

SERID研究会「技術講習会」

滋賀県大津市、TKP琵琶湖ホテル

2023年11月17日(水) 10:30 - 12:05

ため池堤体等盛土構造物における 性能設計と性能施工の意義

龍岡文夫

東京大学・東京理科大学名誉教授

盛土構造物の性能設計と性能施工 1/2

1. 要求性能、性能設計、性能施工
2. 性能設計での盛土材のせん断強度の枠組み
 - 2-1. 盛土の多様なせん断強度（締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の影響、ピーク強度と残留強度の関係等）
 - 2.2 性能設計での排水せん断強度
 - ・標準的設計せん断強度との関係
 - ・ピーク強度・残留強度を考慮したNewmark法による残留変形
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓とこの教訓に基づいた性能設計・性能施工
 - 3-1 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 - 3-2 地震時における飽和土の非排水せん断強度の継時的低下と締固めの効果を考慮した飽和盛土の地震時残留変形解析（Newmark-D法すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析）
 - 3-3 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

盛土構造物の性能設計と性能施工 2/2

3. 盛土の締固め管理の合理化(性能施工)

3-1 盛土の品質を低下させる四つの要因

3-2 含水比管理と空気間隙率管理での諸問題と対応策

3-3 飽和度に基づく締固め特性の法則性

3-4 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

3-5 飽和度管理を重視した締固め管理

3-6 飽和度管理に基づく地盤剛性指標を活用した締固め管理

4. まとめ

盛土構造物の性能設計と性能施工 1/2

1. 要求性能、性能設計、性能施工
2. 性能設計での盛土材のせん断強度の枠組み
 - 2-1. 盛土の多様なせん断強度（締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の影響、ピーク強度と残留強度の関係等）
 - 2.2 性能設計での排水せん断強度
 - ・標準的設計せん断強度との関係
 - ・ピーク強度・残留強度を考慮したNewmark法による残留変形
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓とこの教訓に基づいた性能設計・性能施工
 - 3-1 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 - 3-2 地震時における飽和土の非排水せん断強度の継時的低下と締固めの効果を考慮した飽和盛土の地震時残留変形解析（Newmark-D法すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析）
 - 3-3 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

盛土構造物の性能設計・性能施工の目標と課題

①要求性能：社会が必要とする盛土構造物に要求される性能

- ・道路・鉄道、宅地、貯水・遮水等の機能、耐災性(地震、豪雨・洪水等に対する安定性)、維持管理の容易さ等の**要求性能**の設定は適切か？
- ・建設+長期維持管理+災害・復旧全体のライフサイクルコストを評価しているか？

②性能設計：①での要求性能を実現する設計

- ・設計荷重を、**要求性能**に応じて適切に設定しているか？
- ・盛土の強度・剛性等の設計値は、性能評価法に適合し、現実的・合理的か？
- ・盛土構造物の長期・災害時残留変形、崩壊に対する安定性、復旧性などの性能を、現実的・合理的・定量的に解析し評価しているか？

③性能施工：①での要求性能を実現し②性能設計と対応した施工

- ・要求性能を保証する物性値を実現する盛土材管理・締固め管理か？

②性能設計と③性能施工は、①要求性能の実現の両輪

盛土構造物の性能設計・性能施工の目標と課題

①要求性能：社会が必要とする盛土構造物に要求される性能

- ・道路・鉄道、宅地、貯水・遮水等の機能、耐災性(地震、豪雨・洪水等に対する安定性)、維持管理の容易さ等の**要求性能**の設定は適切か？
- ・建設+長期維持管理+災害・復旧全体のライフサイクルコストを評価しているか？

②性能設計：①での要求性能を実現する設計

- ・設計荷重を、**要求性能**に応じて適切に設定しているか？
レベルII設計地震荷重等の設計荷重の設定は適切か？
- ・盛土の強度・剛性等の設計値は、性能評価法に適合し、現実的・合理的か？
締固めの良否等の施工のレベルが、設計に反映されているか？
飽和土の地震荷重による非排水せん断強度の低下を考慮しているか？
- ・盛土構造物の長期・災害時残留変形、崩壊に対する安定性、復旧性などの性能を、現実的・合理的・定量的に解析し評価しているか？
地震時の盛土の残留変形を算定し、要求性能に基づいて評価しているか？

③性能施工：①での要求性能を実現し②性能設計と対応した施工

- ・要求性能を保証する物性値を実現する盛土材管理・締固め管理か？
盛土材土質・締固めエネルギー, 締固め度・含水比・飽和度等を、要求性能を保証するように規定し管理しているか？

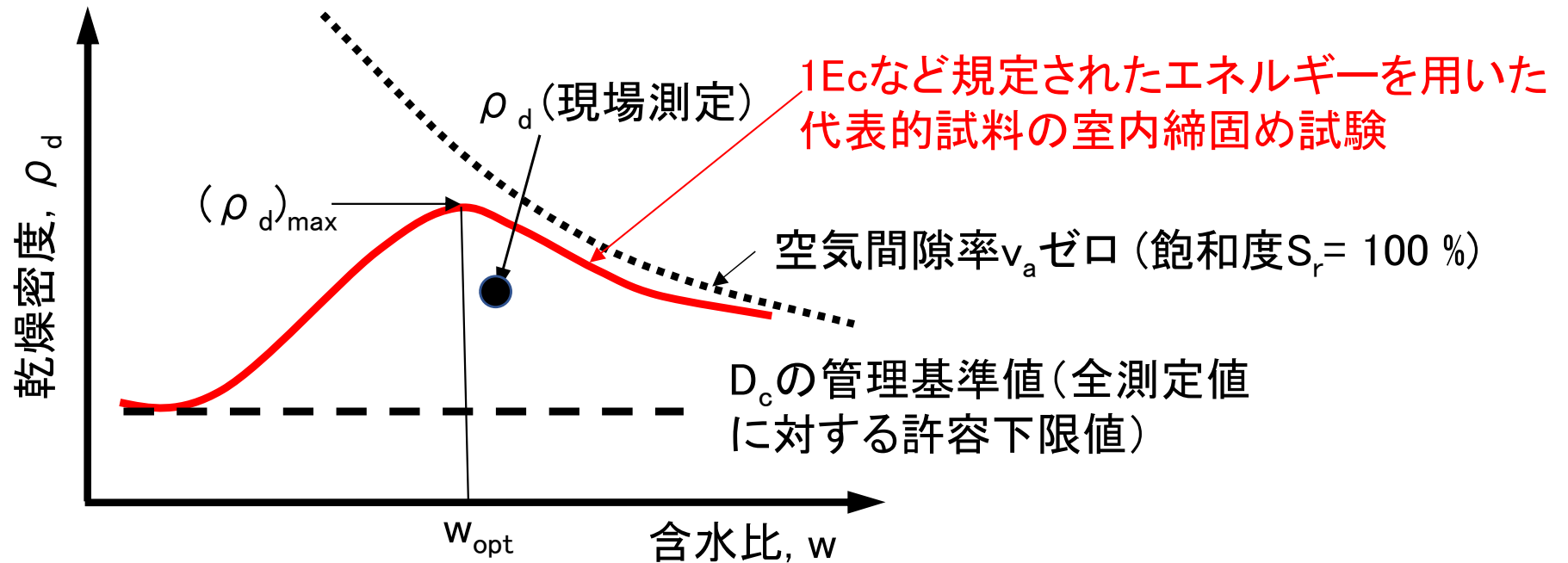
盛土構造物の性能設計と性能施工 1/2

1. 要求性能、性能設計、性能施工
2. 性能設計での盛土材のせん断強度の枠組み
 - 2-1. 盛土の多様なせん断強度（締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の影響、ピーク強度と残留強度の関係等）
 - 2.2 性能設計での排水せん断強度
 - ・標準的設計せん断強度との関係
 - ・ピーク強度・残留強度を考慮したNewmark法による残留変形
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓とこの教訓に基づいた性能設計・性能施工
 - 3-1 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 - 3-2 地震時における飽和土の非排水せん断強度の継時的低下と締固めの効果を考慮した飽和盛土の地震時残留変形解析（Newmark-D法すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析）
 - 3-3 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

盛土の締固め管理の基本

締固め度:

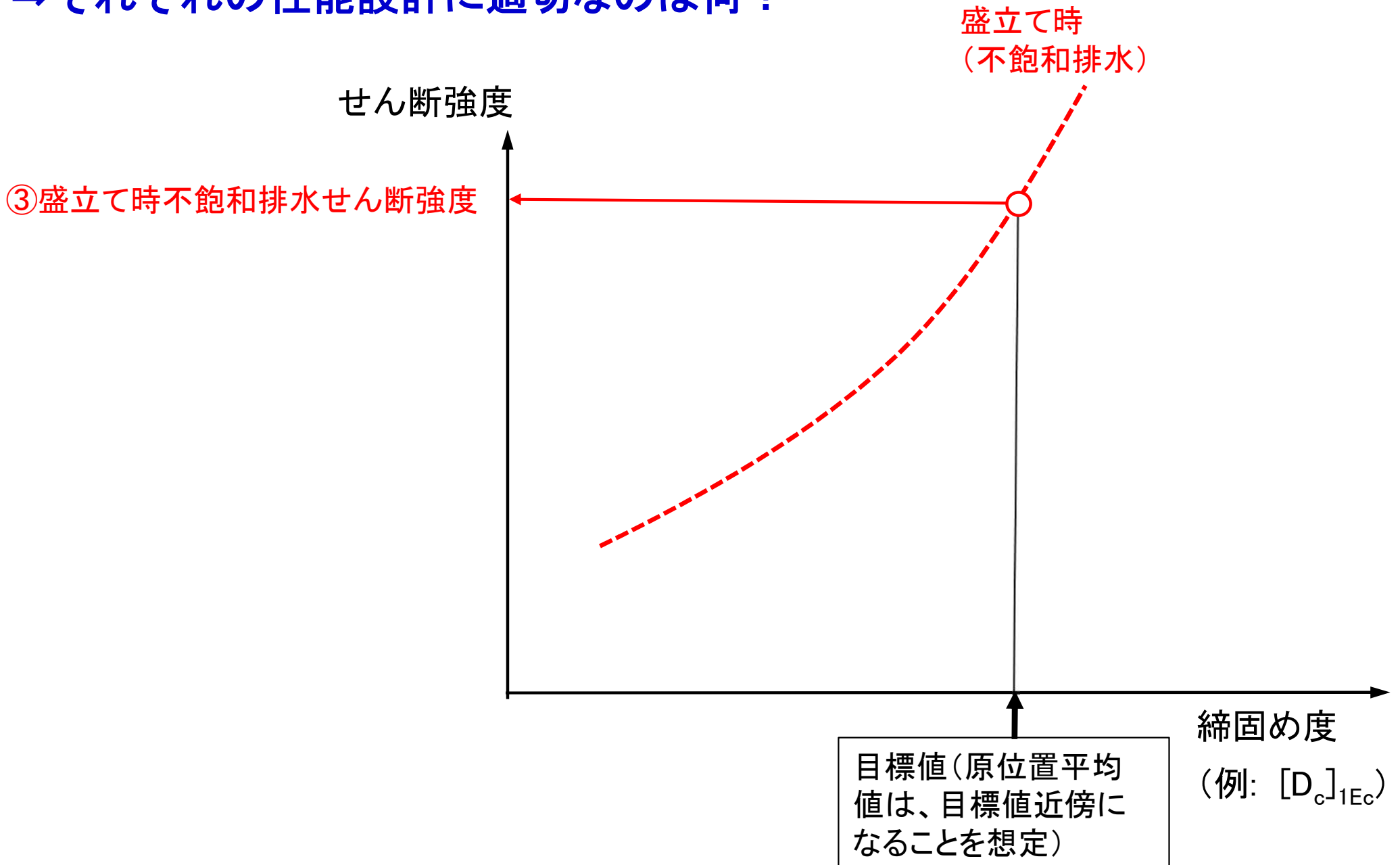
$$D_c = \frac{\rho_d (\text{現場測定})}{(\rho_d)_{\max} (\text{室内締固め試験})} \times 100 (\%)$$



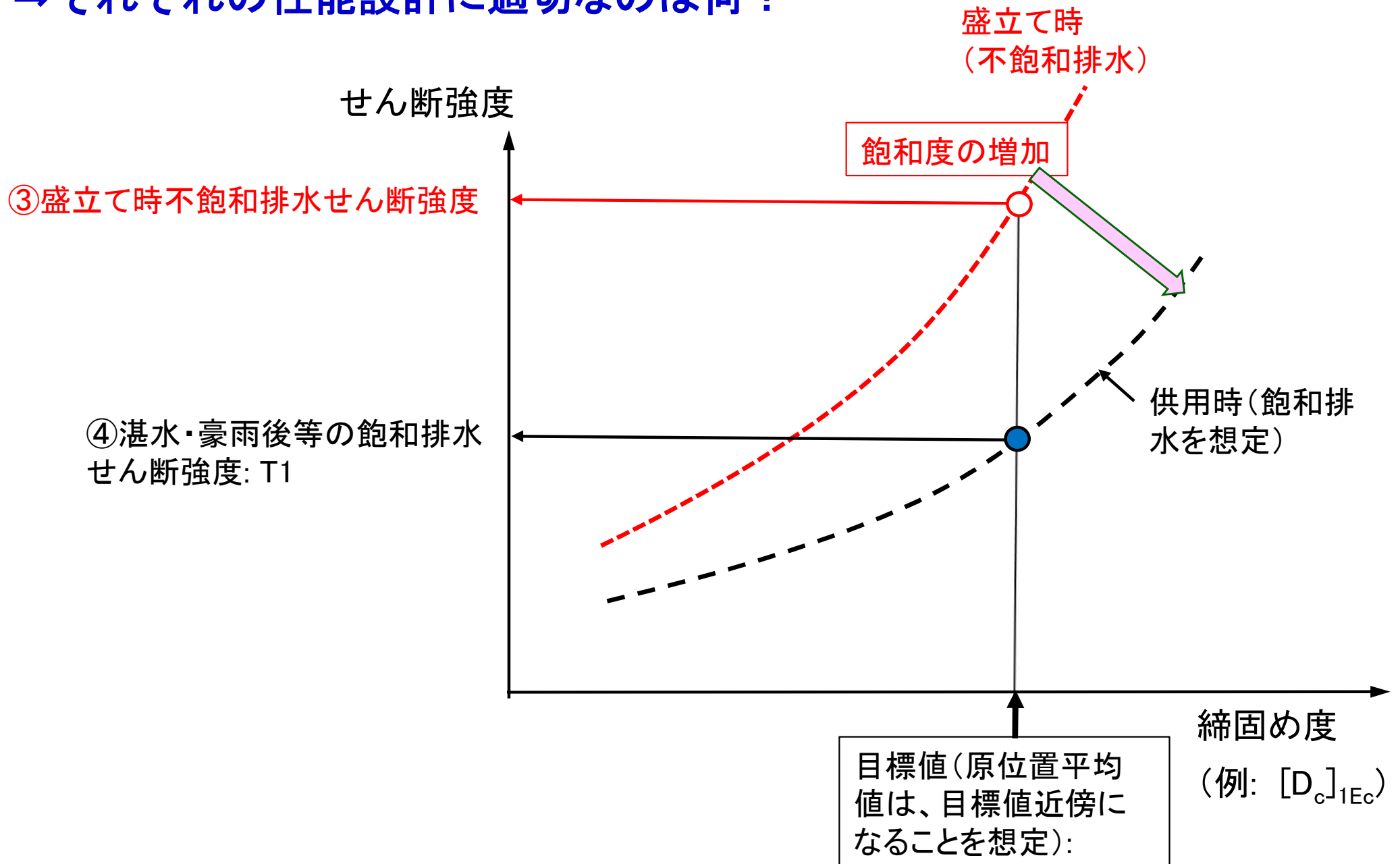
管理1: D_c の全測定値 \geq 所定の管理基準値(90%など)を確認

管理2: w の w_{opt} を基準とした上下限值管理

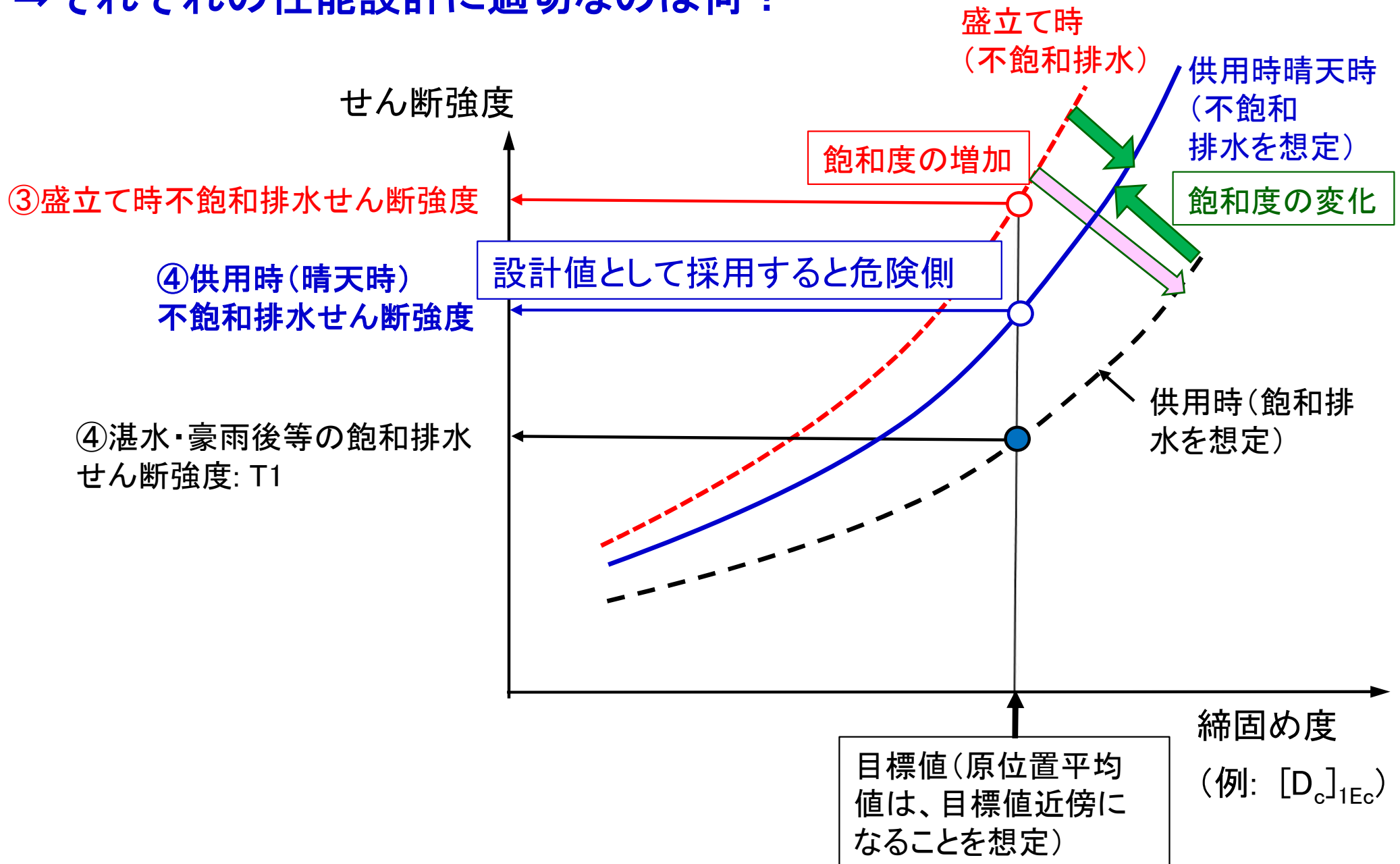
盛土のせん断強度は、土質タイプの他に、締固め度、飽和度、載荷条件
(単調載荷/繰返し載荷、排水条件、ピーク強度・残留強度等)によって様々
⇒それぞれの性能設計に適切なのは何？



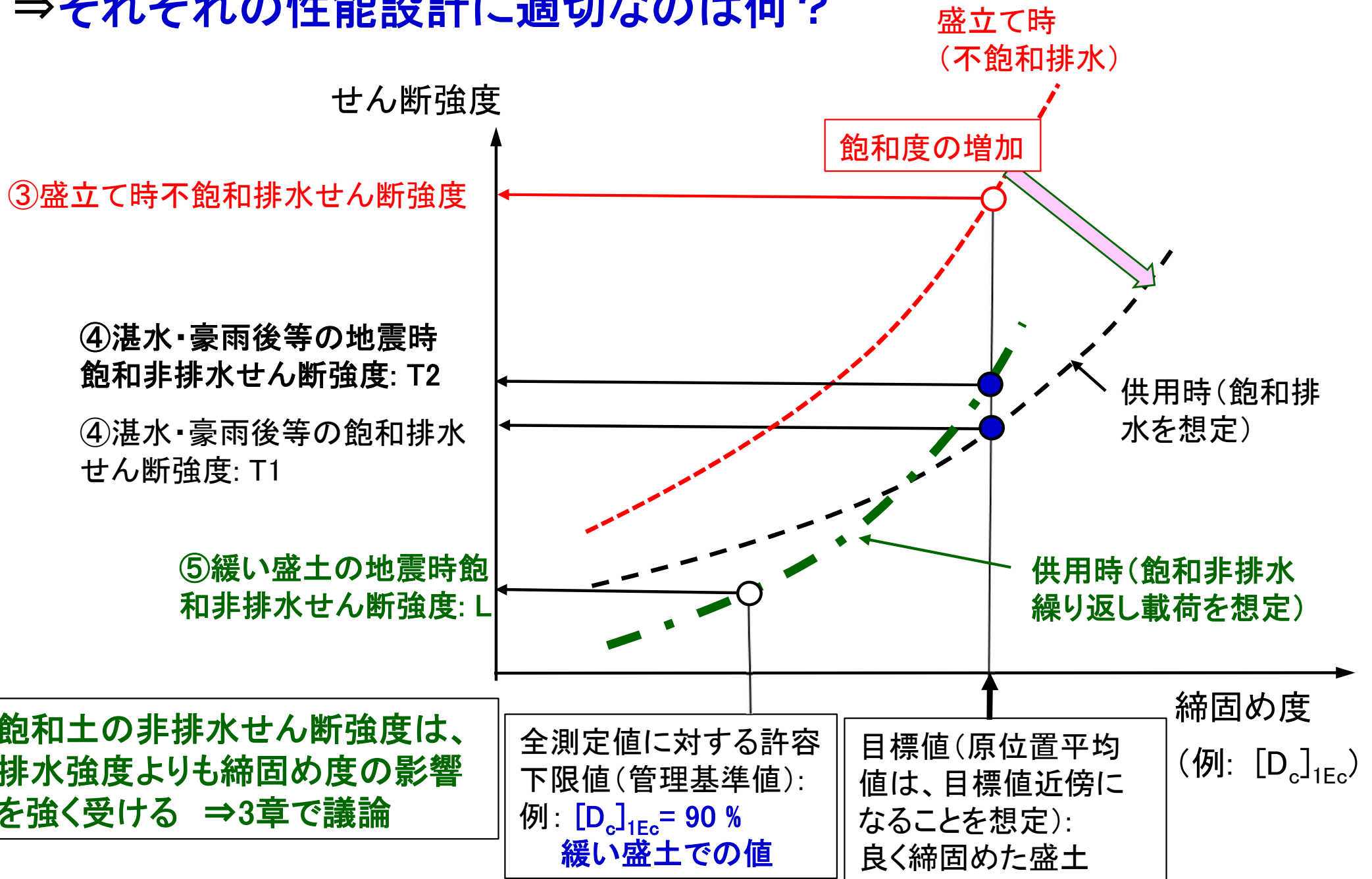
盛土のせん断強度は、土質タイプの他に、締固め度、飽和度、載荷条件
(単調載荷/繰返し載荷、排水条件、ピーク強度・残留強度等)によって様々
⇒それぞれの性能設計に適切なのは何？



盛土のせん断強度は、土質タイプの他に、締固め度、飽和度、載荷条件
 (単調載荷/繰返し載荷、排水条件、ピーク強度・残留強度等)によって様々
 ⇒それぞれの性能設計に適切なのは何？



盛土のせん断強度は、土質タイプの他に、締固め度、飽和度、載荷条件(単調載荷/繰返し載荷、排水条件等)によって様々
 ⇒それぞれの性能設計に適切なのは何？



盛土構造物の性能設計と性能施工 1/2

1. 要求性能、性能設計、性能施工

2. 性能設計での盛土材のせん断強度の枠組み

2-1. 盛土の多様なせん断強度（締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の影響、ピーク強度と残留強度の関係等）

2.2 性能設計での排水せん断強度

・標準的設計せん断強度との関係

・ピーク強度・残留強度を考慮したNewmark法による残留変形

3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓と

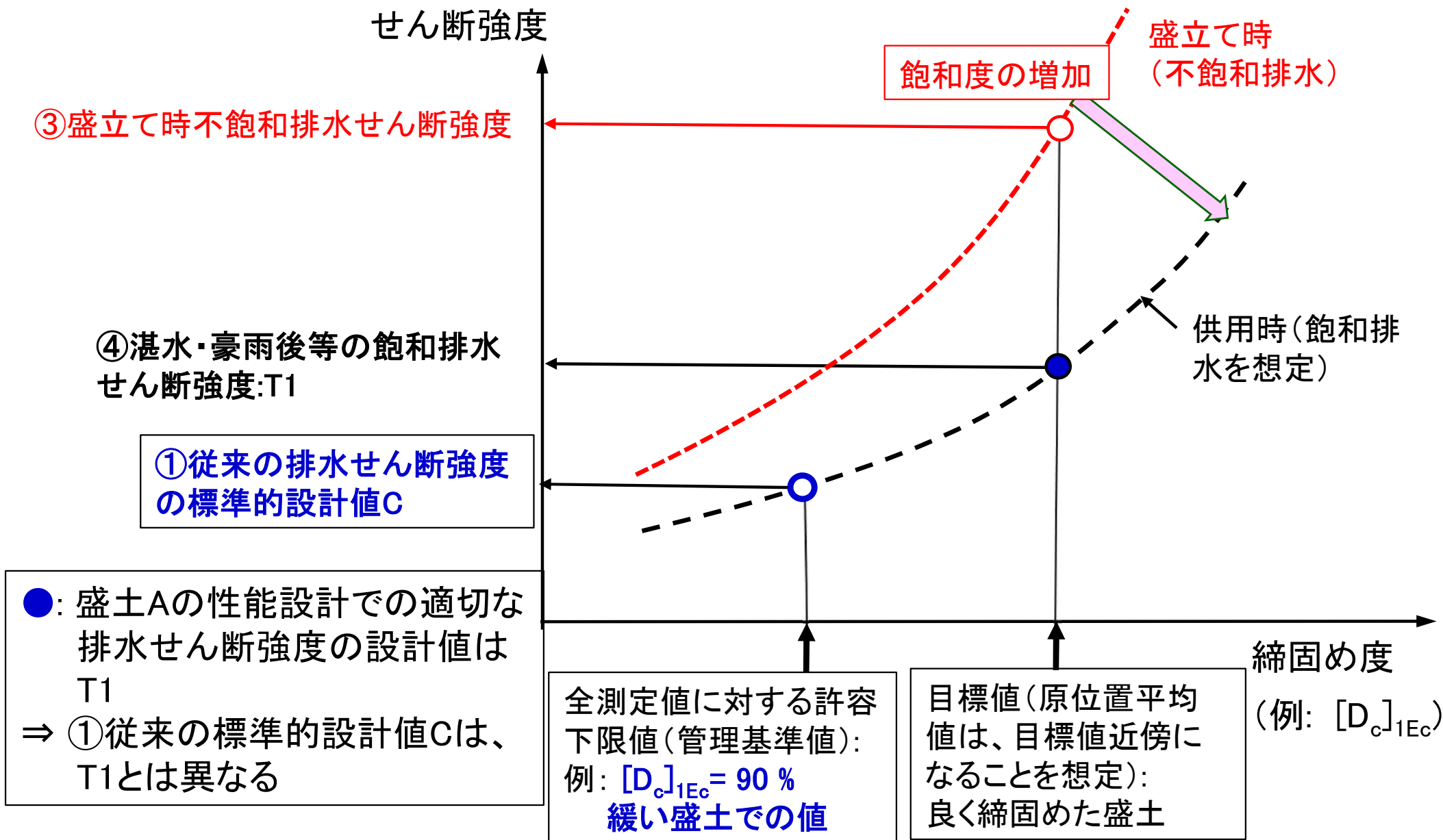
この教訓に基づいた性能設計・性能施工

3-1 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係

3-2 地震時における飽和土の非排水せん断強度の継時的低下と締固めの効果を考慮した飽和盛土の地震時残留変形解析（Newmark-D法すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析）

3-3 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

道路・鉄道盛土等での従来の慣用設計法では、**全測定値の許容下限値(管理基準値)**は $(D_c)_{1Ec} = 90\%$ 程度で、それに対応した**①標準的排水せん断強度C**を使用するが多い。しかし、 $(D_c)_{1Ec} = 90\%$ はかなり緩い締固め状態。締固め目標値は、それよりも5%程度高く設定する必要がある……以下で説明



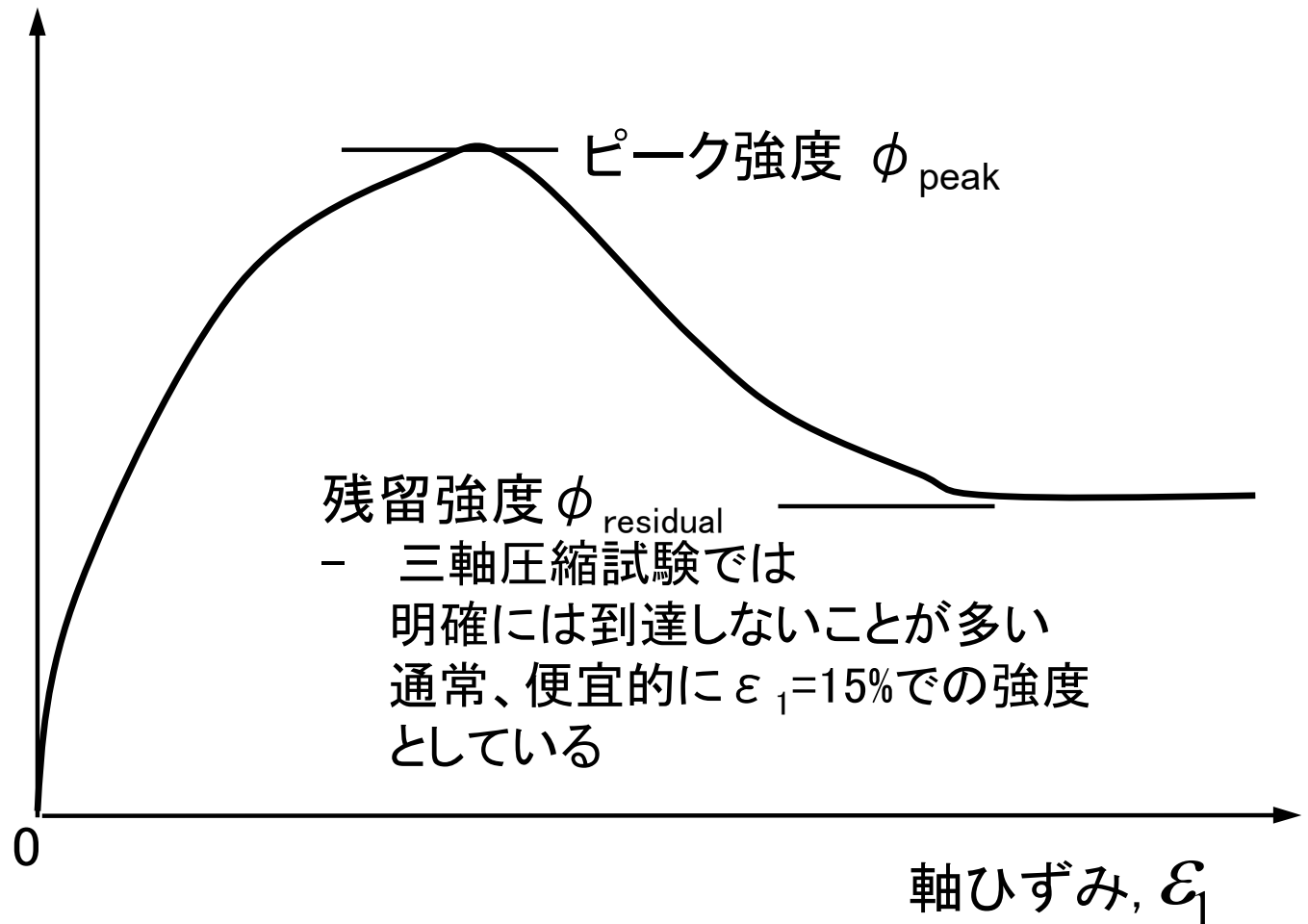
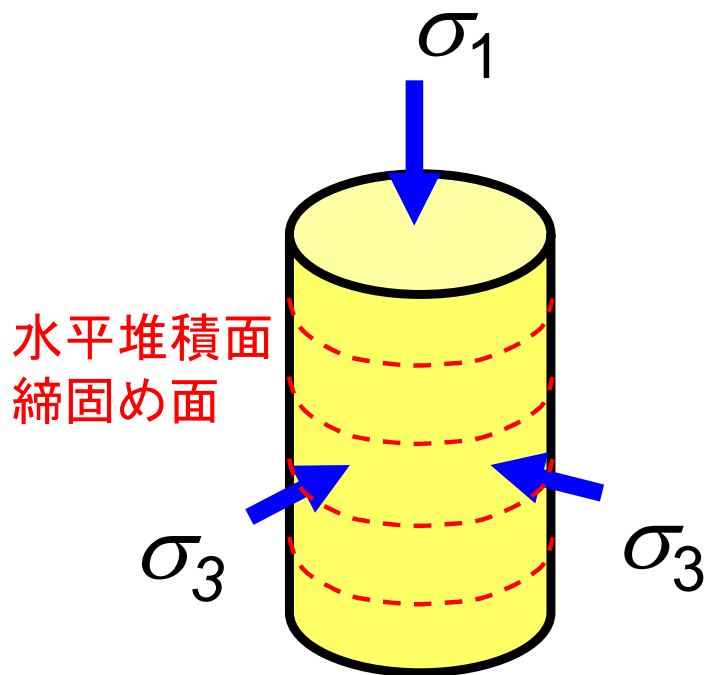
排水三軸圧縮試験でのピーク強度と残留強度

動員された摩擦角:

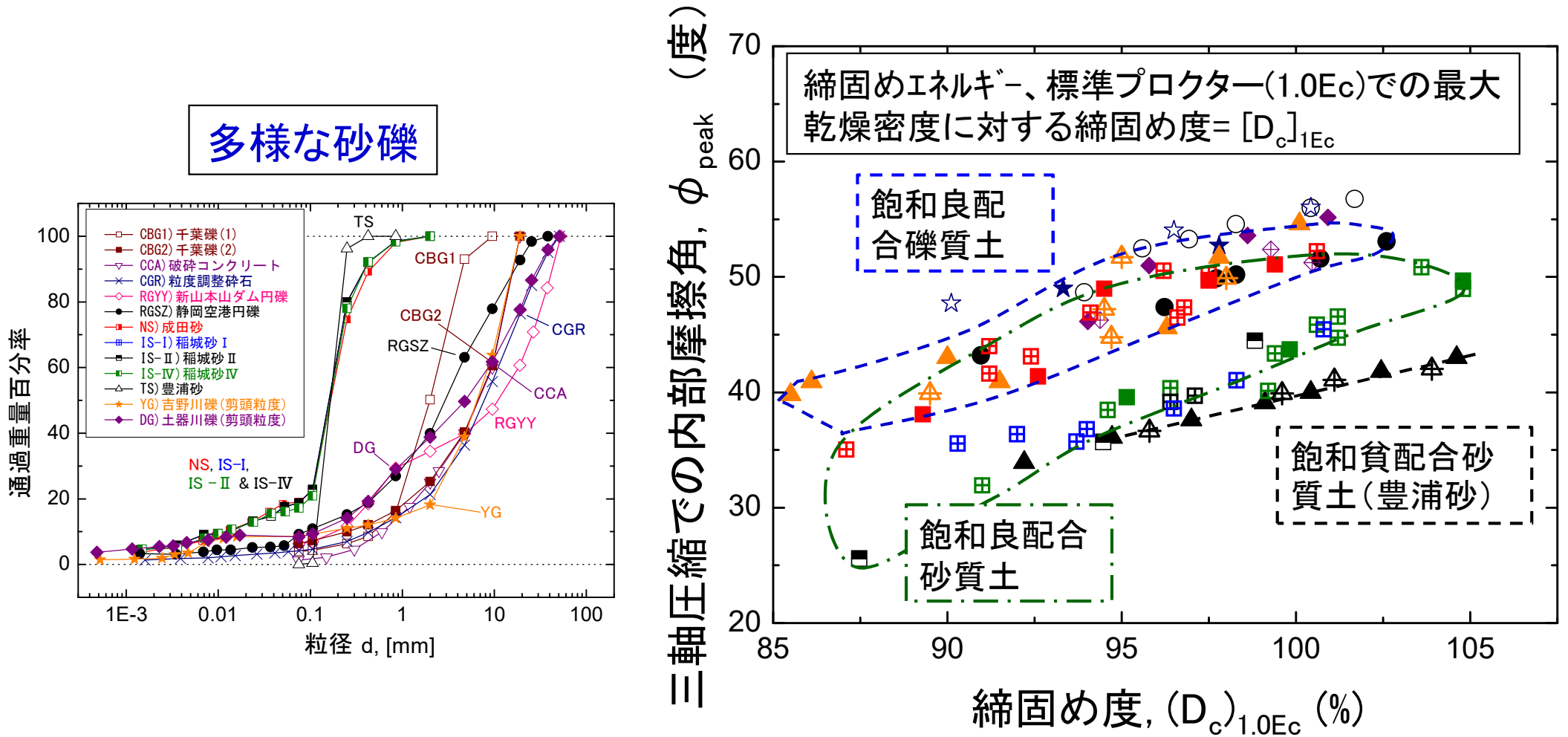
$$\phi_{mob} = \arcsin \left[(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3') \right]$$

三軸圧縮試験:

$$\sigma_1 > \sigma_3$$



東京理科大学での多様な砂礫の排水三軸圧縮試験(拘束圧50kPa)による内部摩擦角 $\phi_{peak} = \arcsin[(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')]_{peak}$ と締固め度 $(D_c)_{1Ec}$ の関係



土質毎に明確な関係、 ϕ_{peak} に対する締固め度の効果は非常に大きい！
 しかし、従来の慣用的実務設計では、**締固めの良否を反映していない標準的せん断強度**を用いて、締固め効果を考慮していない場合が多い

排水三軸圧縮試験(拘束圧50kPa)による内部摩擦角

と道路・鉄道盛土での標準的設計値の関係

$$\phi_{peak} = \arcsin[(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')]_{peak}$$

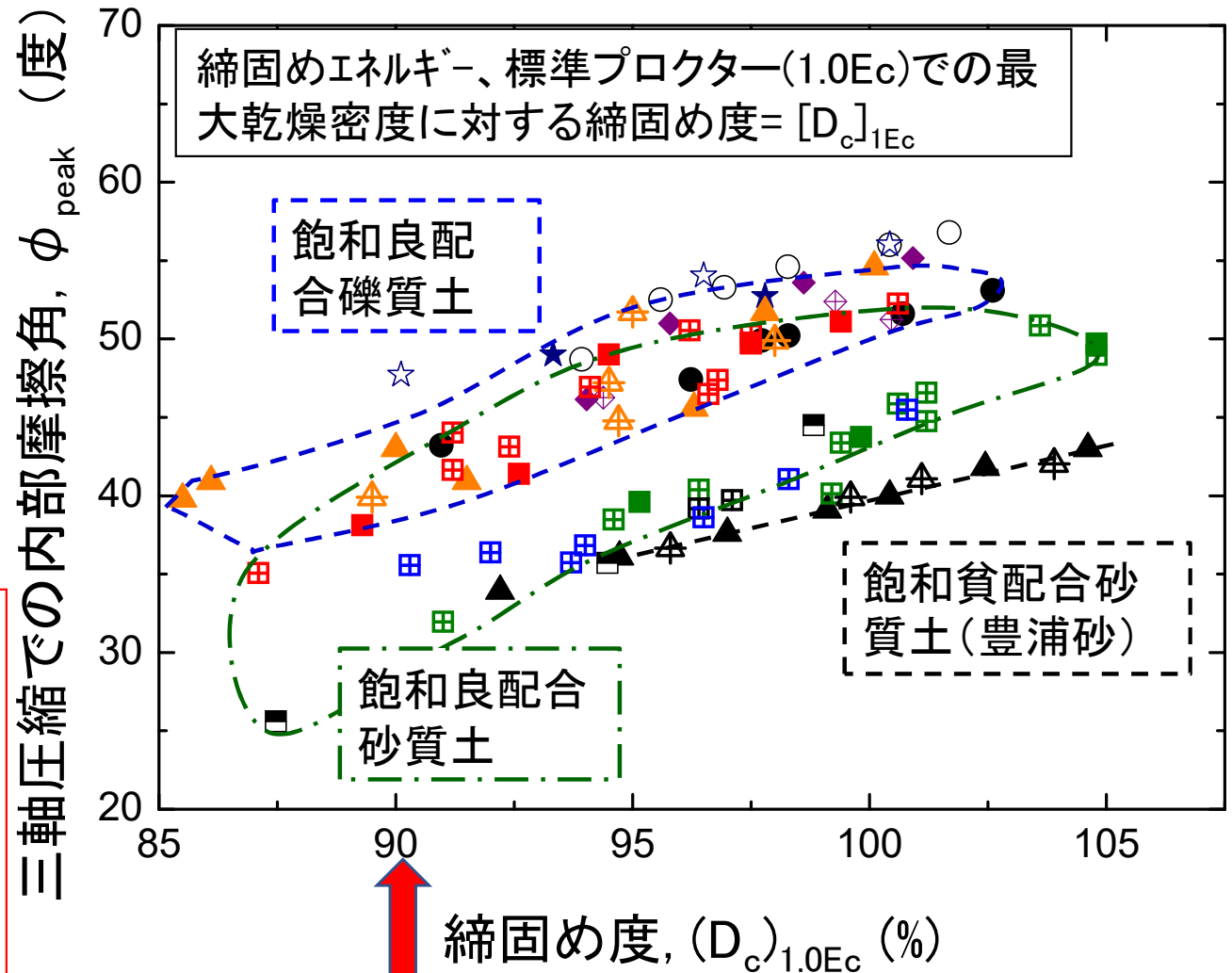
道路・鉄道等の擁壁裏込め盛土に対する、従来の標準的設計値($c=0$)、

$[D_c]_{1Ec}$ 値との対応は不明:

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

これらの値は、

- ・ $(D_c)_{1.0Ec} \approx 90\%$ での、かなり緩い状態での値
- ・ 残留強度 $\phi_{residual}$ に相当
- ⇒ 良く締固めた土のピーク強度 ϕ_{peak} としては低すぎる
- ⇒ これらを設計値とすると、レベルII設計地震動に対する設計が困難になる

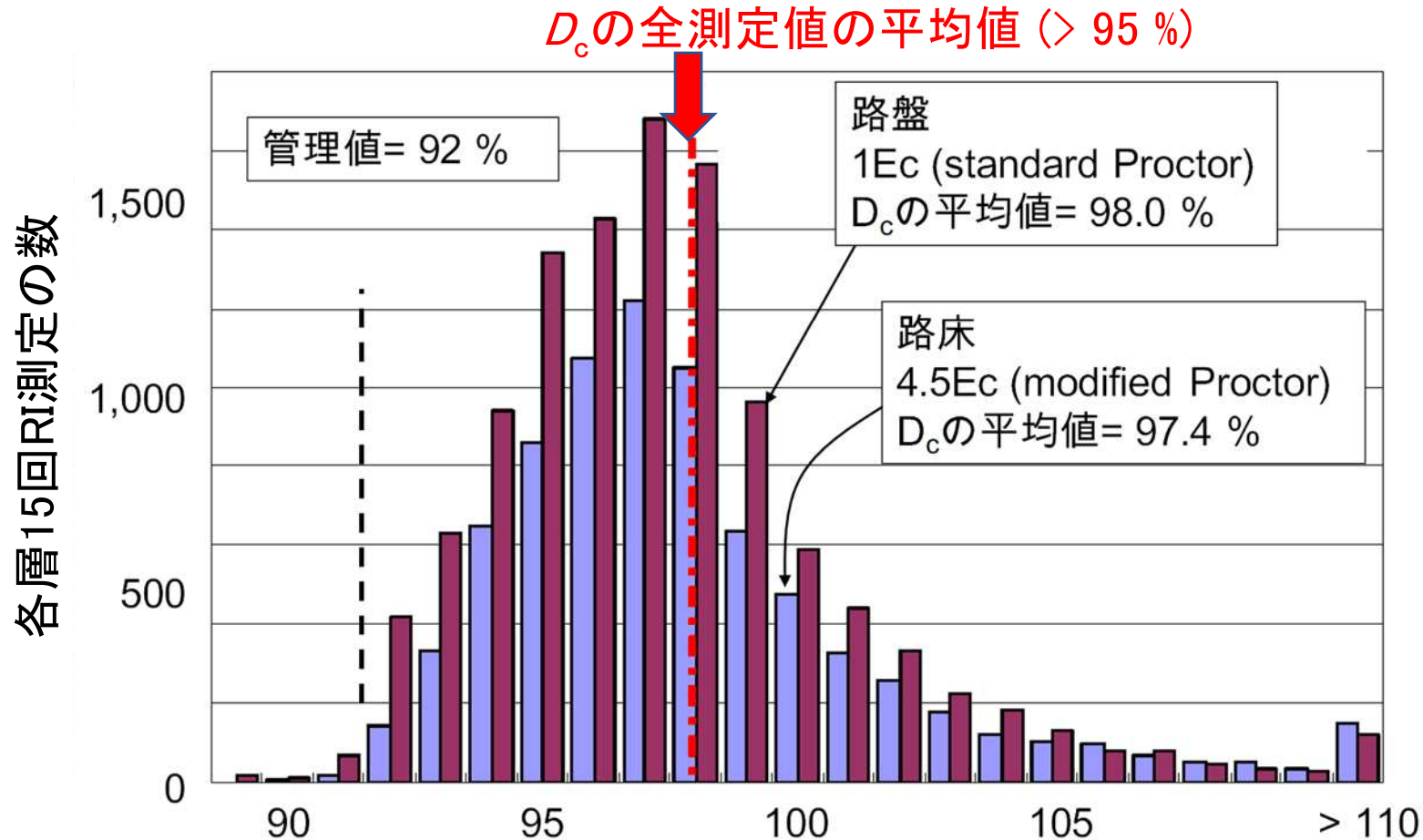


$(D_c)_{1.0Ec} = 90\%$

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 ≤ 40 mm & FC ≤ 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(この図での D_c は平均値)

D_c の管理基準値は、砂置換法による一点測定の場合は90%



各層15回RI測定による乾燥密度の平均値に基づく締固め度, D_c (%)

