

# MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

圧密・浸透(軟弱地盤)分野 1



# MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

圧密・浸透(軟弱地盤)分野

# 1.

## 地盤解析学、今後への期待

神戸大学 飯塚 敦 教授



# 地盤解析学, 今後への期待

## 問題解決型から現象理解型へ

神戸大学 都市安全研究センター  
飯塚 敦

iizuka@kobe-u.ac.jp

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

**Theoretical Soil Mechanics, Karl Terzaghi 1943**

**「土質力学」**

**Section A General principles involved in the theories of soil mechanics**

(弾性論, 塑性論: 使用する道具の紹介: 地盤工学における問題 → 期待する回答)

Introduction, Stress conditions for failure in soils, Plastic equilibrium in a semi-infinite mass with a plane surface, Application of general theories to practical problems

**Section B Conditions for shear failure in ideal soils**

(破壊・強度: 土圧, 支持力, アンカー): 実際問題

Arching in ideal soils, Retaining wall problems, Passive earth pressure, Bearing capacity, Stability of slopes, Earth pressure on temporary supports in cuts, tunnels, and shafts, Anchored bulkheads

**Section C Mechanical interaction between solid and water in soils**

(間隙水, 変形, 土/水連成): 浸透, 圧密理論

Effect of seepage on the conditions for equilibrium in ideal sand, Theory of consolidation, Capillary forces, Mechanics of drainage

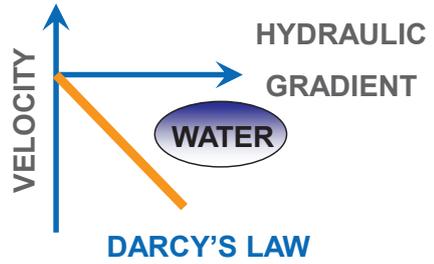
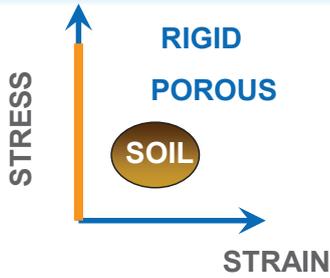
**Section D Elasticity problems of soil mechanics (弾性論): 地盤内応力, 振動**

Theories involving a coefficient of subgrade, soil, or pile reaction, Theory of semi-infinite elastic solids, Theory of elastic layers and elastic wedge on a rigid base, Vibration problems

 KOBE UNIVERSITY

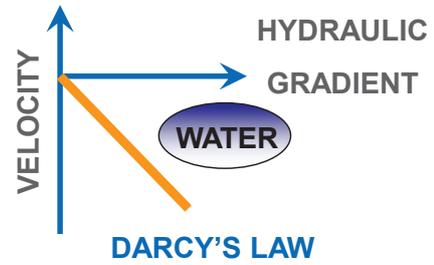
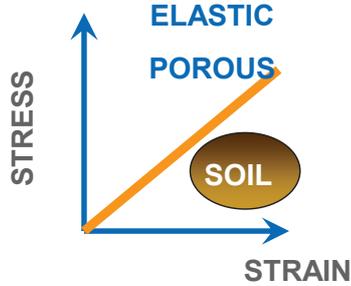
## LOGICAL INCONSISTENCY IN SOIL MECHANICS (1/2)

SEEPAGE FLOW



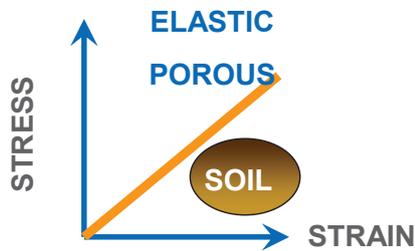
CONSOLIDATION

STRESS:



STRESS DISTRIBUTION

STRESS : TOTAL STRESS

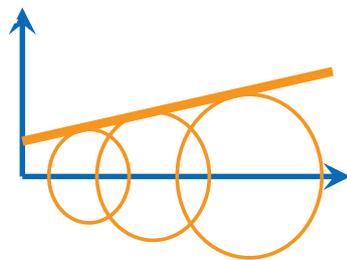


WATER  
NO WATER IN SOIL

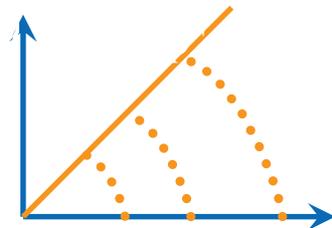


## LOGICAL INCONSISTENCY IN SOIL MECHANICS (2/2)

SHEAR STRENGTH



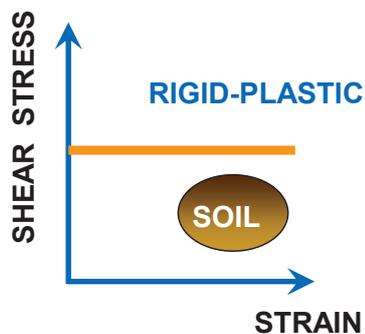
TOTAL STRESS



EFFECTIVE STRESS

EARTH PRESSURE  
BEARING CAPACITY  
SLOPE STABILITY

STRESS : TOTAL STRESS



WATER  
FULLY DRAINED  
OR  
UNDRAINED



# 土質力学(地盤力学)

# 力学の体系

実際問題, 実現象

期待される回答

説明・理解・予測

工学的ニーズ: 考察の範囲を限定

普遍性に価値: 広い適用性

帰納的

演繹的

対象とする実現象の分類:

「土圧, 支持力, 安定, 浸透, 圧密(変形)」

定理としての帰結

証明を要しない公理系



対象を抽象化

抽象化された対象

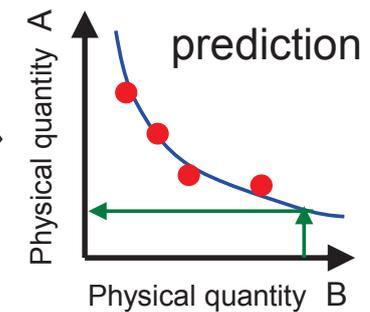
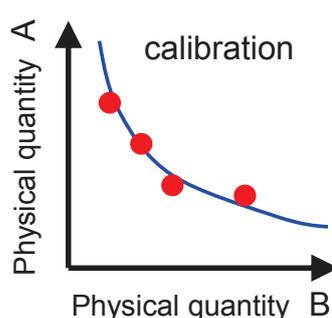
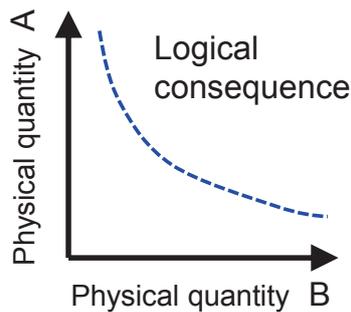
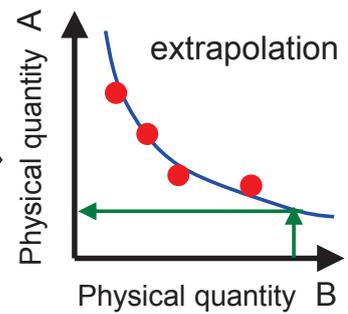
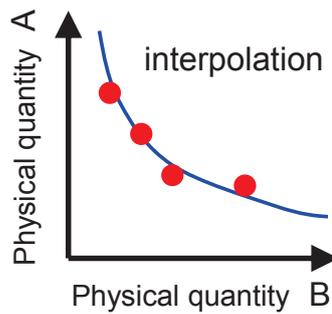
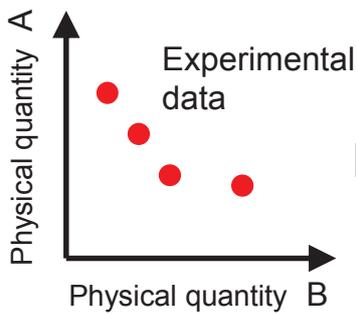
剛完全塑性体, 弾性体, ダルシー則流体……

連続体, 土/水2相系

土/水/空気3相系



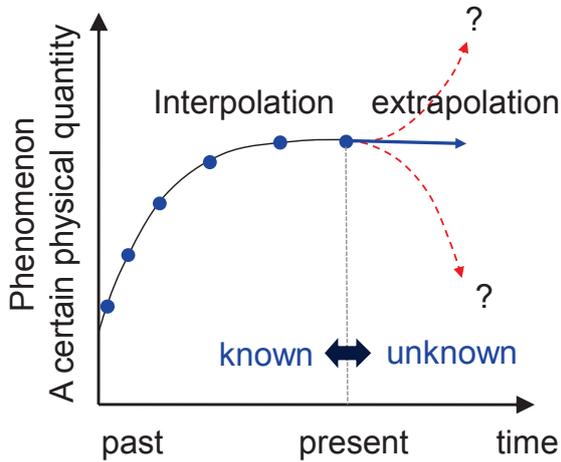
## 予測とは ?



# 「予測する」=もしもの異変を察知する

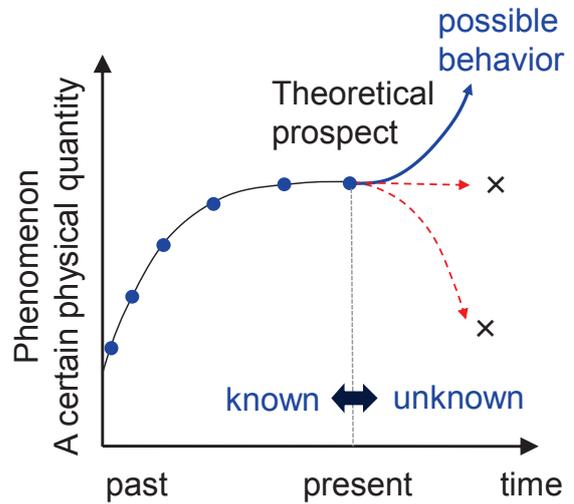
「昨日」があって「今日」がある. そして「明日」があるわけではない

Just 'guess'



Prediction

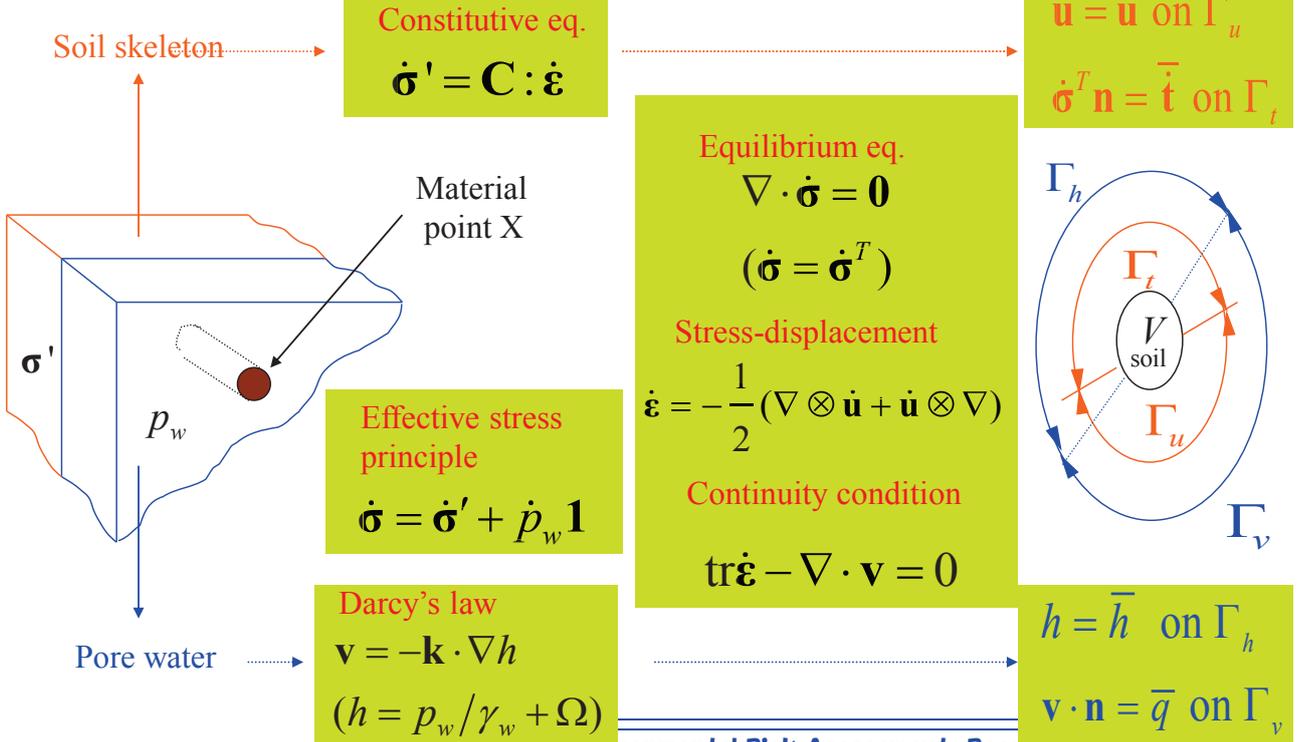
based on logically consistent theory



## Modeling of soils: 初期値境界値問題として解く

2-phase mixture: continuum body

Like a double glass



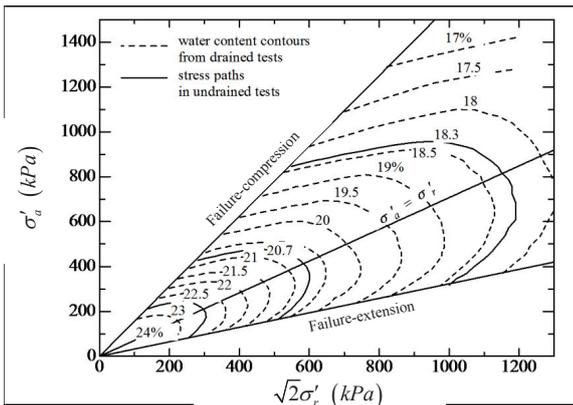
「土質力学/地盤力学」とは、

「土」という特殊な材料を扱う連続体力学

に過ぎない。

地盤の弾塑性構成モデル Critical state model  
現象論的アプローチ

■ 地盤の非線形性をコントロールするパラメータ Henkel [1960]

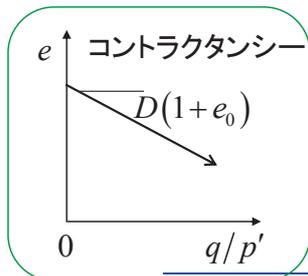
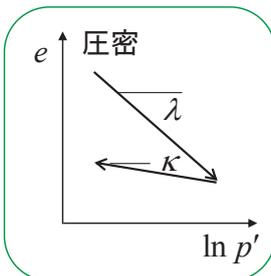


飽和粘土の体積変化は有効応力経路に依存しない

↓  
初期と現在の有効応力を知っていれば、粘土の塑性体積変化がわかる

塑性体積変化は材料の非可逆性をコントロールするパラメータである

■ (飽和粘土の体積変化) = (圧密) + (コントラクタンス) 柴田 [1963]



Ohta and Hata [1971]

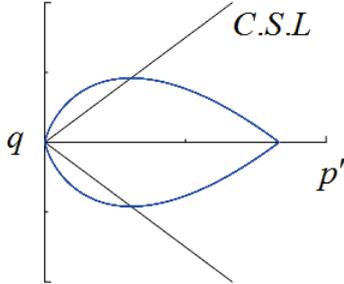
それぞれをモデル化し、足し合わせる。その後、弾性変形を差し引き、最終的に粘土の降伏曲面を導出する。

弾(粘)塑性理論

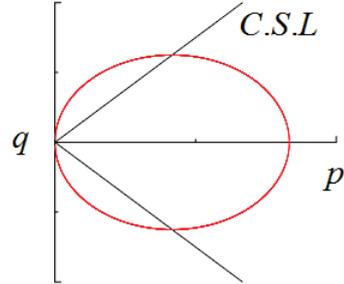
# 地盤の弾塑性構成モデル Critical state model

■ 代表的なCritical state model

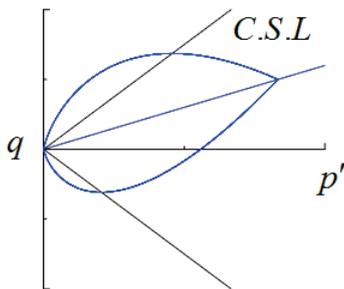
*Original Cam-Clay model (Schofield & Wroth, 1963)*



*Modified Cam-Clay model (Roscoe & Burland, 1968)*



*Sekiguchi-Ohta model (Sekiguchi & Ohta, 1977)*



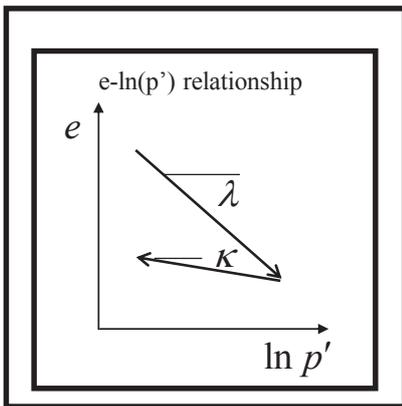
Asaoka et al. [2002]

代表的な土の弾塑性構成モデルの違いは、コンラクタンスー応答の表現方法にある

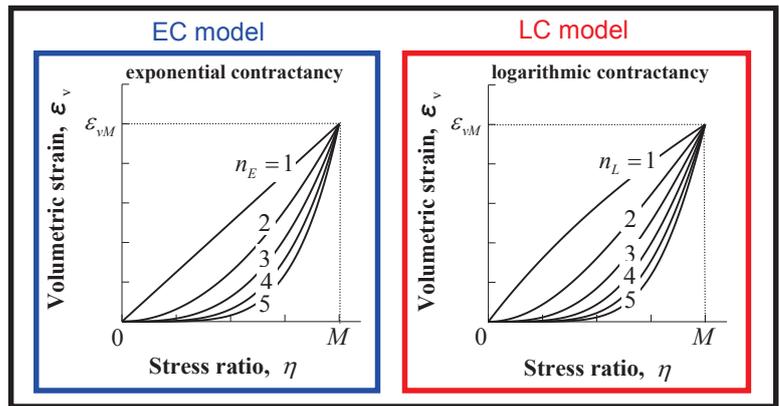


## EC・LC モデルの導出

Description of Consolidation



Description of Contractancy



$$\text{EC model: } f(\sigma', \varepsilon_v^p) = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{MD}{n_E} \left( \frac{\eta^*}{M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p = 0$$

nE=1.0のとき、関口・太田モデルに帰着する

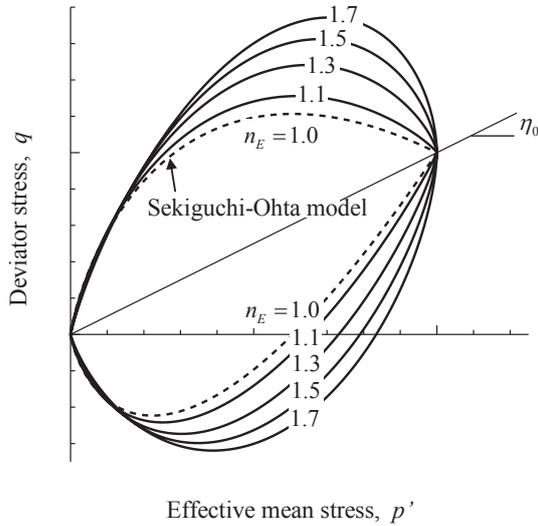
$$\text{LC model: } f(\sigma', \varepsilon_v^p) = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{2MD}{n_L} \ln \left( \frac{M^{n_L} + \eta^{*n_L}}{M^{n_L}} \right) - \varepsilon_v^p = 0$$

nL=2.0のとき、修正Cam-Clayモデルに帰着する

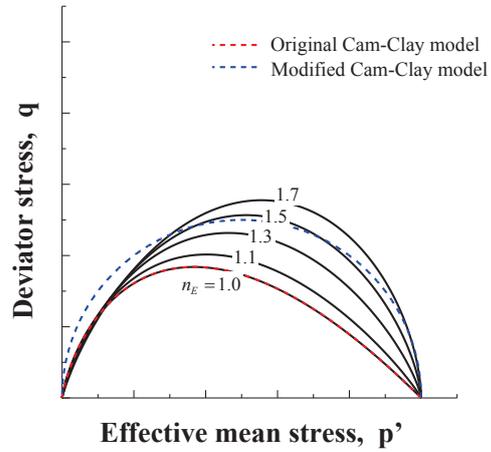


## ECモデルの降伏曲面

初期応力が異方 ( $K_0$ ) 状態の時



初期応力が等方状態の時



### EC・LCモデル

→オリジナルCam-Clayや修正Cam-Clay、関口・太田の特長を包含したより一般性の高いモデル。



## 弾塑性構成モデルの応力-ひずみ関係

- ひずみの弾塑性分解  $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$
- 関連流動則  $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}$
- 非線形弾性構成式  $\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{C}^e : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$
- コンシステンシー条件  $\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \dot{\boldsymbol{\sigma}}' + \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_v^p} \dot{\varepsilon}_v^p = 0$



応力-ひずみ関係

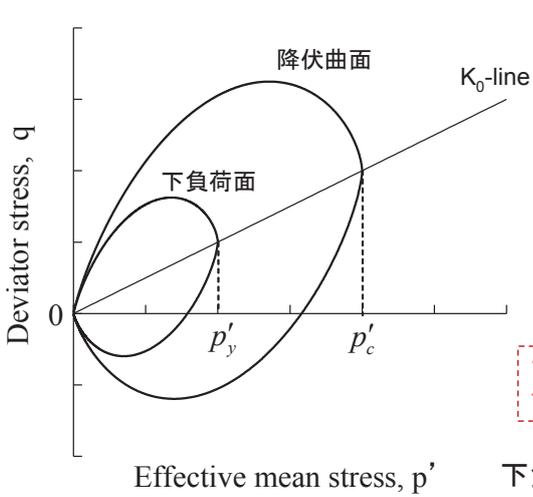
$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \left( \mathbf{C}^e - \frac{\mathbf{C}^e : \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \otimes \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \mathbf{C}^e}{\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \mathbf{C}^e : \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} - \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial f}{\partial p'}} \right) : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$$



## 下負荷面モデルの導入

下負荷面モデル (Hashiguchi, 1980)

### ■ 下負荷面を導入したECモデル



ECモデルの降伏関数

$$F(\boldsymbol{\sigma}', \varepsilon_v^p) = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{MD}{n} \left( \frac{\eta^*}{M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p = 0$$

下負荷面の発展則

$$\dot{R} = -\frac{m}{D} \ln R \|\dot{\varepsilon}^p\|$$



$$R = \frac{p'_y}{p'_c}$$

$$0 < R \leq 1$$

下負荷面の膨張に伴う塑性ひずみの発生を制御する

下負荷面式 subloading surface

$$f(\boldsymbol{\sigma}', \varepsilon_v^p, R) = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{MD}{n_E} \left( \frac{\eta^*}{M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p - MD \ln R = 0$$



## 下負荷面弾塑性構成モデルの応力-ひずみ関係

- ひずみの弾塑性分解  $\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p$
- 関連流動則  $\dot{\varepsilon}^p = \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}$
- 非線形弾性構成式  $\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{C}^e : \dot{\varepsilon}^e$
- コンシステンシー条件  $\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \dot{\boldsymbol{\sigma}}' + \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_v^p} \dot{\varepsilon}_v^p + \frac{\partial f}{\partial R} \dot{R} = 0$
- 下負荷面の発展則  $\dot{R} = -\frac{m}{D} (\ln R) \|\dot{\varepsilon}^p\|$



応力-ひずみ関係

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \left( \begin{array}{c} \mathbf{C}^e : \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \otimes \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \mathbf{C}^e \\ \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \mathbf{C}^e : \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} - \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial f}{\partial p'} + \frac{m}{D} (\ln R) \frac{\partial f}{\partial R} \left\| \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right\| \end{array} \right) : \dot{\varepsilon}$$

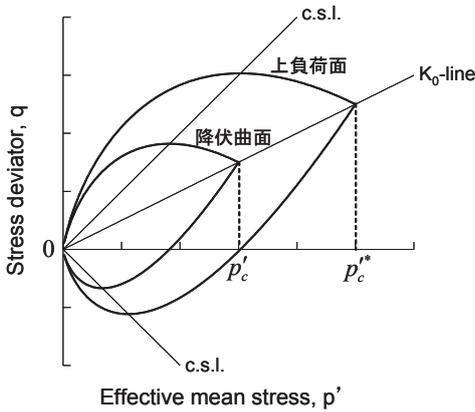


## 上負荷面モデルの導入

■上負荷面モデル (Asaoka et al., 2000, 2002) ※構造劣化による体積圧縮や剛性低下を考慮

### 上負荷面モデルの特徴

上負荷面は、通常の降伏曲面の外側に常に相似な形状をもつ負荷面と定義されている。  
上負荷面は、塑性変形の発生とともに収縮し最終的には通常の降伏曲面と一致する。



関口・太田による降伏関数

$$F(\sigma', \varepsilon_v^p) = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta^* - \varepsilon_v^p = 0$$

上負荷面

$$f(\sigma', \varepsilon_v^p, R^*) = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta^* - \varepsilon_v^p + MD \ln R^* = 0$$

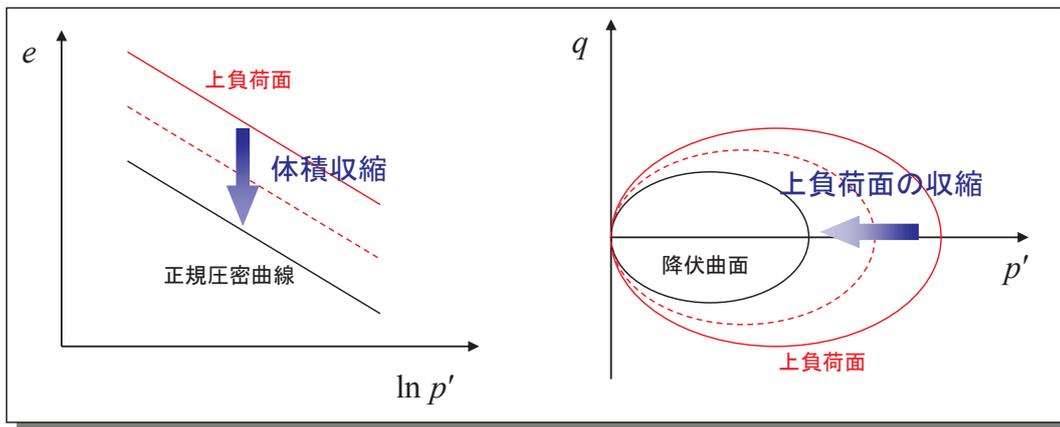
ただし、相似比  $R^* = \frac{p'_c}{p'_c*}$   $0 < R^* \leq 1$

相似比の発展則  $\dot{R}^* = a(R^*)^b (1 - R^*)^c \|\dot{\varepsilon}^p\|$

→この発展則により、上負荷面の収縮を規定する



## 上負荷面モデルの導入



上負荷面モデルを用いれば、「嵩高い構造」を持つ状態から徐々にその「構造」を失い、最終的にe-lnp'理論で説明可能な状態に至る「土の骨格構造の遷移」を無理なく表現できる。



## 上・下負荷面弾塑性構成モデルの応力-ひずみ関係

- ひずみの弾塑性分解  $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$
- 関連流動則  $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}$
- 非線形弾性構成式  $\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{C}^e : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$
- コンシステンシー条件  $\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \dot{\boldsymbol{\sigma}}' + \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_v^p} \dot{\varepsilon}_v^p + \frac{\partial f}{\partial R} \dot{R} + \frac{\partial f}{\partial R^*} \dot{R}^* = 0$
- 下負荷面の発展則  $\dot{R} = -\frac{m}{D} (\ln R) \|\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p\|$
- 上負荷面の発展則  $\dot{R}^* = a(R^*)^b (1-R^*)^c \|\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p\|$



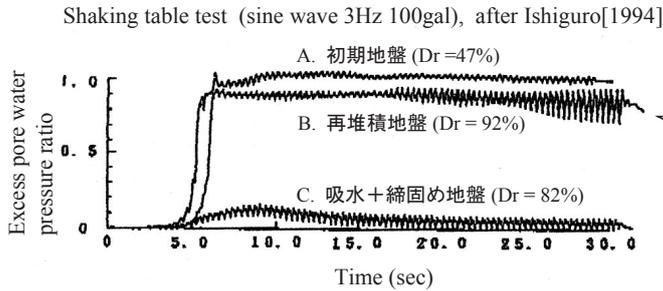
応力-ひずみ関係

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \left( \mathbf{C}^e - \frac{\mathbf{C}^e : \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \otimes \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \mathbf{C}^e}{\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \mathbf{C}^e : \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} - \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial f}{\partial p'} + \frac{m}{D} (\ln R) \frac{\partial f}{\partial R} \left\| \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right\| - a(R^*)^b (1-R^*)^c \frac{\partial f}{\partial R^*} \left\| \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right\|} \right) : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$$

