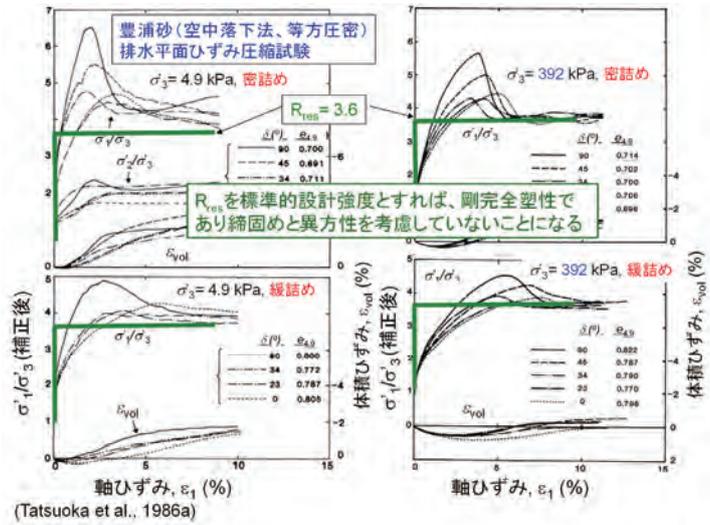
従来の設計せん断強度:

例えば、内部摩擦角  
砂: 35度、礫: 40度  
残留せん断強度に近い。

しかし、

残留せん断強度は、

- ・締固めの乾燥密度に依存しない。
- ・締固めの努力を評価できない。



さらに、

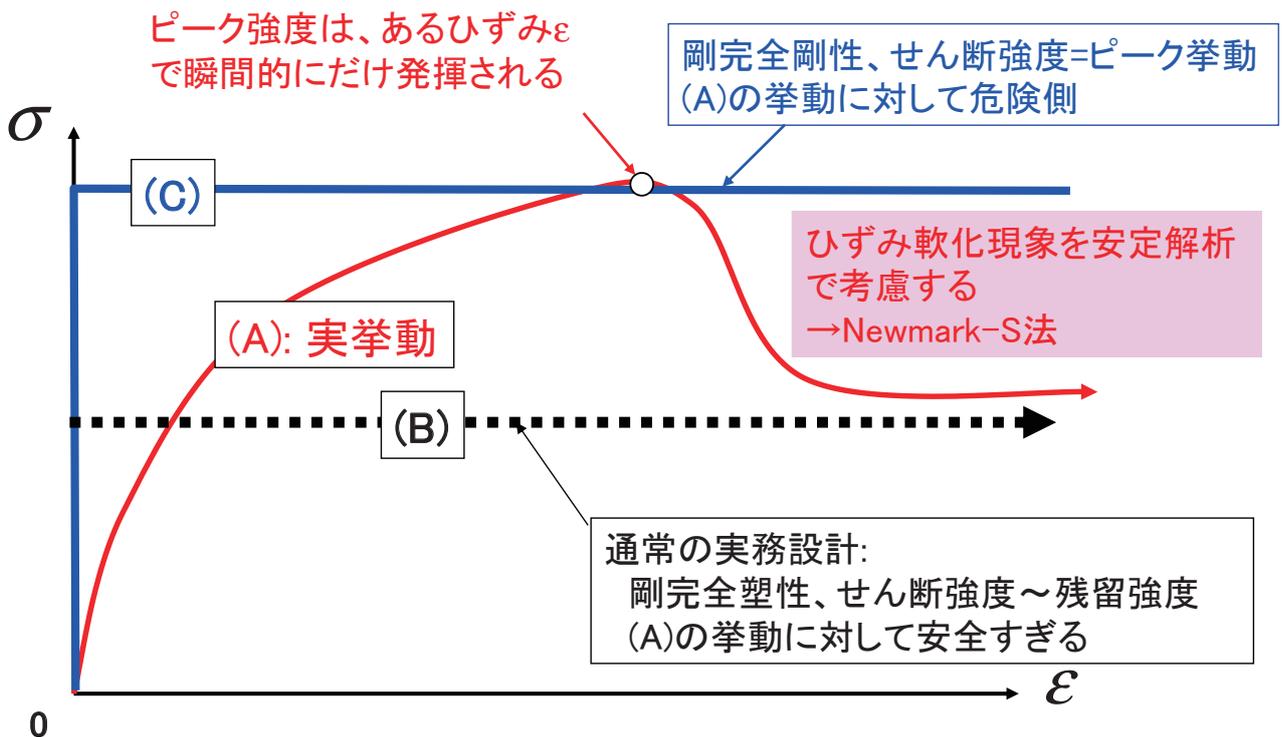
ピークせん断強度:

- ・乾燥密度が大きいほど大きい。
- ・締固めた状態では、均等係数が大きいほど (良配合なほど) 乾燥密度が大きい。

(A) 実際の挙動:

ひずみ硬化・ひずみ軟化、粒径に比例した厚さを持つせん断層  
対

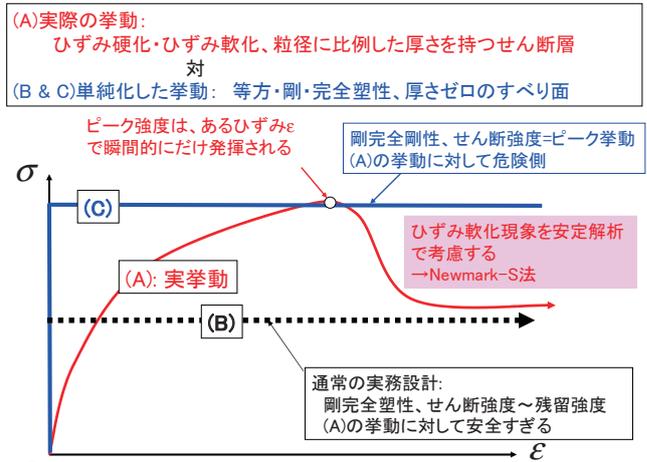
(B & C) 単純化した挙動: 等方・剛・完全塑性、厚さゼロのすべり面



## 設計値と「実際の挙動」の比較

良く締固めた現場地盤材料では、①著しいひずみ軟化、②軟化速度は大粒径ほど遅い  
 ⇒安定解析での完全塑性仮定は非現実的

- ・残留強度だけを用いると、締固め効果を表現できない
- ・良く締固めた盛土では、従来の標準的設計せん断強度は安全側



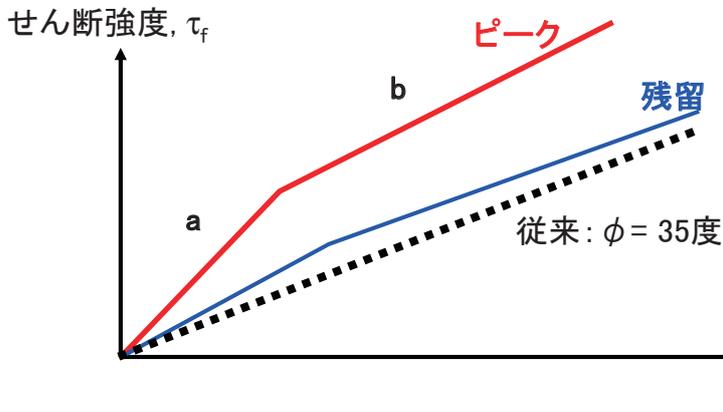
## 1995年兵庫県南部地震後、土構造物の新しい耐震設計法の提案

- 設計地震荷重の増加 ⇒ レベルII設計地震動
- ピーク強度(締固めにより増加する)と残留強度の両方を設計に導入

日本道路公団: 土構造の耐震設計に関する検討委員会(2004年3月)  
 (盛土の耐震設計の新しい方向: 現在高さ15m以上の高盛土に適用)

### 耐震性能照査に用いる盛土材の設計強度特性の目安(砂質土)

	ピークせん断強度	残留せん断強度
a線	c= 0; φ = 45度	c= 0; φ = 40度
b線	c= 30 kPa; φ = 35度	c= 25 kPa; φ = 30度



この設計法⇒①良い材料を良く締固めた場合、その努力は報われる  
 ②せん断試験を行い、ピーク強度・残留強度を測定する意義が出てくる

## 1995年阪神淡路大震災後に改定された 鉄道構造物設計標準では……

擁壁の耐震設計における土の密度とせん断強度の標準値

土質タイプ	密度 (kN/m <sup>3</sup> )	地震動レベルIIに対するφ (=φ <sub>residual</sub> )	地震動レベルIIIに対するφ	
			φ <sub>peak</sub> <sup>*</sup>	φ <sub>residual</sub>
Type 1: 良配合砂礫	20	40°	55°	40°
Type 2 通常の砂質土・礫質土	20	35°	50°	35°
Type 3: 貧配合の砂	18	30°	45°	30°
Type 4: 細粒分が多い土	18	30°	40°	30°

### 土質タイプ:

Type 1: SW & GW;

Type 2: GP, G-M, G-C, G-V, S-M  
& GM & GC with FC < 30 %;

Type 3: 他の砂質土 (FC < 30 %)

Type 4: FC > 30 %.

\* これらのφ<sub>peak</sub>の値は、  
・D<sub>c</sub>(1Ec)の全測定値 ≥ 92 %、  
・平均値 ≥ 95%

の場合だけに適用

⇒ より良い締固めの奨励

上記条件が満足されない時は、  
φ<sub>residual</sub>を用いる

φ<sub>residual</sub>は、従来の標準的設計せん断強度と等価

サクシオンによる見掛けのc=0

## 鉄道構造物設計標準における土構造物の耐震設計

### ■ レベル2設計地震動の考慮

① 必要最小安全率(例えば1.2)による地震時安定性の判断と

② 従来の設計せん断強度では、  
現実的な耐震設計が不可能になる

⇒ (対応1) 安全率に基づくのではなく、Newmark法による盛土斜面、擁壁、補強構造物の地震時残留変形の許容値の比較で判断

⇒ (対応2) 締固めの効果を反映したピーク強度φ<sub>peak</sub>と残留強度φ<sub>res</sub>に基づきひずみ軟化を考慮した理論による設計

・修正物部・岡部地震時土圧

・修正Newmark法

いずれの理論でも、臨界すべり面の位置はφ<sub>peak</sub>によって決定され、すべり面内のφはすべりに伴ってφ<sub>peak</sub>からφ<sub>res</sub>に向かって低下

土の応力－ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

(B)提案する「単純化された関係」  
におけるバランスの課題のまとめ

a) 締固めの効果を考慮しつつ\*)、締固め目標よりも適切に安全側に設定した乾燥密度でピーク強度を設定 ⇒ C

b) 等方の強度・剛性を仮定

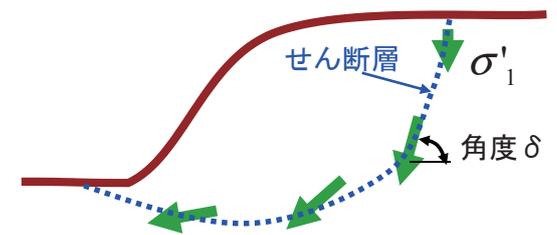
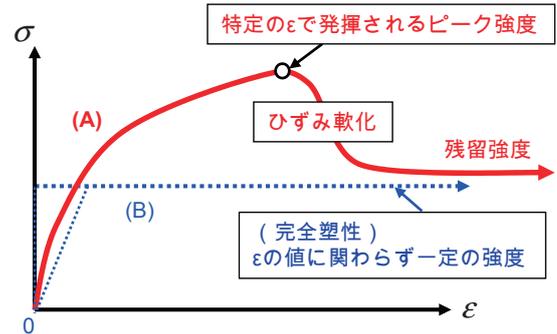
c) 現場が平面ひずみ状態でも $\delta = 90^\circ$ での三軸圧縮強度を適用

b)+c) ⇒ 現場が平面ひずみ条件ならばC

d)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化の考慮\*)

e) 進行的破壊の無視 ⇒ UC

a)~e)の影響がバランスする必要がある  
C: 安全側; UC: 危険側



・a)\*)とd)\*)によって締固めの効果を考慮することによって、良い締固めを奨励

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題

2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度

2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性

・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性

・飽和化後の透水係数 ・液状化強度 ・水浸沈下

2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案

3.締固めの効果を反映した設計の課題

3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題: 異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果

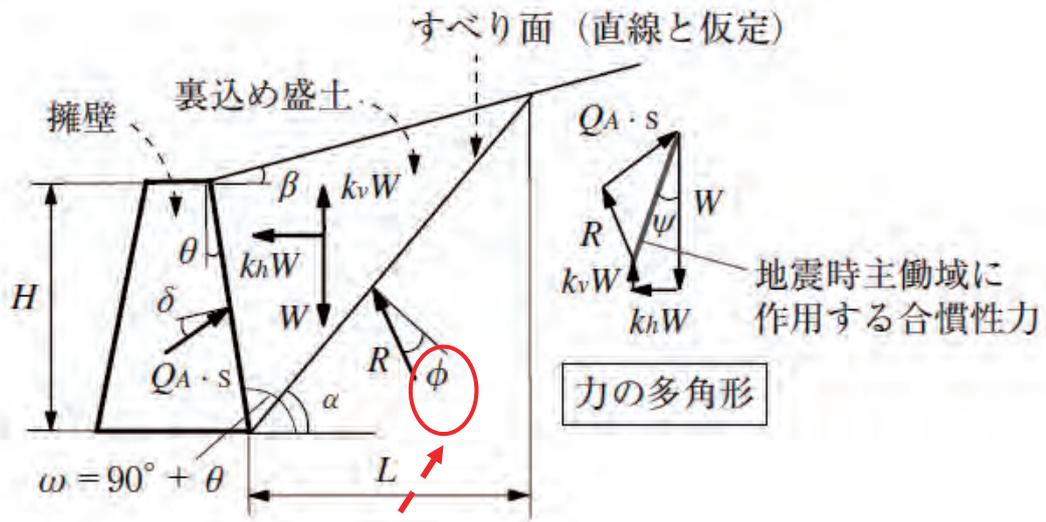
3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)

3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果

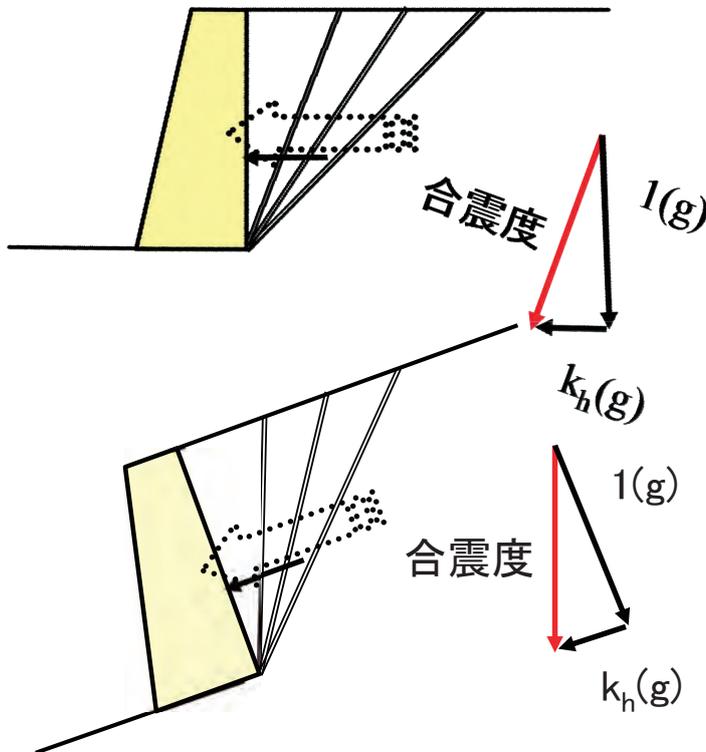
3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

# 物部岡部動土圧理論

地震力を慣性力 $k_h$ と $k_v$ として与えて、  
Coulomb理論によって土圧計算



等方剛完全塑性体仮定  
(すべり変位に関らず  $\phi$  一定)



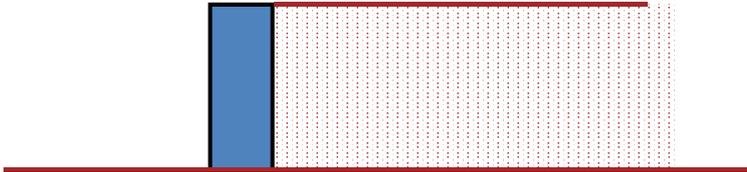
物部・岡部理論：盛土を完全塑性体と仮定  
 $k_h$ 増加  $\Rightarrow$  常にすべり面が深くなる



地震時( $k_h > 0$ )の時、下図の簡単な場合は、

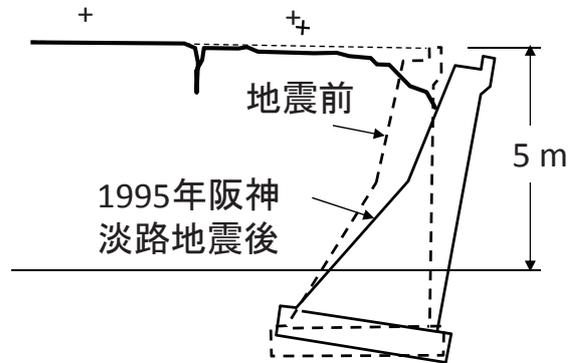
$$K_{AS} = \cos \theta \cdot K_A(\omega = 90 + \theta; \beta = \theta; \delta = 0) = \frac{1}{\cos^2 \theta} \left[ \frac{\cos(\phi - \theta)}{1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}}} \right]^2$$

水平震度:  $\tan \theta = k_h$



$\phi = 30^\circ, k_h = 0.3, \theta = 16.7^\circ$ :  
 常時  $K_A = 0.333$   
 地震時  $K_{A,S} = 0.536$   
  
 $\phi = 30^\circ, k_h = 0.577, \theta = 30^\circ$ :  
 常時  $K_A = 0.333$   
 地震時  $K_{A,S} = 1.33$   
 $k_h$  がこれ以上大きくなると、 $K_{A,S}$  は計算できない。

1995年阪神淡路地震  
重力式やL型擁壁の壁  
体が破壊し、大きく傾斜

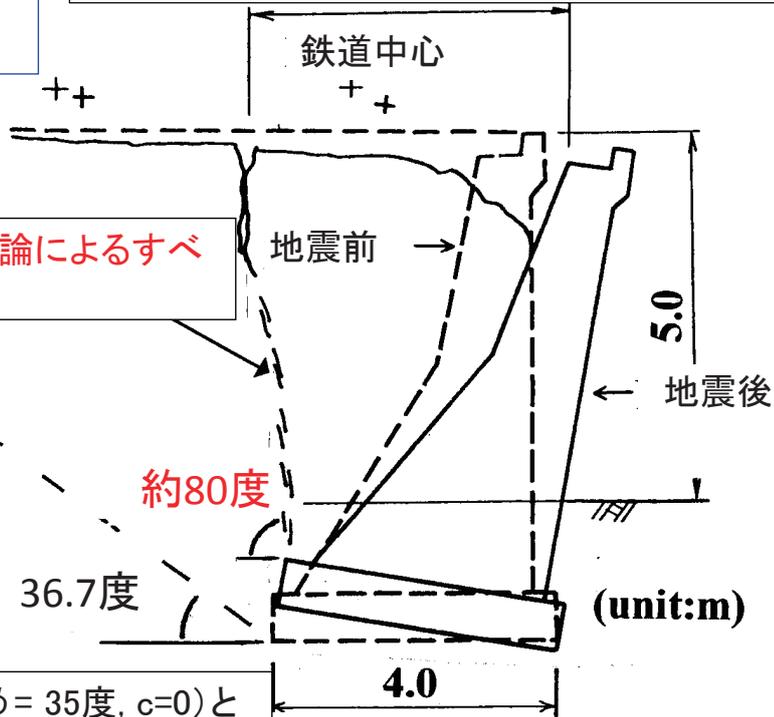


阪神電鉄石屋川駅付  
近重力式擁壁の被災  
状況

実際の破壊現象と物部岡部(MO)理論の間の矛盾

MO理論: 設計 $k_h$ が一定値を超えると、すべり面は極端に深くなるとともに地震時土圧は極端に大きくなり、極端に不経済な構造物になる

実測のすべり面はMO理論によるすべり面よりもはるかに浅い



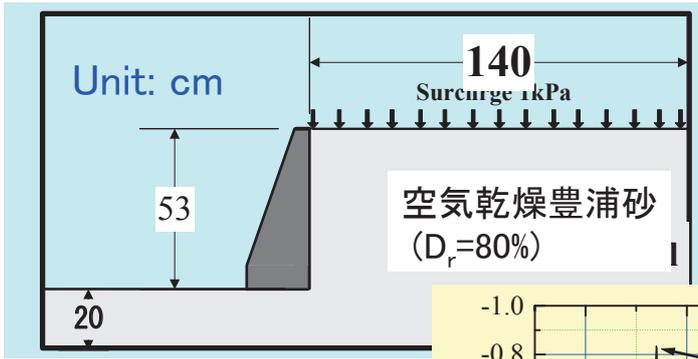
従来の設計せん断強度( $\phi = 35$ 度,  $c=0$ )と高い水平震度( $k_h=0.45$ )を用いたMO理論(壁面摩擦角=0)によるすべり面位置

1995年兵庫県南部地震  
多くの従来型擁壁が大崩壊: 阪神石屋川

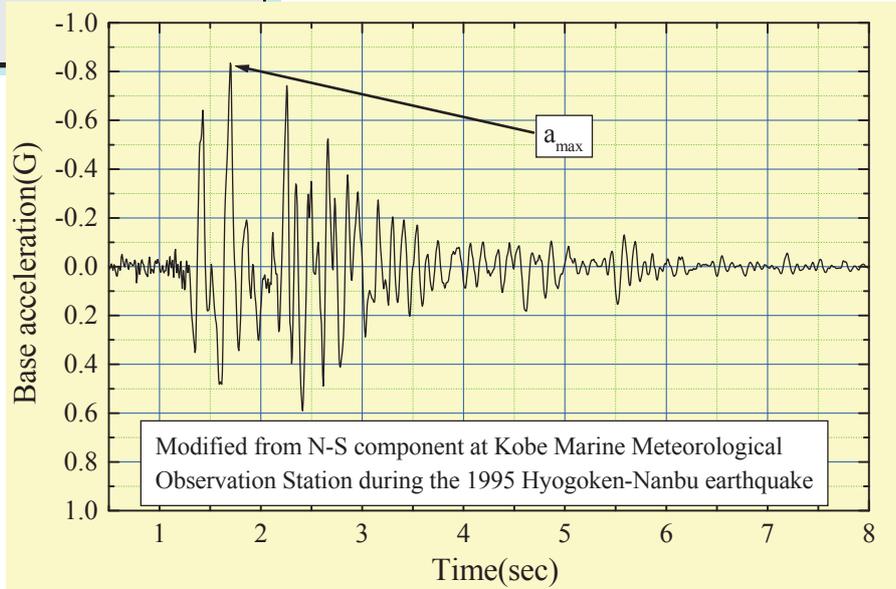


1. 従来の設計法は、大地震に対して安全側ではない。
2. 従来の設計法で、設計地震荷重だけ増加すると、非現実的なほど不経済な構造物になる。
3. 設計地震荷重を増加するとともに、盛土の設計せん断強度と地震時土圧の計算法を見直す必要がある。

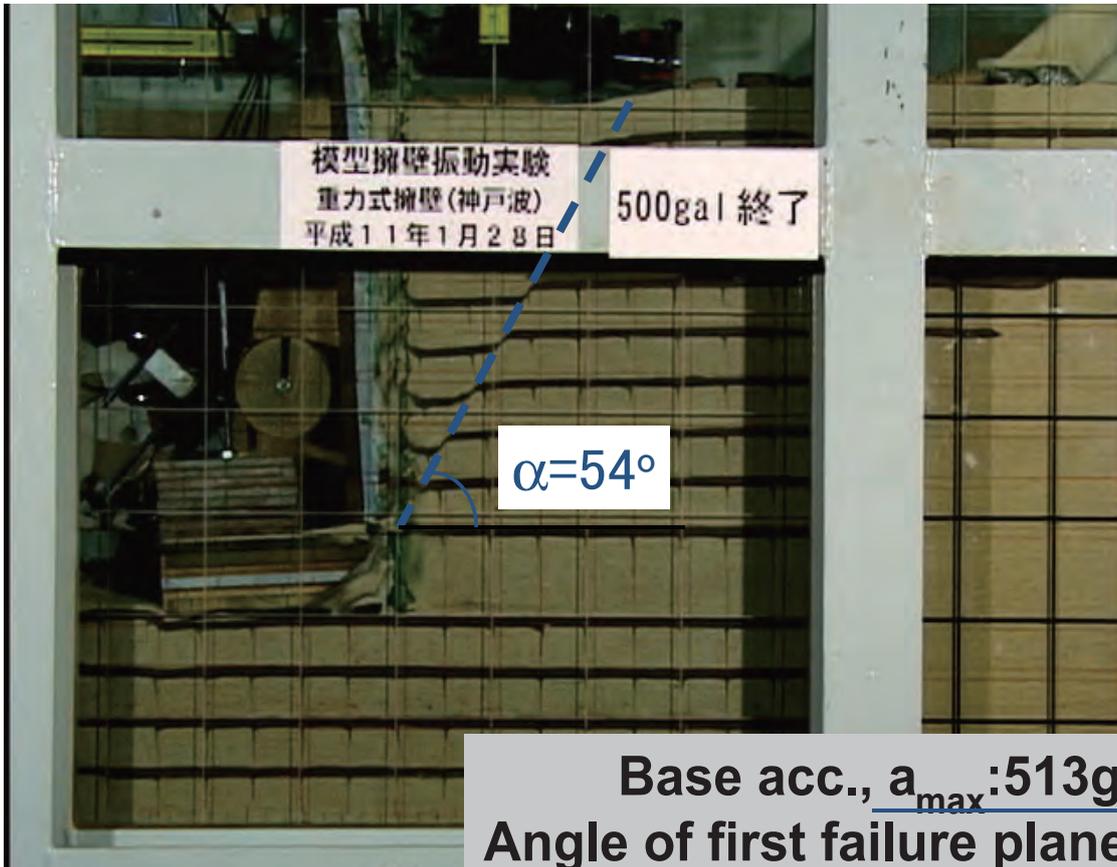
## 実際はすべり面はどのように発生するのか？



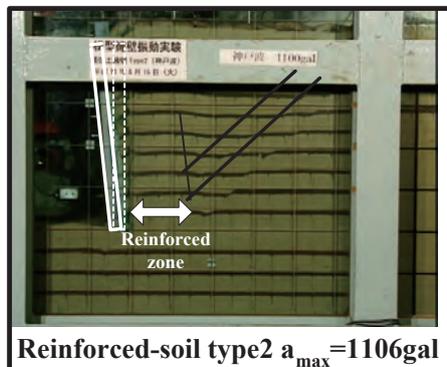
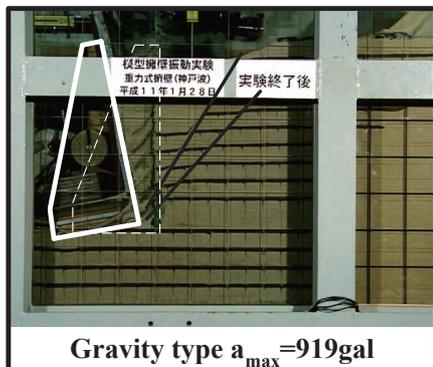
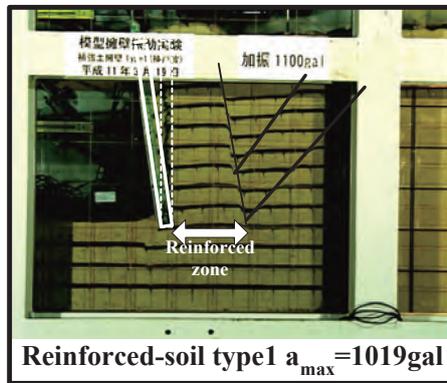
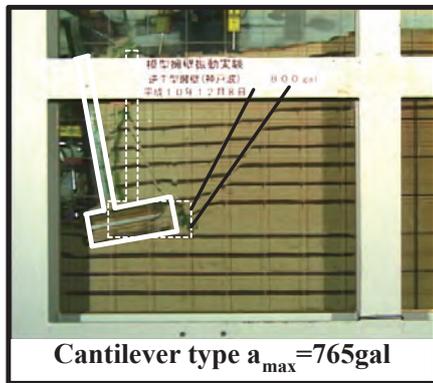
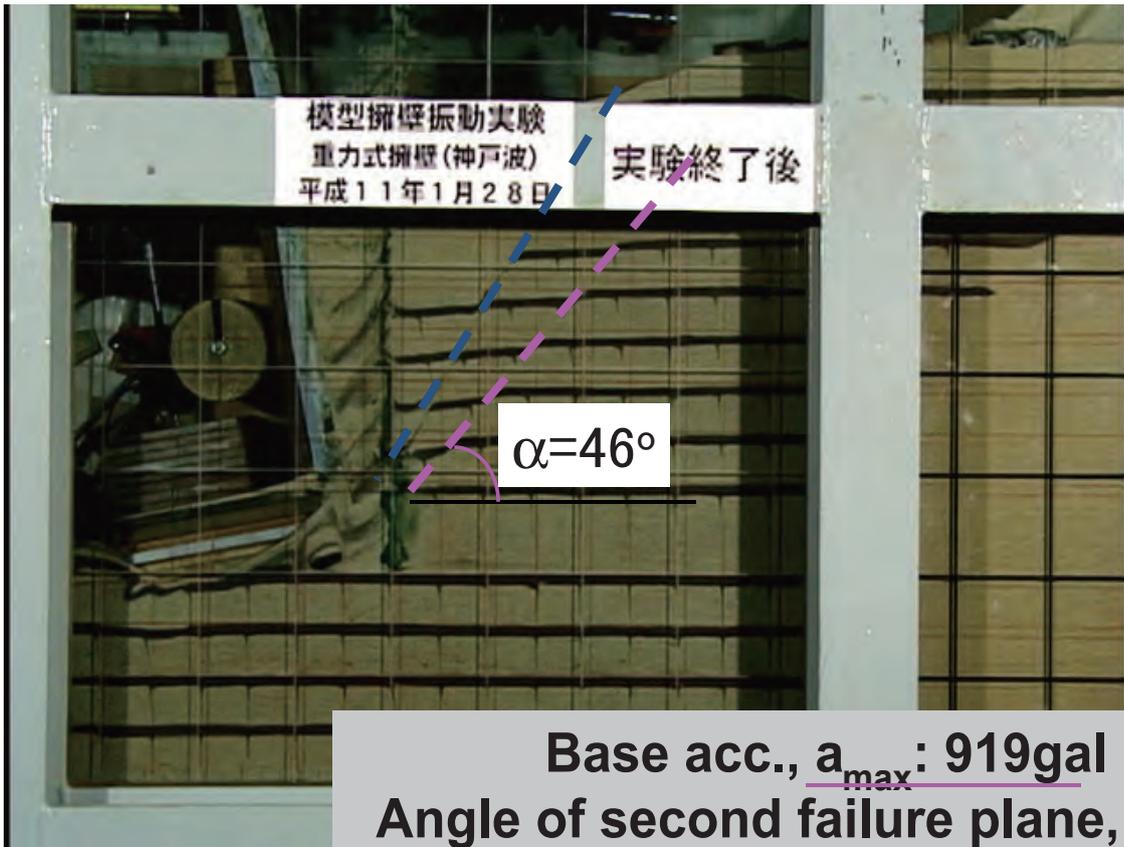
振動台実験  
不規則波形を用いた段階繰返し  
繰り返し載荷(最大加速度 $a_{max}$ を  
100 galsずつ増加).