横田聖哉・中村洋文(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 \approx 管理値(92%*) + 6 % (重要な意味)

排水三軸圧縮試験(拘束圧50kPa)による内部摩擦角

と道路・鉄道盛土での標準的設計値の関係

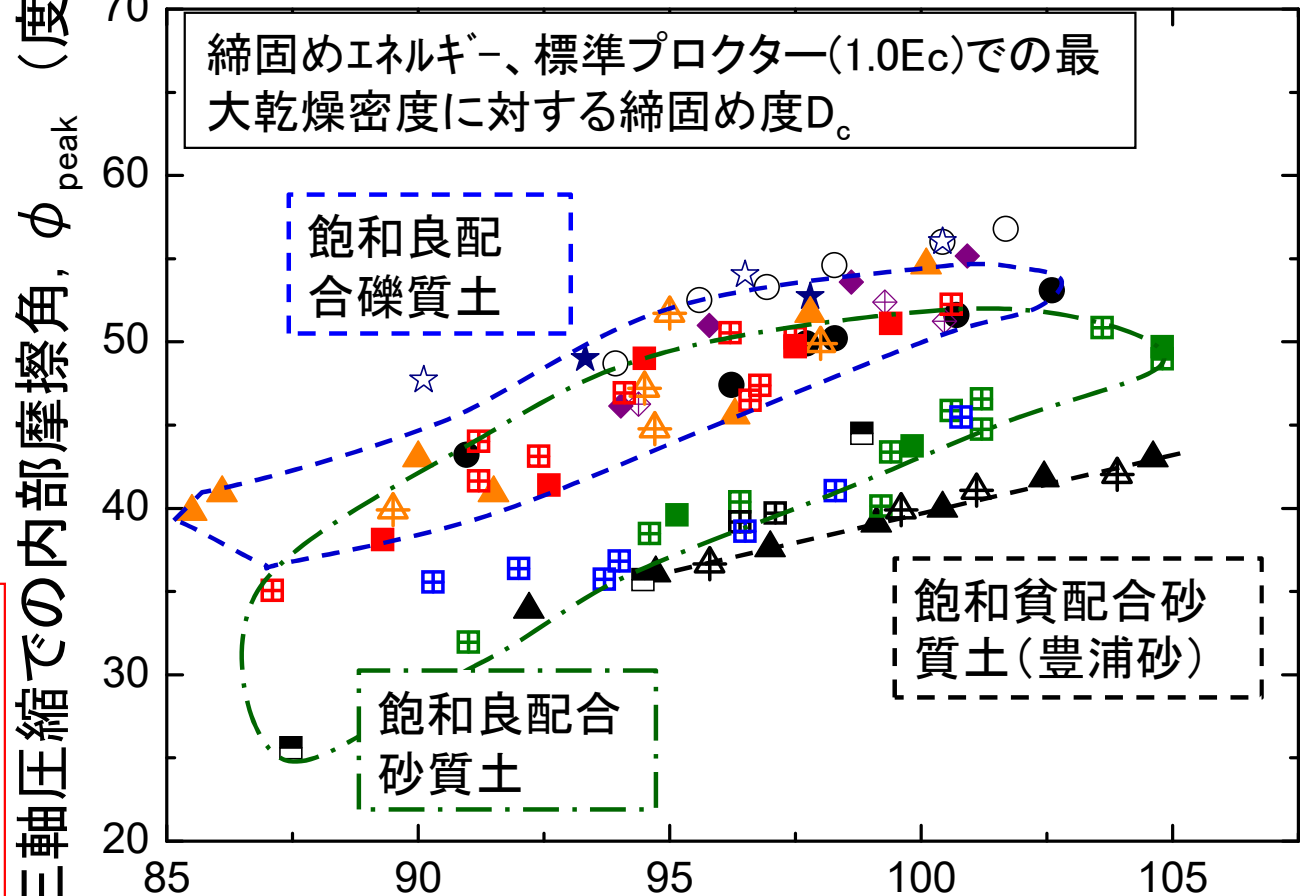
$$\phi_{peak} = \arcsin[(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')]_{peak}$$

道路・鉄道等の擁壁裏込め盛土に対する、従来の標準的設計値($c=0$)、

$[D_c]_{1Ec}$ 値との対応は不明:

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

三軸圧縮での内部摩擦角, ϕ_{peak} (度)



これらの値は、

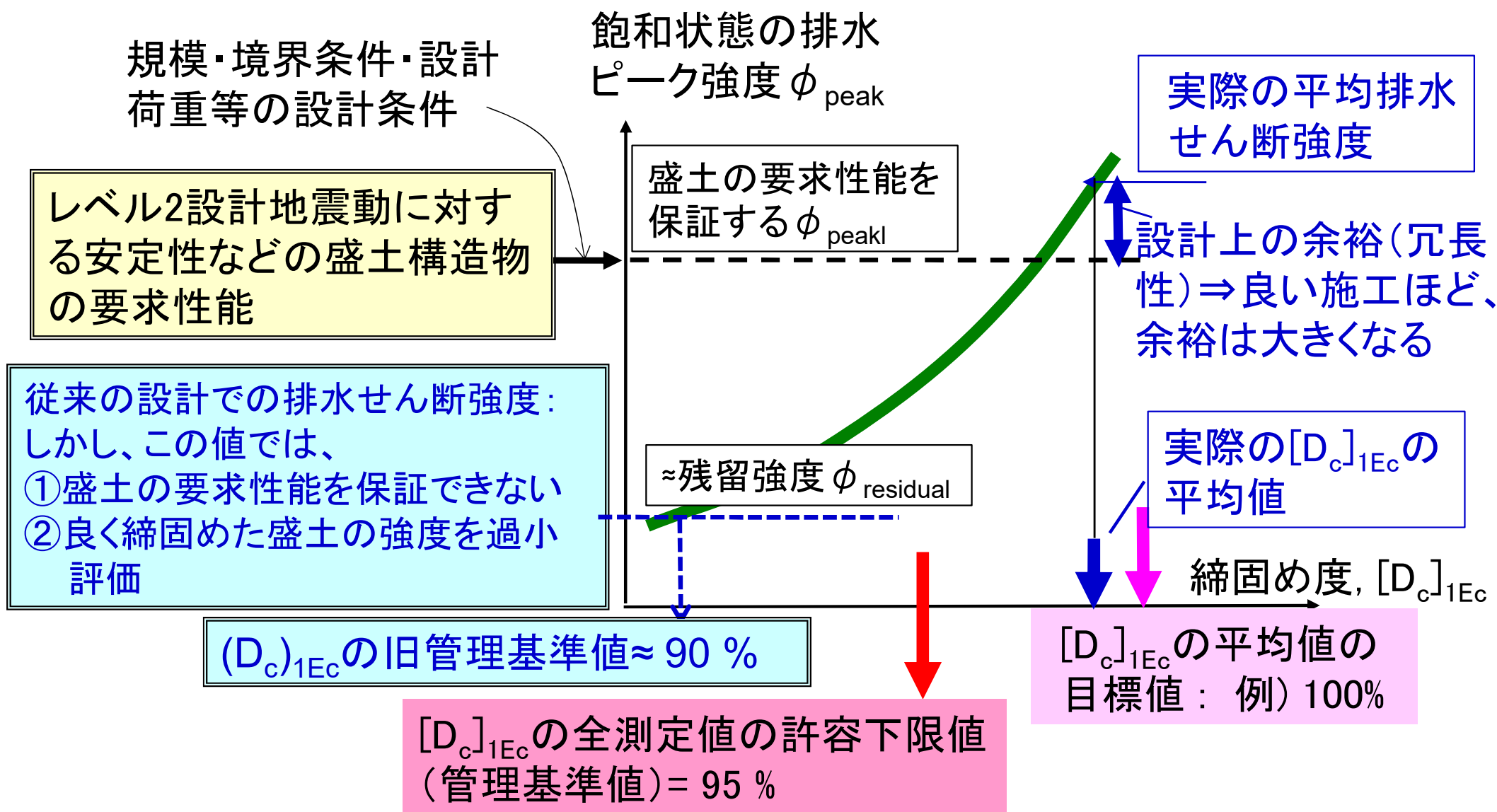
- ・ $(D_c)_{1.0Ec} \approx 90\%$ での、かなり緩い状態での値
- ・ 残留強度 $\phi_{residual}$ に相当
- ⇒ 良く締固めた土のピーク強度 ϕ_{peak} としては低すぎる
- ⇒ これらを設計値とすると、レベルII設計地震動に対する設計が困難になる

締固め度, $(D_c)_{1.0Ec}$ (%)

$(D_c)_{1.0Ec}$ の管理値 = 90% (例)

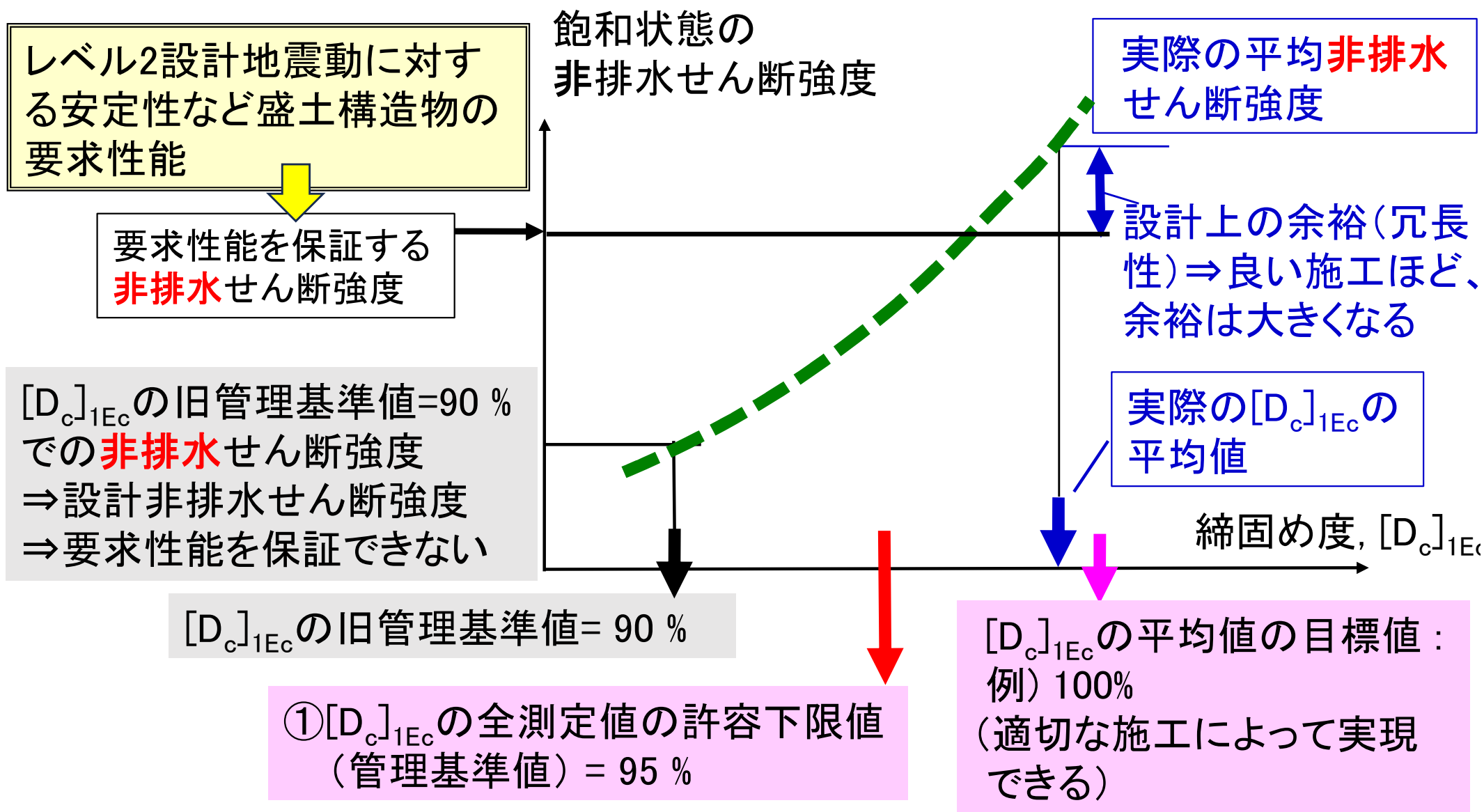
$(D_c)_{1.0Ec}$ の管理値 = 90%の場合での全測定値の平均値は、95%を超える
 $(D_c)_{1.0Ec} \approx 95\%$ での ϕ_{peak} の値は、これらの標準的設計値よりも5°程度は高い

ため池堤体等での要求性能と締固め度の目標値・管理基準値の関係 (飽和排水条件での枠組み)



管理基準値を90%から95%に向上させたことによって、締固めレベルが向上し、レベルII設計地震動に対する安定性など盛土の要求性能が保証できるようになった。

ため池堤体等での要求性能と締固め度の目標値・管理基準値の関係 (飽和非排水条件の場合・・・飽和排水条件と同様な枠組み)



管理基準値を90%から95%に向上させたことによって、締固めレベルが向上し、レベルII設計地震動に対する安定性など盛土の要求性能が保証できるようになった。

盛土構造物の性能設計と性能施工 1/2

1. 要求性能、性能設計、性能施工

2. 性能設計での盛土材のせん断強度の枠組み

2-1. 盛土の多様なせん断強度（締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の影響、ピーク強度と残留強度の関係等）

2.2 性能設計での排水せん断強度

- ・標準的設計せん断強度との関係

- ・ピーク強度・残留強度を考慮したNewmark法による残留変形

3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓と

この教訓に基づいた性能設計・性能施工

3-1 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係

3-2 地震時における飽和土の非排水せん断強度の継時的低下と締固めの効果を考慮した飽和盛土の地震時残留変形解析（Newmark-D法すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析）

3-3 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

堆積面・締固め面が水平の供試体を用いた排水三軸圧縮試験で得られたピーク強度 ϕ_{peak} だけを設計に使うって良いのか？

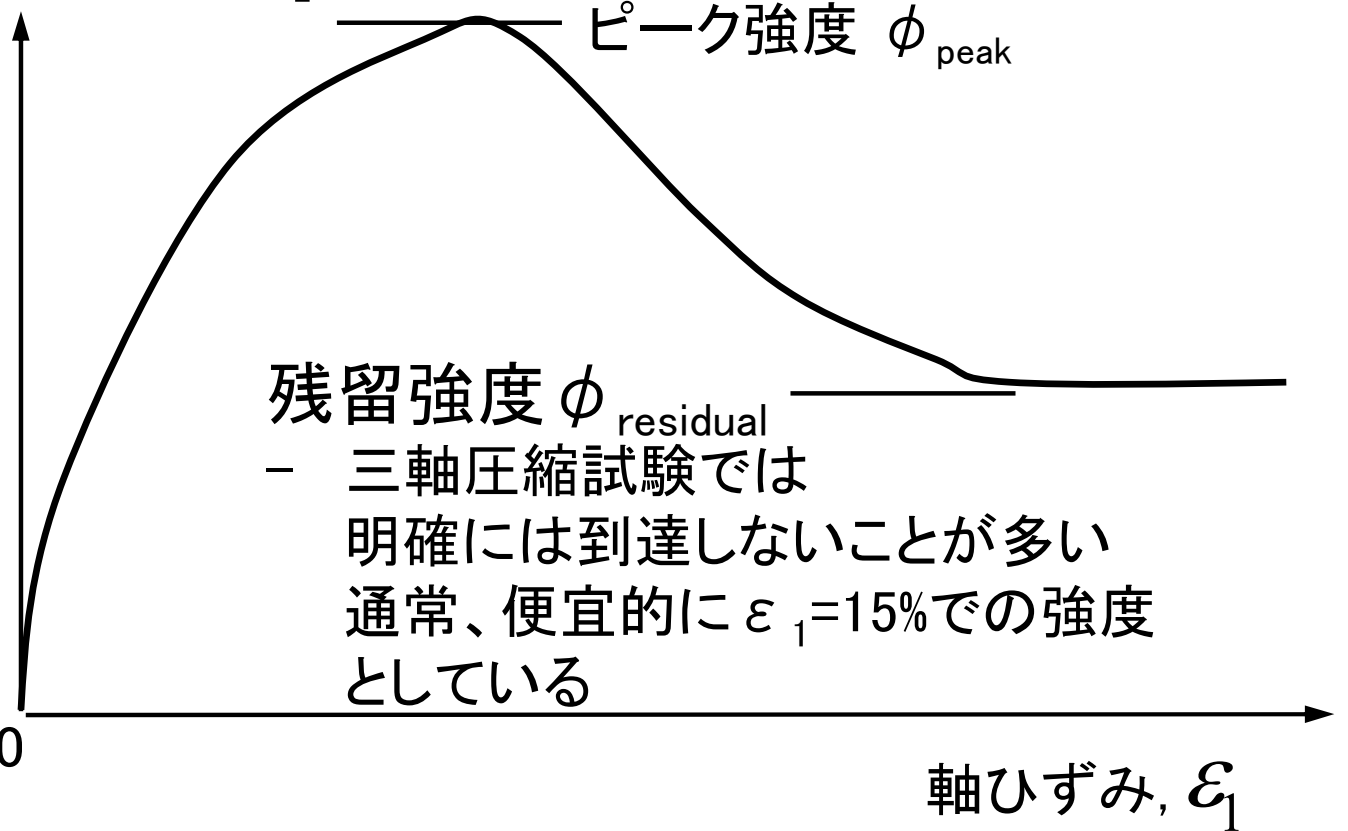
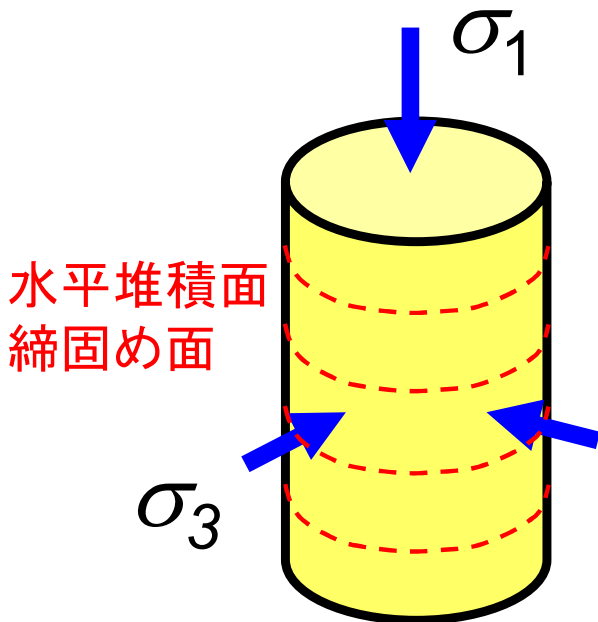
⇒ 本来は、 ϕ_{peak} に対する中間主応力、異方性、「ピーク強度後に残留強度に低下して行くと言うひずみ軟化現象と、それに関連した破壊の進行性・粒子径の要因」等の影響も考慮する必要がある

⇒ これらの要因の影響の実体は？ 考慮する方法は？

動員された摩擦角:

$$\phi_{mob} = \arcsin \left[(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3') \right]$$

三軸圧縮試験: $\sigma_1 > \sigma_3$



土のせん断挙動におけるひずみ軟化現象は、設計で、どのように考慮すれば良いのか？

ピーク強度は、あるひずみ ε で瞬間的にだけ発揮、すべり面に沿って同時には発揮されない (破壊の進行性)

C: 完全剛性、せん断強度=ピーク強度
しかし、設計で用いると、実挙動での安定性を過大評価 (危険側)

σ

(A): 実挙動

ひずみ軟化 (すべり層 shear band の発生発達を伴う)

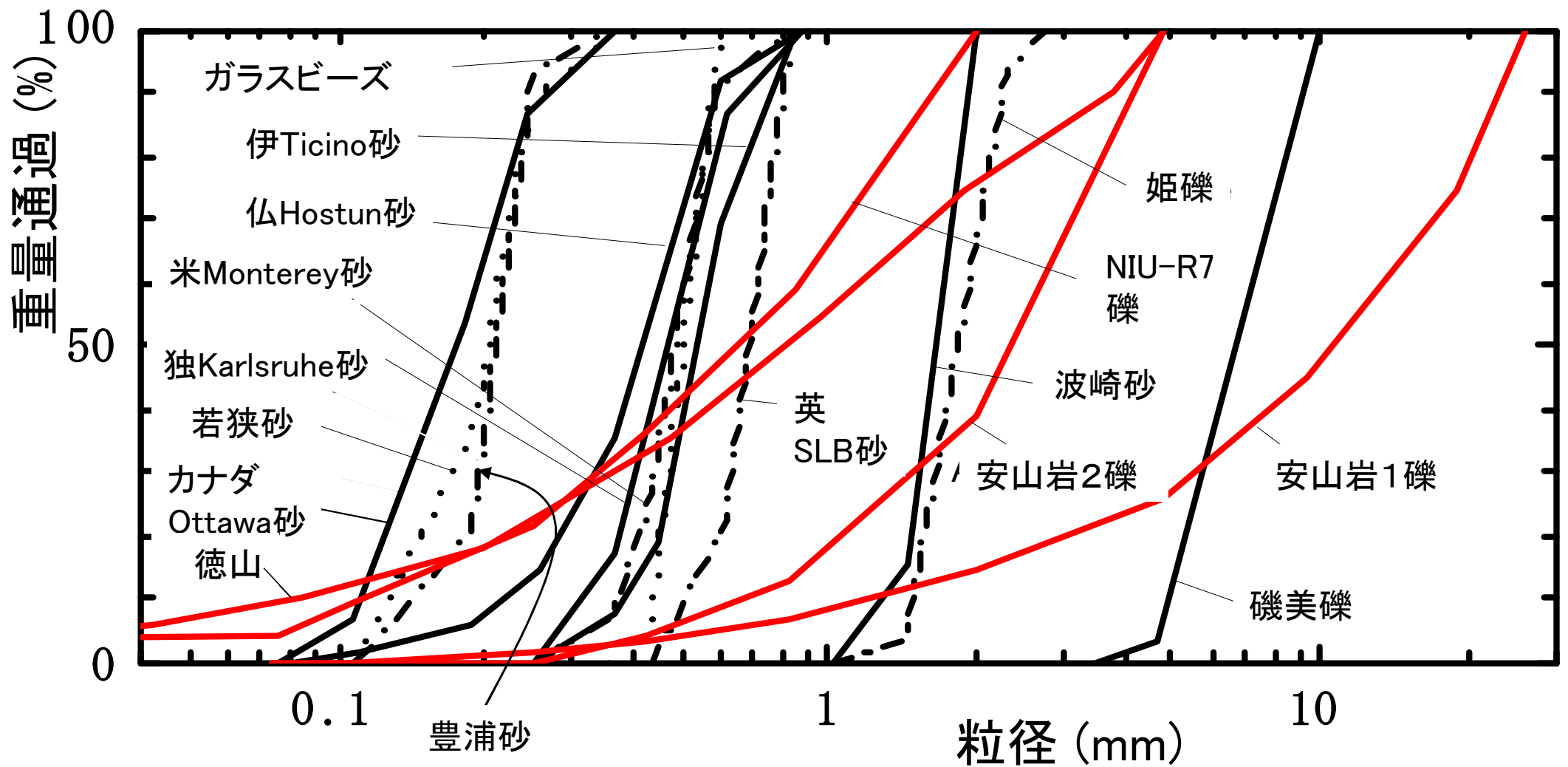
⇒ 設計で締固めの効果を評価するには、安定解析でひずみ軟化現象を考慮する必要がある！ 方法は？

B: 剛完全塑性仮定、せん断強度はひずみに無関係で一定の残留強度、従来の慣用実務設計で採用
しかし、この方法では締固めの効果を考慮できず、良く締固めた盛土の挙動Aに対して安全側すぎる

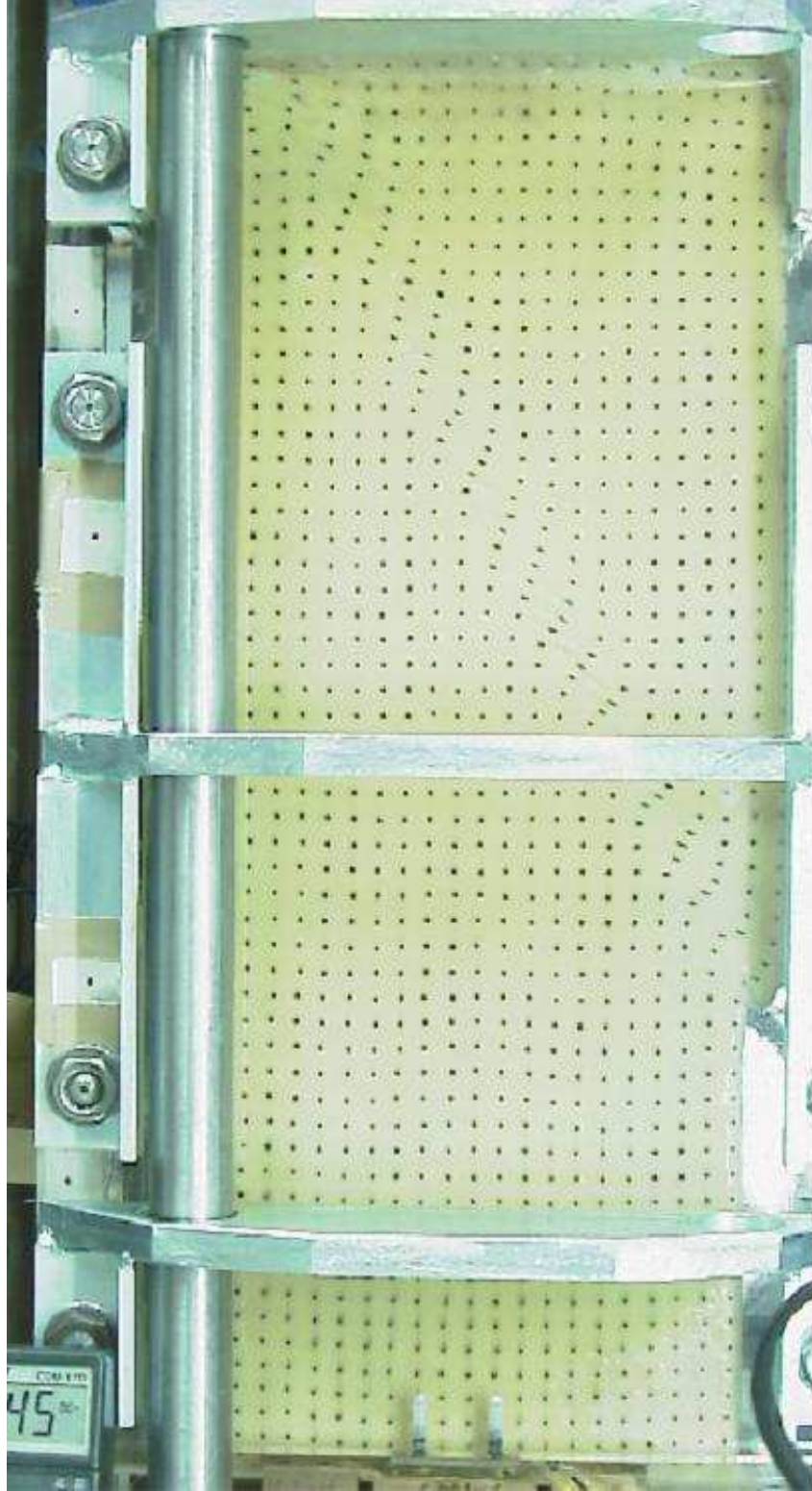
0

ひずみ軟化は、せん断層の発生・発達に伴って生じる
 ⇒平面ひずみ圧縮試験による「せん断層の挙動に対する
 粒度分布の影響」の検討:

- 平均粒径 D_{50} の影響が、最も大きい
- 均等係数 U_c の影響は二次的

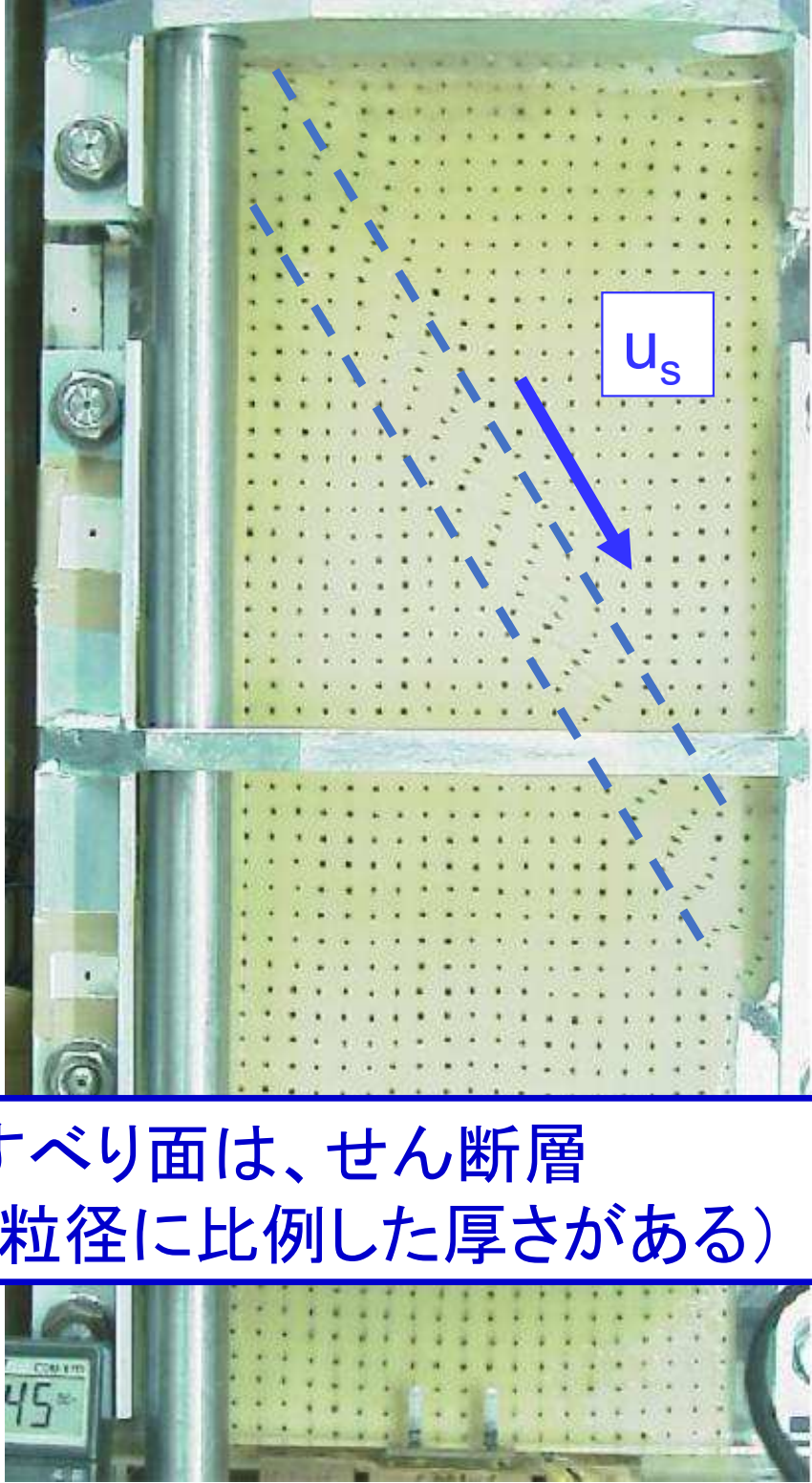


大粒径材料の大型平面 ひずみ圧縮試験の例



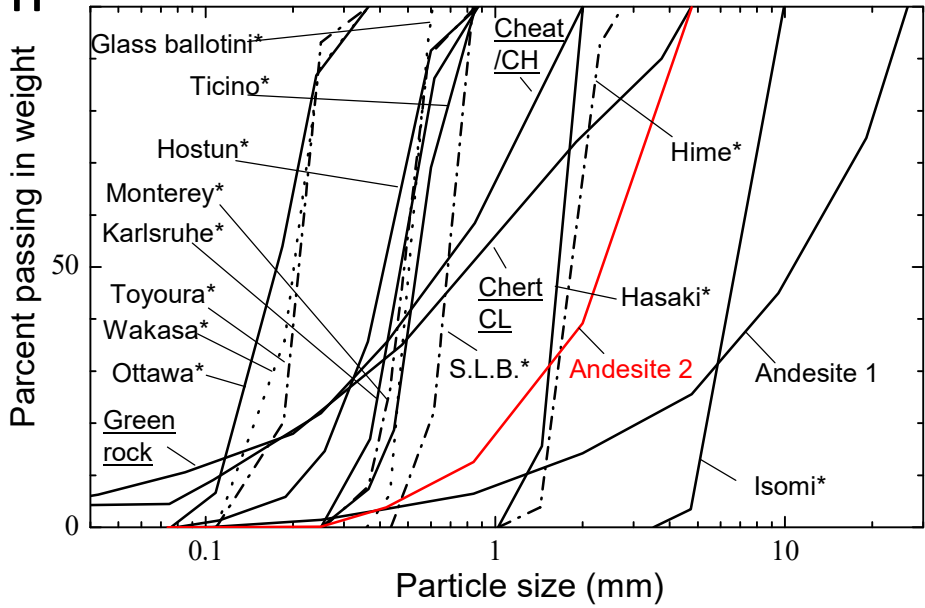
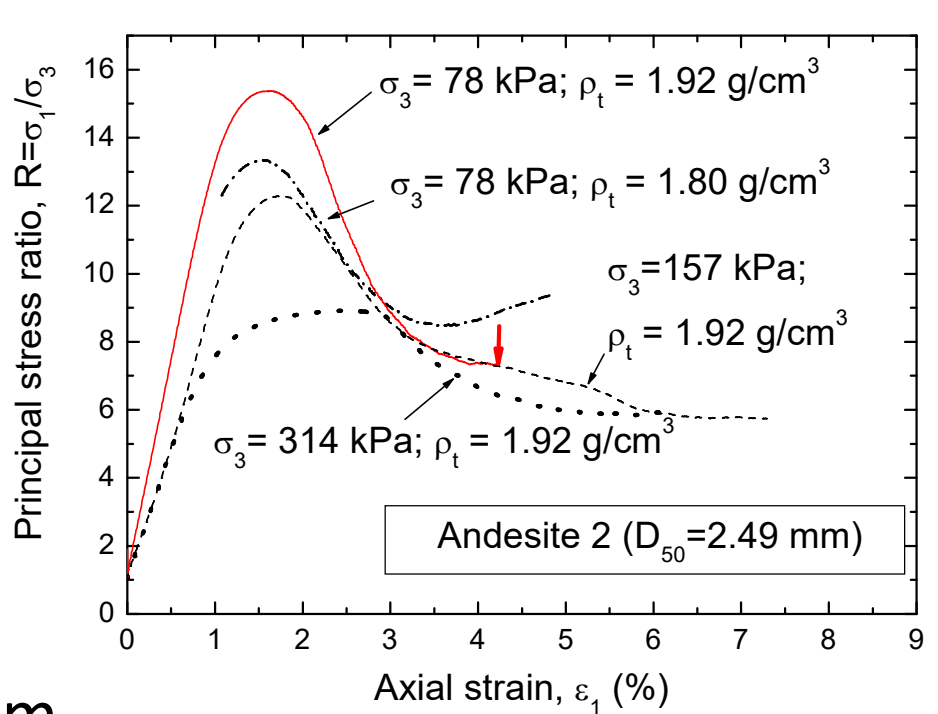
57cm



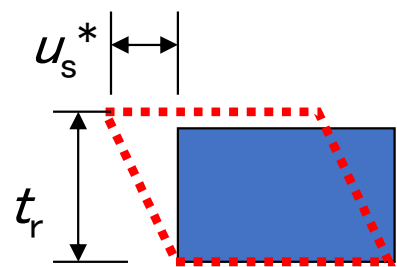


すべり面は、せん断層
(粒径に比例した厚さがある)

57cm

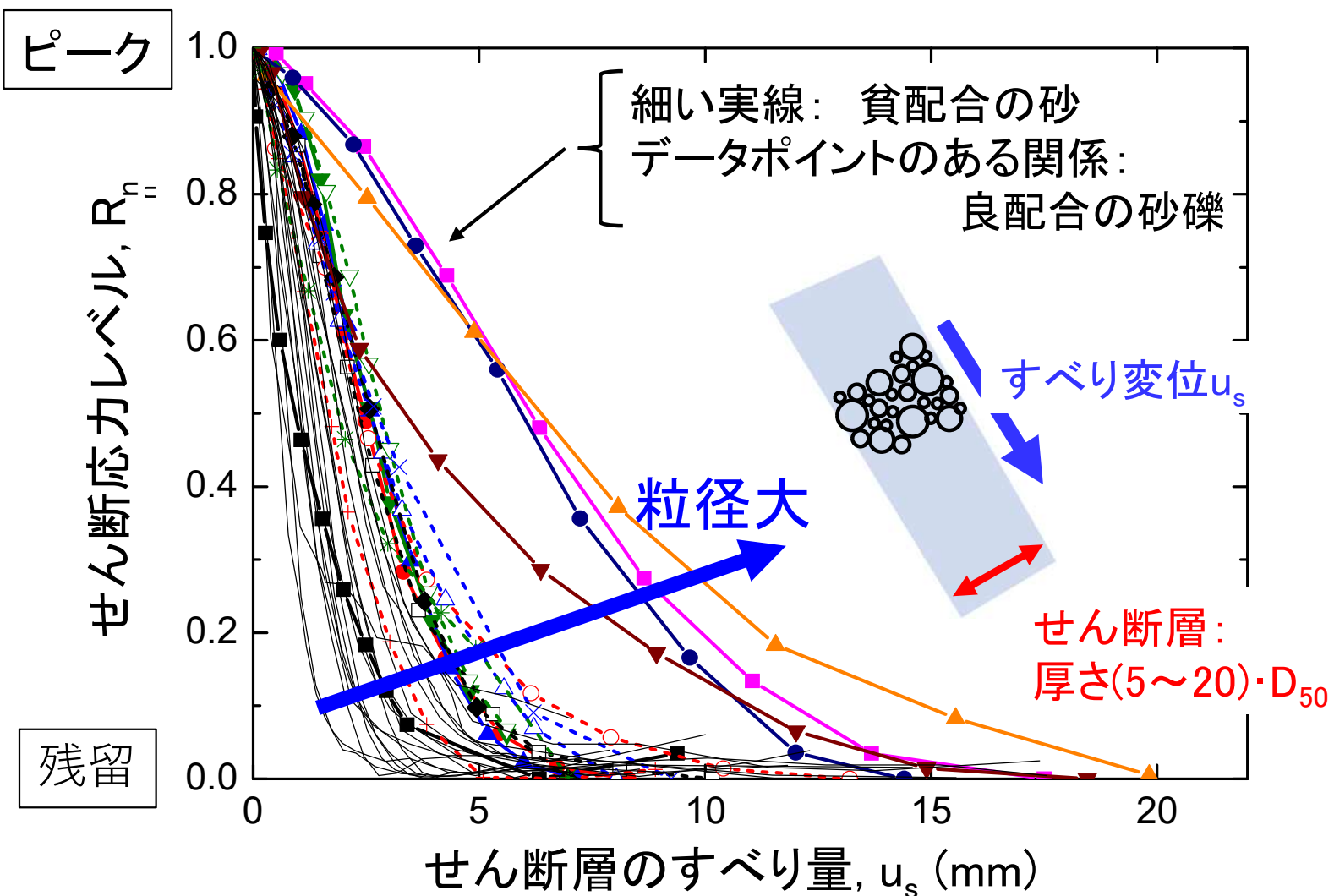


安山岩
($D_{50} = 2.49 \text{ mm}$ & $U_c = 4.1$),
at $\epsilon_1 = 4.25 \%$, $\sigma'_3 = 78 \text{ kPa}$



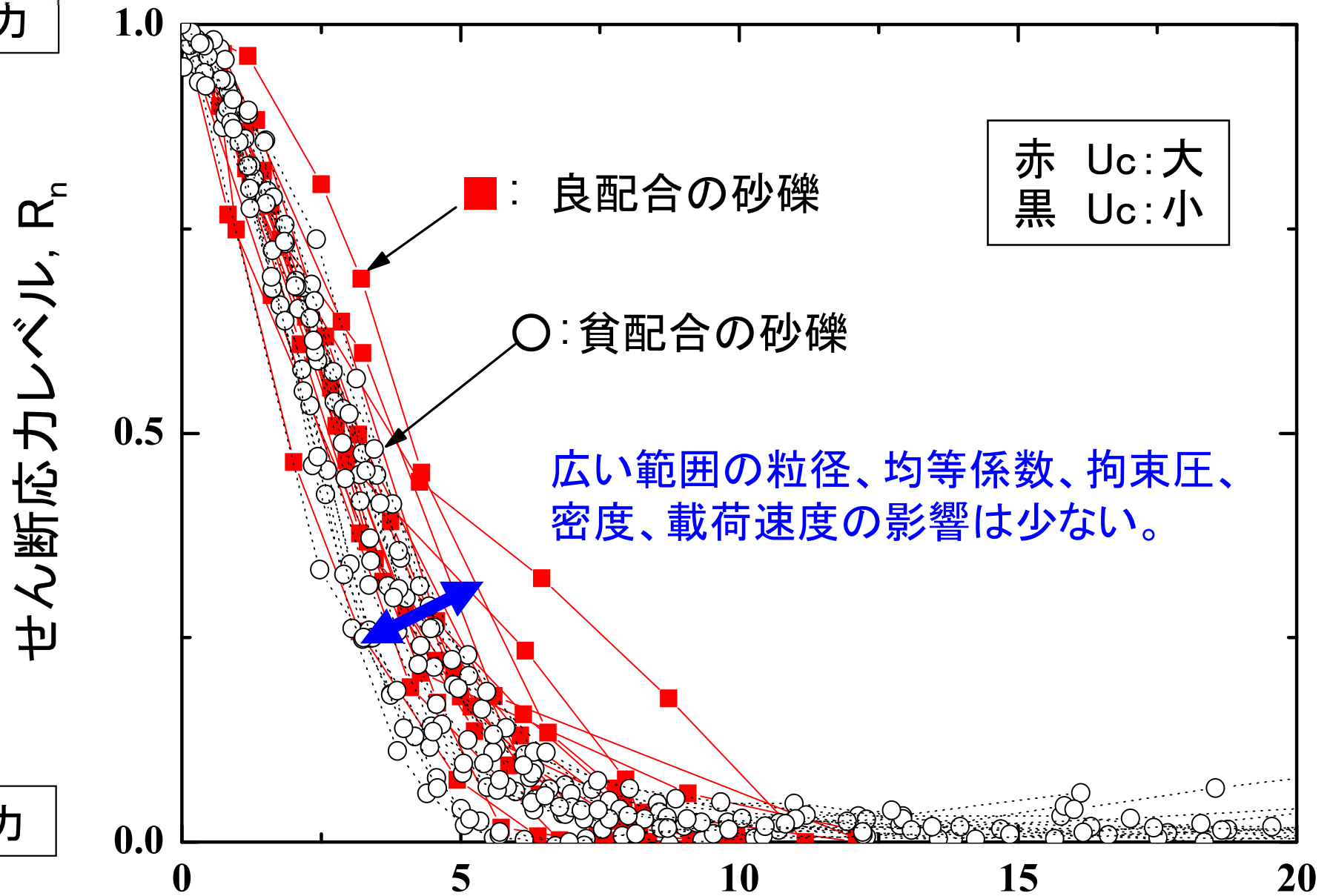
残留状態開始時

ピーク応力状態から残留状態までのせん断層のせん断変形量 u_s^* は、 D_{50} の増加に対して**非線形に増加**



全ての実験で得られた $R_n - u_s$ 関係のまとめ

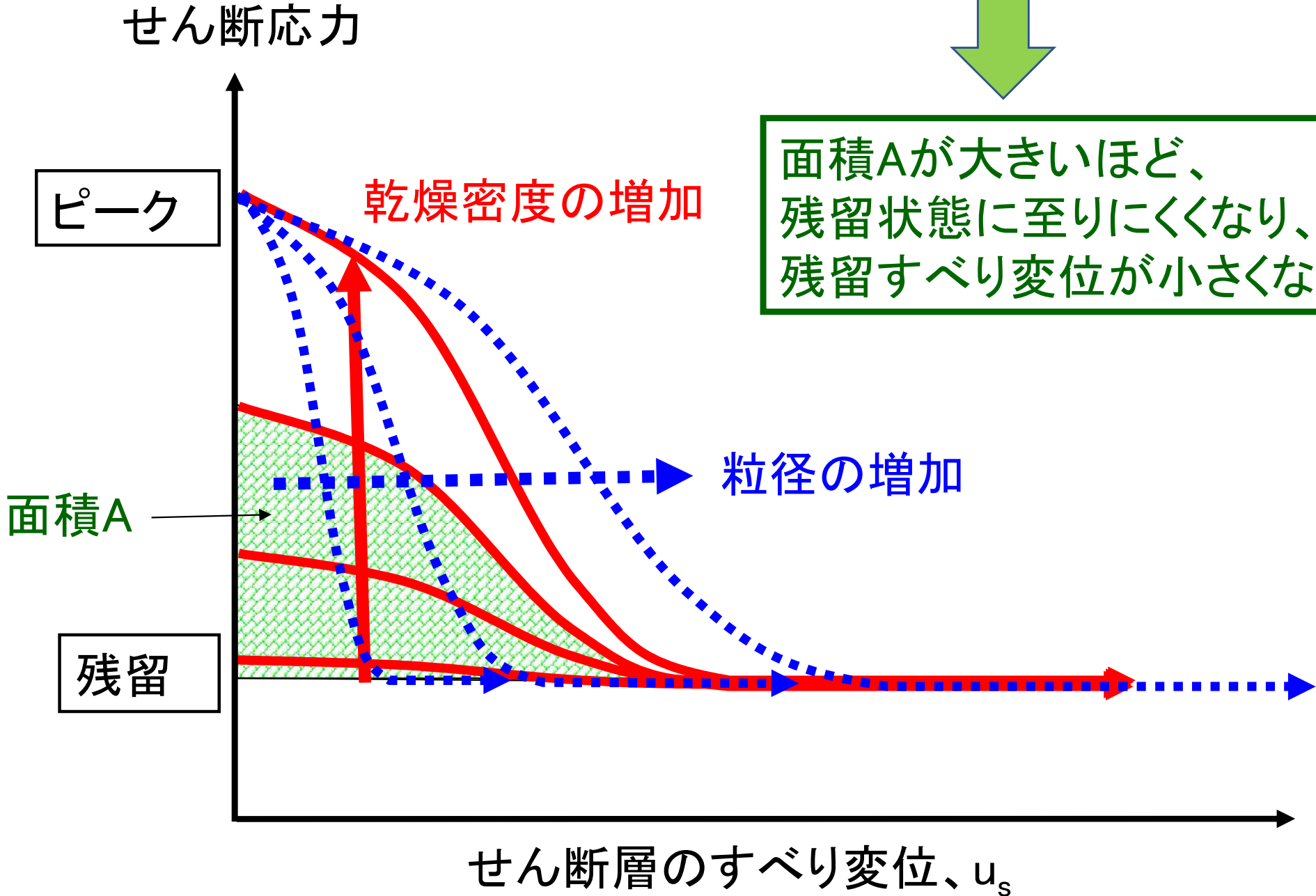
ピーク応力



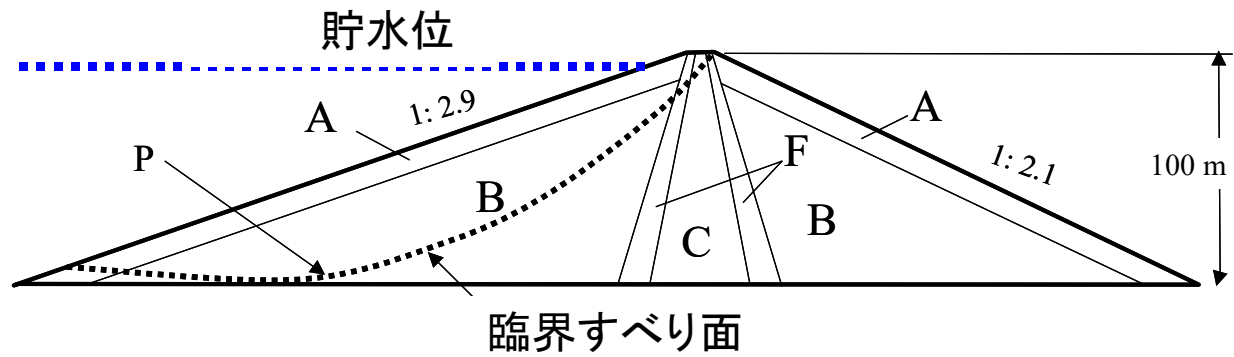
残留応力

正規化されたせん断層のすべり量, $u_s / D_{50}^{0.66}$
(長さの単位: mm)