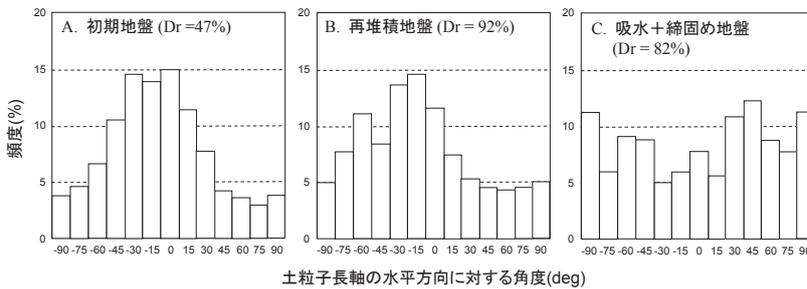
## 動的問題—液状化

# 地盤の液状化を表現 — 内部構造の影響のモデル化

## ◆ 石黒(1994)による振動台試験



埋立て地盤に代表される人工地盤は、その施工過程から地盤Bに最も類似した状態であると推察できる。



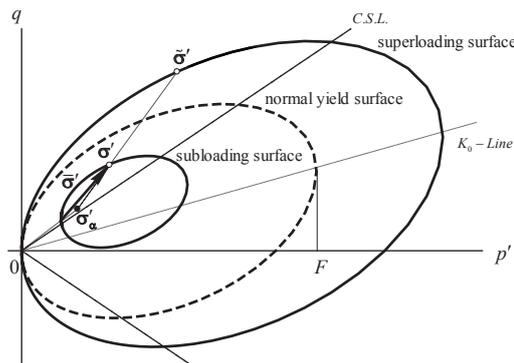
液状化強度の相違は砂の内部構造の相違と深く関係している



## 埋立て地盤の液状化を表現する力学モデル

### ◆ 本研究で使用する力学モデル

弾塑性構成モデル(下負荷面モデル)に上負荷面モデルを導入する。



橋口ら(1998)

### ◆ 材料パラメータ

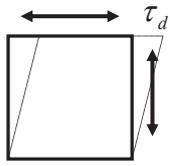
$M$ : 限界応力比  $D$ : ダイレイタンスー係数  $\Lambda$ : 非可逆比  $\nu'$ : 有効ポアソン比

$m, c$ : 下負荷面の膨張・移動速度を制御  $b_r, m_r$ : 異方性の発達速度を制御

$\mu, M_d$ : 塑性せん断変形による硬化/軟化を制御  $a$ : 上負荷面の収縮速度を制御



◆ 応力振幅一定くり返し単純せん断シミュレーション



応力振幅  $\tau_d = 4.9, 9.8, 14.7, 19.6, 24.5, 29.4 (kPa)$

材料パラメータ

$D$	$\Lambda$	$M$	$\nu'$	$m$	$c$	$b_r$	$m_r$	$\mu$	$M_d$
0.051	0.697	1.22	0.344	0.1	30.0	1.0	0.8	2.0	0.8

◆ 検証方法

① 応力異方性が液状化強度に与える影響

先行時の土圧係数 $K_0$ についてのパラメトリックスタディ ← 石原ら(1977)による実験式と比較

② 過圧密状態が液状化強度に与える影響

過圧密比OCR1についてのパラメトリックスタディ ← 石原ら(1979)による実験式と比較

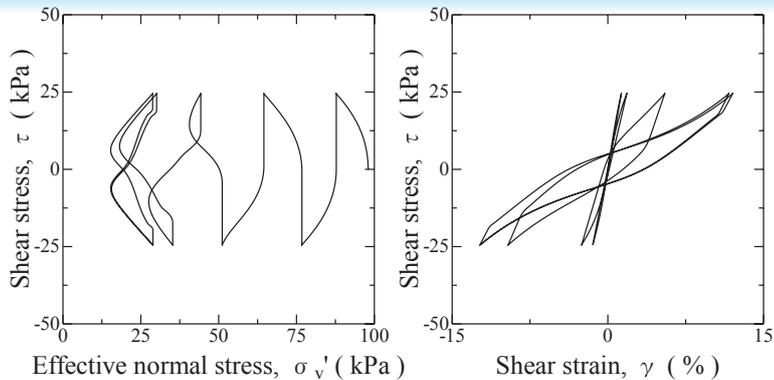
③ 内部構造の相違が液状化強度に与える影響

初期上負荷面の大きさについてのパラメトリックスタディ ← 石黒(1994)による実験結果と比較

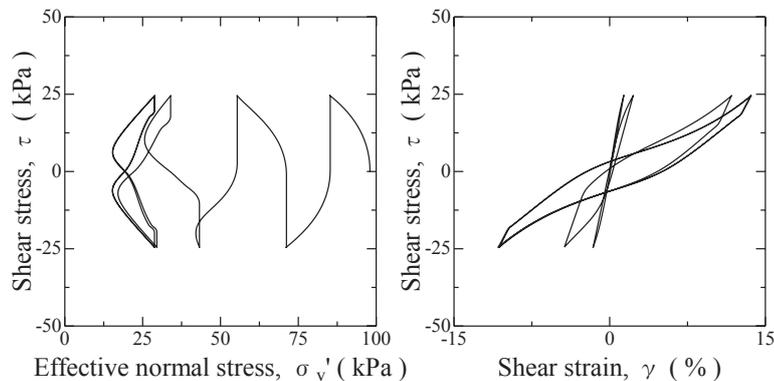


Computed results – effective stress path and stress-strain relation (stress amplitude 24.5 kPa)

$R_0^* = 1.00, \tau_d = 24.5 (kPa)$



$R_0^* = 0.75, \tau_d = 24.5 (kPa)$



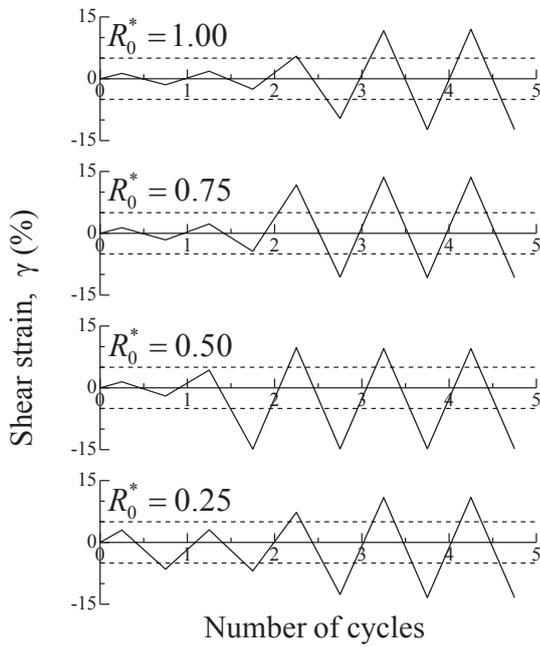
✓ The effective mean principal stress decrease with cyclic shear, approaching liquefaction in end of cyclic shear.

✓ A decrease in the effective mean principal stress in case of  $R_0^*$  value to be 0.75 is remarkable, comparing with the result in case of  $R_0^*$  value to be 1.0

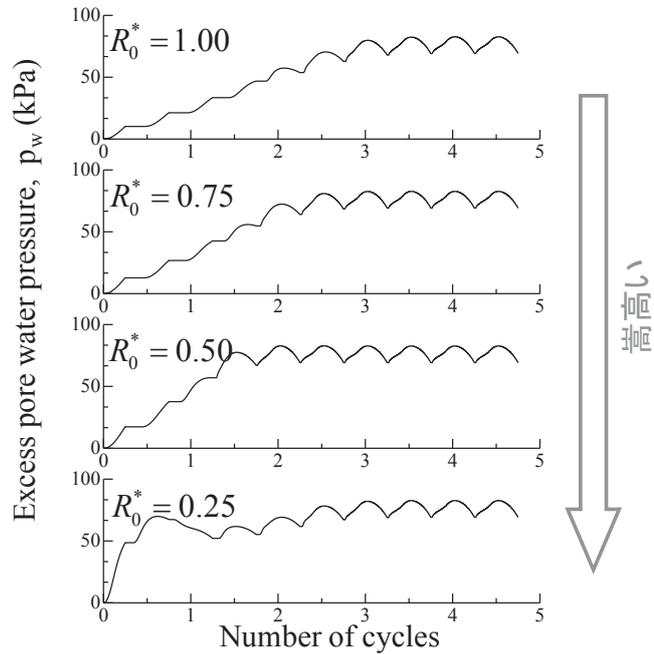


Computed results – (stress amplitude 24.5 kPa)

Relation between shear strain and number of cycles



Relation between excess pore water pressure and number of cycles

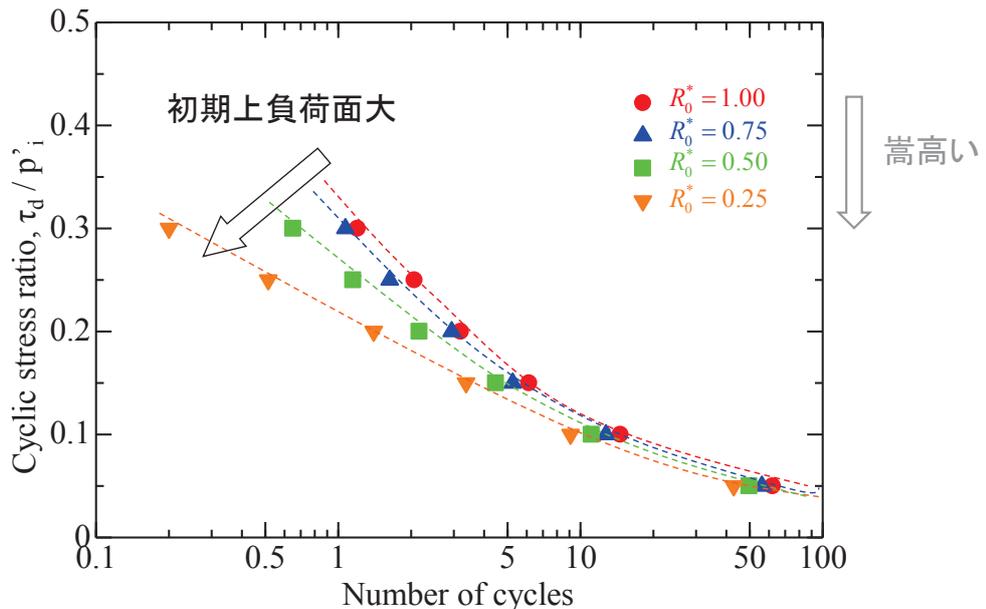


These figures illustrate that larger initial superloading surface brings larger shear strain / pore water pressure in early stage of cyclic loading.



力学モデルの検証 — 内部構造の相違が液状化強度に与える影響

◆ 解析結果から整理した液状化強度曲線

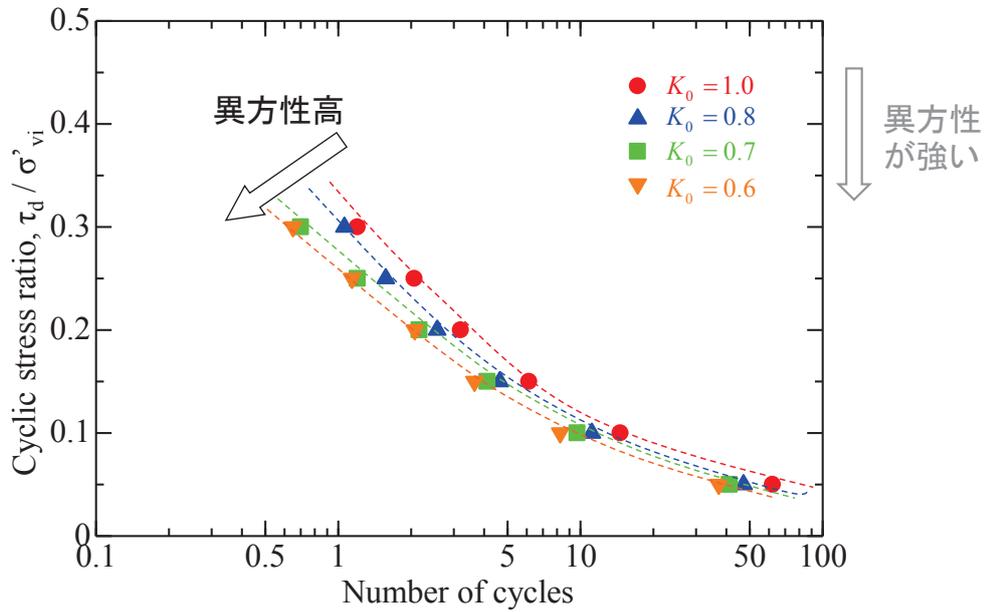


初期上負荷面が大きい(内部構造の影響による体積収縮が起りやすい)ほど、液状化強度曲線は左下にシフトし、全体的に液状化強度が低くなることわかる。この傾向は石黒(1994)による実験結果と定性的にはあるが整合する。



## 力学モデルの検証 — 応力異方性が液状化強度に与える影響

◆ 解析結果から整理した液状化強度曲線

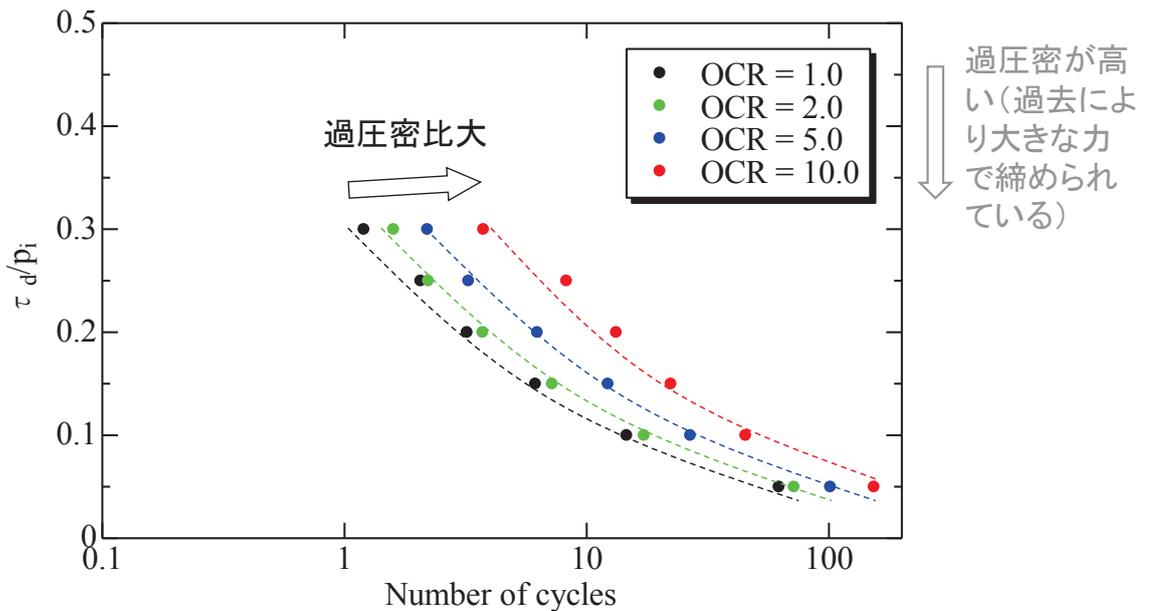


$K_0$ 値が小さい(異方的な)ほど、液状化強度曲線は左下にシフトし、全体的に液状化強度が低くなることわかる。



## 力学モデルの検証 — 過圧密状態が液状化強度に与える影響

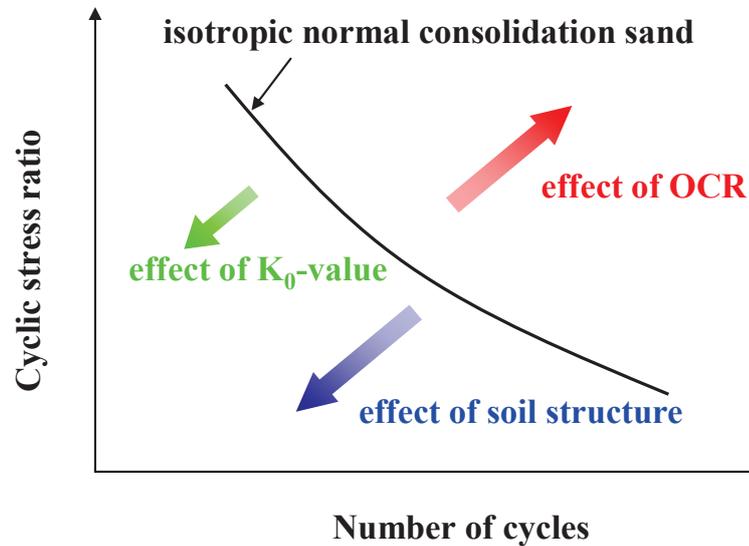
◆ 解析結果から整理した液状化強度曲線



過圧密比が大きい(過圧密な)ほど、液状化強度曲線は右上にシフトし、全体的に液状化強度が高くなることわかる。

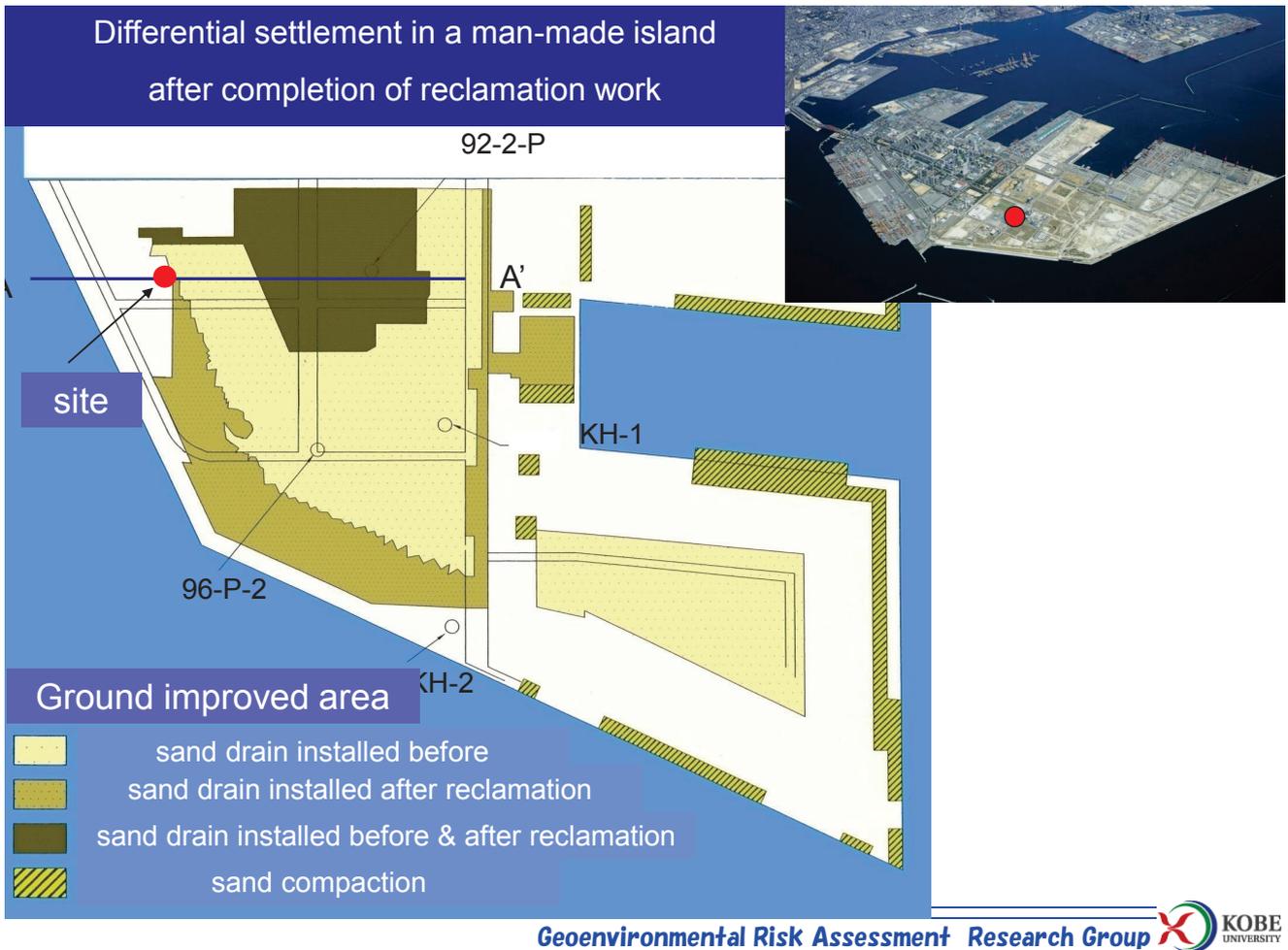


## 液状化強度に及ぼす影響

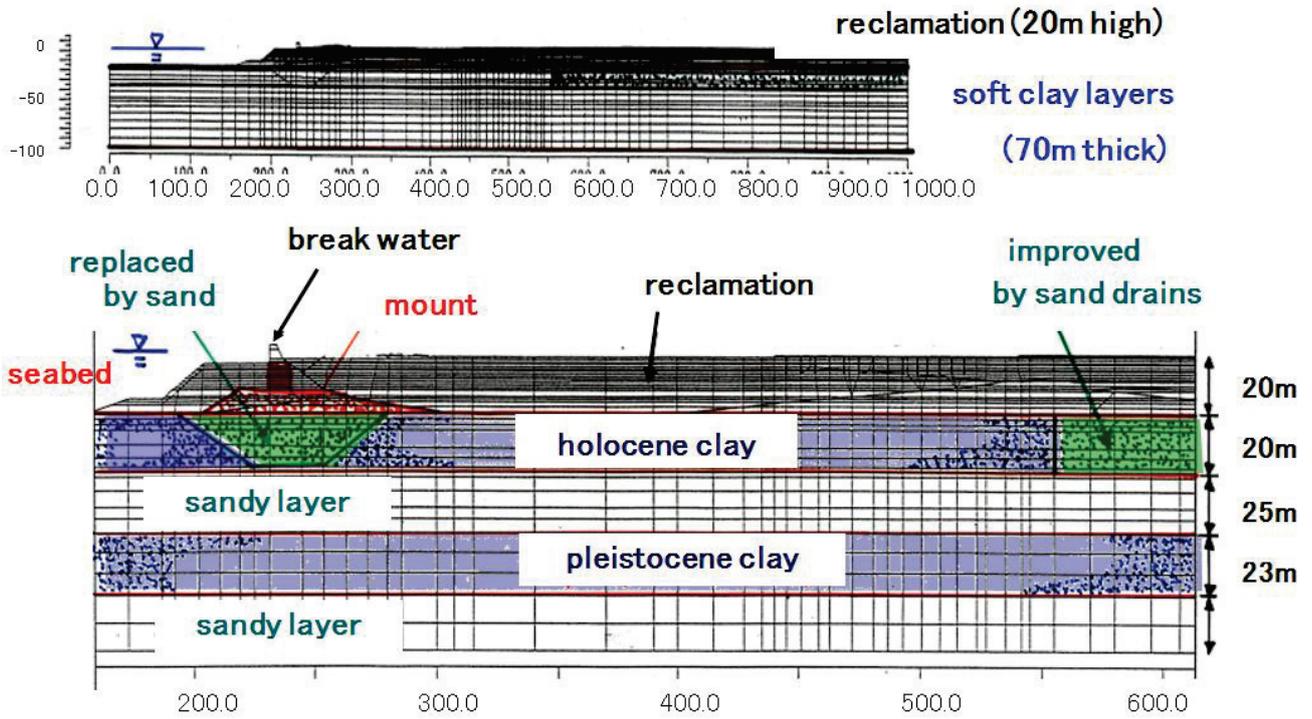


## 問題解決への適用(工学的ニーズ)

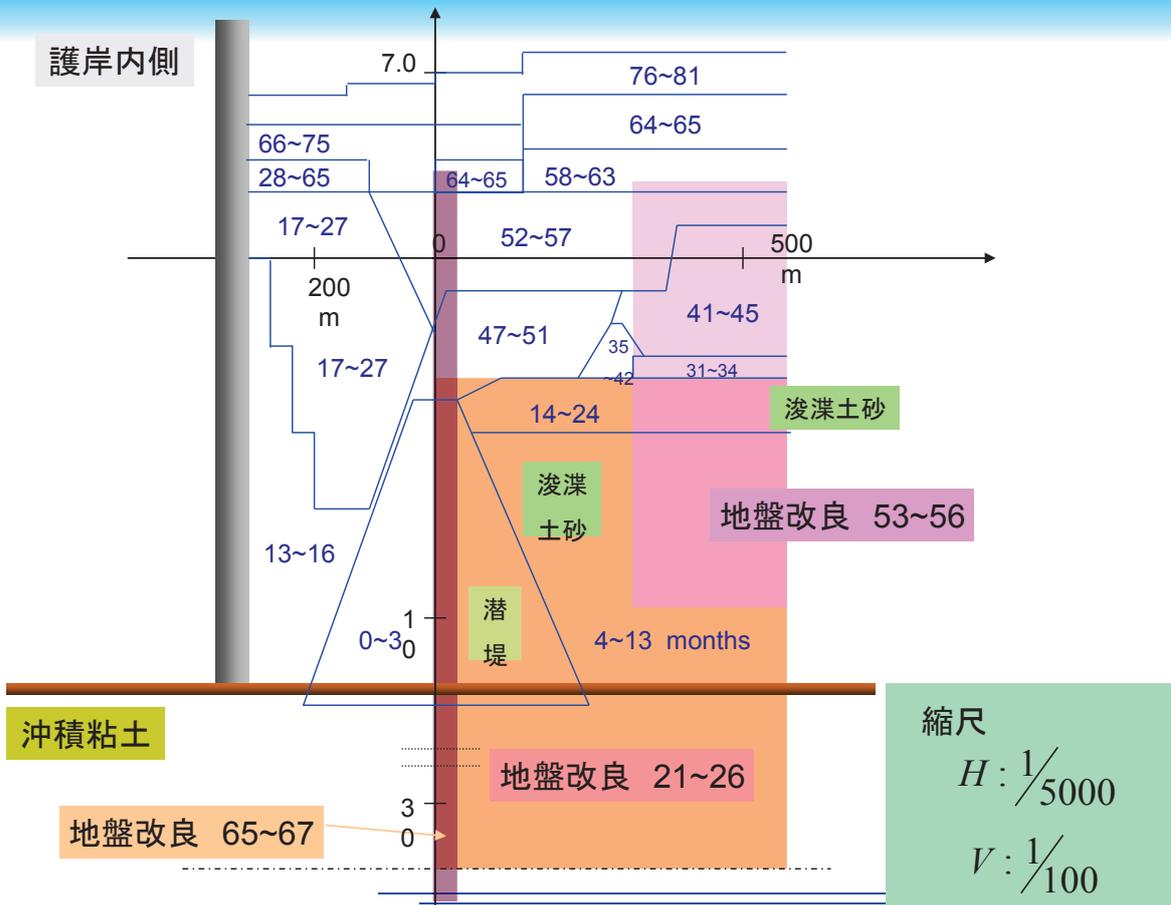
問題原因の解明  
(事後検討)



(2D F.E. model)



Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

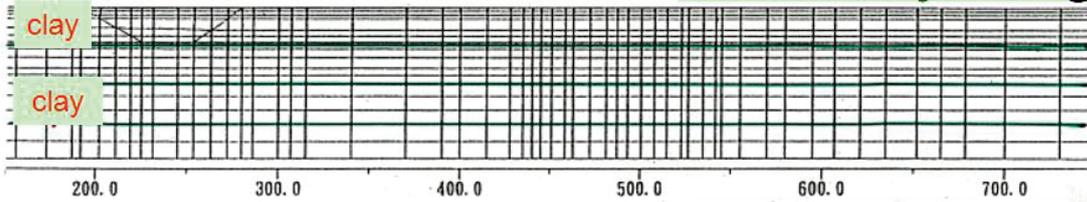


Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

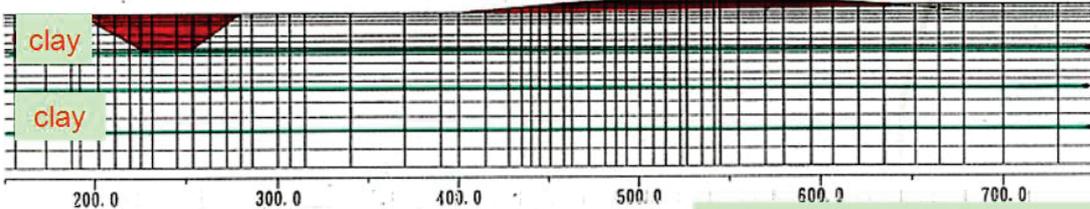
construction sequence of reclamation work

construction sequence 1/3

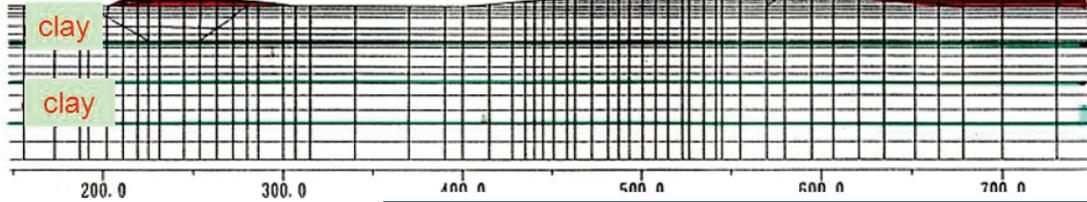
t= 0 days stage 1



t= 183 days stage 3



t= 334 days stage 5

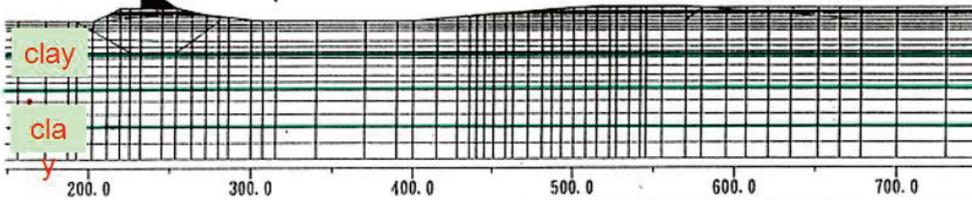


Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

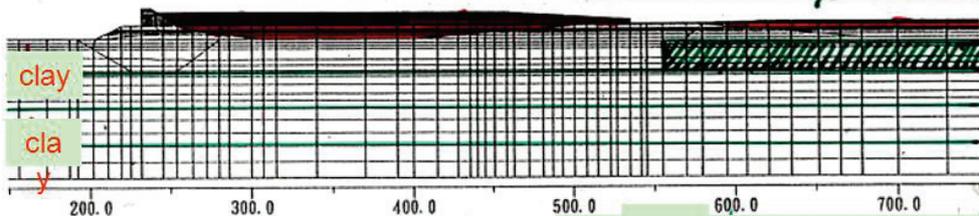
construction sequence of reclamation work

construction sequence 2/3

t= 365 days stage 6

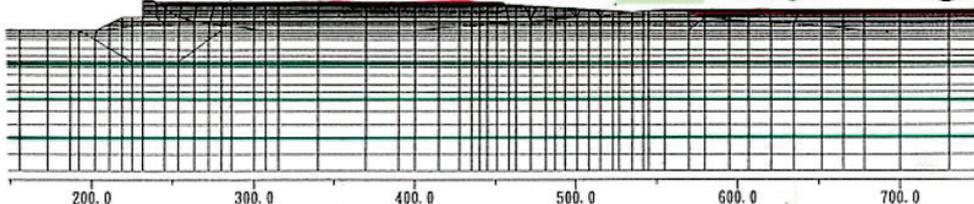


t= 913 days stage 10



Sand drains

t=1644 days stage 15

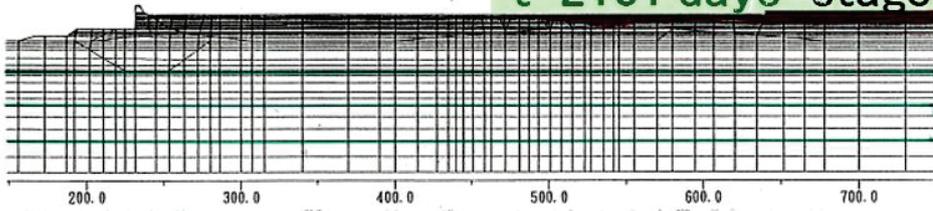


Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

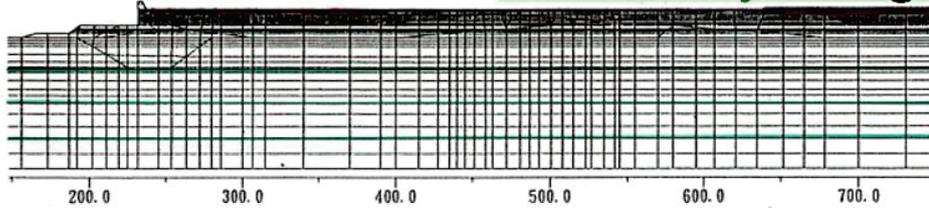
construction sequence of reclamation work

construction sequence 3/3

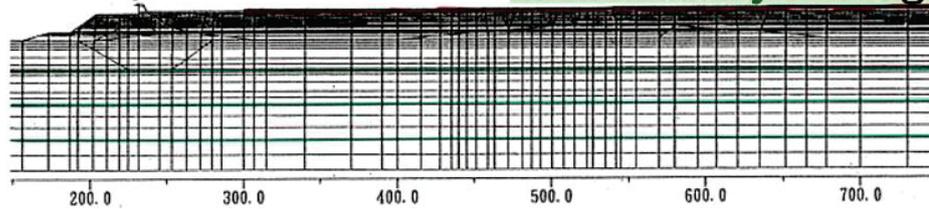
t=2101 days stage18



t=2374 days stage20

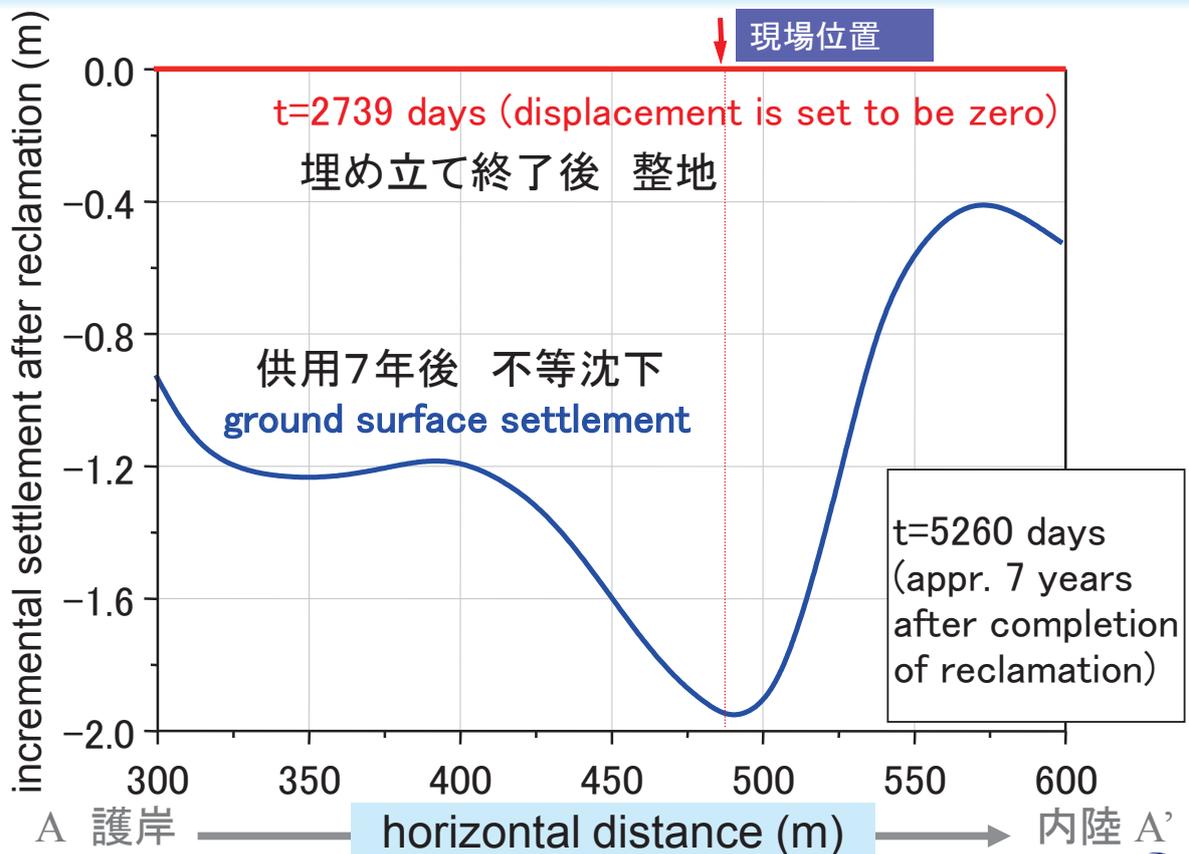


t=2379 days stage22



Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

埋め立て後の整地からの人工島地表面の沈下(A-A'断面)



Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 問題解決への適用(工学的ニーズ)

## 予測ができるか？ (事前予測)



リスクとは: 事象(event)の発生確率と事象の結果との組み合わせ.  
ある場合には期待した成果からの偏差(ISO/IEC Guide 73-2002)

### 土構造物の性能設計 におけるリスク対処

リスクの分散:

ART (Alternative Risk Transfer), デリバティブ, 証券化

リスクの定量化:

予測解析, 沈下・変形

第三者認証



シンガポール地下鉄掘削事故(2004.4.20)

土木学会地盤工学委員会「土構造物の性能評価に関する研究小委員会」

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group 

## 制度化 性能設計のシーケンス

- 要求性能の提示
- 設計:  
最新技術?, イノベーション?
- 性能の照査:  
品質評価?
- 施工:  
合理化?
- 引き渡し:  
責任の所在は? 瑕疵責任?

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

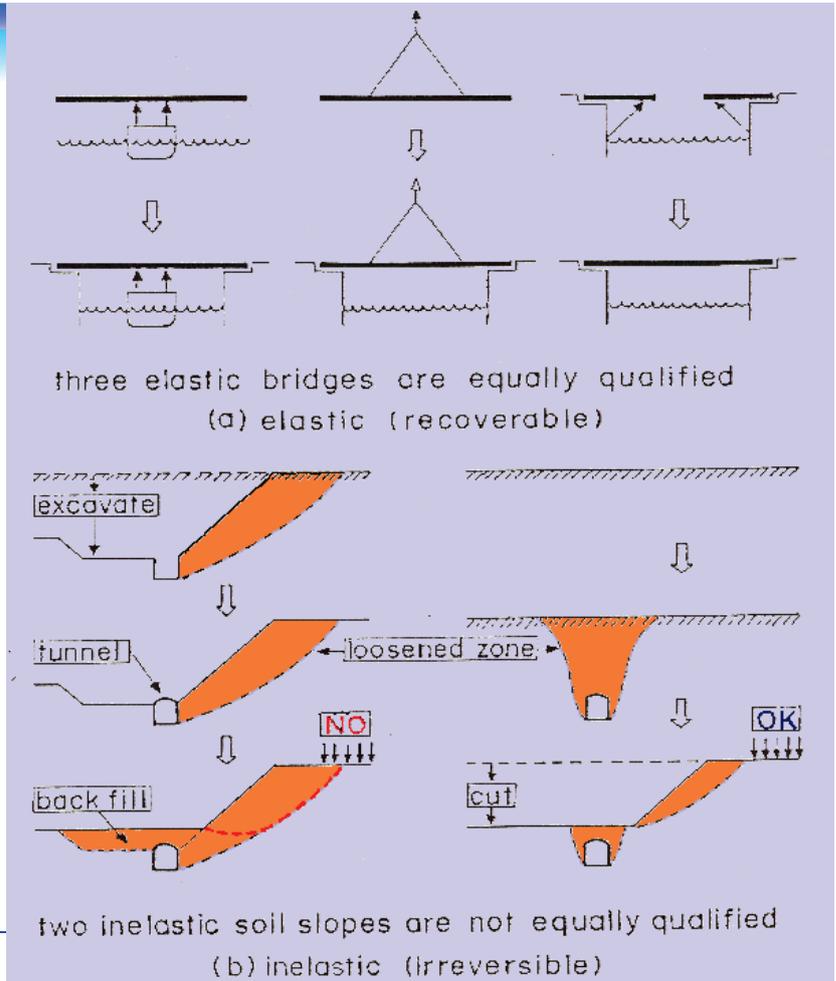
## 性能設計のシーケンス

- 要求性能の提示
  - 設計:
  - 性能の照査:
  - 施工:
  - 引き渡し:
- 「予測」が求められる  
照査技術

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 土構造物の性質

履歴依存  
+  
非可逆



# 解析(予測)をやってみる

-対象平面図-

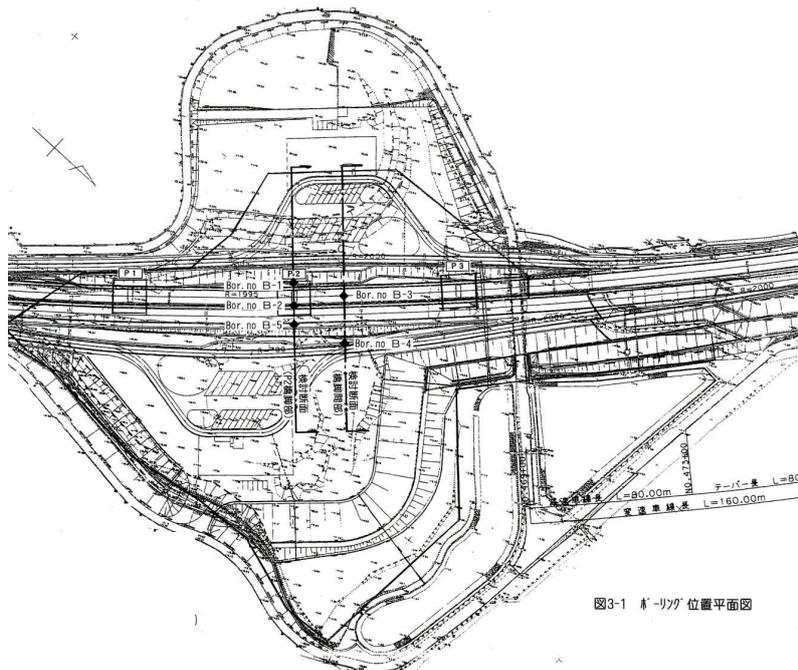


図3-1 第1リッジ位置平面図

引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

# - 解析断面横断図 -

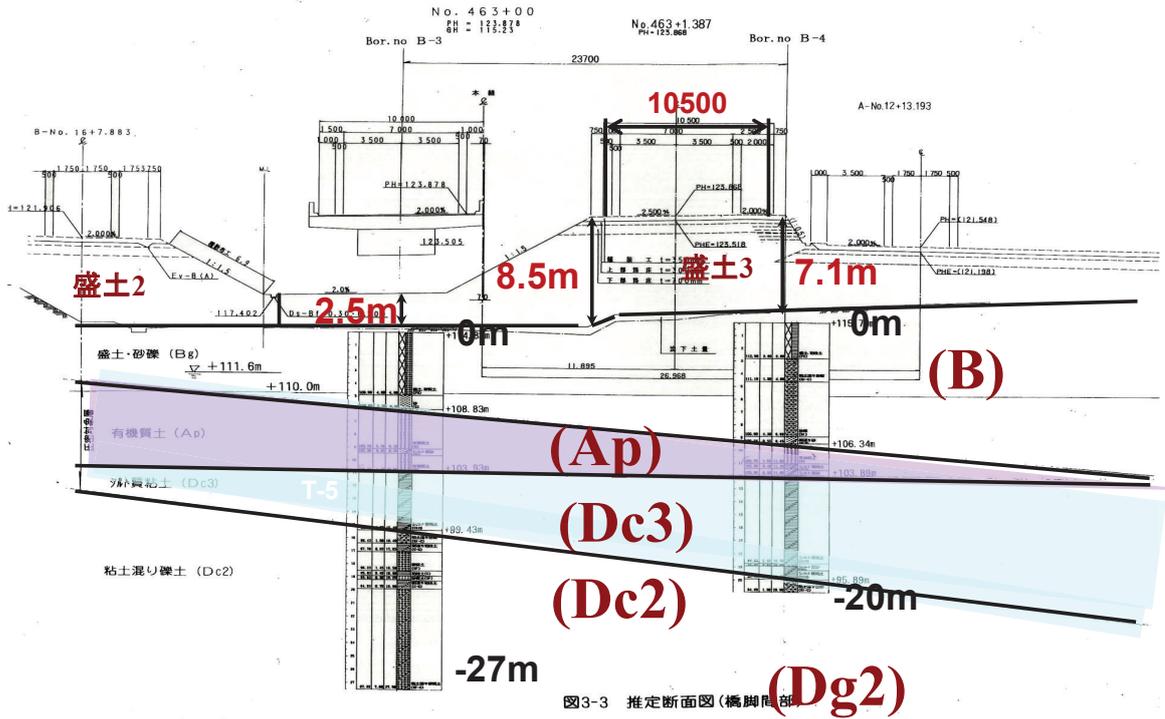
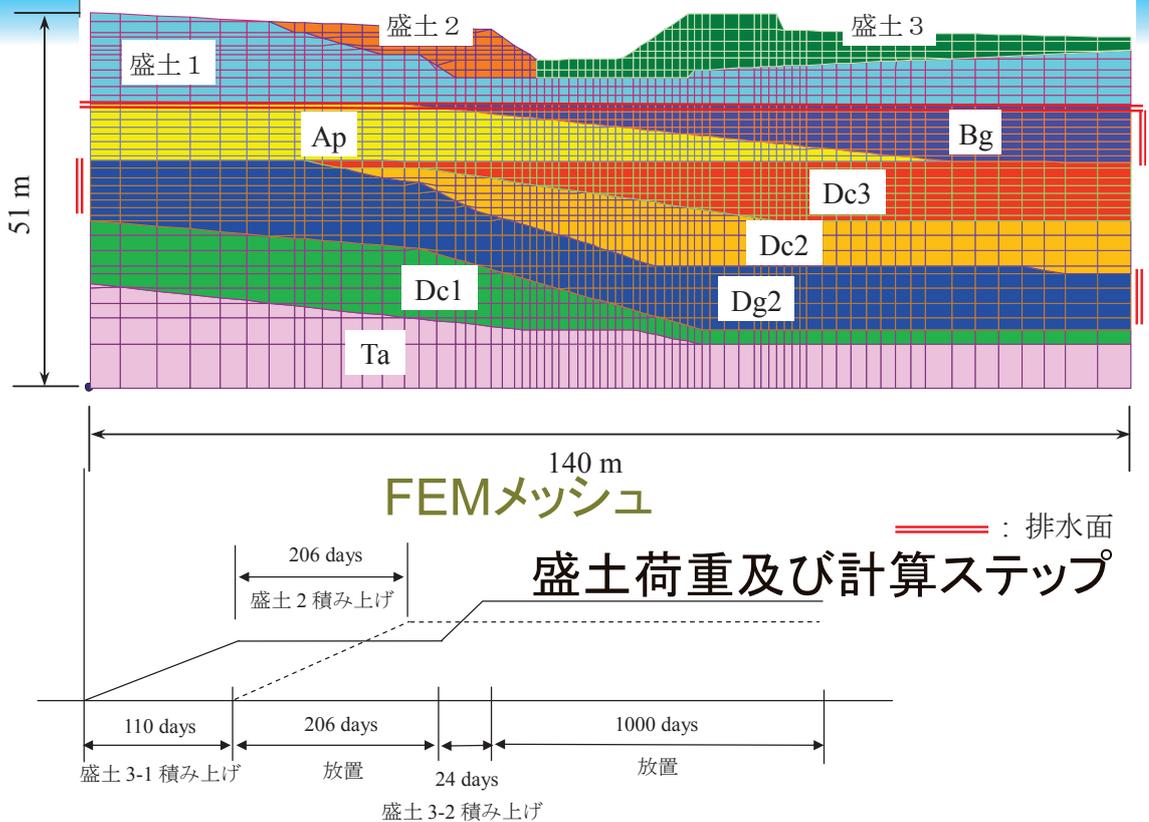


図3-3 推定断面図(橋脚脚部) ※盛土高は、原設計地盤高(完成断面)

引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

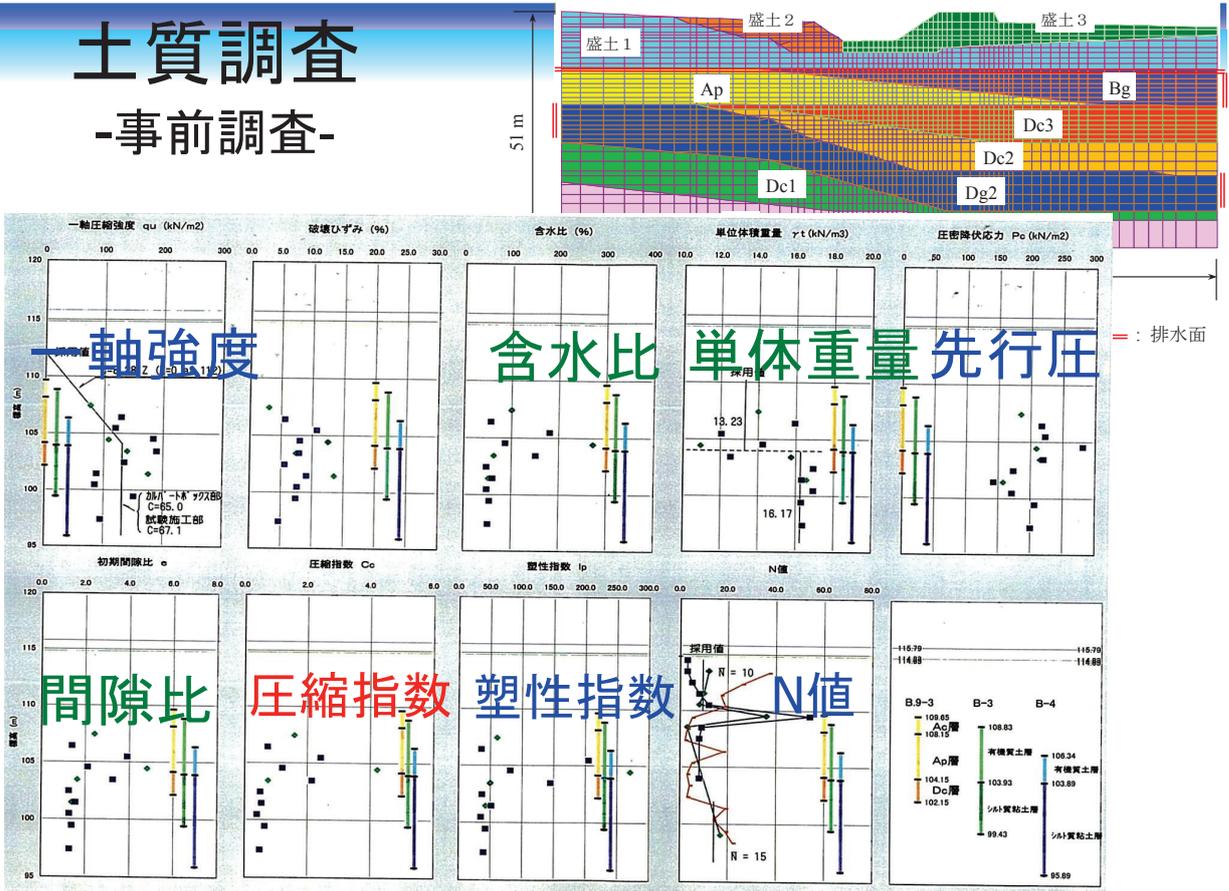
Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY



引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

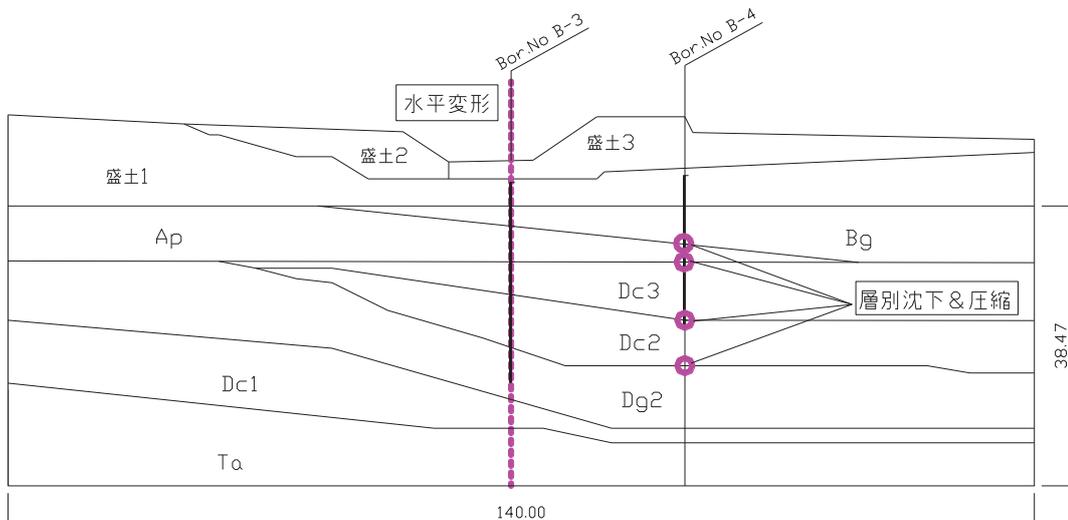
Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 土質調査 -事前調査-



引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG  
Geoenvironmental Risk Assessment Research Group KOBE UNIVERSITY

## 実測値との比較位置

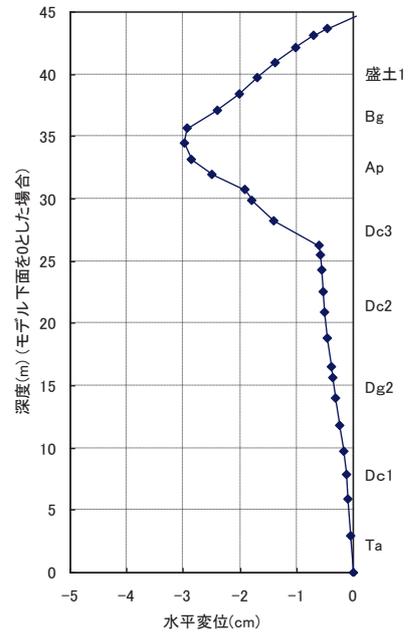
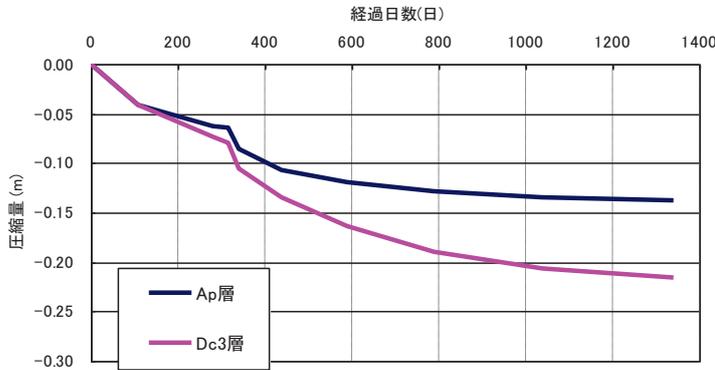


引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

# 計算結果(1)

グループA

## 土水連成弾性FEM



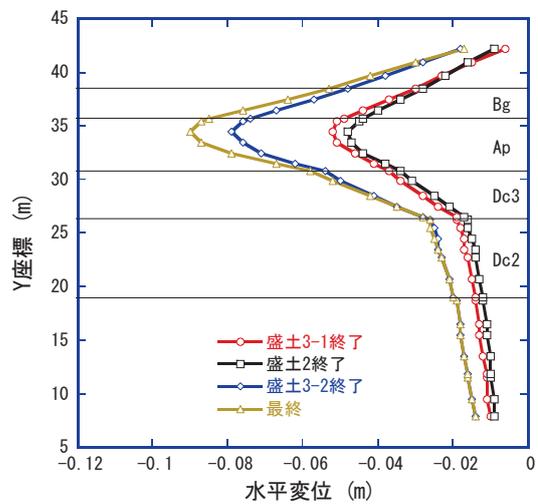
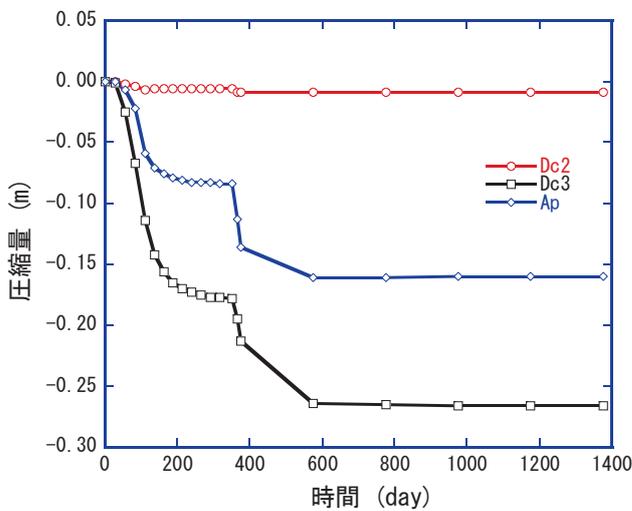
引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 計算結果(2)