## 第一のすべり面の形成



## 第二のすべり面の形成

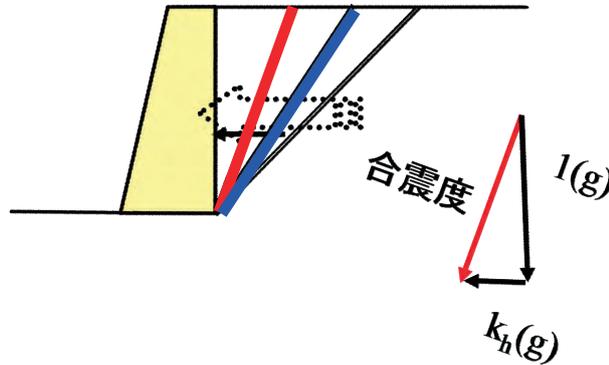


古関潤一・渡辺健治による

入力加速度の増加に対して、複数のすべり面が不連続に発生

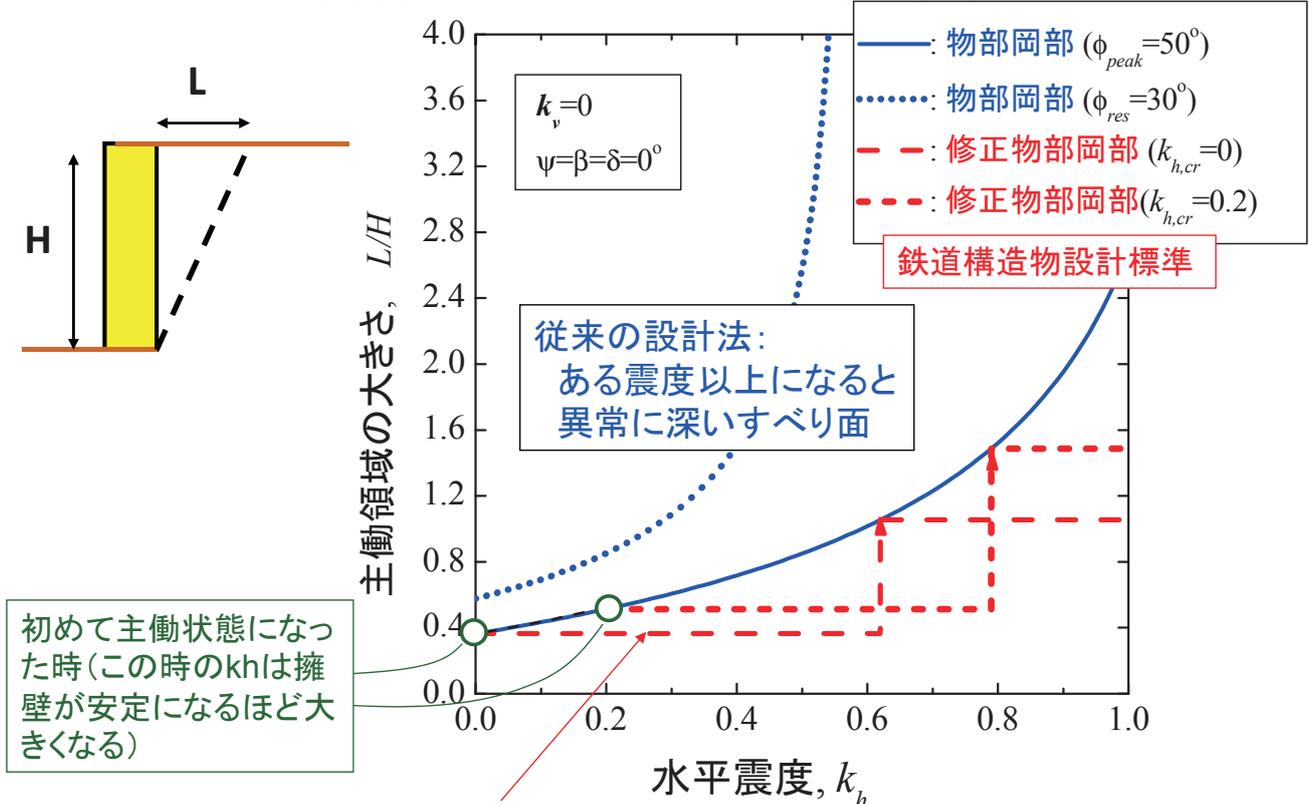
実際の締固めた盛土は、 $\phi_{peak} \Rightarrow \phi_{res}$  のひずみ軟化体

1. ある震度で**第一のせん断層**が発生。
2. その内部では、ピーク強度 $\phi_{peak}$  から残留強度 $\phi_{res}$  へ低下
3. 震度が増加しても、しばらくはそのせん断層が最もすべりやすい。
4. かなり震度が増加して、初めて**第二のせん断層**が不連続的に発生。



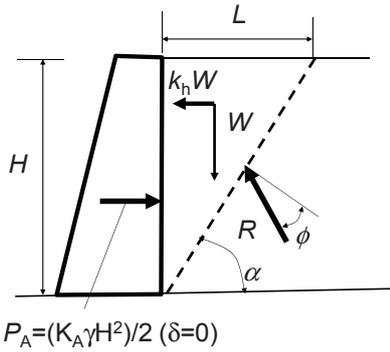
⇒修正物部・岡部動土圧理論： 上記の現象を考慮  
 現在の段階では、粒径効果は考慮していない。  
 すなわち、 $\phi_{peak} \Rightarrow \phi_{residual}$  の過程は瞬時に生じると仮定  
 (粒径が大きいほど安全側の仮定)

震度とすべり領域の大きさの関係

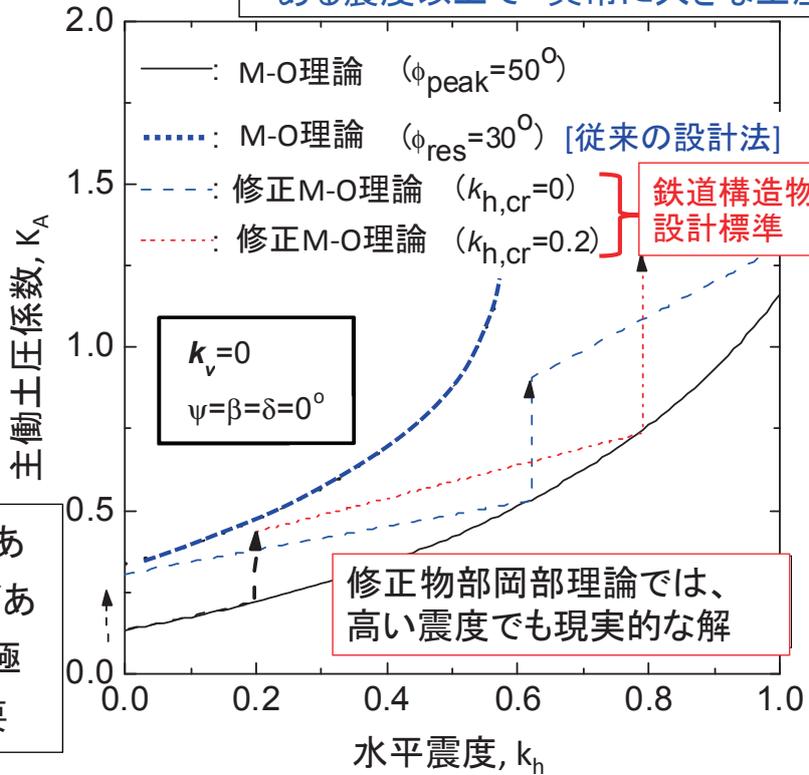


修正物部岡部動土圧理論：  
 すべり面が異常に深くならず、実際の現象に整合

## 震度と主働土圧係数の関係



従来の設計法：  
ある震度以上で 異常に大きな土圧

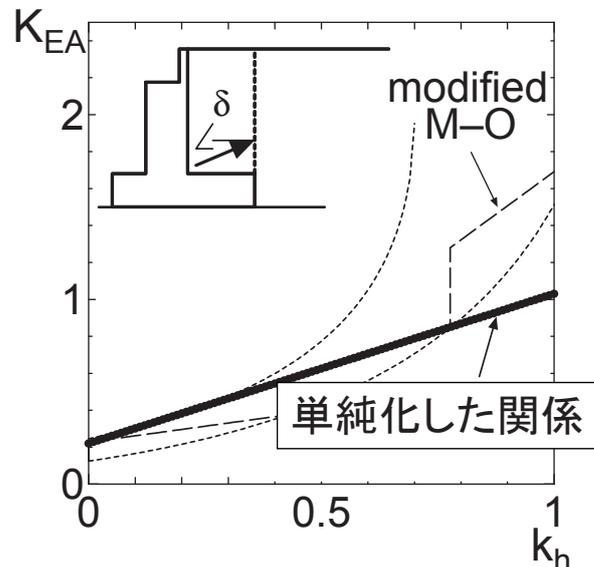


実際の擁壁（傾斜、摩擦がある背面、背後盛土に傾斜があるなど）では、2楔法などの極限つり合い安定計算が必要

## 道路橋耐震設計（2002）での単純化

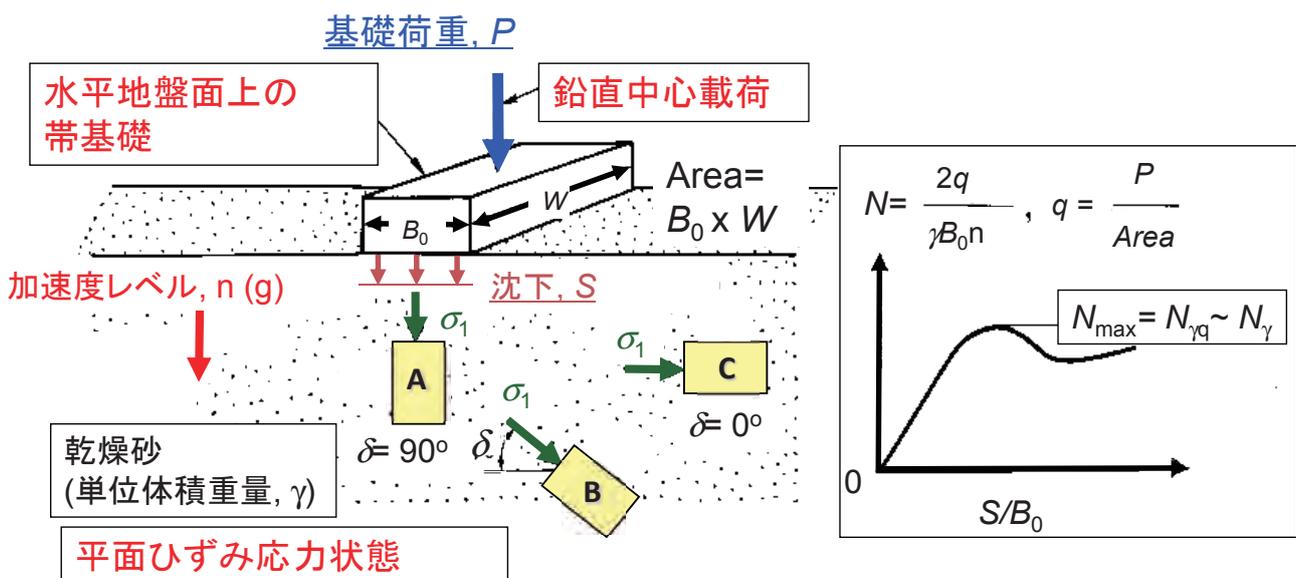
全ての震度  $k_h$  に対して、第二のすべり面だけを考慮して地震時土圧係数  $K_{EA}$  を算定

$K_{EA}$  :  $k_h$  に対して線形の関係



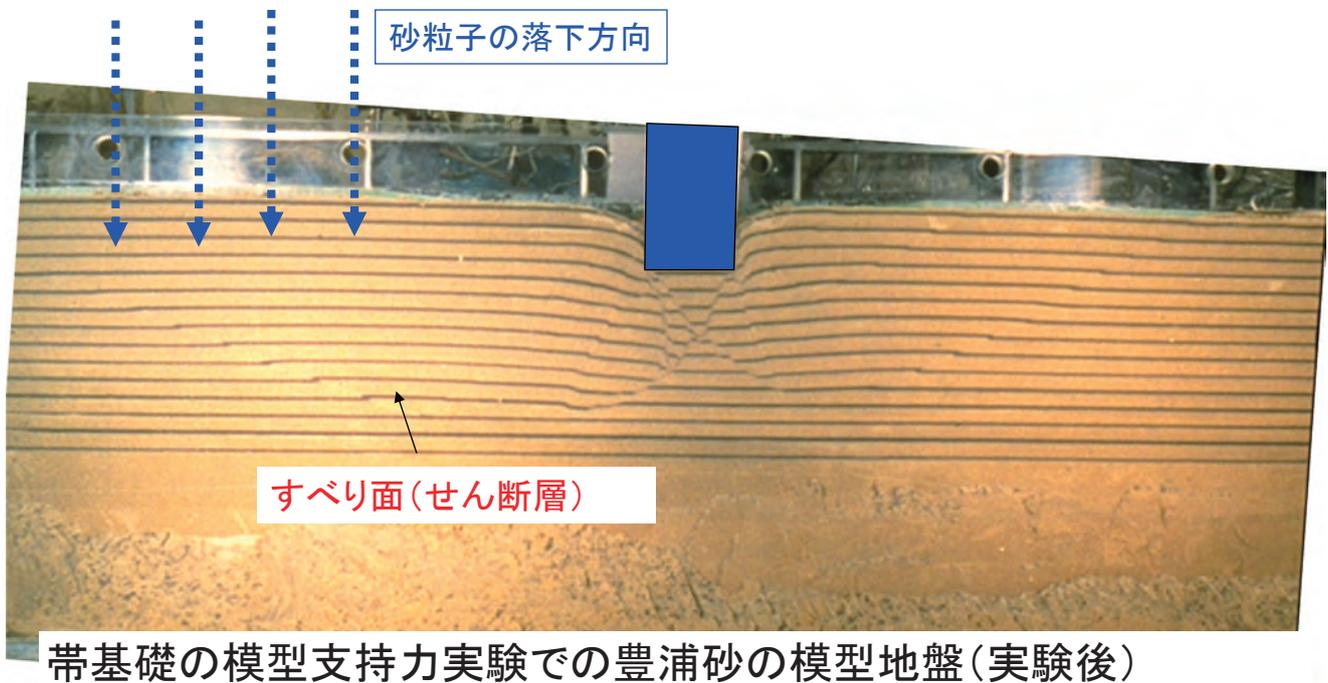
1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数 ・液状化強度 ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
3. 締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

## 砂地盤上の帯基礎の支持力問題 (最も基本的な条件での検討)



## 砂地盤上の帯基礎の支持力問題 (最も基本的な条件での検討)

1. 問題の所在
2. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅10cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性
3. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅50cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性:1g実験と遠心力载荷試験の対比
4. FEM解析
5. 1g実験と遠心力载荷試験における粒径効果

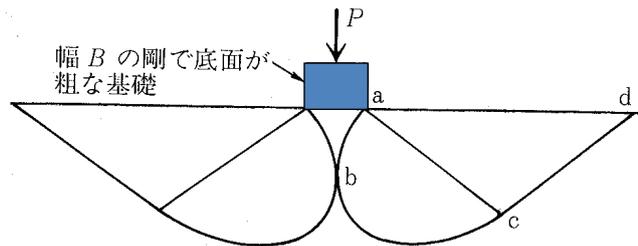
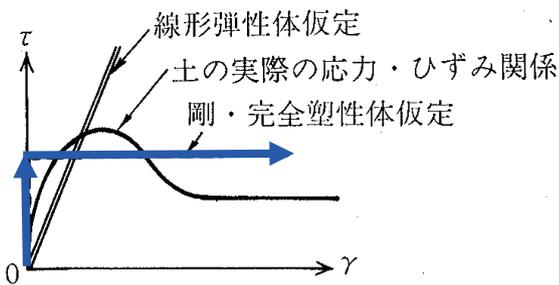


谷 和夫氏による

# 悩める地盤工学

古典土質力学理論での仮定:

- 1) 地盤が破壊前: 土は**等方線形弾性体**。
- 2) 地盤が破壊状態: 土は**等方剛・完全塑性体**。
- 3) **厚さゼロのすべり面**が瞬時に完成。

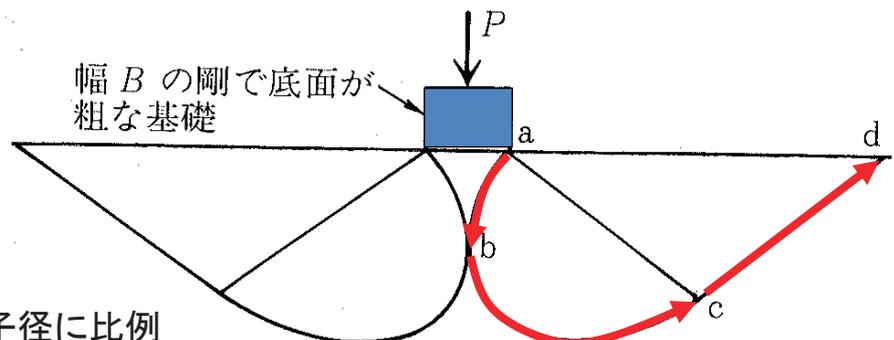


実際は地盤は進行的に破壊する:**すべり層全体は瞬時に完成しない**。

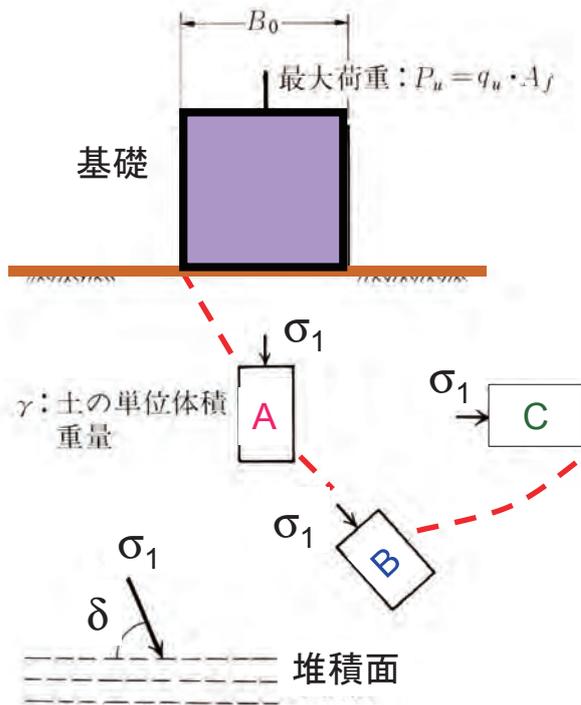
- ・ $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d$ とすべり層が進展して行く途中で、基礎荷重  $P$  が最大値。
- ・土のピーク強度はすべり層全体に沿って同時には発揮されない。



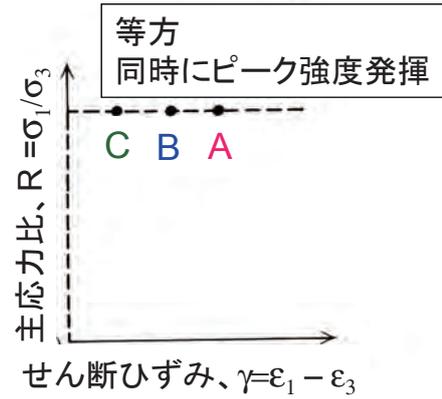
支持力問題では、破壊の進行性の影響が著しい



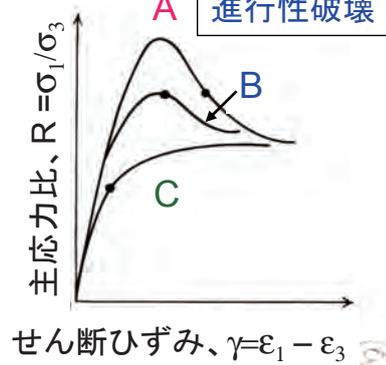
- ・すべり層厚は粒子径に比例 (粒子径効果)



### 古典土質力学



### 実際の土



## 平面ひずみ条件での砂地盤上の帯基礎の支持力;

粒状体の変形強度特性に及ぼす以下の要因の重要性を示す典型的な問題:

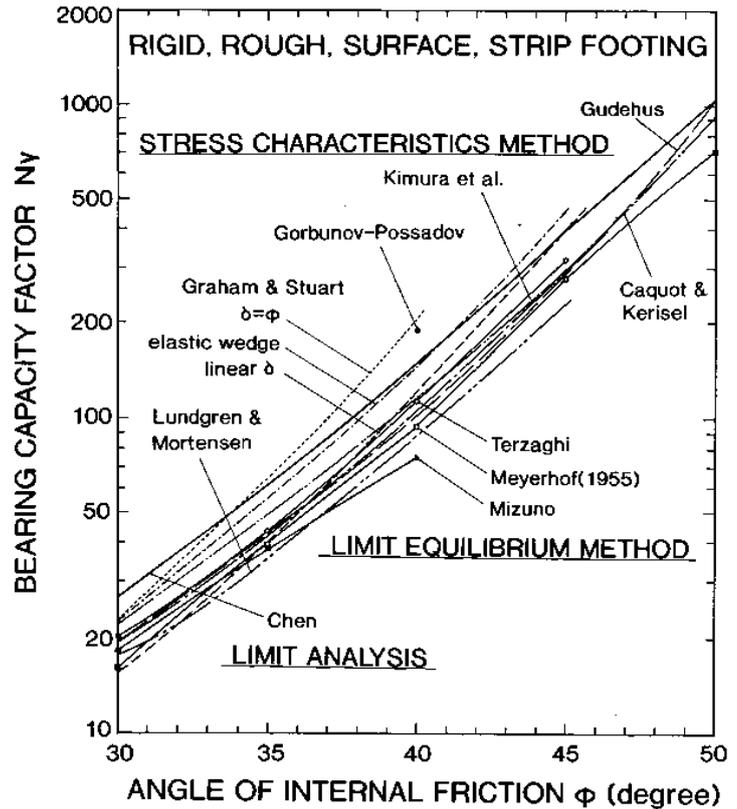
1. 固有異方性
2. 締固め密度
3. 拘束圧
4. 中間主応力
5. 地盤の破壊の進行性(これは以下の要因に支配される)
  - (1) 土の変形特性(弾性特性を含む)
  - (2) 地盤の破壊モード(すべり面の総長と総回転量等)
  - (3) せん断層の変形特性 (i.e., ひずみ軟化の程度: 脆性、粒径効果)

ほとんど全ての要因が重要!

## 等方完全塑性仮定に基づく古典支持力解:

非常の多くの異なった解があるが、その全てが、

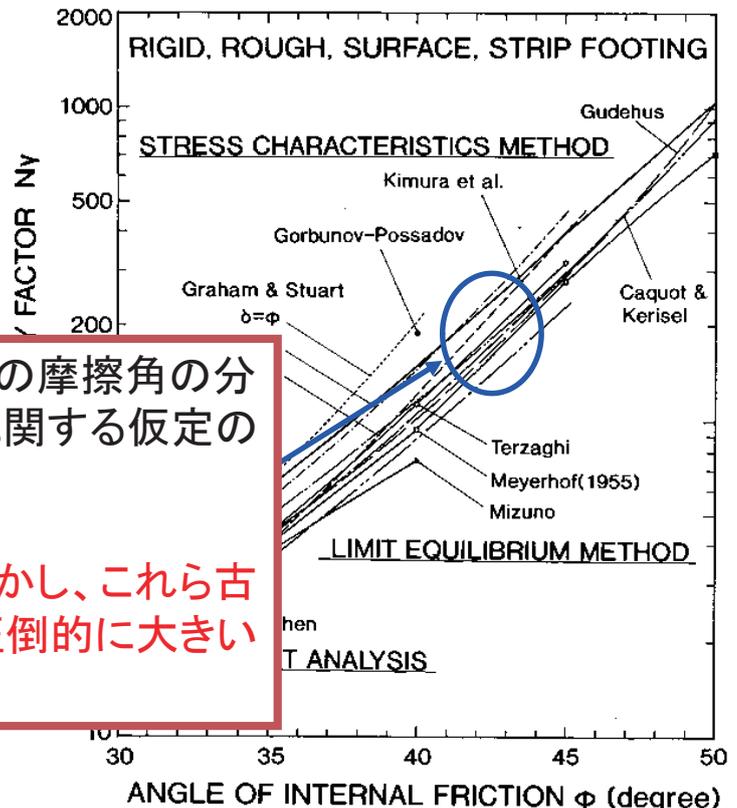
- 強度異方性と
  - 破壊の進行性(従って粒径効果)
- を考慮していない



## 等方完全塑性仮定に基づく古典支持力解:

非常の多くの異なった解があるが、その全てが、

- 強度異方性と
  - 破壊の進行性(従って粒径効果)
- を考慮していない

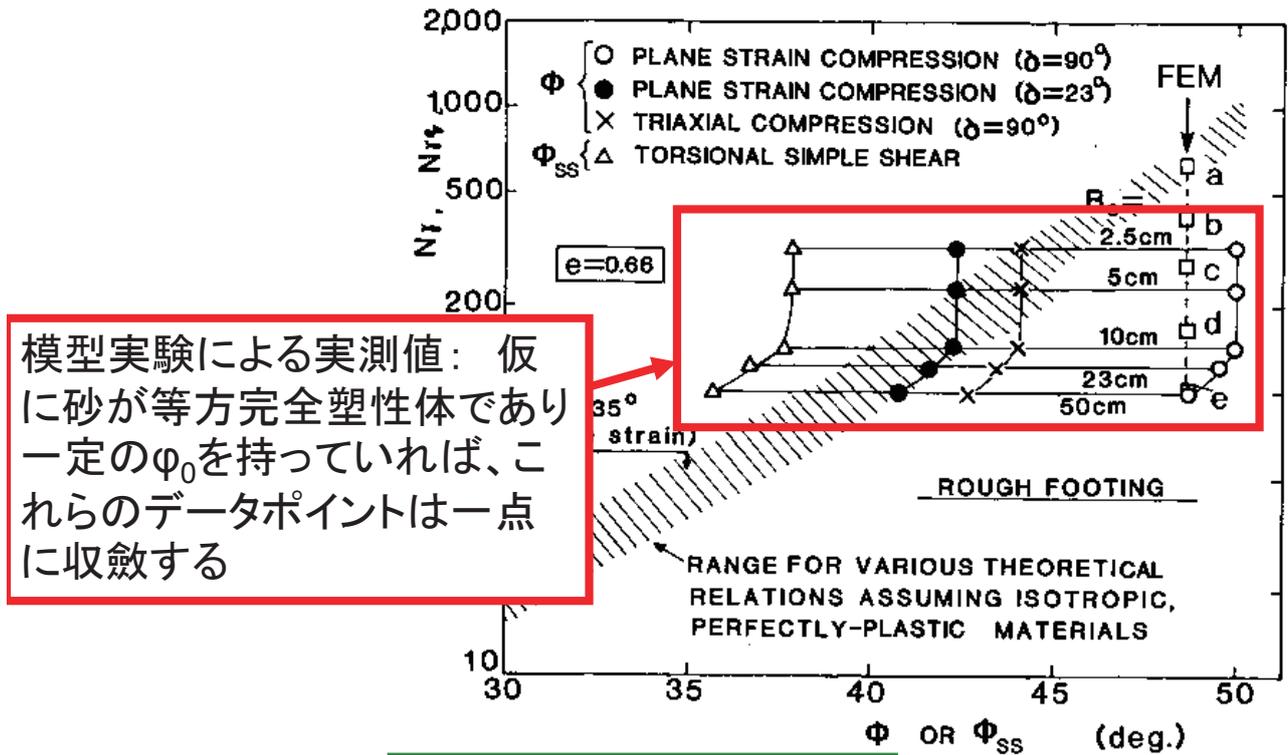


この解の相違は、基礎底部の摩擦角の分布あるいは主働楔の形状に関する仮定の相違によるもの。

この解の相違は大きい！しかし、これら古典解と実測値の差の方が圧倒的に大きい

.....

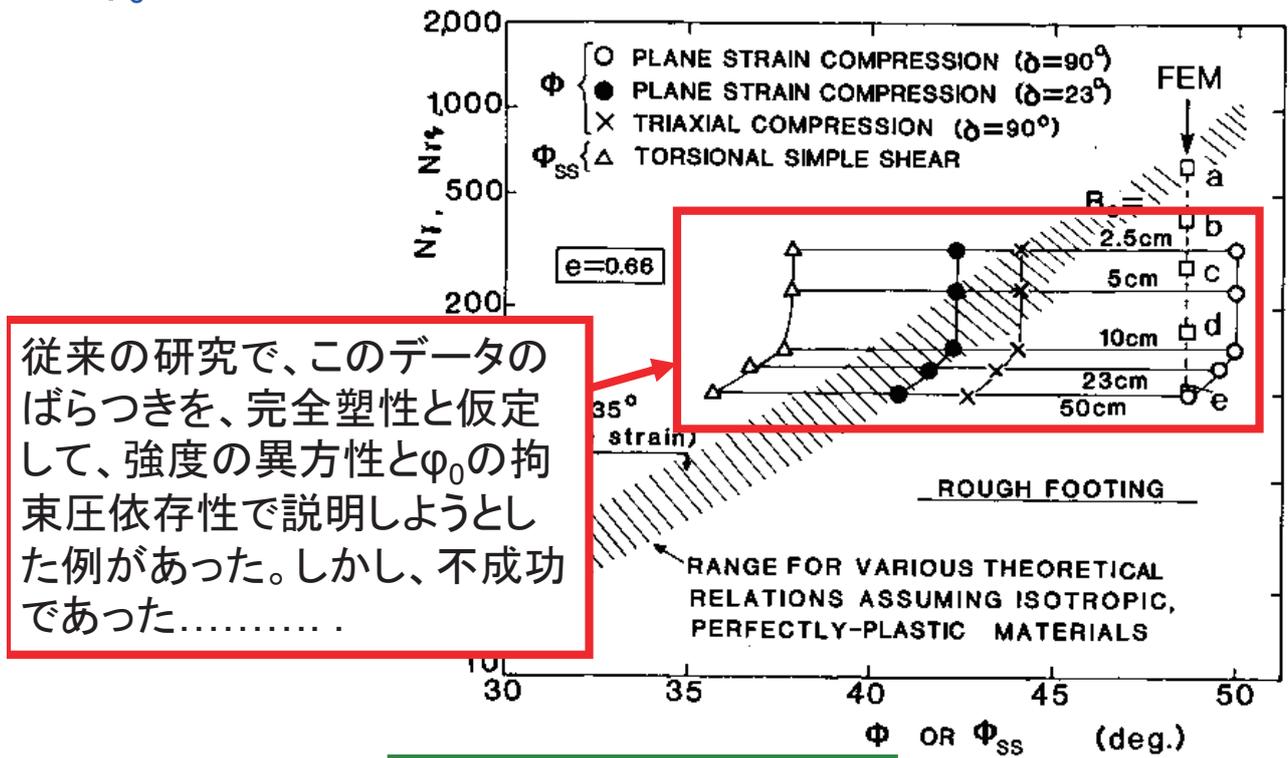
# 等方完全塑性古典支持力解と実測値の間の大きな差



模型実験による実測値：仮に砂が等方完全塑性体であり一定の $\phi_0$ を持っていれば、これらのデータポイントは一点に収斂する

豊浦砂(間隙比  $e=0.66$ )

実際の砂：同一の間隙比でも異方性、せん断モード等により $\phi_0$ は異なり、また地盤の破壊は進行的である



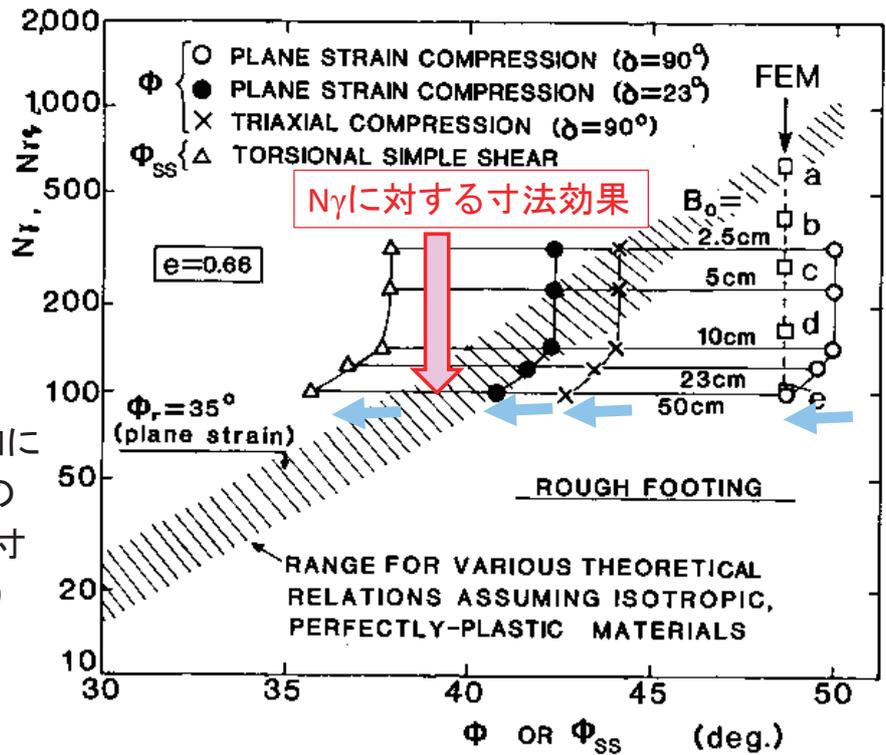
従来の研究で、このデータのばらつきを、完全塑性と仮定して、強度の異方性と $\phi_0$ の拘束圧依存性で説明しようとした例があった。しかし、不成功であった.....