面積Aは、乾燥密度が大きいほど、粒径が大きいほど大きくなる



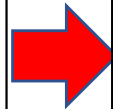
計算例



想定したロックフィルダム (φは三軸圧縮試験で測定)

従来の設計法:

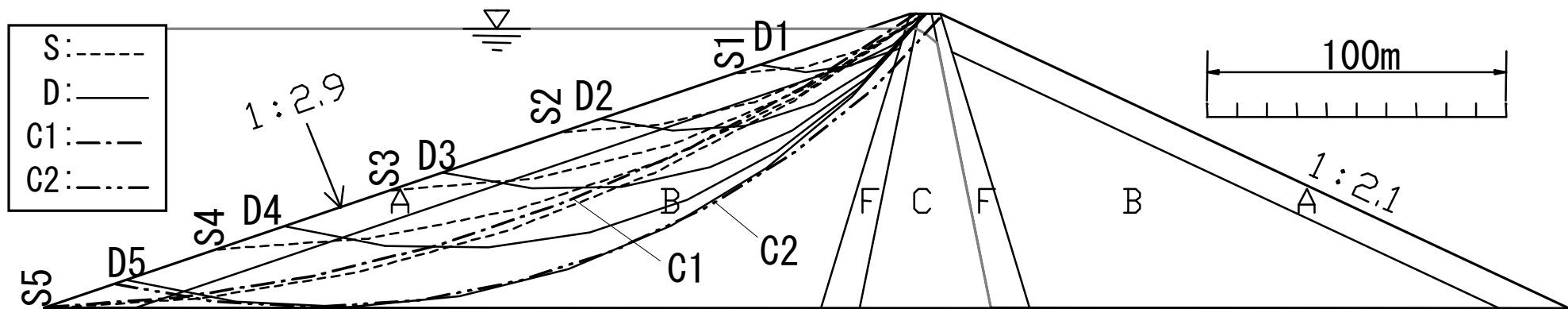
ロックゾーン A & B とフィルターゾーンで $\varphi_{peak} = \varphi_{res} = 35^\circ$



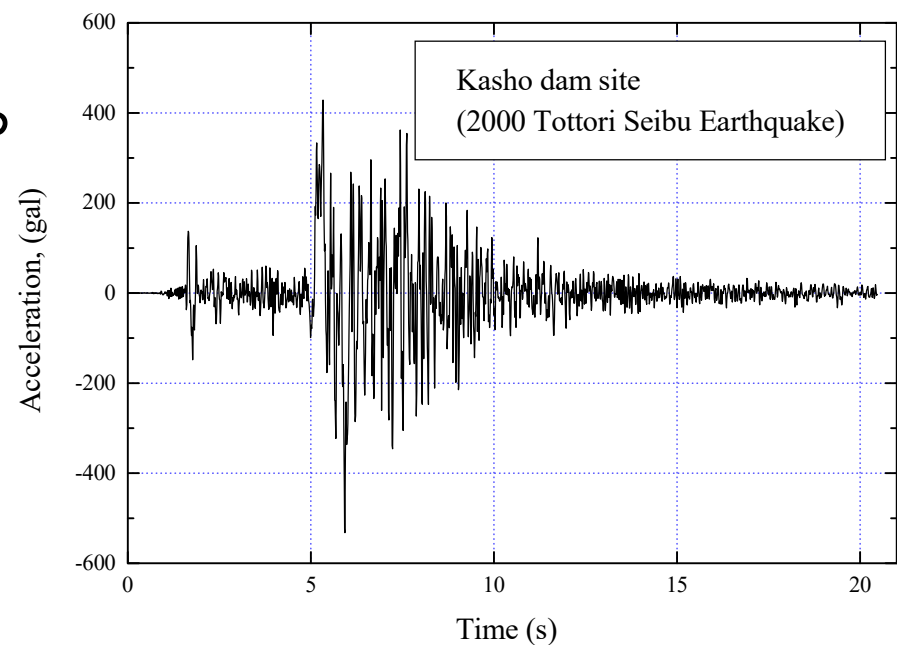
締固めと粒径の影響を考慮したモデル:

$$\varphi_{peak} = \varphi_{max} - \alpha \cdot \log(\sigma_n' / \sigma_0') \quad , \quad \sigma_0' = 29.4 kPa$$

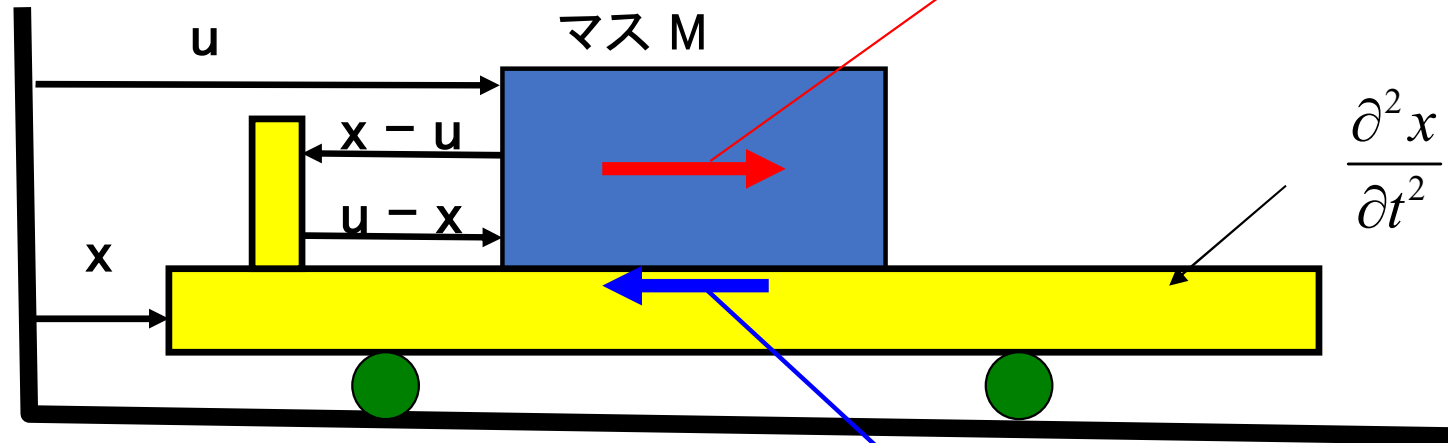
ゾーン名	ρ_t (g/cm ³)		φ_{max} (度): 締固めによって増加 ()内は α の値 (度)				平均粒径 D_{50} (mm)		
	湿潤	飽和	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	C	M	F
ロックA	2.13	2.34	62.1 (10.3)	55.3 (5.15)	48.6 (5.15)	41.8 (2.57)	200	60	20
ロックB	2.033	2.21	57.7 (6.88)	46.4 (4.59)	46.4 (4.59)	40.7 (2.29)			
フィルター	2.06	2.23	46.5 (2.79)	40.8 (1.40)	40.8 (1.40)	37.9 (0.70)	80	25	10
コア	1.99	2.06	$\varphi'_{peak} = \varphi'_{res} = 34.5 \text{ deg.}$						



1. すべりは生じないとした地震応答解析で得られた応力分布を用いて極限釣合安定解析
2. 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: この仮定は、ひずみ軟化体ならば合理的で实际的)
4. ひずみ軟化を考慮する修正Newmark法によって、粒径と乾燥密度により異なる応力レベル～すべり量関係を用いて、「2.で求めたすべり面」に沿ったすべり量を計算



Newmark法による剛体のすべり変位の算定



マスMに作用する加速度 × 質量 = $M \cdot d^2u/dt^2$

$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$: 入力加速度

固定系 (常に $x=0$)

マスが $(u-x)$ が増加する方向に台に対して滑る時の摩擦抵抗 = $R = M \cdot g \cdot \tan \phi_\mu$

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:

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

$M \cdot g \cdot \tan \phi_\mu$ 摩擦抵抗 (既知)	$+$	$M \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2}$ すべりによる慣性抵抗 (正 → 負)	$=$	$M \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$ 動的入力荷重 (既知)
--	-----	---	-----	--

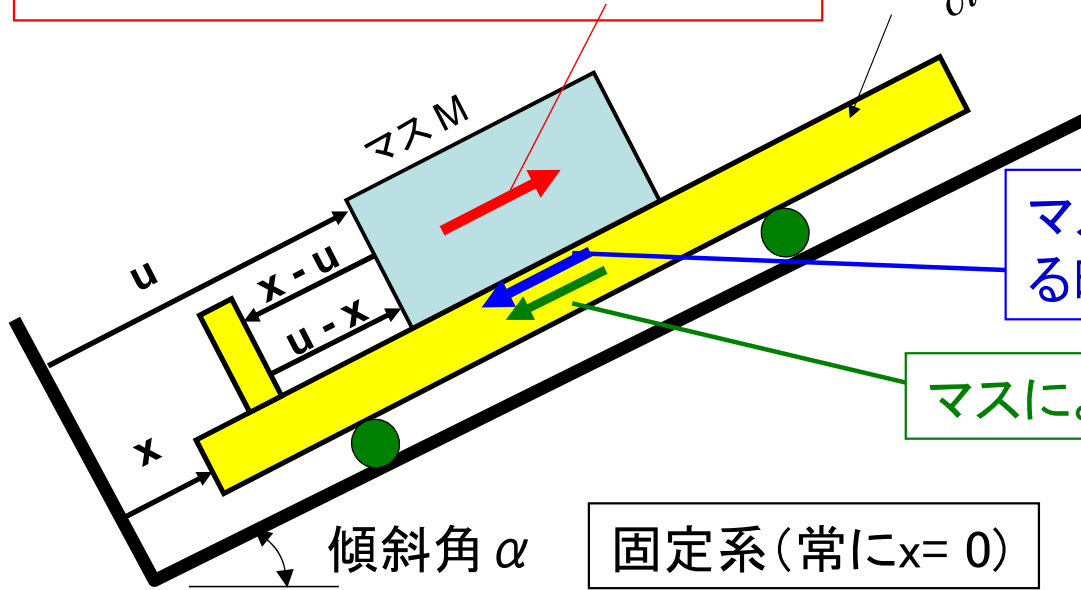
$$\frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - \tan \phi_\mu \cdot g$$

⇒ すべり量 $(x-u)$ を求める

Newmark法による斜面上の剛体のすべり(円弧すべりに対応)

マスMに作用する加速度 × 質量 =
 $M \cdot d^2u/dt^2$

$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$: 入力加速度



マスが(u-x)が増加する方向に台に対して滑る時の摩擦抵抗 = $R = M \cdot g \cdot \tan \phi_{\mu} \cdot \cos \alpha$

マスによる初期せん断荷重(一定値) = $M \cdot g \cdot \sin \alpha$

固定系(常にx=0)

滑っていない状態での力の釣合い式:

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

$M \cdot g \cdot \tan \phi_{\mu} \cdot \cos \alpha$ 摩擦抵抗(既知)	$+$	$M \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2}$ すべりによる慣性抵抗 (正→負)	$=$	$M \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} + M \cdot g \cdot \sin \alpha$ 動的入力荷重と初期せん断荷重(既知)
---	-----	--	-----	---

滑り出した後の力の釣合い式:

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

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

⇒すべり量(x-u)を求める

円弧すべりの場合のNewmark法

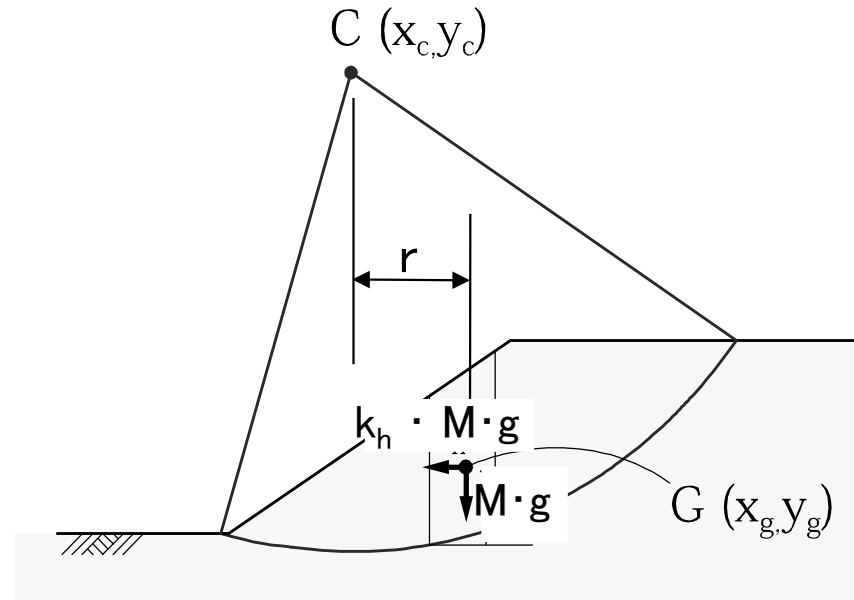
円弧すべり抵抗モーメント

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

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

円弧すべり滑動モーメント

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

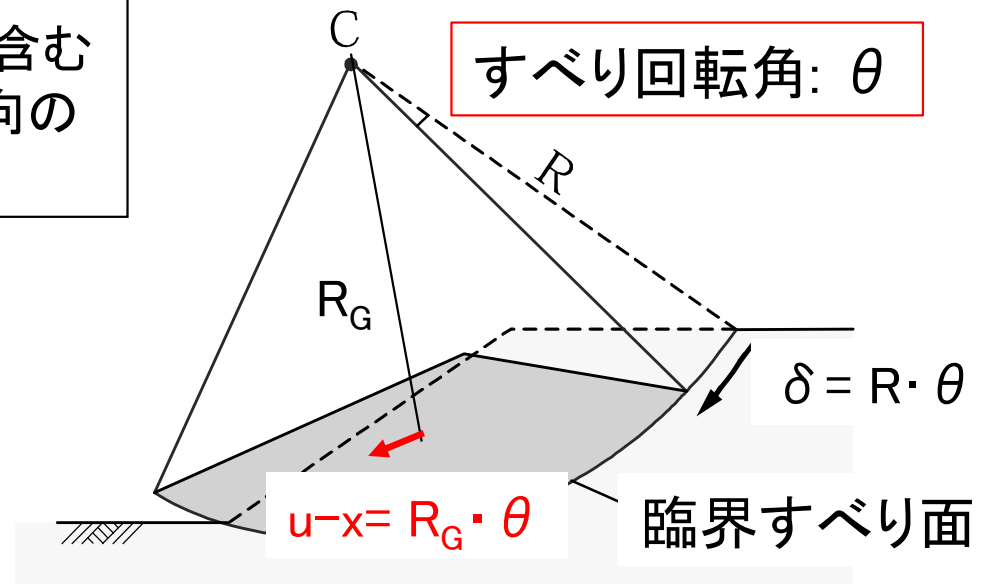


スライス法

uは、すべり土塊の重心での回転方向の変位；
 すべりが生じている場合は、すべり変位を含む
 $u-x = R_G \cdot \theta$ 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:

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



Fs=1.0で滑り出しが開始した後:

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

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

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

M_d は、すべり土塊のマスMに作用する
 ・重力の加速度gによる静的モーメント荷重と
 ・地震による入力加速度 dx^2/dt^2 による動的滑動
 モーメント荷重

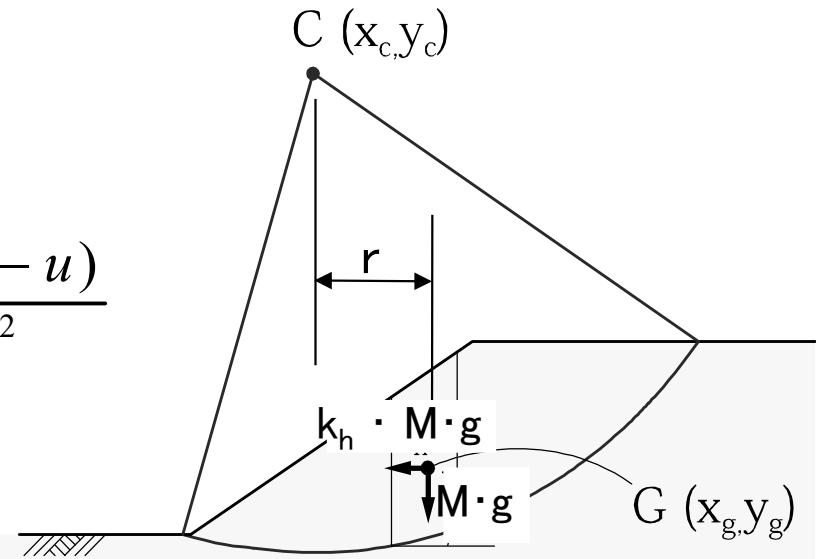
の合計: $M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot dx^2/dt^2$

また、

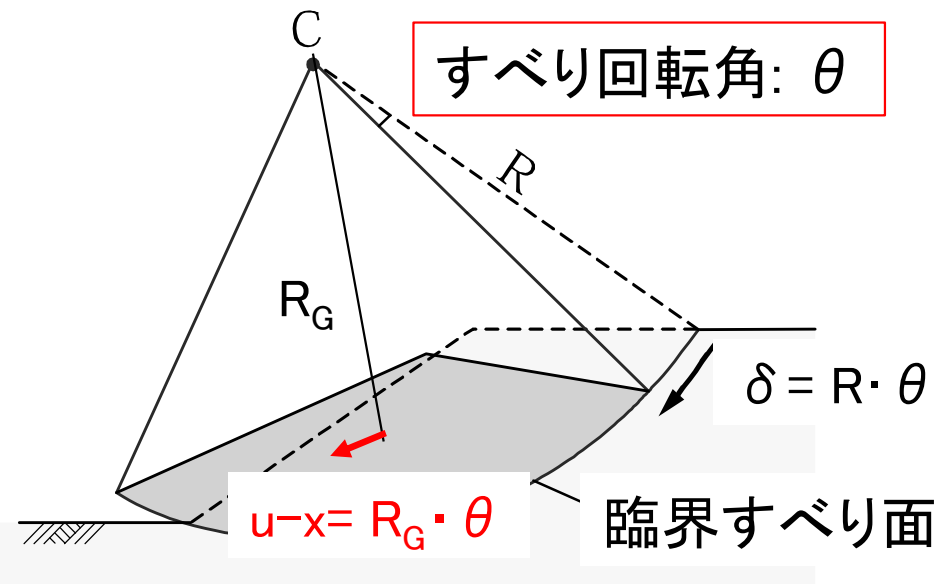
$$M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 (x - u)}{\partial t^2} = M \cdot (R_G)^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

であるので、

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



スライス法



円弧すべりの場合のすべりによる回転角 θ を求める式:

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

すべりによる慣性抵抗力 (正or負)

円弧すべり抵抗モーメント (既知)

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

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

円弧すべり滑動モーメント荷重 (既知)

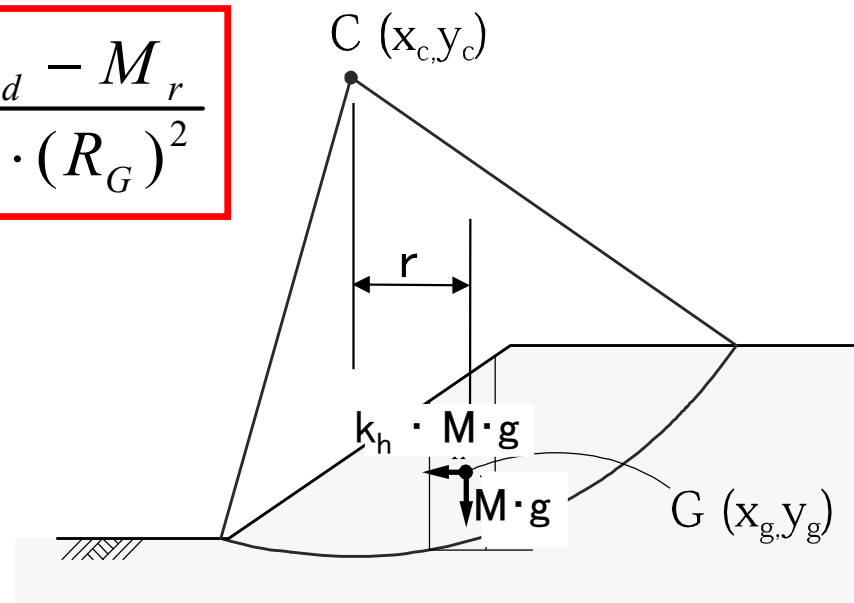
$$M_d = M \cdot r \cdot g + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$$

この項は、本来「剛体のすべり土塊において、すべり面の位置に作用する入力滑動モーメント荷重」。しかし、すべり土塊は剛体でないので直ちには求められない。通常、すべりの有無に関わらず、「すべりは生じないとした地震応答解析で得られる、すべり土塊に生じた滑動モーメント」に等しいと仮定 (通常安全側)

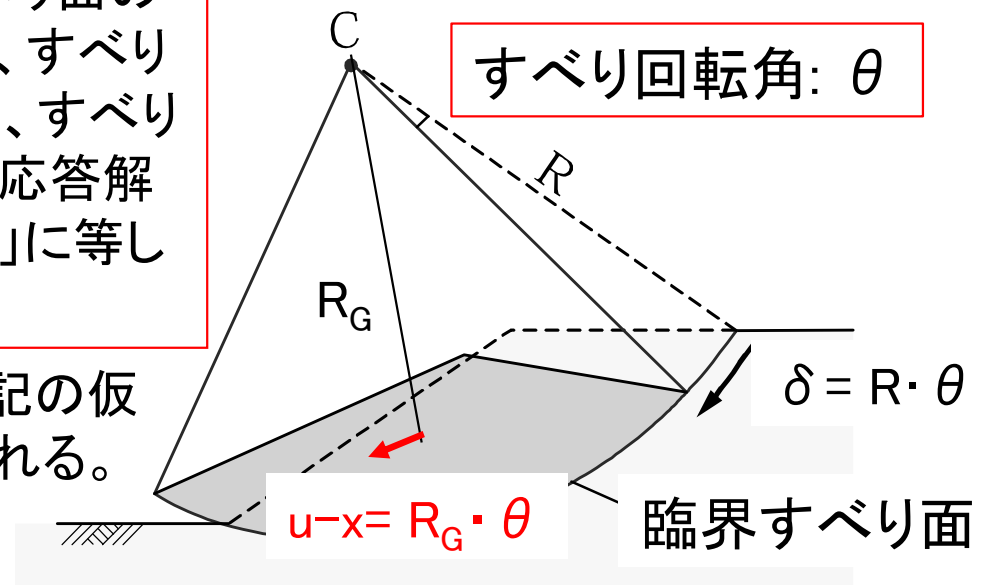
スライス*i*の底部に作用するせん断応力 τ_{wi} は、上記の仮定による $M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$ を用いて以下の式で得られる。

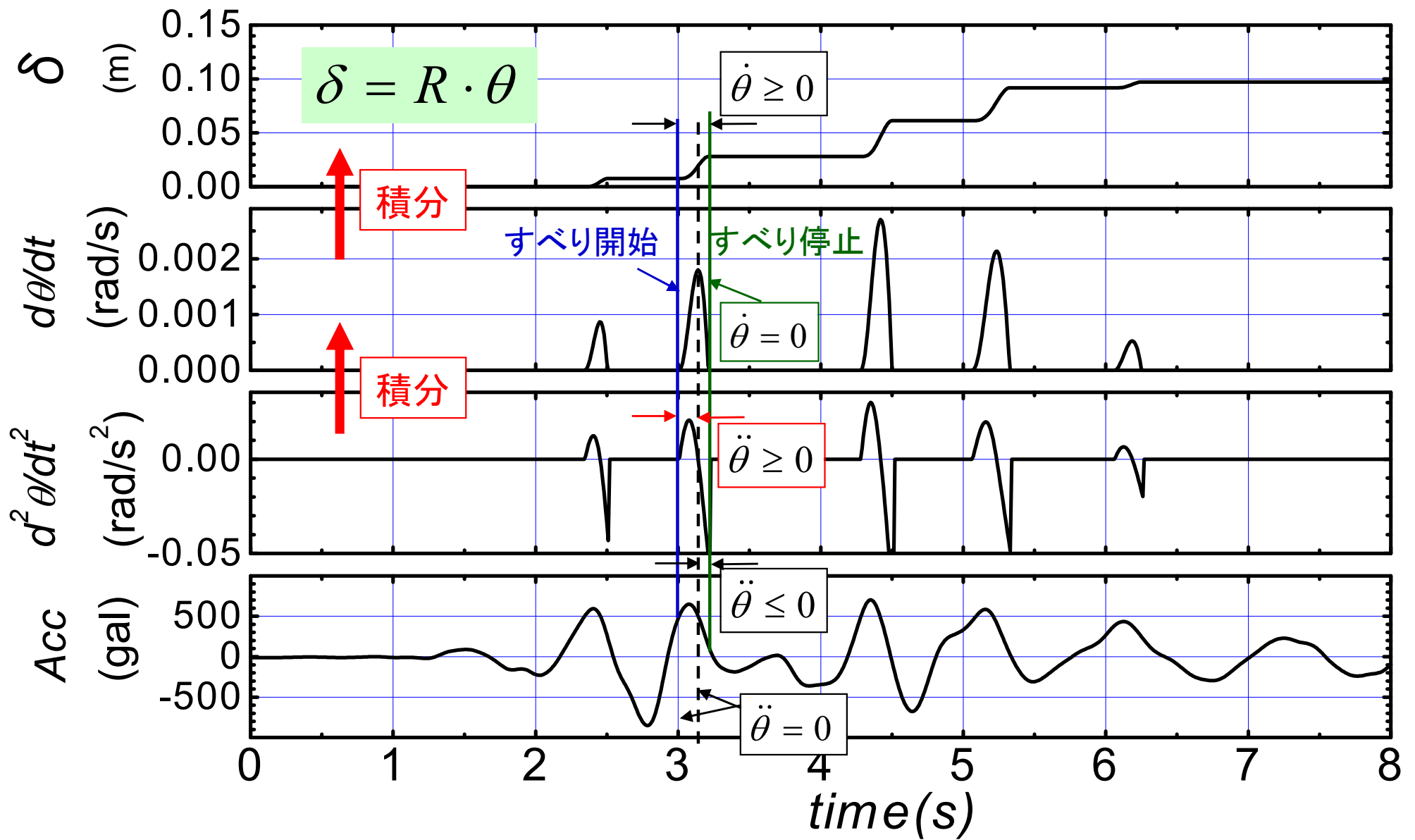
$$M_d = M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \sum \{R \cdot (\tau_{wi} \cdot l_i)\}$$

τ_{wi} = せん断強度 τ_{fi} となった時にすべりが発生



スライス法

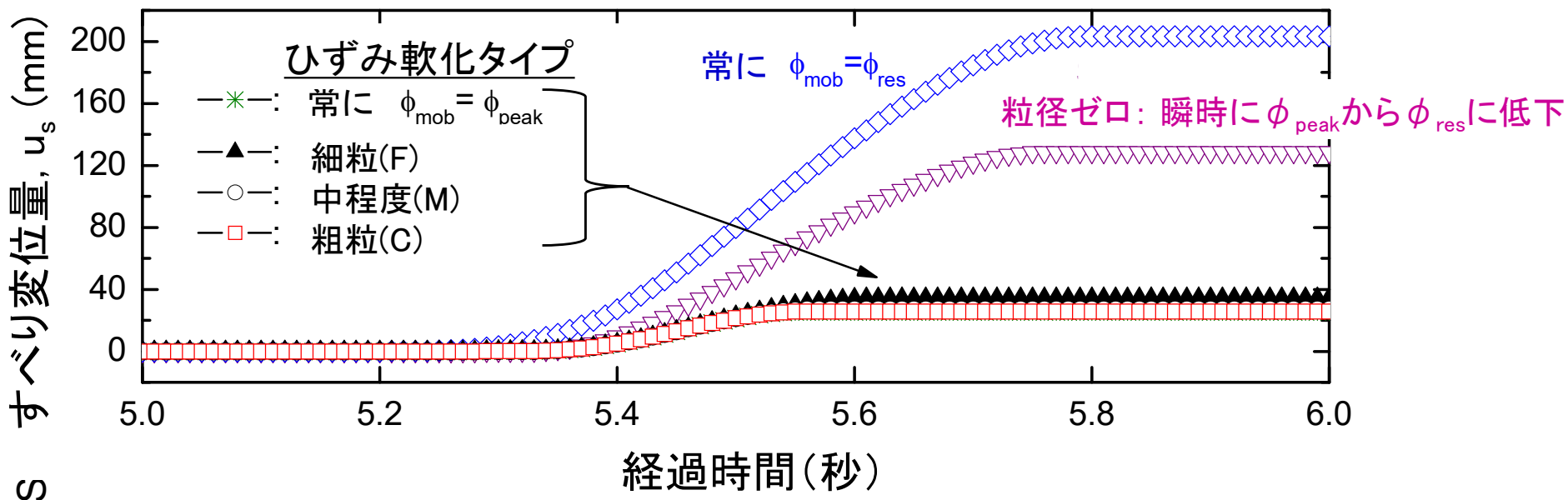
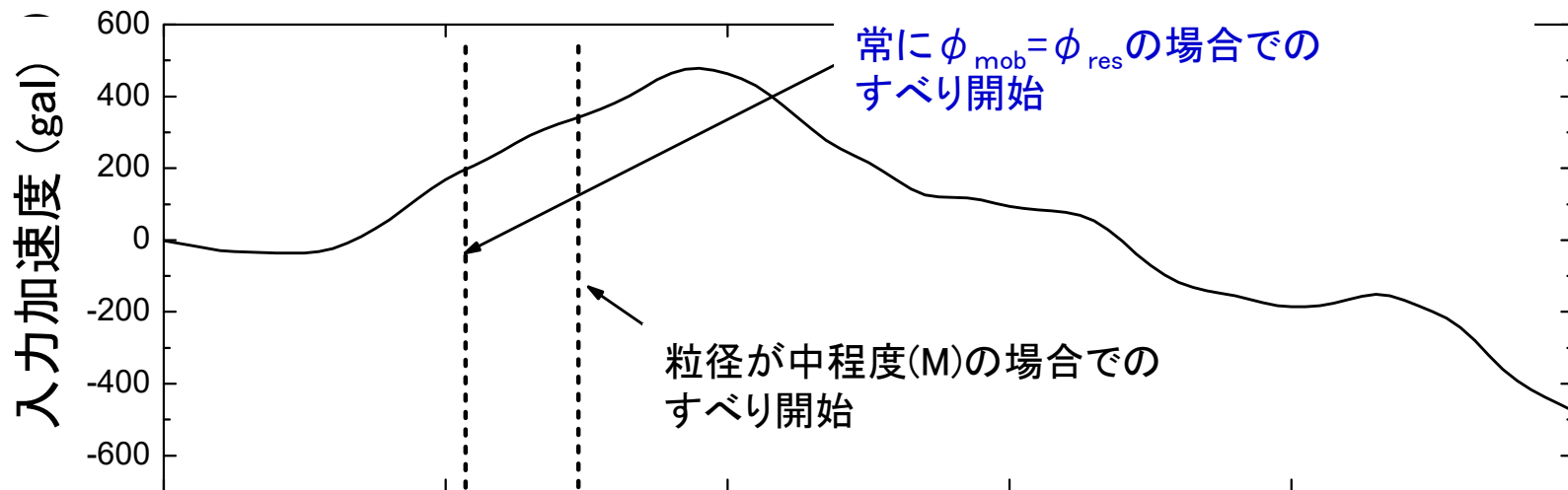
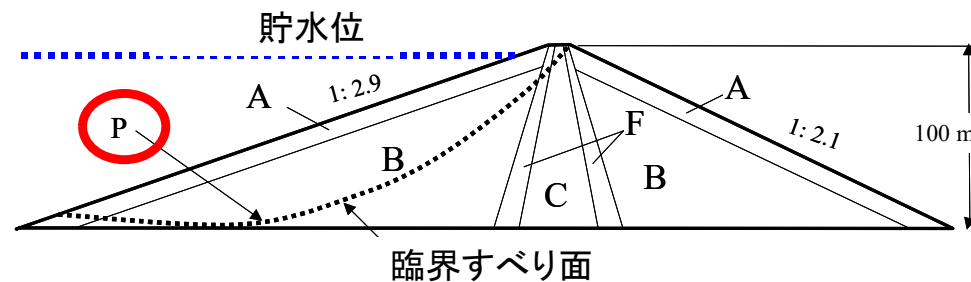




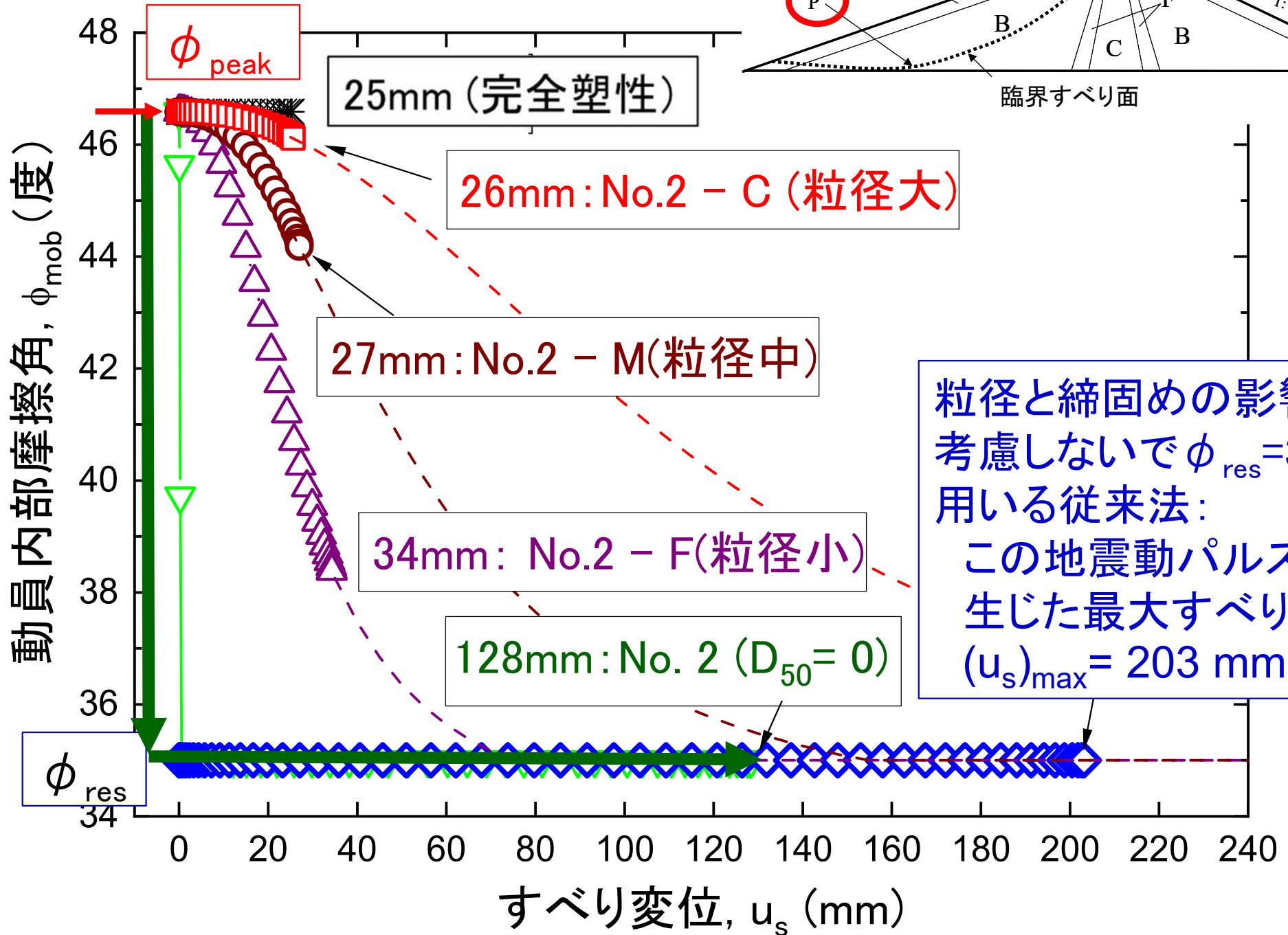
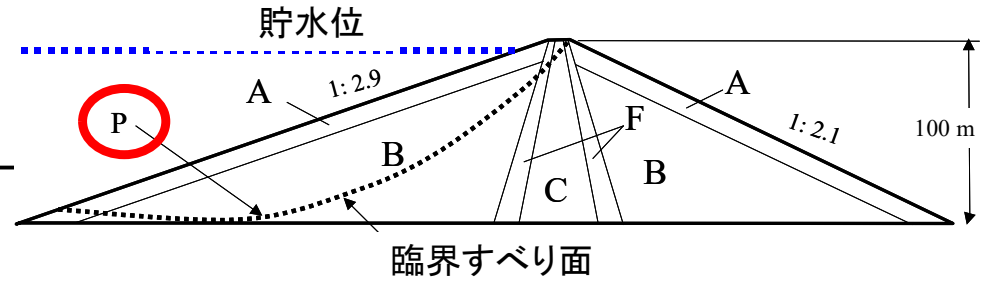
$$\ddot{\theta} = \frac{M_d - M_r}{M \cdot (R_G)^2}$$

⇒この値を二回時間積分してすべり量 $\delta = x - u = R \cdot \theta$ を求める
 ・すべりは、すべり加速度 $R \cdot d^2\theta/dt^2$ が正值になると開始し、
 $M_d < M_r$ となってすべり加速度 $R \cdot d^2\theta/dt^2$ が負になっても継続し、
 すべり速度 $R \cdot d\theta/dt$ がゼロになると停止する

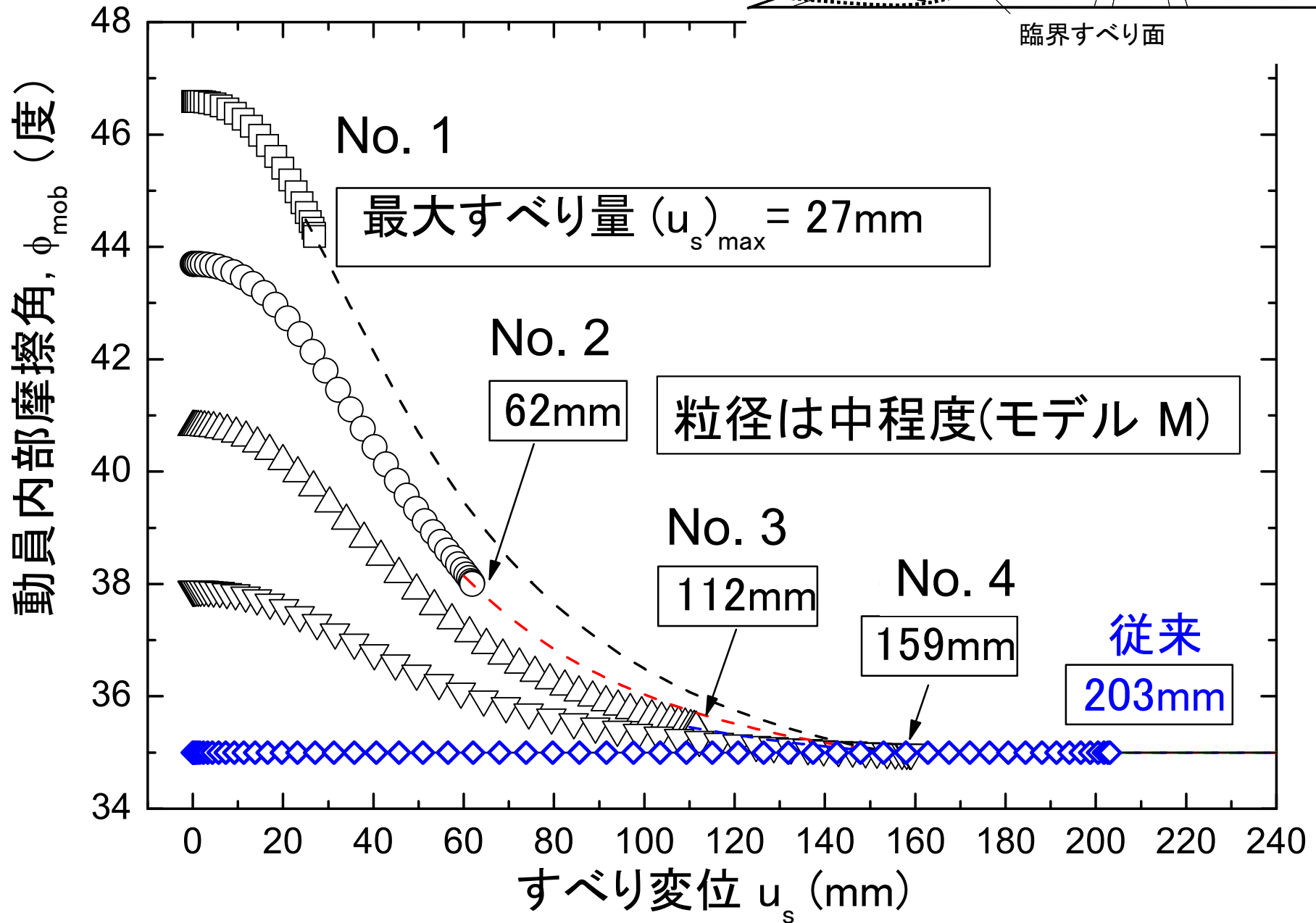
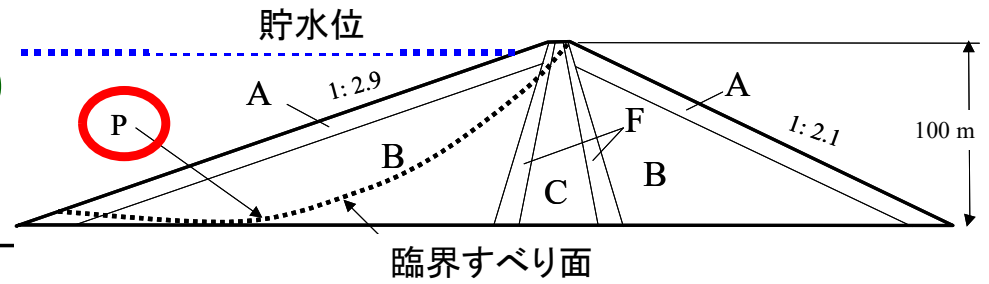
No. 2モデルでの粒径の影響： すべり面上の代表的な点Pでの 地震動1パルスに対するすべり量 の時刻歴



修正Newmark法によるNo. 2モデル でのすべり変位に対する粒径の影響

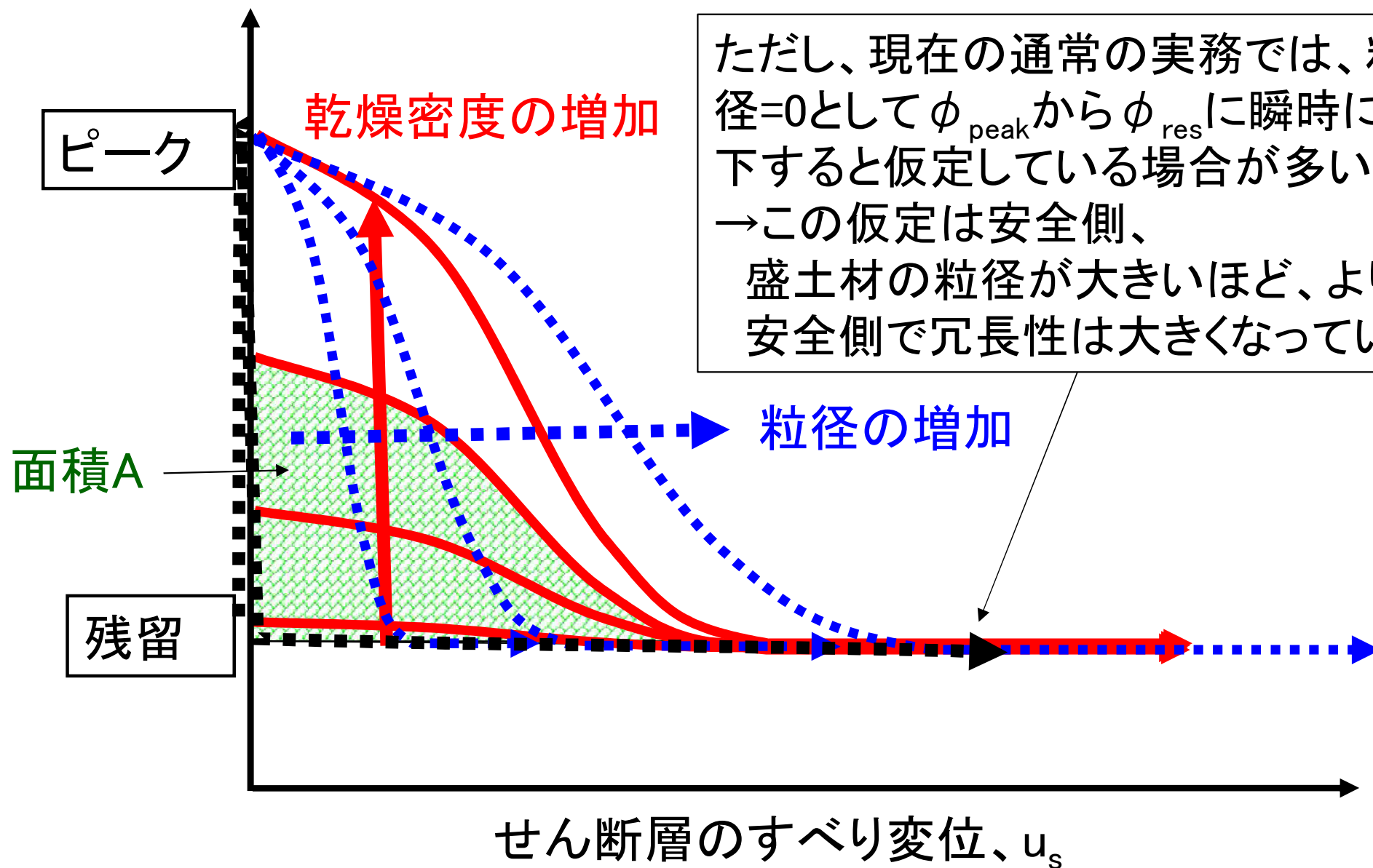


修正Newmark法によるすべり変位に対する締固め度の影響 (ϕ_{peak} の影響)