グループB

## 弾塑性FEM(1)



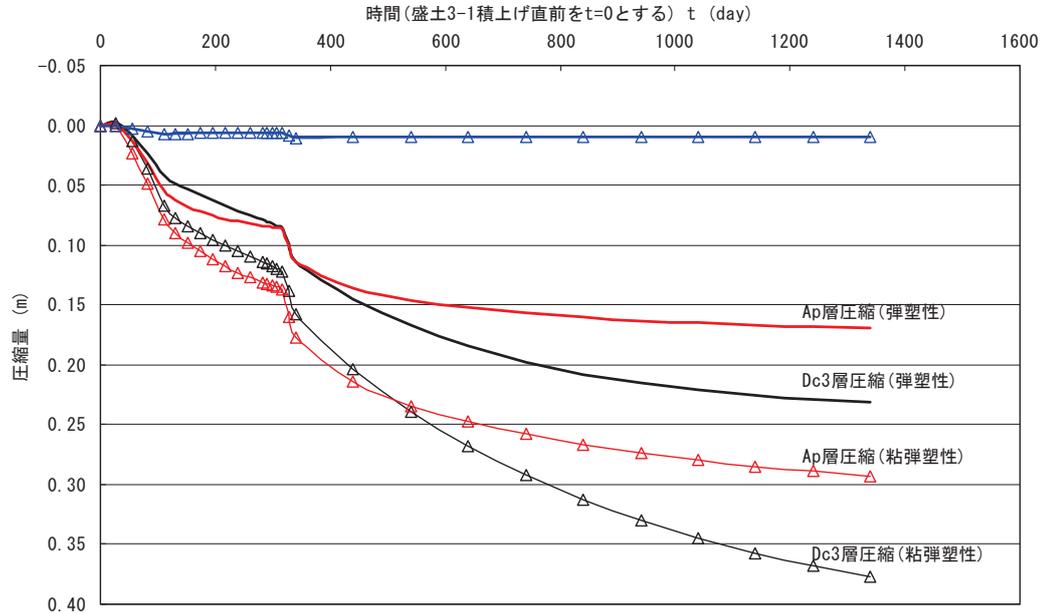
引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 計算結果(3)

グループC

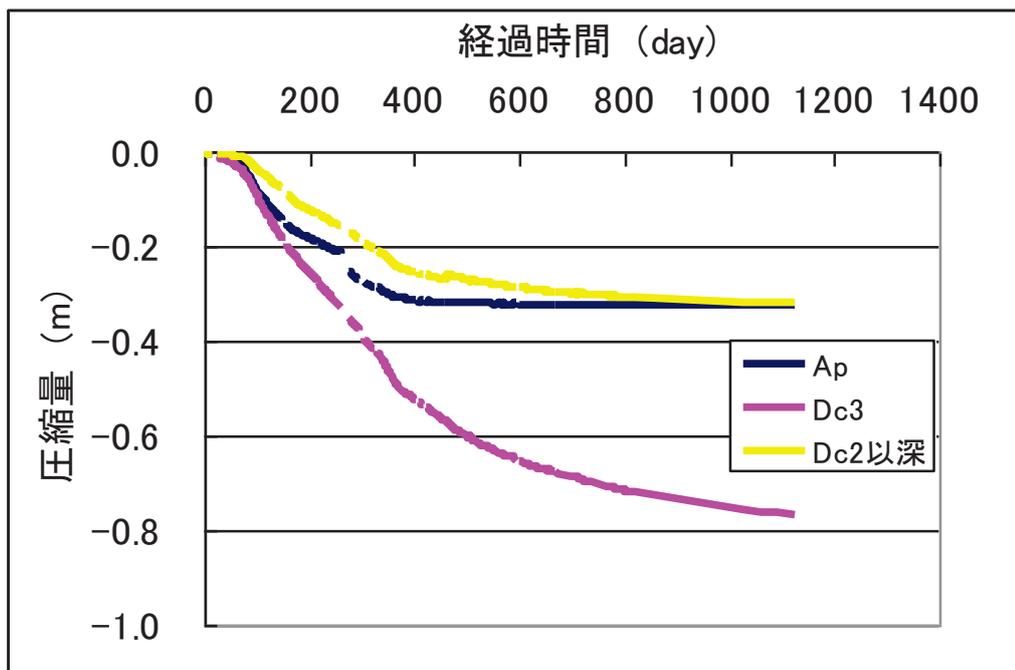
## 弾塑性FEM(2)、弾粘塑性FEM



引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

## 計測結果(実測挙動)



引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 結果の比較

沈下量 unit:cm					
	弾性	弾塑性(1)	弾塑性(2)	弾粘塑性	計測
Ap層	14	16	17	29	32
Dc3層	22	26	23	38	77
小計	36	42	40	67	109

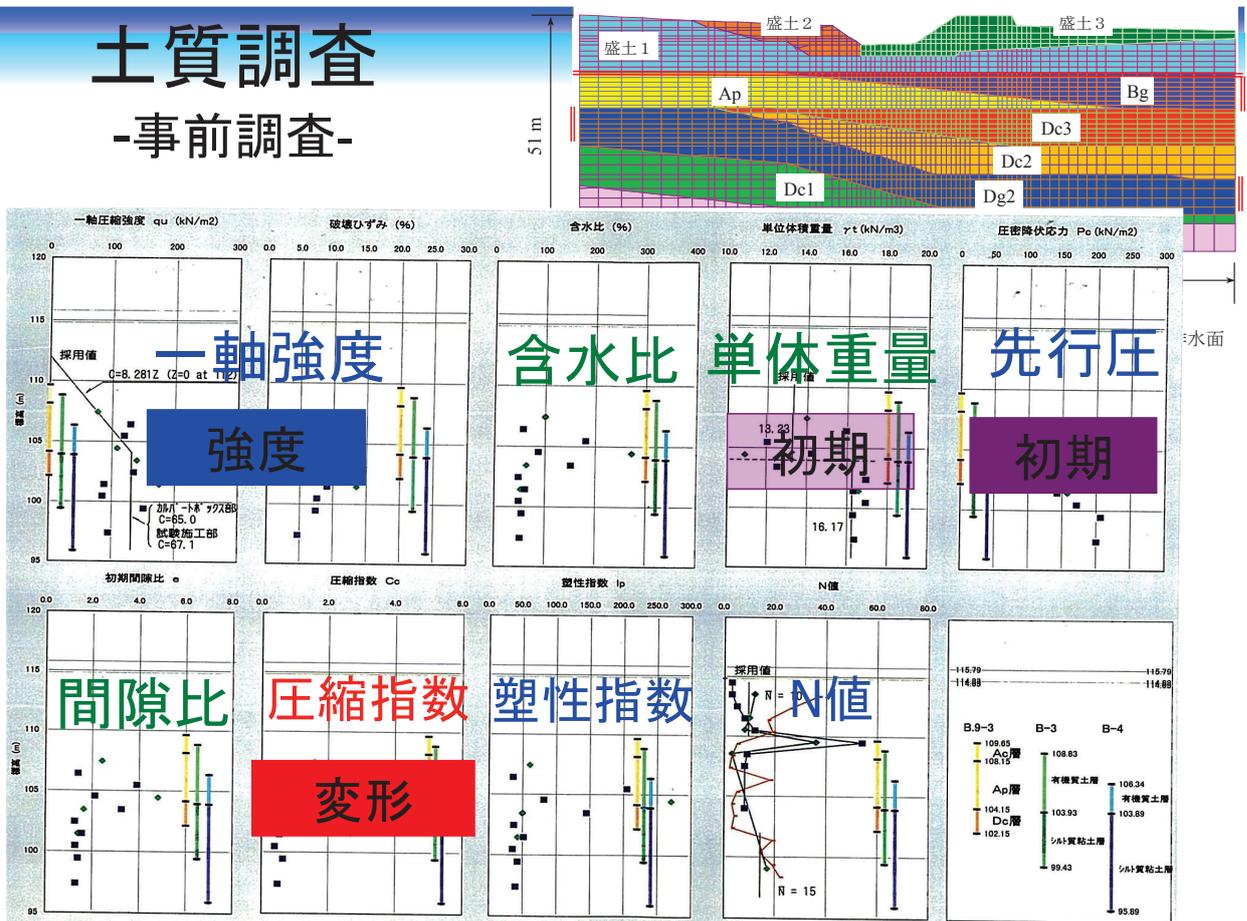
  

水平変位量 unit:cm			
	弾性	弾塑性(1)	計測
Ap層	3	9	3
Dc3層	2	6	0
max	3	9	18(地表部)

引用：地盤工学会関西支部「土構造物の品質評価に関する検討委員会」平野WG

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

## 土質調査 -事前調査-



Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

入力パラメータ  
の設定



弾(粘)塑性・  
土/水FEM解析



解析結果

・境界条件:

形状(変化)

・初期条件:

初期応力, 初期水圧

・材料定数:

変形特性, 透水特性

・数学モデル

構成モデル

・増分ステップ

釣り合い,

連続条件

・メッシュ

・構造モデル

調査

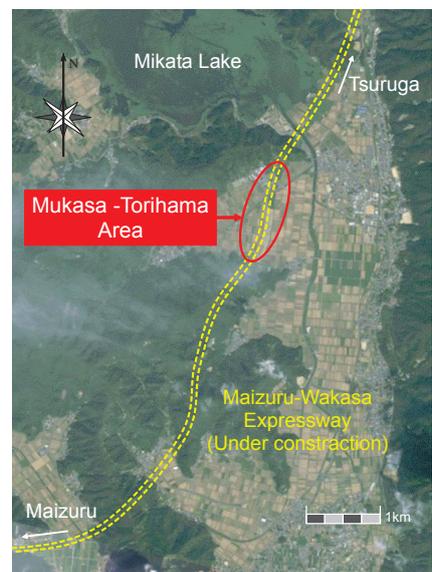


予測

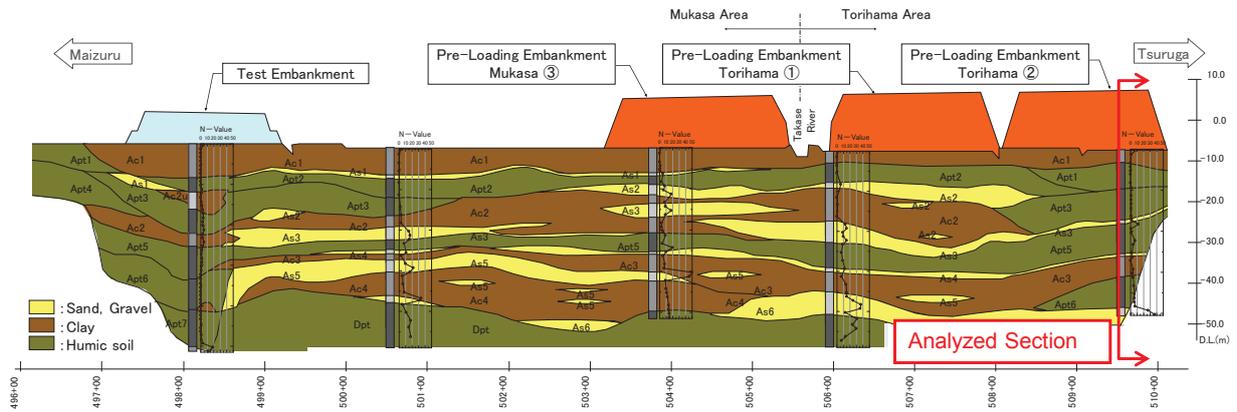
Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

## 対象現場の概要

- ◆ 舞鶴若狭自動車道の福井県小浜西IC～敦賀JCT(約50km)のほぼ中間点、福井県三方上中郡若狭町内の約10kmにわたる範囲に点在する4地区に9箇所の載荷盛土を施工する工事
- ◆ 鳥浜地区の盛土について取り上げる



# 対象現場の概要



- ◆ 向笠地区・鳥浜地区は、N値が0~1程度の軟弱な粘性土・腐植土が地盤深部まで厚く堆積しており、沈下や変形による影響が懸念される
- ◆ 解析対象位置では砂層がほとんどなく、N値が0~1程度の軟弱な粘性土・腐植土が地盤深部まで堆積

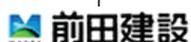
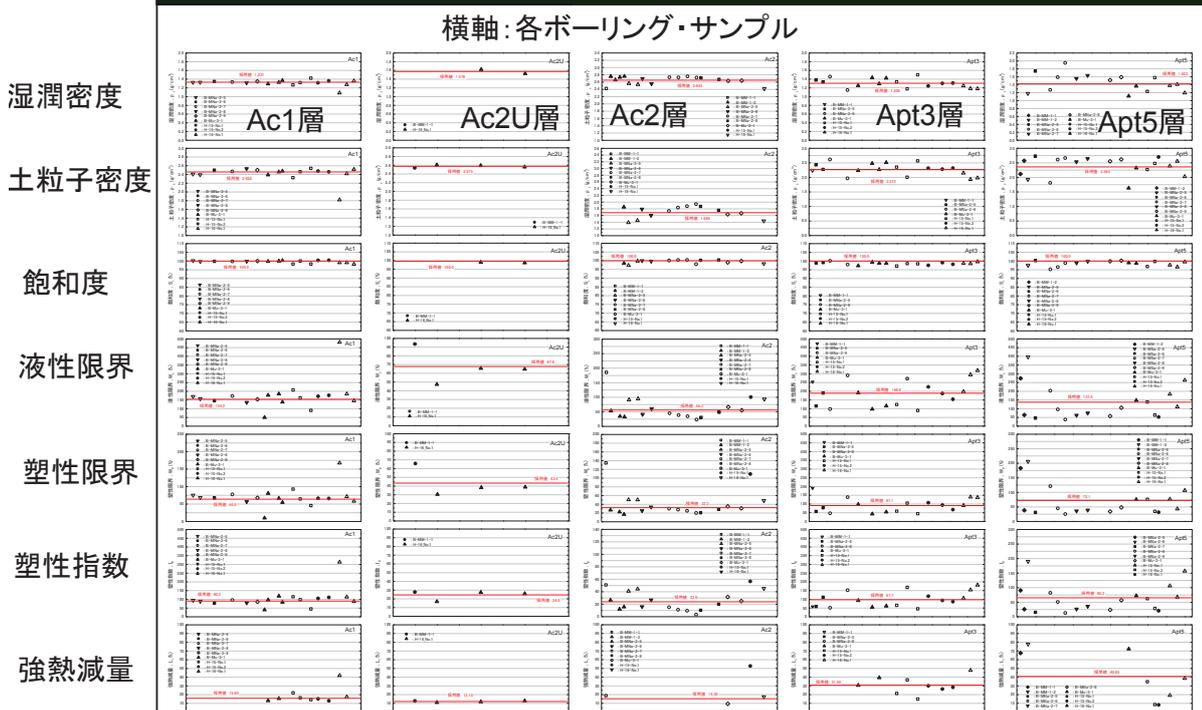


Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 解析条件～材料パラメータの設定

物理試験結果を用いたパラメータのチェック

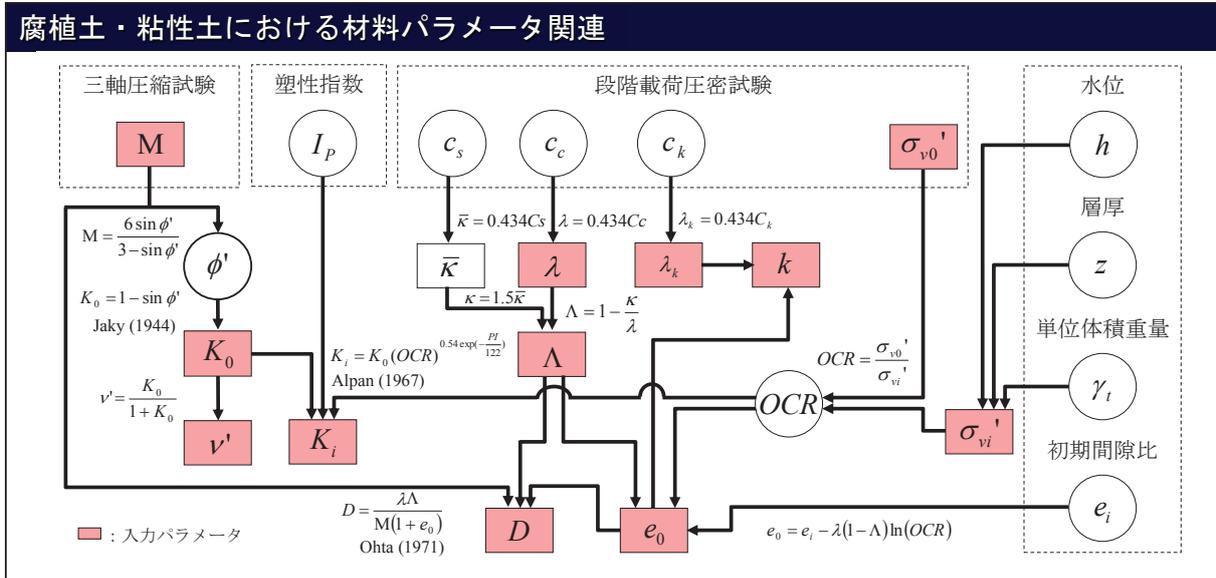
各材料の物理試験結果の一例



Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 解析条件～材料パラメータの設定

## 材料パラメータの決定手順



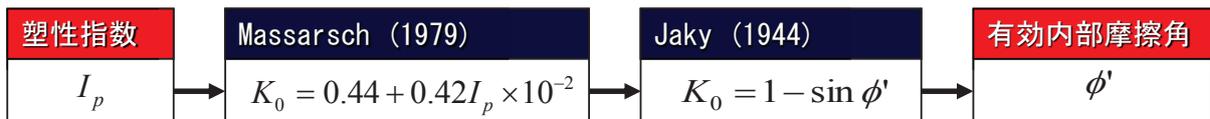
- ボーリング調査結果（室内試験結果等）を出来る限り有効に活用
- 物理試験・三軸圧縮試験・圧密試験の結果から材料パラメータを決定



# 解析条件～材料パラメータの設定

## 三軸圧縮試験結果を用いたパラメータの決定（整合性のチェック）

### 塑性指数から有効内部摩擦角を算定



### 塑性指数から算定した有効内部摩擦角

	塑性指数 $I_p$	静止土圧係数 $K_0$ (Massarsch)	$\sin \phi'$ (Kenney)	限界応力比 $M$	有効内部摩擦角 $\phi'$		
					rad	deg	
粘性土層	Ac1	90.3	0.819	0.354	0.362	20.75	
	Ac2U	24.5	0.543	0.487	0.508	29.11	
	Ac2	23.9	0.540	0.489	1.168	0.511	29.28
	Ac3	23.3	0.538	0.491	1.175	0.514	29.43
	Ac4	23.6	0.539	0.490	1.172	0.512	29.35
腐植土層	Apt1	133.5	1.001	0.315	0.703	0.320	18.35
	Apt2	32.5	0.577	0.458	1.080	0.475	27.24
	Apt3	97.7	0.850	0.346	0.783	0.354	20.27
	Apt4	239.6	1.446	0.256	0.559	0.258	14.81
	Apt5	65.3	0.714	0.387	0.889	0.397	22.77
	Apt6	196.3	1.264	0.276	0.607	0.279	16.01
	Apt7	107.0	0.889	0.337	0.760	0.344	19.70
Dpt	69.6	0.732	0.381	0.872	0.391	22.37	

粘性土：有効内部摩擦角  $\phi' \cong 30^\circ$   
 腐植土：塑性指数が高いため算定不可



# 解析条件～材料パラメータの設定

三軸圧縮試験結果を用いたパラメータの決定（整合性のチェック）

一軸圧縮強度から有効内部摩擦角を算定

一軸圧縮強度から算定した有効内部摩擦角

一軸圧縮強度の理論解

$$\frac{(q_u)_{NC,ideal}}{2\sigma_{vo}'} = \frac{1+2K_0}{6} M \exp\left(-\Lambda + \frac{\Lambda}{M} \eta_0\right)$$

土質分類	番号	(qu) <sub>NC,ideal</sub> /2σ <sub>vo</sub> '	内部摩擦角			限界応力比 M	静止土圧係数 K <sub>0</sub>	非可逆比 Λ
			sinφ'	φ' rad	φ' deg			
Ac1	1	0.306	0.490	0.512	29.33	1.171	0.510	0.669
Ac2	2	0.316	0.521	0.548	31.42	1.262	0.479	0.721
Ac2U	3	0.409	0.857	1.029	58.94	2.398	0.143	1.370
Ac3	4	-	-	-	-	-	-	-
Apt1	5	0.367	0.716	0.798	45.70	1.880	0.284	1.074
Apt2	6	0.296	0.461	0.479	27.42	1.088	0.539	0.622
Apt3	7	0.336	0.592	0.633	36.28	1.474	0.408	0.842
Apt5	8	0.201	0.256	0.259	14.82	0.559	0.744	0.320
Apt6	9	0.364	0.704	0.780	44.72	1.838	0.296	1.050
Apt7	10	-	-	-	-	-	-	-
Dpt1	11	-	-	-	-	-	-	-

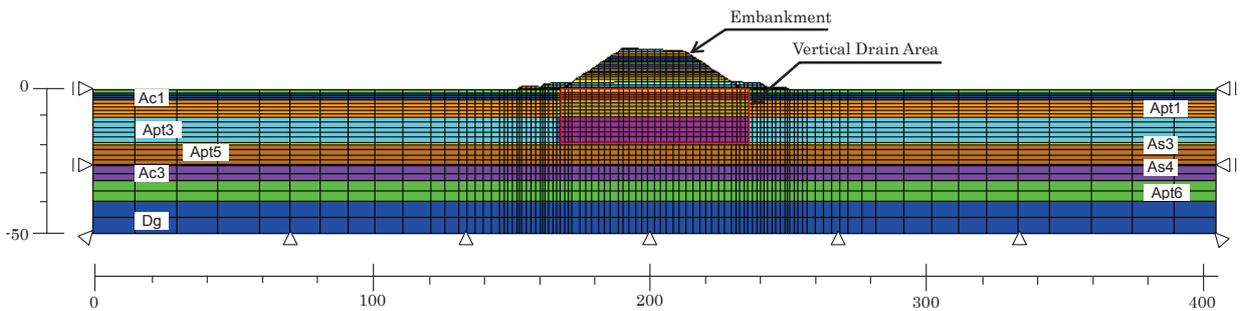
  

土質分類	番号	(qu) <sub>NC,ideal</sub> /2σ <sub>vo</sub> '	内部摩擦角			限界応力比 M	静止土圧係数 K <sub>0</sub>	非可逆比 Λ
			sinφ'	φ' rad	φ' deg			
Ac1	1	0.306	0.503	0.527	30.22	1.209	0.497	0.729
Ac2	2	0.316	0.526	0.554	31.75	1.276	0.474	0.742
Ac2U	3	0.409	0.734	0.824	47.21	1.943	0.266	0.742
Ac3	4	-	-	-	-	-	-	-
Apt1	5	0.367	0.590	0.631	36.14	1.468	0.410	0.573
Apt2	6	0.296	0.469	0.489	28.00	1.113	0.531	0.663
Apt3	7	0.336	0.559	0.593	34.00	1.374	0.441	0.709
Apt5	8	0.201	0.308	0.313	17.95	0.687	0.692	0.702
Apt6	9	0.364	0.655	0.715	40.94	1.677	0.345	0.850
Apt7	10	-	-	-	-	-	-	-
Dpt1	11	-	-	-	-	-	-	-

粘性土：有効内部摩擦角φ' ≒ 30°  
腐植土：塑性指数が高いため算定不可



## 事前解析



	constitutive model	unit weight γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	critical state parameter M	compression index λ	irreversibility ratio Λ	coefficient of dilatancy D	over consolidation ratio OCR	coefficient of earth pressure at rest K <sub>0</sub>	void ratio e <sub>0</sub>	Poisson's ratio ν'	gradient of e-ln(k) λ <sub>k</sub>	coefficient of permeability k (m/d)
Embankment	elastic	18.6	elastic module E=11800 (kPa)						0.333	-	-	8.64E+00
Ac1	elasto-plastic	13.2	1.20	0.614	0.721	0.092	2.50	0.500	3.000	0.333	0.614	5.18E-04
Apt1	elasto-plastic	11.0	2.91	0.425	0.625	0.020	3.00	0.500	3.500	0.333	0.425	8.64E-04
Apt3	elasto-plastic	12.6	2.91	0.771	0.793	0.055	1.50	0.500	2.800	0.333	0.771	8.64E-04
As3	elastic	18.6	elastic module E=9810 (kPa)						0.333	-	-	8.64E+00
Apt5	elasto-plastic	14.0	2.91	0.913	0.782	0.082	1.50	0.500	2.000	0.333	0.913	8.64E-04
As4	elastic	18.6	elastic module E=9810 (kPa)						0.333	-	-	8.64E+00
Ac3	elasto-plastic	18.1	1.20	0.141	0.654	0.035	2.00	0.500	1.200	0.333	0.141	5.18E-04
Apt6	elasto-plastic	13.8	2.91	2.248	0.958	0.296	1.00	0.500	1.500	0.333	2.248	8.64E-04
As6	elastic	19.6	elastic module E=11800 (kPa)						0.333	-	-	8.64E+00

試験盛土のデータと、既往の文献よりパラメータを設定



# 現場計測＋FEM解析の繰返し

## 若狭工事のFEM解析結果

- 沈下や水平変位等の変形状況をほぼ忠実に再現
- 地盤内の間隙水圧の変化をほぼ忠実に再現

地盤の変形・有効応力状態を二次元的に再現できている

この結果を利用すれば、さまざまな事象が検討可能

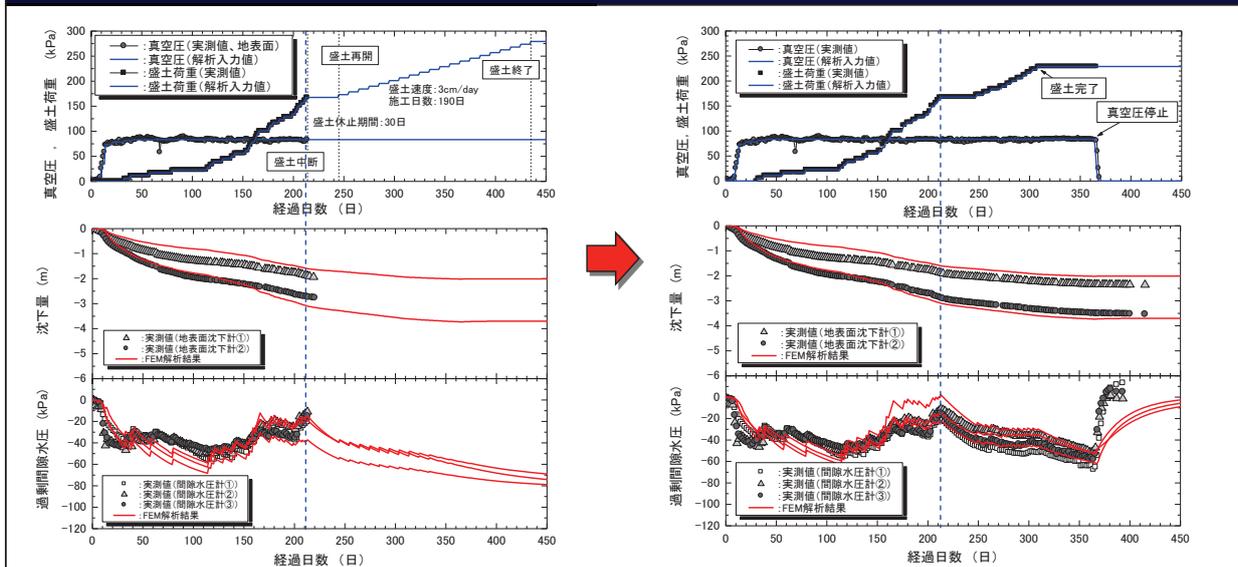
- (1) 変形・沈下量の将来予測が可能
- (2) 変形抑制対策の検討が可能
- (3) 真空圧密ポンプの停止時期の検討が可能
- (4) 真空圧密工法の効果や影響範囲を検討することが可能
- (5) 施工後の地盤強度予測が可能