豊浦砂(間隙比  $e=0.66$ )

## では、寸法効果はどのように説明できるのか？

寸法効果 =  
圧力効果 +  
粒径効果

← : 基礎幅Bの増加に伴う地盤内の拘束圧の増加による $\phi_0$ の減少(寸法効果の一つの要因)

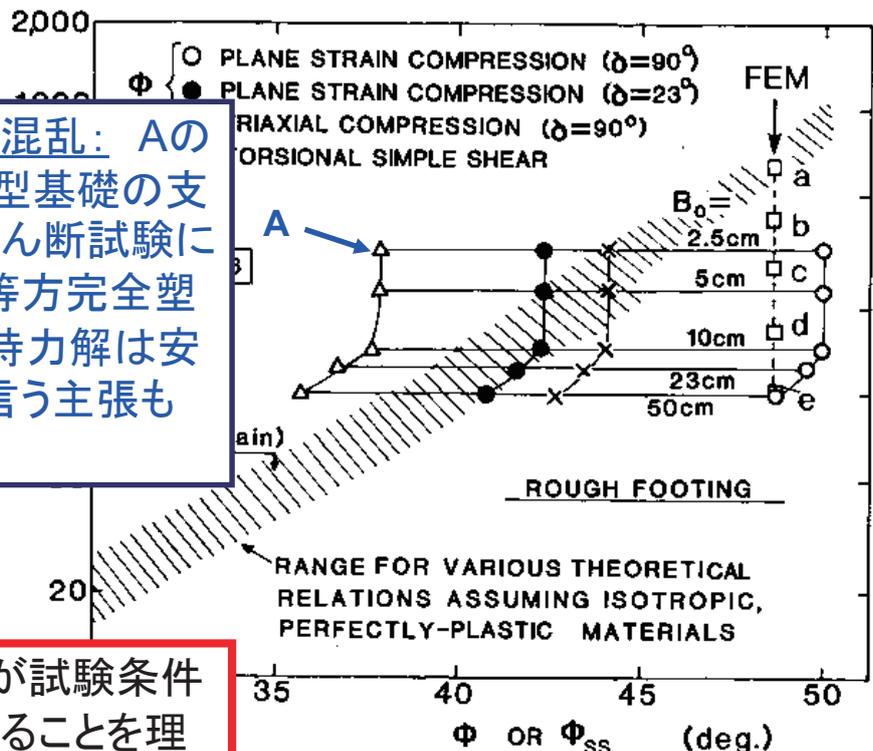


豊浦砂(間隙比  $e=0.66$ )

## では、寸法効果はどのように説明できるのか？

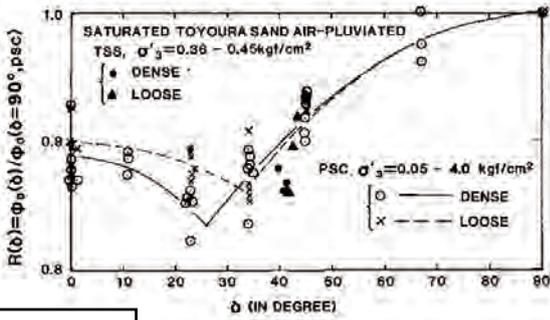
従来の研究での他の混乱: Aのようなデータ(小型模型基礎の支持力係数 $N_q$ と一面せん断試験による $\phi_0$ )に基づいて、等方完全塑性解に基づく古典支持力解は安全側の解を与えると言う主張もあった

まず、内部摩擦角 $\phi_0$ が試験条件によって大きく変化することを理解する必要がある

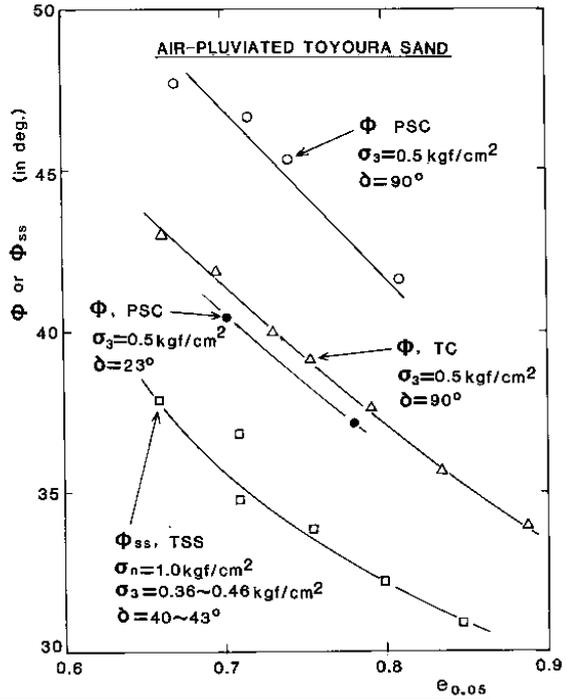


豊浦砂(間隙比  $e=0.66$ )

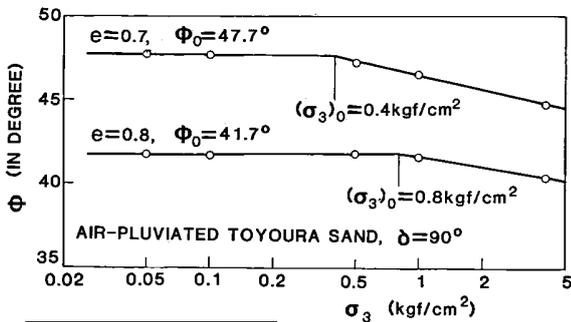
実際の砂：同一の間隙比でも異方性、せん断モード、圧力、定義により $\phi_0$ は異なる



異方性

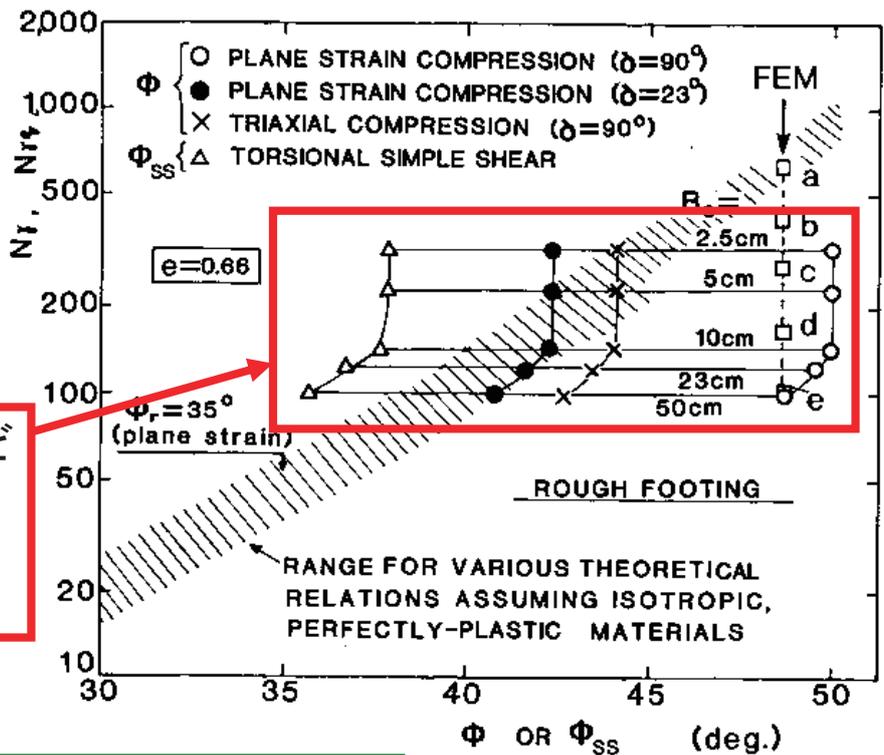


せん断モード、定義の相違



圧力依存性

模型実験での実際の支持力特性は？

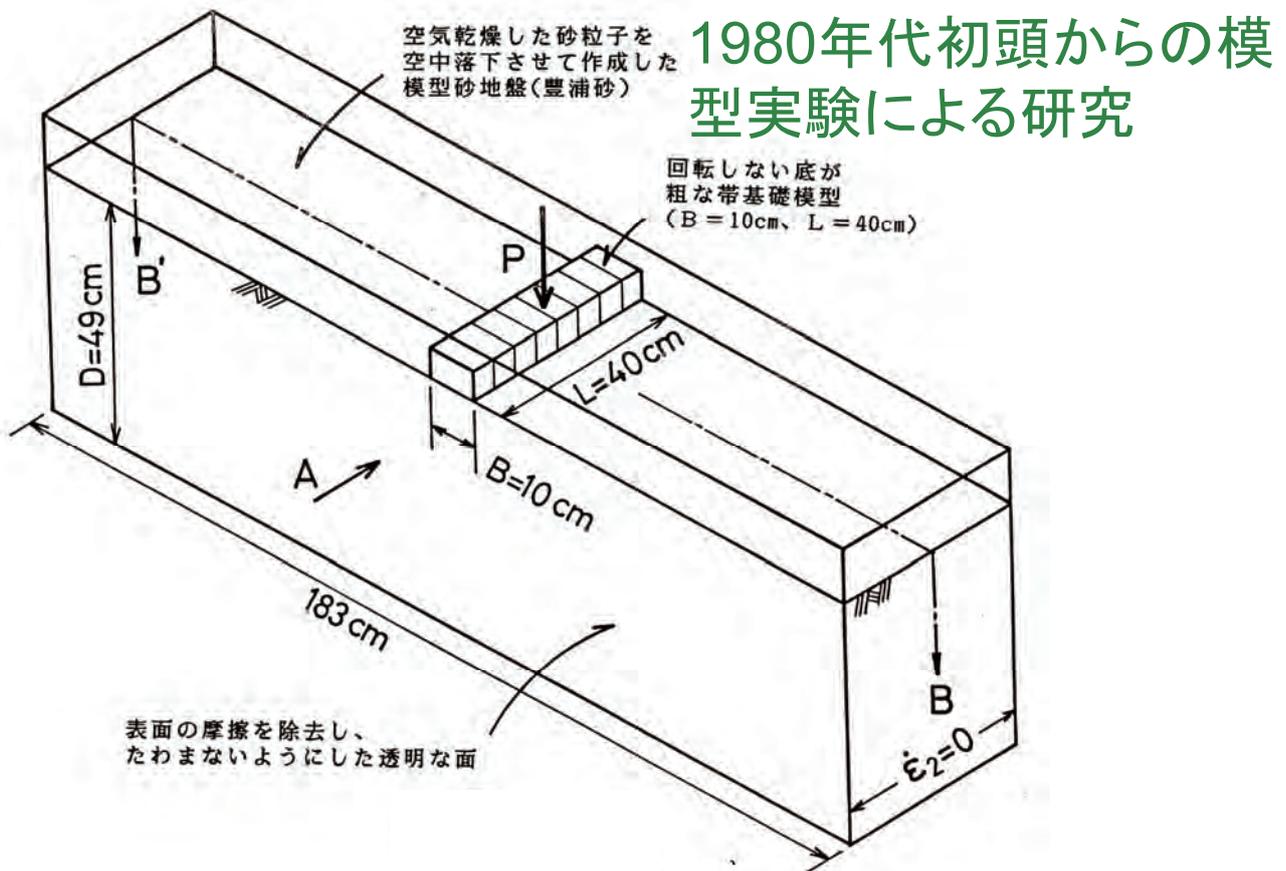


模型実験によって、どのようにして、これらのデータが得られたのか？

豊浦砂 (間隙比  $e = 0.66$ )

## 砂地盤上の帯基礎の支持力問題 (最も基本的な条件での検討)

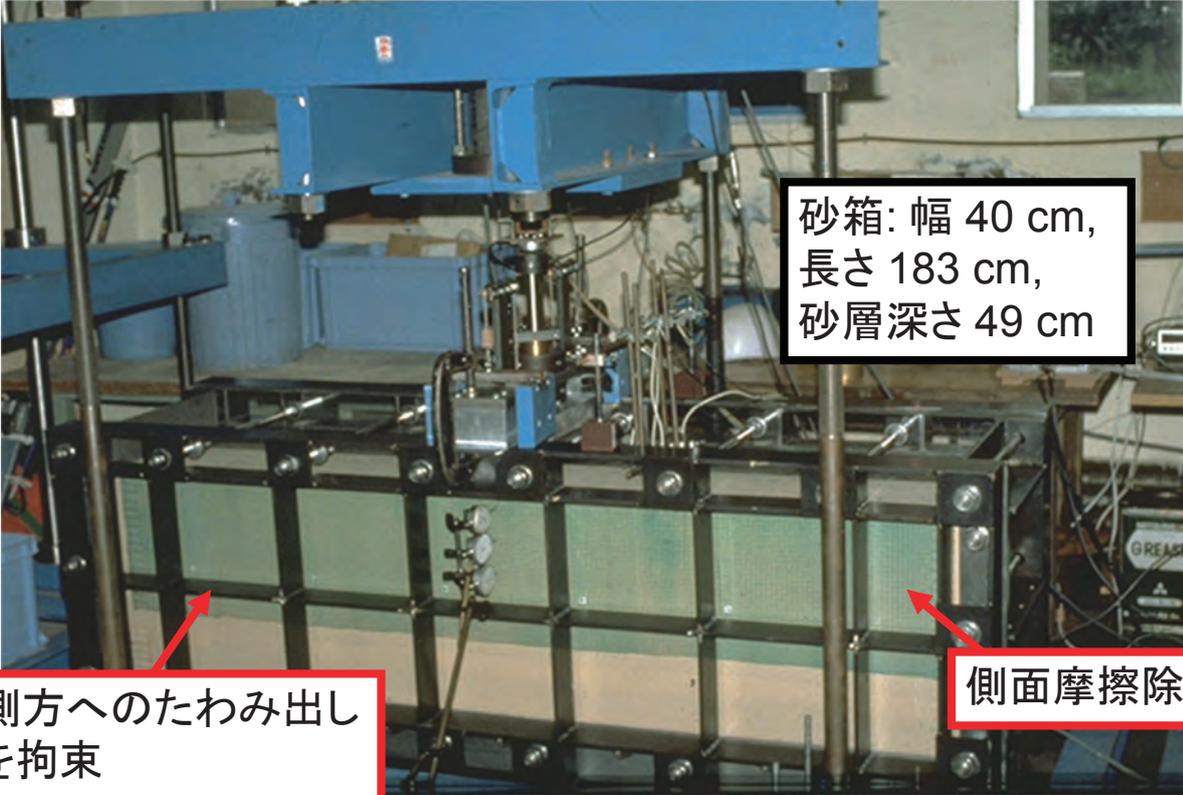
1. 問題の所在
2. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅10cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性
3. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅50cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性:1g実験と遠心力载荷試験の対比
4. FEM解析
5. 1g実験と遠心力载荷試験における粒径効果



(谷和夫修士論文, 1986)

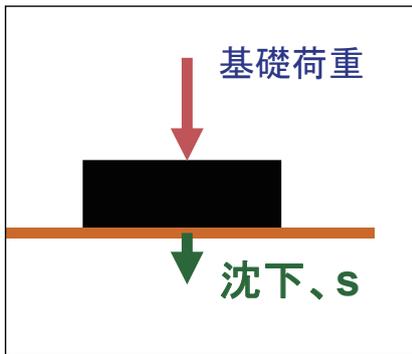
## 平面ひずみ状態での模型支持力実験

(空気乾燥豊浦砂; 基礎幅  $B_0 = 10 \text{ cm}$ , 1 g試験)

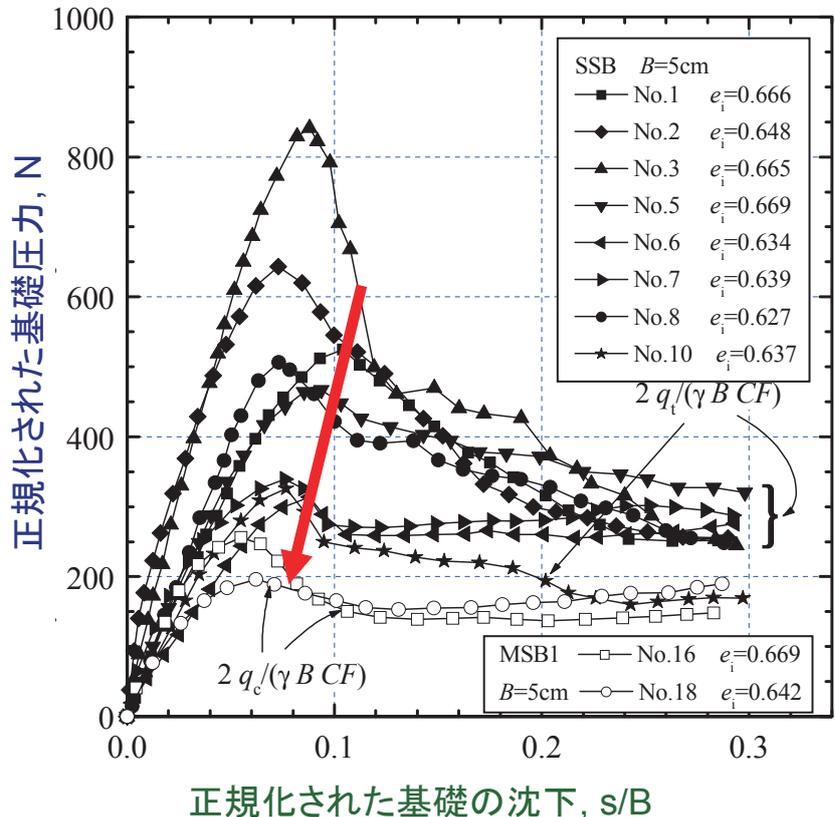


## 壁面の摩擦を除去するために大苦勞

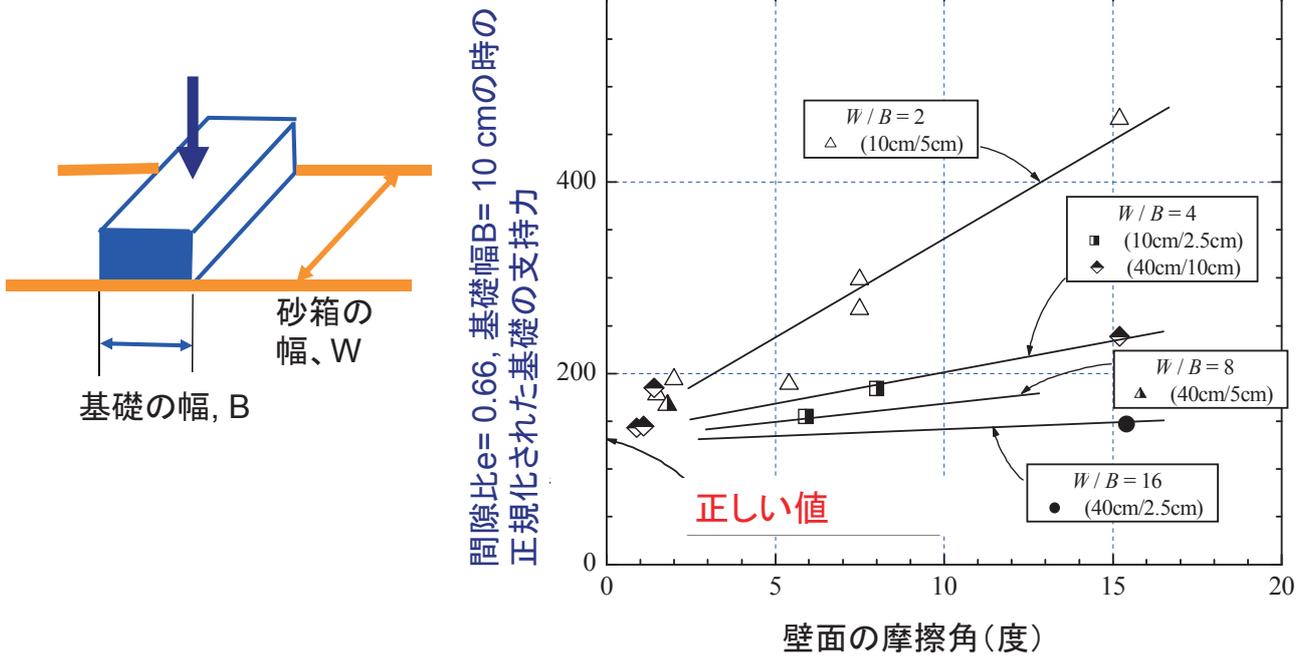
壁面摩擦条件の相違で、大変な相違



正確な実験結果を得るのに、2年以上掛かった！

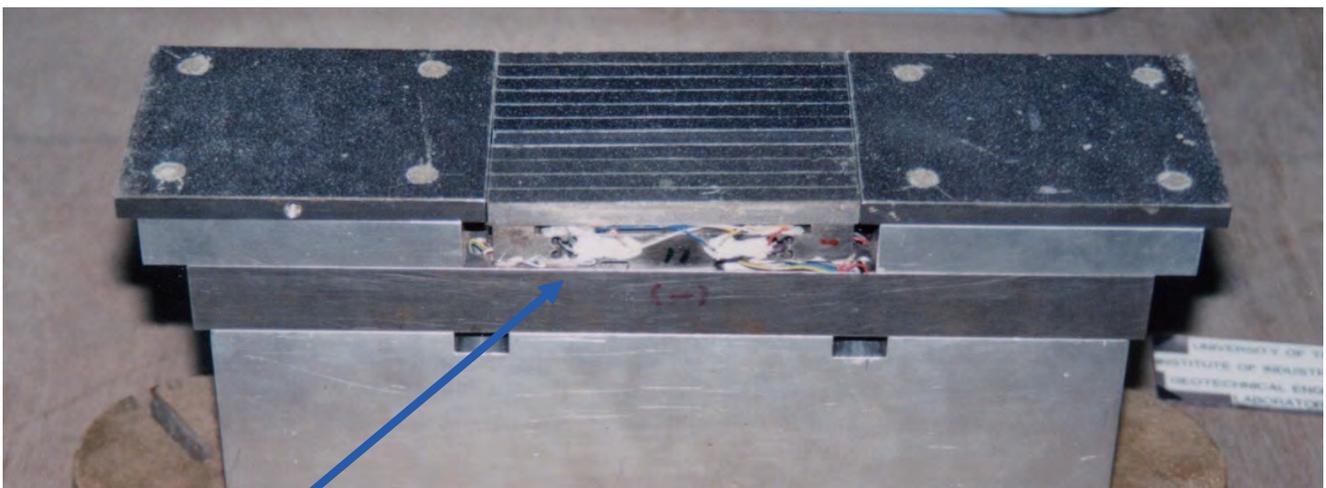


W/Bが小さいほど、壁面の摩擦角が大きいほど、誤差が大きい！



誤差を含んだ実験結果に基づいて理論的考察をすると  
.....→誤った理論的結論

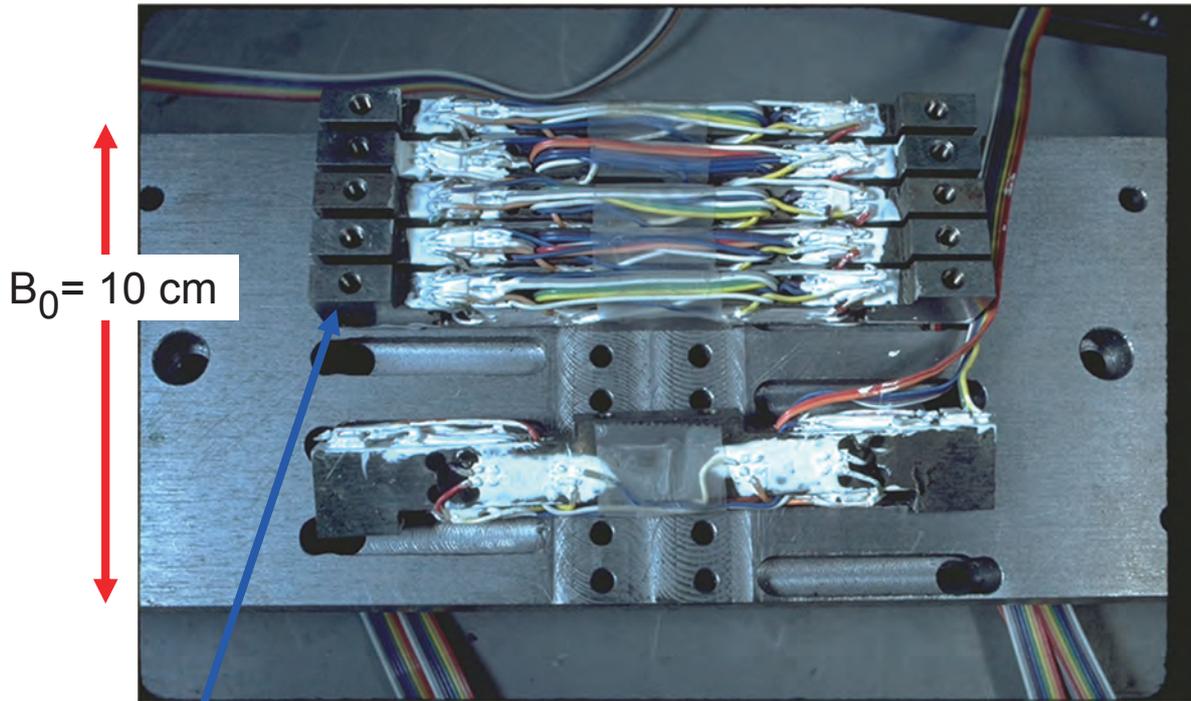
## 基礎底面での応力の正確な測定 (40 cm x 10 cm)



直応力とせん断応力を測定する11個の二方向ロードセル

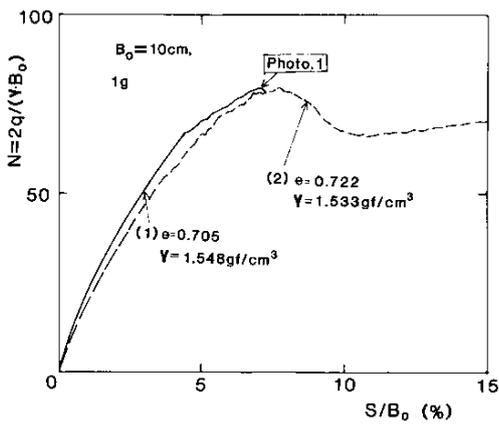
**基礎底面**

基礎幅の  $1/3 = 40/3 \text{ cm}$



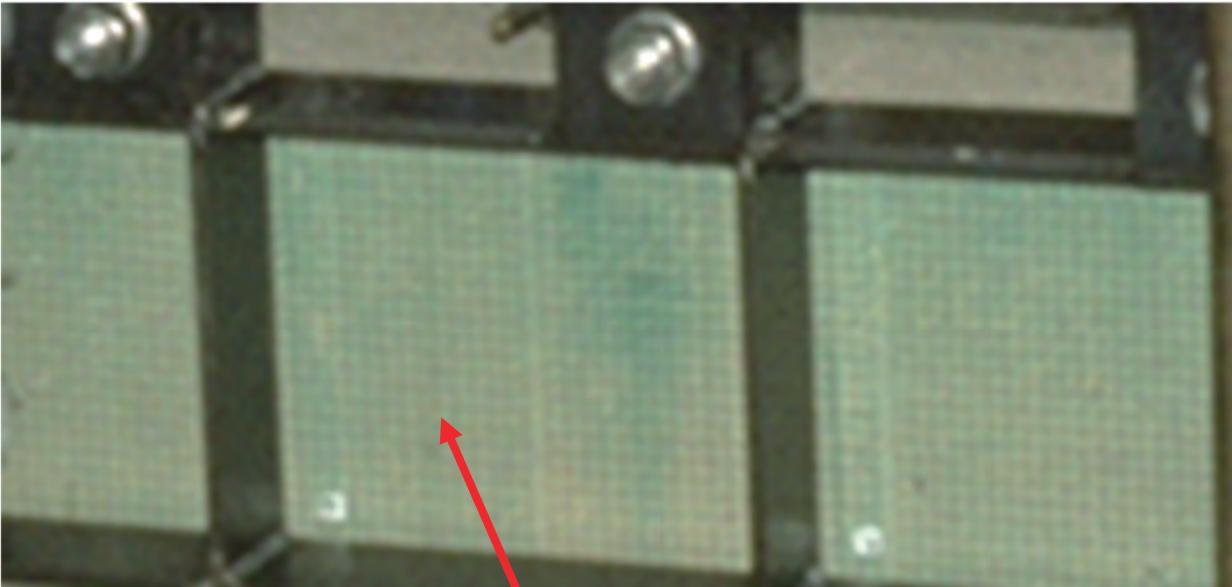
直応力とせん断応力を測定する11個の二方向ロードセル

**基礎底面は粗**



実験終了後、湿潤させてから切り出した中央断面(黒色の帯は染色した砂)

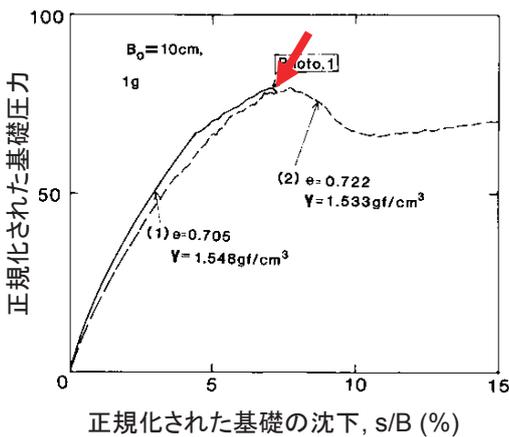
(谷和夫修士論文, 1986)



壁面の摩擦を除去するためのlatex rubberのメンブレンの表面に描いた5 mm 間隔の格子(緑色は摩擦除去のためにメンブレンとアクリル版の間に塗布したシリコングリース)

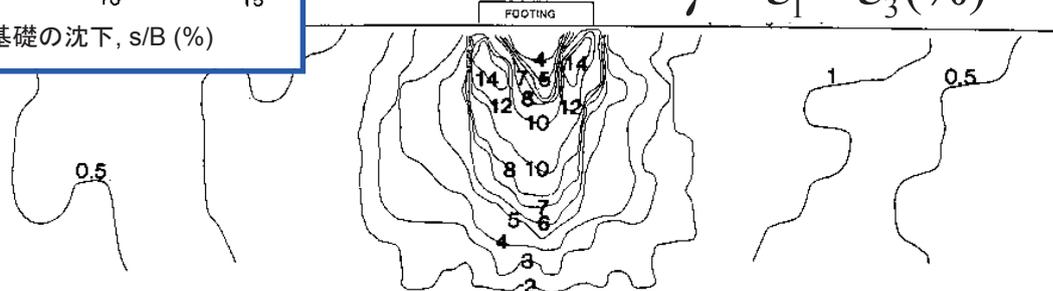
基礎底面は粗

谷和夫の実験



実験終了後、湿潤させてから切り出した中央断面(黒色の帯は染色した砂)

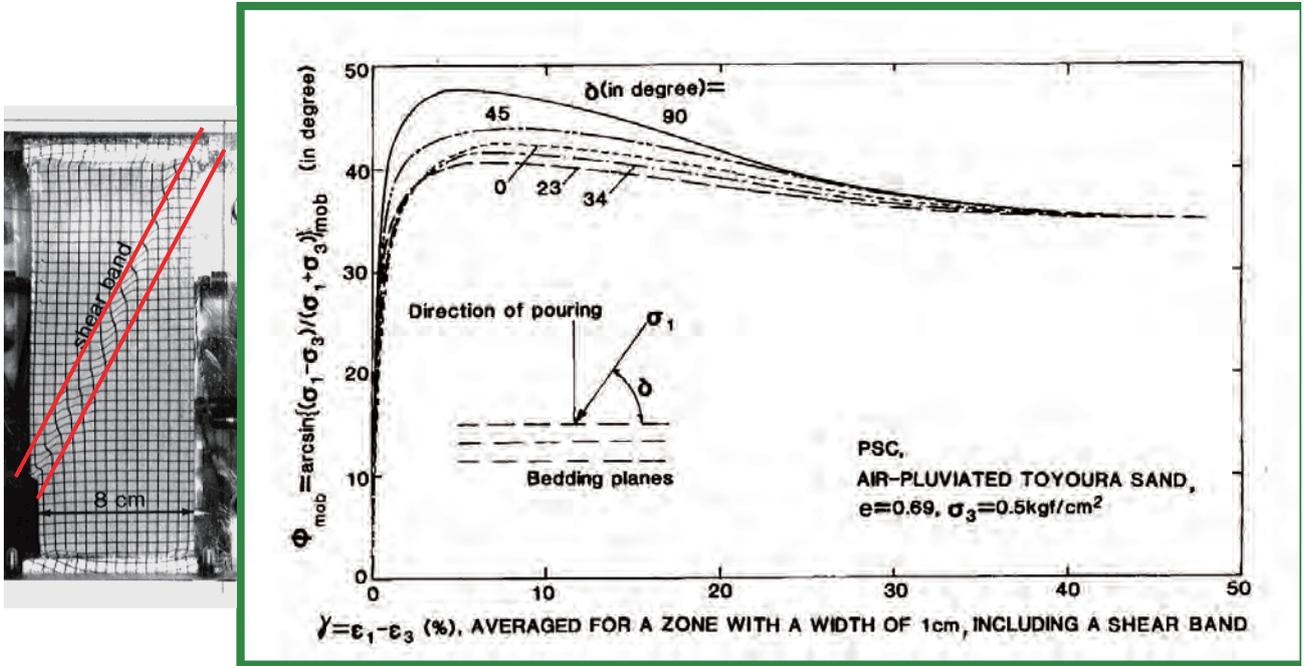
$$\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 (\%)$$