面積Aが大きいほど、残留状態に至りにくく、破壊状態に至りにくい。

せん断応力



ただし、現在の通常の実務では、粒径=0として ϕ_{peak} から ϕ_{res} に瞬時に低下すると仮定している場合が多い
→この仮定は安全側、盛土材の粒径が大きいほど、より安全側で冗長性は大きくなっている。

性能設計での盛土材の排水せん断強度に関するまとめ

盛土のせん断強度は、締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し载荷等の影響、ピーク強度と残留強度等によって多様である。

性能設計で用いるせん断強度は、考慮した設計条件での現実的な値に設定する必要がある。

しかし、これらの条件を考慮するのは複雑であることなどから、従来の慣用的設計では、設計排水せん断強度として締固め度(I_{Ec})=90%程度での値を用いてきた。しかし、その値は締固めが十分とは言えない状態での値である。

締固め度が高いほど排水ピーク強度は上昇する。しかし、ピーク強度発揮後に「締固め度によらない残留強度」に低下する。低下速度は、粒径が大きいほど遅くなる。Newmark法による残留変形解析を、この現象を考慮して行うことができる。

盛土構造物の性能設計と性能施工 1/2

1. 要求性能、性能設計、性能施工
2. 性能設計での盛土材のせん断強度の枠組み
 - 2-1. 盛土の多様なせん断強度（締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の影響、ピーク強度と残留強度の関係等）
 - 2.2 性能設計での排水せん断強度
 - ・標準的設計せん断強度との関係
 - ・ピーク強度・残留強度を考慮したNewmark法による残留変形
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓とこの教訓に基づいた性能設計・性能施工
 - 3-1 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 - 3-2 地震時における飽和土の非排水せん断強度の継時的低下と締固めの効果を考慮した飽和盛土の地震時残留変形解析（Newmark-D法すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析）
 - 3-3 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

福島県藤沼ダム(崩壊前)

2009年

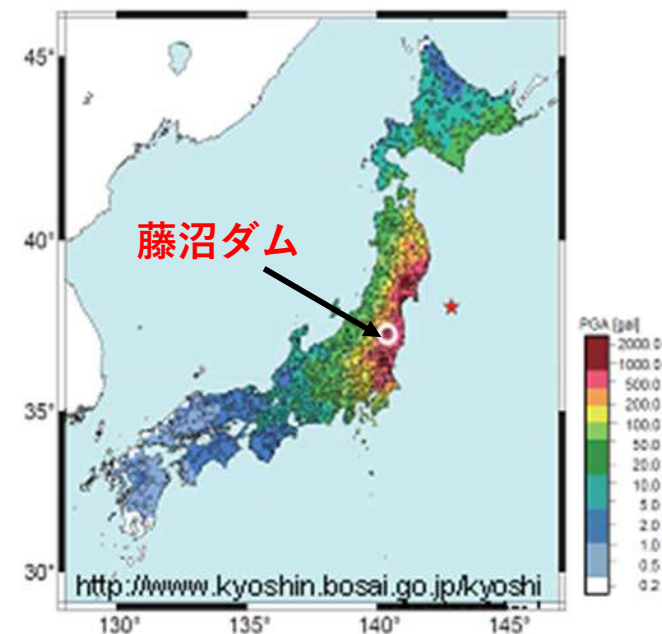


<http://damnet.or.jp/cgi-bin/binranA/All.cgi?db4=0483>

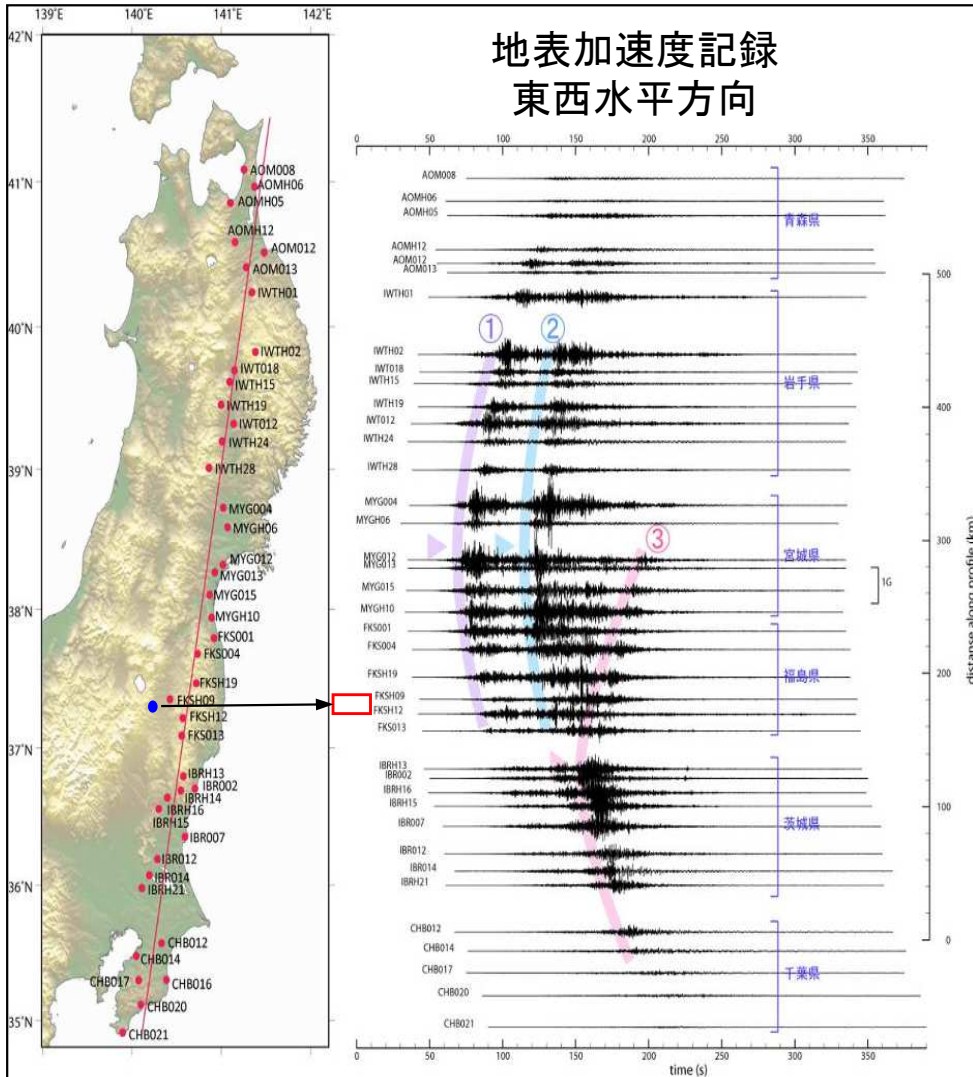


<http://damnet.or.jp/cgi-bin/binran/PAL.cgi?idm=105088>

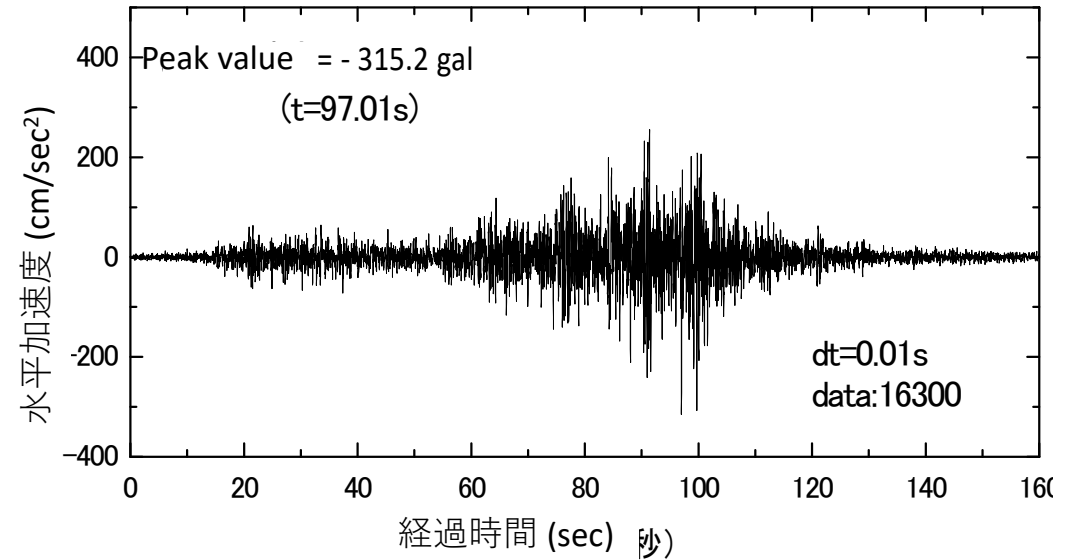
所在地	福島県須賀川市
用途	農業用灌漑
ダム形式	主ダム : 均一型アースダム 副ダム : 均一型アースダム
堤頂高さ	主 : 18.5m 副 : 10.5m
堤頂長	主 : 133.2m 副 : 72.5m
体積	主 : 99,000m ³
最大貯水量	1,500,000m ³
有効貯水量	1,480,000m ³
完成	1949



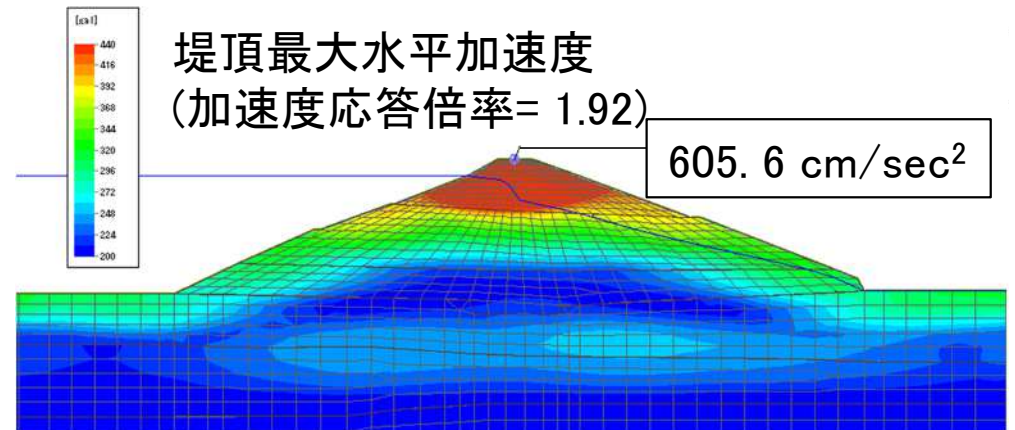
2011年東北地方太平洋沖地震



旧藤沼ダム本堤 基盤入力



旧藤沼ダム本堤の剛性・減衰係数のひずみ依存性を考慮した等価線形化地震応答解析



藤沼ダムの崩壊

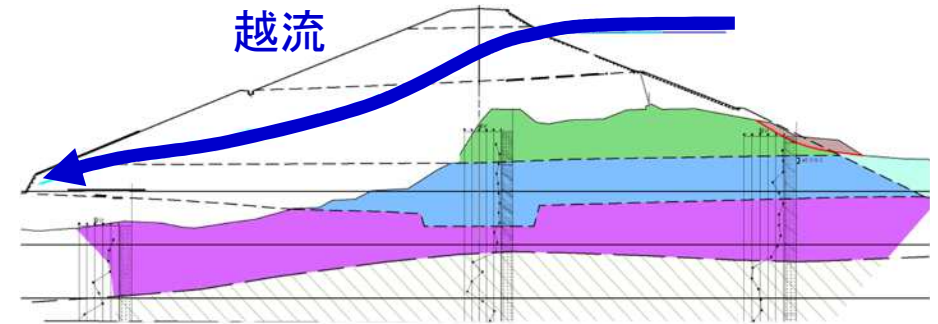


本堤

2011年3月11日PM 15:11撮影
地震発生PM 14:46:18直後

(福島県提供)

すべり破壊 ⇒ 越流
⇒ 急速な侵食 ⇒ 破堤



約1時間後

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)

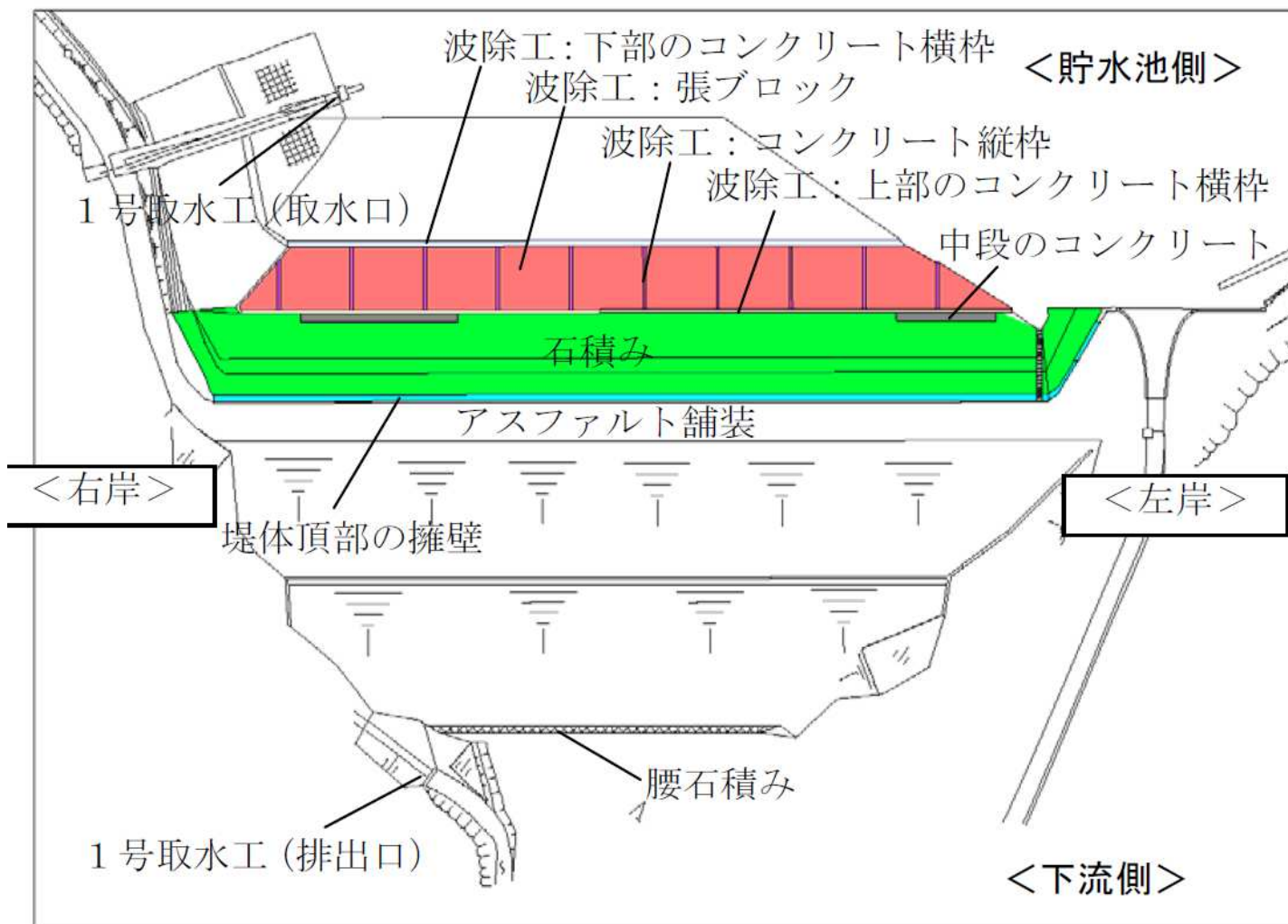


(福島県提供)

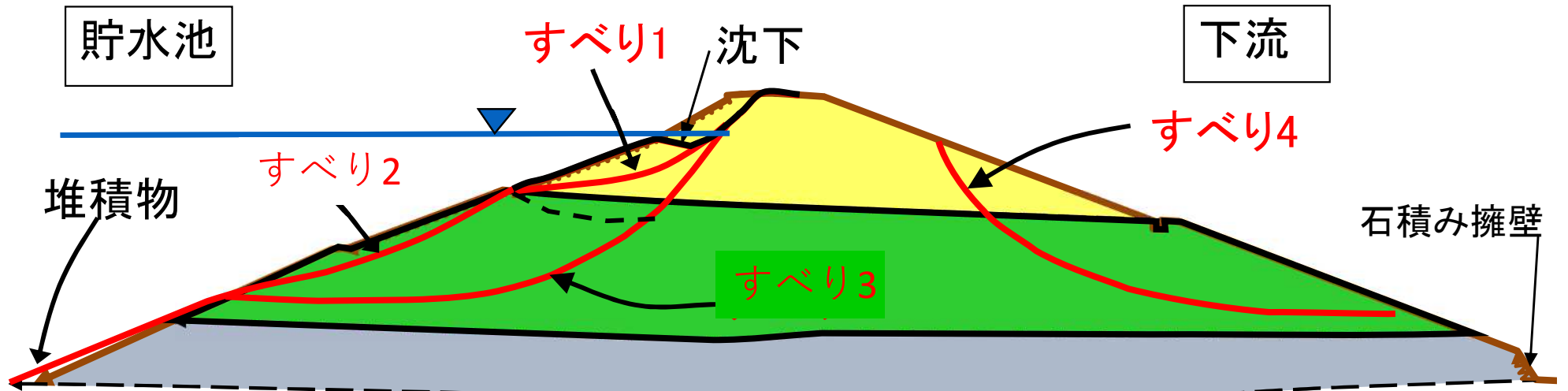


(福島県提供)

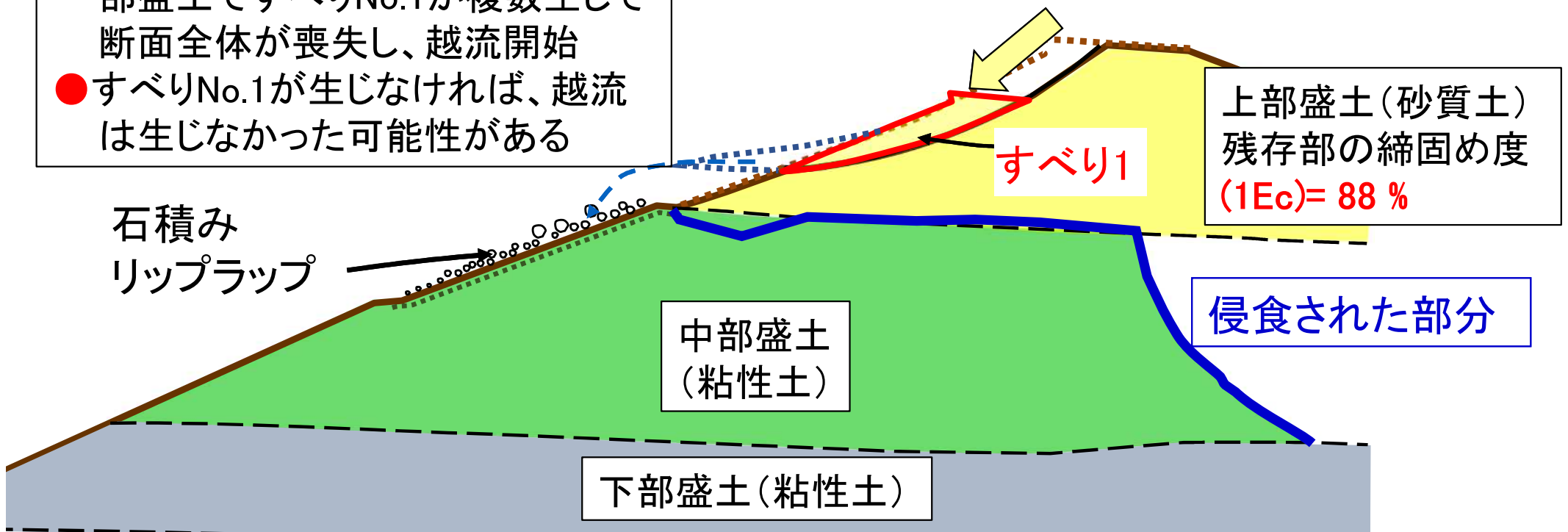
破堤前



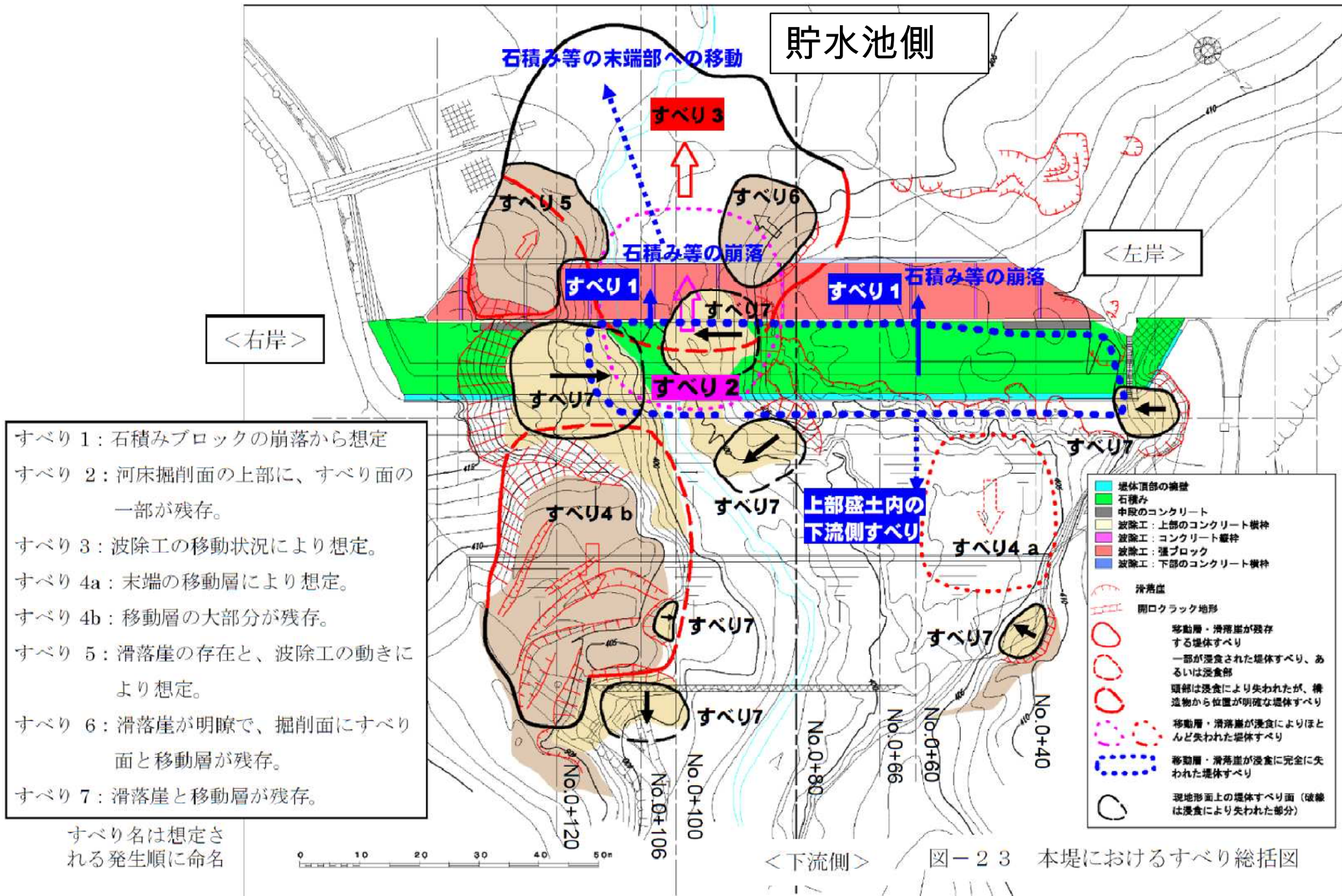
藤沼ダム： 推定されたすべりNo.1 ~4(生起順)



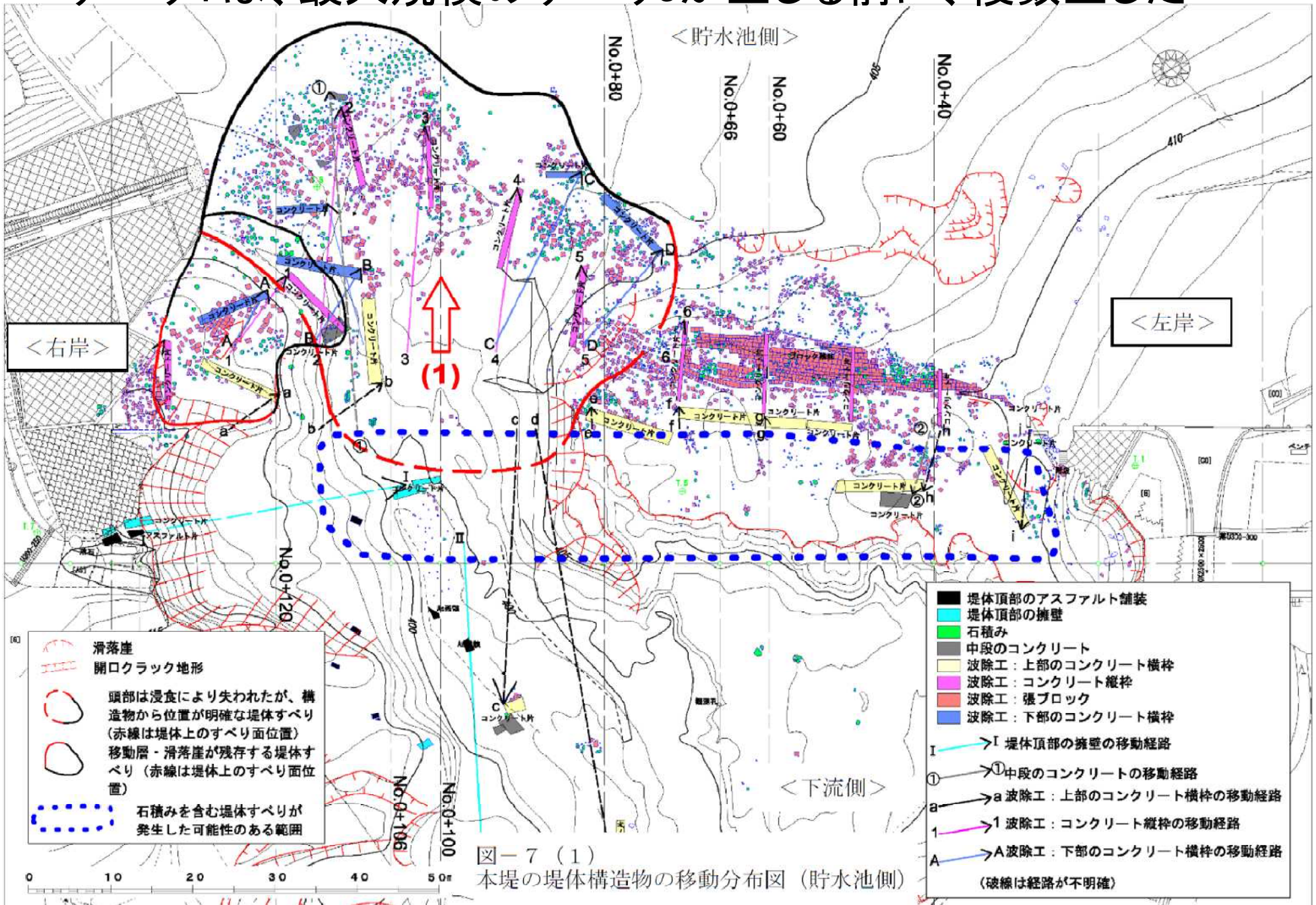
- No.1, 2, .3の複合すべり
- 堤体が最も厚い滯筋の断面で、上部盛土ですべりNo.1が複数生じて断面全体が喪失し、越流開始
- すべりNo.1が生じなければ、越流は生じなかった可能性がある



連続的に生じた重層的な多数のすべり

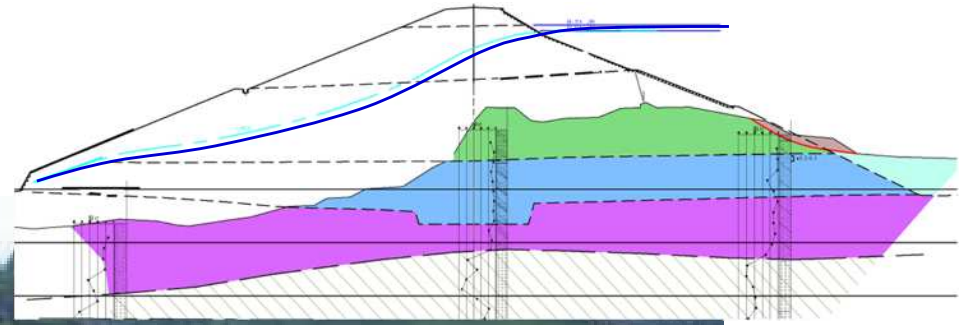


すべり1は、最大規模のすべり3が生じる前に、複数生じた



左岸から撮影

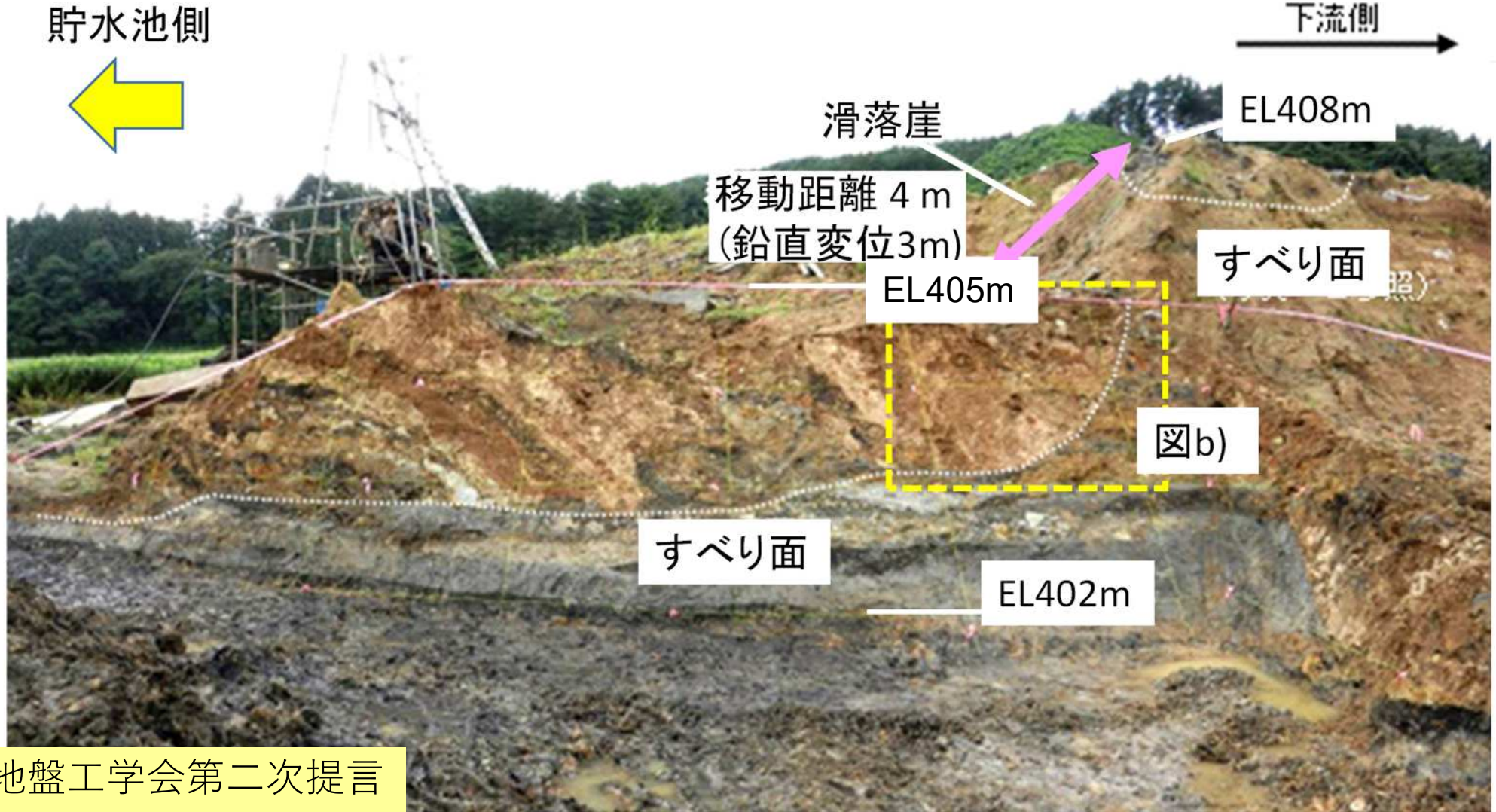
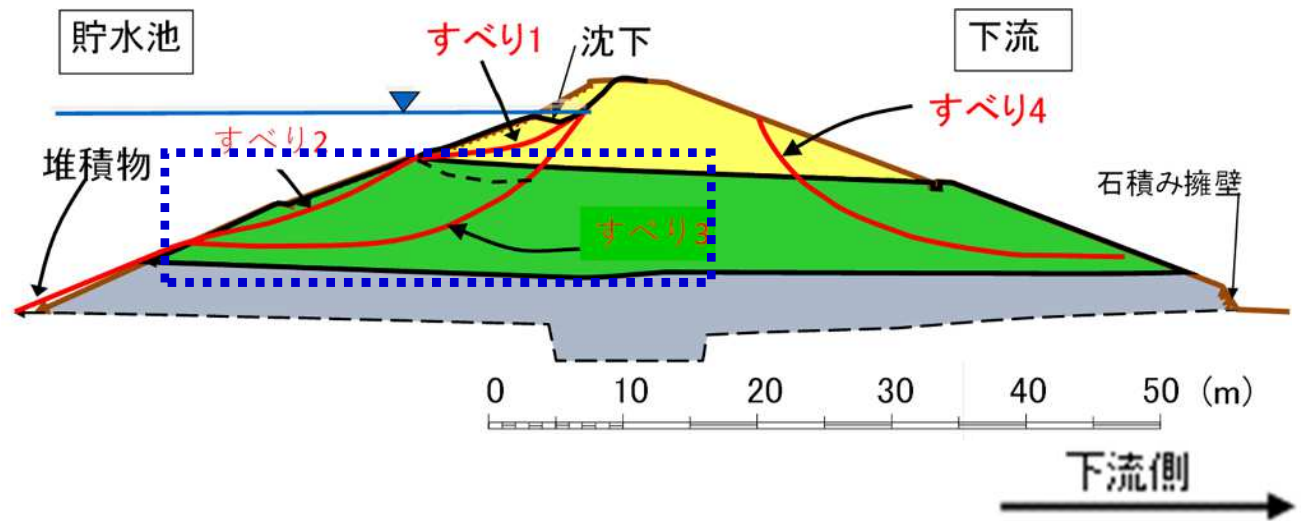
←下流



上流斜面のすべり3
(流動的)。その上に、
上部盛土で先に生じた
すべり1によって石積み
ブロックが散乱



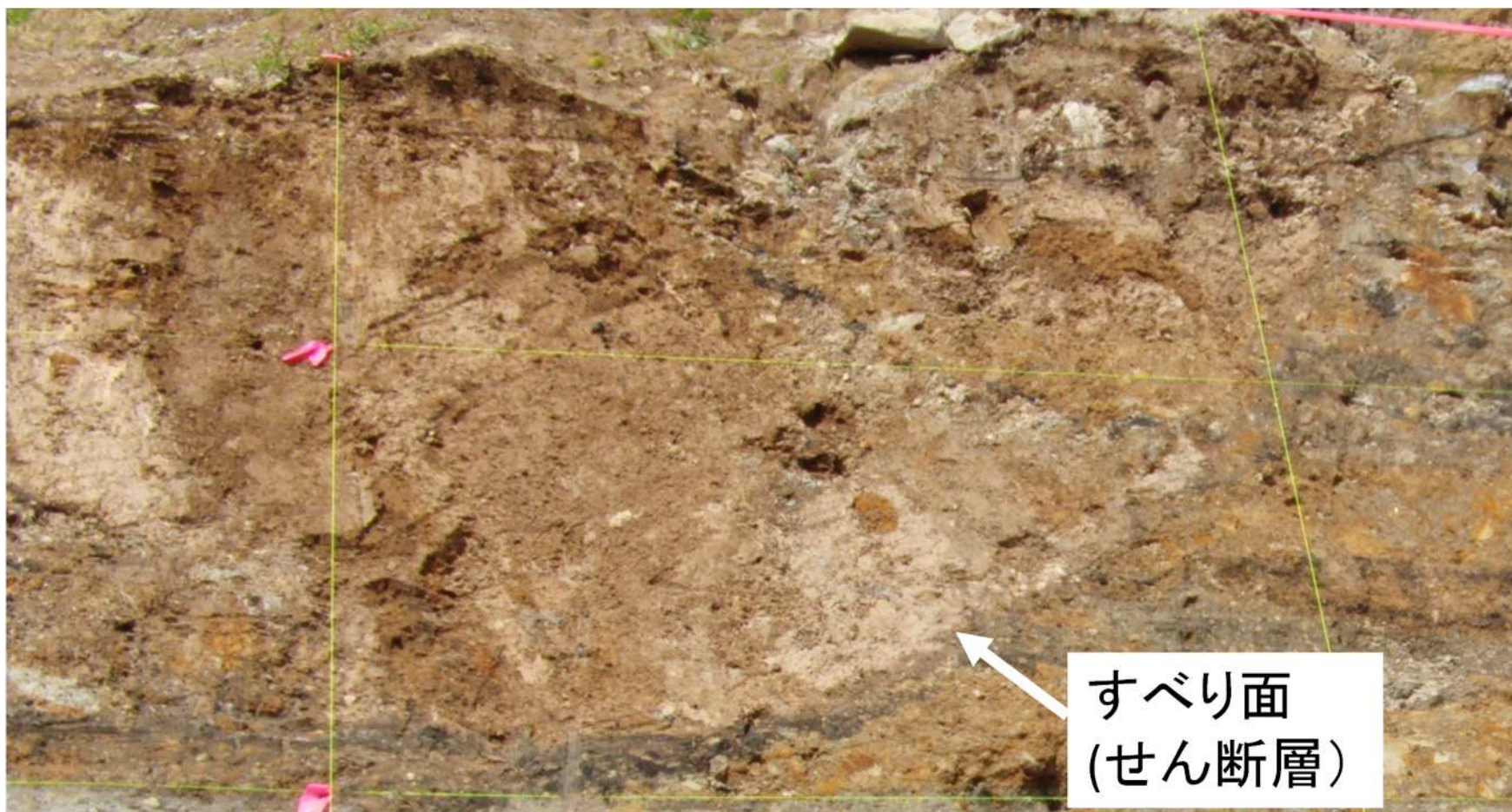
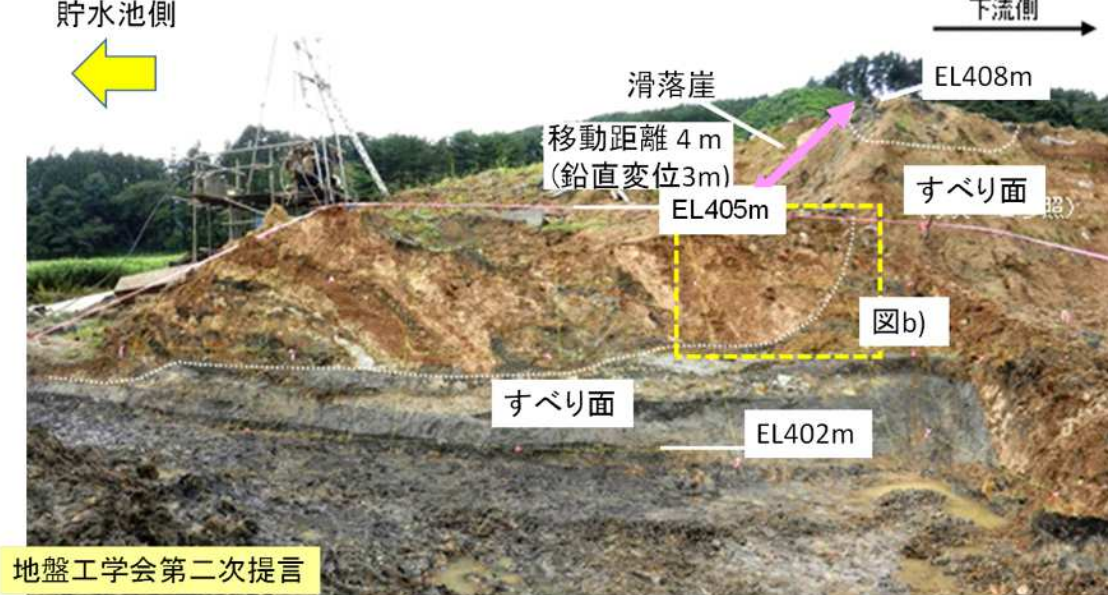
明瞭な円弧すべり破壊

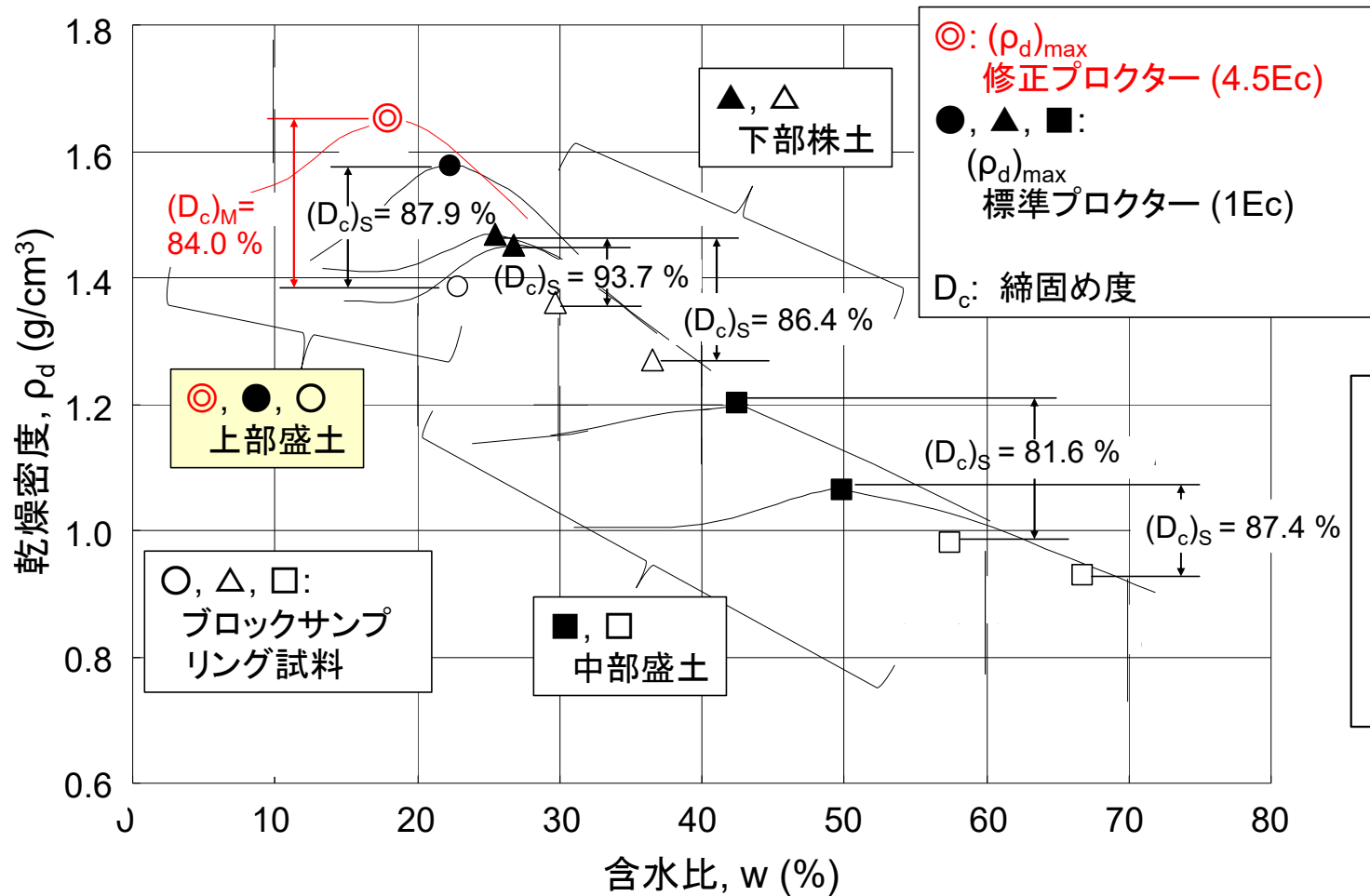
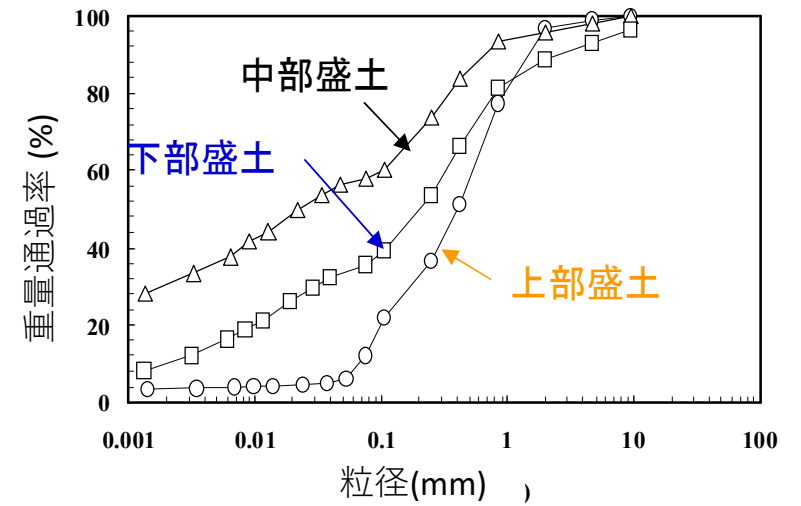
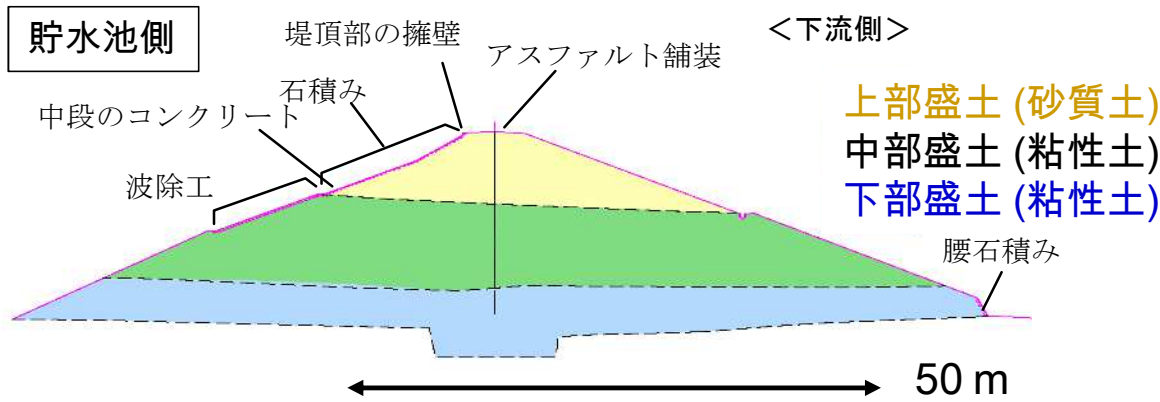