## FEM解析結果の活用例

### (1) 沈下量・変形量の予測

FEM解析から今後発生する沈下量や変形量，間隙水圧の予測を実施

### 気山载荷盛土の沈下量予測 (STA. 528+40)



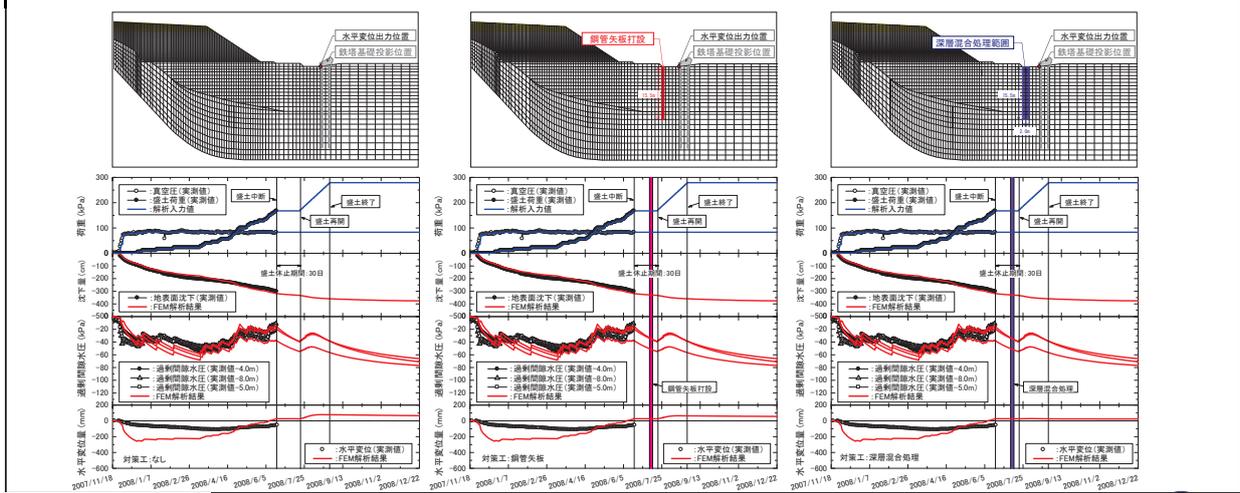
# FEM解析結果の活用例

## (2) 変形抑制対策の検討

FEM解析結果を利用して、今後の変形抑制対策工の検討や、盛土施工速度・施工手順等の検討を実施

※気山地区の载荷盛土では、近接構造物（NHKラジオ電波塔基礎）への影響を抑制する最も効果的な変形抑制対策工法の検討をFEM解析を用いて実施。

### 変形対策工法検討事例（気山载荷盛土）

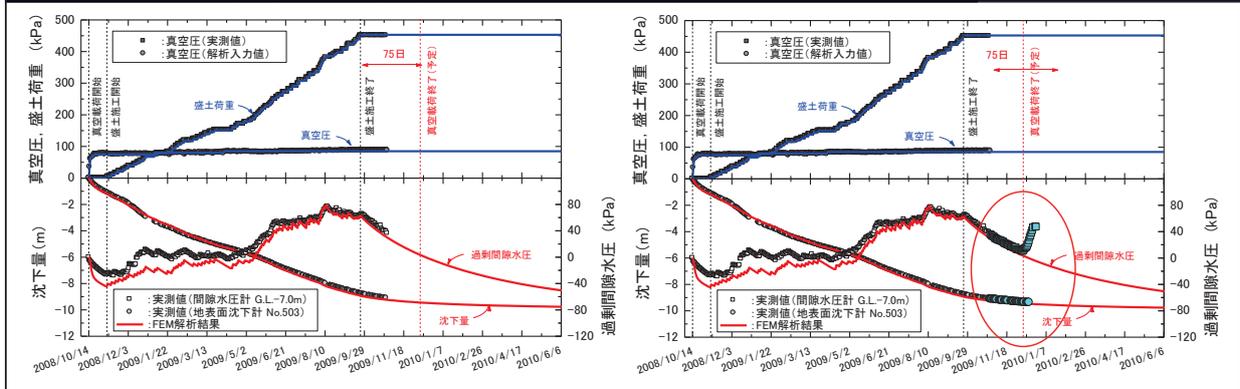


# FEM解析結果の活用例

## (3) 真空ポンプ停止時期の検討

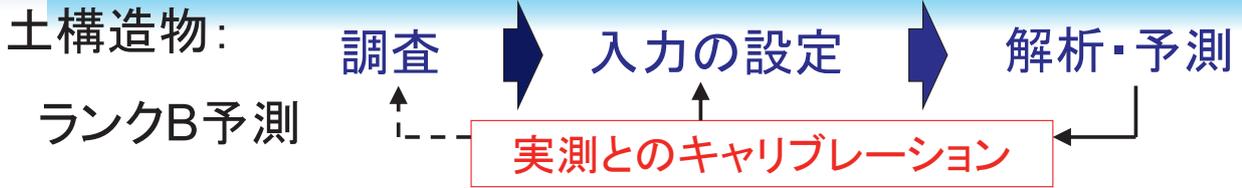
FEM解析により予測される沈下量や間隙水圧の消散状況から、真空ポンプ停止時期の検討を実施

### 鳥浜②载荷盛土（STA. 509+40）における真空ポンプ停止時期の検討事例

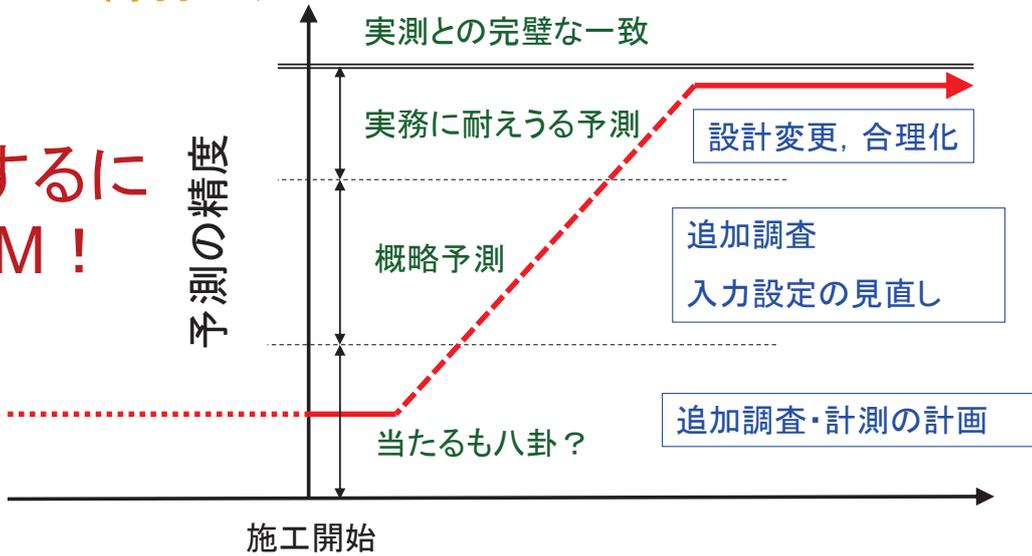


※鳥浜②载荷盛土では、真空ポンプの停止予定時期（盛土施工完了から75日後）は妥当であった。





要するに  
OM!

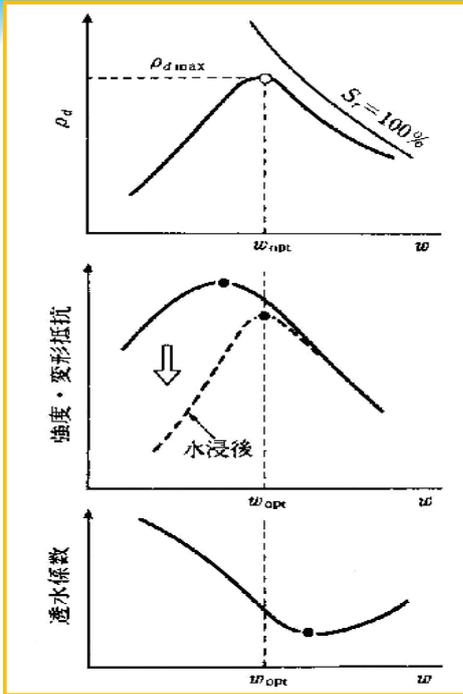


時間: 実測とのキャリブレーション

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

## 現象の理解から応用へ (工学的ニーズ)

古くて新しい技術—土の締固め



締固め土の工学的性質

- 締固め ⇒
- ・せん断, 変形抵抗の増大
  - ・圧縮性の減少
  - ・透水性の減少

締固め土の強度

- ・最適含水比より低い含水比で最大
- ・水浸させると最適含水比付近で最大

締固め土の透水係数

- ・最適含水比より高い含水比で最小



締固め土構造物の施工管理規定

締固め = 不飽和土の排気非排水圧縮・膨張現象



土/水/空気連成有限要素解析 Borja, 2004

● 気相を考慮した連続条件式の導出

導出条件

- 各相の質量保存則
- 空気の圧縮性の考慮
- 理想気体の温度一定を仮定



連続条件式

気相+固相:

$$-n\dot{S}_r + \frac{n(1-S_r)}{K_a} \dot{p}_a + \frac{(1-n)(1-S_r)}{K_{sd}} \dot{p}_{sd} + (1-S_r) \text{div} \mathbf{v} + \frac{1}{\rho_a} \text{div} \mathbf{w}_a = 0$$



- ・固相と液相の非圧縮性 ( $K_{sd} = \infty, K_w = \infty$ ), 不飽和状態 ( $S_r \neq 1$ )
- ・  $\mathbf{w}_a = \hat{\rho}_a (\mathbf{v}_a - \mathbf{v}), \hat{\rho}_a = n(1-S_r)\rho_a$

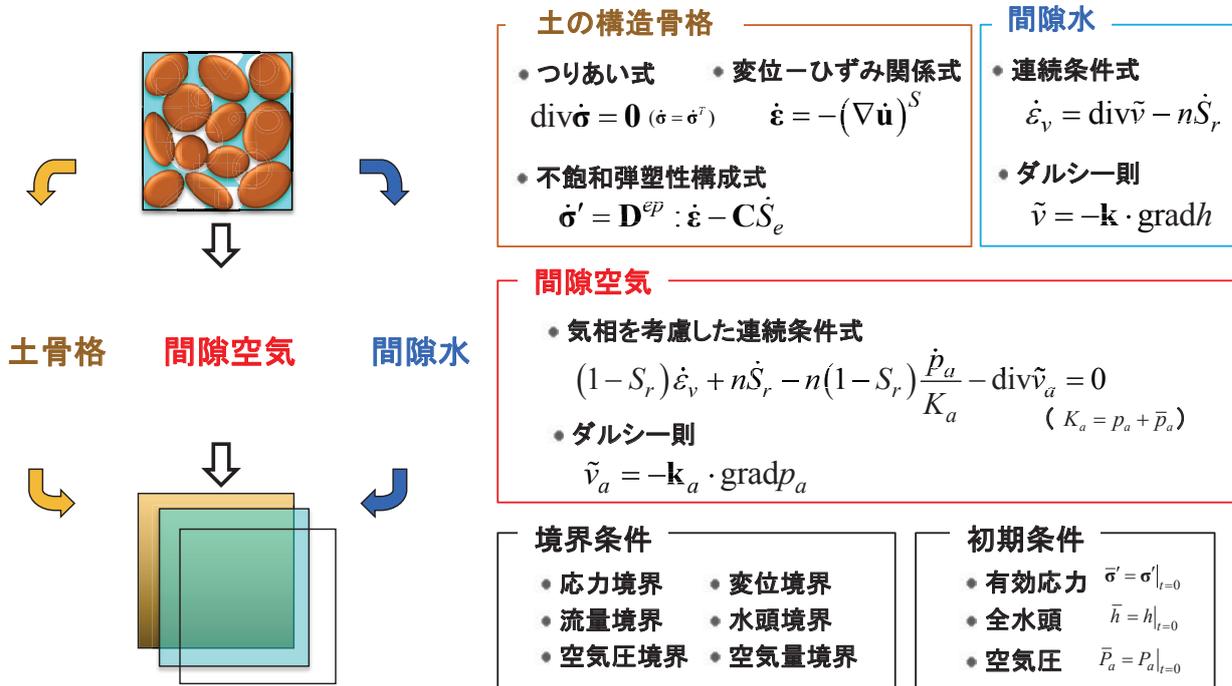
気相を考慮した連続条件式

$$(1-S_r) \dot{\epsilon}_v + n\dot{S}_r - n(1-S_r) \frac{\dot{p}_a}{p_a} - \text{div} [n(1-S_r)(\mathbf{v}_a - \mathbf{v})] = 0$$



# 不飽和土/水/空気連成有限要素解析

## ● 不飽和土/水/空気連成 初期値・境界値問題

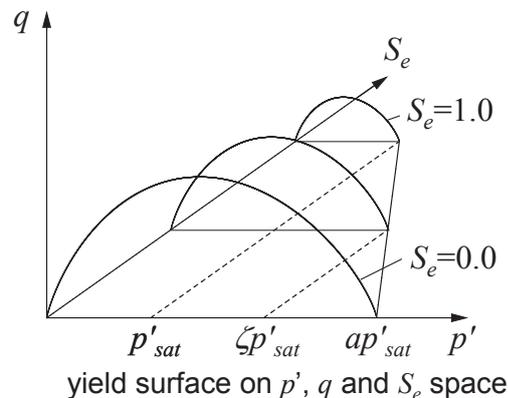
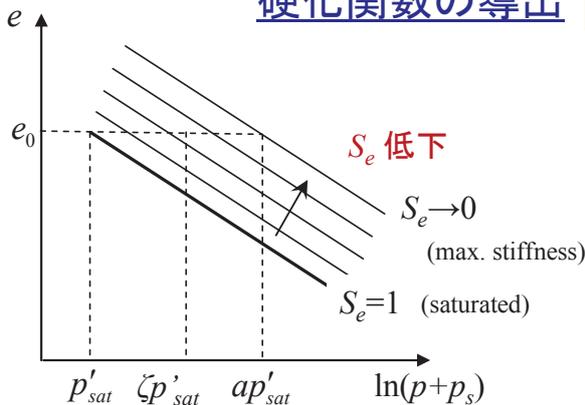


## 不飽和弾塑性構成モデル ( $S_e$ - $h$ model, Ohno et. al, 2007)

有効応力:  $\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma}'^{net} + S_e s \mathbf{1}$   $\left( S_e = \frac{S_r - S_{rc}}{1 - S_{rc}} \right)$

### 硬化関数の導出

$S_e$ : 低下  $\Leftrightarrow$  降伏曲面拡大



Hardening parameter considering unsaturated state

$\zeta = \exp \left[ (1 - S_e)^n \ln a \right]$

$\zeta = 1$  when  $S_e = 1$   
 $\zeta = a$  when  $S_e = 0$

Hardening rule equation

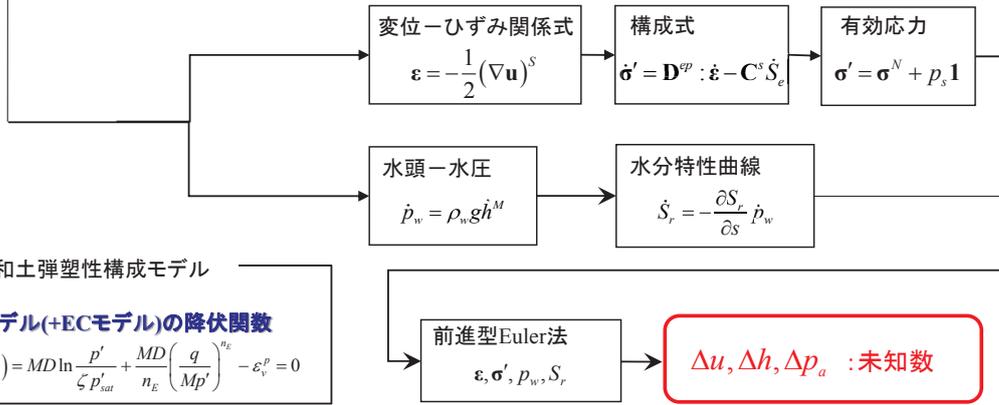


# 有限要素解析フロー

釣合式・連続式(固相+液相)・連続式(固相+気相)

$$\begin{bmatrix} [K_{UU}] & [K_{UH}] & [K_{UA}] \\ [K_{HU}] & [K_{h1}] - \Delta t \theta [K_{h2}] & -[K_{HA}] \\ [K_{AU}] & -[K_{AH}] & [K_{AA}] - \Delta t \theta [K_A] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta h|_{t=t+\Delta t} \\ \Delta p_a \end{Bmatrix} \\
 = \begin{bmatrix} \Delta F + [K_{UH}] \{ \gamma_w h^N \}_t + [K_{UA}] \{ P_a^N \}_t \\ \Delta t \{ \bar{Q} \} + ([K_{h2}] + \Delta t (1 - \theta) [K_{h1}]) \{ \gamma_w h^N \}_t - [K_{HA}] \{ P_a^N \}_t \\ \Delta t \{ \bar{Q}_a \} - [K_{AH}] \{ \gamma_w h^N \}_t + ([K_{AA}] + \Delta t (1 - \theta) [K_A]) \{ P_a^N \}_t \end{bmatrix}$$

...釣合式  
...連続式(固相+液相)  
...連続式(固相+気相)



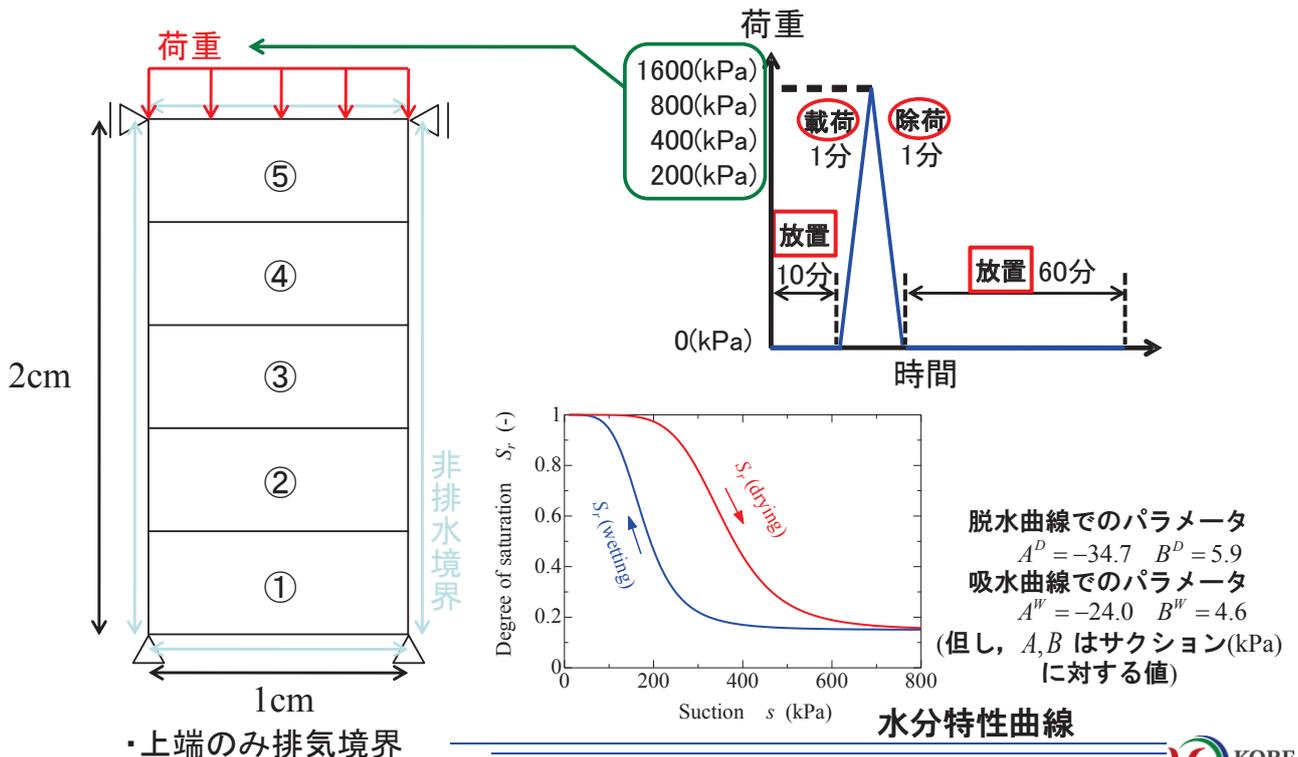
● 不飽和土弾塑性構成モデル

$S_e$ - $h$ モデル(+ECモデル)の降伏関数

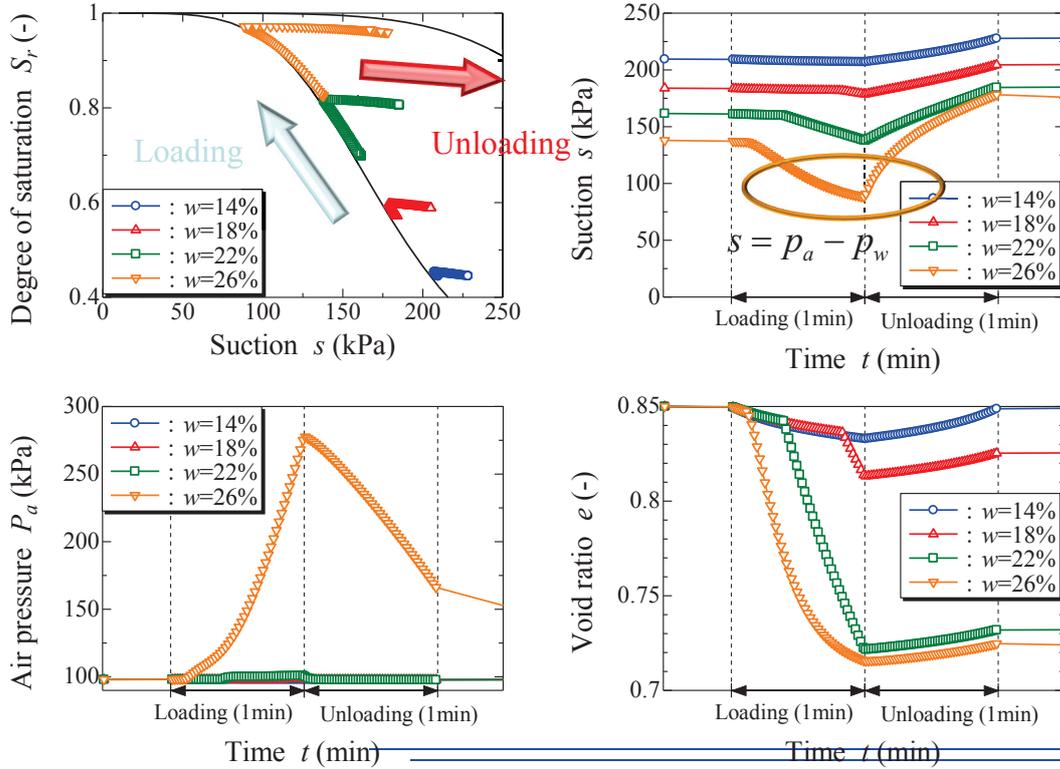
$$f(\sigma', \zeta, \epsilon_v^p) = MD \ln \frac{p'}{\zeta p'_{sat}} + \frac{MD}{n_\epsilon} \left( \frac{q}{Mp'} \right)^{n_\epsilon} - \epsilon_v^p = 0$$



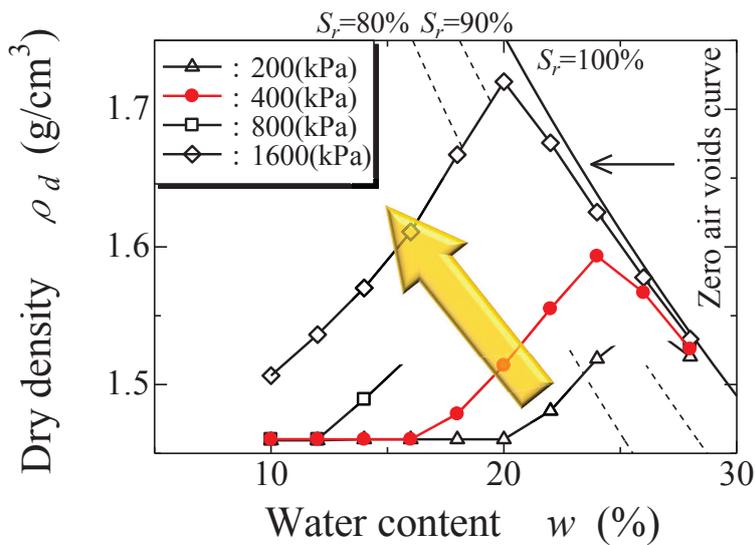
## 解析条件(締固めメカニズムの力学的説明)



## 解析結果1(400(kPa),要素③)



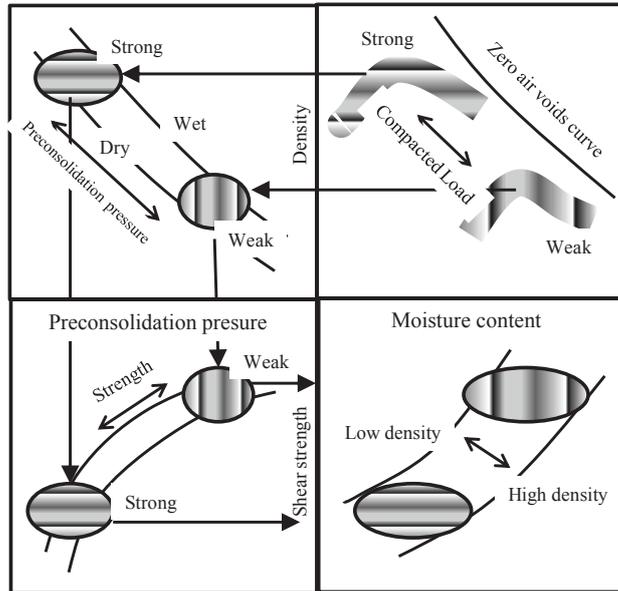
## 解析結果3(締め固め曲線)



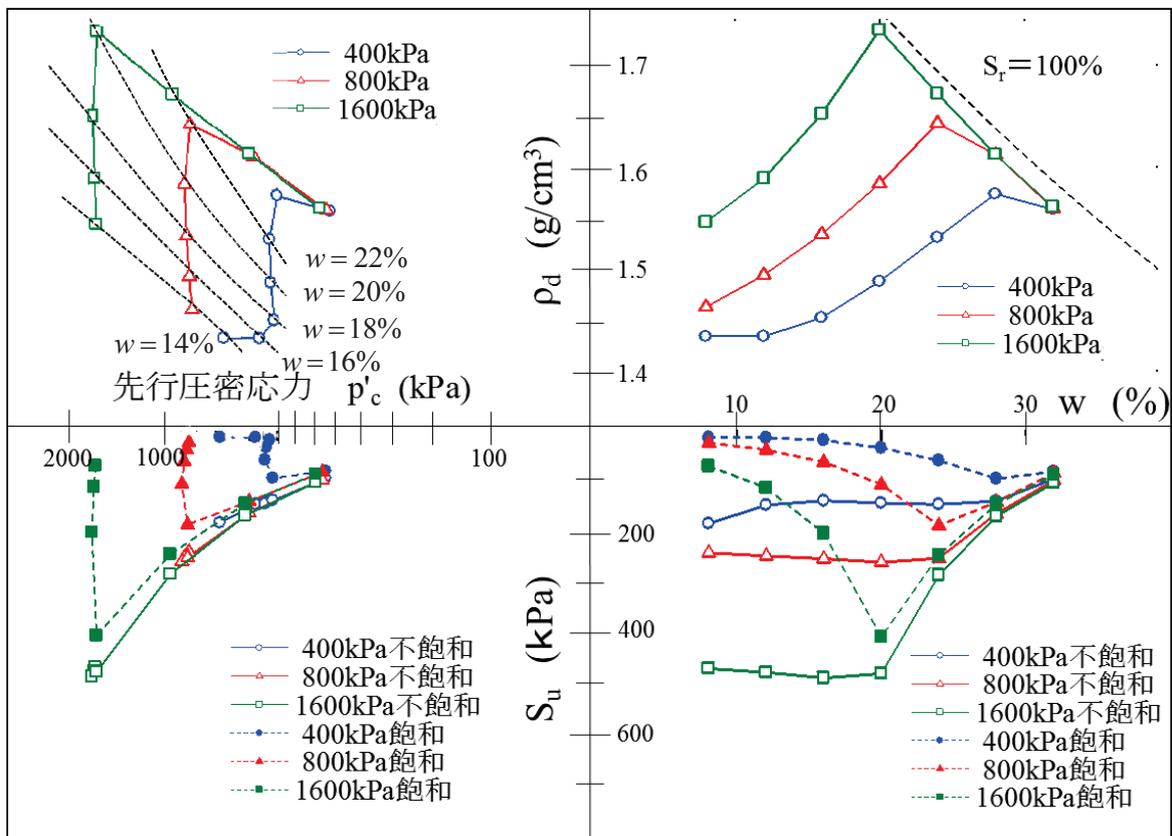
締め固めエネルギー(載荷圧)の増加  $\Rightarrow$  最適含水比の減少  
 最大乾燥密度の増加