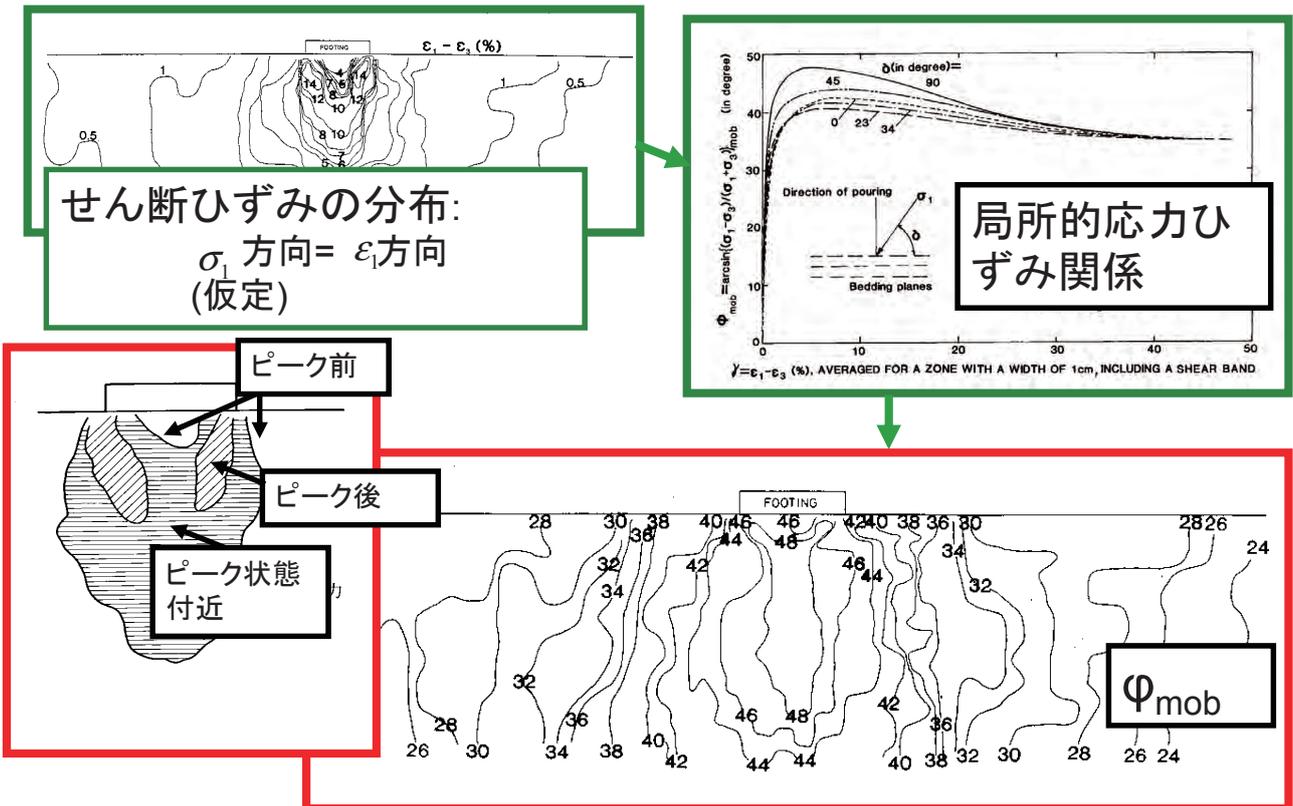
(谷和夫修士論

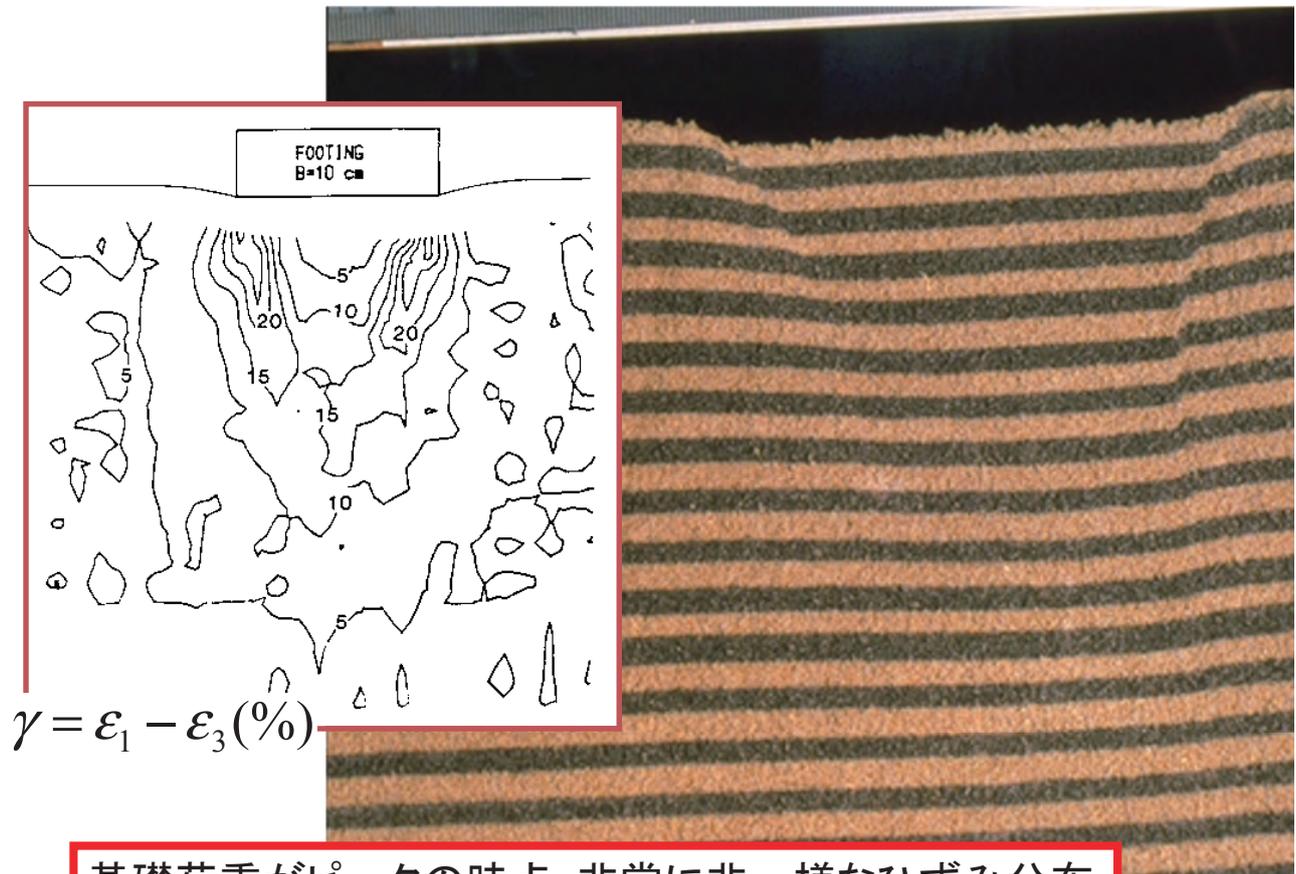
砂箱の外側から撮影した砂層の変位分布から求めたせん断ひずみ分布: 極めて非一様

模型実験で局所的ひずみを定義した要素の大きさ1 cm四方に対応した、平面ひずみ圧縮試験でのせん断層を含む厚さ1 cmの層内の平均的応力ひずみ関係

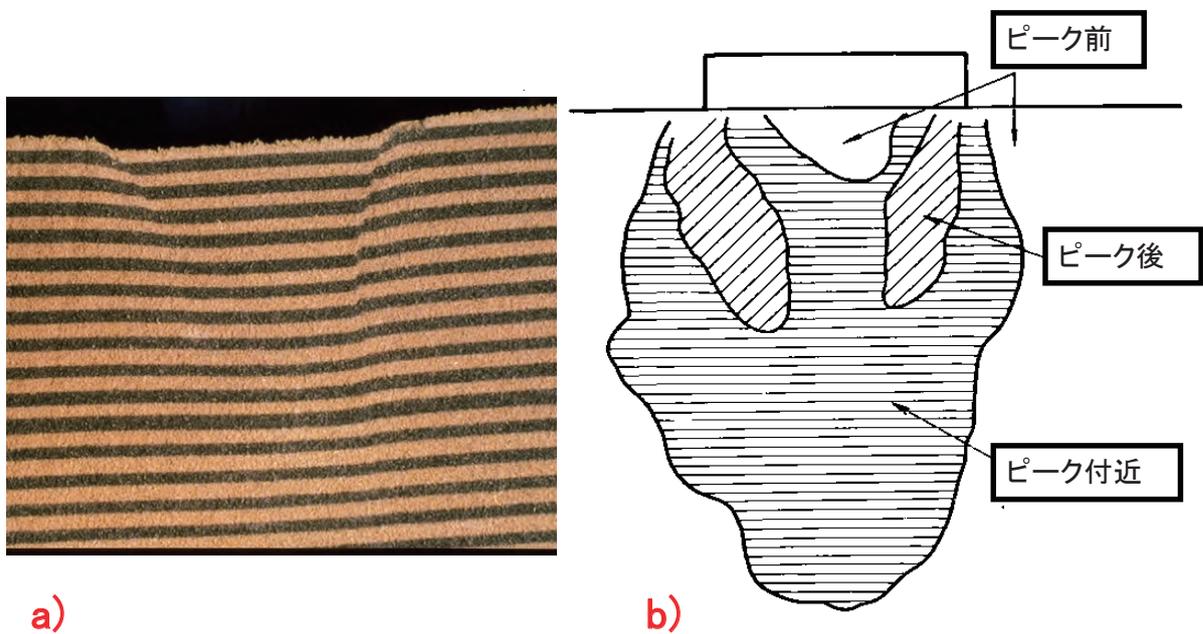


基礎荷重がピークの時の地盤内のひずみ分布と動員された内部摩擦角 $\phi_{mob}$ の分布：非常に非一様





基礎荷重がピークの時点：非常に非一様なひずみ分布、基礎直下しかせん断層は生じていない



基礎の荷重が最大になった時点：

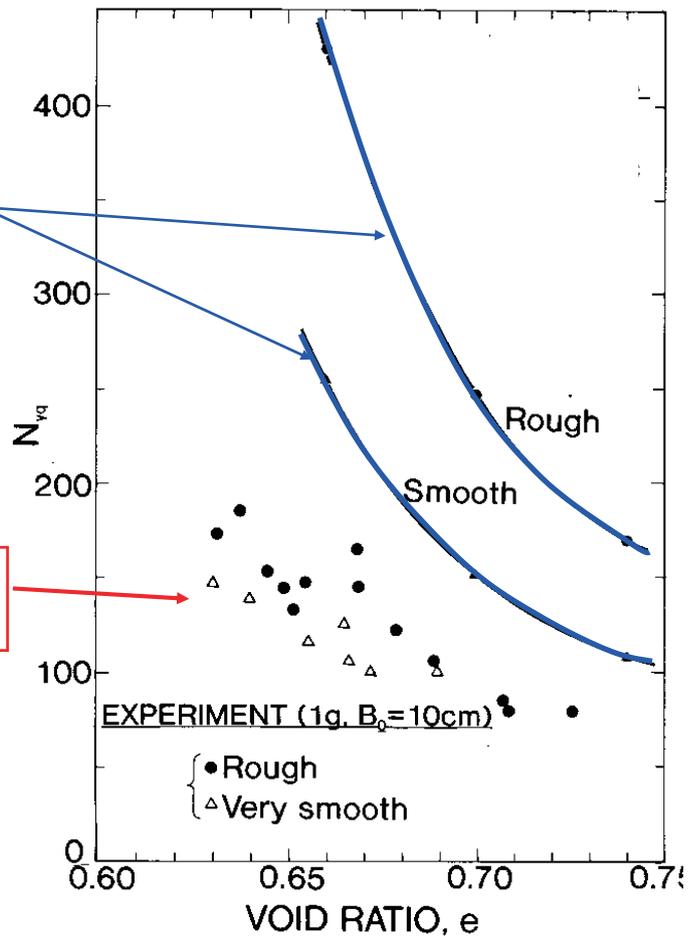
a)基礎底面下部の地盤内のせん断層は一部だけで発生

b)ピーク前、ピーク付近、ピーク後の応力状態が混在

砂を異方性を持つ完全塑性体として、それぞれの場所でのピーク強度 $\phi_0$ を用いた応力特性曲線法the stress characteristics methodによる $N_\gamma$ と間隙比 $e$ の関係

基礎底面の粗さの影響は大きい

模型実験では、基礎底面の粗さの影響は小さい

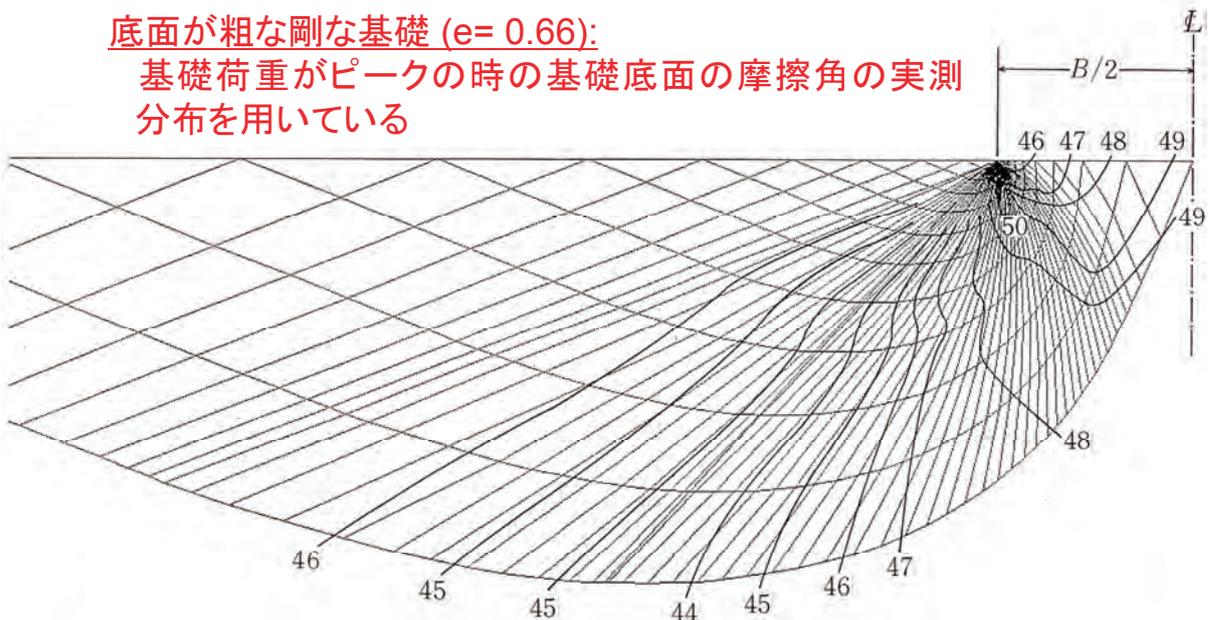


(谷和夫修士論文, 1986)

砂地盤の自重による支持力係数 $N_\gamma$ を求めるための応力特性曲線 stress characteristics (それぞれの曲線に沿って応力比 $\tau/\sigma$ は $\tan\phi_0$ に等しい、 $\phi_0$ はそれぞれの場所でのピーク強度)、砂を等方完全塑性体でせん断層の厚さはゼロと仮定

底面が粗な剛な基礎 ( $e=0.66$ ):

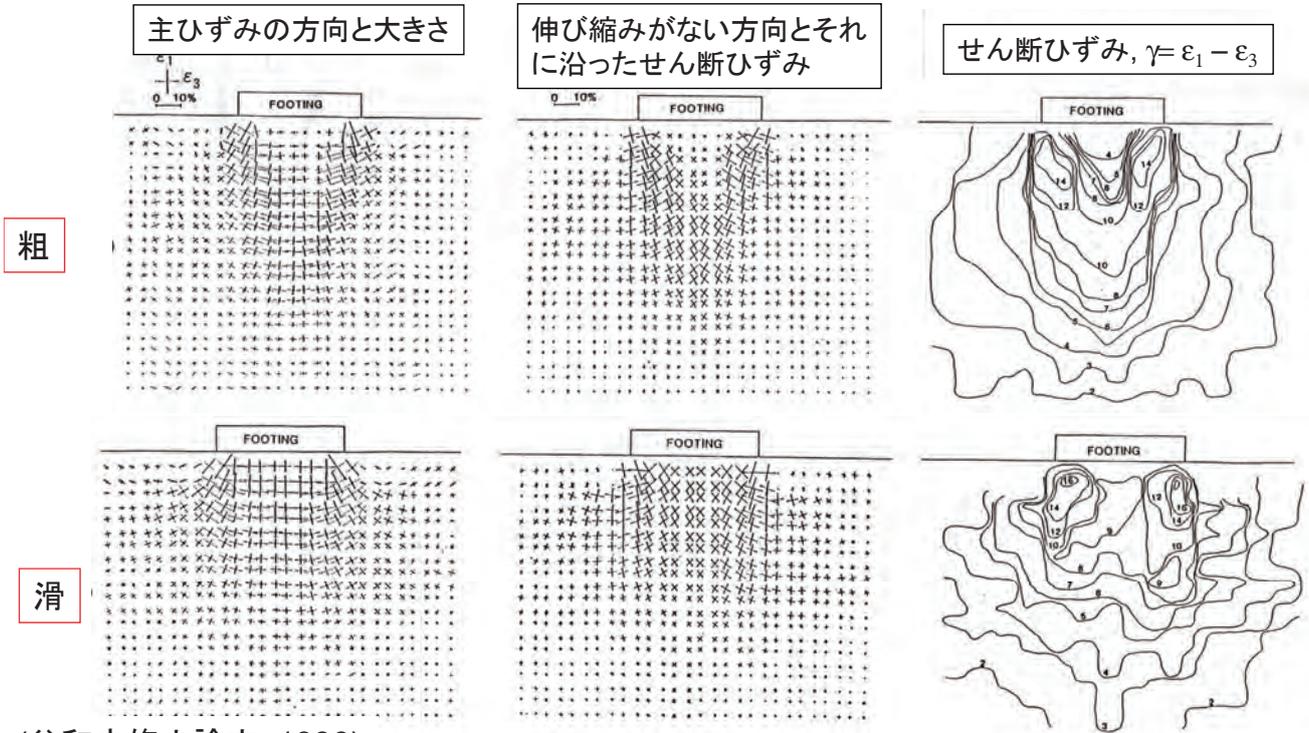
基礎荷重がピークの時の基礎底面の摩擦角の実測分布を用いている



(谷和夫修士論文, 1986)

基礎荷重がピークの時のひずみ分布:

滑な場合の方が破壊の進行性の程度は遙かに低い、従って $N_\gamma$ が大きくなる.



粗

滑

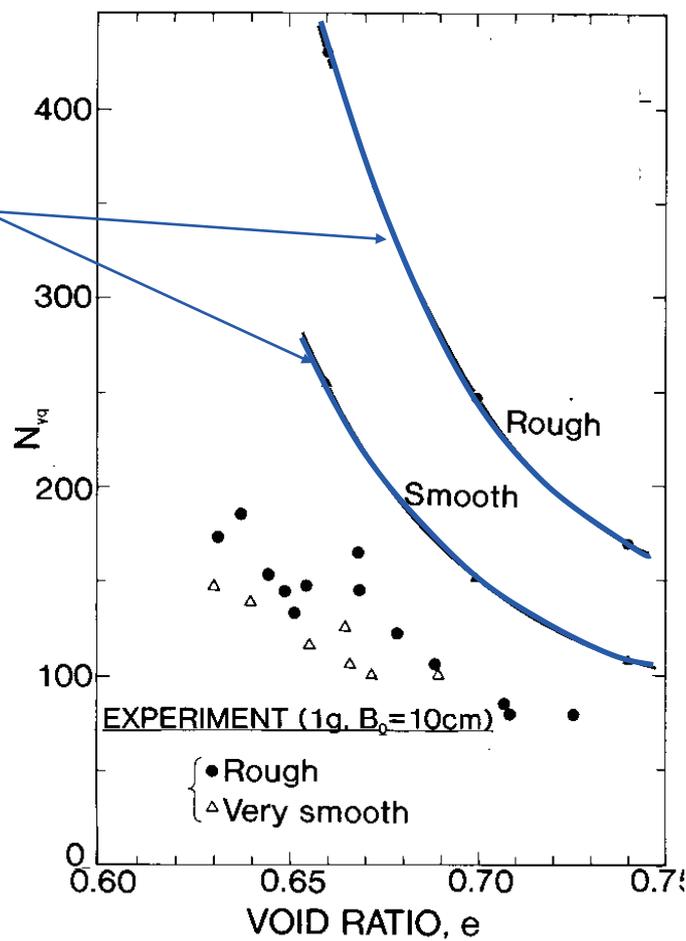
(谷和夫修士論文, 1986)

砂を異方性を持つ完全塑性体として、それぞれの場所でのピーク強度 $\phi_0$ を用いた応力特性曲線法 the stress characteristics method による  $N_\gamma$  と空隙比  $e$  の関係

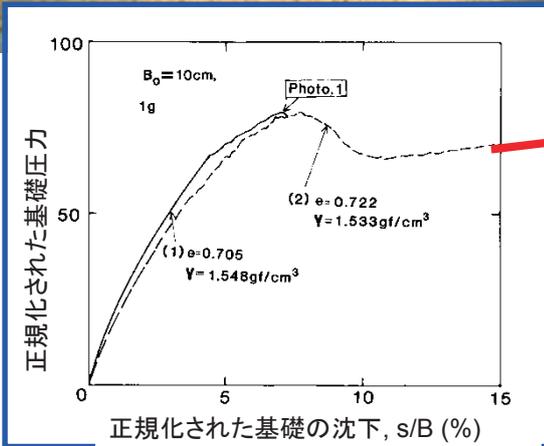
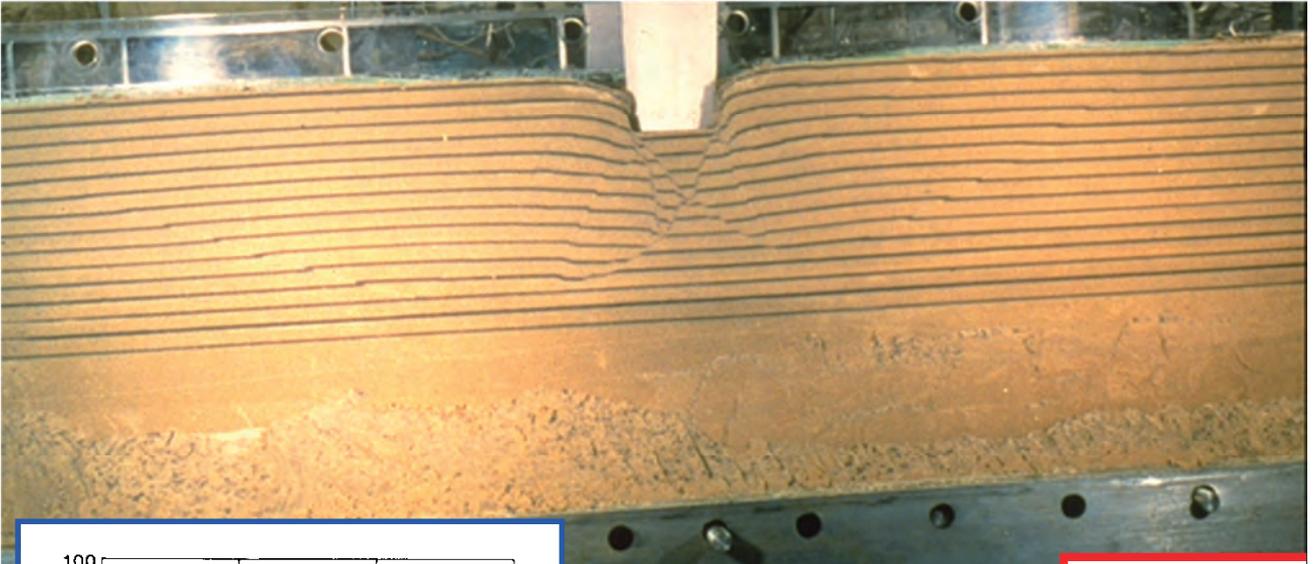
**基礎底面の粗さの影響:**

- 実験による影響は「完全塑性解による影響」よりも遙かに小さい。
- これは、地盤の破壊の進行性の程度が「基礎底面が滑らかな場合」の方が低いため。

基礎底面が粗と滑の場合の正確な  $N_\gamma$  の値の解析解は、地盤の破壊の進行性を考慮して、基礎荷重がピークになった時の  $\phi_{mob}$  の値の分布値を用いた場合にだけ得られる



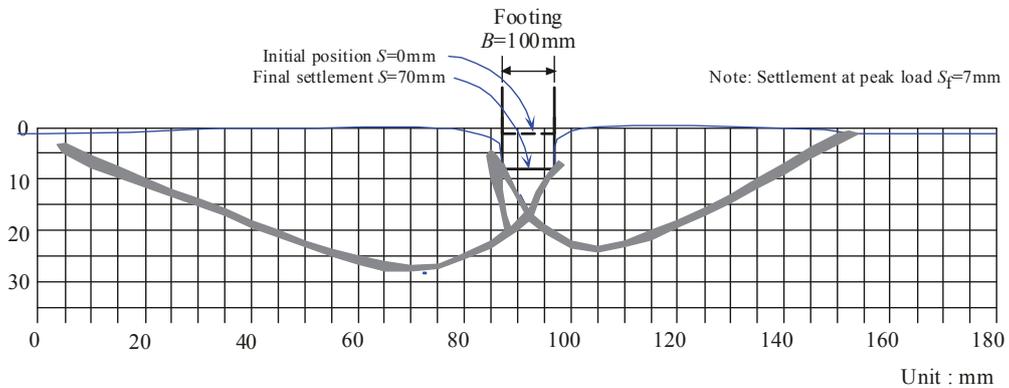
(谷和夫修士論文, 1986)



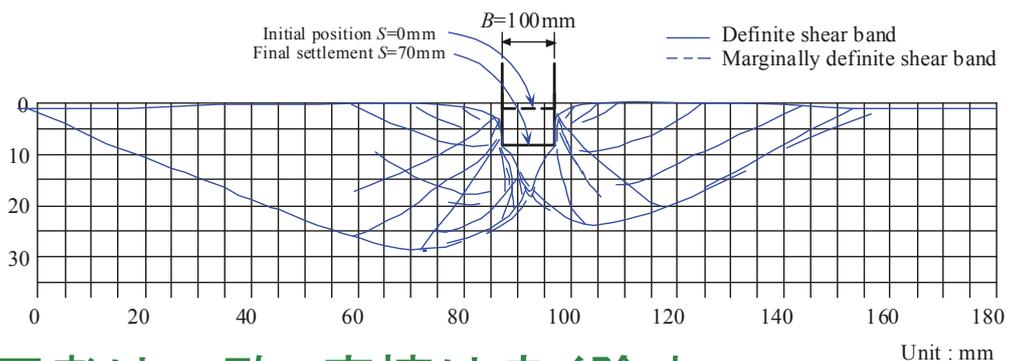
$S/B_0 = 70\%$

すべり線(せん断層)が完成するのは、基礎荷重がピークに達した後、基礎の沈下が非常に大きくなってからである。

砂箱の外からゴム膜の変形を通して観察されたすべり線(せん断層)

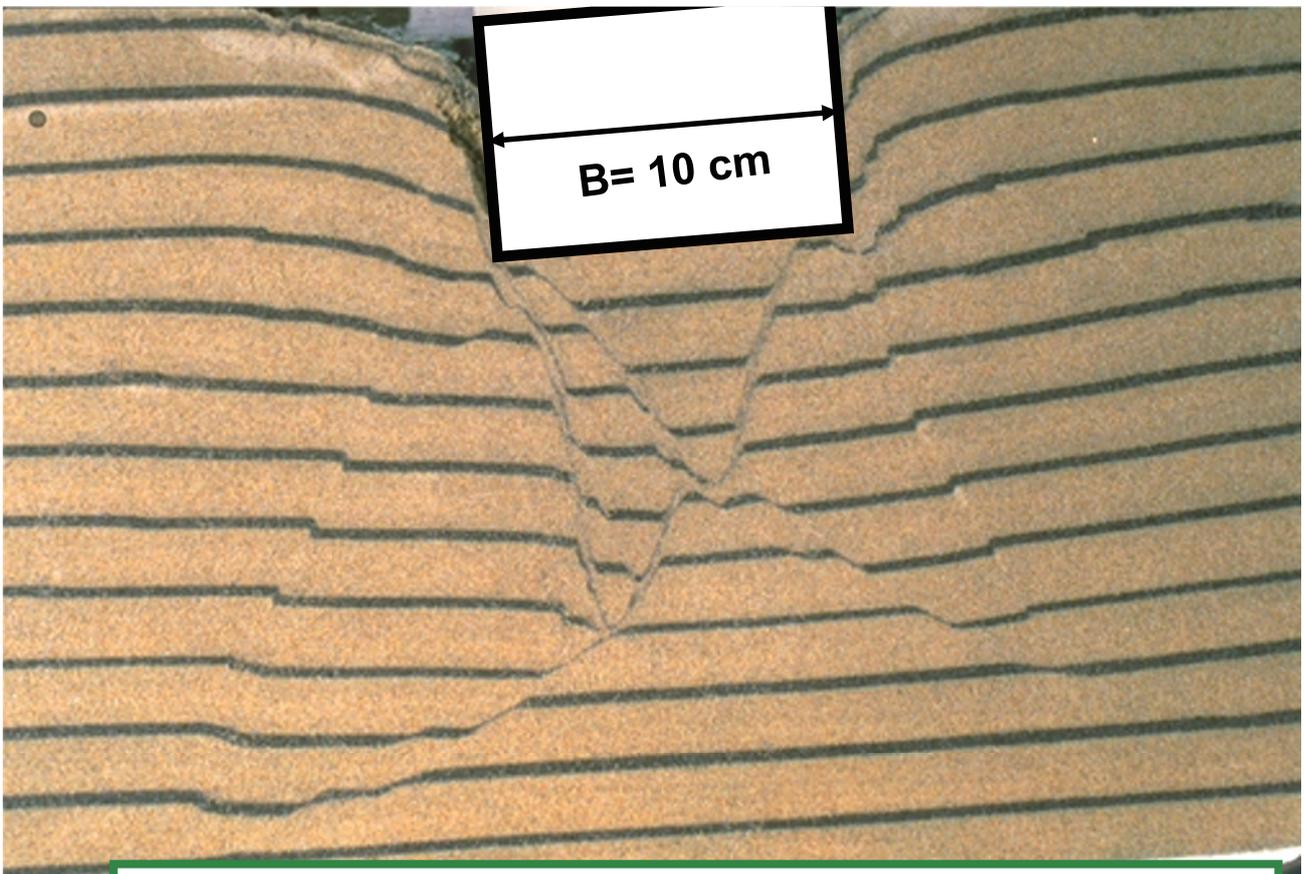


切り出した砂層中央断面で観察されたすべり線(せん断層)



両者は一致、摩擦は良く除去

谷和夫氏の実験



- せん断層に厚さがあることが分かる
- せん断層のせん断変形量も非一様

## 砂地盤上の帯基礎の支持力問題 (最も基本的な条件での検討)

1. 問題の所在
2. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅10cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性
3. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅50cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性:1g実験と遠心力載荷試験の対比
4. FEM解析
5. 1g実験と遠心力載荷試験における粒径効果

### 豊浦砂を用いた大型平面ひずみ模型支持力実験; (基礎幅 $B_0 = 50$ cm; 1 g 実験)

底面が粗な剛な帯基礎模型  
(幅 0.5 m, 長さ 2 m)

砂層: 幅 2m, 長さ 7 m, 深さ 4 m



基礎中央 1/3 に 11 個の二方向ロードセル  
基礎側方 1/3 には3個の二方向ロードセル

(森本励修士論文, 1992)



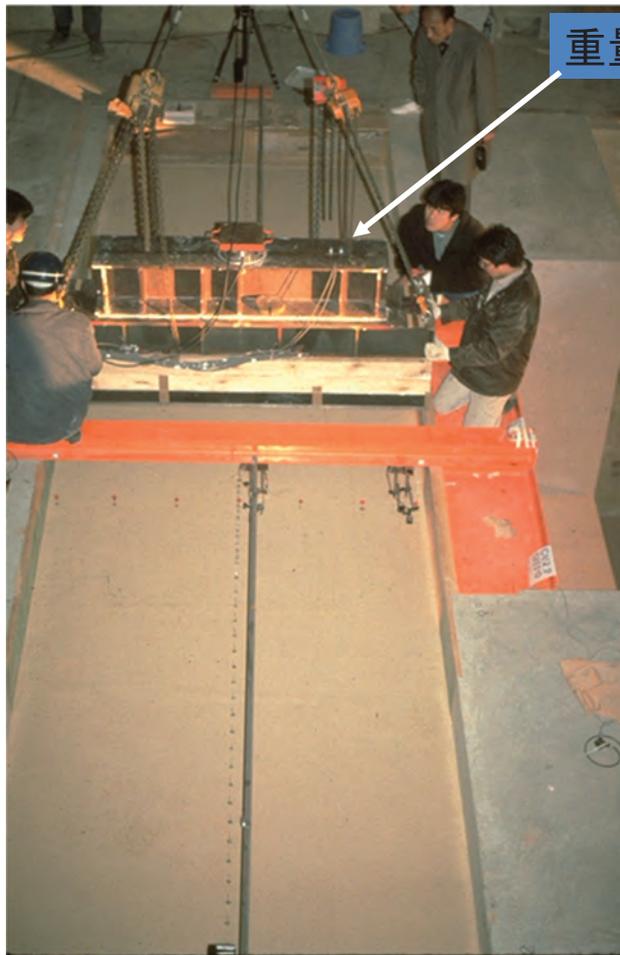
シリコングリースを塗布したラテックス  
ゴムもメンブレンを用いた砂槽側壁  
の摩擦除去

空中落下法による豊浦砂地盤の  
作成



模型寸法を除いて、全て実  
験条件を小型模型実験の条  
件と揃えている

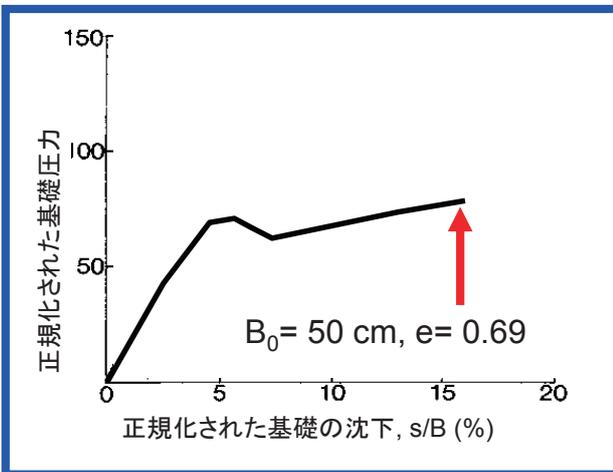
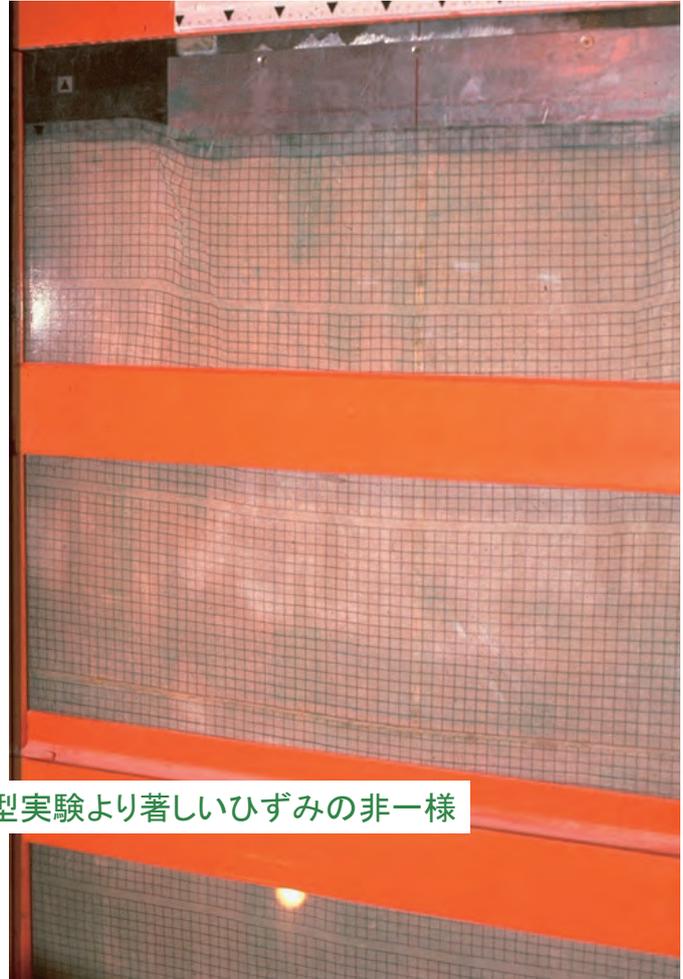
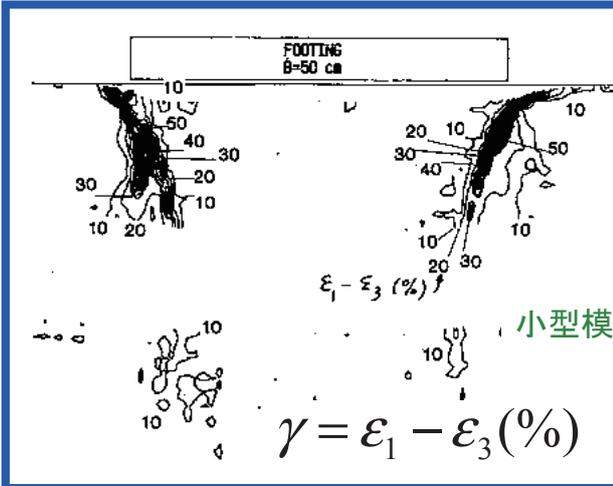
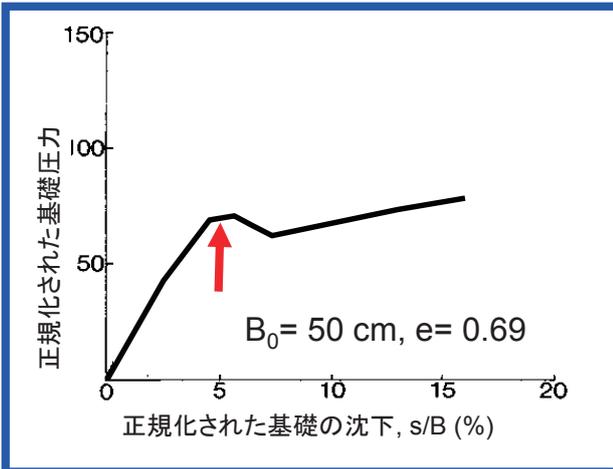
(森本励修士論文, 1992)



重量1tonfの模型基礎



(森本励修士論文, 1992)



基礎直下の主動くさびは、  
基礎荷重がピークになった後  
かなり基礎が沈下してから  
形成される。

地盤の破壊の進行性は、基礎が大きい  
ほど著しい・・・  
実際の基礎では、もっと著しい！

(森本励修士論文, 1992)