明瞭な円弧すべり破壊

⇒このような崩壊に対しては、
円弧すべり安定解析が適切

⇒どのように復旧するのか？
設計で、締固めの効果等を、
どのように考慮するのか？





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%

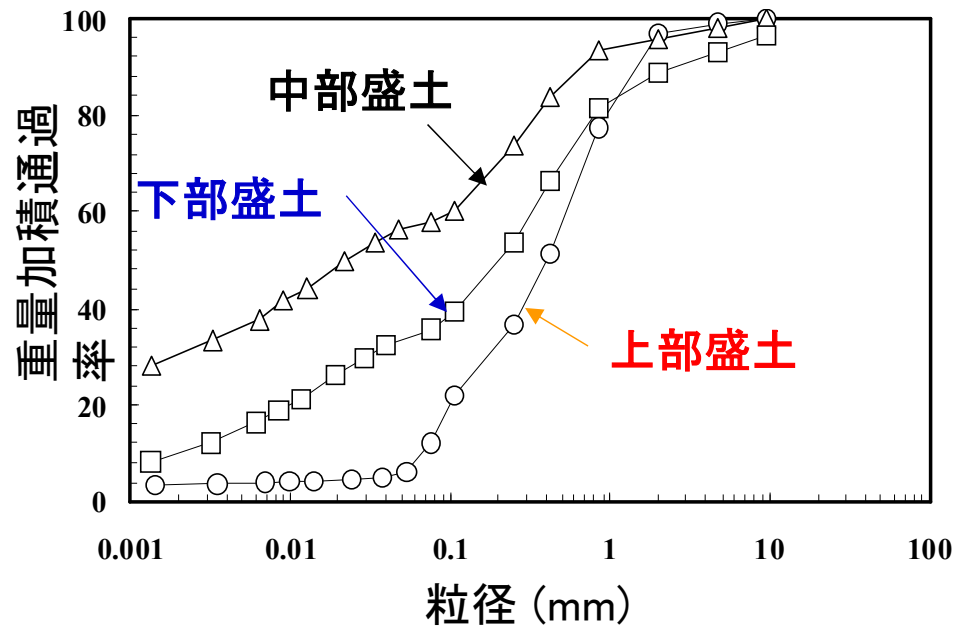
旧本堤:

全体的に $(D_c)_{1Ec}$ は非常に低い

上部盛土: 非常に緩い砂質盛土

$$[D_c]_{1Ec} = 88\%$$

旧副堤も同様に緩い砂質盛土



乾燥密度, ρ_d (g/cm³)

旧本堤

室内締固め目標(1Ec)

不攪乱試料

上部盛土:
 $[D_c]_{1Ec} = 88\%$

下部盛土: 86%

中部盛土: 82%

0.8

0

10

20

30

40

50

60

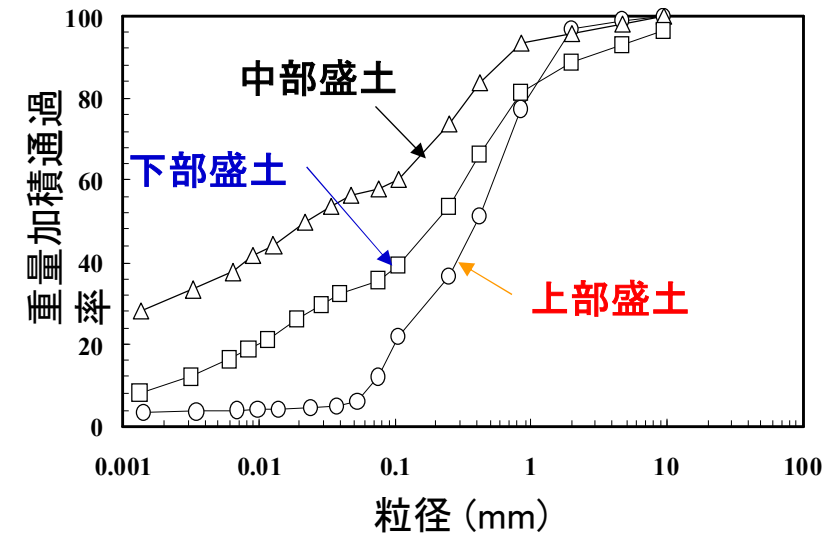
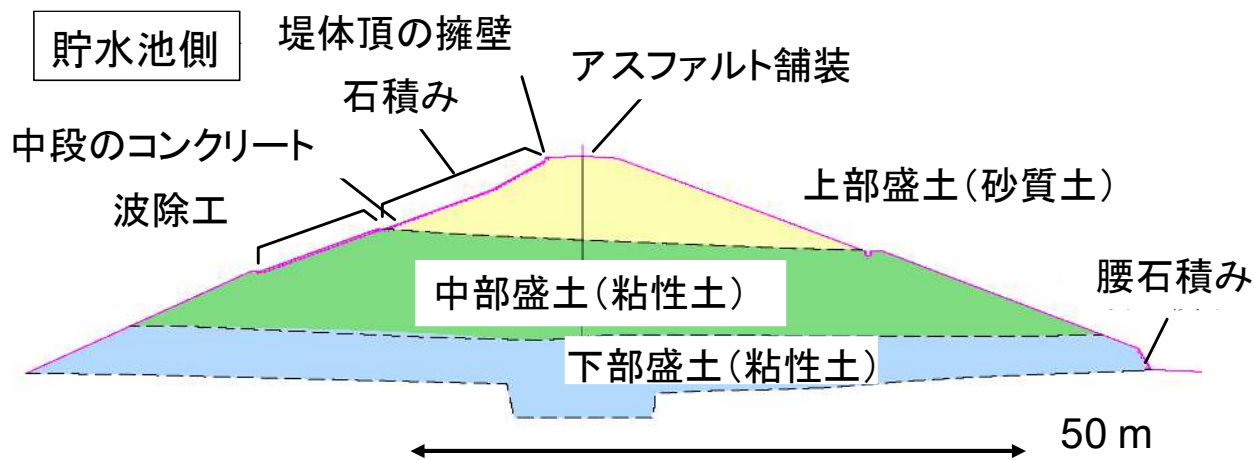
70

80

90

100

含水比, w (%)



■崩壊の原因(推定):

- 1) 全般的に締固め不足(近代的締固め基準と近代的締固め機械がなく、締固めエネルギーが不十分で含水比管理が不適切)⇒全般的に強度不足
- 2) 上部盛土は、戦後の最も劣悪な条件の下で建設
近傍の砂質土を使用 ⇒ 遮水性が低く侵食されやすく、**締固め不足のため非排水せん断強度は低く、さらに非排水繰返し载荷によって著しく低下**
- 3) 堤体が最も厚い滲筋断面(上図)で大規模すべりが上部盛・中部盛土を貫通して発生し、上部盛土ではすべりが多数発生⇒ 滲筋断面で堤頂部喪失・越流開始 ⇒ 下流斜面・堤体軸方向で急速に侵食が進展 ⇒ 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！

旧ため池整備指針(2006)での震度法円弧すべり安定解析法の課題

①設計水平震度= 0.15

②設計せん断強度= 排水せん断強度: $(D_c)_{1Ec} = 90\%$ (許容下限値)での値

③必要最小安全率=1.2.

この設計法に従うと、安全率は1.2をやや下回る程度となり、実際の破堤を説明できない⇒復旧ダムの設計法、施工法が見えない、と言う困難な状況！

課題1. 実際のレベル2での破堤を説明できる解析法・設計法の開発

対応①: 地震荷重を実際的な値に引き上げ

対応②: せん断強度を実際の値に引き下げ(低い締固め度での低い初期非排水せん断強度が、地震時非排水繰返し载荷によって更に低下)

対応③: 実際的な崩壊過程を説明でき実務に適用できる解析法の開発

課題2. 新堤の適切な設計・施工

対応④: 十分安定なダムを設計・施工

→ 適切な近代的なフィルダム構造

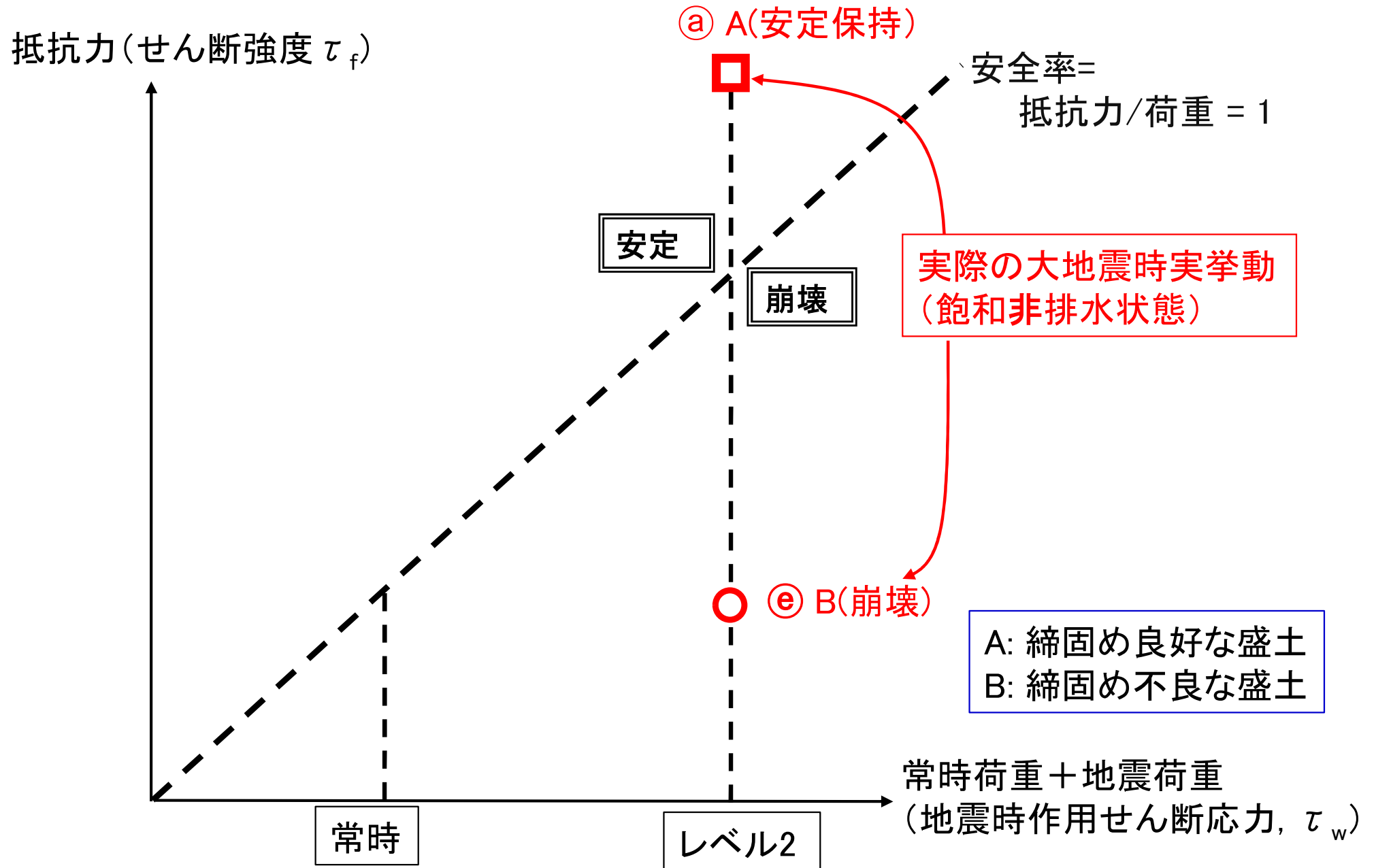
→ 適切な盛土材の使用、適切な締固めによる必要なせん断強度の確保

→ 旧堤体を崩壊させたレベル2地震動に対して、締固めの効果と非排水せん断強度の地震荷重による低下を考慮した、上記対応③で開発した解析法によって安定解析・変形解析

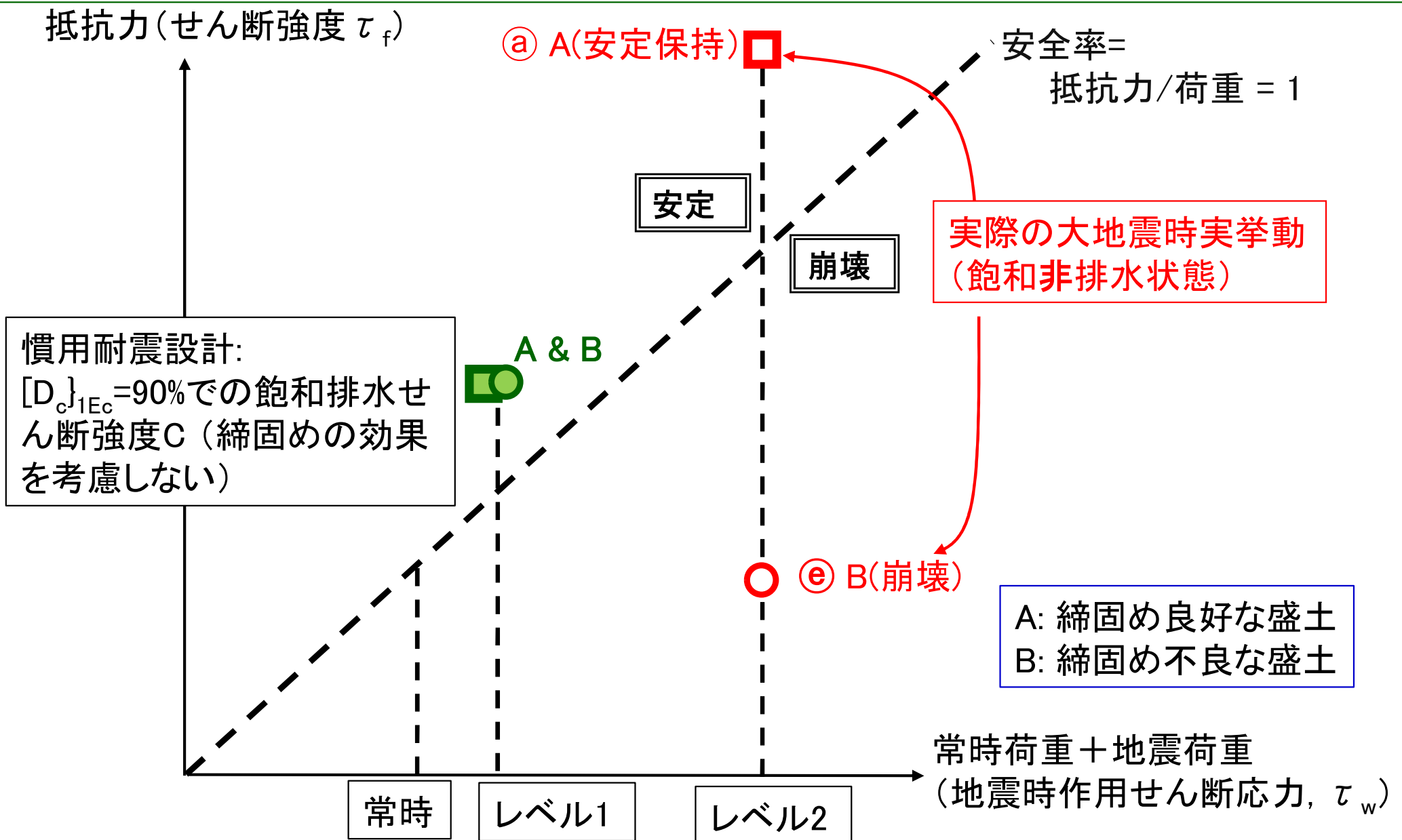
課題3. ため池整備指針の改定

レベル2地震動での飽和非排水状態での実際の挙動の模式図

盛土A: ㉠安定、 盛土B: ㉡崩壊



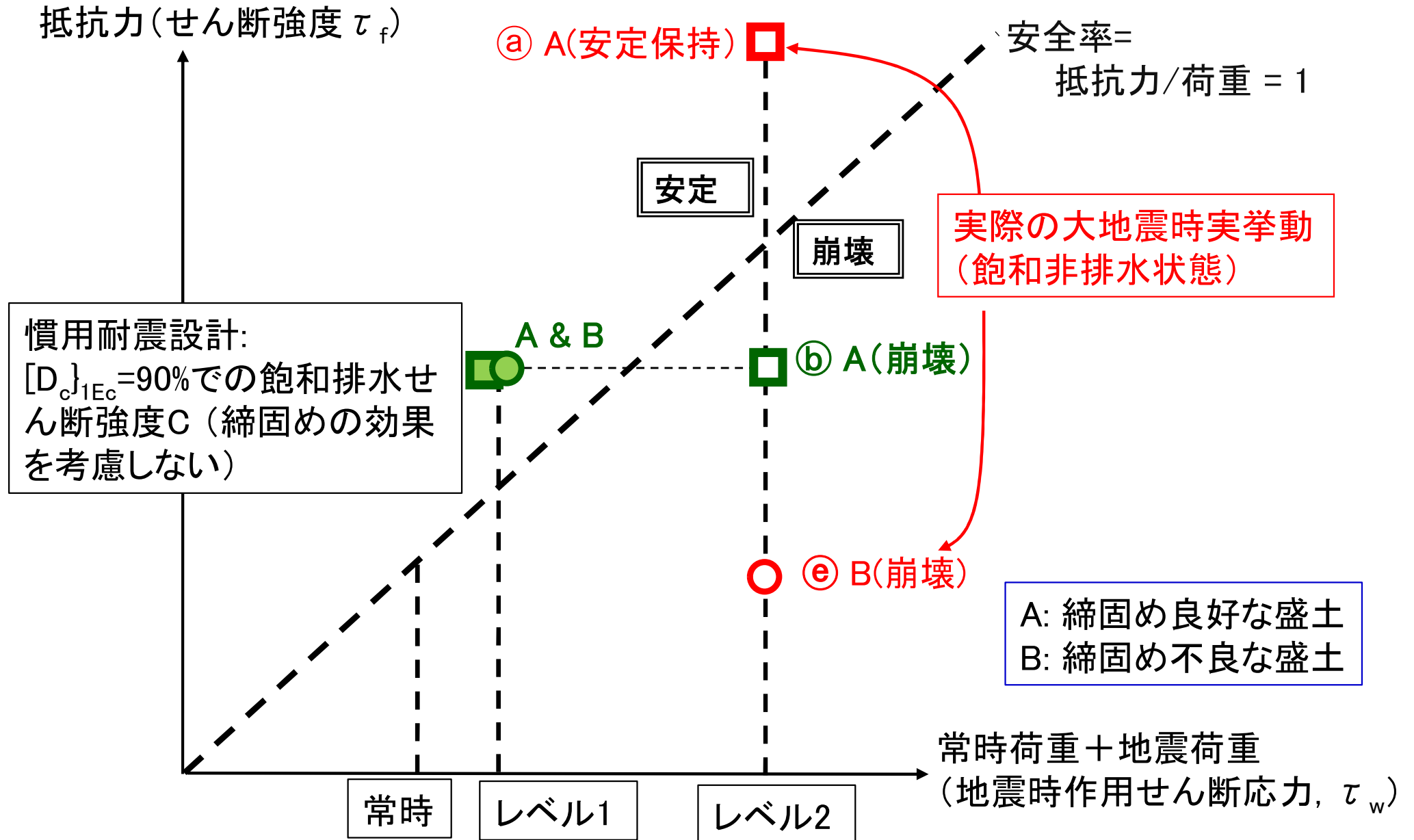
慣用の耐震設計(レベル1設計地震動 + 標準的排水せん断強度C)で判定した場合
 盛土A⇒安定: 荷重の過小評価と土の強度の過小評価がバランスして妥当な判定
 盛土B⇒安定: 荷重の過小評価と土の強度の過大評価が重畳して非常に危険側の判定 (例)旧藤沼ダム堤体など締固めが悪いため池堤体



盛土A: 荷重をレベル2設計地震動にするが、土の設計強度には慣用耐震設計での排水せん断強度Cを用いた場合

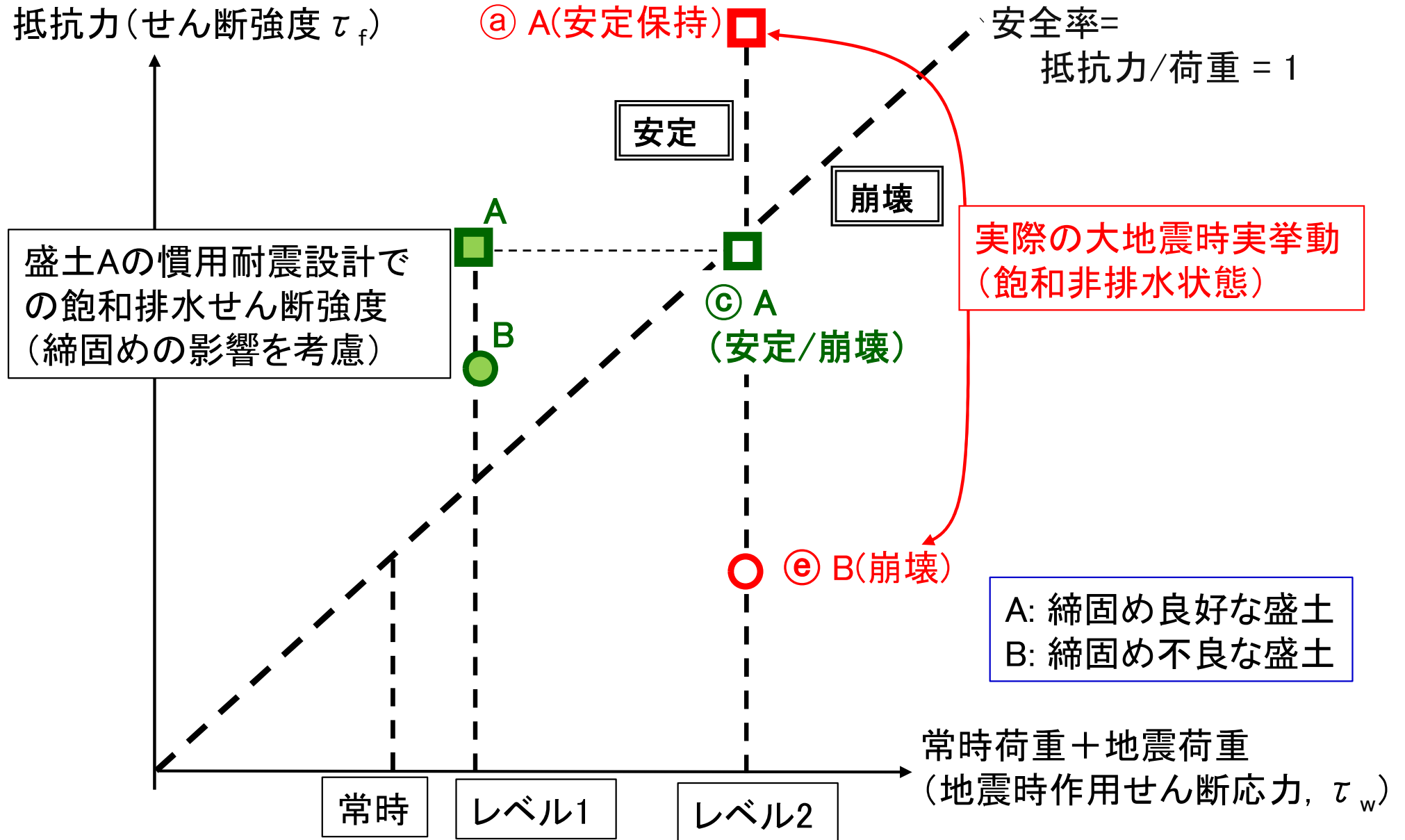
⇒ ㉑崩壊と誤判断する可能性 (土のせん断強度の過小評価のため)

⇒ 良く締固めた盛土でも、新設盛土の耐震設計と既設盛土の耐震診断が困難に



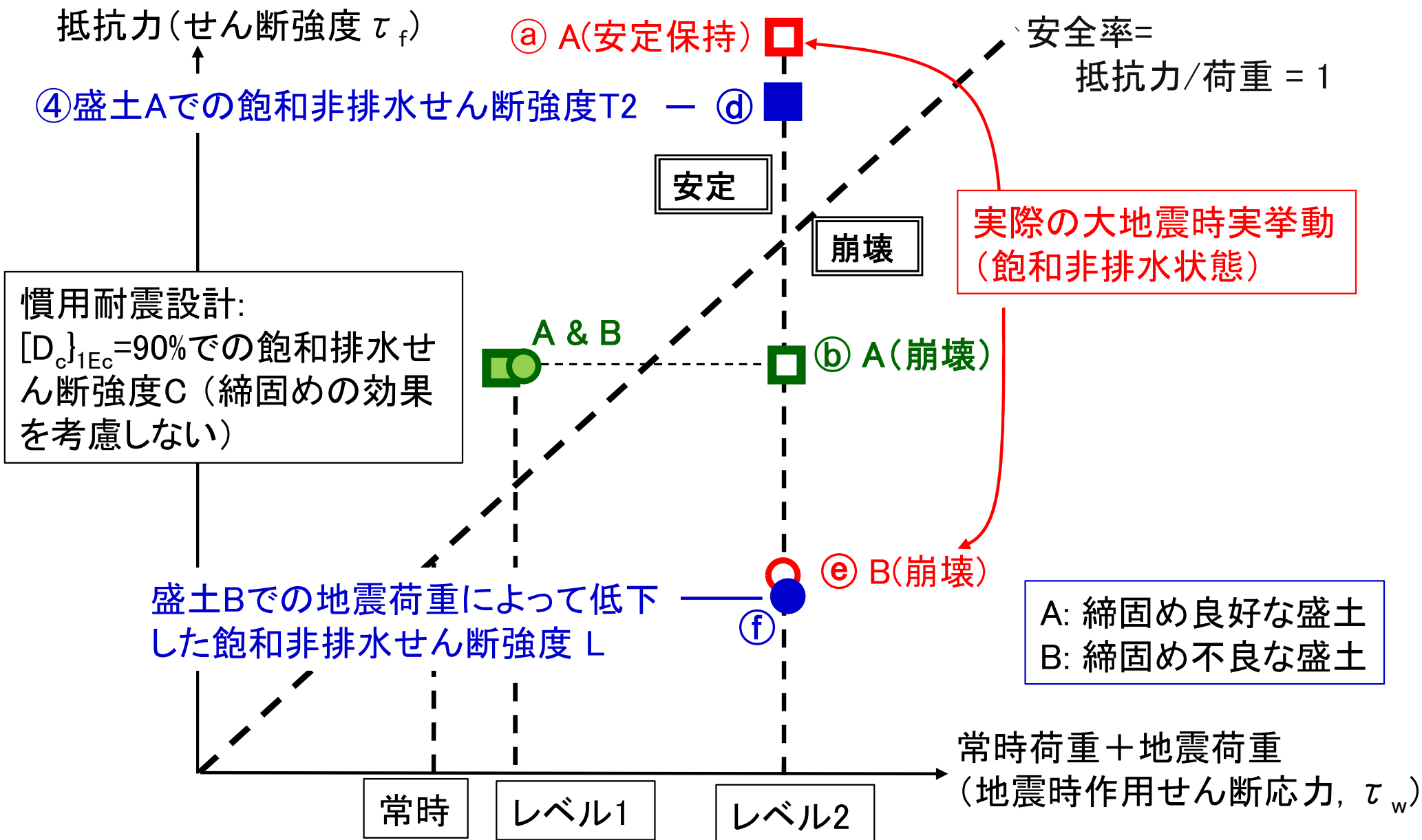
盛土A: 排水状態を想定した上で締固めの効果を考慮した排水せん断強度を使用

- ・レベル1地震動に対しては、十分に安定と判定
- ・レベル2地震動に対しては、安定/崩壊の何れの判定もありうる ⇒この判定Ⓒは、実際に排水状態ならば妥当、実際は飽和非排水状態ならば不適切



今後の方向： 地震荷重はレベル2にレベルアップし、土の設計強度を現実的な地震荷重によって低下する飽和非排水せん断強度にする

盛土A: ㉔十分に安定と、適切な判定 ⇒ 盛土の実務的設計・耐震診断が可能に
 盛土B: ㉖崩壊と、適切な判定 ⇒ 耐震診断から耐震補強へと適切に展開できる



飽和した盛土の耐震安定性の解析の課題

	慣用耐震設計 締固めが良好な盛土A	慣用耐震設計 締固めが不良の盛土B	
設計地震荷重	レベル1設計地震荷重 ⇒レベル2設計地震荷重を過小評価		
設計せん断強度	締固め度 $[D_c]_{1Ec}=90\%$ での排水せん断強度C		
	実際の値*を過小評価	実際の値*を過大評価	
安全率	実際の値と類似の可能性	実際の値を著しく過大評価	

***) 地震荷重によって低下した飽和盛土の非排水せん断強度**

締固めが良い盛土A:

設計せん断強度を①従来の慣用耐震設計法での値のままにすると、

レベルII設計地震動に対して崩壊する、と言う実際とは異なる結果が得られる可能性

⇒ 一方、レベルII設計地震動を導入しないと、

- ・RC構造物の耐震設計と整合した耐震設計とならない

- ・締固めの効果を設計で考慮して良い締固めを奨励する、と言う道筋が見えない

既設の締固めの悪い盛土B:

盛土のせん断強度として、①従来の慣用耐震設計法での締固め度 $[D_c]_{1Ec}=90\%$ での排水せん断強度を仮定すると、

1) 今後も「地震被害が無い」と誤った判断をする場合が多い可能性

2) 耐震診断・耐震補強を実施する場合、その方法が見えない

飽和した盛土の耐震安定性の解析の課題と展望

	慣用耐震設計 締固めが良好な盛土A	慣用耐震設計 締固めが不良な盛土B	レベル2に対する 性能設計 – 盛土A & B
設計地震 荷重	レベル1設計地震荷重 ⇒レベル2設計地震荷重を過小評価		レベル2設計地震荷重
設計せん 断強度	締固め度 $[D_c]_{1EC}=90\%$ での排水せん断強度C		飽和盛土の実際的な飽和 非排水せん断強度*
	実際の値*を過小評価	実際の値*を過大評価	
安全率	実際の値と類似の可能性	実際の値を著しく過大評価	実際の安定性を再現

*) 地震荷重によって低下した飽和盛土の非排水せん断強度

今後の方向:

- 1) 設計地震荷重を現実的なレベル2地震動にレベルアップ
- 2) 新設盛土では、合理的な施工・管理によって締固めのレベルの向上
- 3) 非排水せん断強度を締固めの効果と地震荷重による劣化を考慮して適切に評価して、適切な安定解析・残留変形解析の実施
- 4) 既設盛土に対しても、この方法で耐震診断、必要な耐震補強を検討・実施

盛土構造物の性能設計と性能施工 1/2

1. 要求性能、性能設計、性能施工
2. 性能設計での盛土材のせん断強度の枠組み
 - 2-1. 盛土の多様なせん断強度（締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の影響、ピーク強度と残留強度の関係等）
 - 2.2 性能設計での排水せん断強度
 - ・標準的設計せん断強度との関係
 - ・ピーク強度・残留強度を考慮したNewmark法による残留変形
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓とこの教訓に基づいた性能設計・性能施工
 - 3-1 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 - 3-2 地震時における飽和土の非排水せん断強度の継時的低下と締固めの効果を考慮した飽和盛土の地震時残留変形解析（Newmark-D法すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析）
 - 3-3 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

飽和した盛土の非排水せん断強度 ④ & ⑤:

- ・締固めの影響を非常に強く受ける
 - ・地震時には、非排水繰返し载荷によって低下して行く
- ⇒どのように求めて、どのように設計に取り入れるのか？

せん断強度

③盛立て時不飽和排水せん断強度

④締固めた盛土Aの湛水・豪雨後等の飽和非排水せん断強度: T2A

④湛水・豪雨後等の飽和排水せん断強度: T1

⑤緩い盛土Bの地震時飽和非排水せん断強度: L

●: 飽和した盛土AとBの地震時非排水せん断強度、地震時に低下して行く
 ⇒Newmark-D法: 上記の現象を考慮した残留すべり解析

全測定値に対する許容下限値(管理基準値):
 例: $[D_c]_{1Ec} = 90\%$
 緩い盛土での値

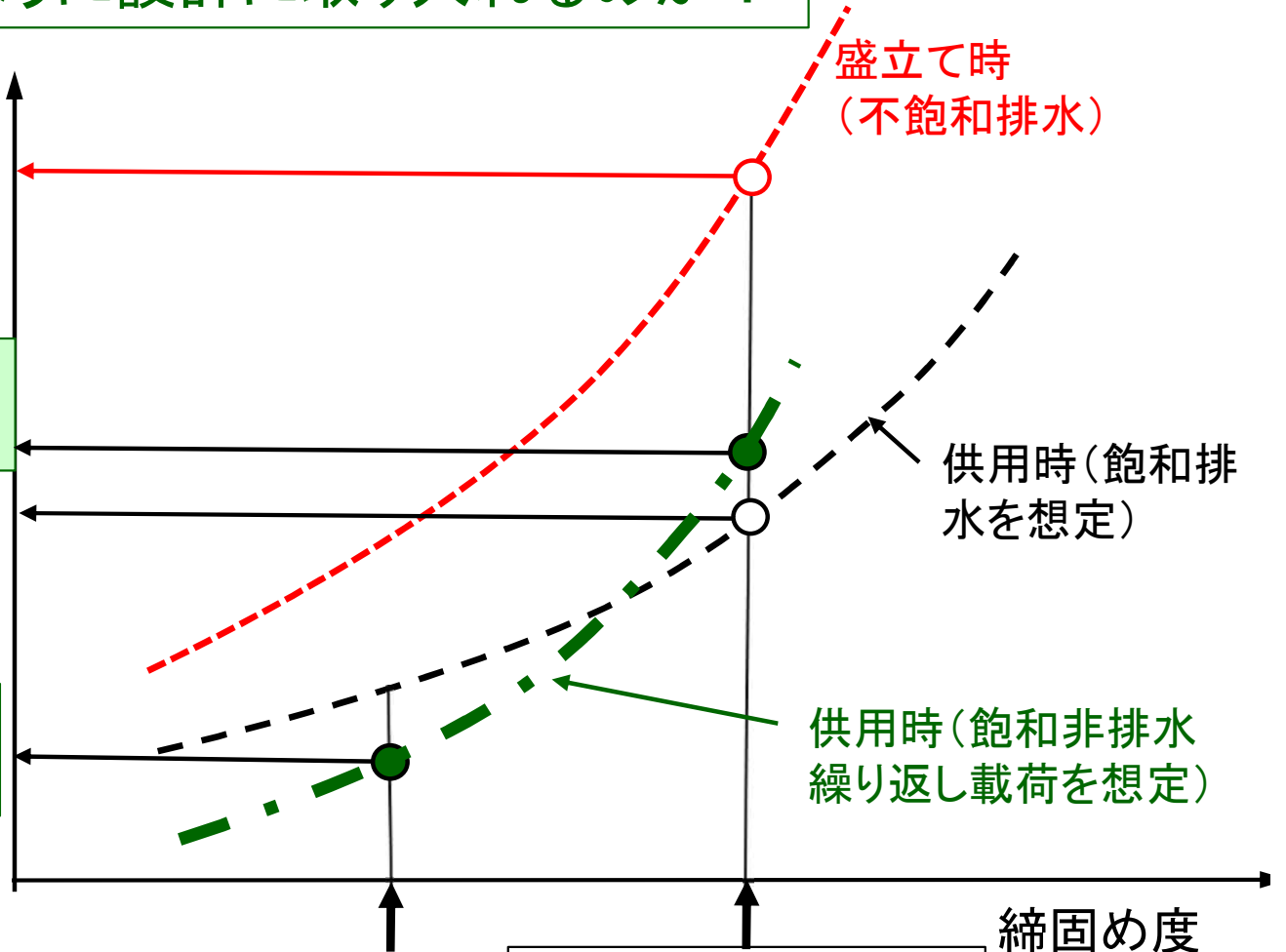
目標値(原位置平均値は、目標値近傍になることを想定):
 盛土Aの平均的状态

締固め度
 (例: $[D_c]_{1Ec}$)

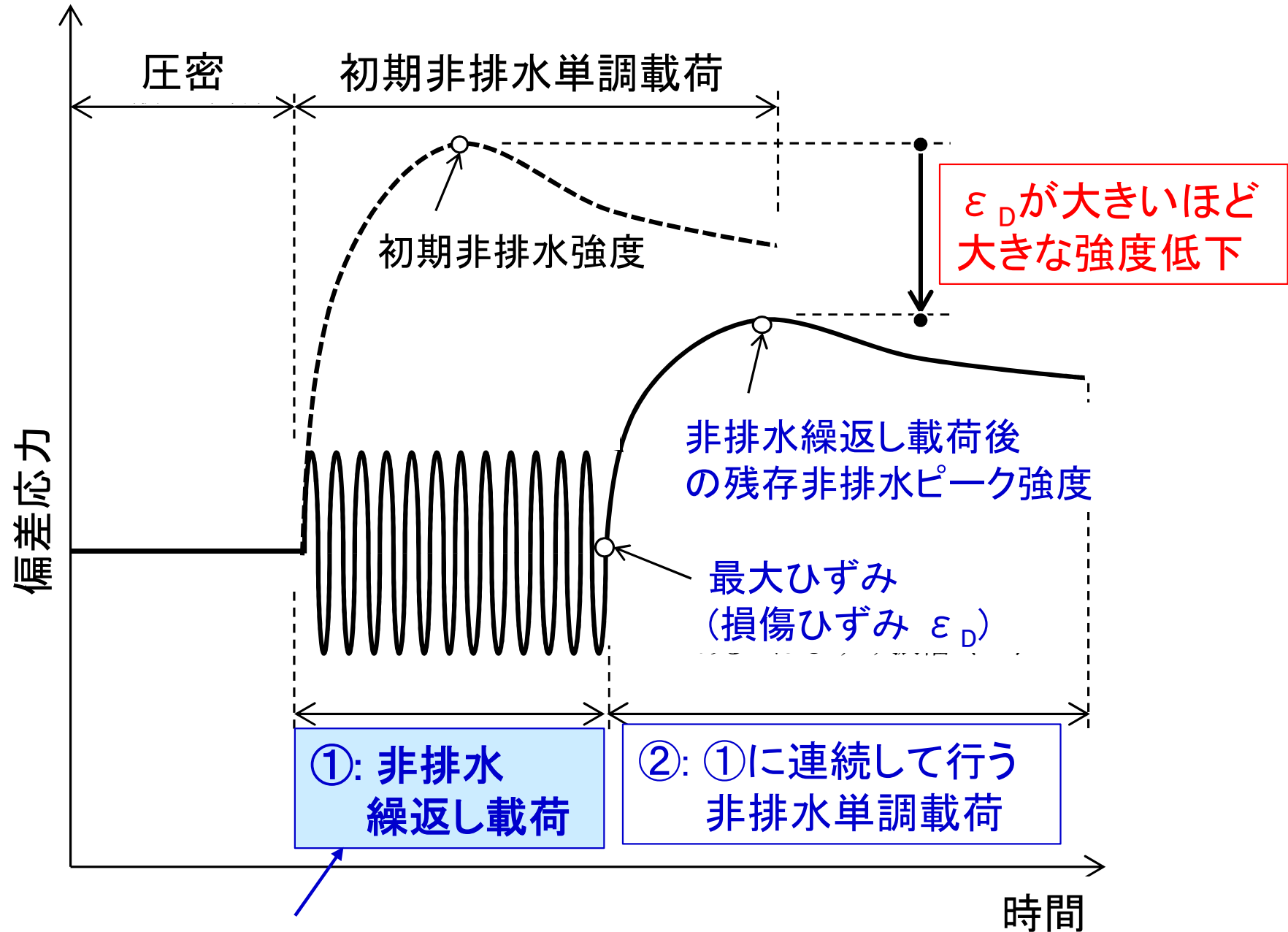
盛立て時
 (不飽和排水)

供用時(飽和排水を想定)

供用時(飽和非排水繰返し载荷を想定)



非排水繰返し载荷過程での非排水せん断ピーク強度は、どのように求めたら良いのか？



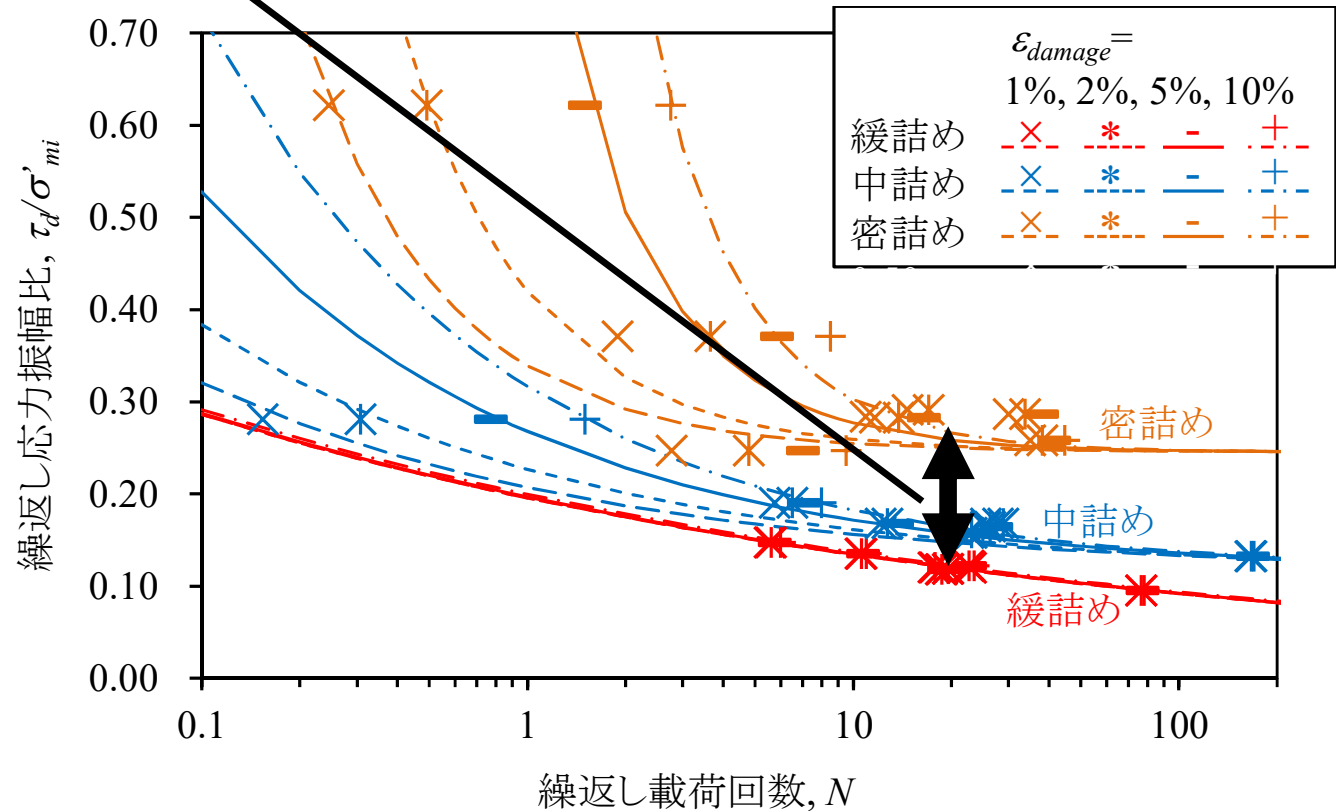
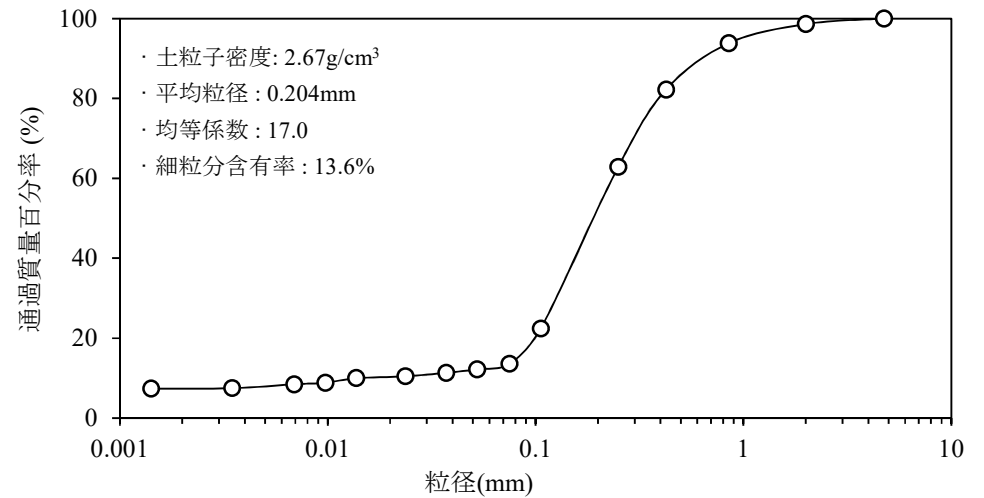
従来から行われている、いわゆる液状化試験

液状化強度に対する締固めの効果を示す実験例(鉾田砂)

非排水繰返し強度の定義(例):
繰返し載荷回数 $N=20$ で両振幅軸ひずみ5%が発生する繰返し応力振幅):

⇒いわゆる「液状化強度」:
これに対する締固め密度の影響は、一定程度ある

- しかし、この「いわゆる液状化強度」は、
- ① $N < 5$; $DA \gg 5\%$ での締固めの効果を十分に反映していない。
 - ② 地震時の飽和土の非排水せん断強度ではなく、安定解析に用いることができない。



土のせん断強度に対する締固め度の影響(全体像):