## 締固め土の力学特性



### DACSARによる計算結果



# 新しい分野

## 地球環境問題

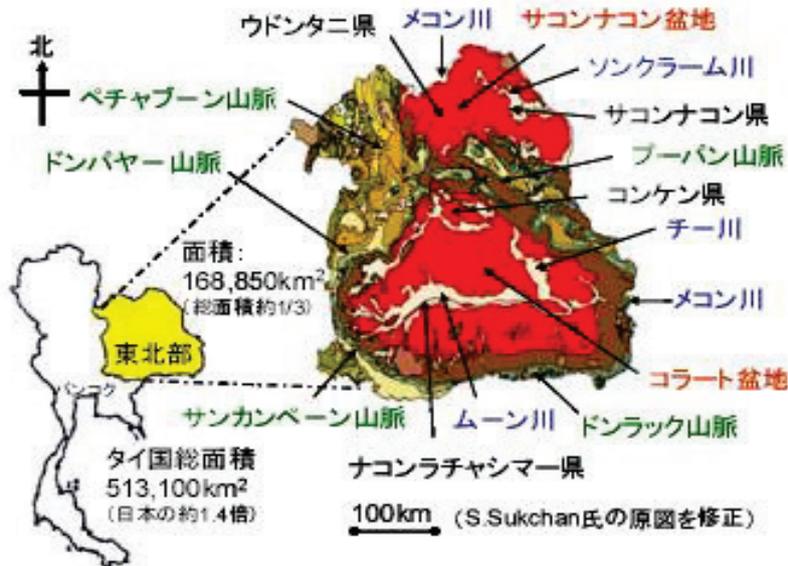


### タイ東北部の塩害

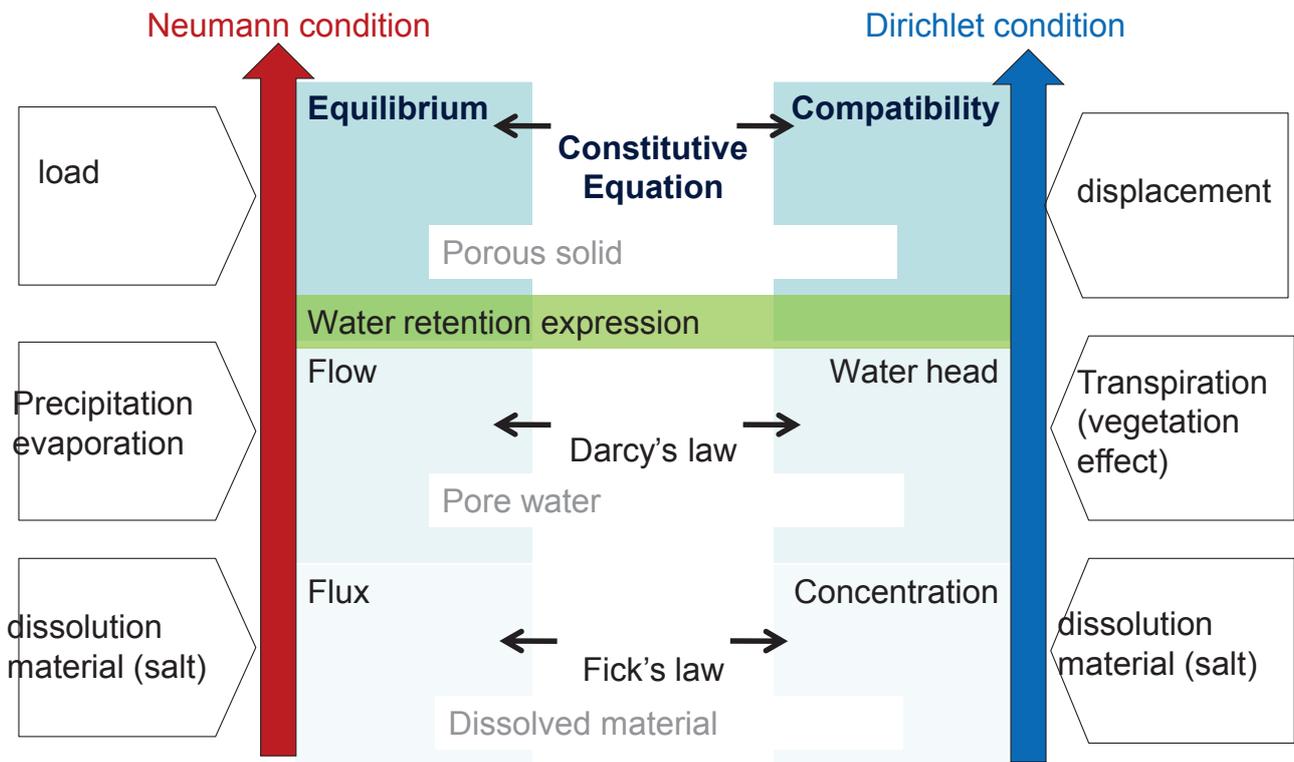


By Somsak Sukchan

# タイ東北部，塩害地の場所



## Interpretation as a geo-mechanical problem



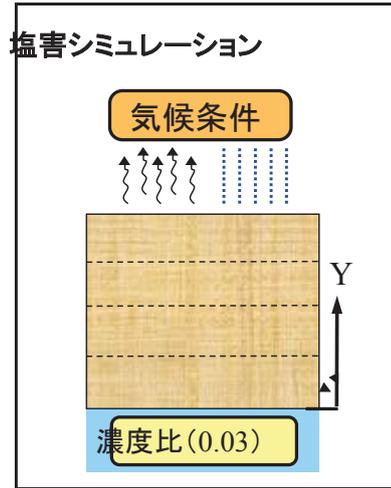
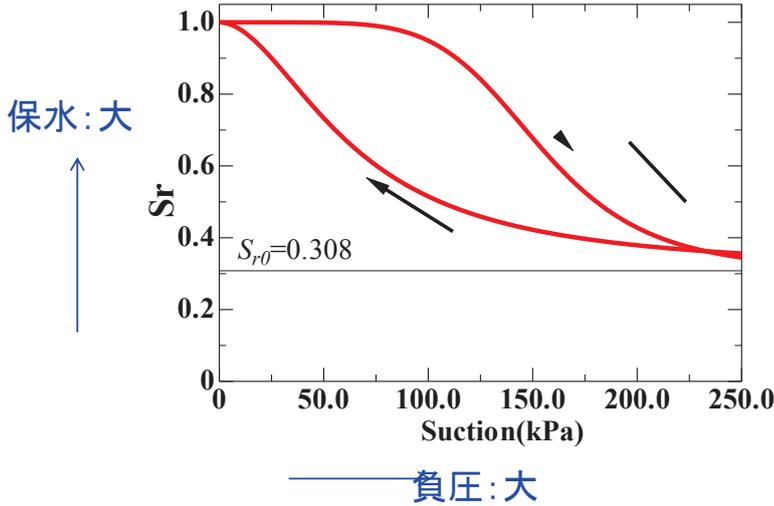
Simultaneous harmonic type partial differential equations

# 原地盤の設定

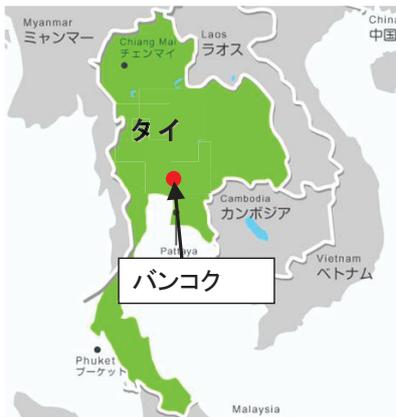
名称	モデル図	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$\nu$	$k(\text{cm/s})$	$m$
微細シルト		0.06	0.01	1.33	0.30	$1.0 \times 10^{-4}$	0.30

$m$ : Mualemの不飽和透水係数式のパラメータ

水分特性曲線



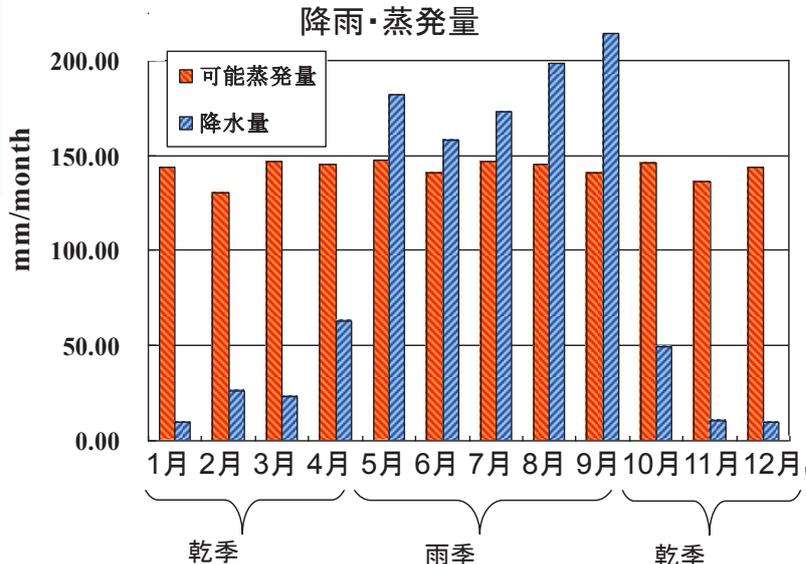
# 気候条件



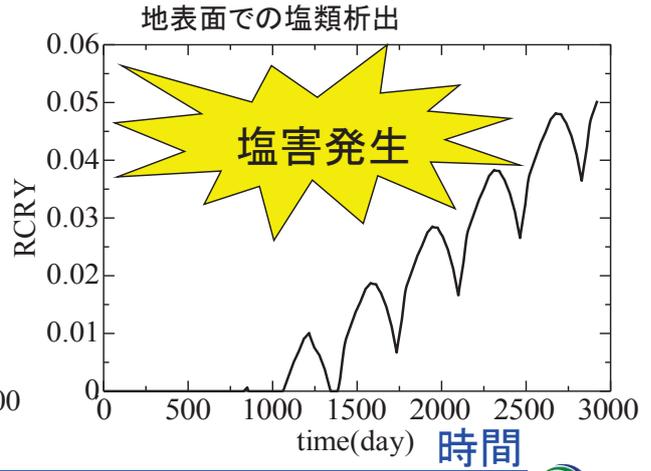
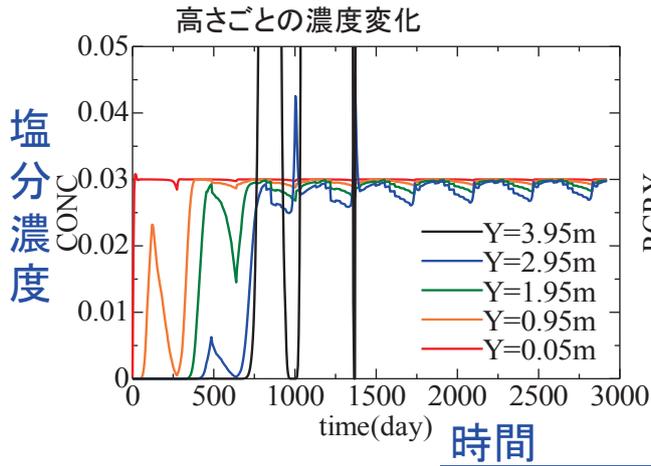
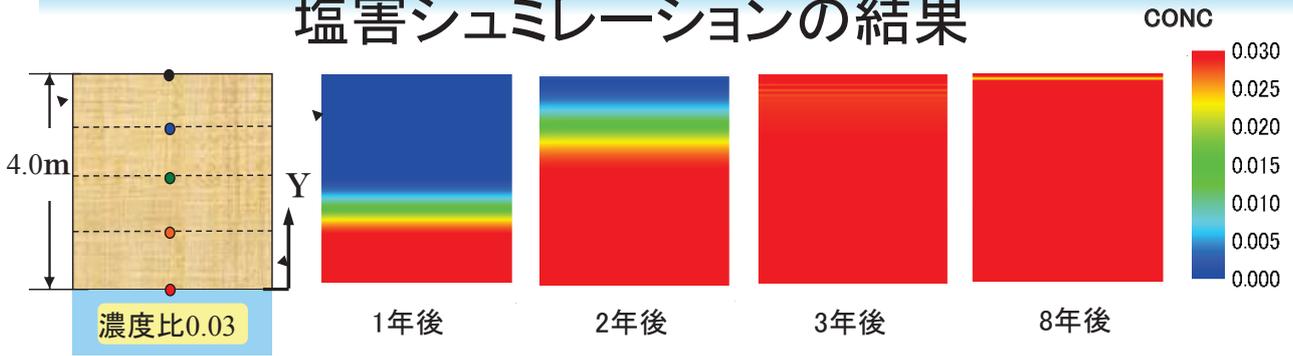
**特徴**

- ・亜熱帯気候の影響を受け高温で季節変化が少ない
- ・モンスーンが卓越し、雨季に降雨をもたらす

- ・半乾燥帯
- ・年降雨量 1100mm
- ・可能蒸発量 1700mm
- ・乾季(1~4, 10~12月)
- ・雨季(5~9月)



## 塩害シミュレーションの結果

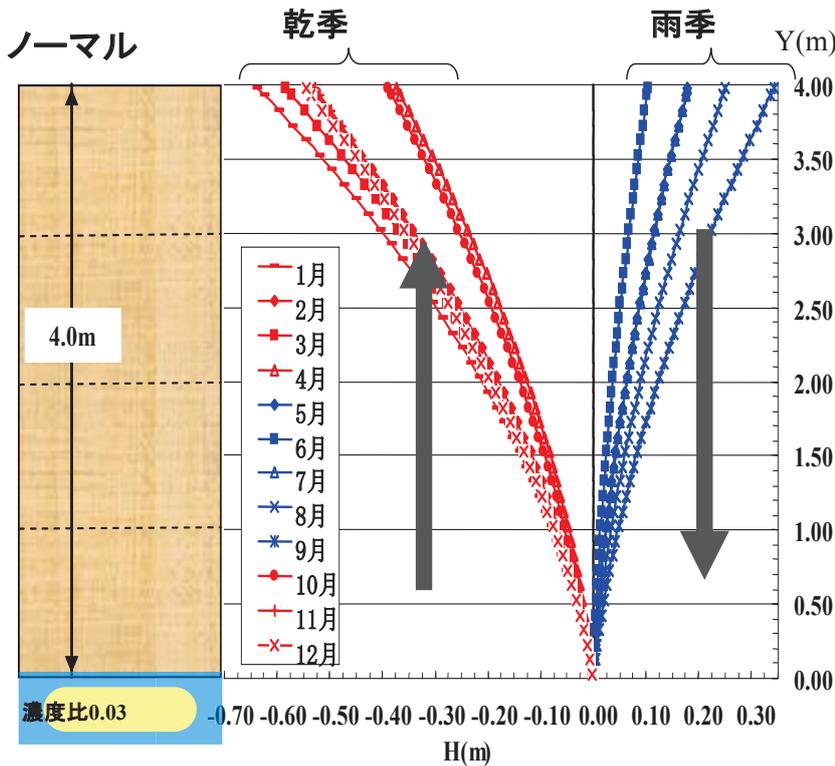


Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

## 塩害発生のメカニズム

2年目の全水頭変化

全水頭変化が大きいほど、地盤中の水の流れが大きい



気候条件に伴い、乾季/雨季で透水方向が変化

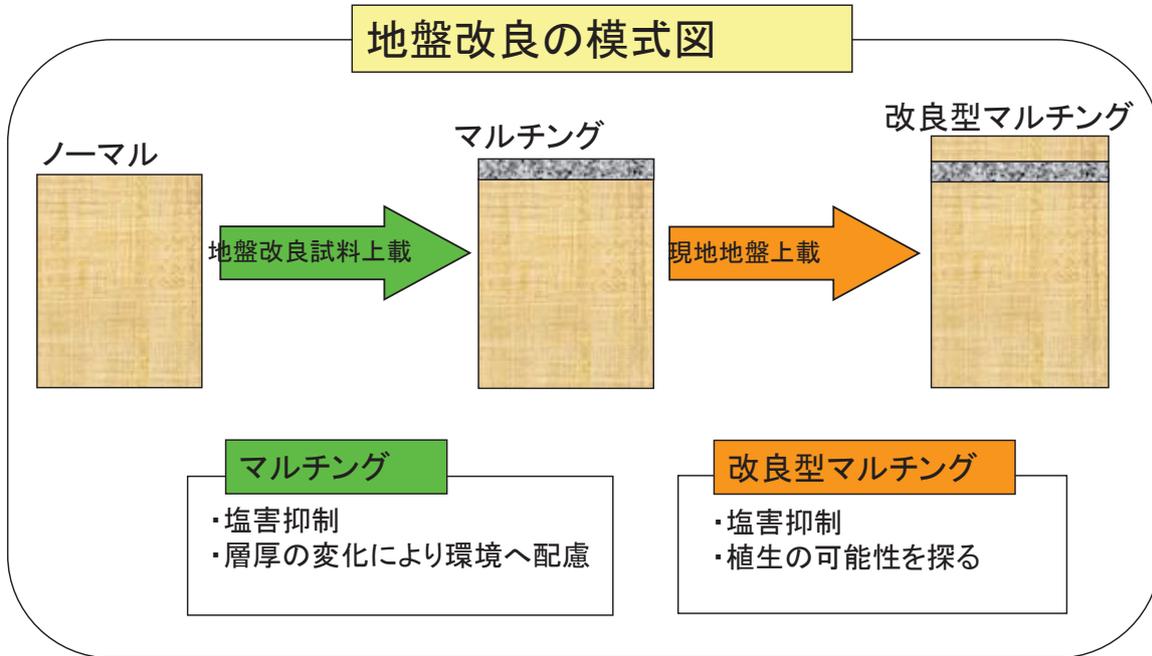
蒸発の影響が強い

塩類の地表面に向かって移流し塩害が発生

Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

# 地盤改良により塩害抑制を検討

現地地盤に異なる物性の地盤を組み込み、塩害を抑制できないか

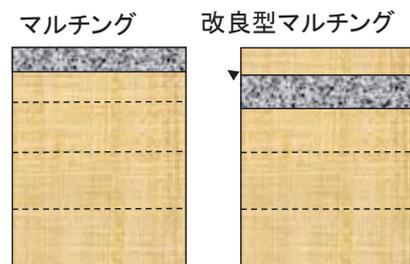
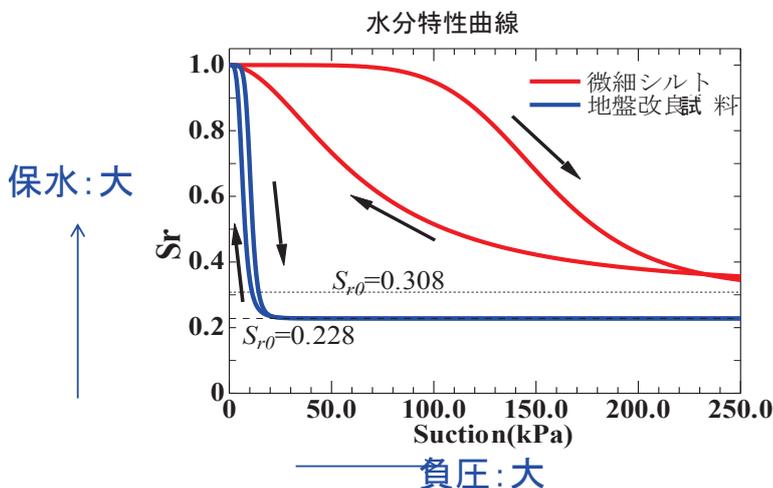


Geoenvironmental Risk Assessment Research Group KOBE UNIVERSITY

## 地盤改良試料

名称	モデル図	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$\nu$	$k(\text{cm/s})$	$m$
地盤改良試料		0.06	0.01	1.33	0.30	$8.0 \times 10^{-4}$	0.30
微細シルト		0.06	0.01	1.33	0.30	$1.0 \times 10^{-4}$	0.30

$m$ : Mualemの不飽和透水係数式のパラメータ

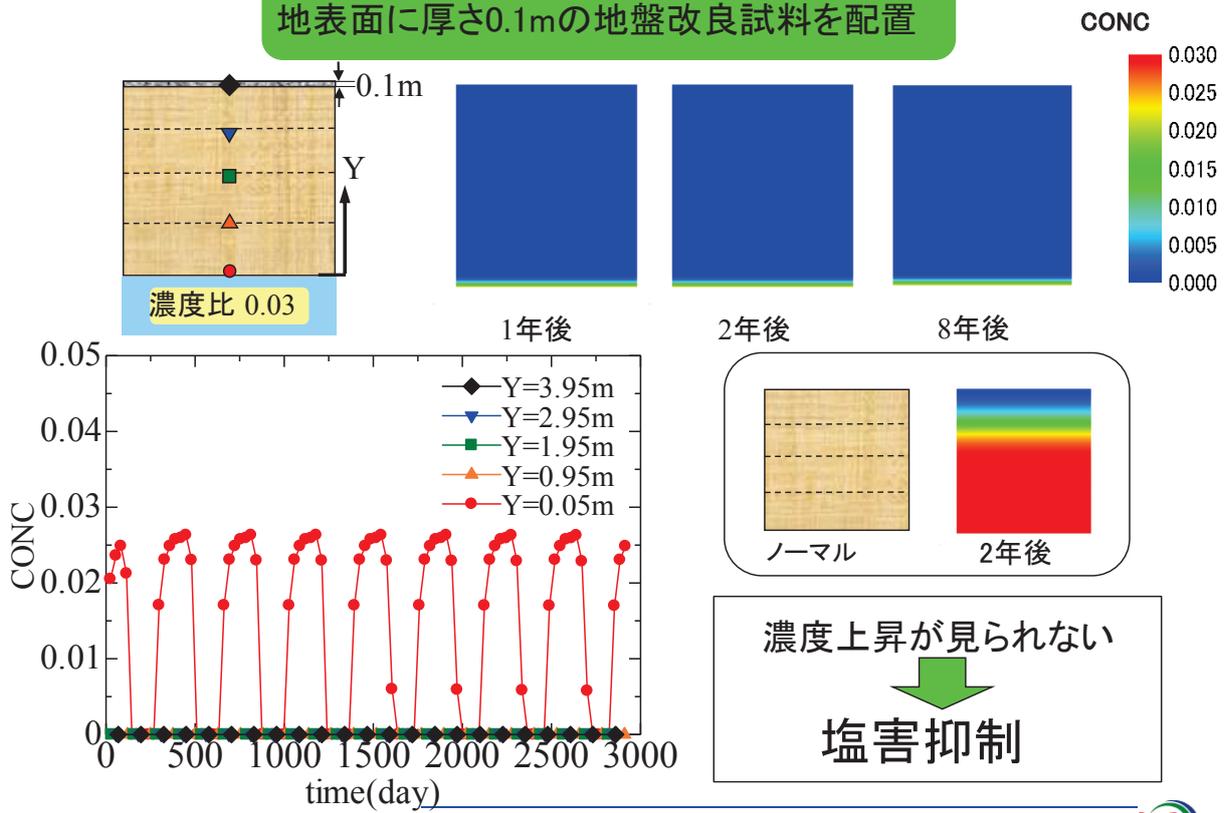


Geoenvironmental Risk Assessment Research Group KOBE UNIVERSITY

# マルチング

## キャピラリー・バリアの利用

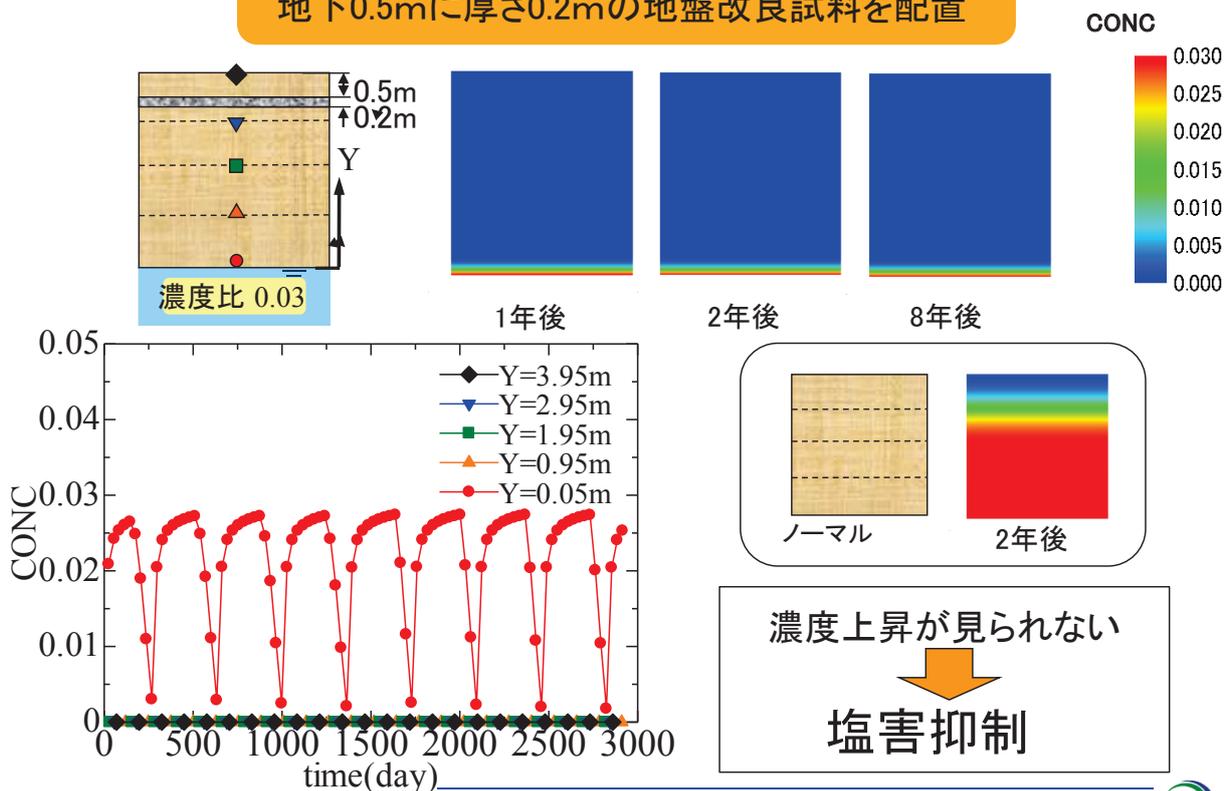
地表面に厚さ0.1mの地盤改良試料を配置



Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

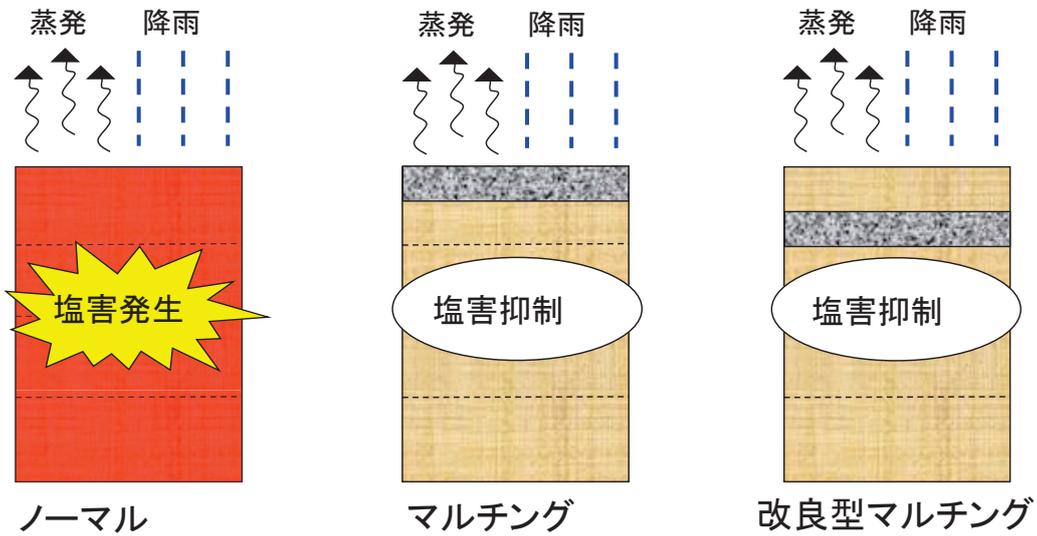
# 改良型マルチング

地下0.5mに厚さ0.2mの地盤改良試料を配置



Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

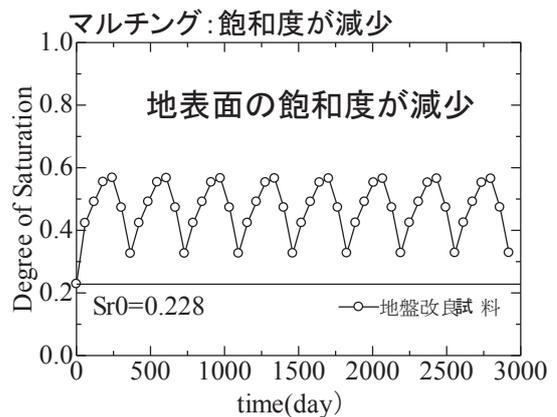
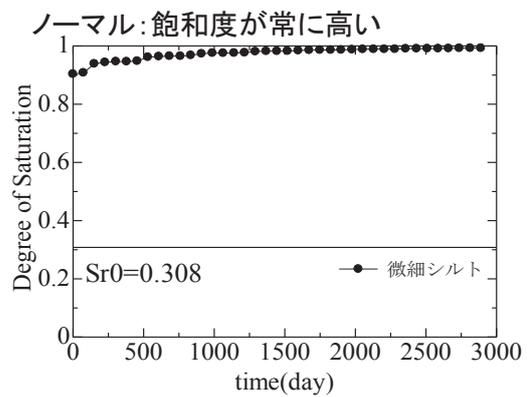
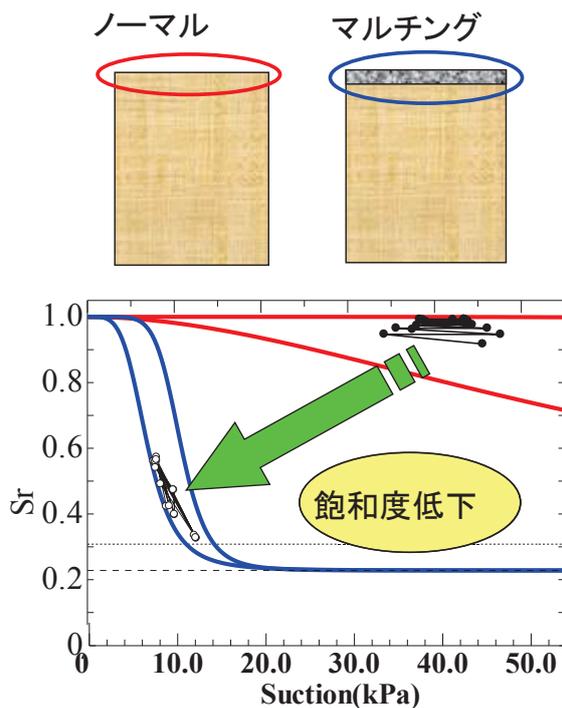
## なぜマルチング・改良型マルチング によって塩害が抑制できるのか