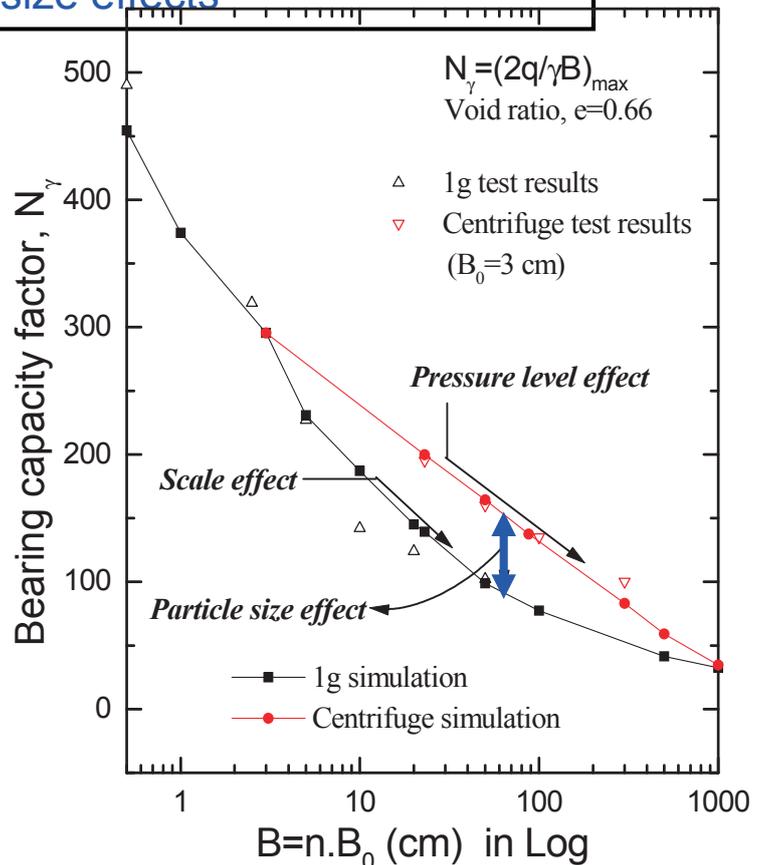
# 寸法効果とは？

## 遠心力载荷模型実験とは？

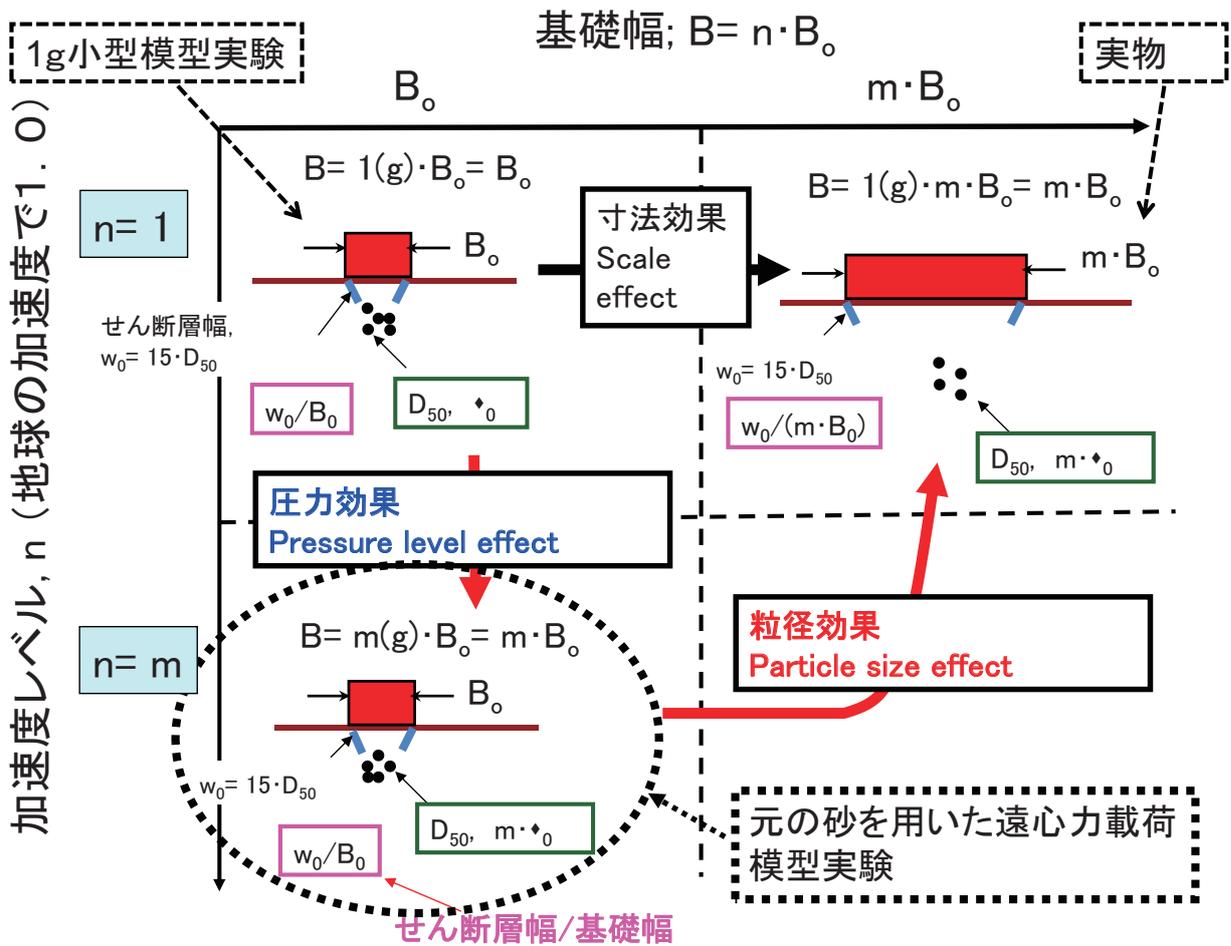
寸法効果 Scale effects<sup>+</sup> = 圧力レベル効果 pressure level effects\* + 粒径効果 particle size effects

+ 1g実験(ある現場)において、同一の砂地盤上で基礎寸法を変化した場合：  
この場合の、支持力係数 $N_\gamma$ の基礎幅 $B$ の増加による減少⇒寸法効果(scale effect)

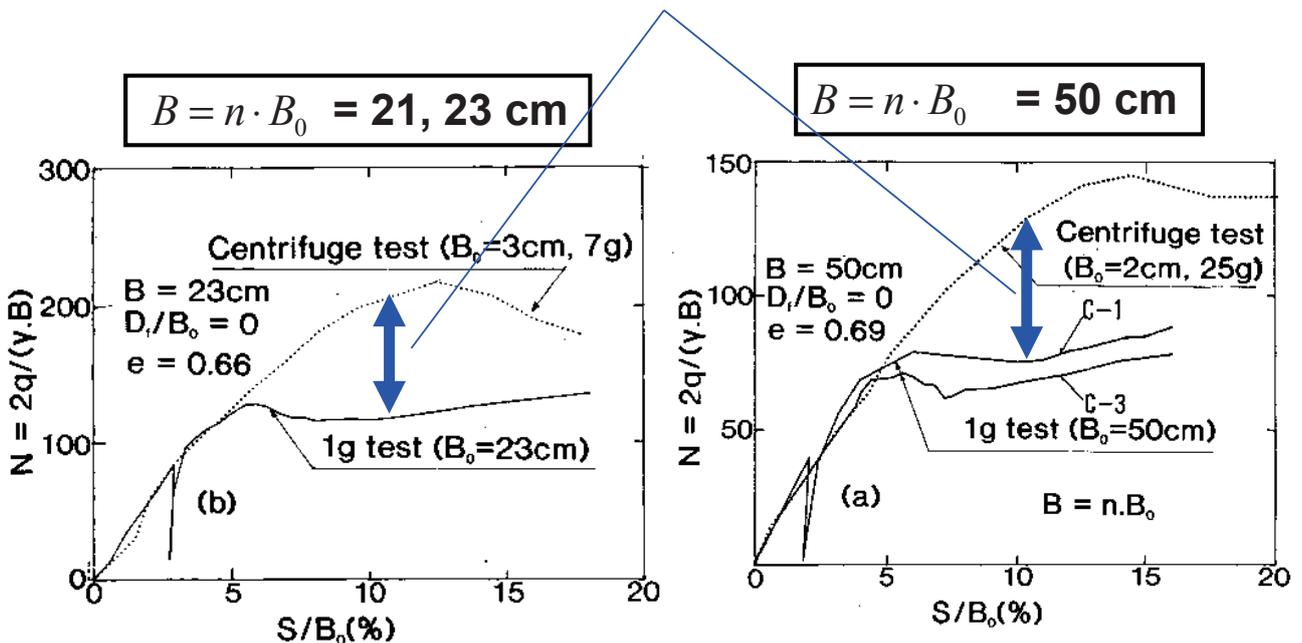
\*遠心力载荷試験において、同一の砂と同一の基礎模型を用いて加速度レベル(即ち圧力レベル)を変化した場合：  
この場合の $N_\gamma$ の加速度レベル $n$ (圧力)の増加による減少⇒圧力効果(pressure level effect)

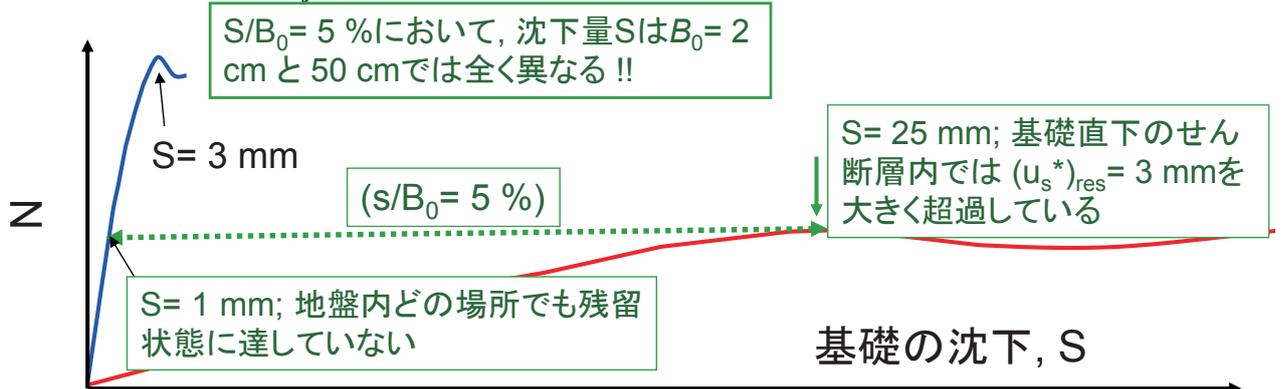
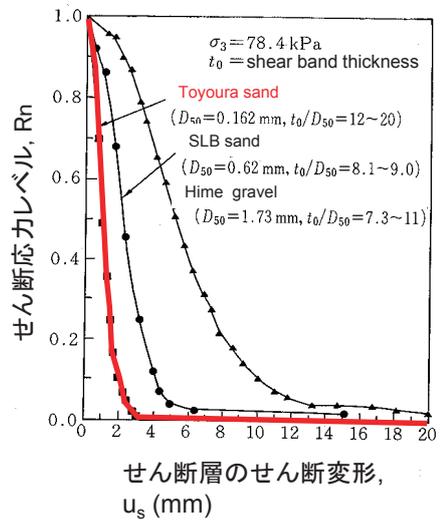
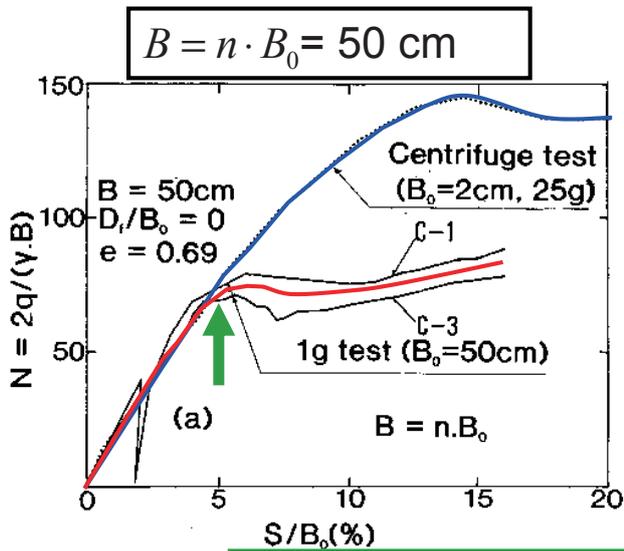
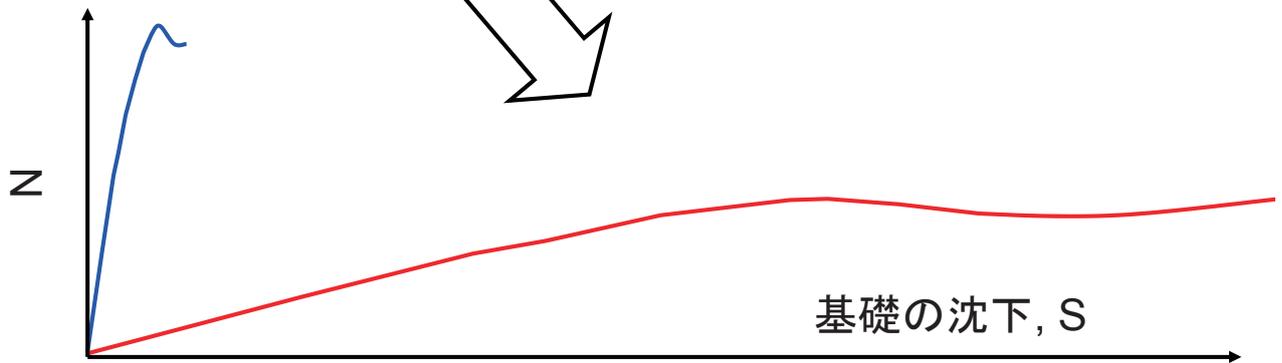
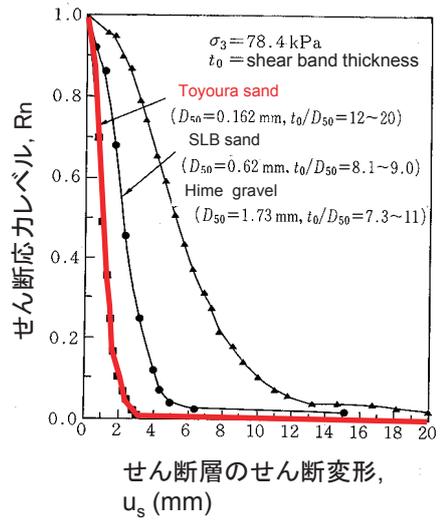
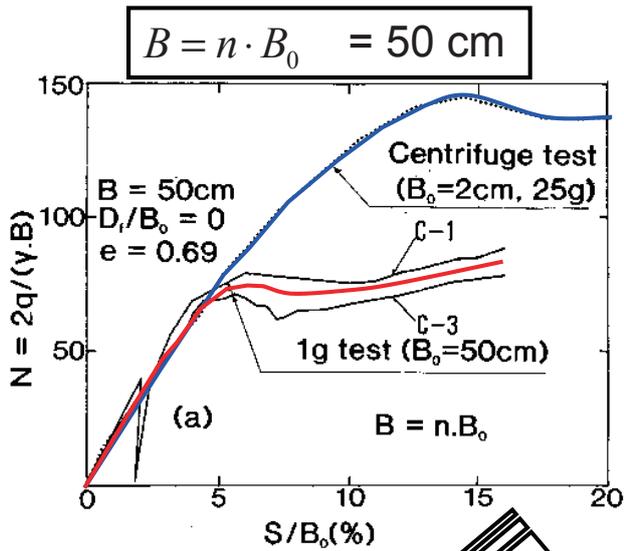


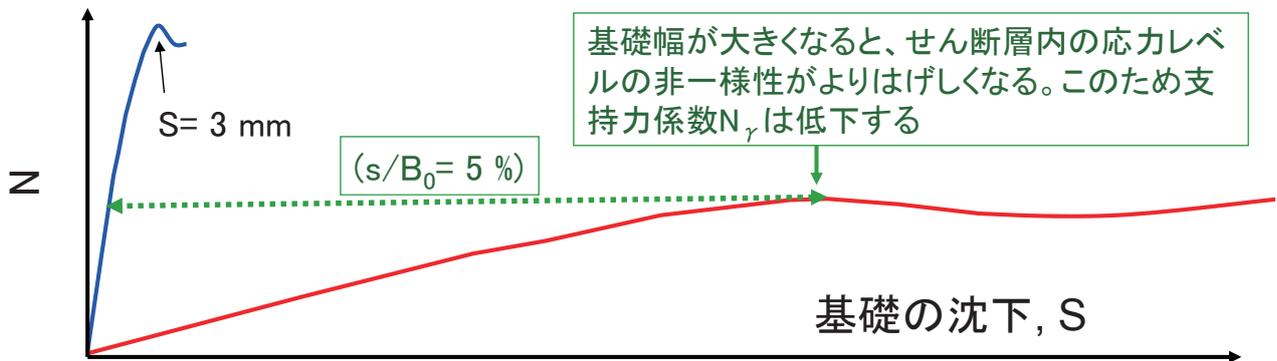
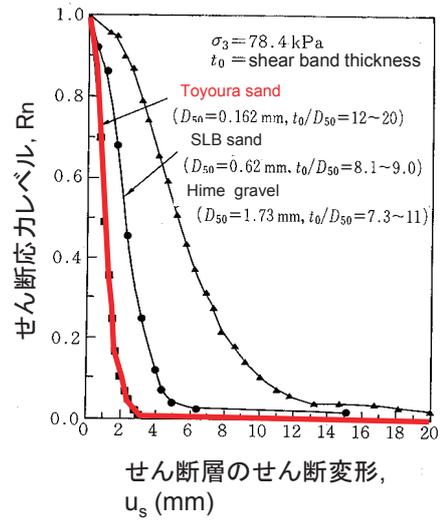
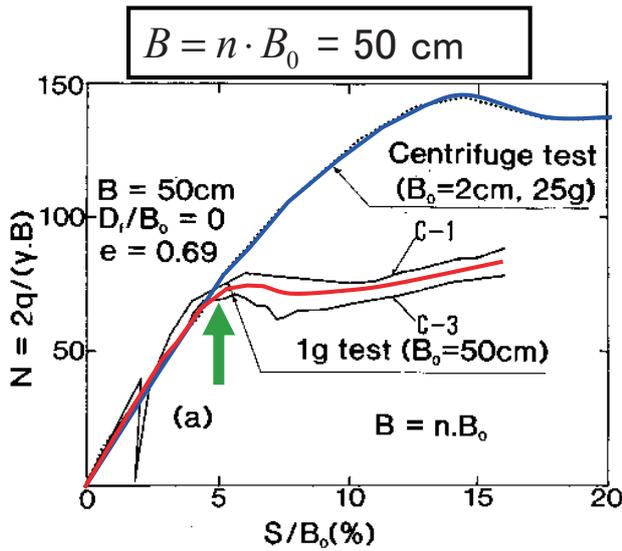
(Siddiquee et al. S&F, 1999)



粒径効果(粒径/基礎幅の比の影響)：同一の砂(豊浦砂)を用いた同一の地盤内圧力レベルで行った1g模型実験と遠心力载荷模型実験での $N - S/B_0$  関係の著しい差として認識できる





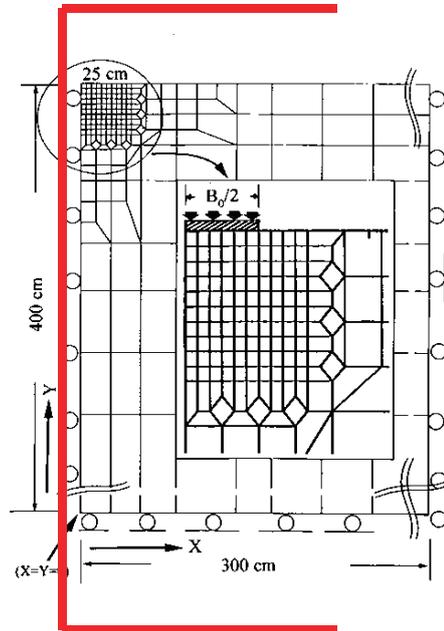
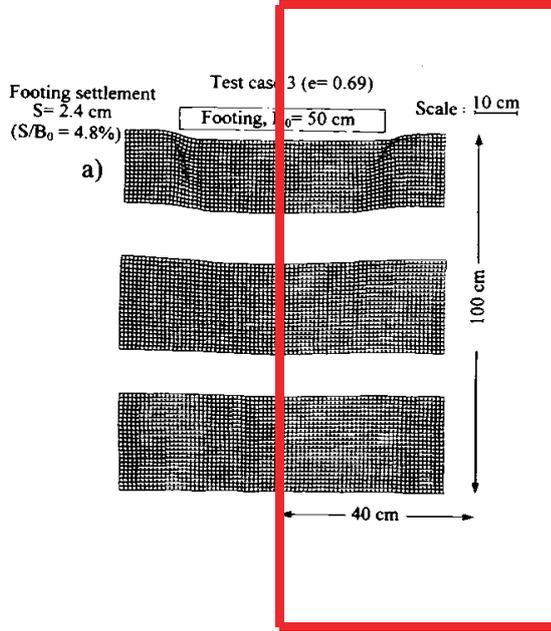


## 砂地盤上の帯基礎の支持力問題 (最も基本的な条件での検討)

1. 問題の所在
2. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅10cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性
3. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅50cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性:1g実験と遠心力载荷試験の対比
4. FEM解析
5. 1g実験と遠心力载荷試験における粒径効果

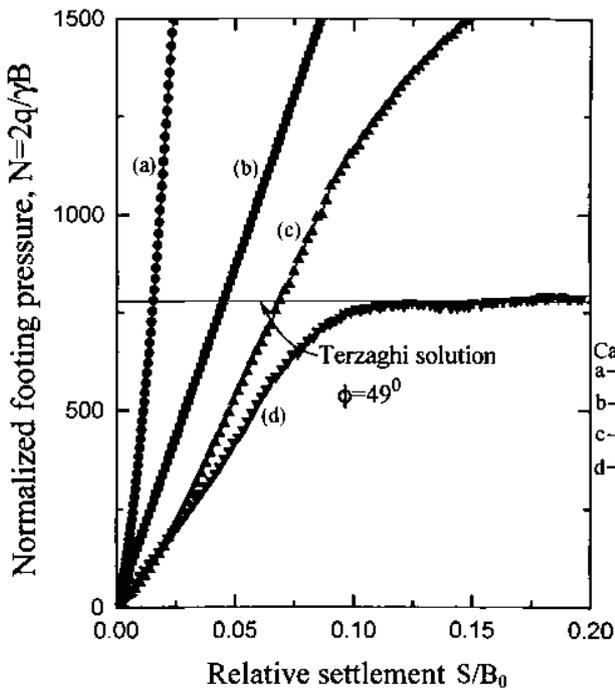
# 模型実験

# 田中忠次先生開発の有限要素法 (FEM)による解析



(Siddiquee et al. S&F, 1999)

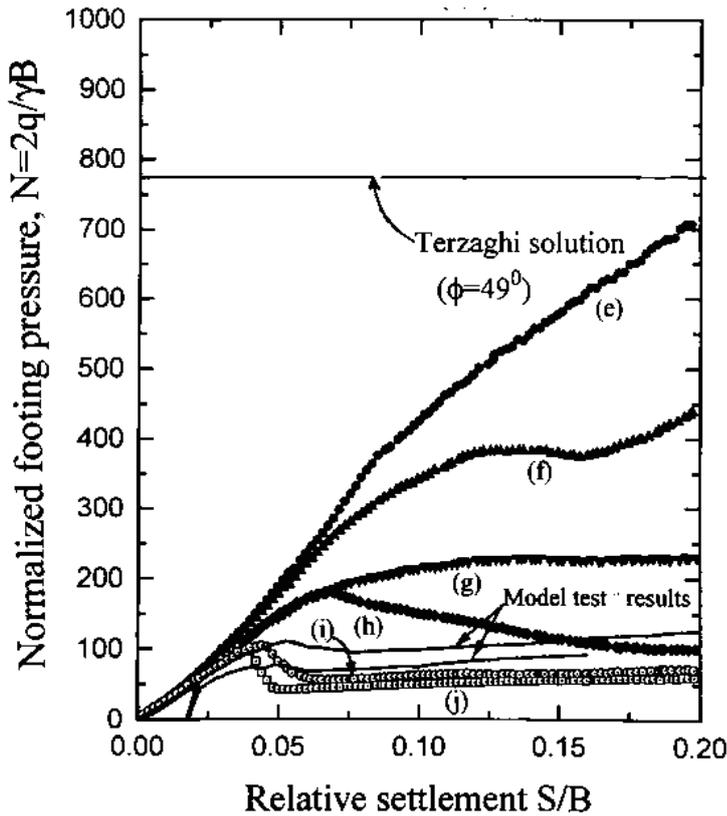
## 砂の応力ひずみ関係の異なるモデルによる異なるFEM解析結果



No.	Assumptions
1	Linear elastic; $E=125.6 \text{ MPa}$ , $\nu=0.3$
2	Non-Linear elastic; $E=2(1-\nu)G$ , $G=f(p,e)$
3	Elasto-perfectly plastic
4	Associated flow rule
5	Non-associated flow rule
6	Isotropic hardening
7	Pressure level dependency of $\phi$
8	Strength anisotropy
9	Strain softening
10	Shear banding
11	Double yield surface model

Analysis Cases	Assumptions
a	1
b	2
c	2,3,4, $\phi=49^\circ$
d	2,3,5, $\phi=49^\circ$
e	2,5,6, $\phi=49^\circ$
f	2,5,6,7
g	2,5,6,7,8
h	2,5,6,7,8,9
i	2,5,6,7,8,9,10
j	2,5,6,7,8,9,10,11

(Siddiquee et al. S&F, 1999)

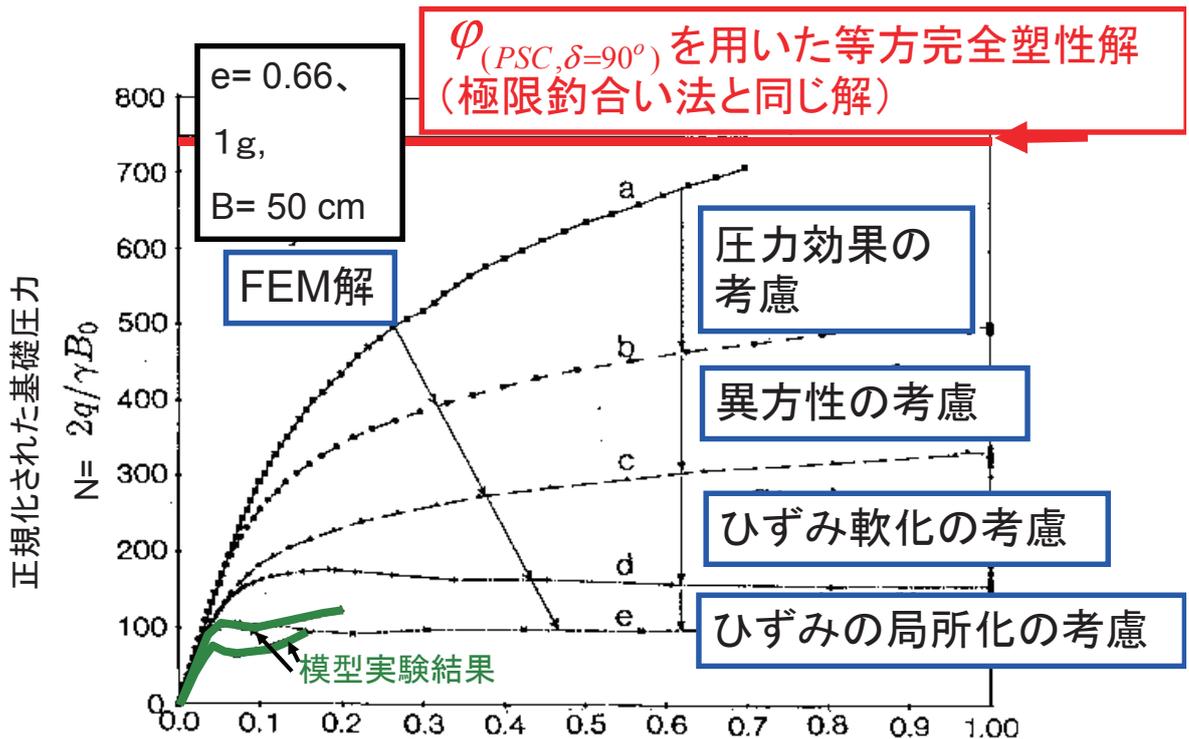


No.	Assumptions
1	Linear elastic; $E=125.6 \text{ MPa}$ , $\nu=0.3$
2	Non-Linear elastic; $E=2(1-\nu)G$ , $G=f(p,e)$
3	Elasto-perfectly plastic
4	Associated flow rule
5	Non-associated flow rule
6	Isotropic hardening
7	Pressure level dependency of $\phi$
8	Strength anisotropy
9	Strain softening
10	Shear banding
11	Double yield surface model

Analysis Cases	Assumptions
a	1
b	2
c	2,3,4, $\phi=49^\circ$
d	2,3,5, $\phi=49^\circ$
e	2,5,6, $\phi=49^\circ$
f	2,5,6,7
g	2,5,6,7,8
h	2,5,6,7,8,9
i	2,5,6,7,8,9,10
j	2,5,6,7,8,9,10,11

(Siddiquee et al. S&F, 1999)

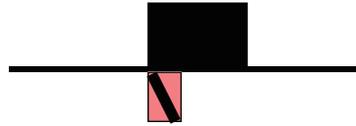
## 砂の実際の変形強度特性(非線形性、拘束依存性、等)と粒子径効果を考慮した有限要素法解析



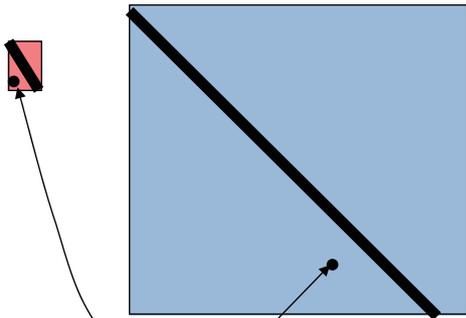
(Siddiquee et al. S&F, 1999) 正規化された基礎の沈下,  $s/B$

FEM有限要素と基礎寸法の比率を一定に保つと、FEM有限要素とせん断層の幅の比率は基礎寸法が変化すると変化する!