1)排水せん断強度: ひずみ軟化によって、ピーク強度から残留強度に低下

2)非排水せん断強度:

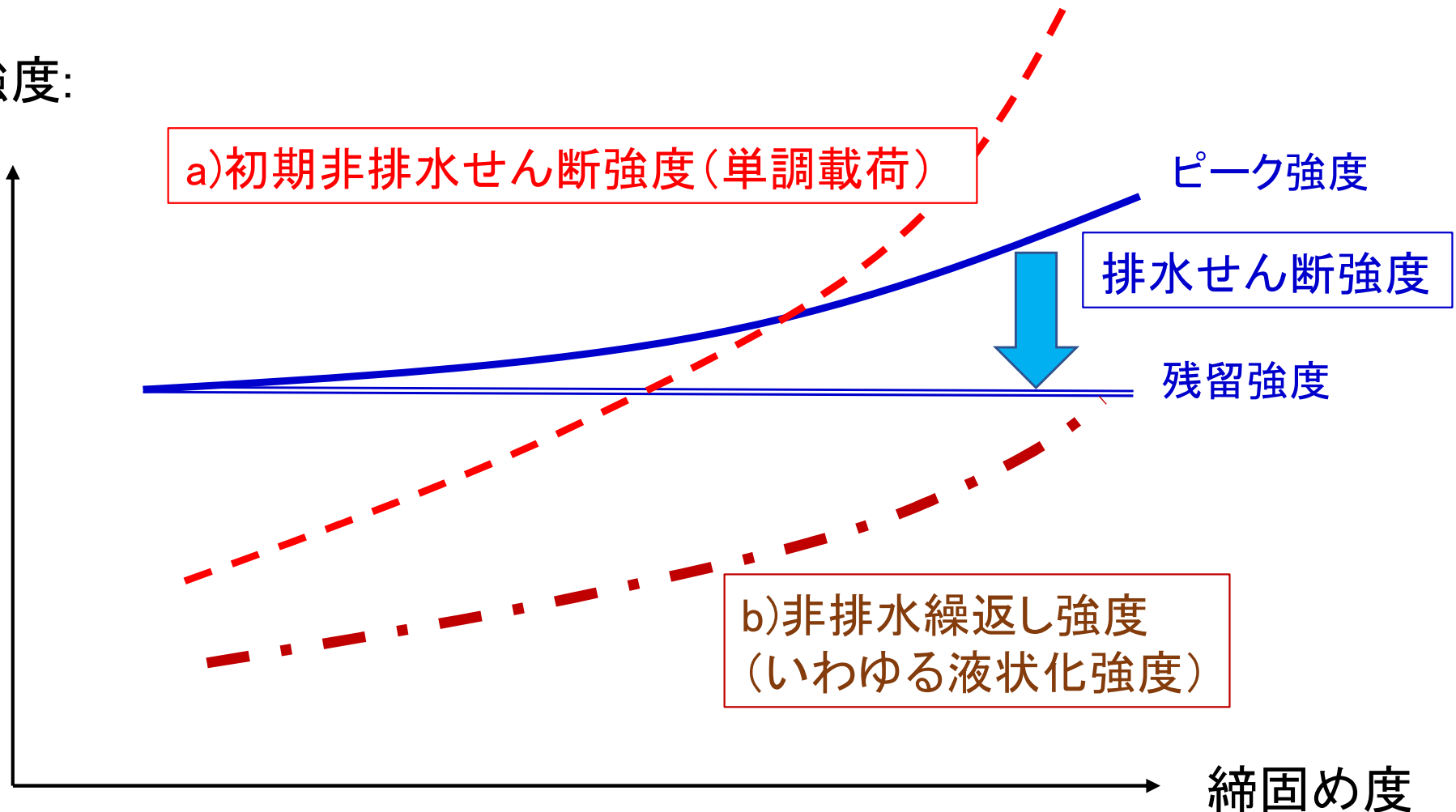
a)初期非排水強度: 締固めの影響は、排水せん断強度よりも遥かに大きい*

b)非排水繰返し強度(N=20、DA=5%) (いわゆる液状化強度)

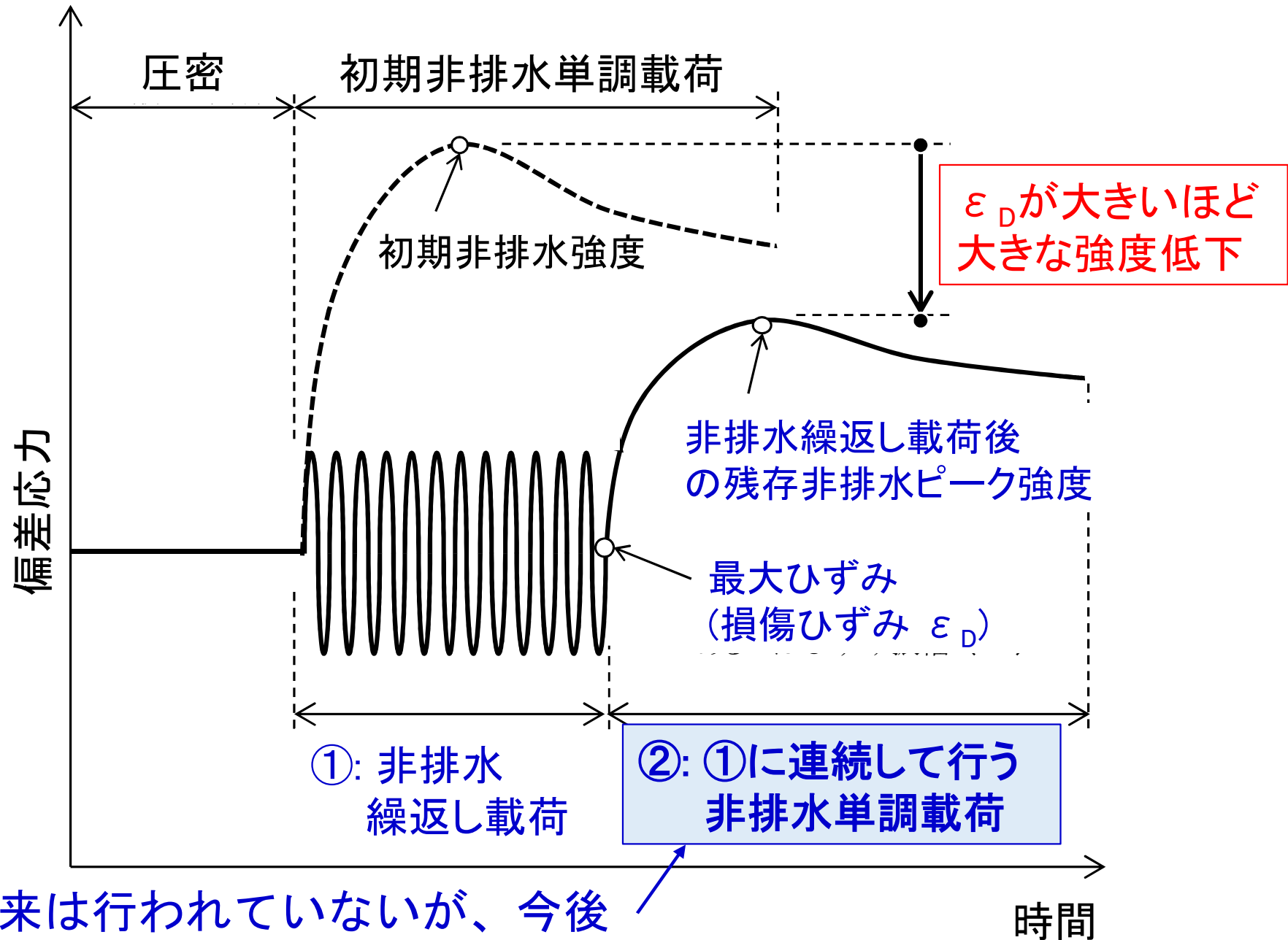
⇒締固めの効果は一定程度大きい、地震時非排水せん断強度とは異なる

せん断強度:

τ_f



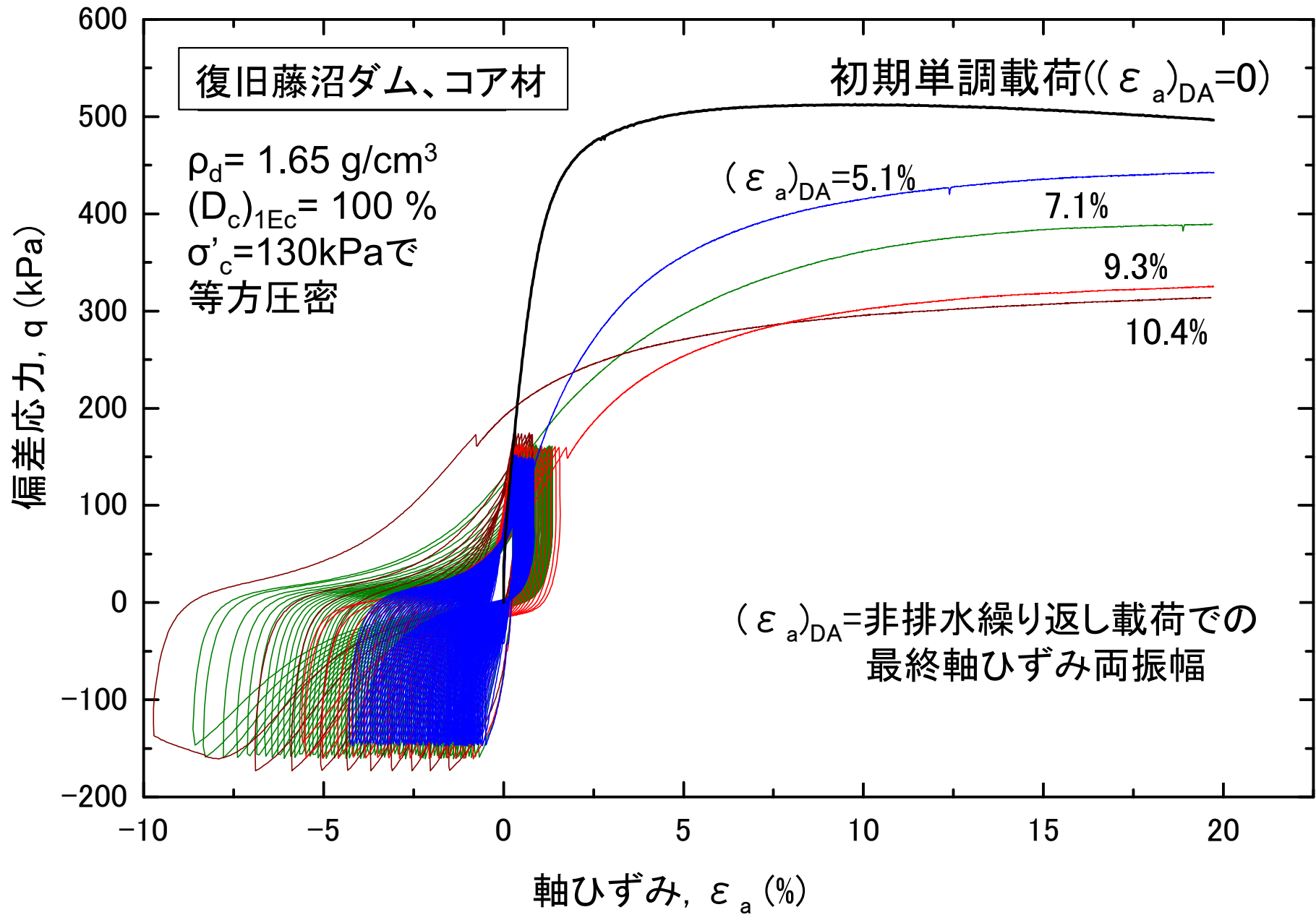
非排水繰返し载荷過程での非排水せん断ピーク強度は、どのように求めたら良いのか？



従来は行われていないが、今後出来るだけ実施すべき試験

藤沼ダムの復旧に際して行われた盛土材料での実験例:

非排水繰返し载荷で発生した両振幅の軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{DA}$ が大きくなるほど、引き続き単調载荷非排水载荷でのピーク強度は小さくなる



土のせん断強度に対する締固め度の影響(全体像):

1)排水せん断強度: ひずみ軟化によって、ピーク強度から残留強度に低下

2)非排水せん断強度:

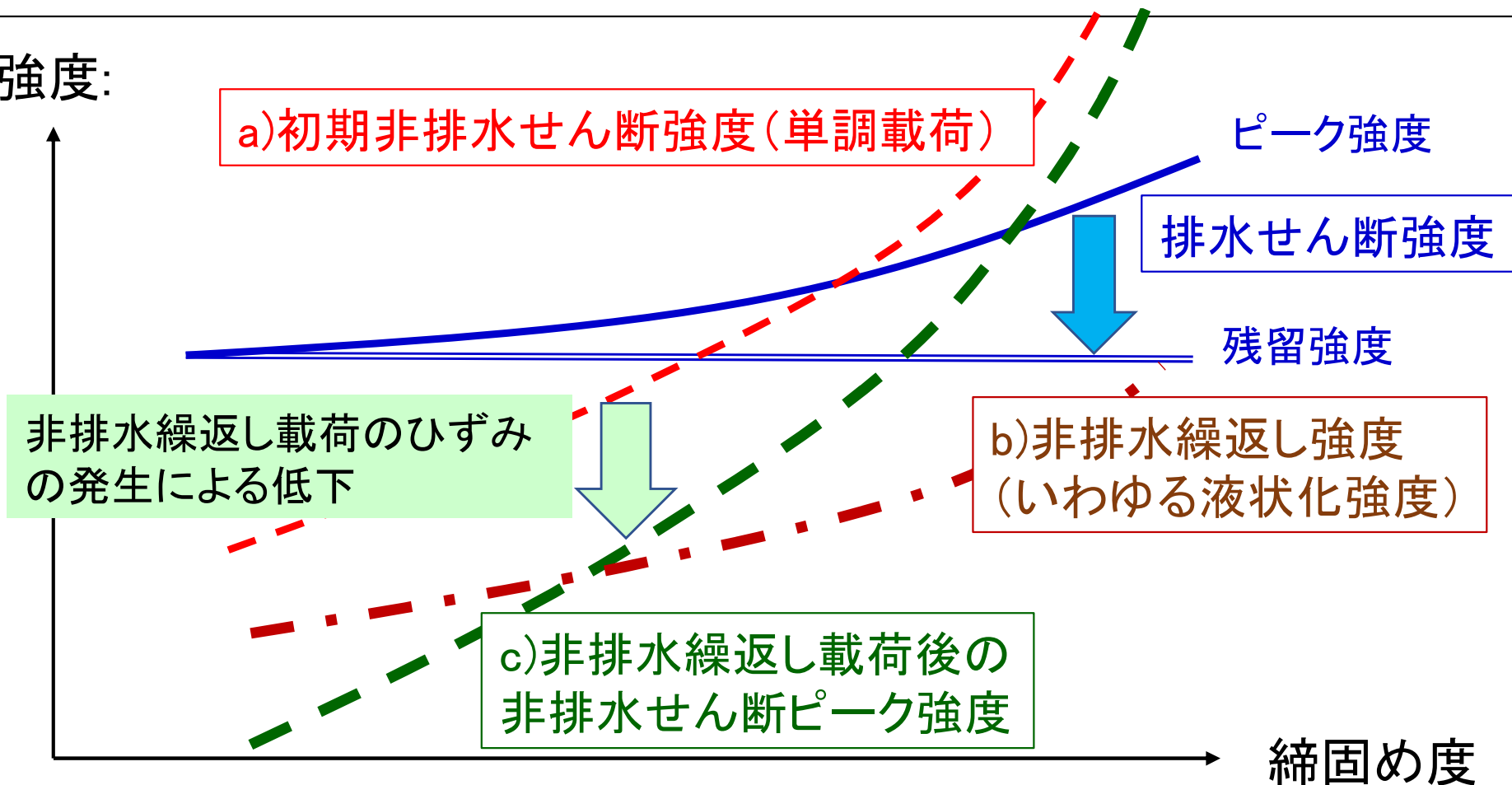
a)初期非排水強度: 締固めの影響は、排水せん断強度よりも遥かに大きい*

b)非排水繰返し強度(N=20、DA=5%) (いわゆる液状化強度)

c)非排水繰返し载荷中、ひずみが生じることによって非排水せん断強度は継続的に低下(緩いほど低下率大) ⇒締固めの効果は非常に大きい

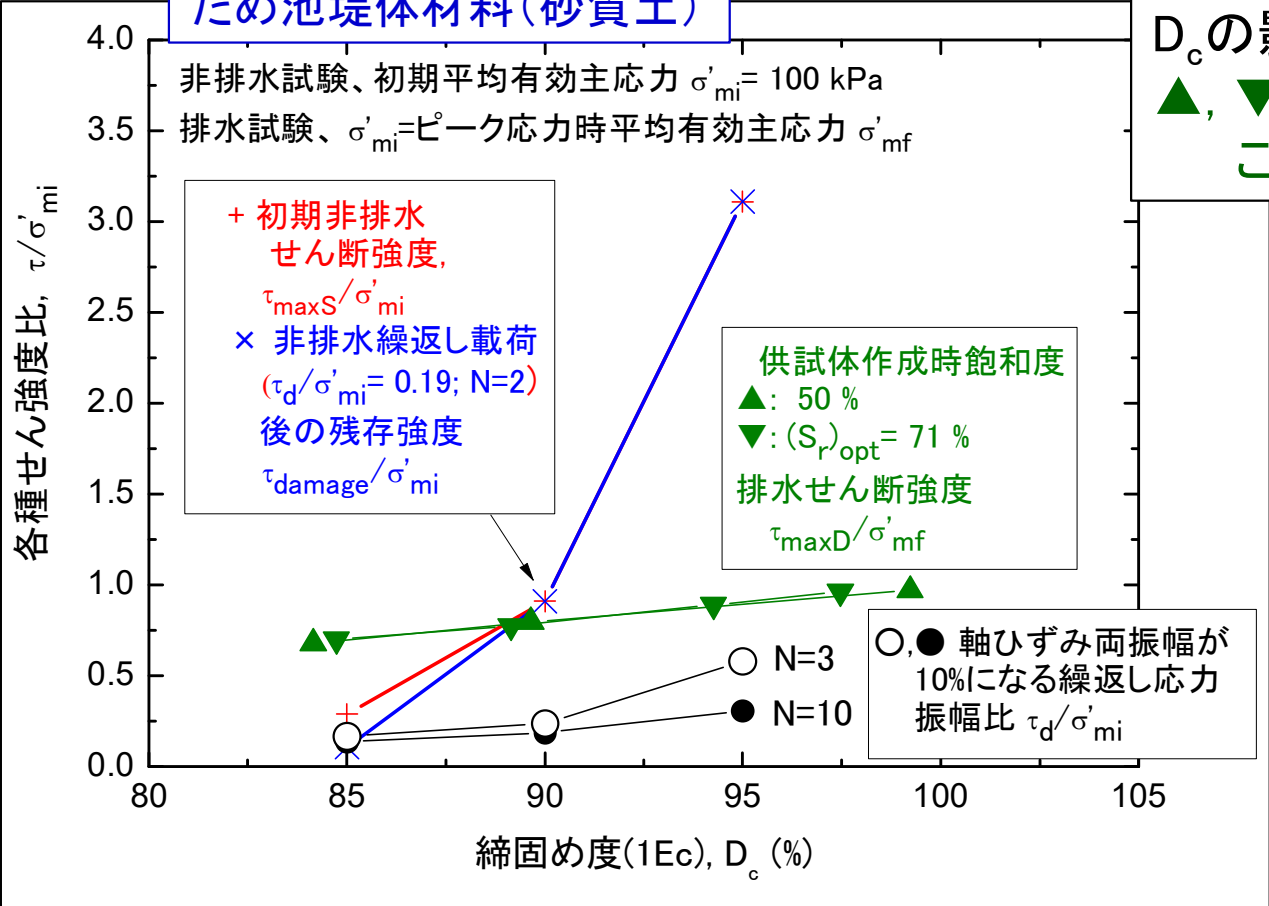
せん断強度:

τ_f



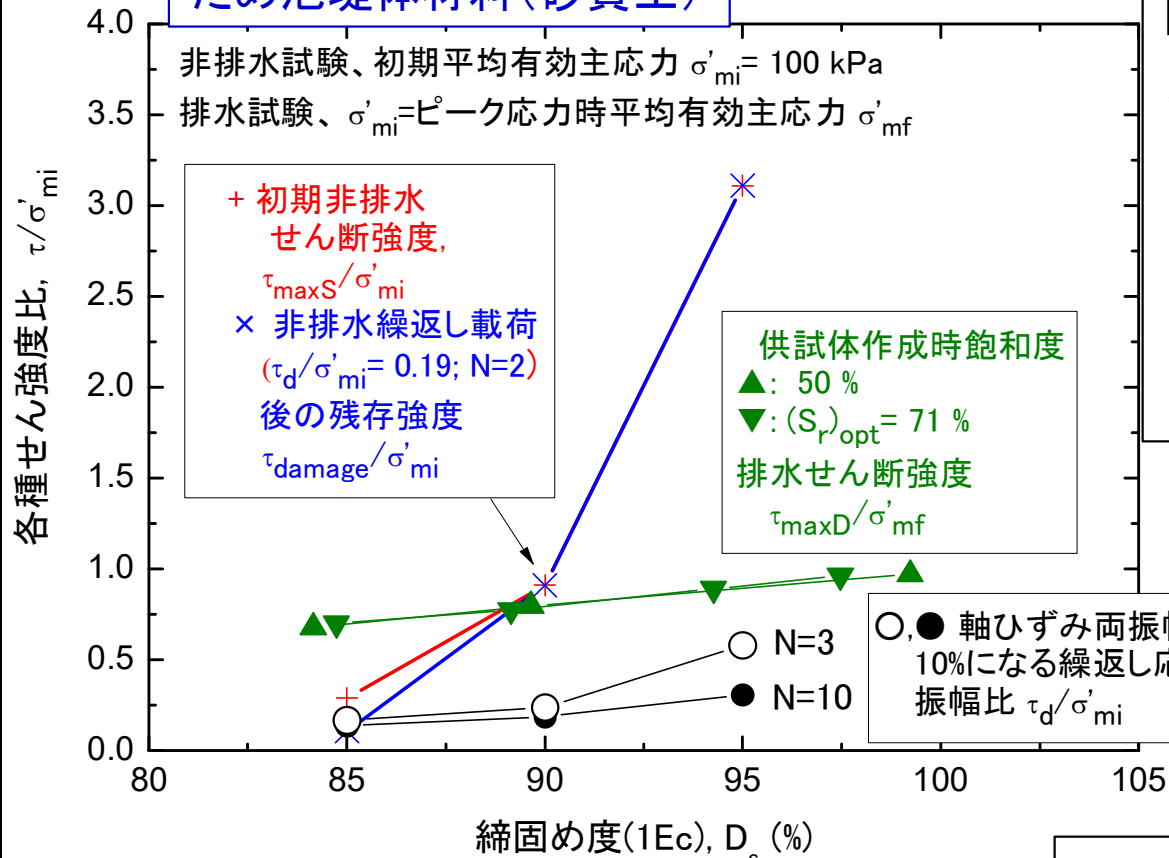
ため池堤体材料(砂質土)

非排水試験、初期平均有効主応力 $\sigma'_{mi} = 100$ kPa
 排水試験、 $\sigma'_{mi} =$ ピーク応力時平均有効主応力 σ'_{mf}

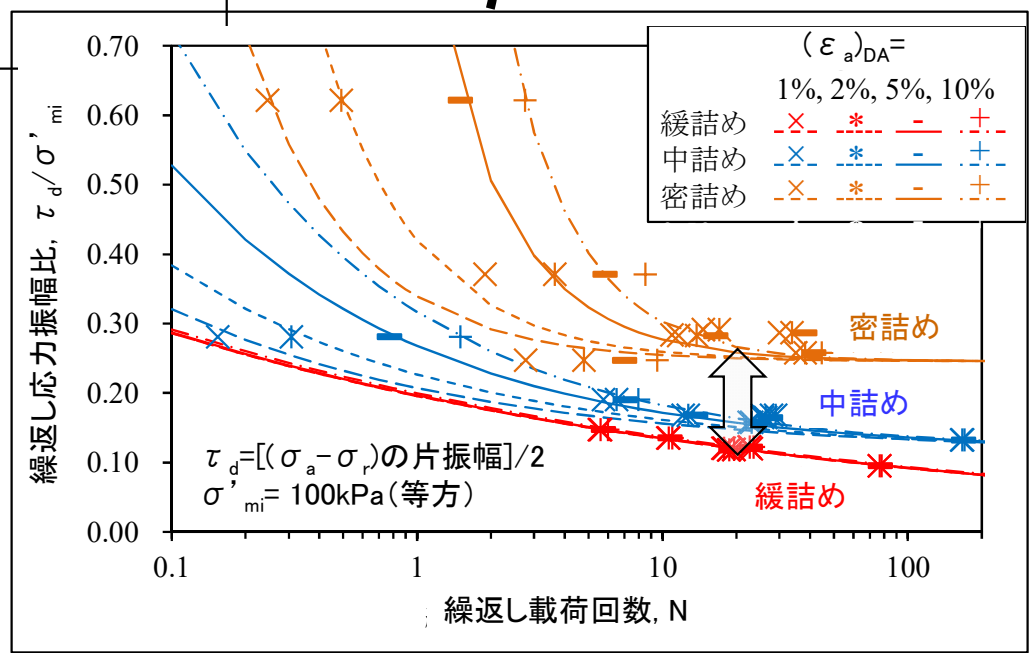


D_cの影響:
▲, ▼排水せん断強度 - 影響は大きいですが、ここに示す各種強度の中では最小

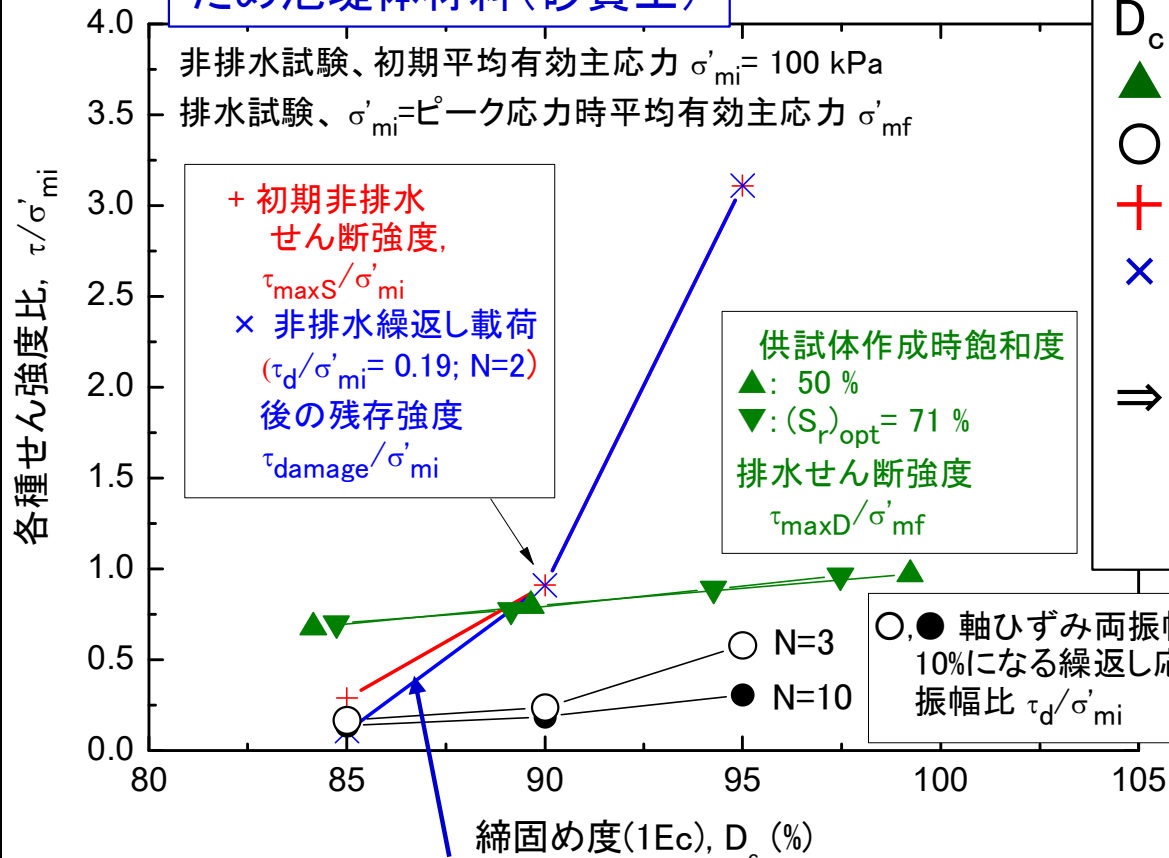
ため池堤体材料(砂質土)



D_c の影響:
 ▲, ▼排水せん断強度 - 影響は大きいですが、ここに示す各種強度の中では最小
 ○, ●非排水繰返しせん断強度 (いわゆる液状化強度):
 -影響は意外に小さい

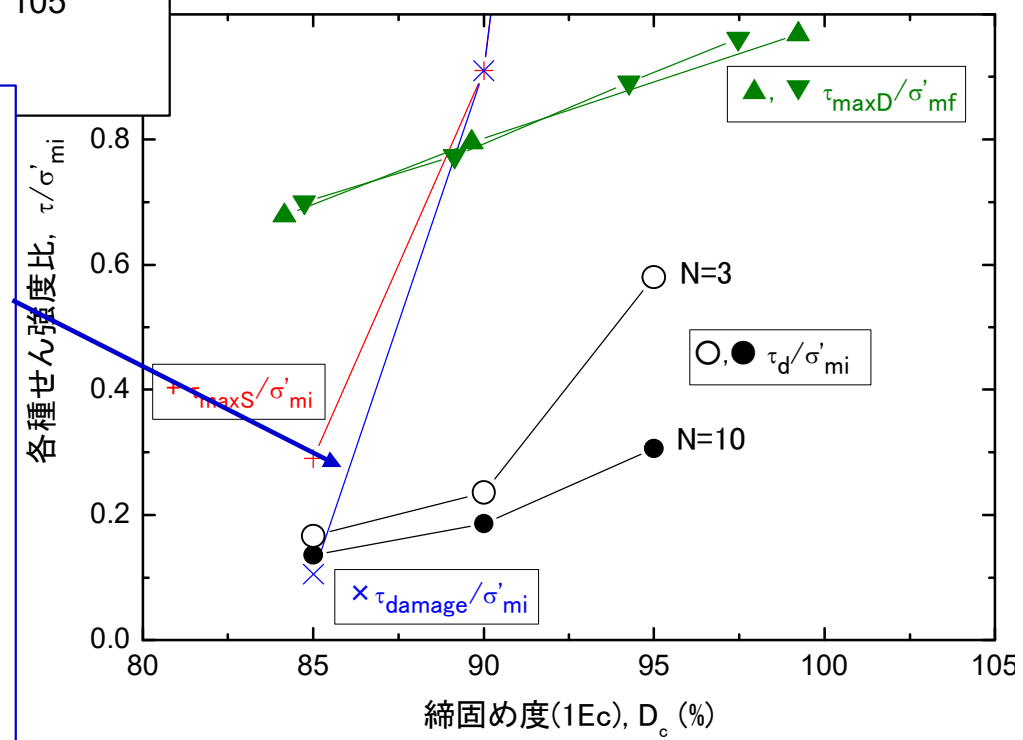


ため池堤体材料(砂質土)



D_cの影響:
 ▲, ▼ 排水せん断強度 - 影響は最小
 ○, ● 液状化強度 - 意外に小
 + 初期非排水せん断強度 - 非常に大きい
 × 非排水繰返し後のせん断強度 - 更に大きい
 ⇒ 「○, ● 液状化強度」は、「× 非排水繰返し後のせん断強度」の適切な指標となっていない

× 非排水繰返し後のせん断強度:
 D_c > 90% では ▲, ▼ 排水せん断強度よりも大きい
 ⇒ この強度は、緩ければ非常に低いが、良く締固めれば非常に高い。①フィルダム・ため池の上流斜面、河川堤防河川側のり面では、地下水位を下げられない ⇒ 高い締固めが重要。②新設盛土の耐震化でも、地下水位の低下よりも、高い締固めの方が有効
 ⇒ Newmark-D法は、この強度 × を用いた地震時斜面残留すべり変位解析法



藤沼ダムの強化復旧の設計は2013年度から開始

- ・要求性能: 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*

⇒①近代的フィルダム構造, ②適切な盛土材の選択、②十分な締固め

■設計解析法での課題

従来の慣用耐震設計:

設計せん断応力(τ_w)_d: $k_h = 0.15$ (レベルI設計地震動)

設計せん断強度(τ_f)_d: $\frac{1}{E_c}$ 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 F_s の計算値=1.2弱 ⇒ 実際の流動的崩壊は説明できない!
また、強化復旧する堤体が旧堤体よりも遥かに安定であることを示せない!

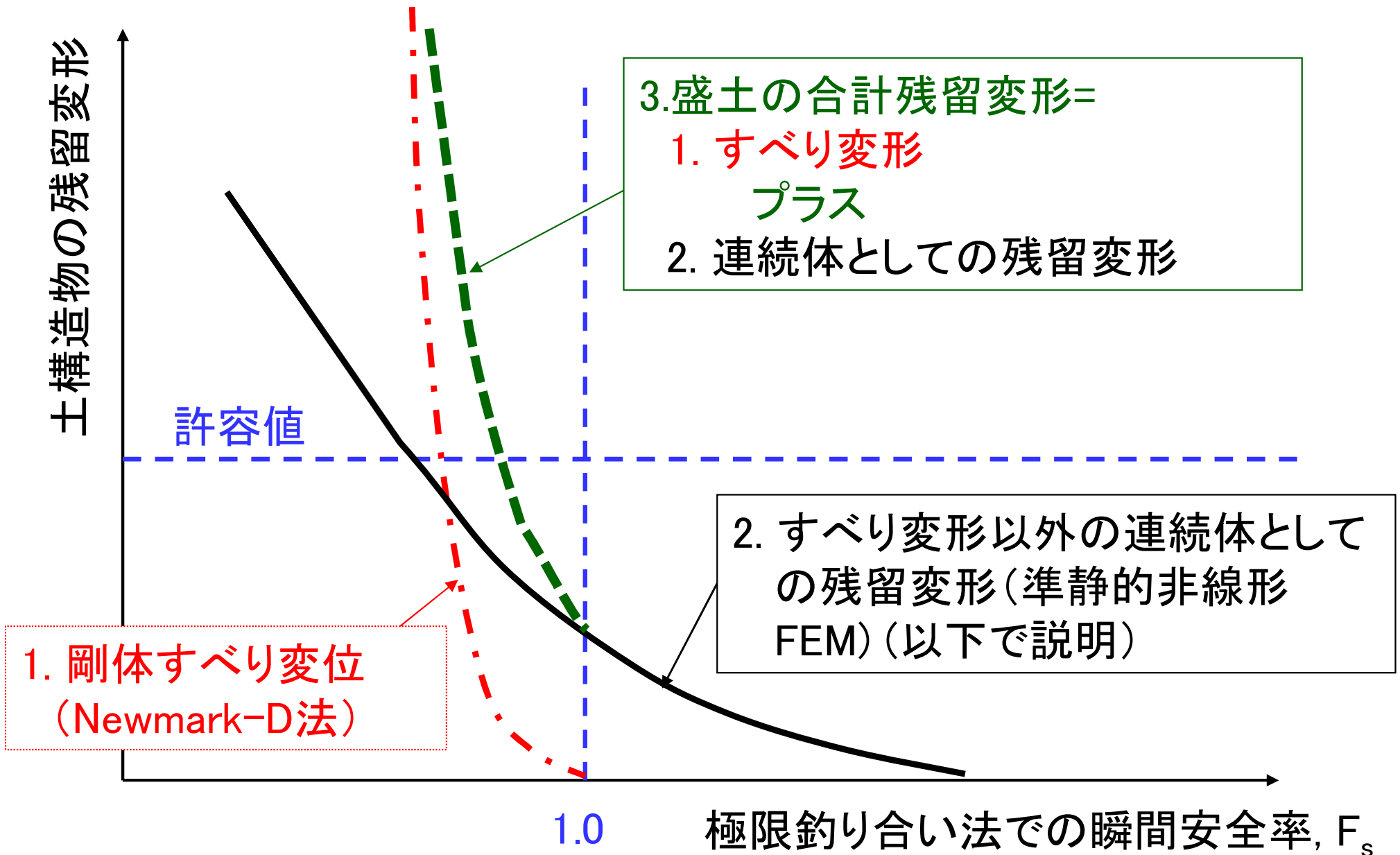
⇒旧堤体の崩壊を説明した上で、上記*を示せる解析法が必要

①遥かに良く締め固めており、②飽和部分では非排水挙動、非排水繰返し载荷によって非排水せん断強度は劣化することを考慮する必要がある。

⇒①と②を考慮した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

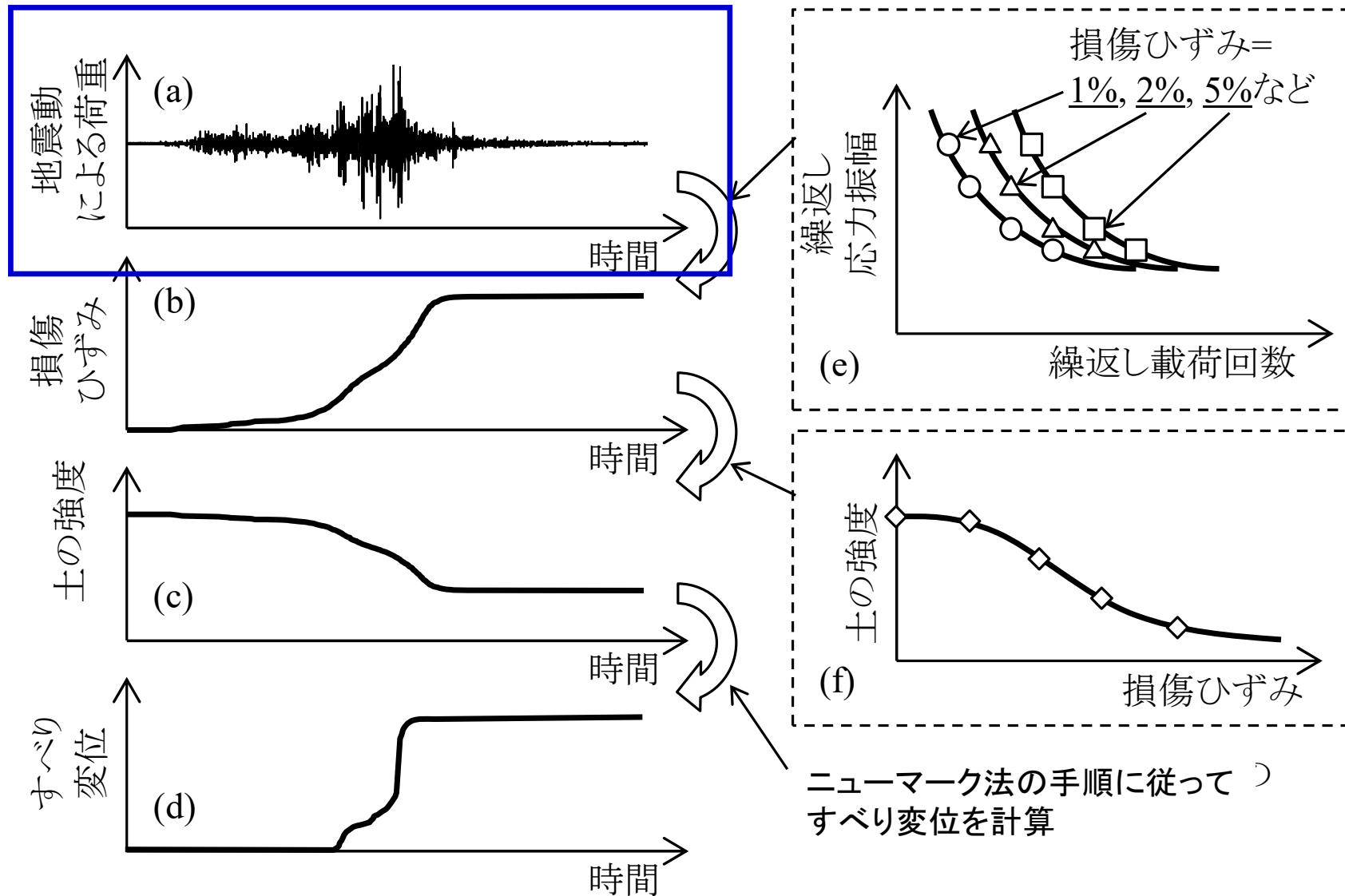
実務的な耐震診断:

Newmark-D法と準静的非線形FEMの組み合わせ

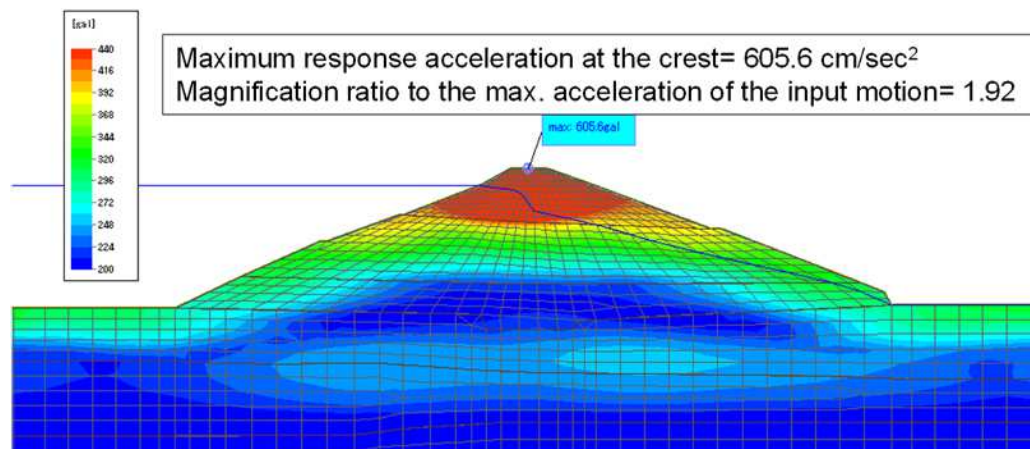


Newmark-D法の枠組み:

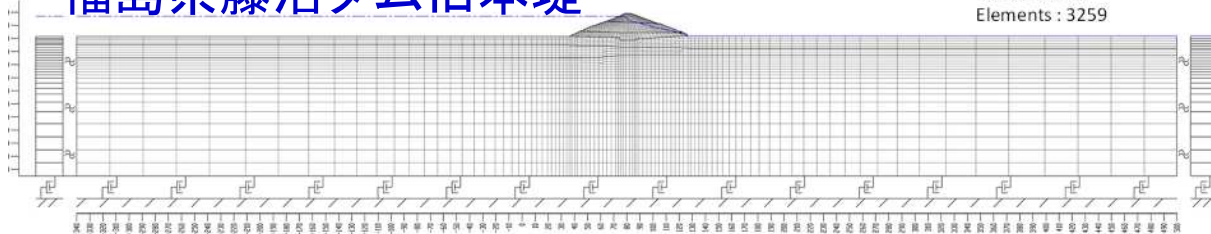
すべり変位解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係



剛性と減衰のひずみ依存性を考慮した全応力法地震応答解析

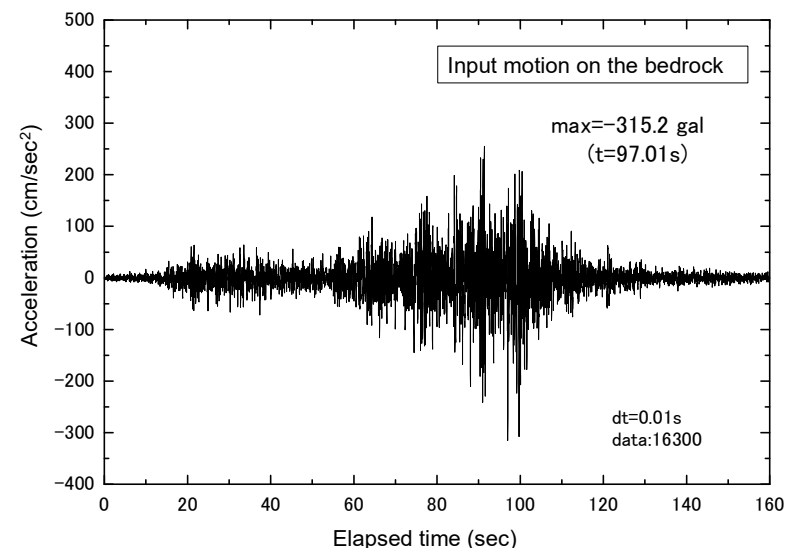
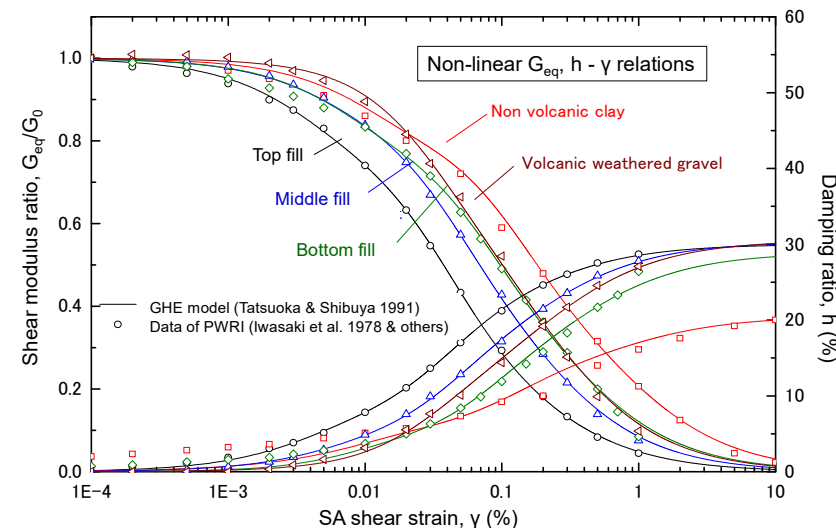