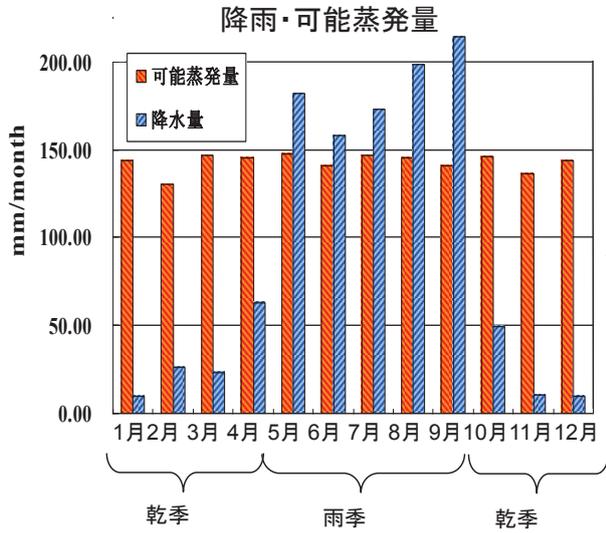
Geoenvironmental Risk Assessment Research Group  KOBE UNIVERSITY

## マルチングの塩害抑制メカニズム

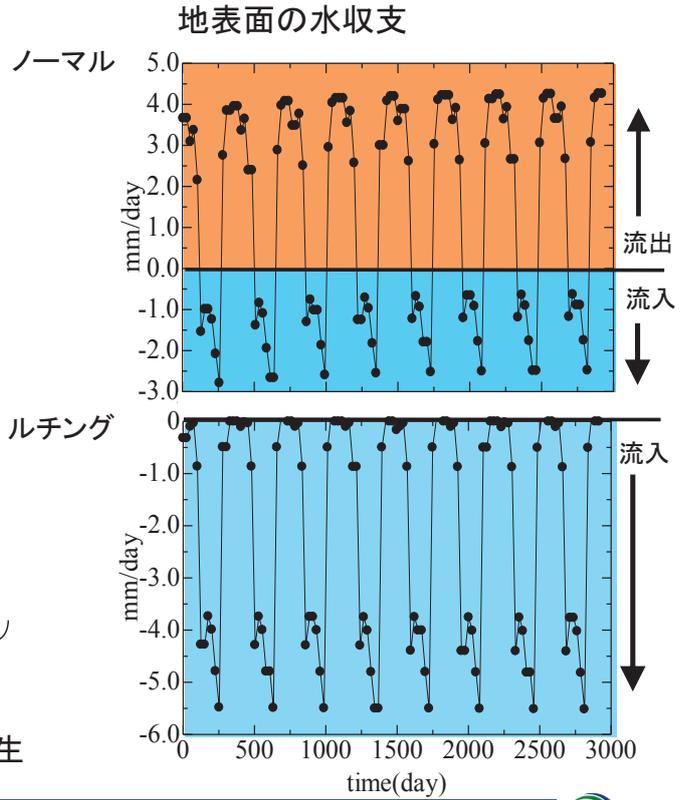
地表面の飽和度変化を比較



# マルチングの塩害抑制メカニズム



地盤に常に鉛直下向きの動水勾配が発生

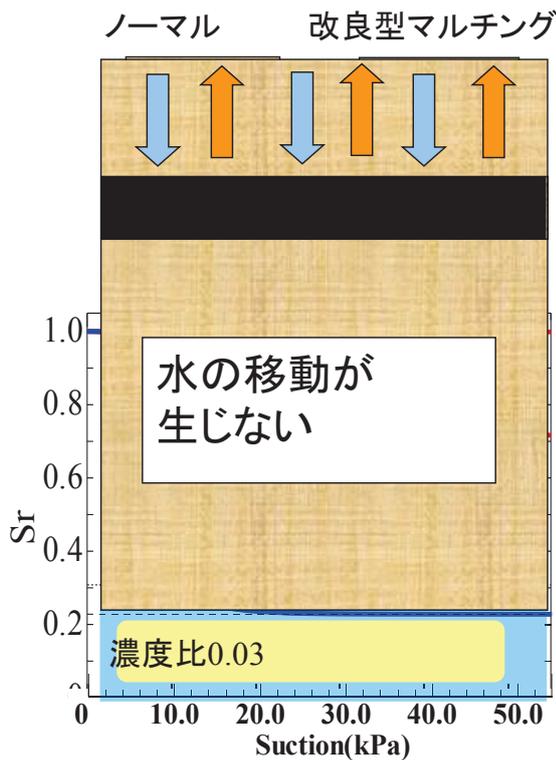


Geoenvironmental Risk Assessment Research Group



# 改良型マルチングの塩害抑制メカニズム

地表面から深さ0.6m地点の飽和度変化を比較

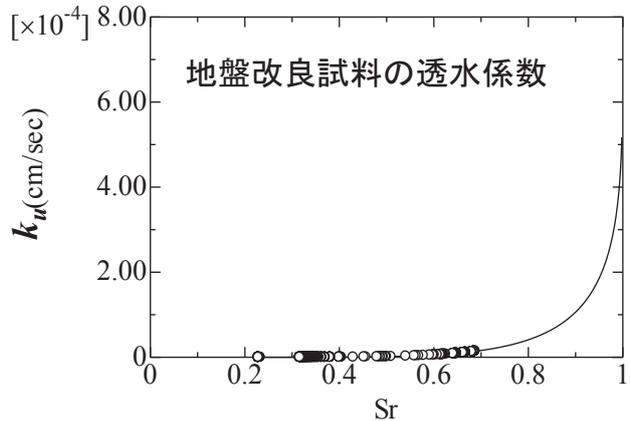


Mualemの不飽和透水係数

$$k_u = k_s S_e^{1/2} \left[ 1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2$$

$m$ : Mualemの不飽和透水係数式のパラメータ

$$k_s = 8.0 \times 10^{-4} (\text{cm/sec}) \quad S_e = \frac{S_r - S_{r0}}{S_{rf} - S_{r0}}$$



Geoenvironmental Risk Assessment Research Group

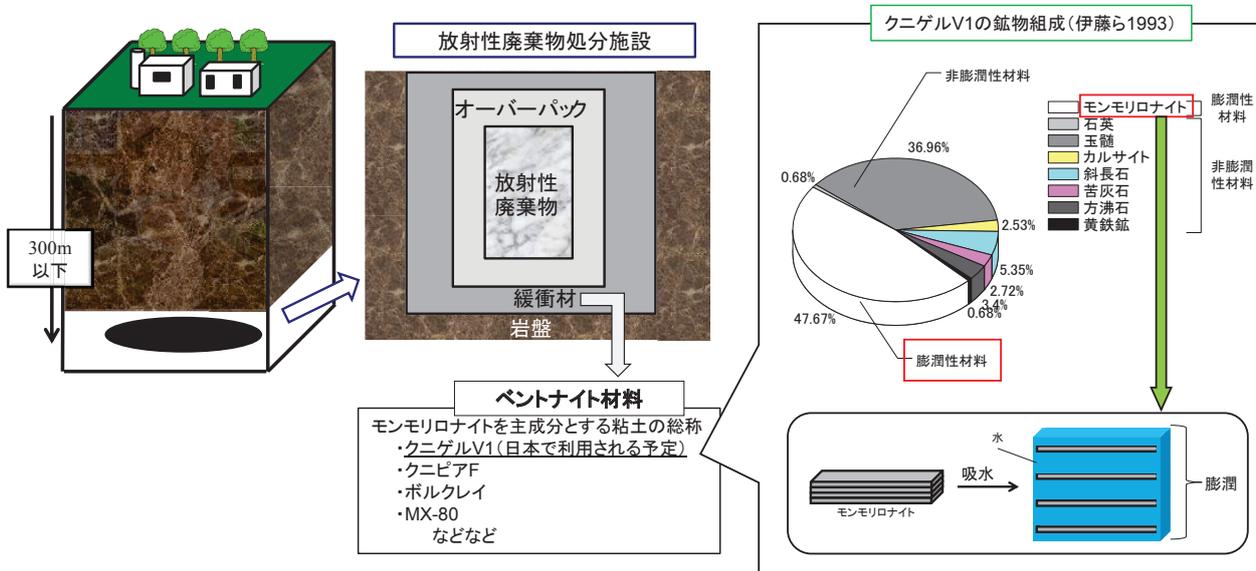


# 新しい分野

## 放射性廃棄物の地層処分



### 背景

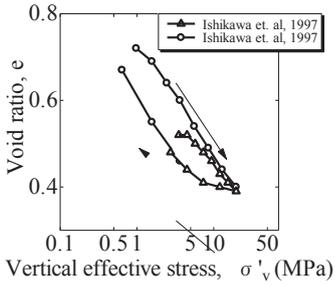


処分施設の長期の性能評価には何らかの解析手法を用いなければならない

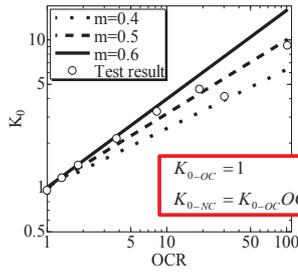


## 飽和ベントナイトの力学特性

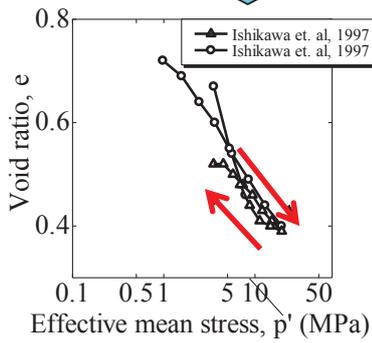
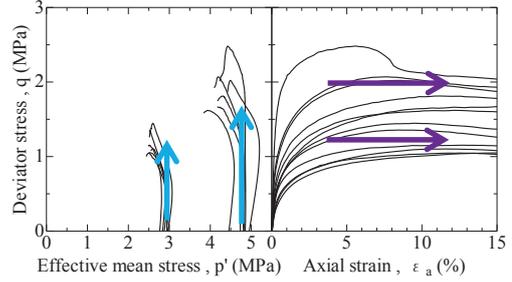
一次元圧密試験(石川ら 1997)



$K_0$  圧密試験(笹倉ら 2003)



三軸非排水せん断試験 (笹倉ら 2002)



・圧密試験では、 載荷と除荷で  $e-p'$  上では一本の線上を移動

・軸差応力の増加に対し、 平均有効応力の増減がない

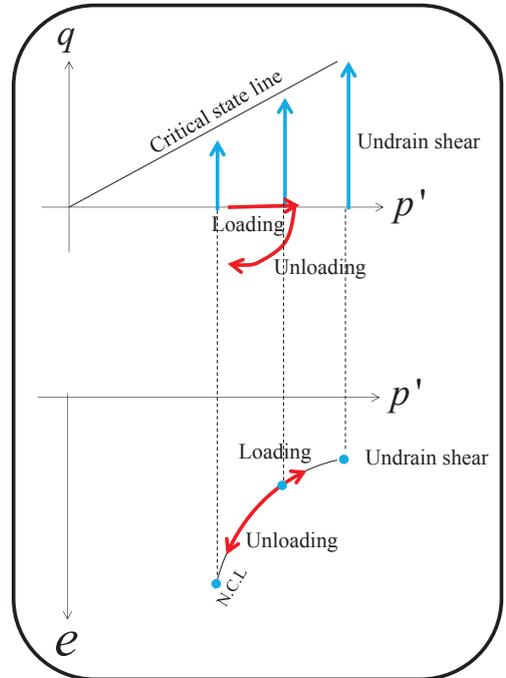
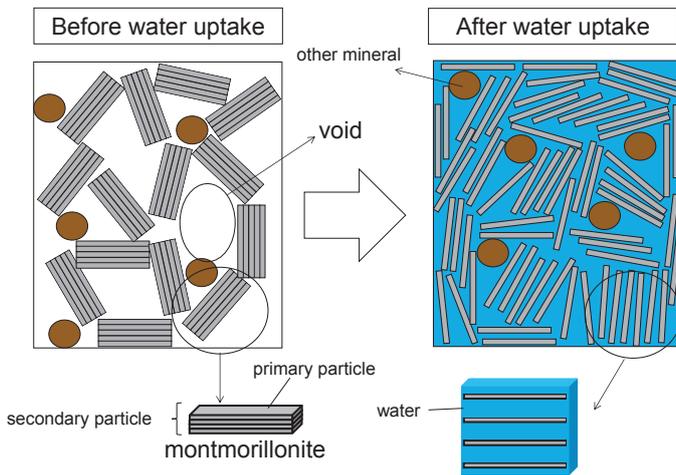
⇒ ダイレイタンス特性をもたない

・せん断途中から、 軸差応力がほとんど変化せずに軸ひずみが進行

⇒ 通常の土質材料と同様に限界状態が存在



## 飽和ベントナイトの力学特性



ベントナイトは飽和化により粒状体としての性質を消失する。

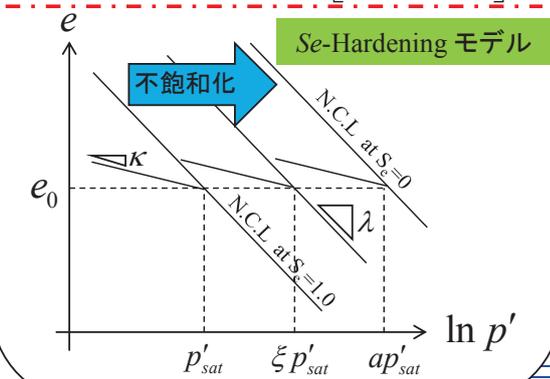


# 不飽和土の弾塑性構成モデル(大野ら 2007)

変形 = 圧密 + ダイレイタンスー

等方圧密

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_c} \\ \varepsilon_v^e &= \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_c} \\ \varepsilon_v^p &= \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_c} \\ p'_c &= \xi p'_{sat} \\ \xi &= \exp \left[ (1 - S_e)^n \ln a \right] \end{aligned}$$



負のダイレイタンスー

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \varepsilon_v^p = D \left( \frac{q}{p'} \right) \\ D &= \frac{\lambda - \kappa}{M(1+e_0)} \end{aligned}$$

降伏関数

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_c} + D \left( \frac{q}{p'} \right) - \varepsilon_v^p = 0$$



## ベントナイトへの拡張

ベントナイト

・飽和化により粒状体としての性質を消失する。

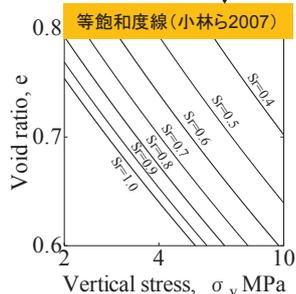
等方圧密

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_c} \\ \varepsilon_v^e &= \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_c} \\ \varepsilon_v^p &= \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_c} \end{aligned}$$

負のダイレイタンスー

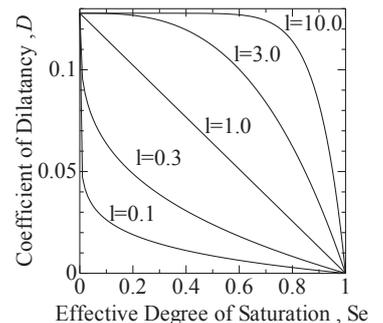
$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \varepsilon_v^p = D \left( \frac{q}{p'} \right) \\ D &= \frac{\lambda - \kappa}{M(1+e_0)} \end{aligned}$$

$\lambda < \kappa$  ,  $D \neq 0$  : 不飽和ベントナイト  
 $\lambda \approx \kappa$  ,  $D \approx 0$  : 飽和ベントナイト

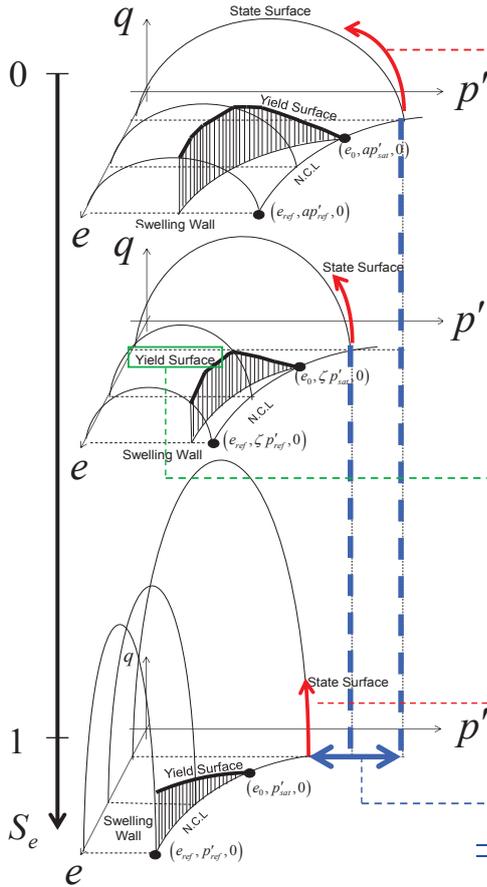


$$\kappa = \kappa(S_r) = \kappa_0 - (\kappa_0 - \kappa_{sat}) S_e^l$$

$S_e$ : 有効飽和度  
 $\kappa_{sat}$ : 飽和時膨潤指数 ( $\equiv \lambda$ )  
 $\kappa_0$ :  $S_e=0$ における膨潤指数  
 $l$ : フィッティングパラメータ



# 状態曲面・膨潤壁面・降伏曲面の概念図



飽和化により、粒状体としての性質を消失していくため、状態曲面の形状がq軸上に立ち上がる

### 降伏関数 (Se-Hardening Model + EC Model)

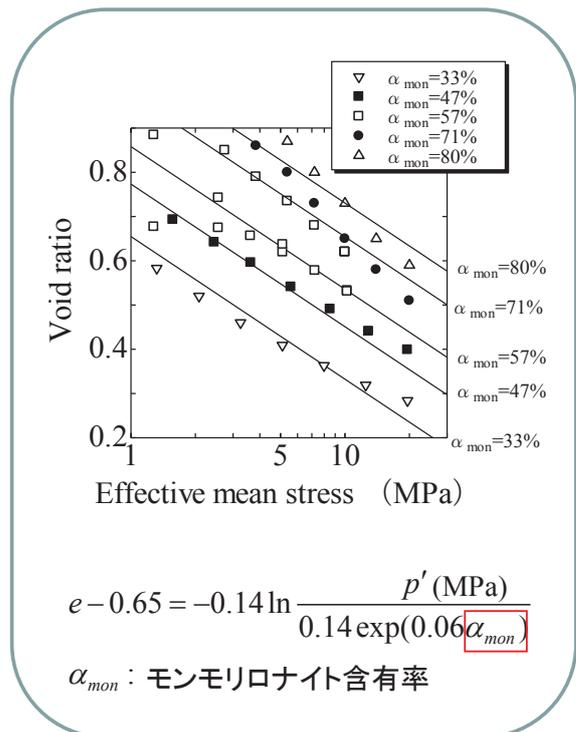
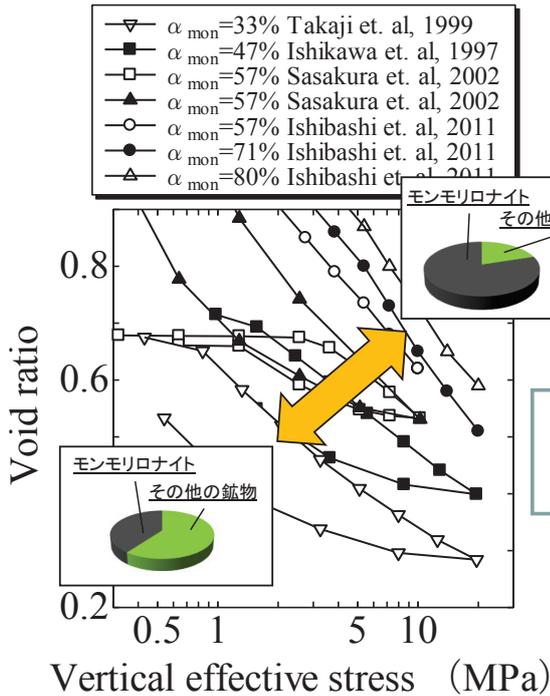
$$f(p, q, Se, \varepsilon_v^p) = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{\xi p'_{sat}} + \frac{\lambda - \kappa}{(1 + e_0)n_E} \left( \frac{q}{p'M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p = 0$$

不飽和状態における正規圧密線は飽和時の正規圧密線より外側に存在する

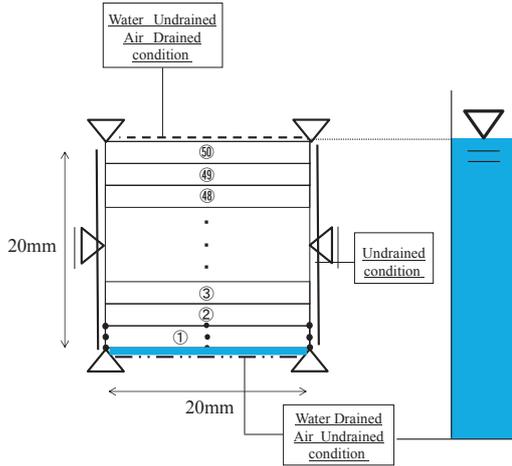
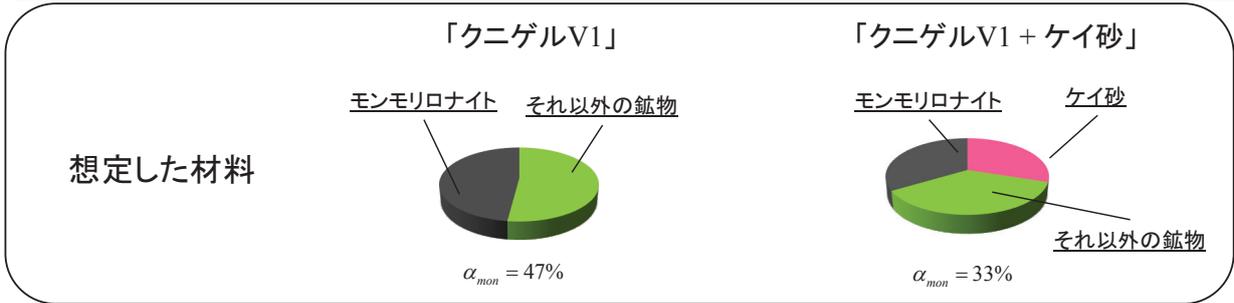


## いろいろなベントナイトの力学特性

### モンモリロナイト含有率と正規圧密線の関係

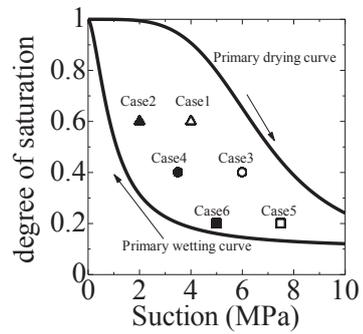


# 膨潤圧試験シミュレーション

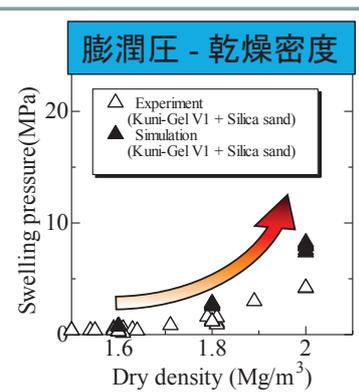
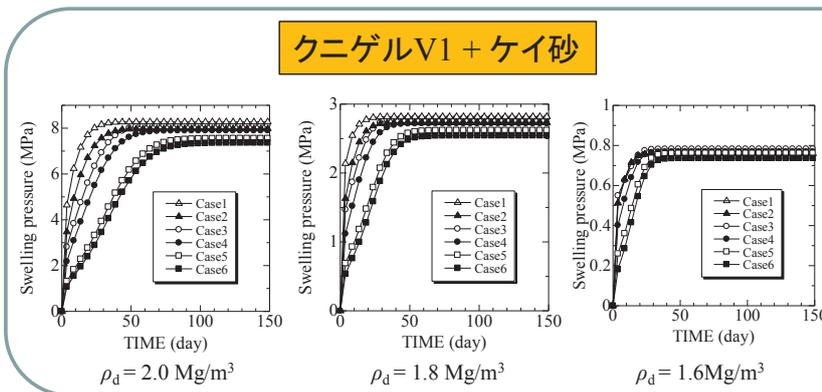
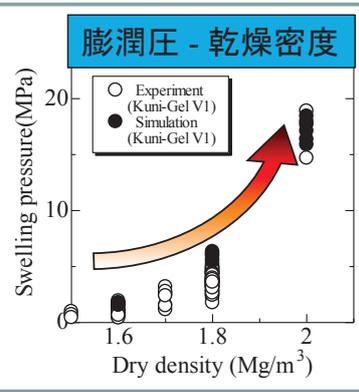
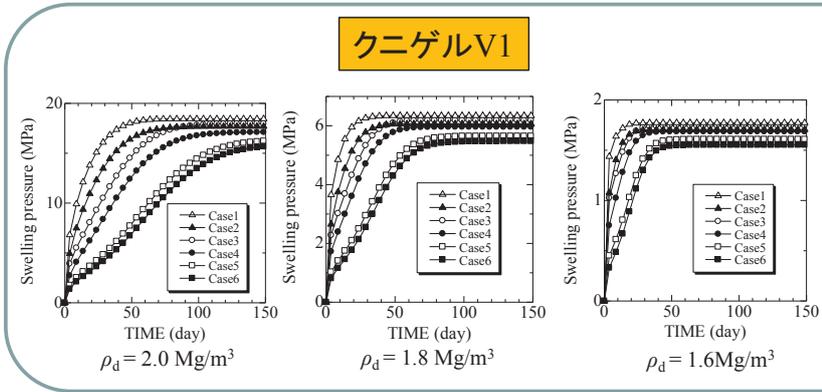


## 初期値と解析ケース

乾燥密度: 1.6, 1.8, 2.0 Mg/m<sup>3</sup>  
初期飽和度, サクション: 下図



# 膨潤圧試験シミュレーション



# 新しい分野

## 地震学への挑戦

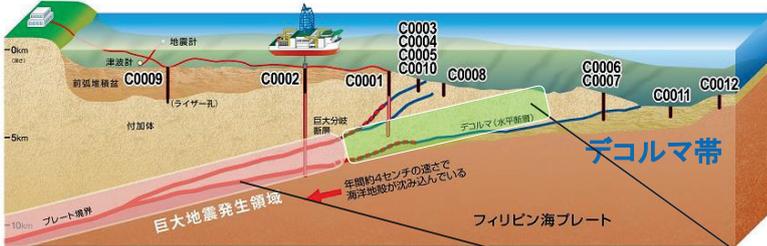


### 深海底プレート境界デコルマ帯における せん断破壊モデル

# 研究背景

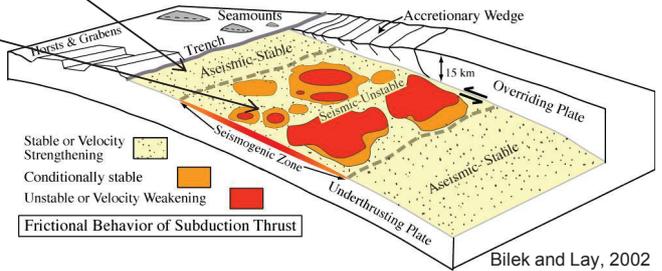
## 地震発生帯モデル

海溝型地震: プレート間が固着してひずみを蓄えているところで発生する  
 プレート境界断層浅部: 未固結物質で構成されているため固着が弱い(安定滑り領域)



固着が弱いはずなのに固着している箇所がある

海洋研究開発機構 (JAMSTEC)  
 地球深部探査センター (CDEX) による



Bilek and Lay, 2002

## 東日本大震災

海底面付近にまで亀裂が見つかった  
 →プレート境界断層浅部が大きく滑ったことになる

浅部の滑りは巨大津波を伴う地震の発生につながる



東北地方太平洋沖地震震源海域 (しんかい6500により確認された亀裂)

# 研究背景

東日本大震災...