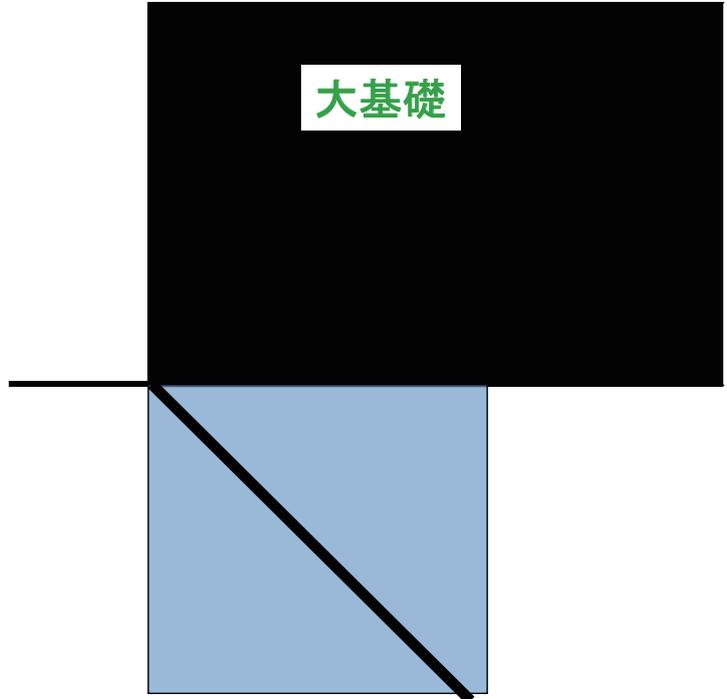
小基礎



S: 小要素 L: 大要素



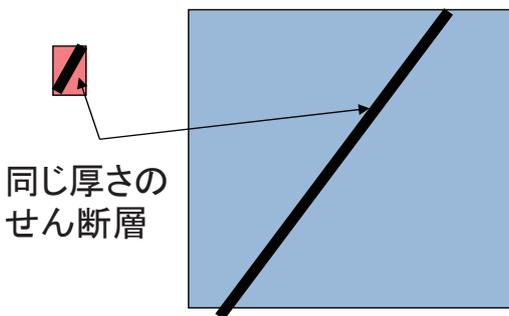
同じ砂で同じせん断層の幅



大基礎

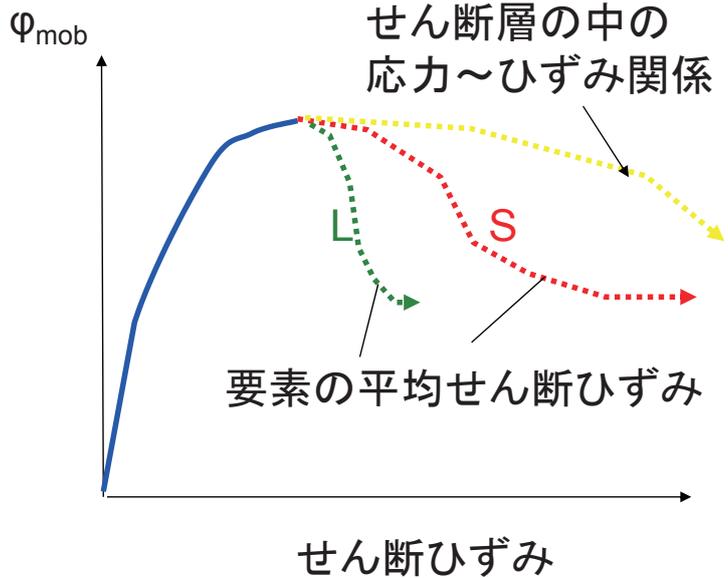
S: 小さい有限要素

L: 大きい有限要素



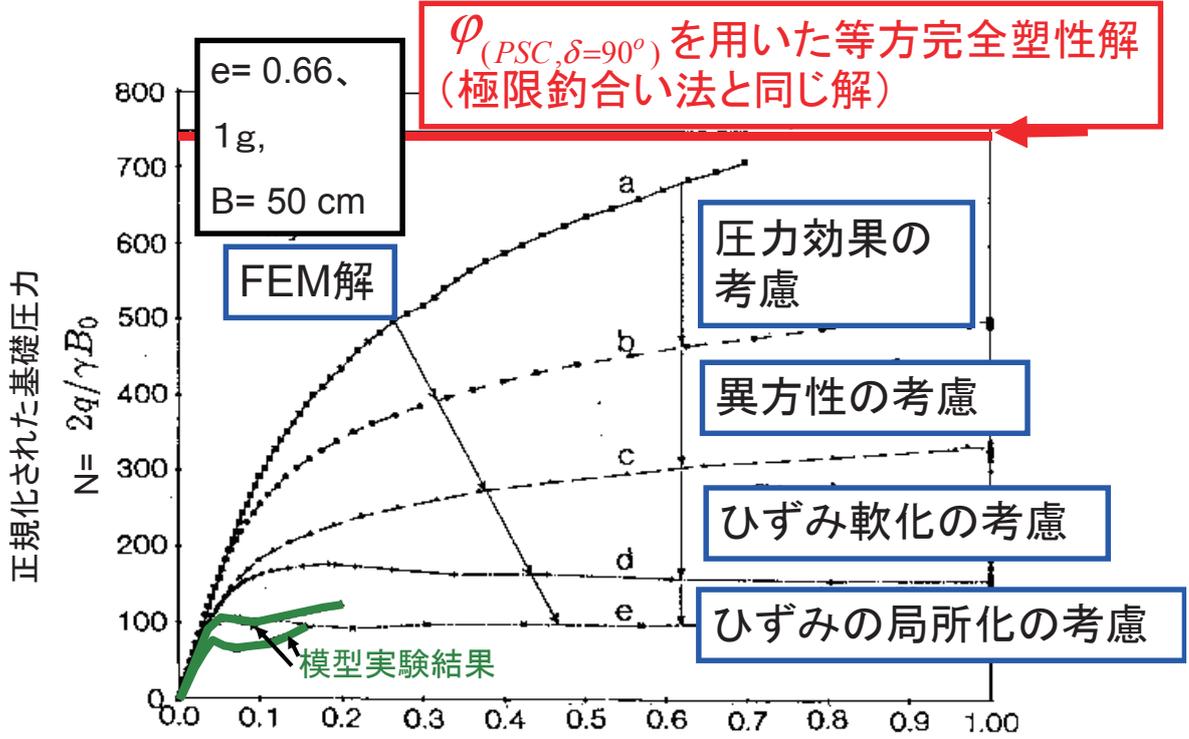
同じ厚さのせん断層

ピーク強度までは SとLで同一の応力～ひずみ関係

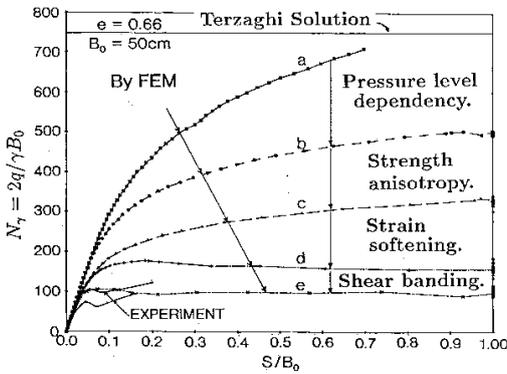


要素が大きいほど、ピーク後のひずみ軟化による応力の低下が早い。

正しい弾性特性、ひずみ硬化特性を用いるだけではなく、変形・強度特性に対する圧力効果、異方性、ひずみ軟化、ひずみの局所化を考慮して初めて正解が得られる

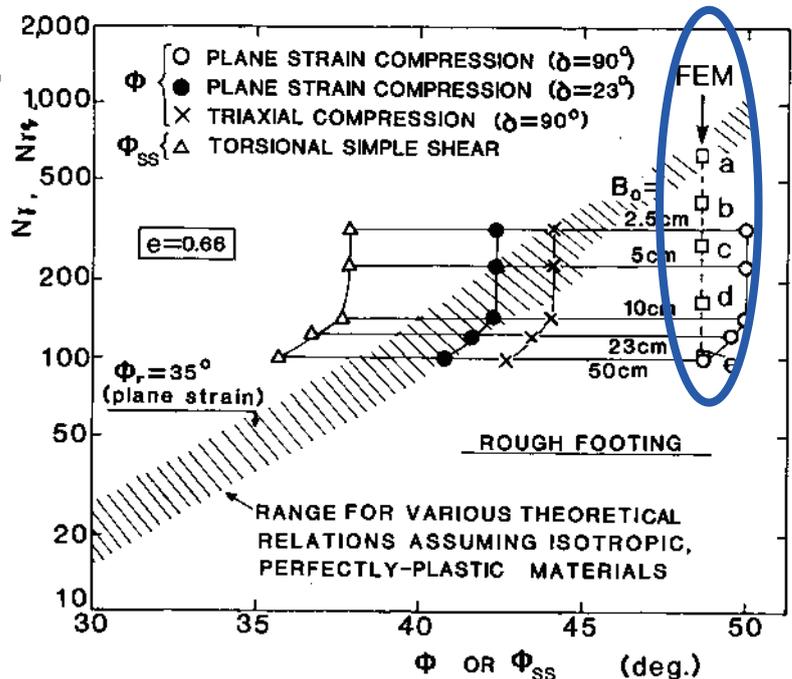


(Siddiquee et al. S&F, 1999) 正規化された基礎の沈下, s/B



砂の応力ひずみ関係のモデルが現実的であるほど、FEM解析解はより正しくなる

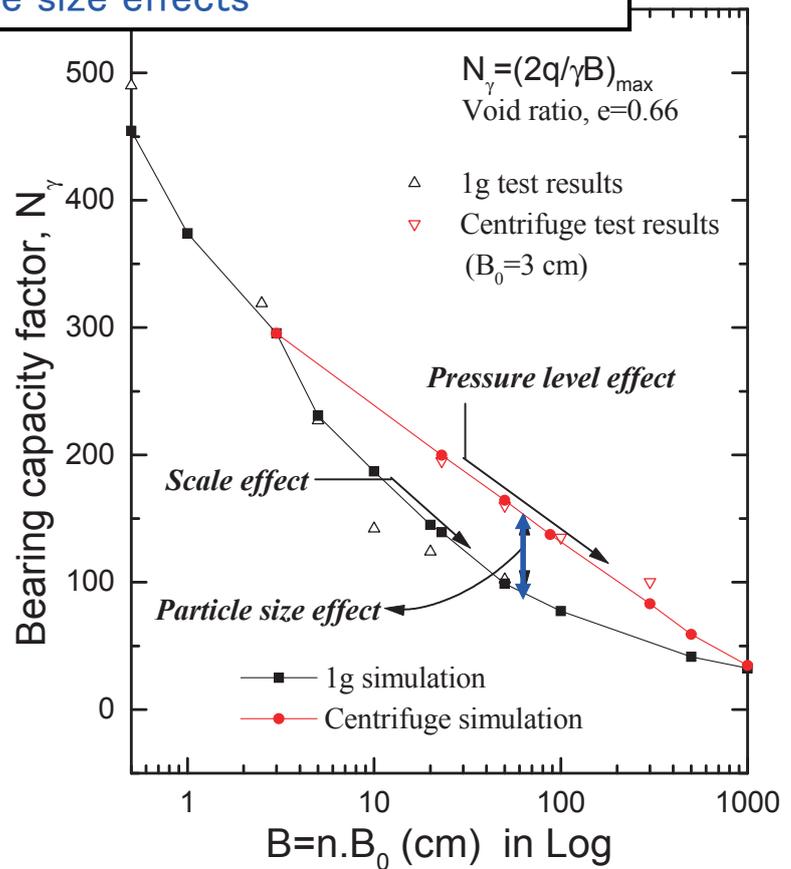
豊浦砂の応力ひずみ関係の様々なモデルを用いたFEM解析によるN<sub>y</sub>と平面ひずみ圧縮試験(δ=90°)によるφ<sub>0</sub>の関係



寸法効果 Scale effects<sup>+</sup> = 圧力レベル効果 pressure level effects\* + 粒径効果 particle size effects

+ 1g実験(ある現場)において、同一の砂地盤上で基礎寸法を変化した場合

\*遠心力载荷試験において、同一の砂と同一の基礎模型を用いて加速度レベル(即ち圧力レベル)を変化した場合



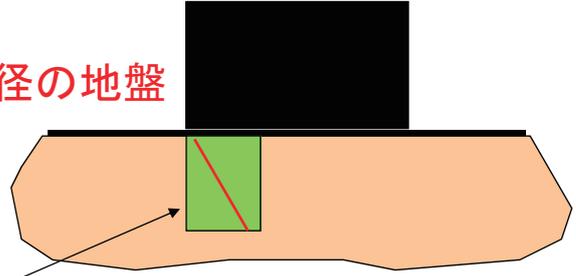
(Siddiquee et al. S&F, 1999)

## 砂地盤上の帯基礎の支持力問題 (最も基本的な条件での検討)

1. 問題の所在
2. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅10cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性
3. 平面ひずみ状態での空気乾燥豊浦砂地盤上の基礎幅50cmの帯基礎の支持力の1gでの模型実験における地盤の破壊の進行性:1g実験と遠心力载荷試験の対比
4. FEM解析
5. 1g実験と遠心力载荷試験における粒径効果

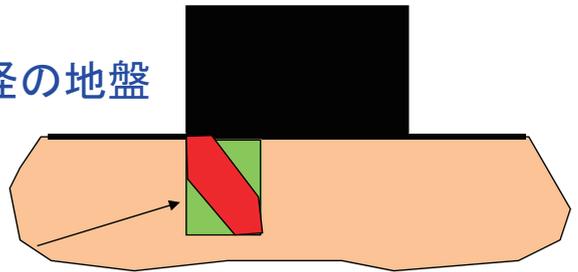
## 粒子の大きさの異なる場合の模型実験

小さい粒径の地盤



せん断層は薄い→破壊の進行性が大きい→地盤が破壊しやすい  
→小さな支持力

大きな粒径の地盤

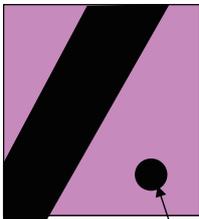


せん断層は厚い→破壊の進行性が小さい→地盤が破壊しにくい  
→大きな支持力

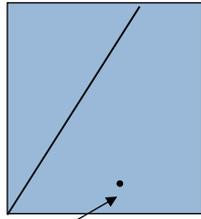
有限要素と基礎幅が一定の場合の粒径効果！

要素LとSで、ピーク応力状態まで同一の応力ひずみ関係

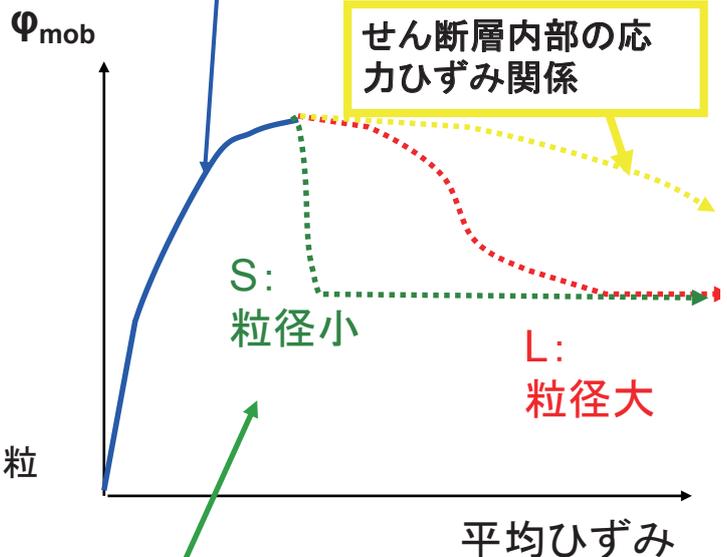
L:  
粒径大



S:  
粒径小

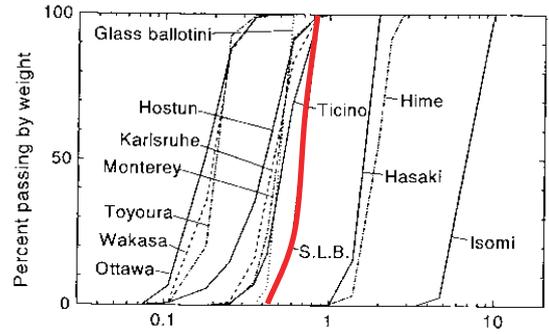


同一の要素の大きさに対して、異なる粒径による異なるせん断層幅



粒径が小さくなるほど、要素内の「平均応力～平均ひずみ関係」におけるひずみ軟化速度は速くなる

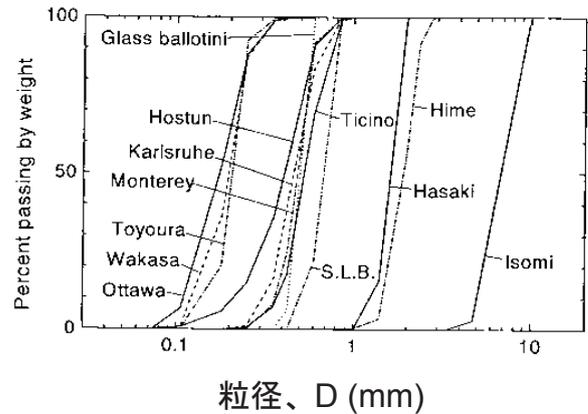
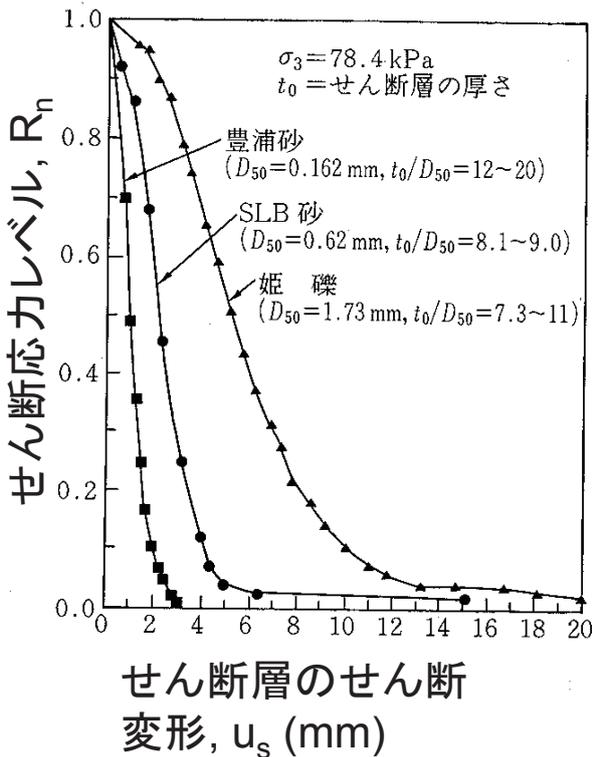
粒径が大きな SLB砂( $D_{50}=0.62\text{ mm}$ )の地盤では、豊浦砂地盤( $D_{50}=0.16\text{ mm}$ )よりも厚いせん断層



SLB砂の場合のせん断層は豊浦砂のせん断層よりも厚い

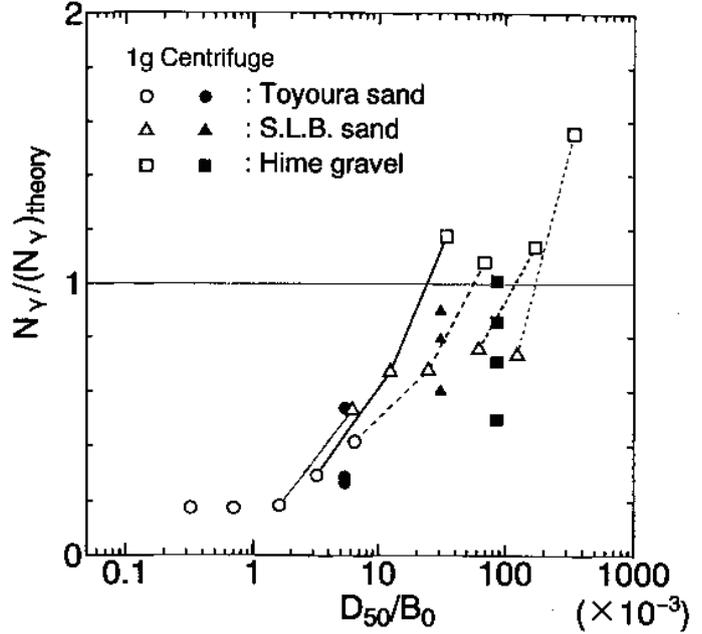
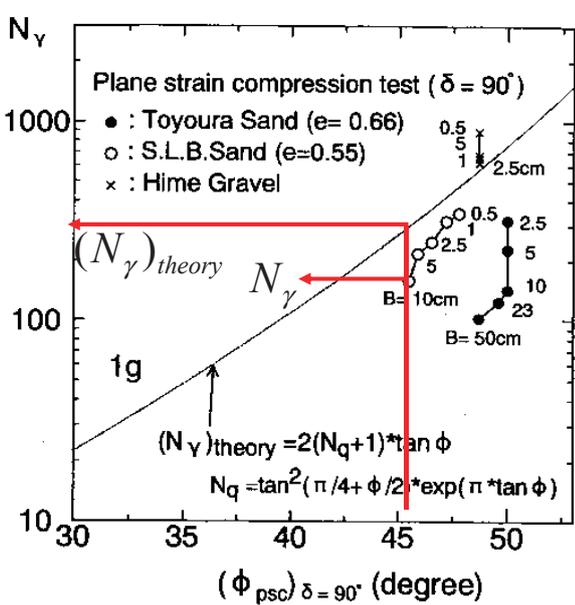
(後藤正司修士論文, 1995)

粒径効果：  
異なる粒径による異なるピーク後のひずみ軟化速度



(後藤正司修士論文, 1995)

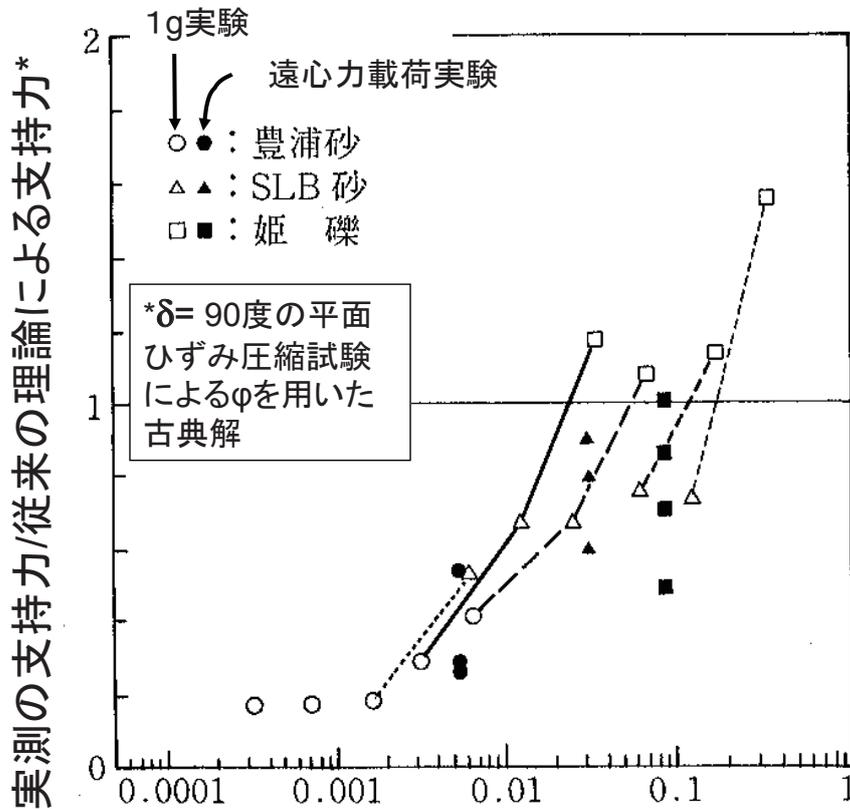
**粒径効果:** 粒径が大きくなると、同一の $\phi_0$ でも支持力係数 $N_\gamma$ は増加



注: この場合、平均粒径 $D_{50}$ が大きくなっても $\phi_0$ は増加していない

(後藤正司修士論文, 1995)

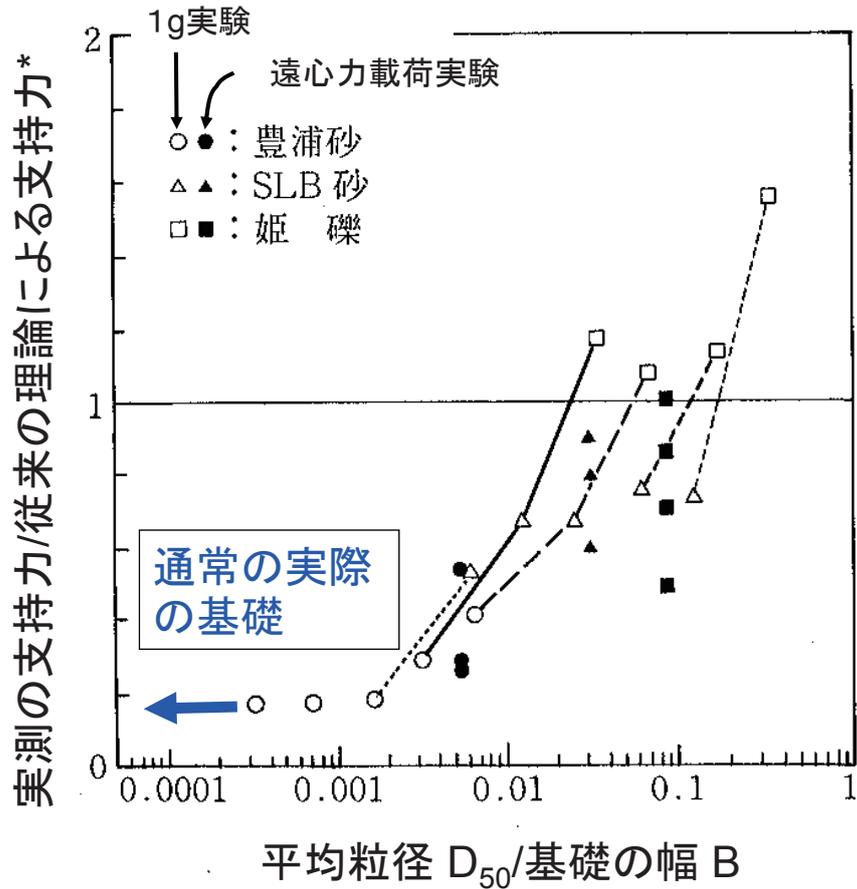
地盤の支持力大



平均粒径  $D_{50}$  / 基礎の幅  $B$

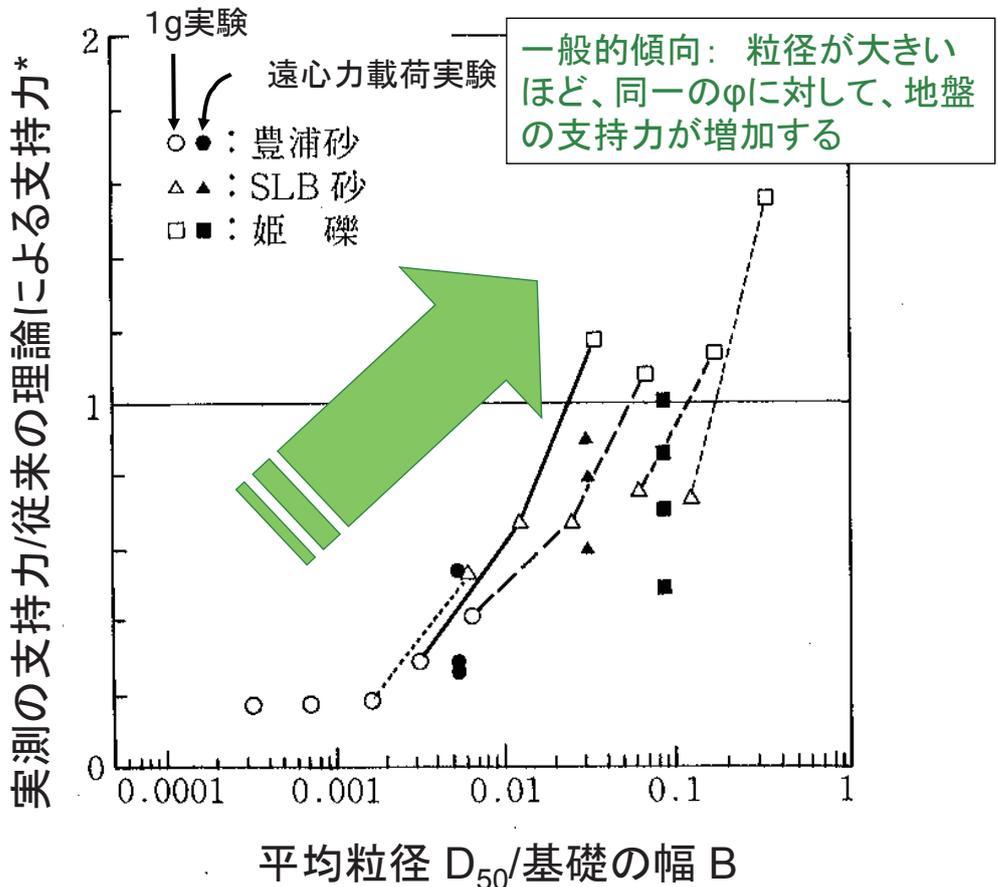
粒径大 または基礎幅小

地盤の  
支持力大

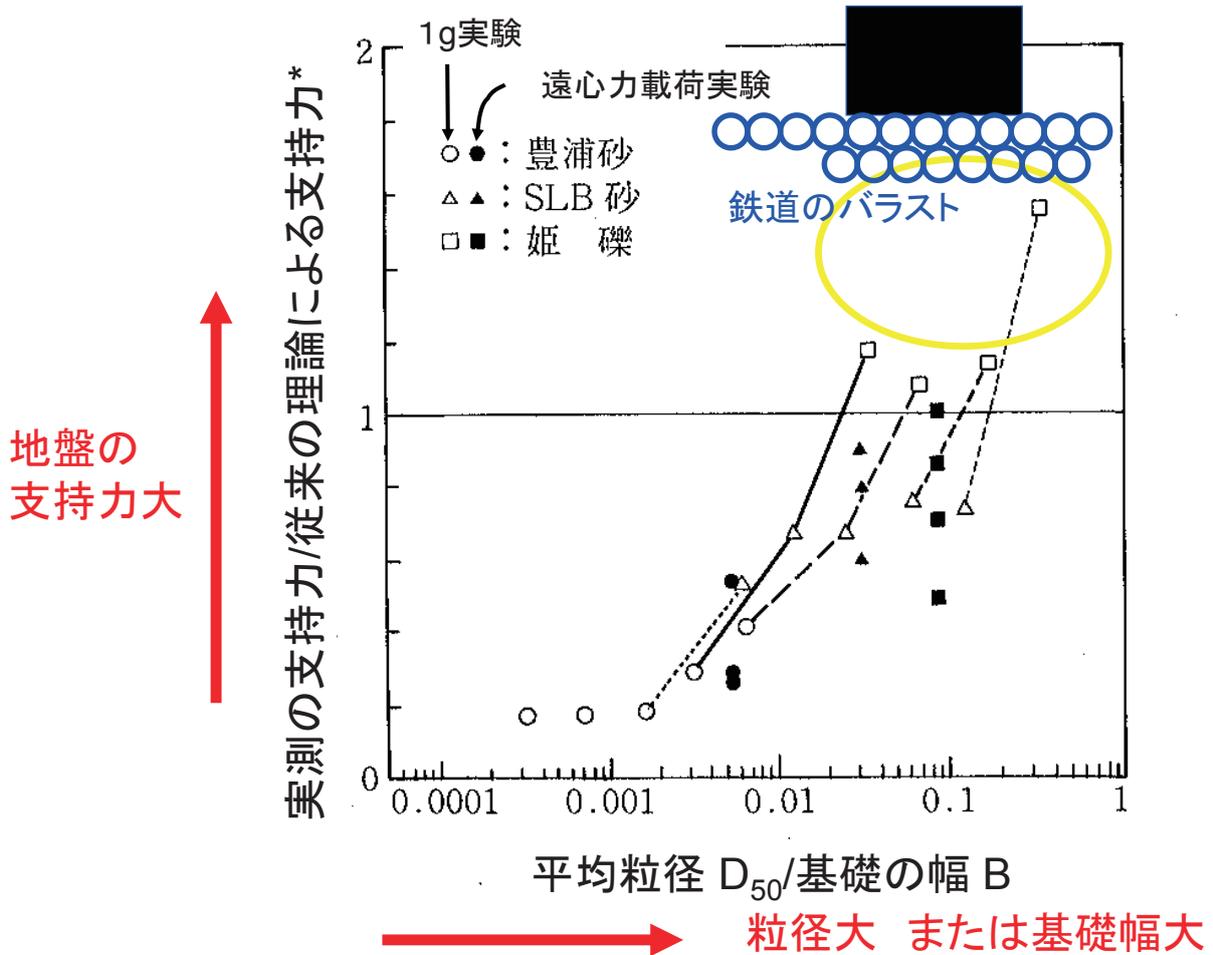


粒径大 または基礎幅大

地盤の  
支持力大



粒径大 または基礎幅大



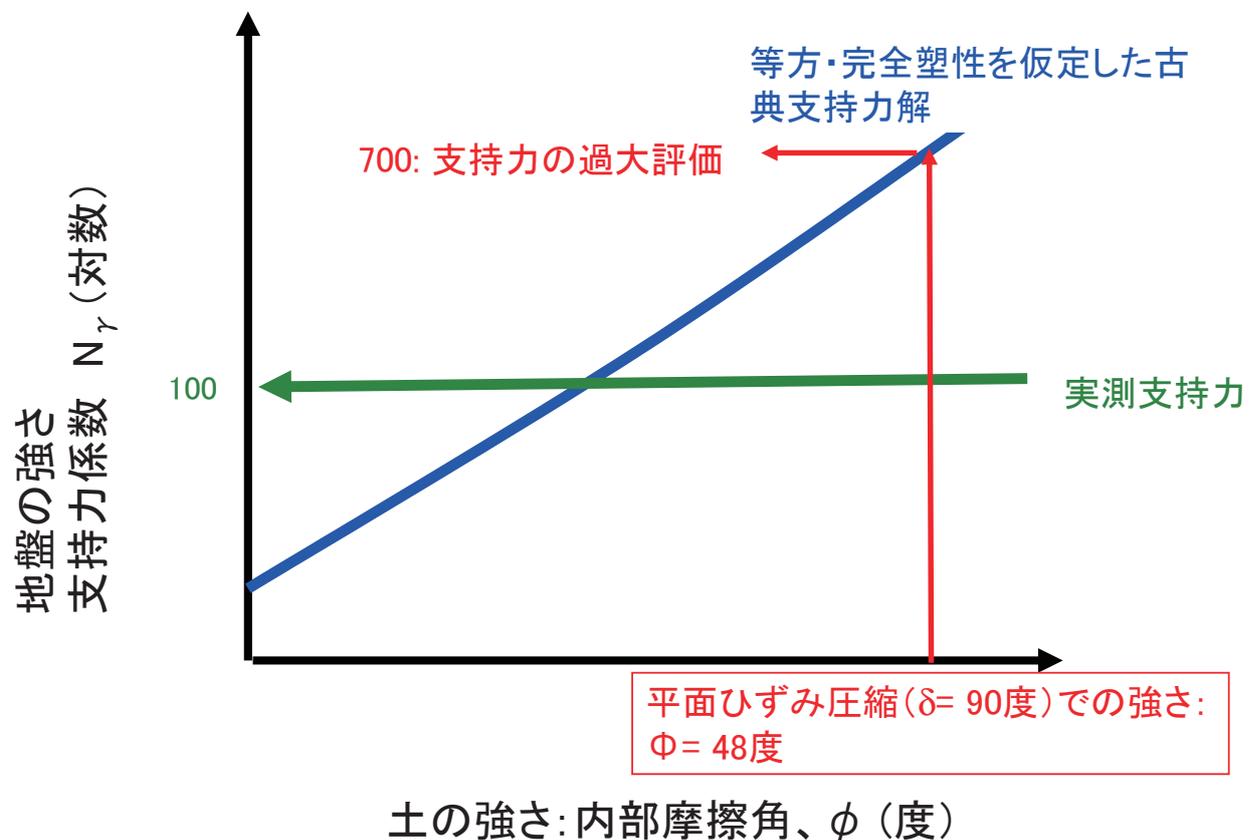
### まとめ:

- 1) 古典支持力理論は、模型実験・実際の場合とは相当異なる。
- 2) その理由は、古典解は土の応力ひずみ関係を過度に単純化していて、次の要因を考慮していない。
  - $\phi_0$ のa)圧カレベル依存性;b)固有異方性;
  - c)せん断モード依存性;c)異なる定義
  - 地盤の破壊の進行性(幅が粒径にほぼ比例したせん断層の形成とひずみ軟化特性)

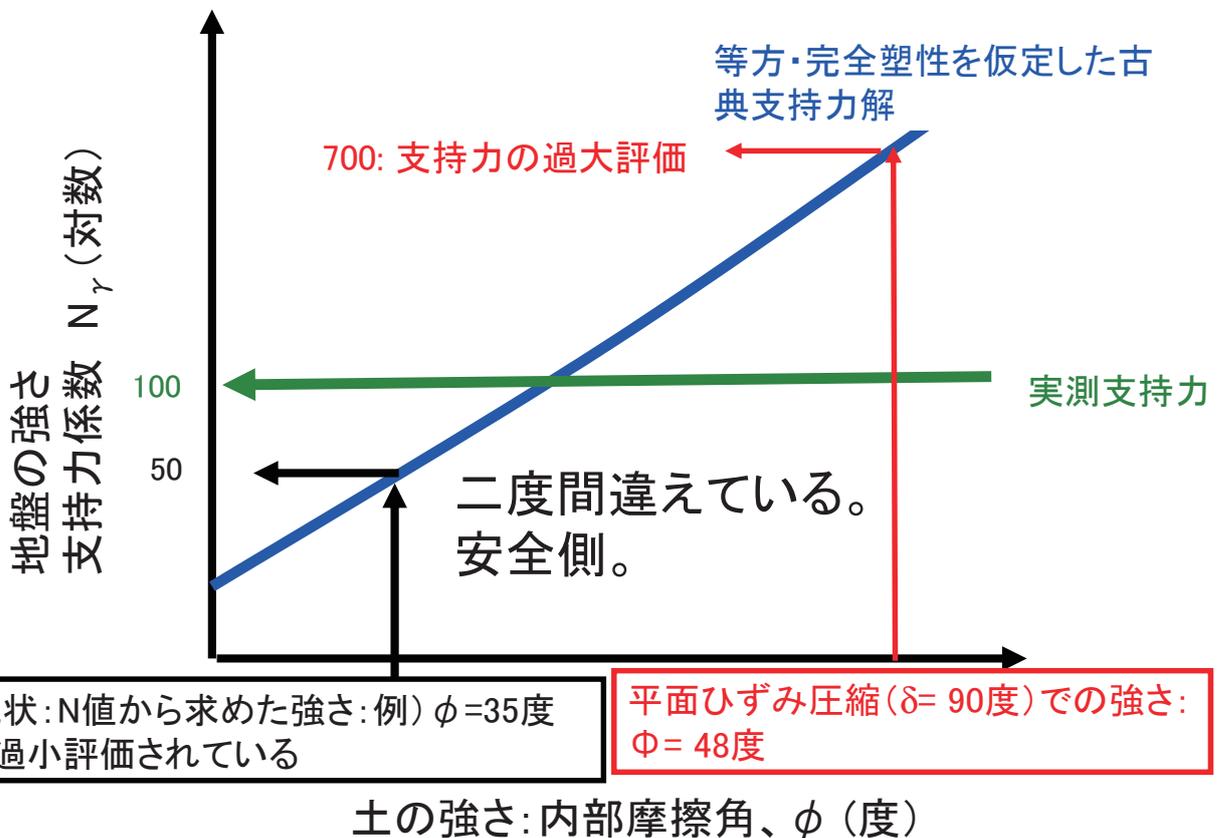
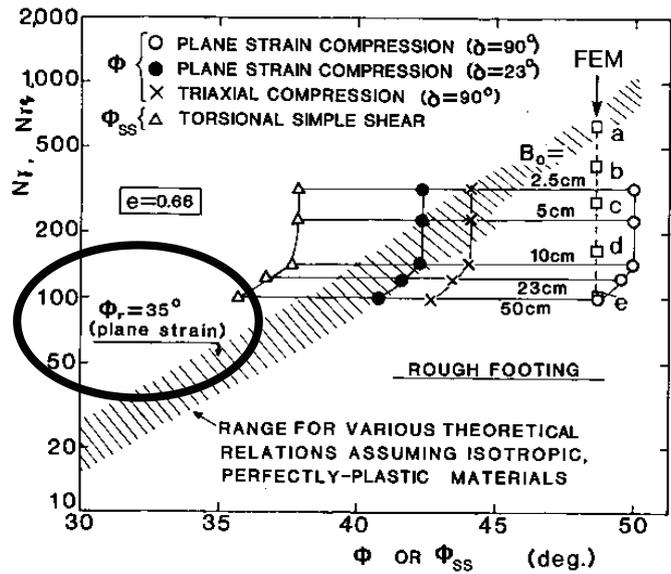
FEM数値解析でも、現実的な解を得るためにはこれの要因を考慮する必要がある(実際には、かなり難しいが)。