福島県藤沼ダム旧本堤



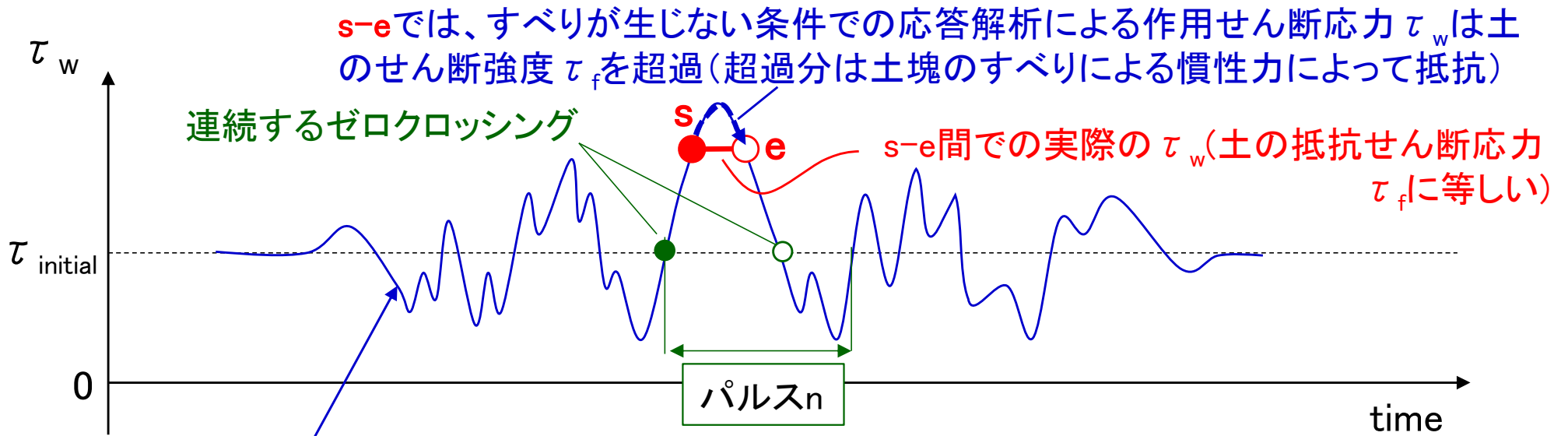
基盤入力地震動:

2011年東日本大地震で藤沼ダム北西3kmの長沼で記録された地表水平地震動時刻歴から変換した基盤入力波(露頭波)



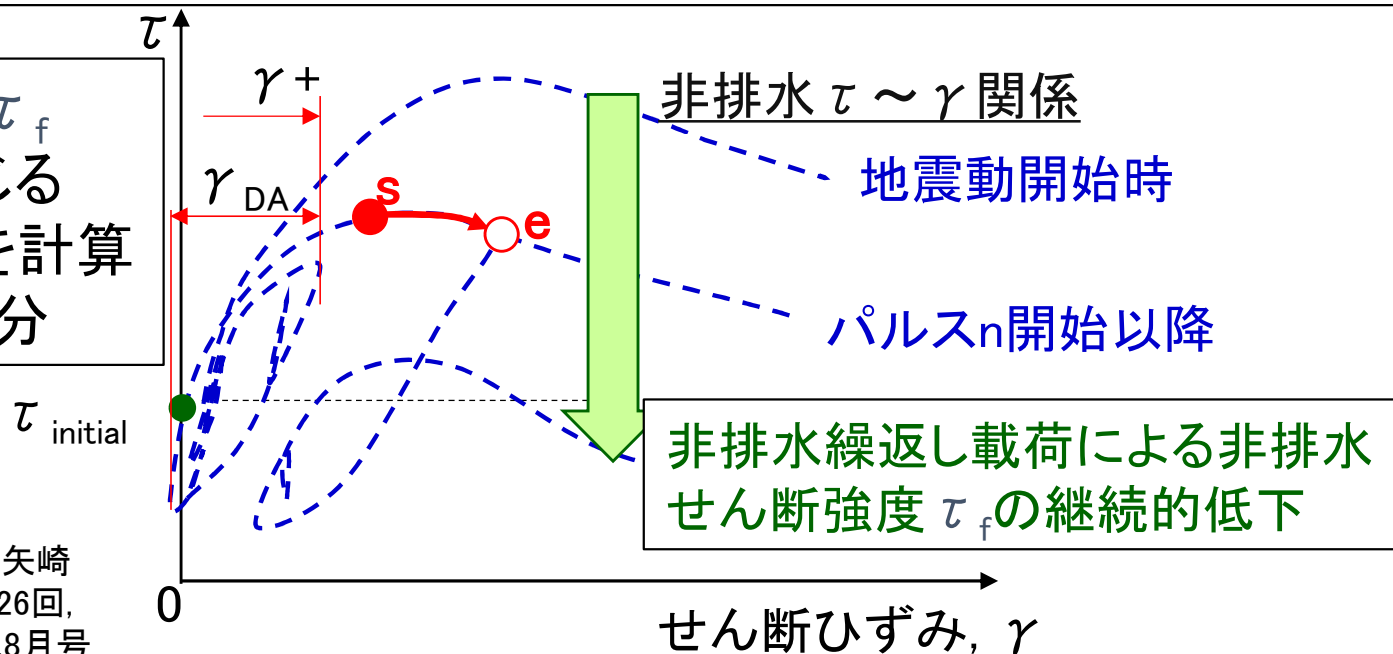
全応力法による応答解析であり、「地震時の有効拘束圧の変化」と「すべりの影響」は考慮していない：つまり、①地震時での有効応力の低減による固有周期の増加を過小評価している。②すべりによる固有周期の増加も無視している。③一方、通常フィルダムの最大応答時の固有周期は入力地震動の卓越周期よりも長い。①～③のため、地震時の最大応答加速度を過大評価する傾向
⇒ フィルダム内の地震時応力を過大評価 ⇒ 設計では安全側

Newmark-D法 (非排水繰返し载荷の過程で飽和土の非排水せん断強度 τ_f が低下してゆく現象を考慮した剛体すべり解析法) の枠組み



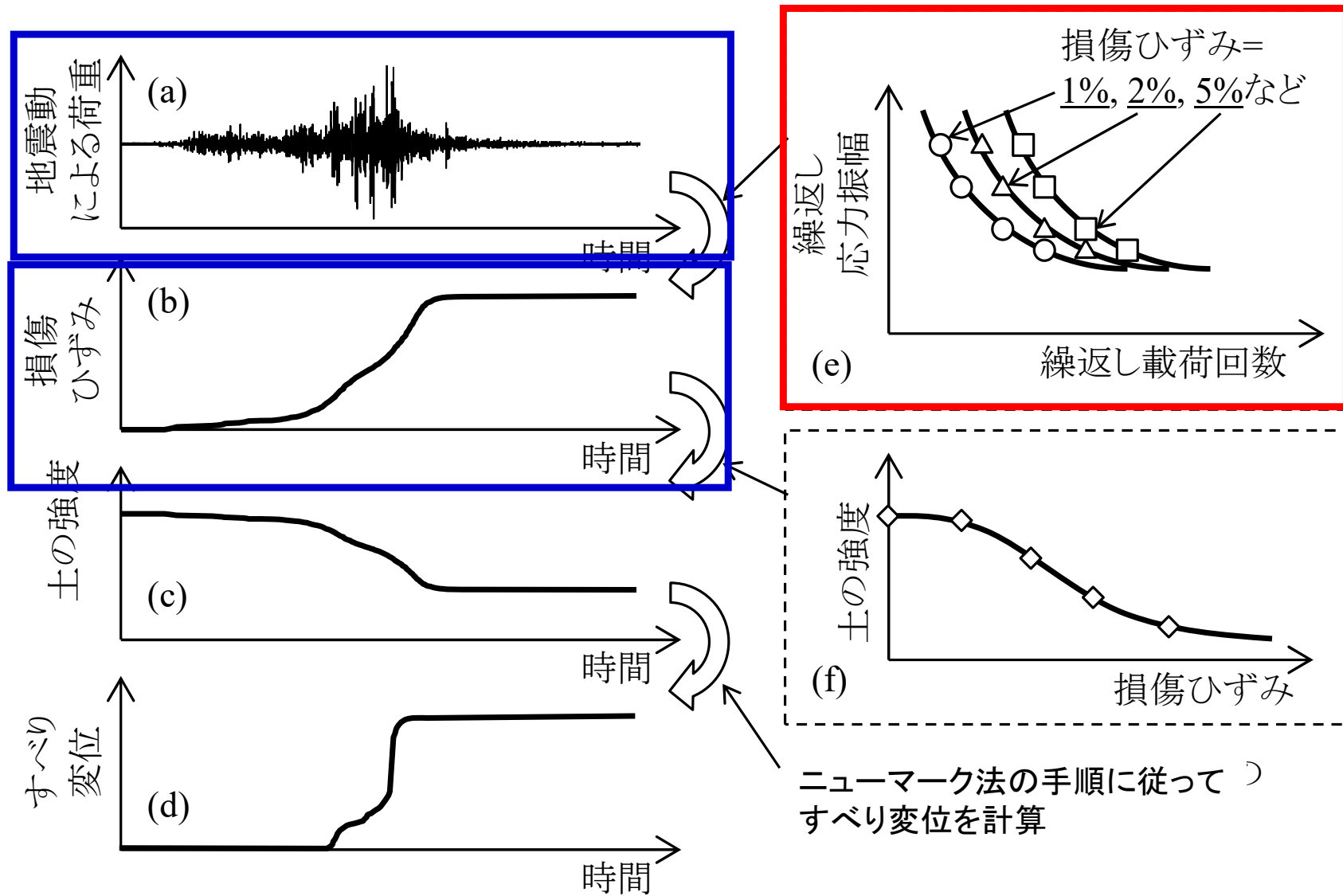
「有効応力が低下せず」「すべりが生じない」とした全応力法地震応答解析による作用せん断応力 τ_w の不規則な時刻歴

s→e: 「計算上での τ_w 」 $>$ τ_f となり、すべりが生じる
 ⇒Newmark法ですべり量を計算
 ⇒このようなすべり量を積分



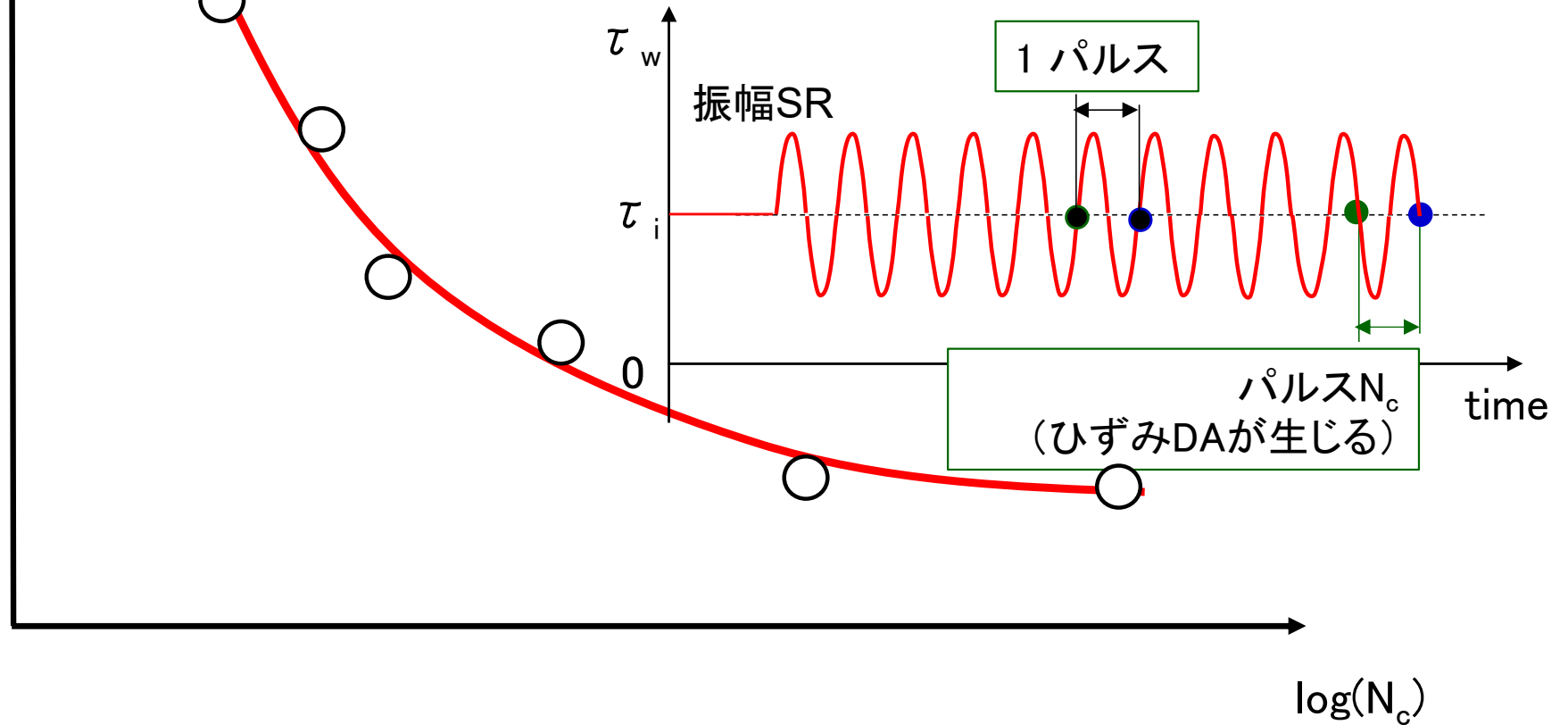
Newmark-D法の枠組み

すべり変位解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係

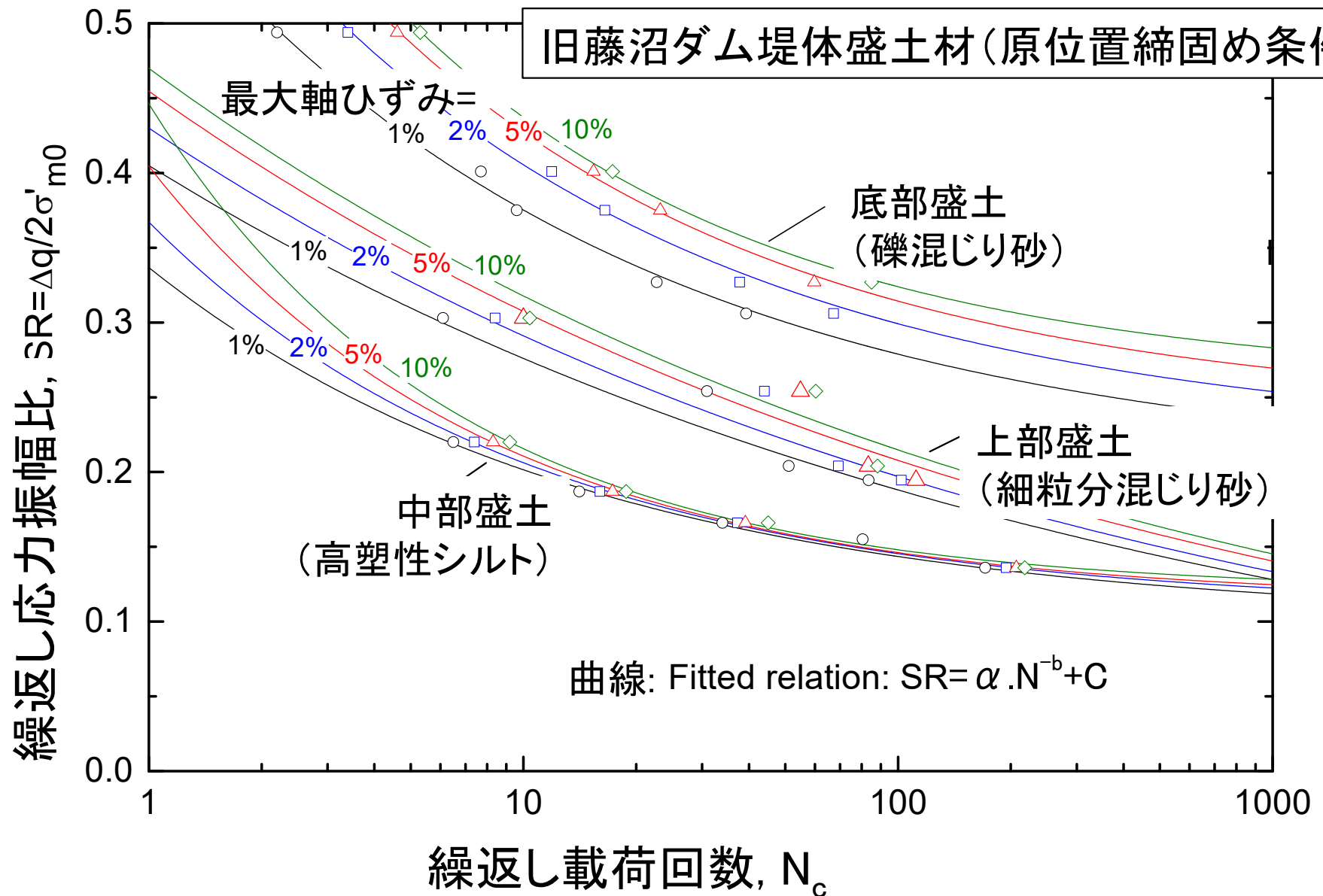


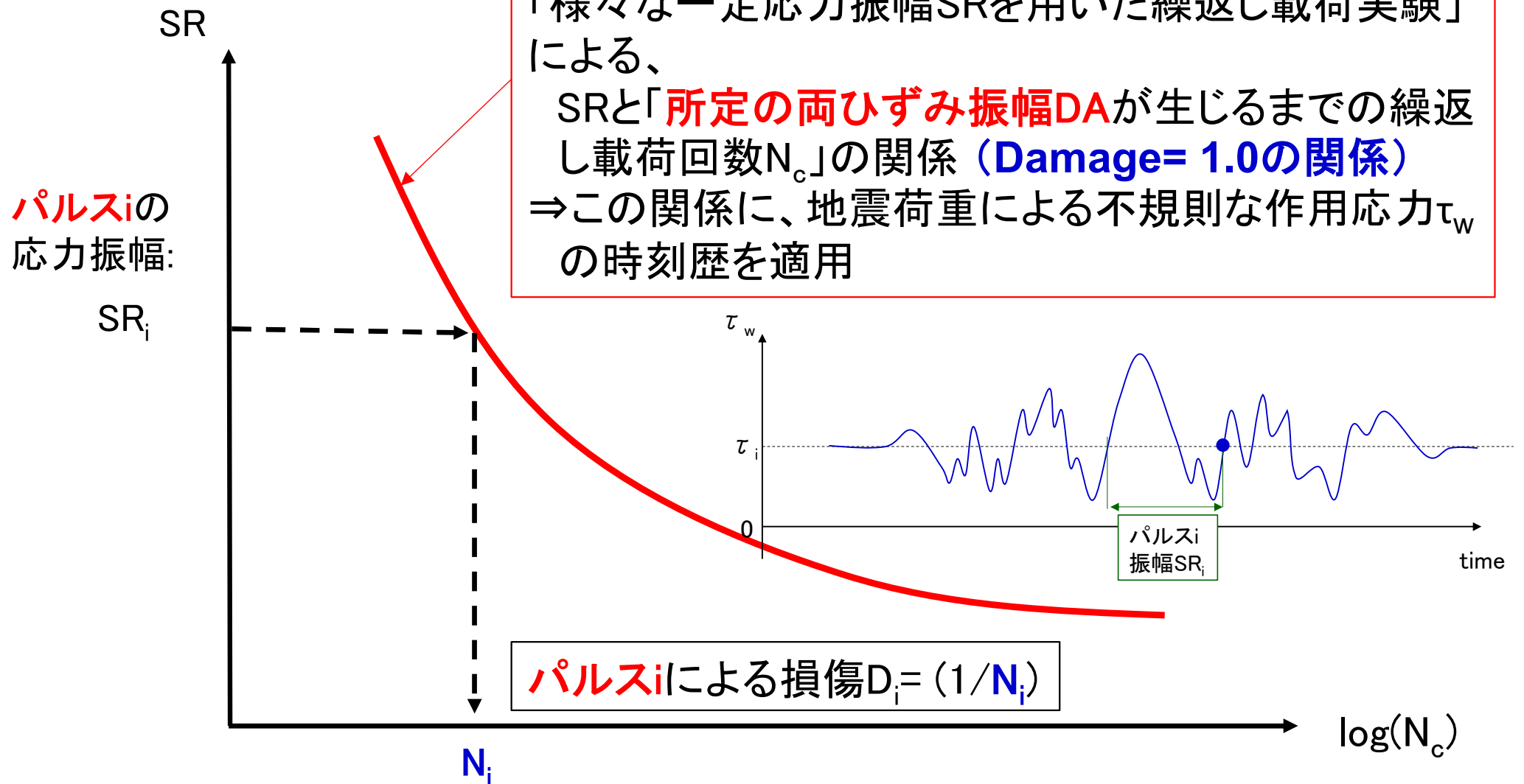
SR

「様々な一定応力振幅SRを用いた繰返し载荷実験」
による、
SRと「**所定の両ひずみ振幅DAが生じるまでの繰返し**
し载荷回数 N_c 」の関係 (**Damage= 1.0の関係**)



非排水繰返し三軸試験による繰返し応力 $\sim \log(\text{載荷回数})$ 関係の例



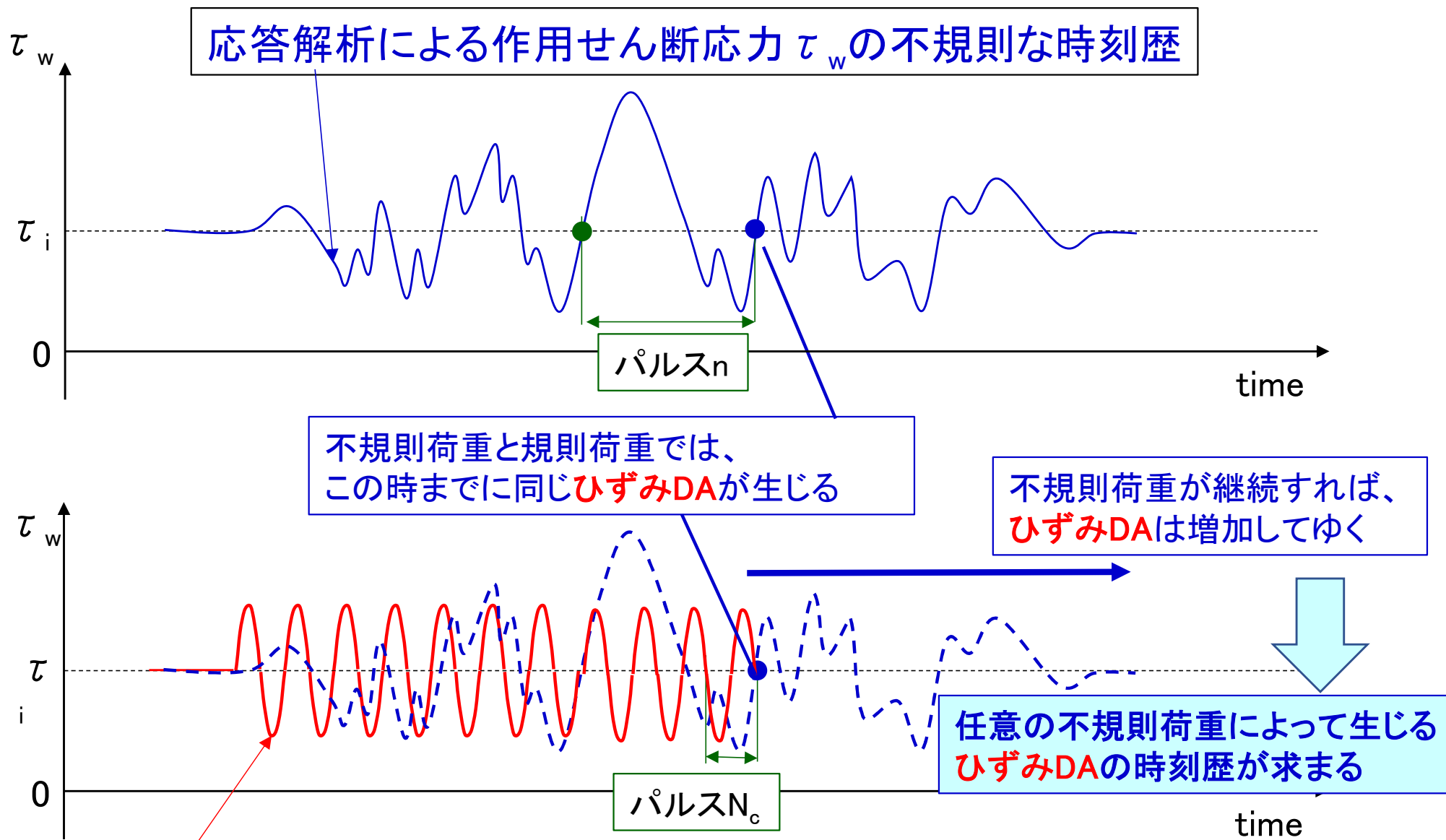


累積損傷度理論 (Cumulative damage concept):

任意の不規則荷重で最初のパルス $i=1$ から最終パルス $i=n$ までに生じた全損傷を $D = \sum(1/N_i)$ とする ⇒ パルス n で $D = 1.0$ になれば「**ひずみDA**」が生じる、とする。

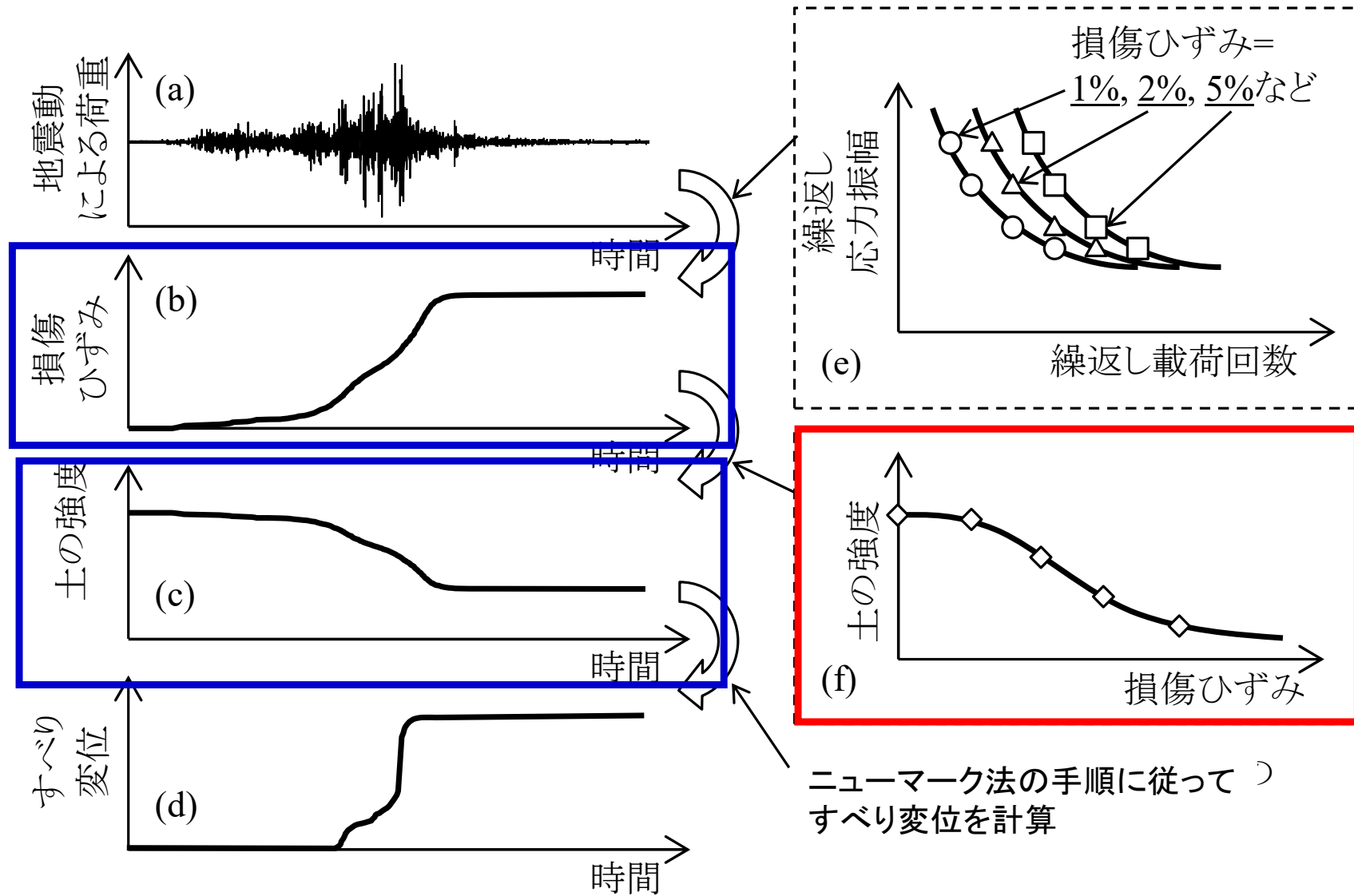
全損傷 $D=1.0$ となった不規則荷重は、「 $D = 1.0$ と規定した、所定のDAを発生する応力振幅SRの繰返し载荷回数 N_c の規則荷重」と等価であり、上記DAが発生する、とする

累積損傷度による不規則荷重によって生じるひずみの時刻歴の予測

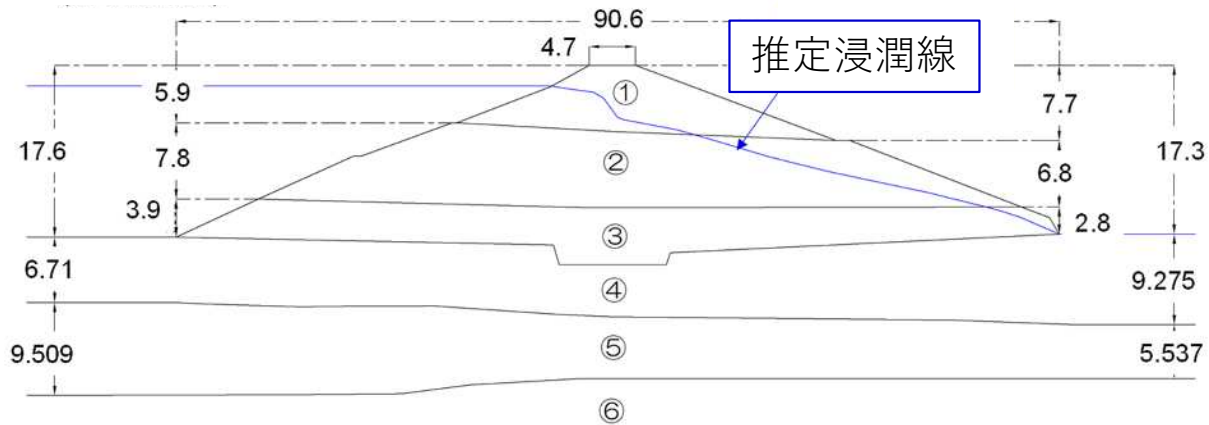


Newmark-D法の枠組み

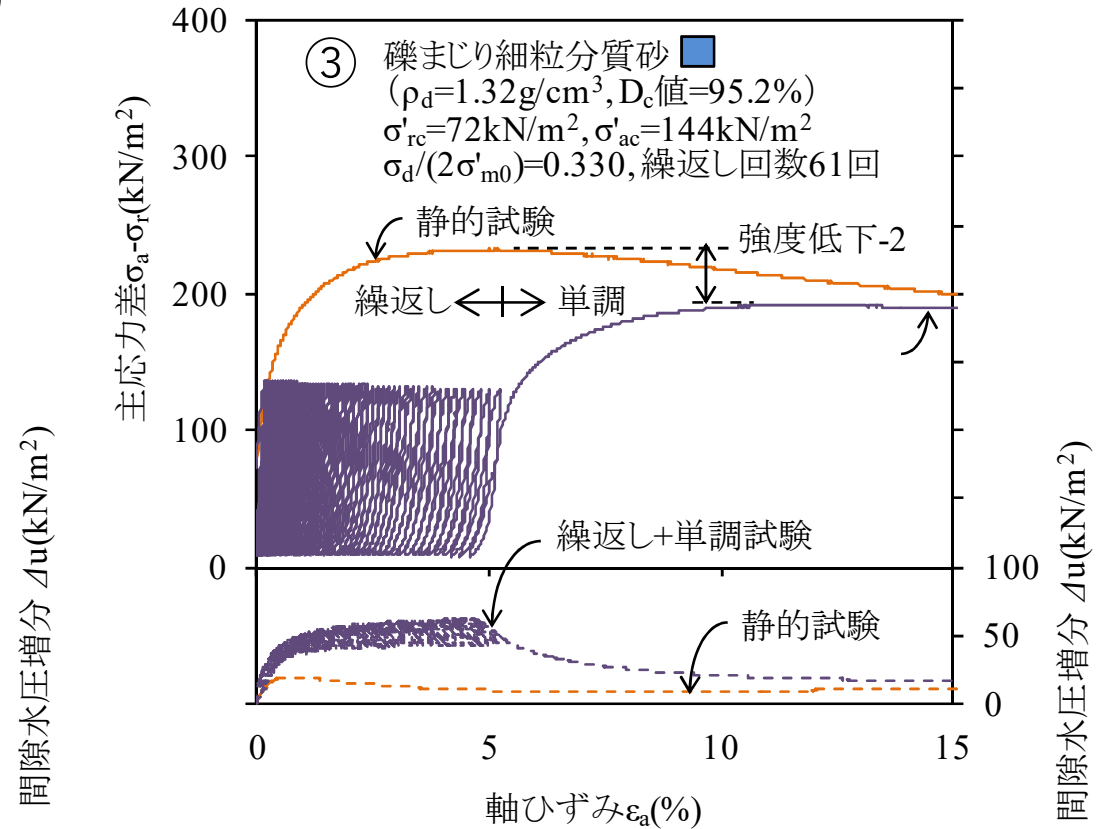
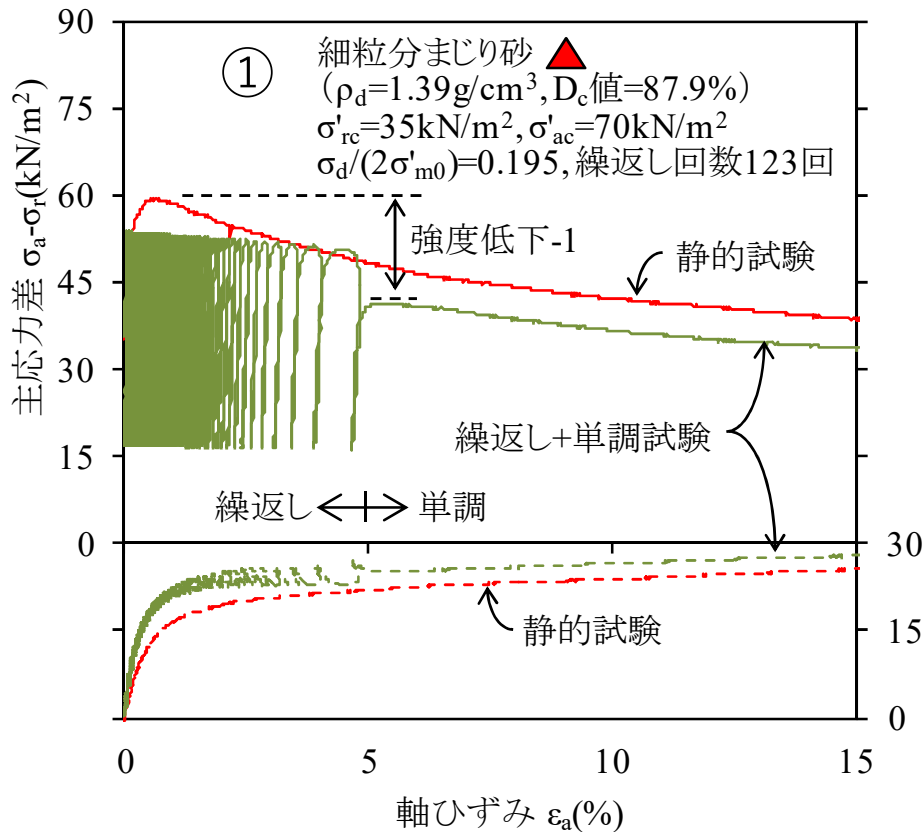
すべり変位解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係

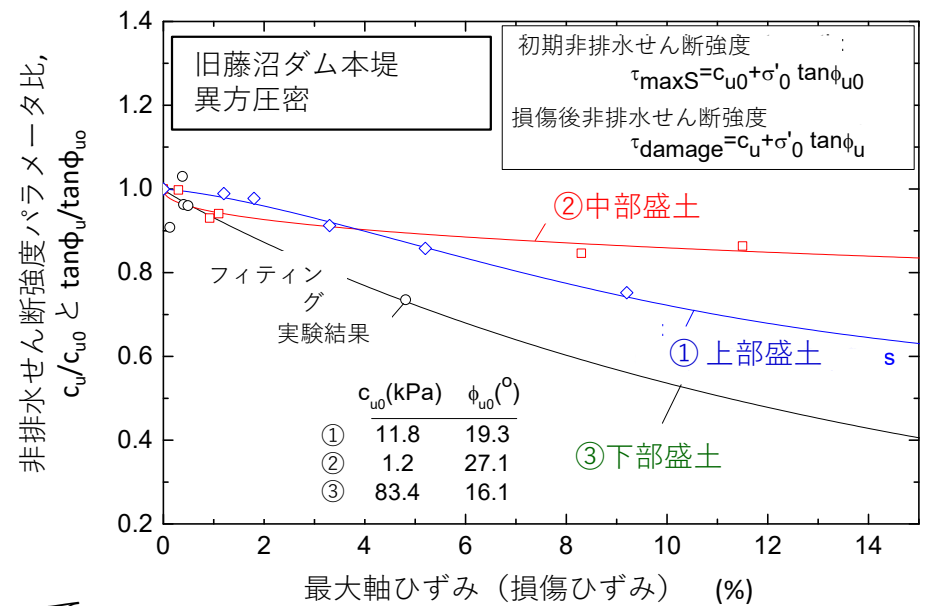
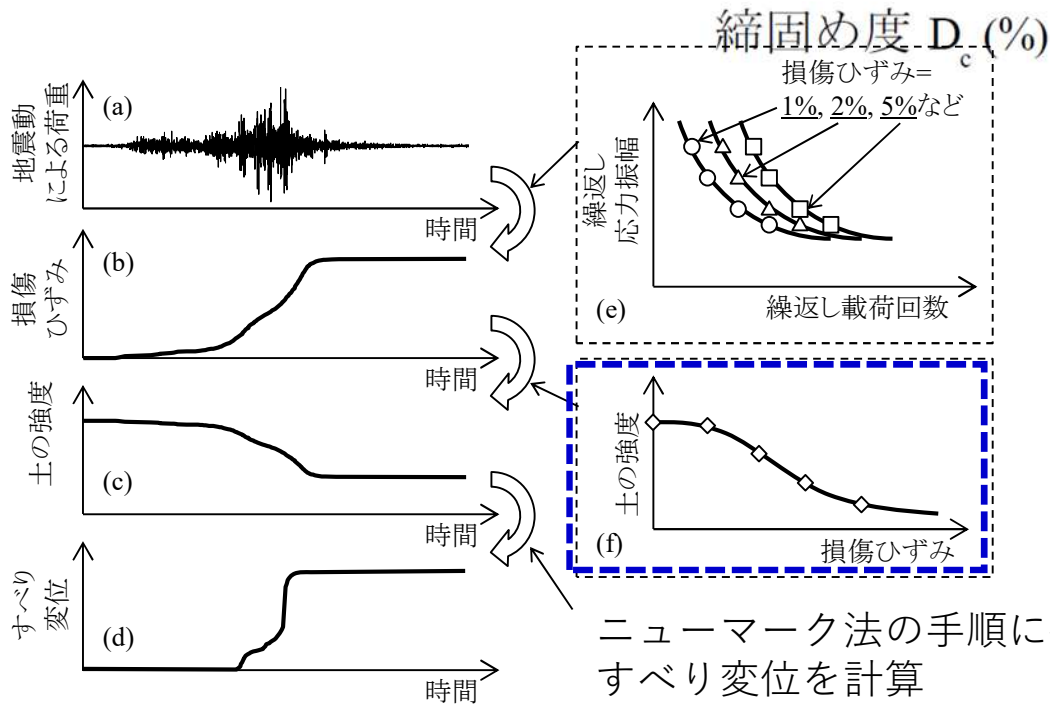
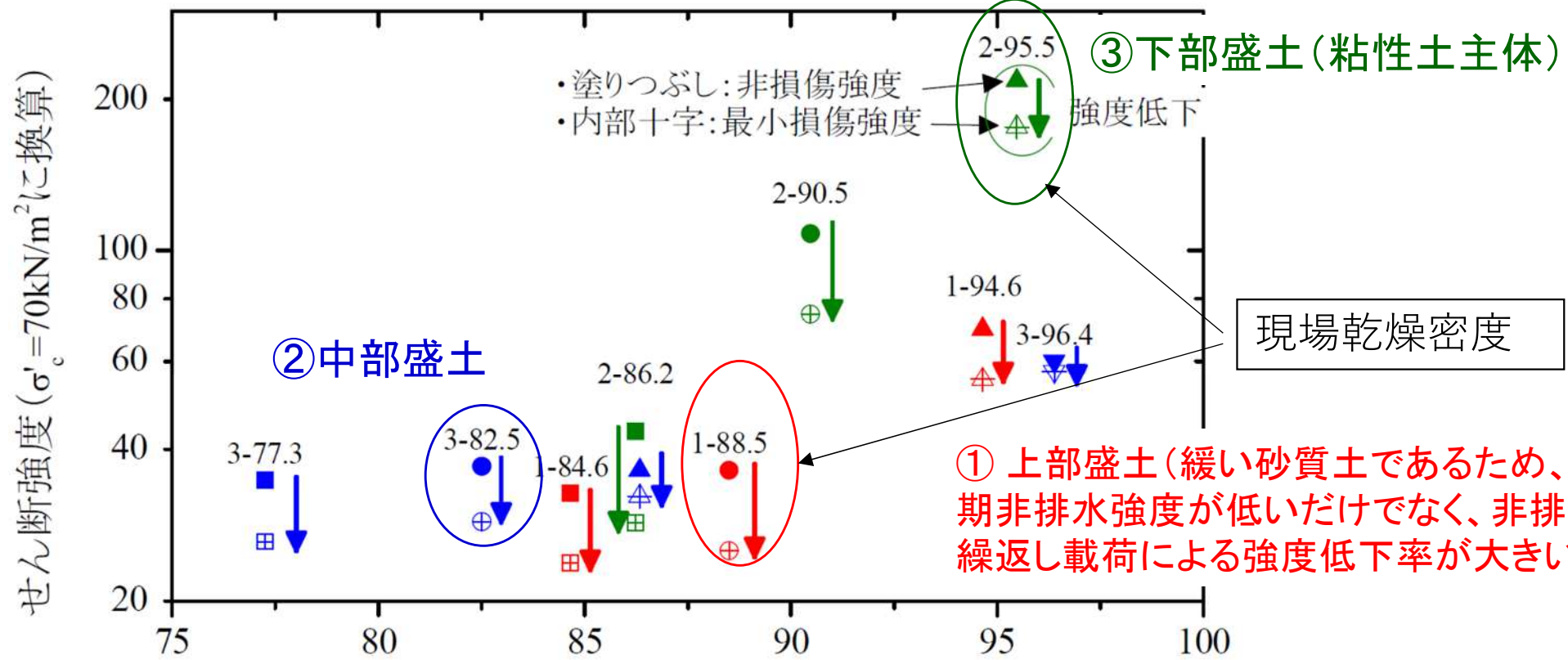


(単位: m)

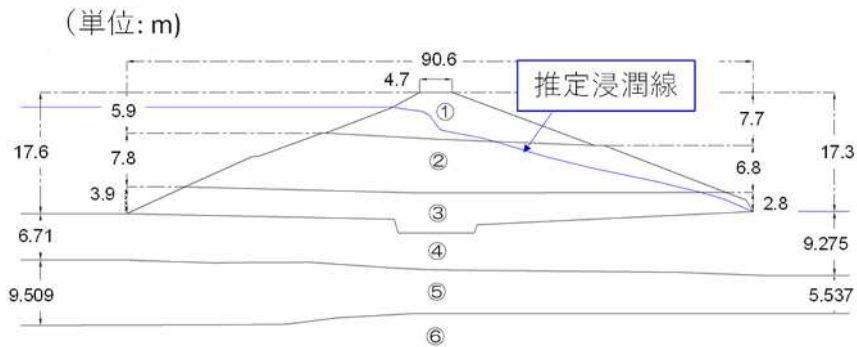
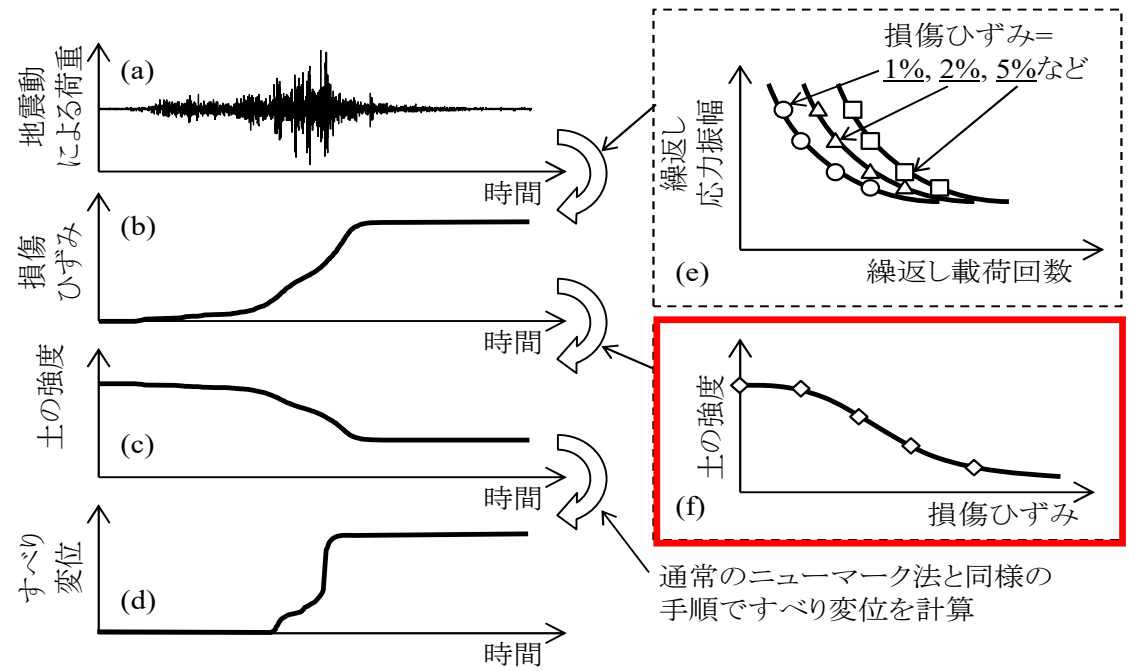