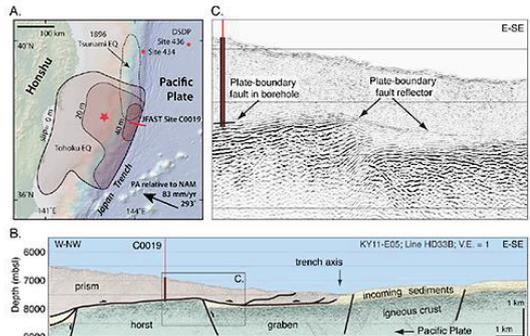
プレート境界沈み込み帯(デコルマ帯)浅部で滑り破壊が生じた

## 深海科学掘削

- \* プレート境界断層の構成鉱物と物性の解明
- \* 断層面及び近傍の摩擦特性の分析



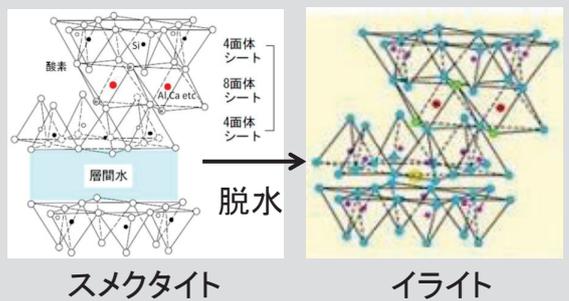
- プレート境界断層: スメクタイトが豊富な遠洋性粘土層
- 滑りの局所化がみられた(5m未満)(デコルマ層厚約20m)
- 滑り領域でイライト含有率が増加



JAMSTECプレスリリース: 東北地方太平洋沖地震における巨大地震・津波発生メカニズムの解明

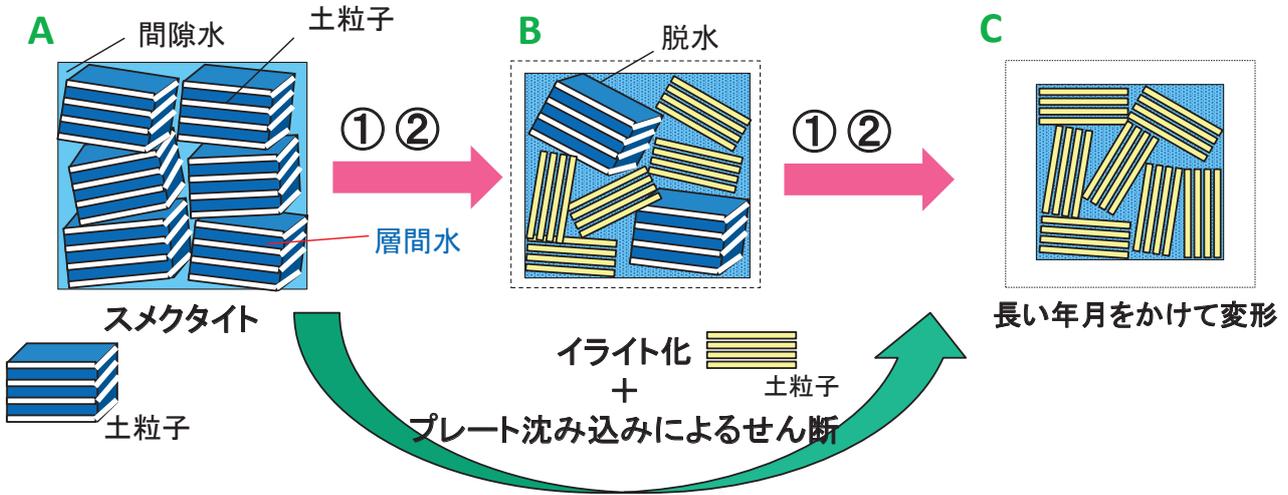
## スメクタイト

- \* 鉱物内に層間水を有した構造
- \* 強度が低くかつ透水性が悪い
- \* 60°C~150°C層間水の脱水が生じる
- \* イライトに変質する(層間水→カリウムイオン)
- \* 非線形弾性体のような性質をもつ (高山 2014.神戸大)



## デコルマ帯で生じる変形メカニズム

- ① スメクタイトのイライト化による変形
- ② せん断(プレート沈み込み)による変形



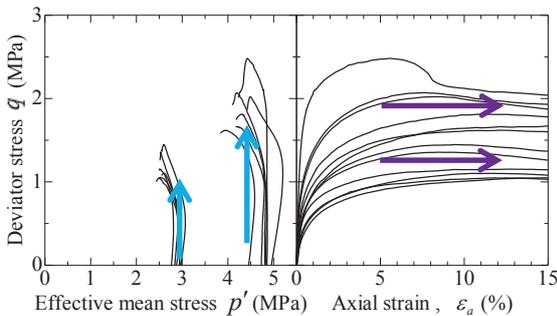
変質しながらせん断力を受ける ←モデル・実験がない

### 研究目的

変質しながらせん断力を受けるデコルマ帯の力学挙動について検討するため、変質を考慮した構成式を提案

## 飽和ベントナイト(スメクタイト粘土)の力学特性

三軸非排水せん断試験 (笹倉ら 2002)



・軸差応力の増加に対し、平均有効応力の増減がない

⇒ **ダイレイタンスー特性をもたない**

・せん断途中から、軸差応力がほとんど変化せずに軸ひずみが進行

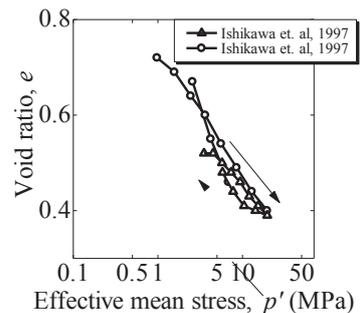
⇒ **通常の土質材料と同様に限界状態が存在**

### 飽和モンモリロナイトの一次元圧密試験 (高山(2014))

飽和したモンモリロナイトは弾塑性体であるにもかかわらず弾性体のような挙動をとる(一次元圧密試験結果)

ダイレイタンスー係数(柴田(1963)) 
$$D = \frac{\lambda - \kappa}{(1 + e_0)M}$$

スメクタイト → 弾性体のような性質を持つ弾塑性体  $\lambda \approx \kappa$   
 イライト → 弾塑性体  $\lambda \neq \kappa$



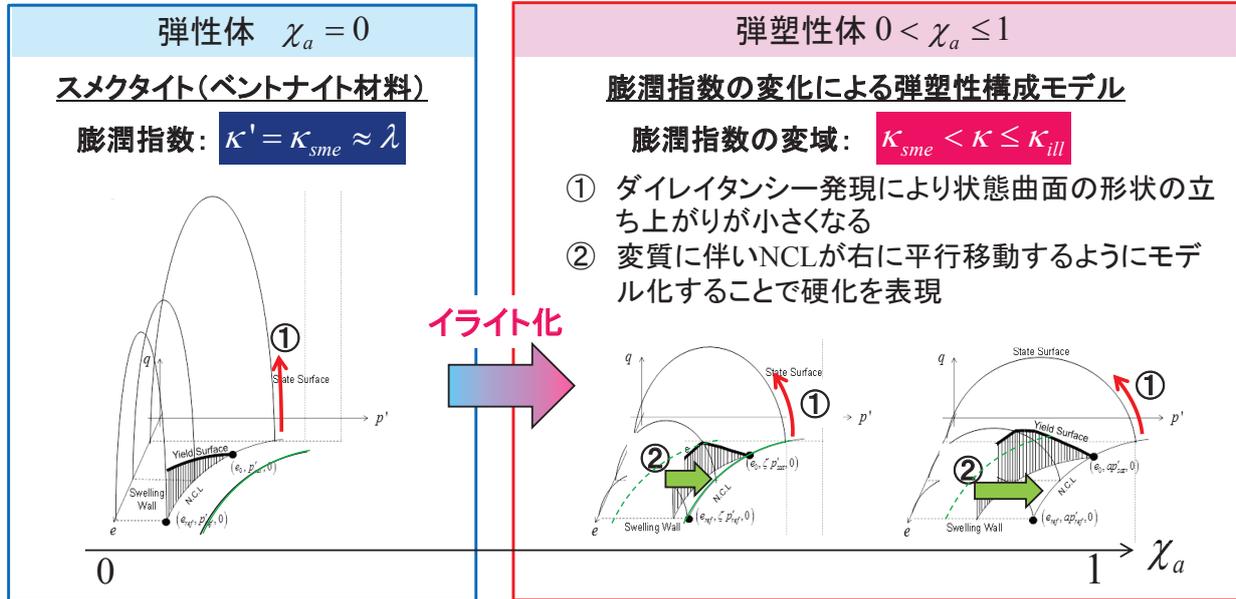
一次元圧密試験結果

## 弾塑性構成モデルの構築

### 変質に伴う膨潤指数の定義

$$\kappa' = (1 - \chi_a) \kappa_{sme} + \chi_a \kappa_{ill}$$

変質率: 1に近づくほどイライトの膨潤指数に近づく



$$\text{降伏関数: } f = \frac{\lambda - \{\kappa_{sme} - (\kappa_{sme} - \kappa_{ill})\chi_a\}}{(1 + e_0)} \ln \frac{p'}{\xi p'_{sat}} + \frac{\lambda - \{\kappa_{sme} - (\kappa_{sme} - \kappa_{ill})\chi_a\}}{(1 + e_0)} \left( \frac{q}{p'M} \right) - \varepsilon_v^p = 0$$

## 弾塑性構成モデルの構築

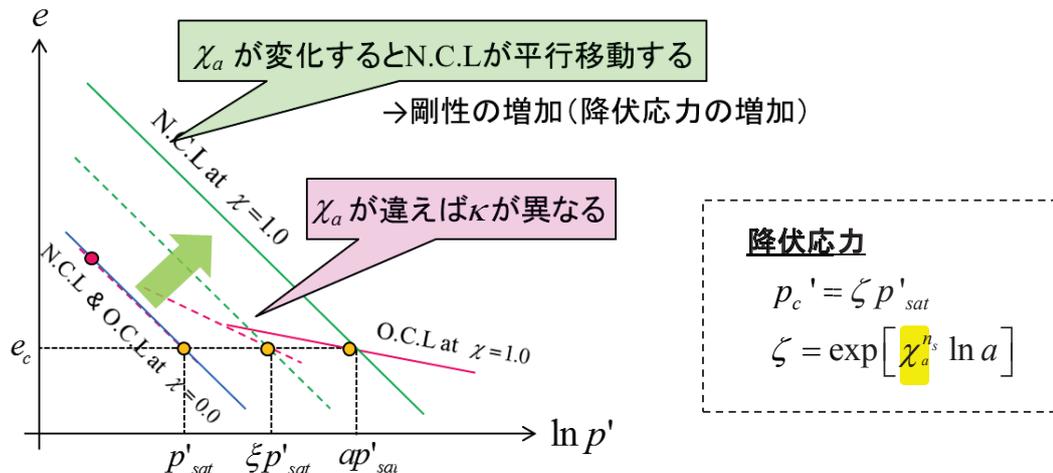
### \* スメクタイトからイライトへの変質

→ 膨潤指数の変化で表現

$$\kappa' = (1 - \chi_a) \kappa_{sme} + \chi_a \kappa_{ill}$$

### \* 変質による硬化

→ 変質率の増加により降伏応力が増加するようにモデル化

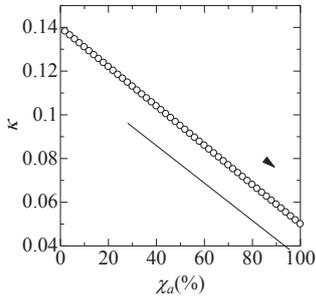


変質を考慮した主応力変化の式(等方弾性応答)

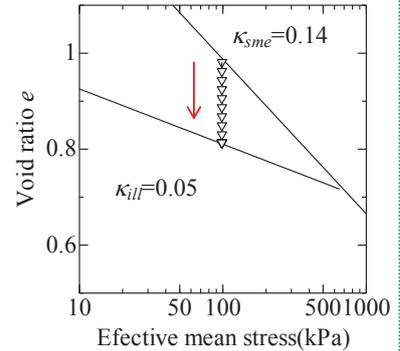
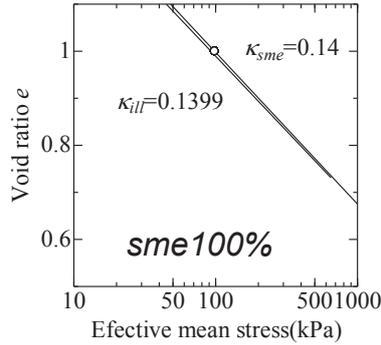
$$\dot{p}' = \frac{p'(1 + e_c)}{(1 - \chi_a) \kappa_{sme} + \chi_a \kappa_{ill}} \dot{\varepsilon}_v^e + \frac{p'}{(1 - \chi_a) \kappa_{sme} + \chi_a \kappa_{ill}} \left\{ (\kappa_{sme} - \kappa_{ill}) \ln \frac{p'}{\zeta p'_{sat}} - \kappa' \ln a \chi_a \right\} \dot{\chi}_a$$

# 要素シミュレーション結果

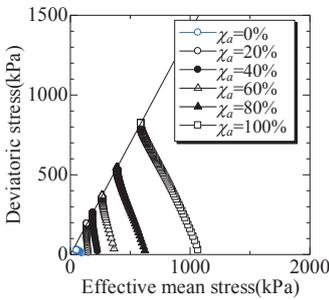
## ①変質のみ



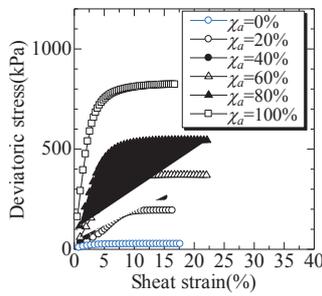
膨潤指数変化



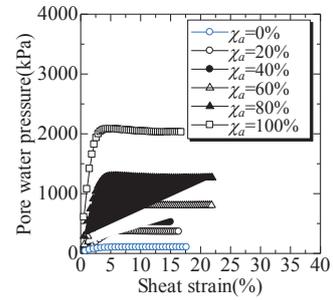
## ②変質率を様々に変えた非排水せん断



有効応力経路



せん断強度-せん断ひずみ



間隙水圧-せん断ひずみ

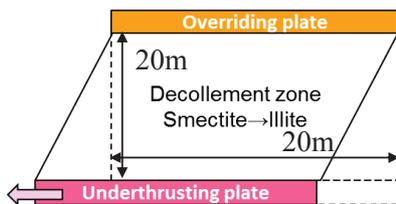
# せん断シミュレーション

スメクタイトのイライト化により局所的に強度が増加し、ひずみを蓄積。蓄積されたひずみの解放、つまり、プレート境界断層浅部における**固着域の破壊**が地震の巨大化や津波を引き起こす。



固着域の破壊時(破壊に至るまで)の挙動に**変質速度**や**初期有効応力**がどのように影響しているのか？

## せん断シミュレーション



Displacement 4cm/year

### 材料パラメータ

$\lambda$	$\kappa_{sme}$	$\kappa_{ill}$	$\rho_{smin}$	$\rho_{sMAX}$
0.14	0.14	0.05	2.35	2.75
$a$	$M_{ill}$	$k_w$ (m/year)	$\chi_{ai}$	$d\chi_a$
10	1.4	0.365	0.0	0.005

$\chi_{ai}$ : 初期の変化率,  $d\chi_a$ :  $\chi_a$  の増分

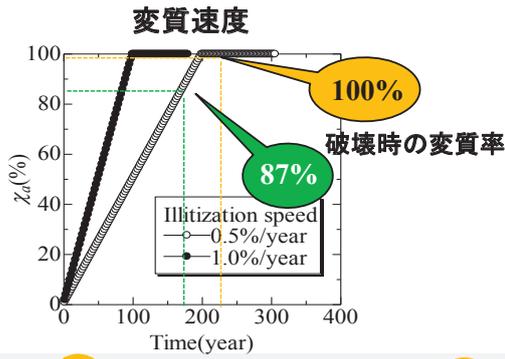
### Case1:

異なる変質速度でせん断シミュレーションを行う場合(0.5%/yearと1.0%/yearの2パターン)

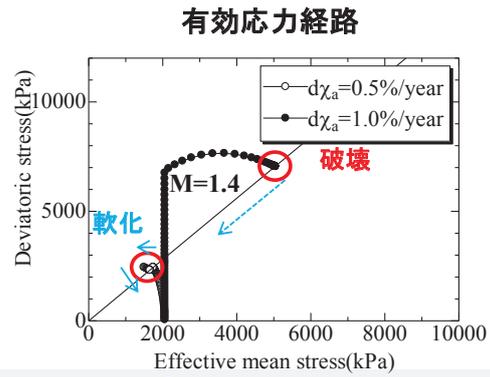
### Case2:

異なる初期有効応力でせん断シミュレーションを行う場合(2000(kPa)と4000(kPa)の2パターン)

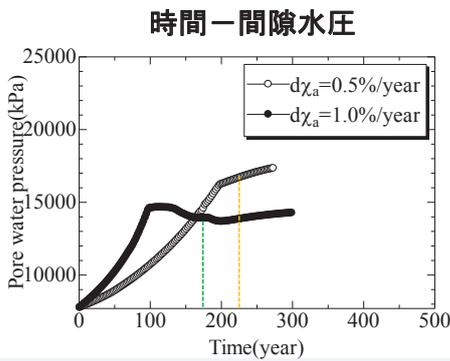
## Case1解析結果(変質速度が異なる場合)



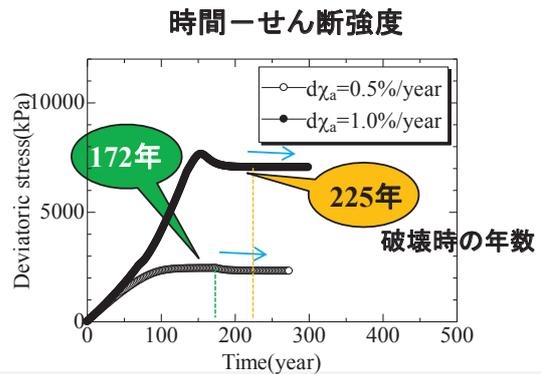
変質速度 **大** → 破壊時の変質率 **大**



変質速度 **大** → 破壊時の強度 **大**

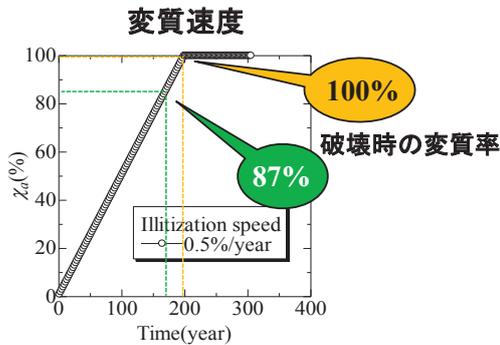


変質速度 **大** → 破壊時の水圧 **小**

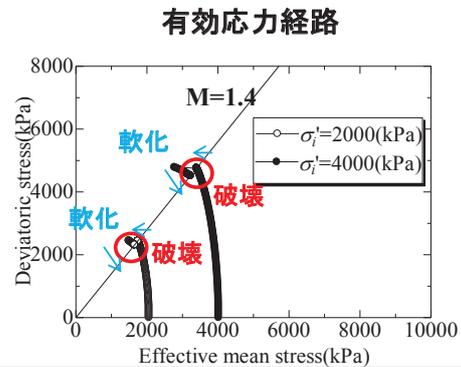


変質速度 **大** → 破壊までの時間 **長**

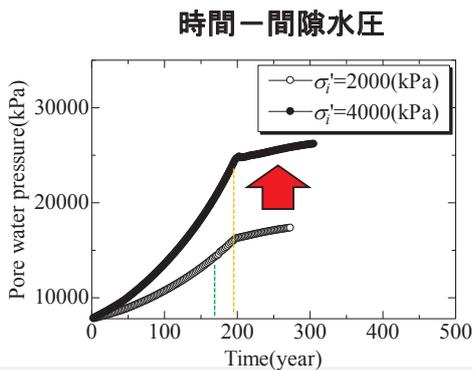
## 解析結果②(初期有効応力が異なる場合)



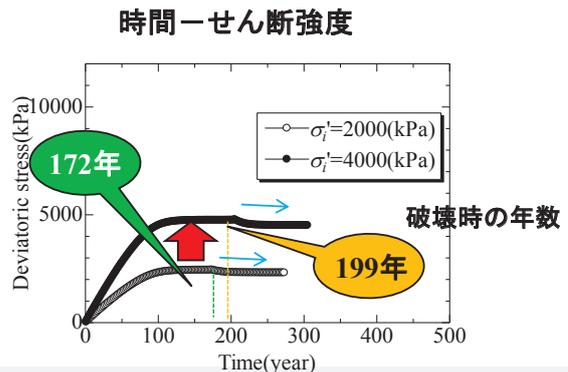
初期有効応力 **大** → 破壊時の変質率 **大**



初期有効応力 **大** → 破壊時の強度 **大**



初期有効応力 **大** → 破壊時の水圧 **大**

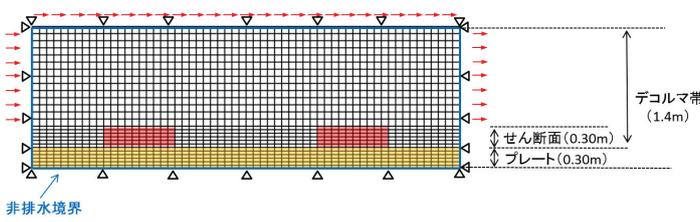


初期有効応力 **大** → 破壊までの時間 **長**

# せん断シミュレーション

## プレートの沈み込みを想定したせん断シミュレーション

Ex.南海トラフ



せん断面の2か所(赤色)を変質  
初期変質率0→100年で変質終了

### 材料パラメータ

	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$\nu$	$e_0$	$k_s (m/day)$
スメクタイト	0.14	0.14	0.5	0.45	1.0	0.60
イライト	0.14	0.05	1.4	0.45	1.0	0.60
プレート	0.11	0.01	1.3	0.31	0.8	3.6E-05

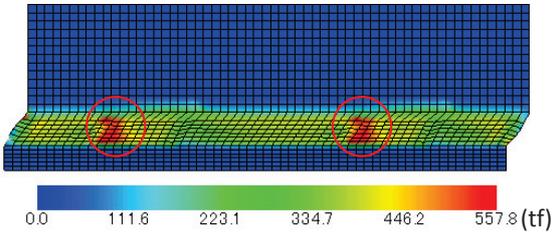
- デコルマ帯の厚さ約20m
- 4cm/yearで海洋プレートが沈み込む
- 約100年周期で地震が発生



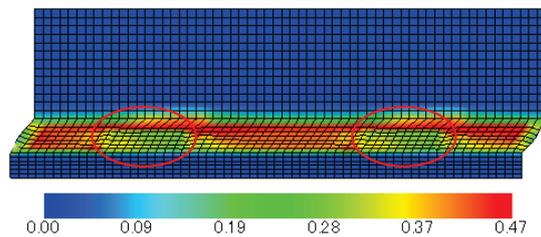
100年間でせん断ひずみが20%となるようなせん断シミュレーションを行う

## 解析結果

せん断強度分布

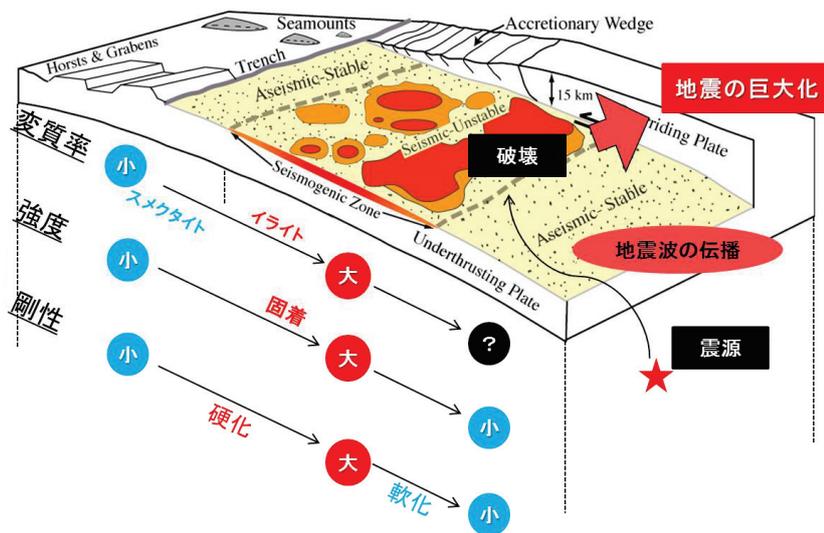


せん断ひずみ分布



スメクタイトがイライトに変質することで強度が増加し変質箇所が固着域となり得る

3



スメクタイトがイライト化することにより強度が増加し、固着域になり得る。

実際の地震の周期や規模と比較検討を行うことにより、実測が困難な変質速度や初期の応力状態を推定(逆算)することが可能。

固着域は破壊後、軟化することが推測される。

→ 一度破壊すると今後固着域にはなり得ず、同じ場所が固着域となる可能性あり。

7

圧密・浸透(軟弱地盤)分野

MIDAS CONSTRUCTION  
TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION



株式会社マイダスイテジヤパン

〒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.