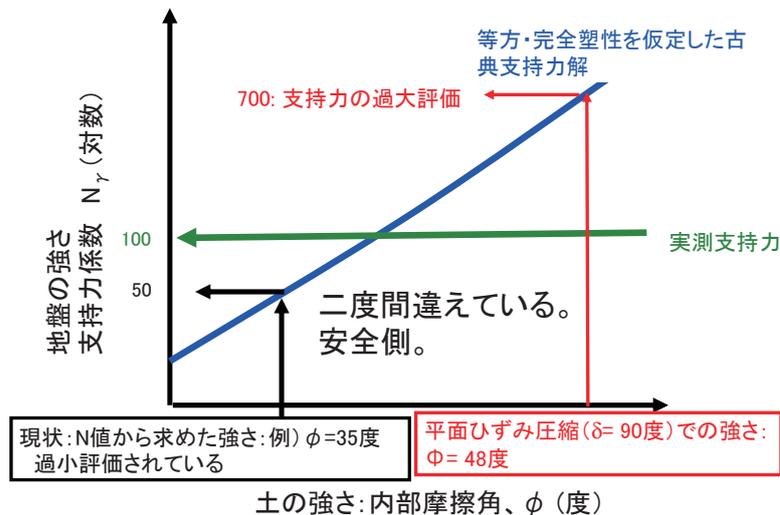
## 現状:

- 1) 古典支持力理論は、模型実験・実際の場合とは相当異なるが、通常は古典支持力理論によって設計！
- 2) 地盤の設計強度は、通常、簡易な方法(標準貫入試験でのN値から)によって求めているが、ピーク強度を過小評価している。



実務では、砂地盤に対して  
 残留摩擦角  $\phi_{res} = 35$  度程度  
 を用いることが多い





従来の設計法の問題点:

- 1) 安全すぎる場合が多い(小型基礎ではそれでOKの場合が多いが、基礎の規模が大きいと過大に安全側の場合がある)。
- 2) 異なる状況(例えば、異なる基礎幅・粒径)に対して、同一の安全率を設定したつもりでも、実際の安全率は異なる(設計に一貫性がなくなる)。
- 3) 学問として、発展性がなくなる。

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題

2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度

2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性

・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性

・飽和化後の透水係数 ・液状化強度 ・水浸沈下

2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案

3. 締固めの効果を反映した設計の課題

3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題: 異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果

3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)

3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果

3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮) —これは次回の講演の内容、今回は概要だけ—

## Newmark法の経緯

### ①従来の実務での盛土の地震時のすべり安定解析:

レベル1設計地震動相当の水平震度 $k_h$ (例えば0.15)に対する極限つり合い法によるすべり安全率が所定の値(例えば1.2)以上であることを確認

### ②1995年兵庫県南部地震⇒レベル2設計地震動に対する安定解析の導入:

残留すべり変形が許容値以下ならば、計算された安全率 < 1.0 を許容  
同時に、土のせん断強度を現実的な値とする必要

従来:  $\phi_{res}$  程度 ⇒ 締固めが良ければ、 $\phi_{peak} + \phi_{res}$   
⇒排水条件でのひずみ軟化を考慮したNewmark-S法

### ③従来から課題であったが、2011年東日本大震災で重要な課題と再認識:

・非排水飽和条件の盛土・地盤: 良い締固め → 高い安定性。

一方、低い締固め → 非排水繰返し载荷による強度低下による流動すべり

これらの現象を再現できて締固めの影響を鋭敏に反映できるように、  
Newmark法を改良する必要 ⇒ では、どのように？

## Newmark法の経緯

### ①従来の実務での盛土の地震時のすべり安定解析:

レベル1設計地震動相当の水平震度 $k_h$ (例えば0.15)に対する極限つり合い法によるすべり安全率が所定の値(例えば1.2)以上であることを確認

### ②1995年兵庫県南部地震⇒レベル2設計地震動に対する安定解析の導入:

残留すべり変形が許容値以下ならば、計算された安全率 < 1.0 を許容  
同時に、土のせん断強度を現実的な値とする必要

従来:  $\phi_{res}$  程度 ⇒ 締固めが良ければ、 $\phi_{peak} + \phi_{res}$   
⇒排水条件でのひずみ軟化を考慮したNewmark-S法

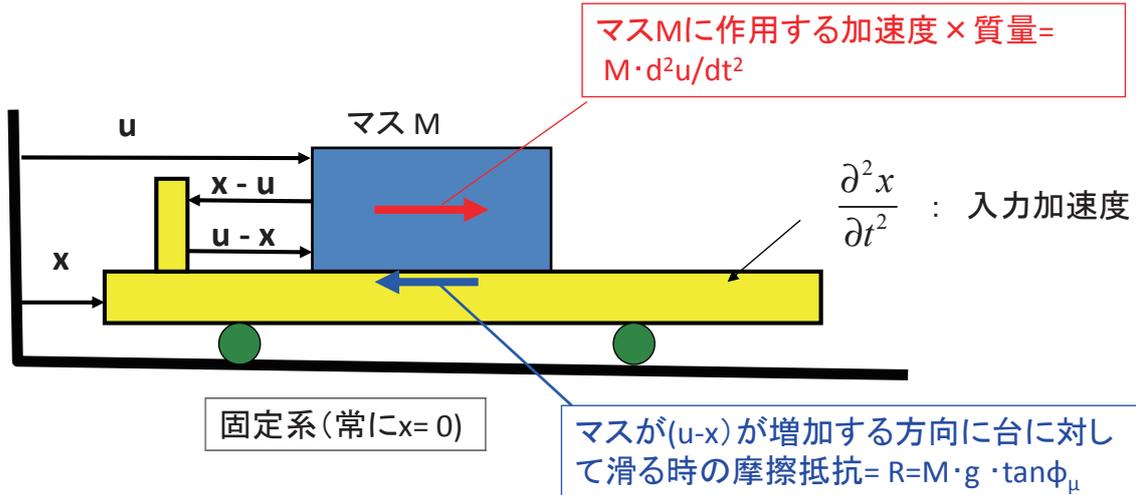
### ③従来から課題であったが、2011年東日本大震災で重要な課題と再認識:

・非排水飽和条件の盛土・地盤: 良い締固め → 高い安定性。

一方、低い締固め → 非排水繰返し载荷による強度低下による流動すべり

これらの現象を再現できて締固めの影響を鋭敏に反映できるように、  
Newmark法を改良する必要 ⇒ では、どのように？

## Newmark法による剛体間のすべり



滑っていない状態での力の釣合い式:

$$R(= M \cdot g \cdot \tan \phi_\mu) > M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

滑り出した後の力の釣合い式:

$$R(= M \cdot g \cdot \tan \phi_\mu) = M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

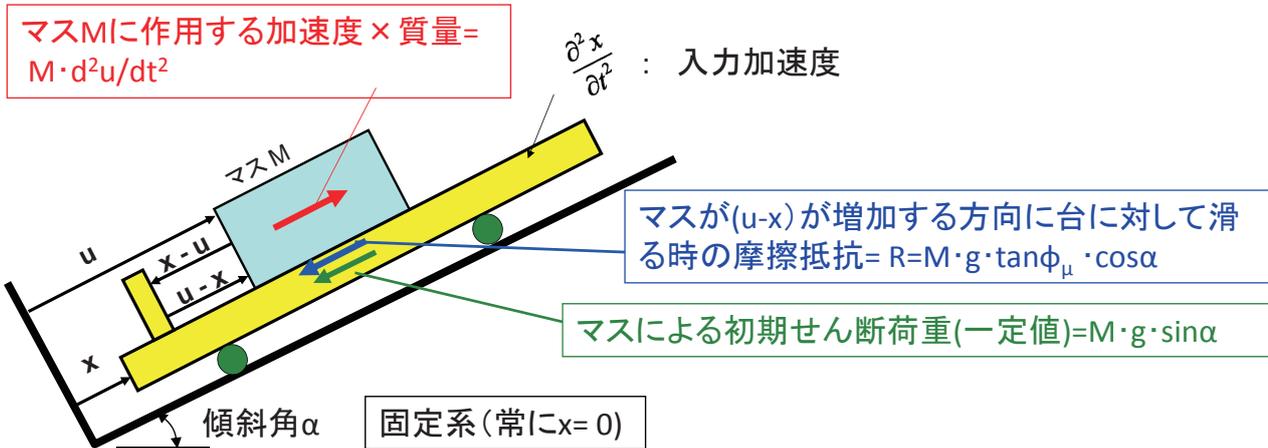
$$M \cdot g \cdot \tan \phi_\mu + M \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = M \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$$

摩擦抵抗      すべりによる慣性抵抗      動的入力荷重

$$\tan \phi_\mu \cdot g + \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$$

⇒すべり量 $(x-u)$ を求める

## Newmark法による斜面上の剛体間のすべり(円弧すべりに対応)



滑っていない状態での力の釣合い式:

$$R(= M \cdot g \cdot \tan \phi_\mu \cdot \cos \alpha) > M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + M \cdot g \cdot \sin \alpha$$

滑り出した後の力の釣合い式:

$$R(= M \cdot g \cdot \tan \phi_\mu \cdot \cos \alpha) = M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + M \cdot g \cdot \sin \alpha$$

$$M \cdot g \cdot \tan \phi_\mu \cdot \cos \alpha + M \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = M \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} + M \cdot g \cdot \sin \alpha$$

摩擦抵抗      すべりによる慣性抵抗      動的入力荷重と初期せん断荷重

$$\tan \phi_\mu \cdot g \cdot \cos \alpha + \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} + g \cdot \sin \alpha$$

⇒すべり量 $(x-u)$ を求める

**円弧すべりの場合の運動方程式:**

抵抗モーメント

$$M_r = \sum \{R \cdot (\tau_{fi} \cdot l_i)\}$$

$$\tau_{fi} = c_i + \sigma_{n,i} \cdot \tan \phi_i$$

滑動モーメント

$$M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

uは、すべり土塊の重心での回転方向の変位  
 $u-x = R_G \cdot \theta$ は、すべり土塊の重心での回転方向の  
 すべり土塊と周辺地盤との相対変位

$F_s > 1.0$ で滑り出していない時:

$$M_r > M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$F_s = 1.0$ で滑り出した時:

$$\begin{aligned} M_r &= M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ &= \boxed{M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}} - M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} \\ &= \boxed{M_d} - M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} \end{aligned}$$

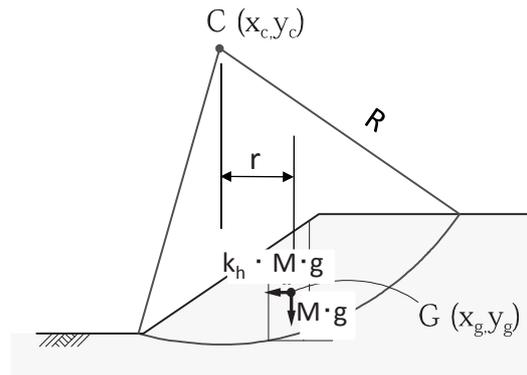
$M_d$ は、滑り土塊のマスMに作用する重力の加速度gと地震による入力加速度 $dx^2/dt^2$ によって生じる静的+動的滑動モーメント。

また、

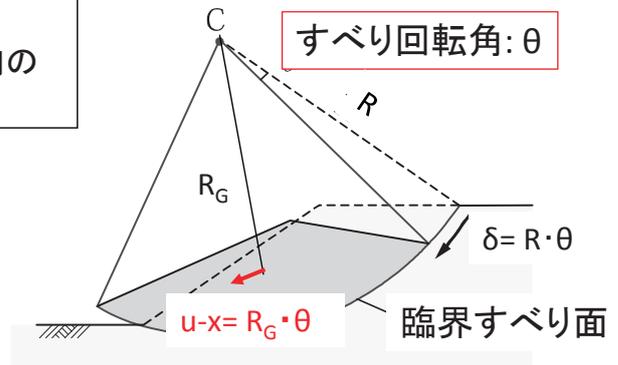
$$M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = M \cdot (R_G)^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

であるので、

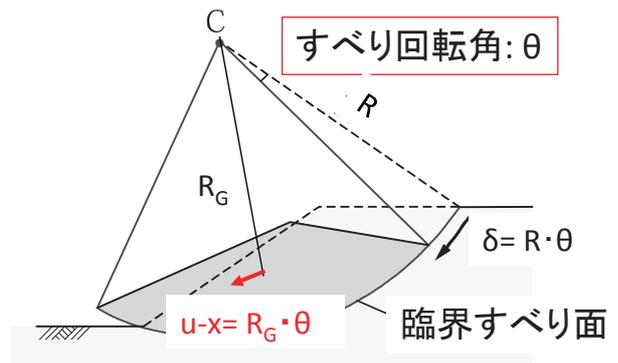
$$\boxed{M_r + M \cdot (R_G)^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = M_d}$$

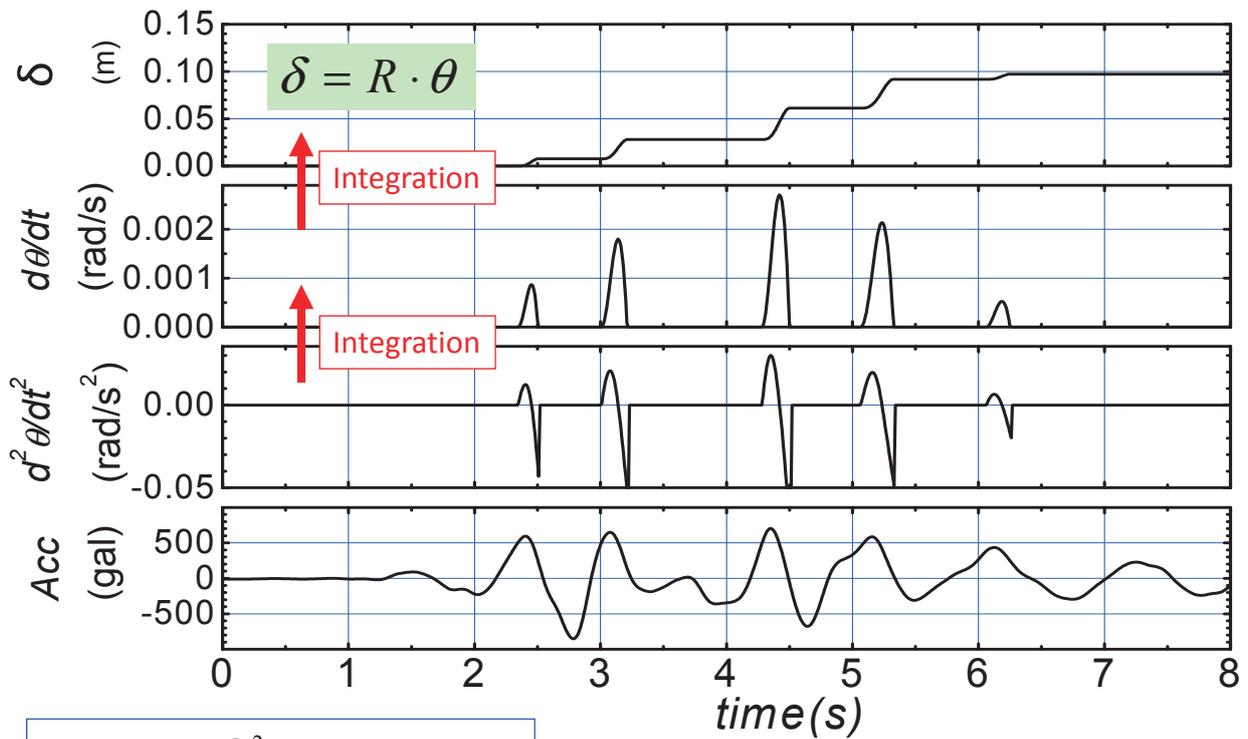


スライス法



スライス法



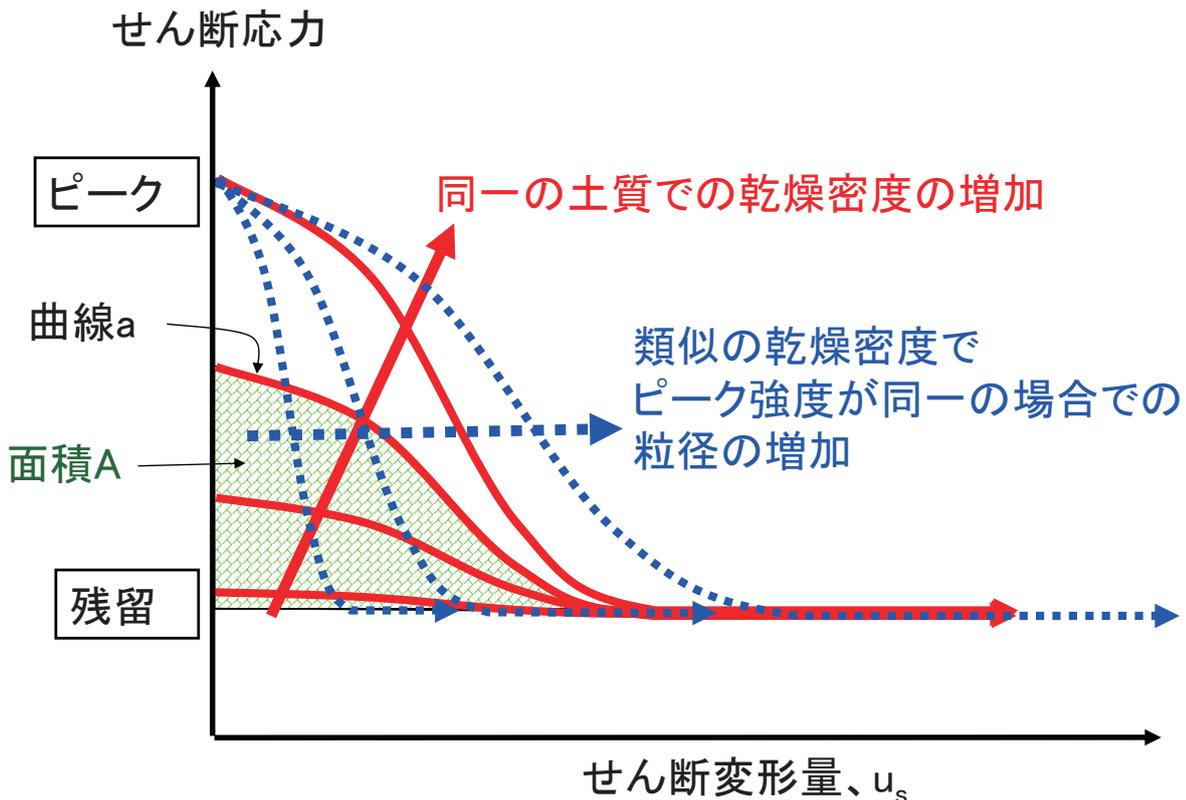


$$M \cdot (R_G)^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = M_d - M_r$$

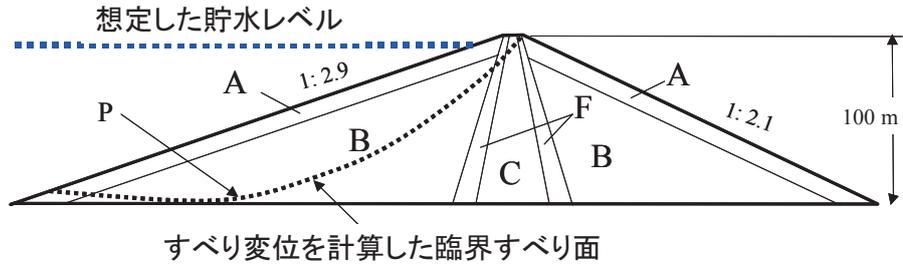
$$\ddot{\theta} = \frac{M_d - M_r}{M \cdot (R_G)^2}$$

⇒ Obtain slip displacement  
 $x-u=R \cdot \theta$

面積Aが大きいほど、残留状態に至りにくい、破壊状態に至りにくい。



計算例



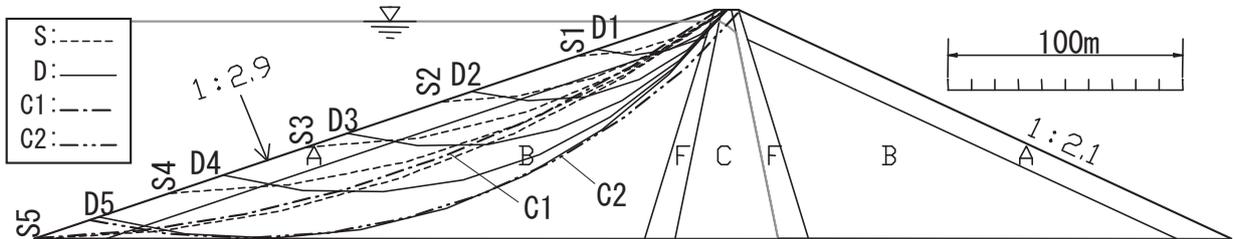
想定したロックフィルダム

従来の設計法としてrock zones A & B とfilter zoneでは  $\phi = \phi_{res} = 35^\circ$ を想定

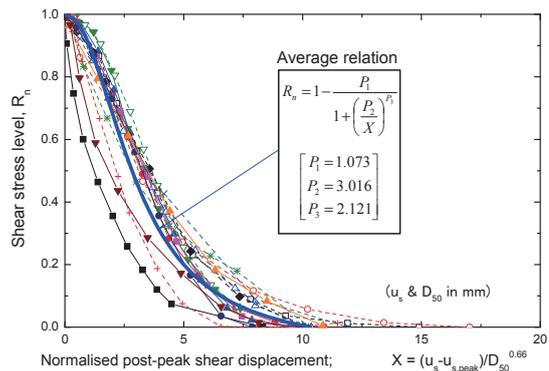
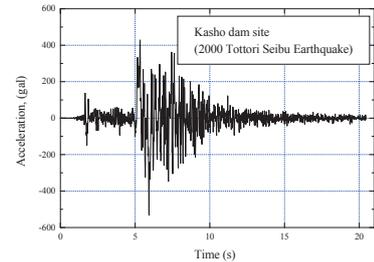
$$\phi(\text{peak}) = \phi'_{\max} - \alpha \cdot \log(\sigma'_n / \sigma'_0) \quad , \quad \sigma'_0 = 29.4 \text{ kPa}$$

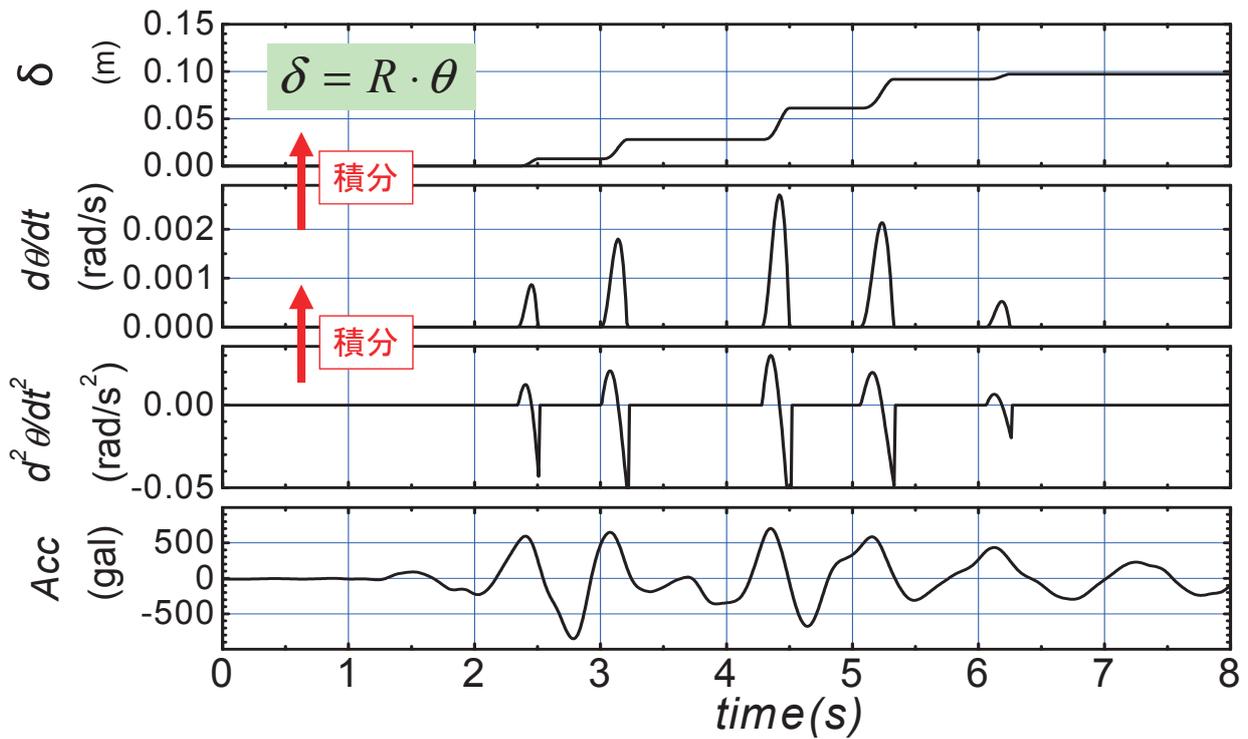
Zone name	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )		$\phi'_{\max}$ (deg.) ( )内は $\alpha$ (度)				$D_{50}$ (mm)		
	Moist	Saturated	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	C	M	F
Rock A	2.13	2.34	62.1 (10.3)	55.3 (5.15)	48.6 (5.15)	41.8 (2.57)	200	60	20
Rock B	2.033	2.21	57.7 (6.88)	46.4 (4.59)	46.4 (4.59)	40.7 (2.29)			
Filter	2.06	2.23	46.5 (2.79)	40.8 (1.40)	40.8 (1.40)	37.9 (0.70)	80	25	10
Core	1.99	2.06	$\phi'_{\max} = \phi'_{res} = 34.5 \text{ deg.}$						

Case 1: 最も現実的な値



- 地震応答解析(簡易法では、これを実施しないで、応答倍率= 1.0とする)
- 等価線形化法による応答解析による入力地震動を用いて極限釣合安定解析
- 初めて安全率が 1.0 になるすべり面を捜す(以降、このすべりはこの面に固定されると仮定する、ひずみ軟化体ならば合理的)
- 修正Newmark法により、粒径により軟化速度が異なる応力レベル~すべり量関係を用いてすべり面に沿ったすべり量を計算



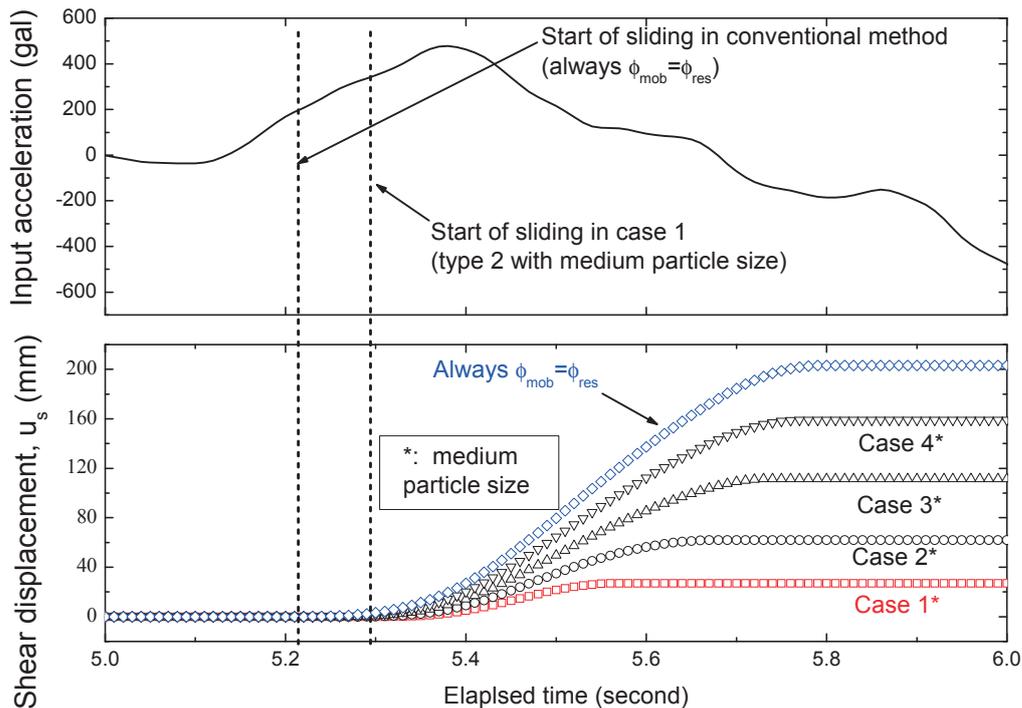
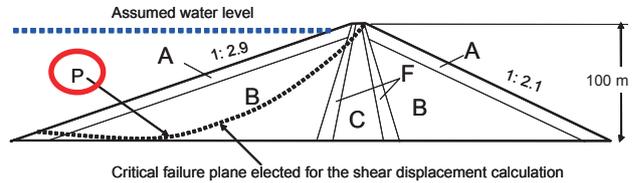


$$M \cdot (R_G)^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = M_d - M_r$$

⇒すべり量 (x-u) = R · θを求める

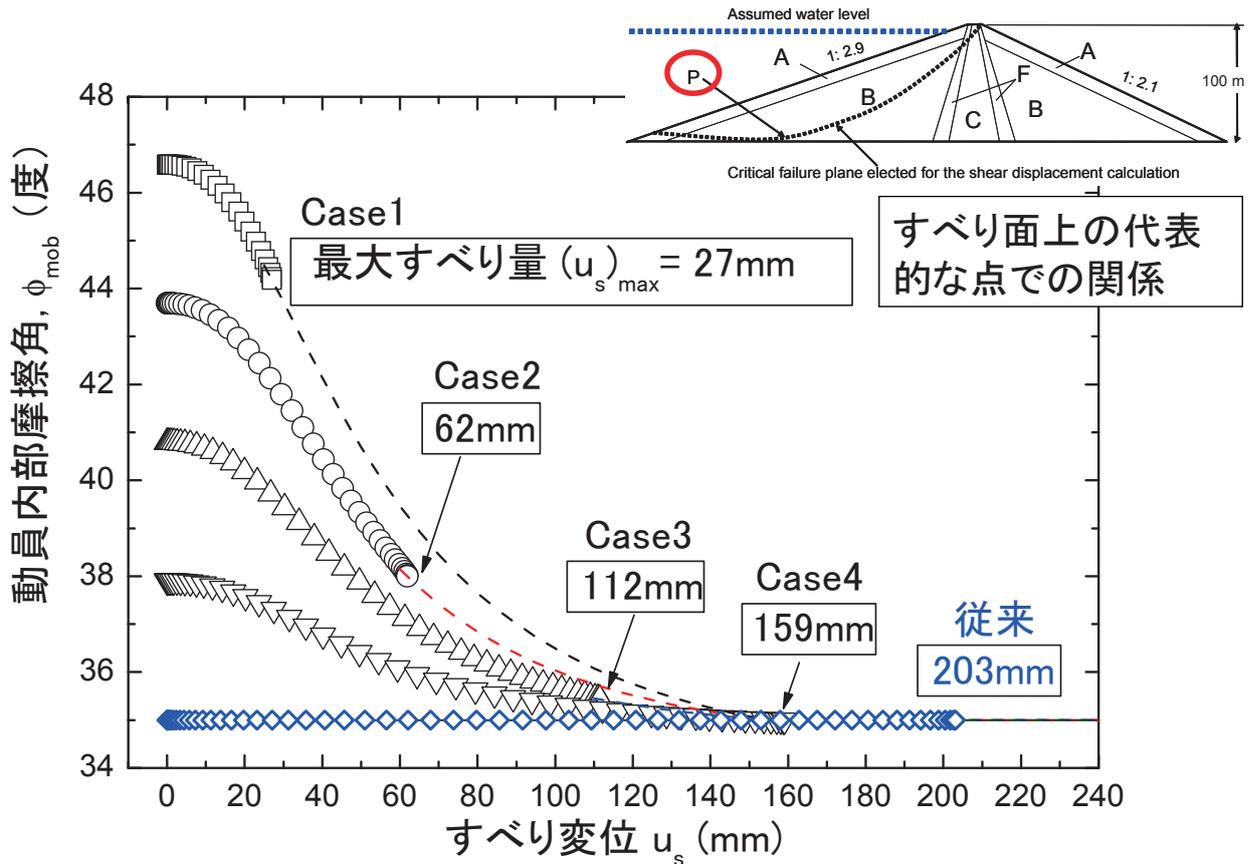
$$\ddot{\theta} = \frac{M_d - M_r}{M \cdot (R_G)^2}$$

締固め度の影響: すべり面上の  
代表的な点Pでのすべり量の  
時刻歴

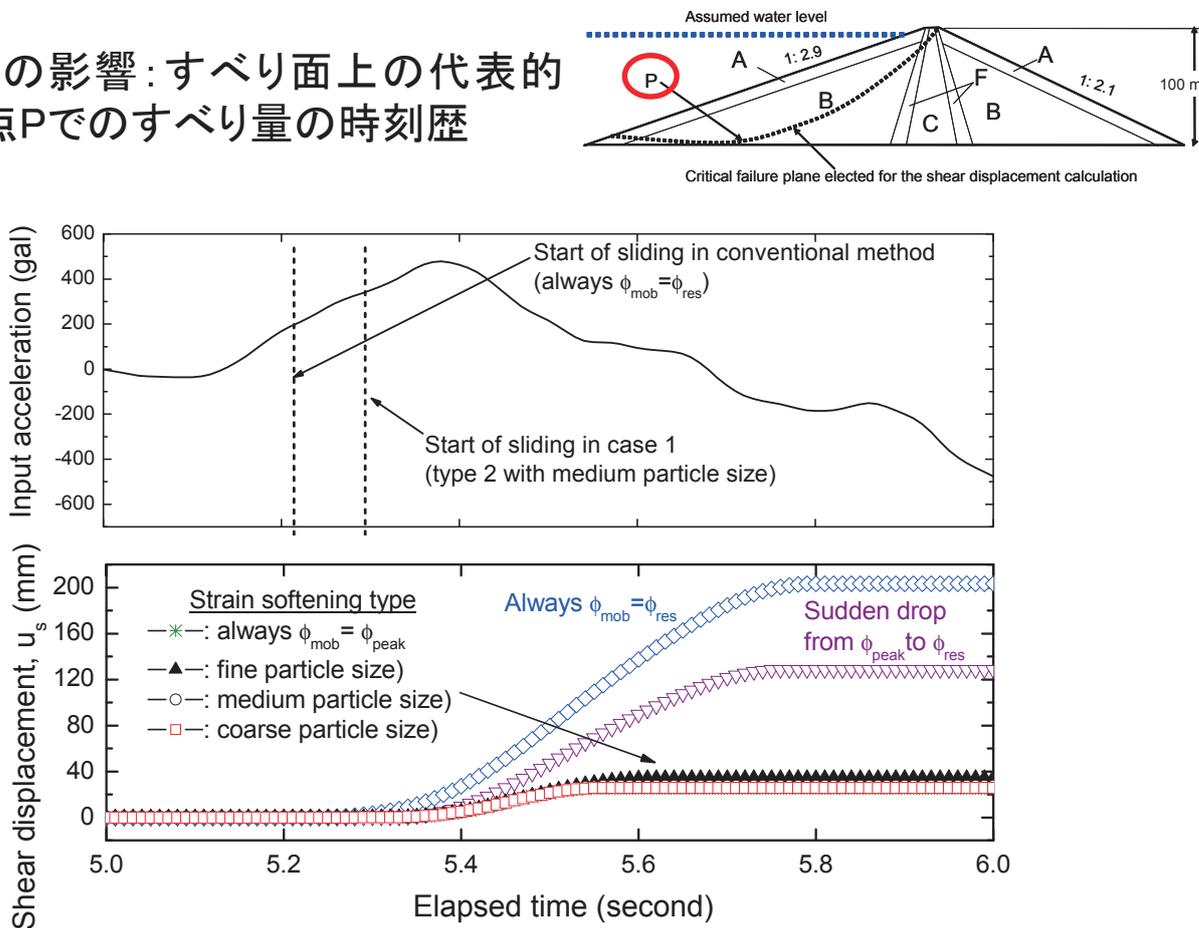


(Okuyama et al., 2003)

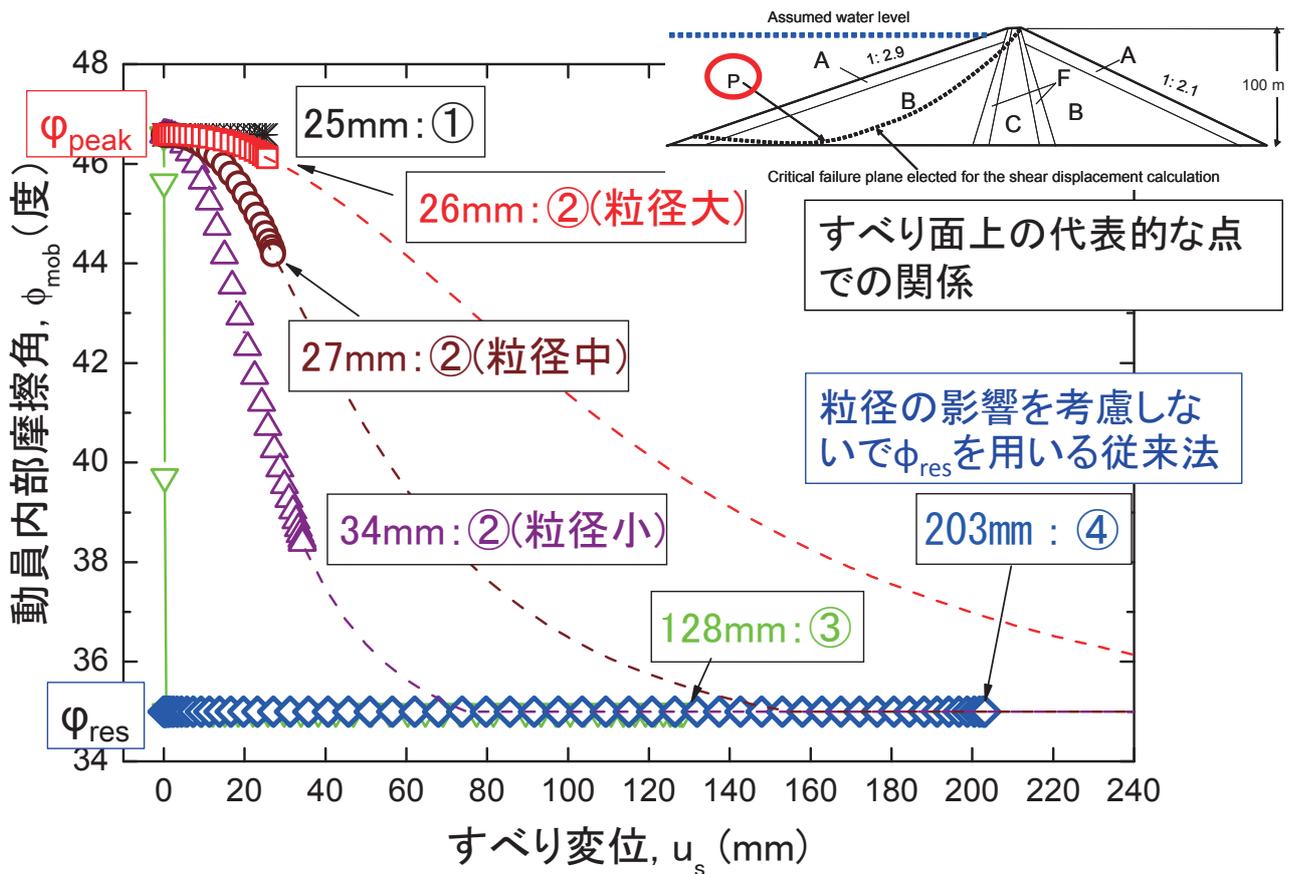
# 修正Newmark法によるすべり変位に対する締固め度の影響



## 粒径の影響: すべり面上の代表的な点Pでのすべり量の時刻歴



## 修正Newmark法によるすべり変位に対する粒径の影響



## Newmark法の経緯

### ①従来の実務での盛土の地震時のすべり安定解析:

レベル1設計地震動相当の水平震度 $k_h$  (例えば0.15)に対する極限つり合い法によるすべり安全率が所定の値(例えば1.2)以上であることを確認

### ②1995年兵庫県南部地震⇒レベル2設計地震動に対する安定解析の導入:

残留すべり変形が許容値以下ならば、計算された安全率 $< 1.0$ を許容  
同時に、土のせん断強度を現実的な値とする必要

従来:  $\phi_{res}$ 程度 ⇒ 締固めが良ければ、 $\phi_{peak} + \phi_{res}$   
⇒排水条件でのひずみ軟化を考慮したNewmark-S法

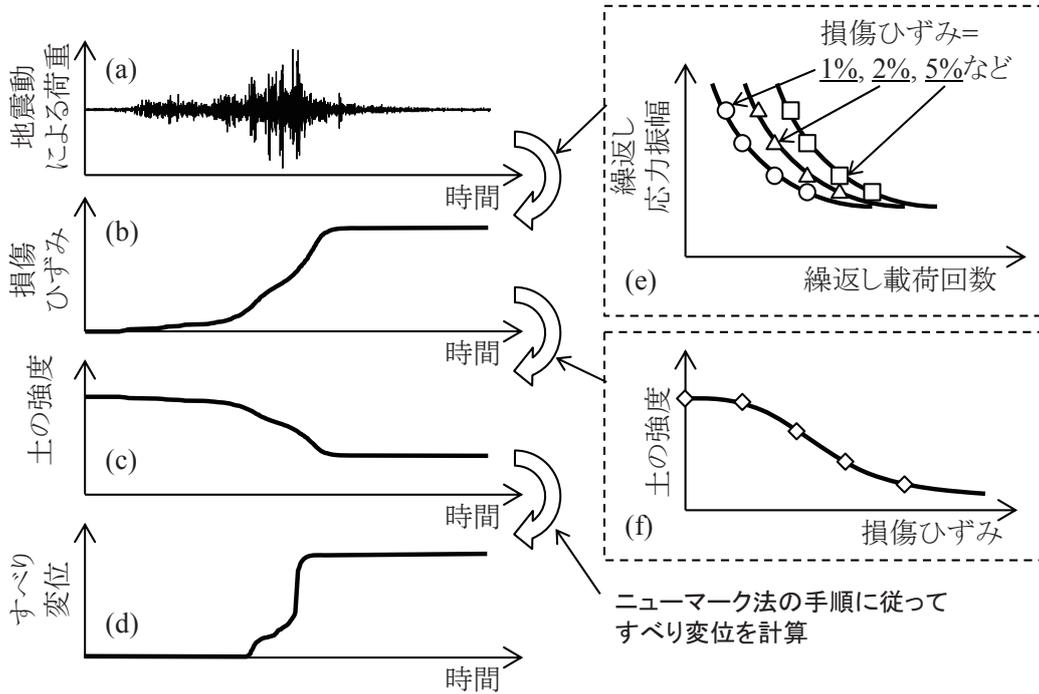
### ③従来から課題であったが、2011年東日本大震災で重要な課題と再認識:

・非排水飽和条件の盛土・地盤: 良い締固め → 高い安定性。

一方、低い締固め → 非排水繰返し载荷による強度低下による流動すべり

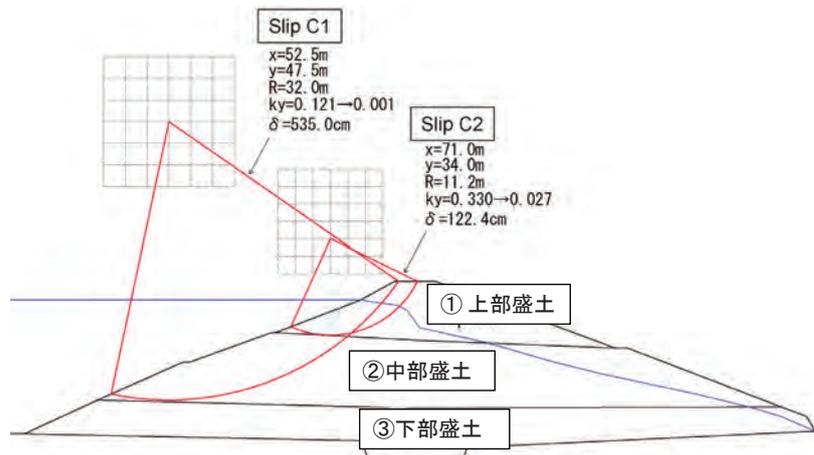
これらの現象を再現できて締固めの影響を鋭敏に反映できるように、Newmark法を改良する必要 ⇒ では、どのように？

## 修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析

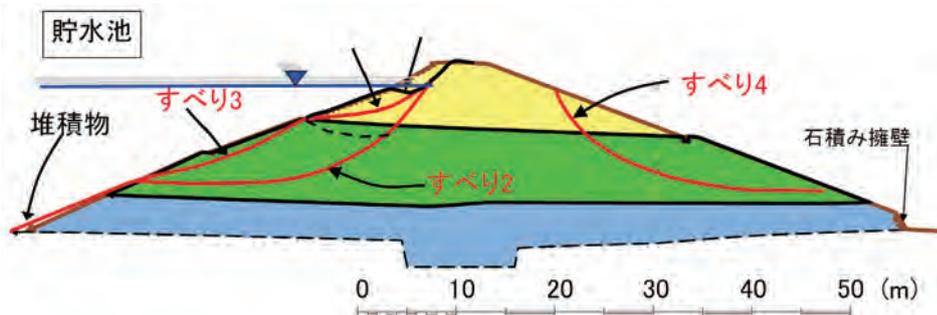


龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

## 旧藤沼ダム本堤：等価線形FEM応答解析によって得られた地震時応力に基づく円弧滑り安定解析による二つの臨界すべり面 →実際のすべり面に類似

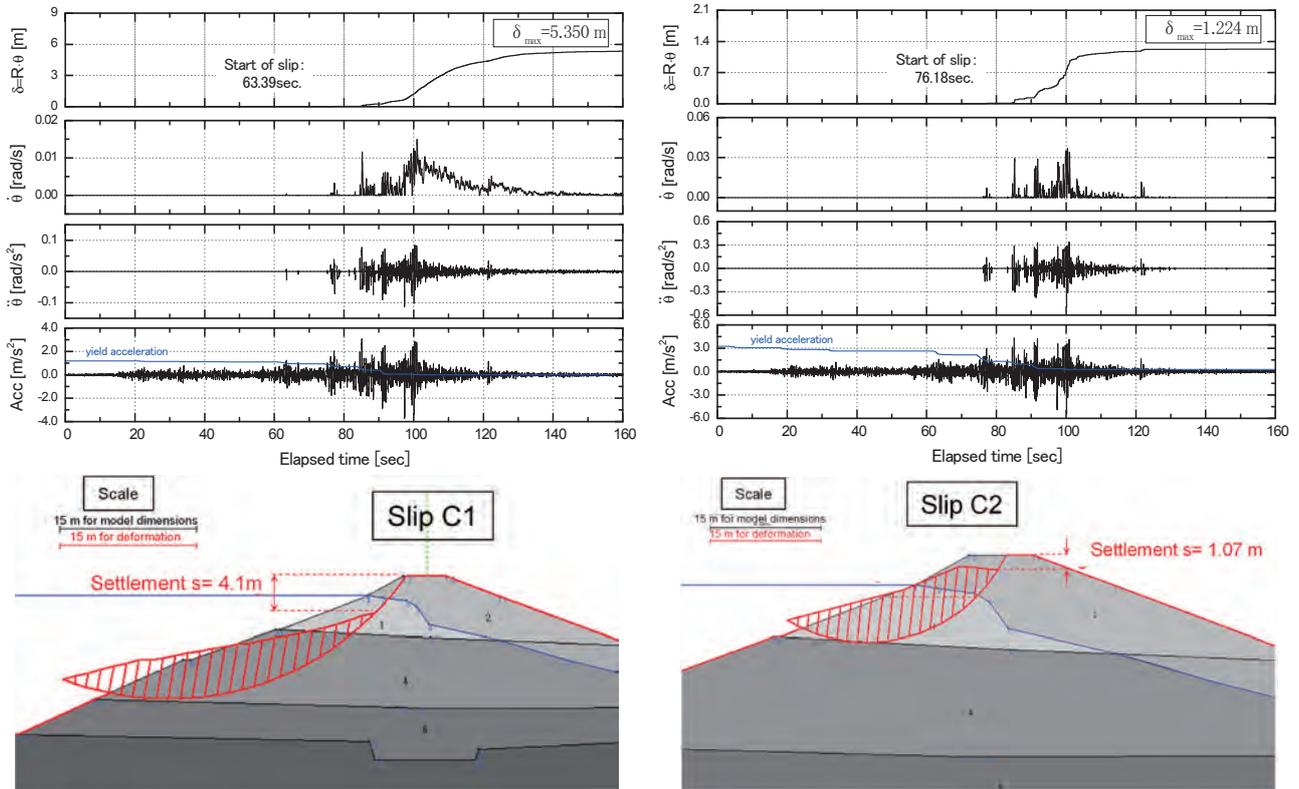


### 実際のすべり面

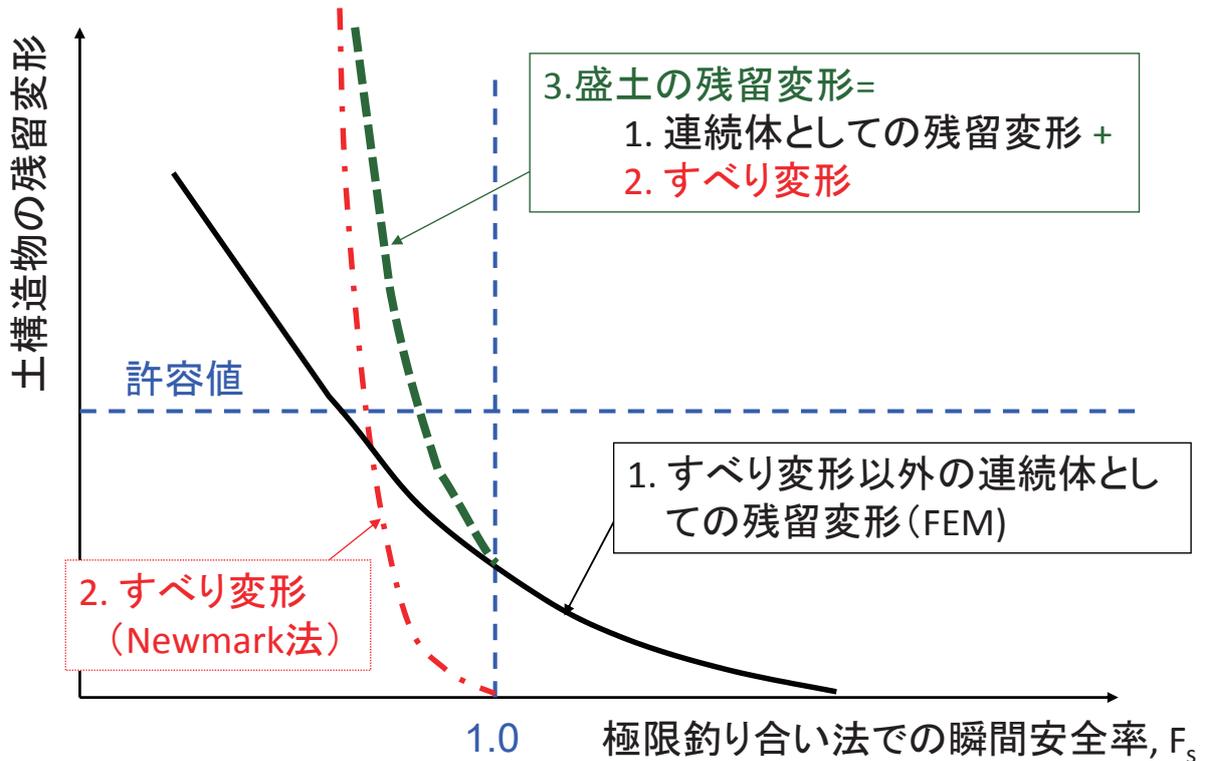


### Newmark-D法による残留ひずみ

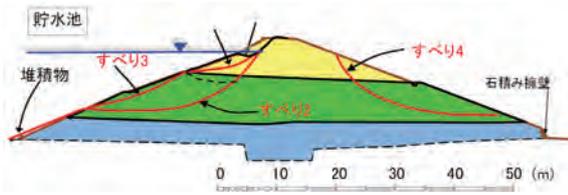
- 非排水繰返し载荷による劣化のために最大加速度時( $t=97.01$ 秒)の後ですべりは継続
- 最終的な天端沈下量 (5.35 mと1.224 m): 非常に大きい



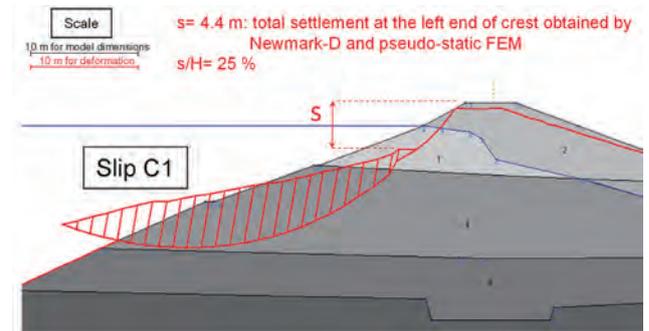
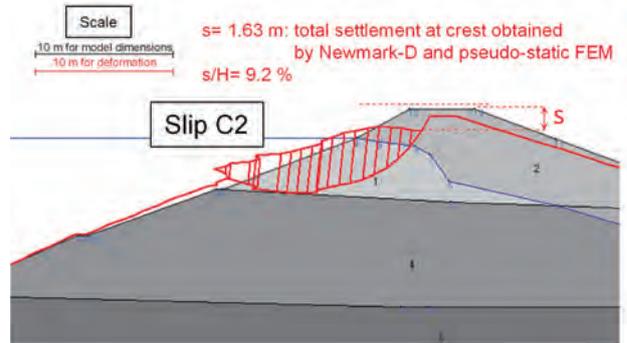
### 実務的な耐震診断: Newmark-D法とFEMの組み合わせ



## 旧藤沼ダムの最終残留変形



### すべりC1とC2が独立に生じた場合

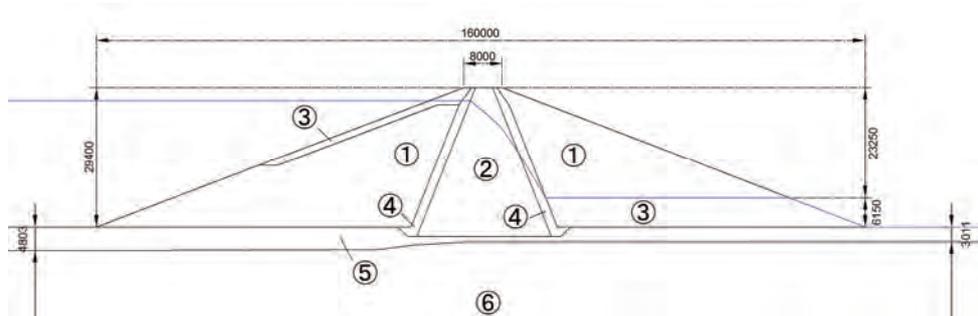


実際には、すべりC1とC2の両方が生じた  
→残留天端沈下量は次の二者の合計  
(**5.57 m**):

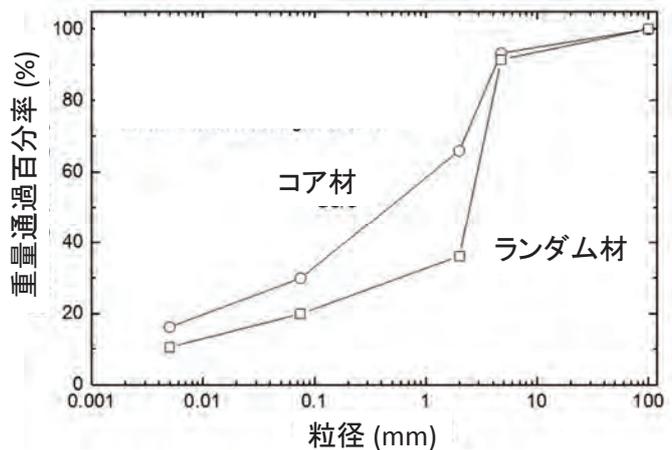
- すべりC1による”すべり変形と”C1が生じた場合のFEM解析による残留変形の合計(= 4.4 m)
- すべりC2による残留変形 (= 1.07 m)

**5.57 m: 実際の流動的崩壊と整合**

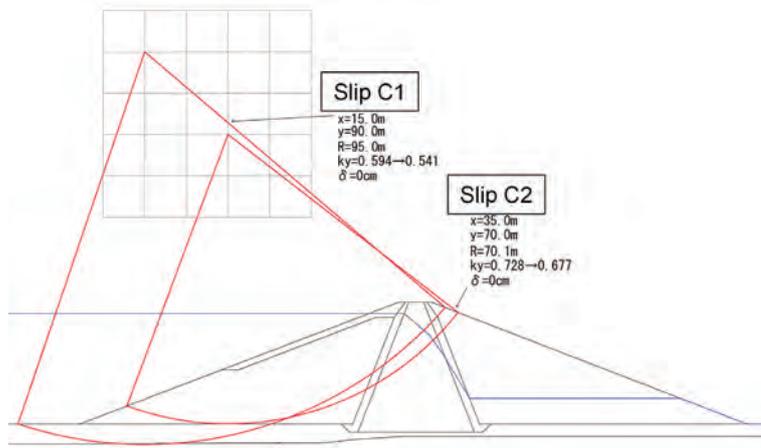
## 新藤沼ダム本堤の解析: Newmark-D法



設計段階で想定した盛土材料  
(実際の工事でも盛土材料は若干異なる)



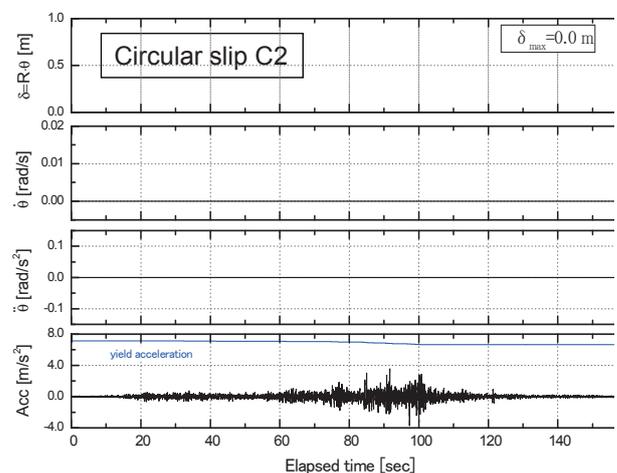
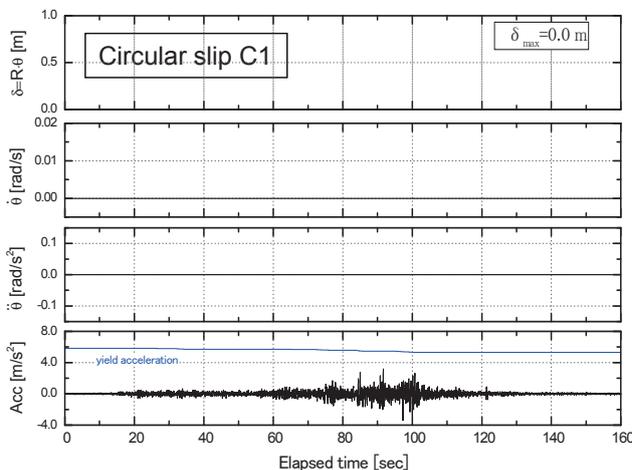
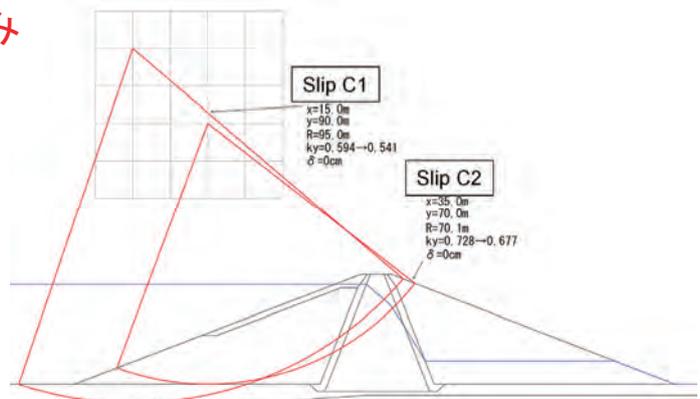
新藤沼ダム本堤：等価線形FEM応答解析によって得られた地震時応力に基づく円弧滑り安定解析による二つの臨界すべり面



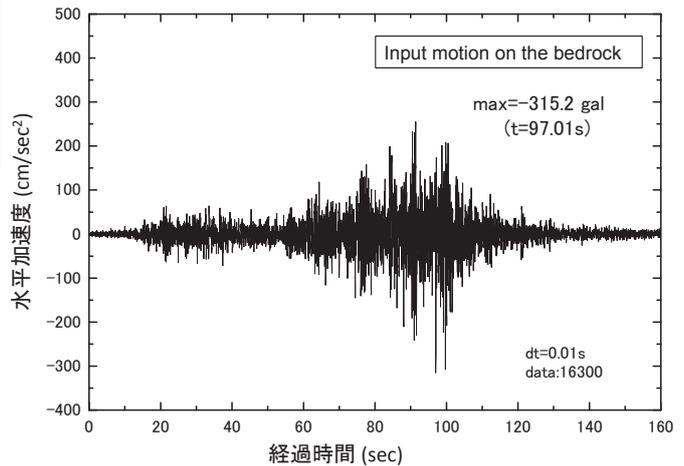
- すべりC1: 降伏震度 $k_{hy}$ は初期値(0.594)から最終値 ( 0.541)に低下、しかし入力荷重よりも高い値を維持
- すべりC2: 降伏震度 $k_{hy}$ は初期値(0.728)から最終値 ( 0.677)に低下、しかし入力荷重よりも高い値を維持
- いずれのすべりも生じない

Newmark-D法による残留ひずみ

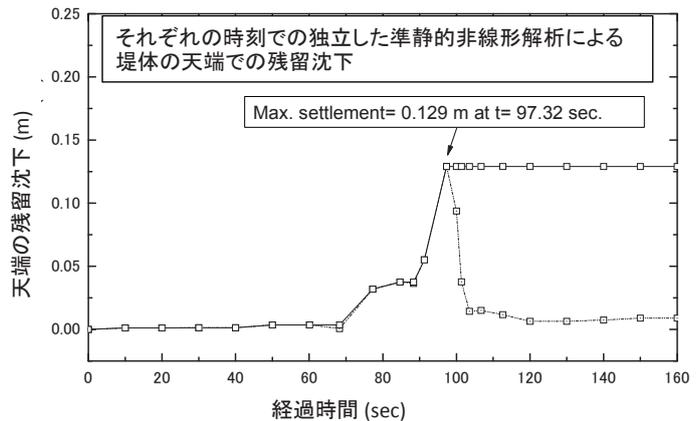
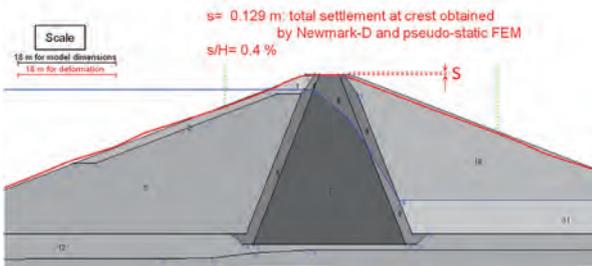
■ すべりは生じない



新藤沼ダム本堤の非排水繰返し載荷による非排水強度・剛性の劣化を考慮した準静的非排水FEM



堤体天端の残留沈下:  
十分に小さい



## 土の変形・強度特性とそのモデル化と解析方法についてのまとめ-1

- 1) 実際の土の変形強度特性は、①締固め密度、②構造異方性、③平面ひずみ圧縮、三軸圧縮、一面せん断等せん断試験法による相違、④ $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化等の影響を受けて非常に複雑であり、⑤土構造物・地盤の破壊は進行的等である。これらの要因を全面的に考慮したモデルとそれを取り入れた安定解析法は非常に高度で複雑になり、解析対象の土構造物・地盤の解析に必要な物性の全体を得るのは極めて難しい。
- 2) そのため、実務的な設計では、物性を単純化し、それに対応した古典土質力学理論(等方剛完全塑性で厚さゼロのすべり面)に基づいた安定解析を行ってきた。

しかし、従来の慣用設計法を機械的に適用すると、レベル2設計地震動に対応し、かつより良い締固めを奨励することが難しい。

## 土の変形・強度特性とそのモデル化と 解析方法についてのまとめ-2

- 3)そこで、レベル2設計地震動に対する設計が可能になり、締固めの効果を考慮できるようにし、単純化による影響が総合的にバランスするように単純化した土の強度変形特性のモデルを提案した。
  - 3-1)締固めの効果を考慮しつつ、締固め目標よりも適切に安全側に設定した乾燥密度でピーク強度を設定
  - 3-2) 等方の強度・剛性を仮定
  - 3-3) 現場が平面ひずみ状態でも $\delta = 90^\circ$ での三軸圧縮強度を適用
  - 3-4)  $D_{50}$ に比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化の考慮
  - 3-5) 進行的破壊を直接考慮しない
- 4) 上記の土の変形・強度特性モデルに対応した地震時土圧問題、基礎の支持力問題、斜面の安定問題に対する簡易安定解析法を提案した。

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
2. 締固め管理の合理化
  - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
  - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
  - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
    - ・CBR
    - ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
    - ・飽和化後の透水係数
    - ・液状化強度
    - ・水浸沈下
  - 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3.締固めの効果を反映した設計の課題
  - 3.1 実際の複雑な強度・変形特性の設計における単純化と締固めの反映の課題：異方性、平面ひずみ圧縮/三軸圧縮/一面せん断、ひずみ軟化、せん断層と粒径効果
  - 3.2 地震時土圧(修正物部・岡部理論によるひずみ軟化の考慮)
  - 3.3 帯基礎の支持力における締固めと粒径効果
  - 3.4 斜面の地震時すべり変位(Newmark-S法によるひずみ軟化の考慮)

## 土の締固めの原理・方法と設計への反映

### まとめ1

#### ■ 性能施工：

レベル2設計地震動とより高い安定性の要求などの従来よりも厳しい設計条件に対応するために、盛土のより良い締固めが求められている。

この目的に対して、所定の締固め条件で最大乾燥密度が得られる飽和度(最適飽和度)の実現を目標にして、より高い締固めエネルギーレベルによってより高い乾燥密度を目指す締固め管理が合理的である。

この目的のために、盛土材の含水比と締固め後の乾燥密度と飽和度を管理する方法を提案した。

この新しい締固め管理法は、締固め曲線等の締固め特性と締固めた土の飽和化後の強度・剛性・透水係数等が締固め時の飽和度の関数であり、これらの関数が締固めエネルギーと土質の変化に対して鈍感であることを基礎にしている。

## 土の締固めの原理・方法と設計への反映

### まとめ2

#### ■ 施工と関連した性能設計

より良い締固めを奨励するためには、設計において①盛土の締固めの良否と変形・強度特性等の物性の関係と②粒径に応じて厚くなるせん断層の発達に伴うひずみ軟化を考慮する必要がある。同時に、土のせん断強度に対する①強度・剛性の異方性、②三軸・平面ひずみ圧縮・一面せん断試験等での強度の関係、③排水・非排水条件等の影響と破壊の進行性の影響を安定解析に適切に考慮することも重要である。設計においてこれらの要因を単純化する仮定を用いるが、これらの単純化がバランスして、総合的に見て

- ・過度に安全側すぎないことと
- ・適切な余裕(冗長性)が確保されていることが必要である。

この課題を、地震時土圧問題、基礎支持力問題、斜面安定問題を例として説明した。

# 動解析・液状化分野

## MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION



株式会社マイダスイテュジャパン

〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1 秋葉原OSビル7F

TEL 03-5817-0787 | FAX 03-5817-0784 | e-mail [g.support@midasit.com](mailto:g.support@midasit.com) | URL <http://jp.midasuser.com/geotech>

Copyright © Since 1989 MIDAS Information Technology Co., Ltd. All rights reserved.