非排水繰返し载荷による非排水せん断強度の低下の実験例

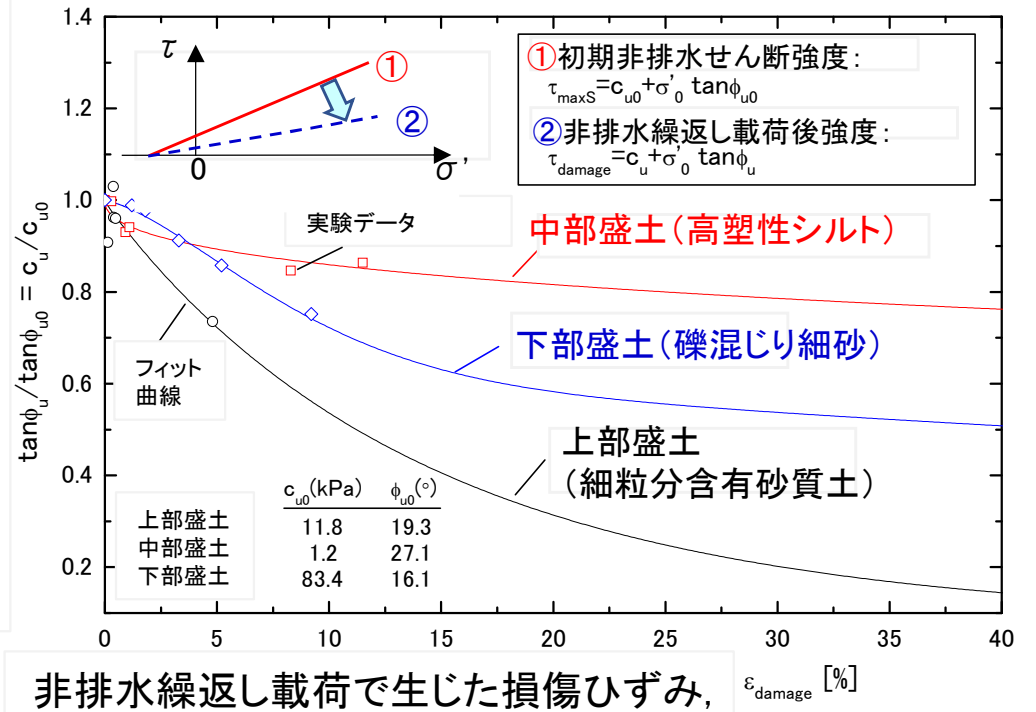




非排水繰返し载荷によって生じた損傷ひずみによる非排水せん断強度の低下(旧藤沼ダム本堤での例)

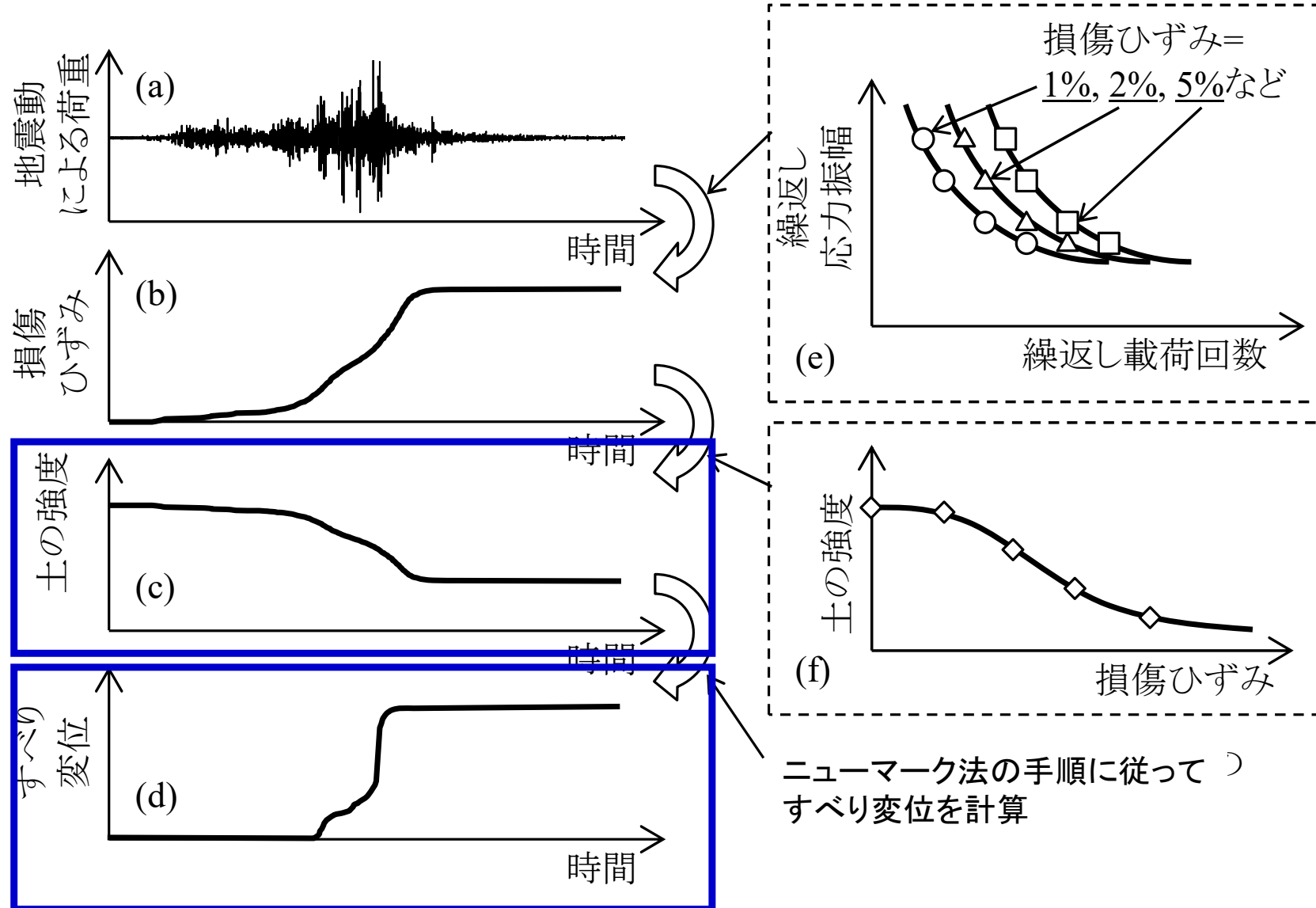


非排水繰返し载荷前後の非排水せん断強度パラメータの比

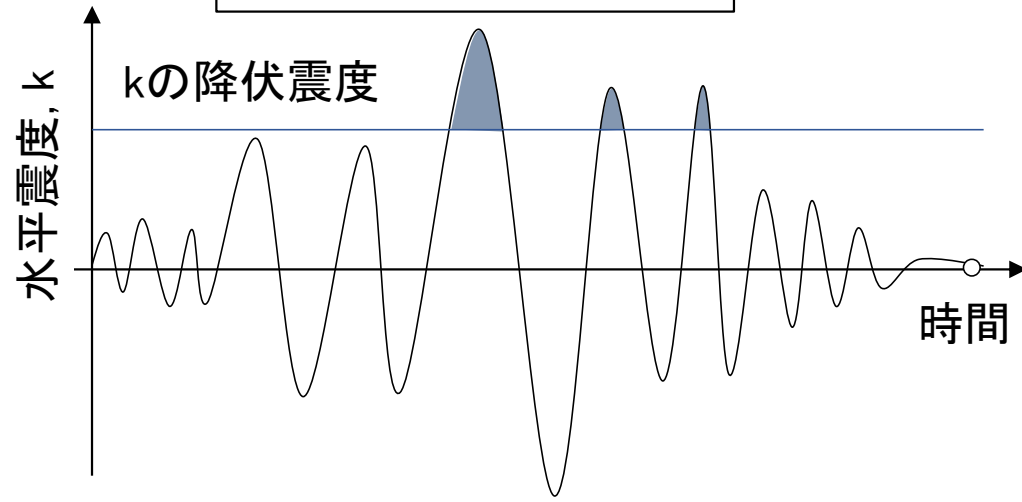
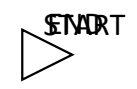


Newmark-D法の枠組み

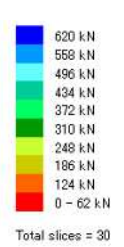
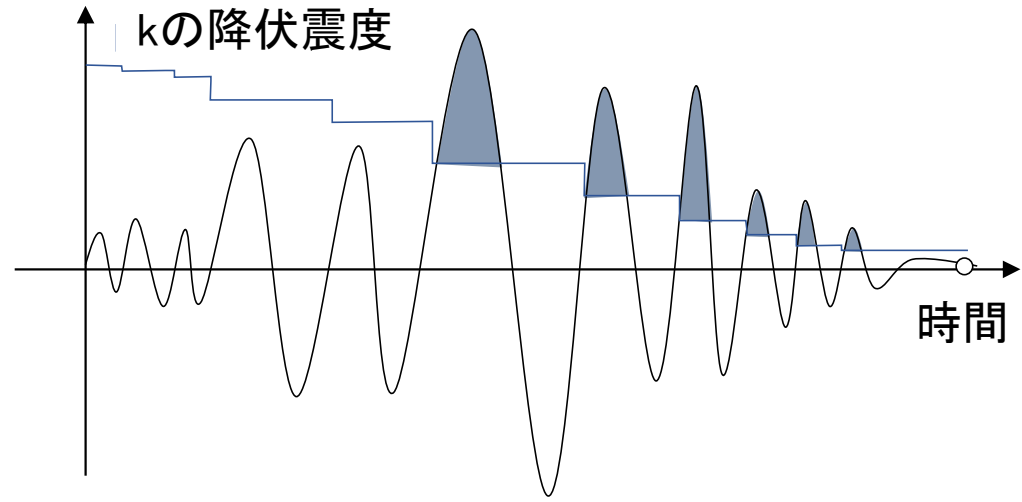
すべり変位解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係



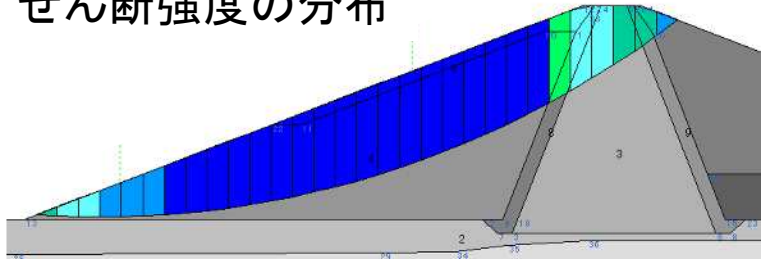
強度一定の通常の Newmark法



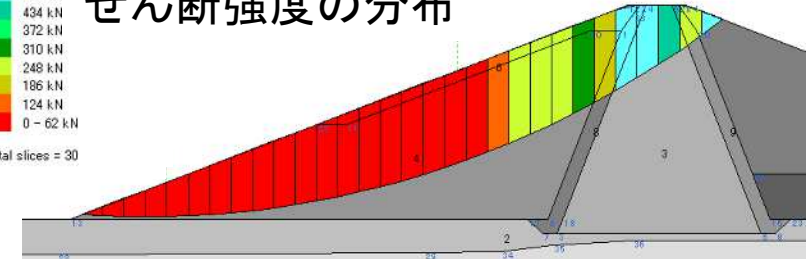
強度が低下して行く Newmark-D法



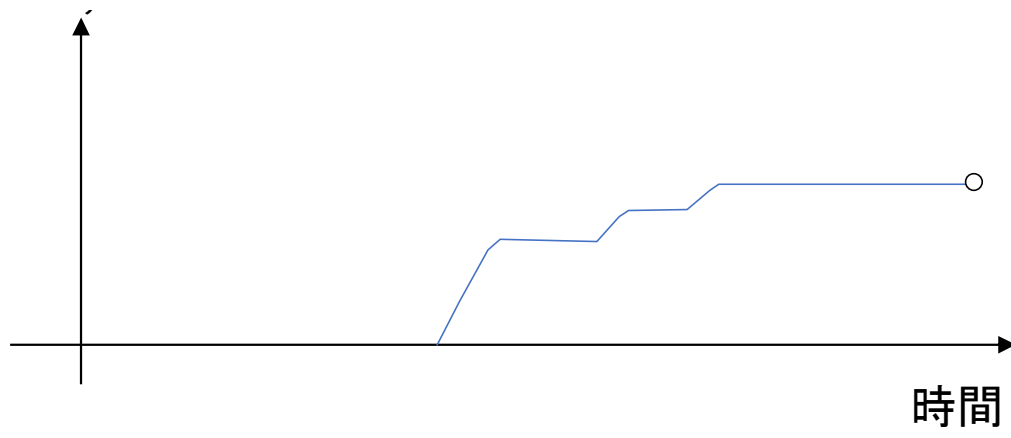
すべり面での
せん断強度の分布



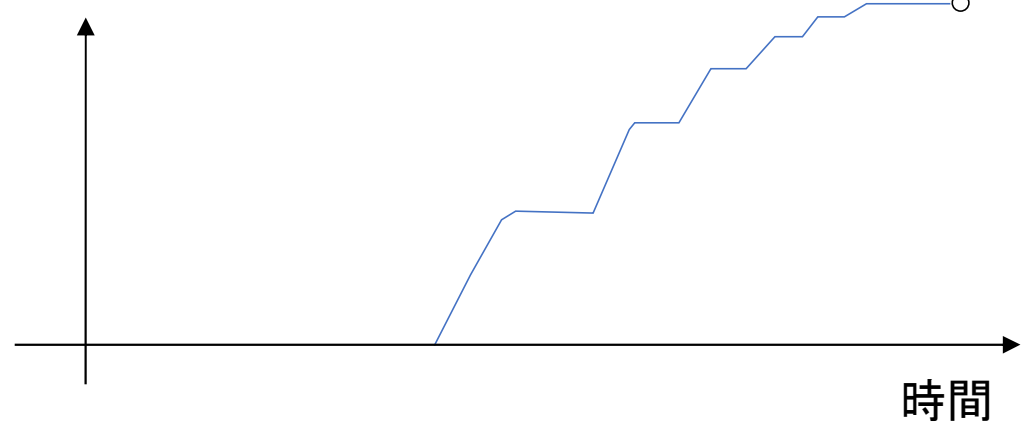
すべり面での
せん断強度の分布



滑動量



滑動量



藤沼ダム日本堤の安定解析による臨界すべり面

円弧すべり安定解析は
修正Fellenius法による

Slip C2
降伏水平震度 $k_{hy} = 0.121 \rightarrow 0.001$
すべり変位 $\delta = 535 \text{ cm}$

Slip C1
 $k_{hy} = 0.330 \rightarrow 0.027$
すべり変位 $\delta = 122.4 \text{ cm}$

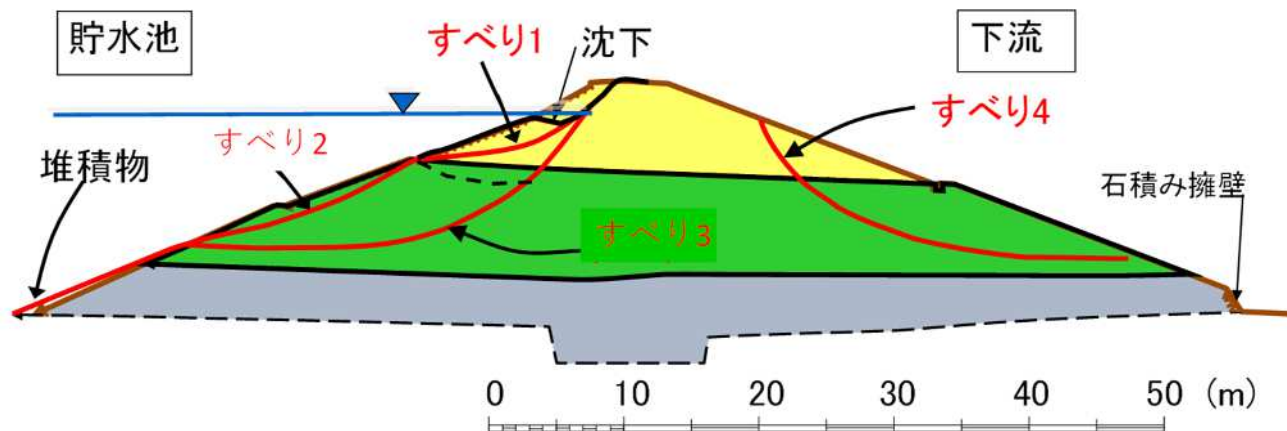
上部盛土(砂質で緩い)

中部盛土

下部盛土

k_{hy} : 降伏震度(全体すべり安全率 F_s
が1.0になる水平震度)
⇒盛土斜面の安定性を示す指標
地震時に継続的に低下

解析によるすべり面は、
実際のすべりと類似



旧本堤の安定解析による臨界すべり面C1でのすべり

円弧すべり安定解析は修正Fellenius法による

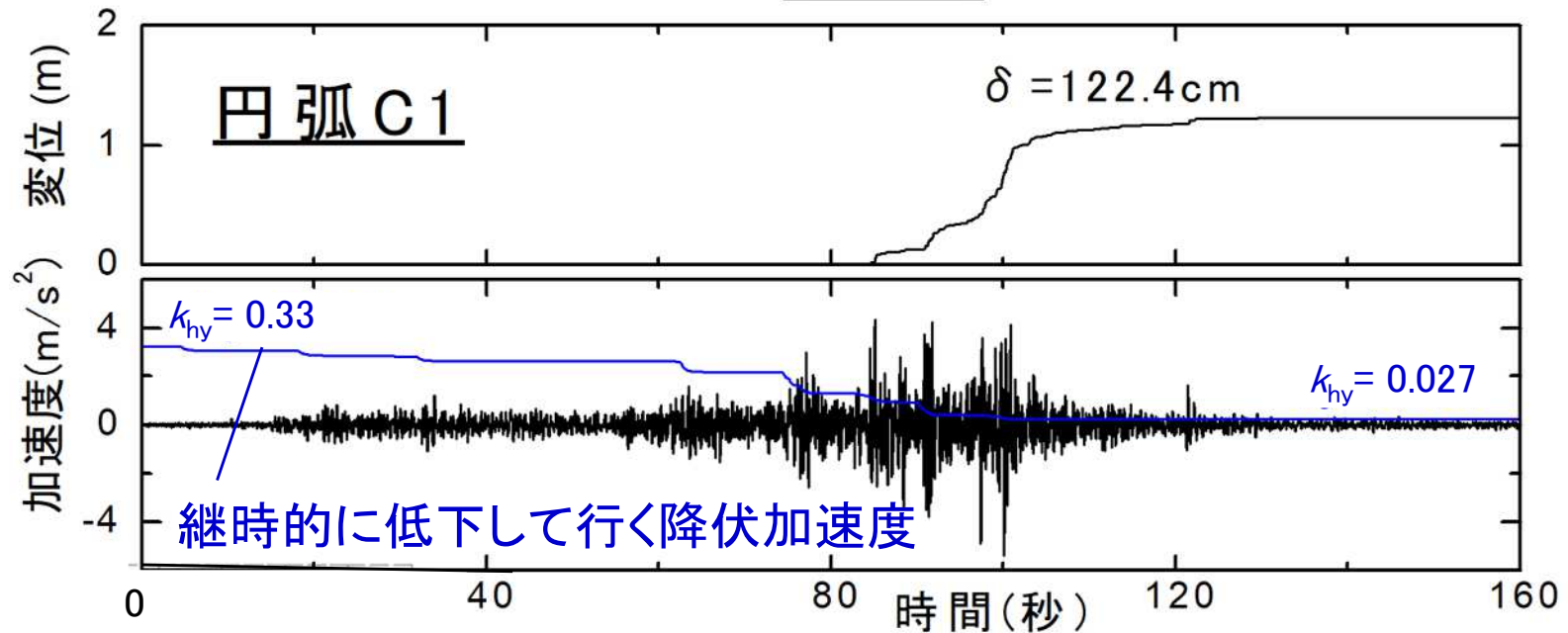
Slip C2
降伏水平震度 $k_{hy} = 0.121 \rightarrow 0.001$
すべり変位 $\delta = 535 \text{ cm}$

Slip C1
 $k_{hy} = 0.330 \rightarrow 0.027$
すべり変位 $\delta = 122.4 \text{ cm}$

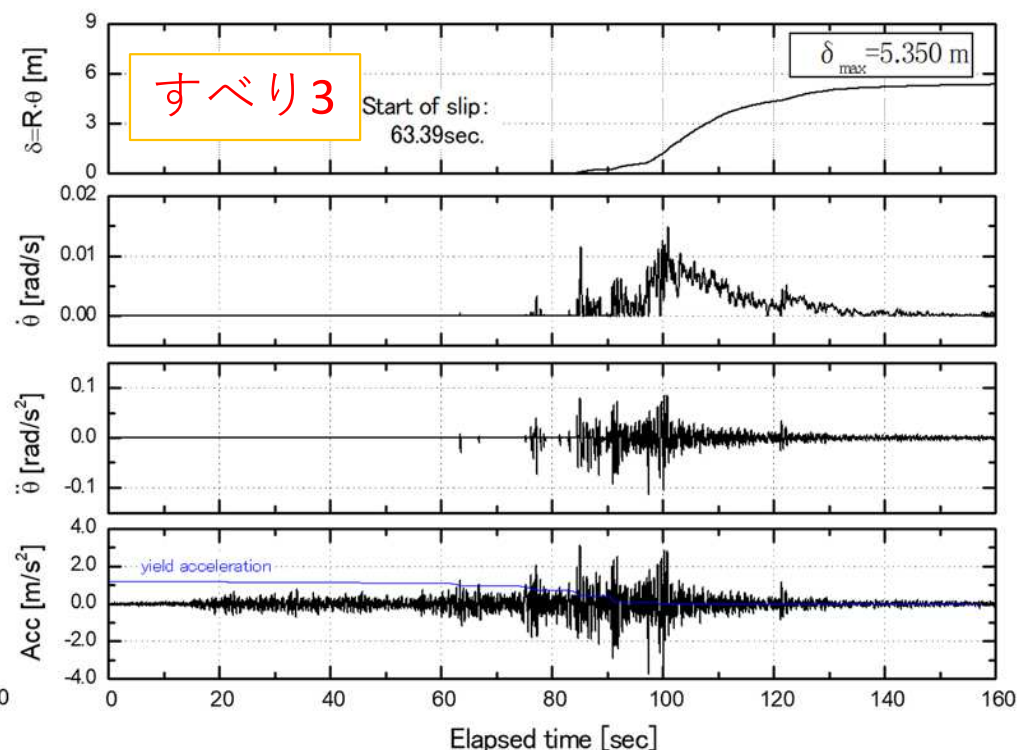
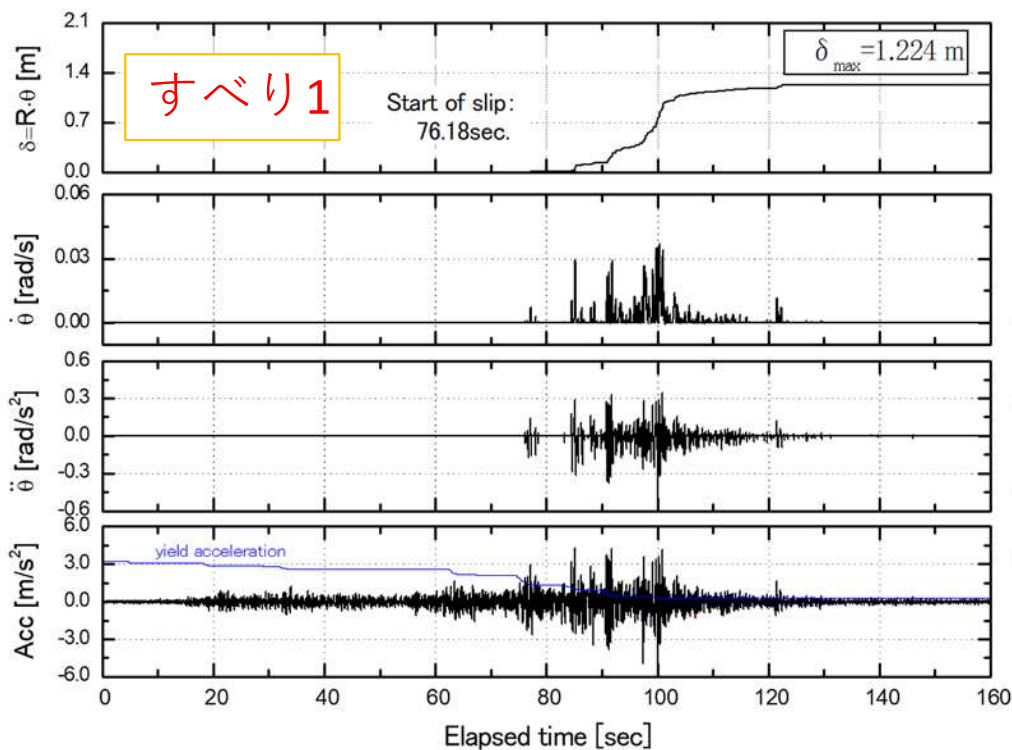
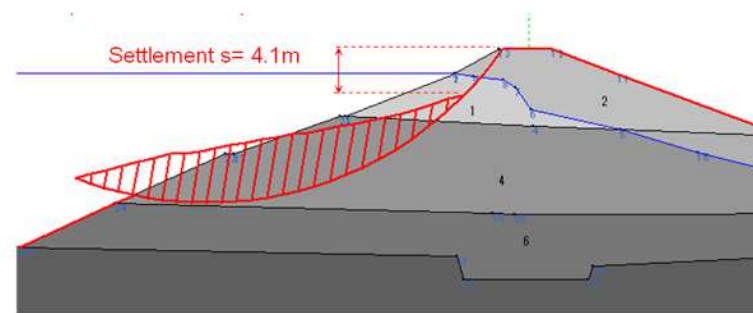
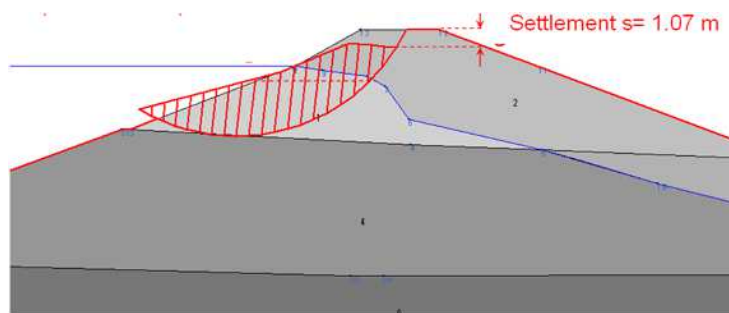
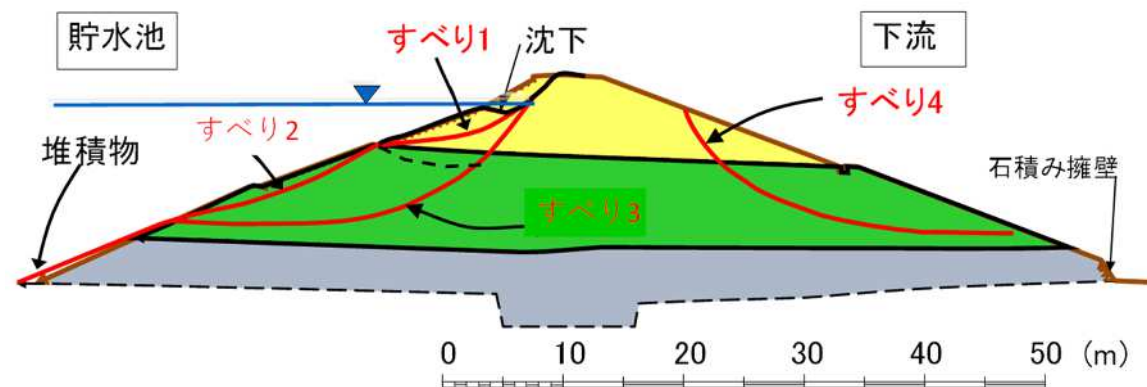
上部盛土(砂質で緩い)

中部盛土

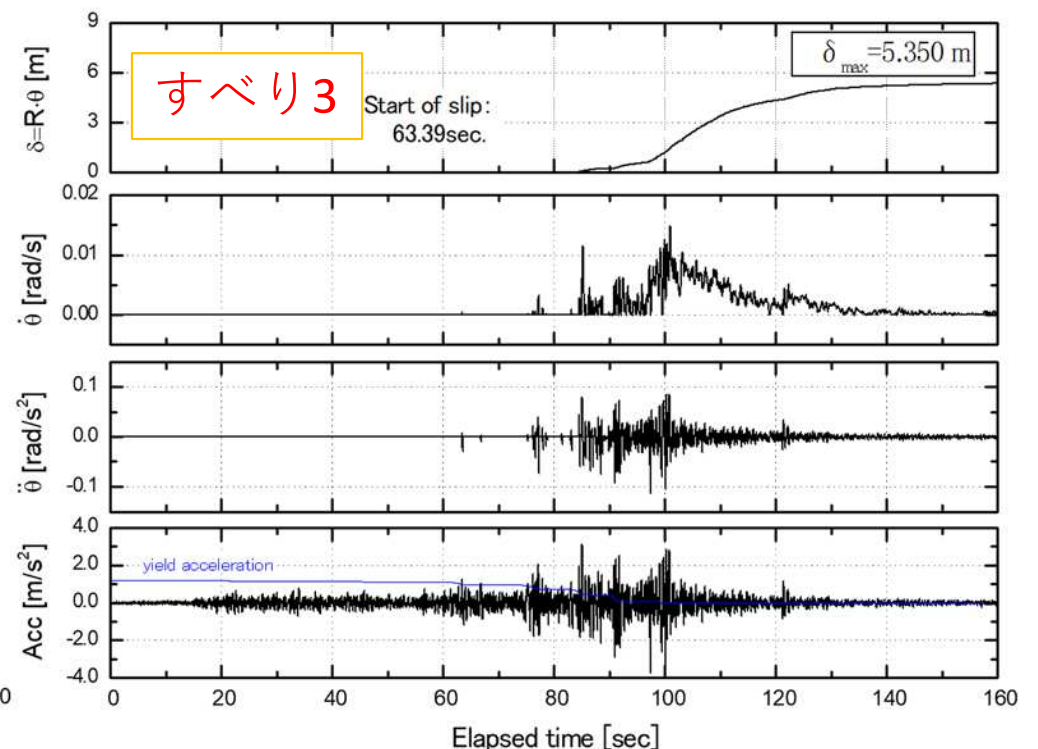
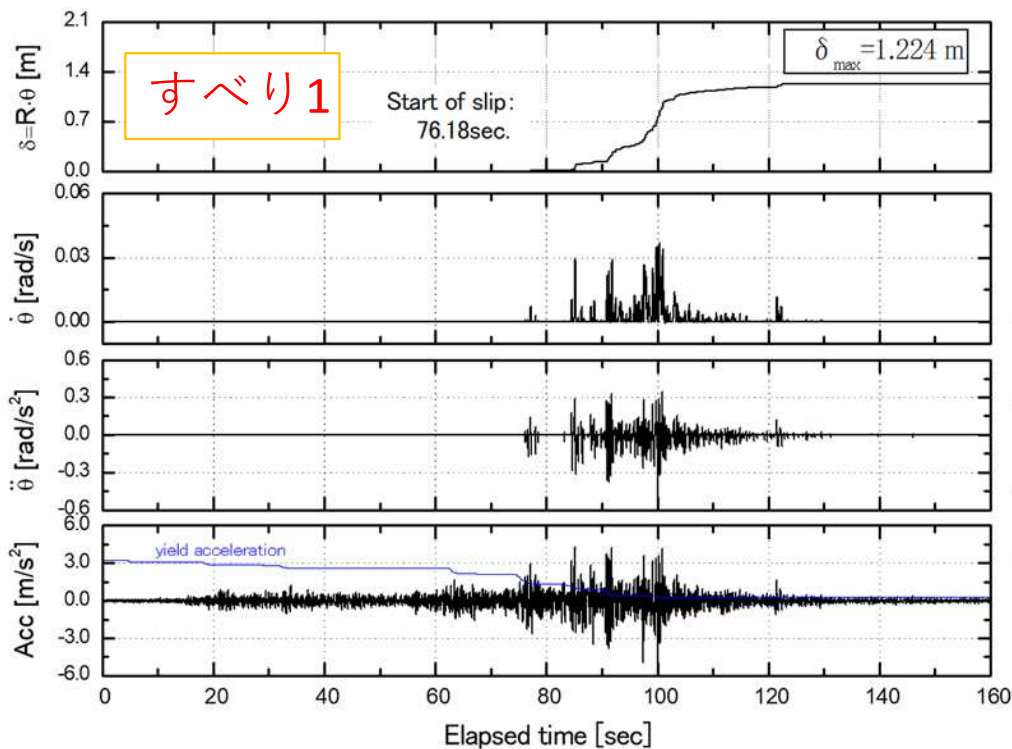
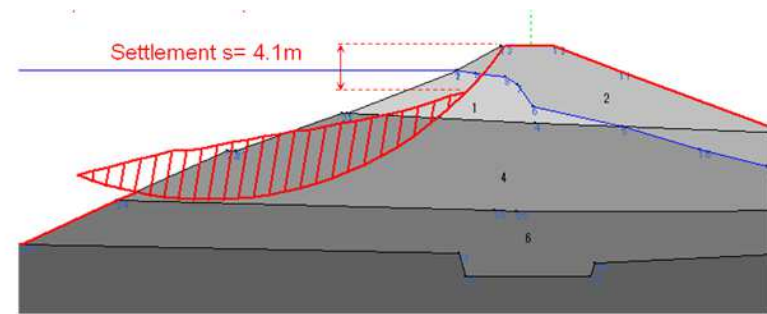
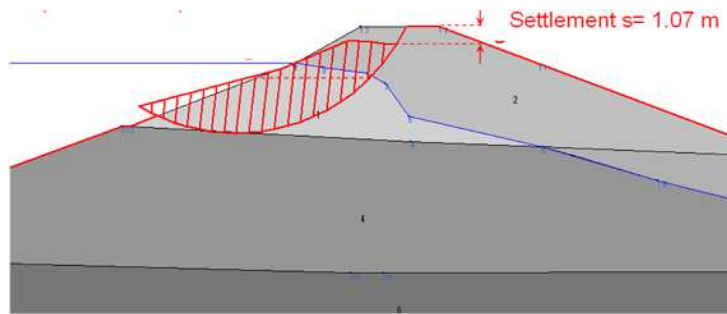
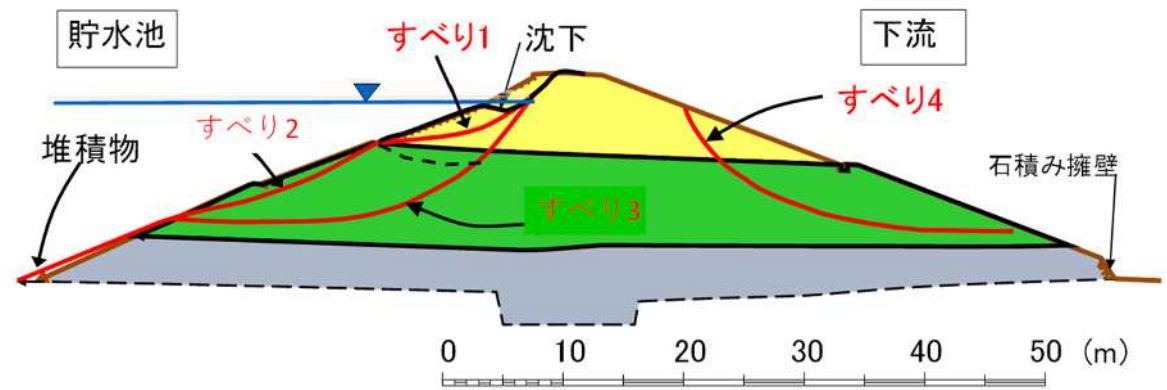
下部盛土



- 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 (1.224 m と5.35 m): 非常に大きい



Newmark-D法によって非排水繰返し载荷による非排水せん断強度の低下を考慮することで、はじめて藤沼ダムの崩壊が説明できた



旧藤沼ダムの最終残留変形

以下の二種類の残留変形の合計:

1) Newmark-D法による最終残留変形
(右図)

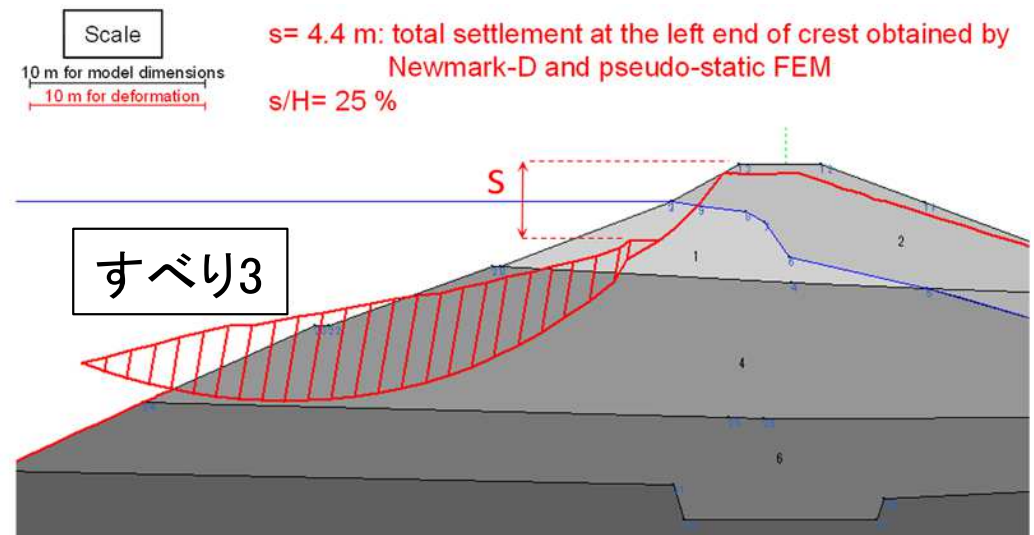
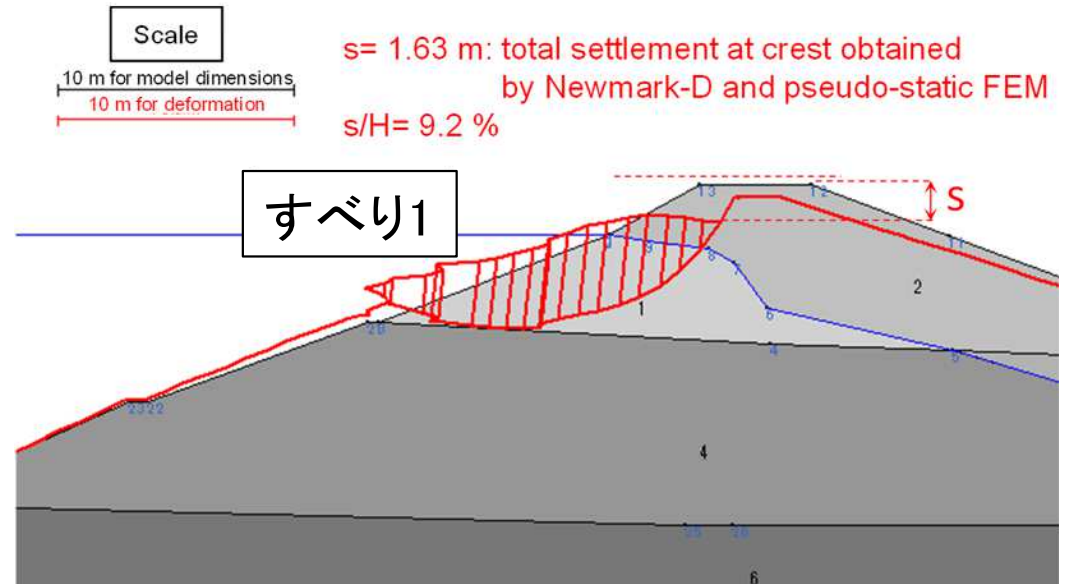
2) 準静的非線形FEM解析による最終残留変形、以下の合計

2a) 円弧すべりが開始するまでに堤体全体で生じた最大残留変形

2b) 円弧すべりが開始した後にすべり面より下の領域で生じた最大残留変形

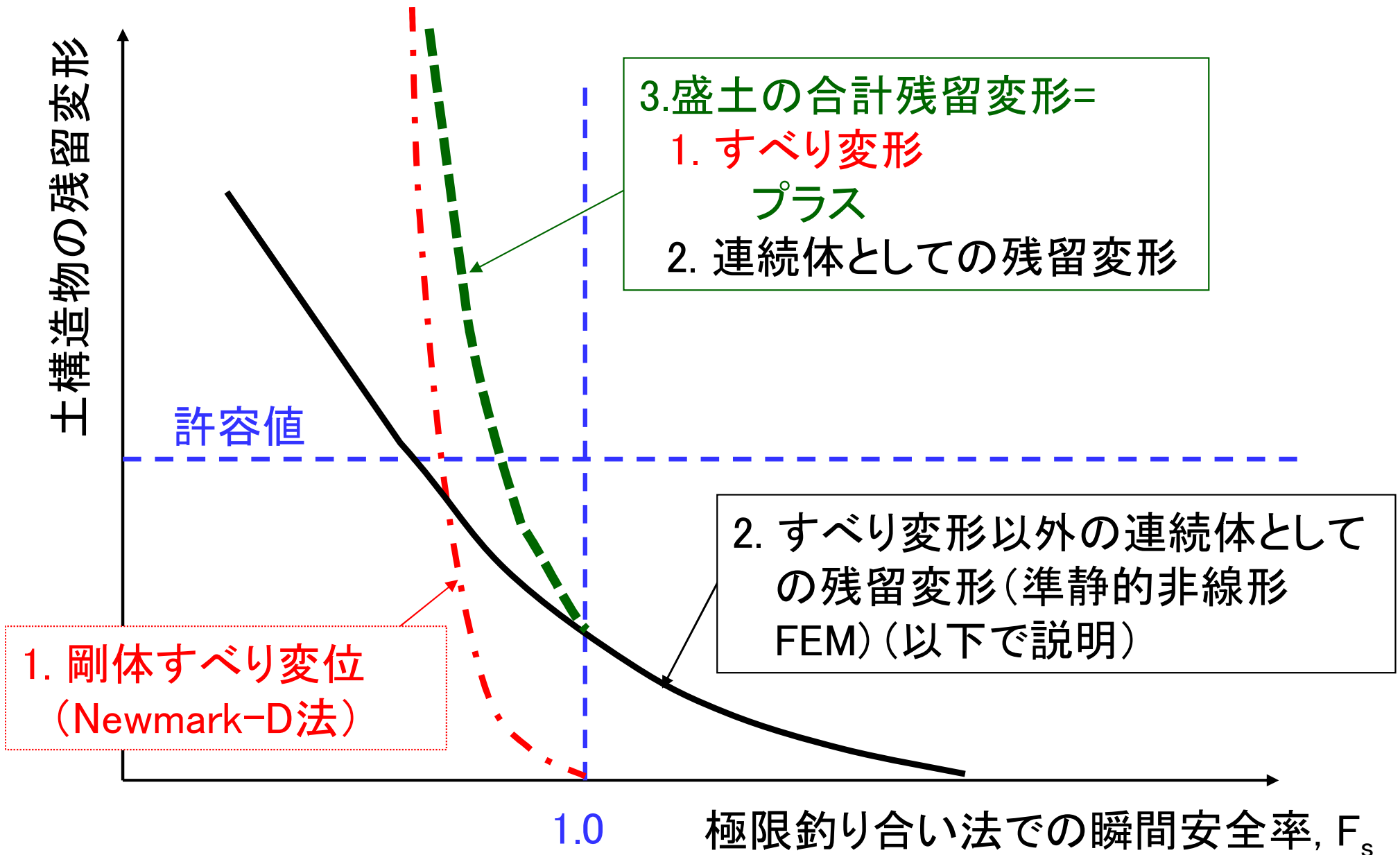
⇒次に説明

すべり1と3が独立に生じた場合

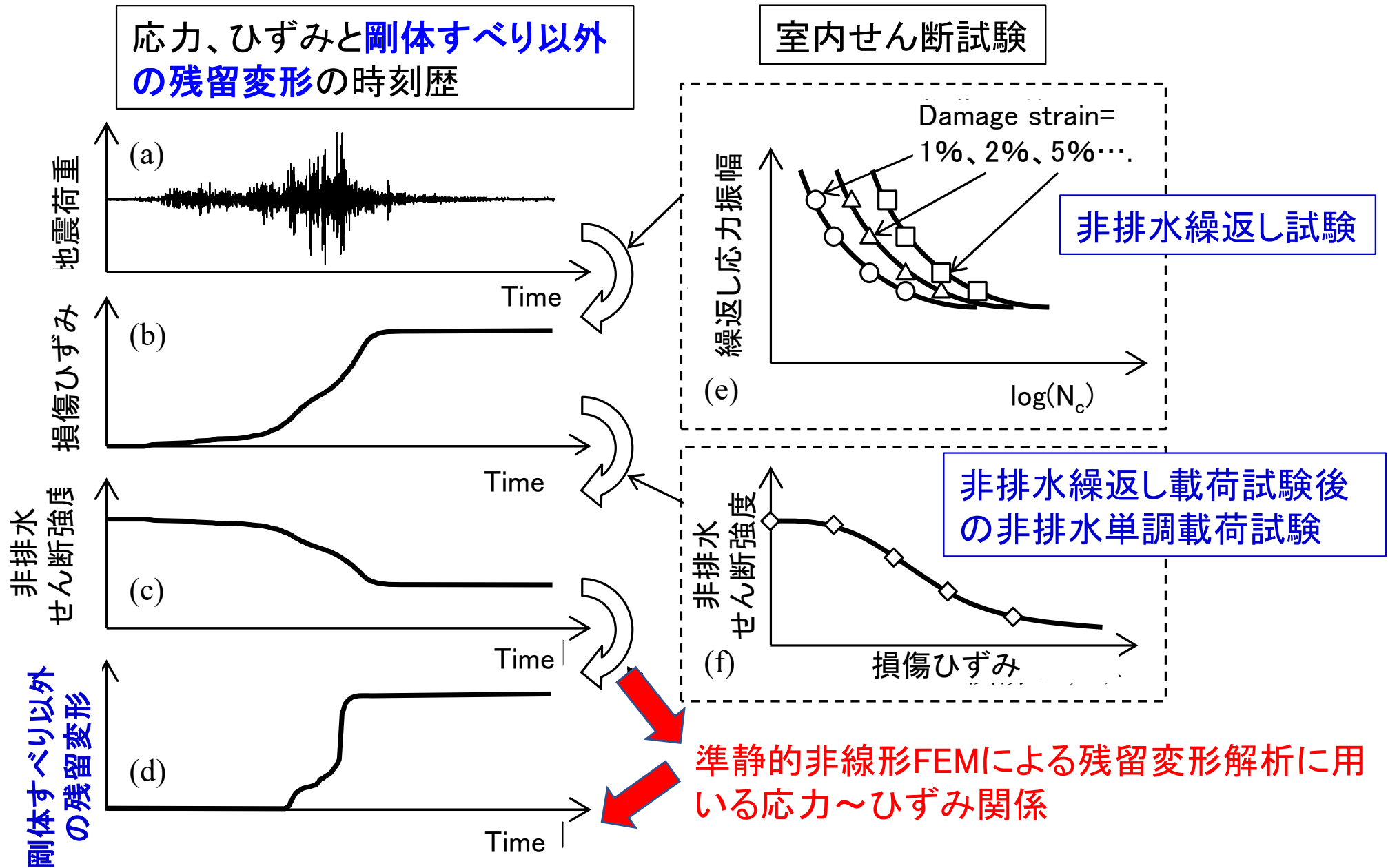


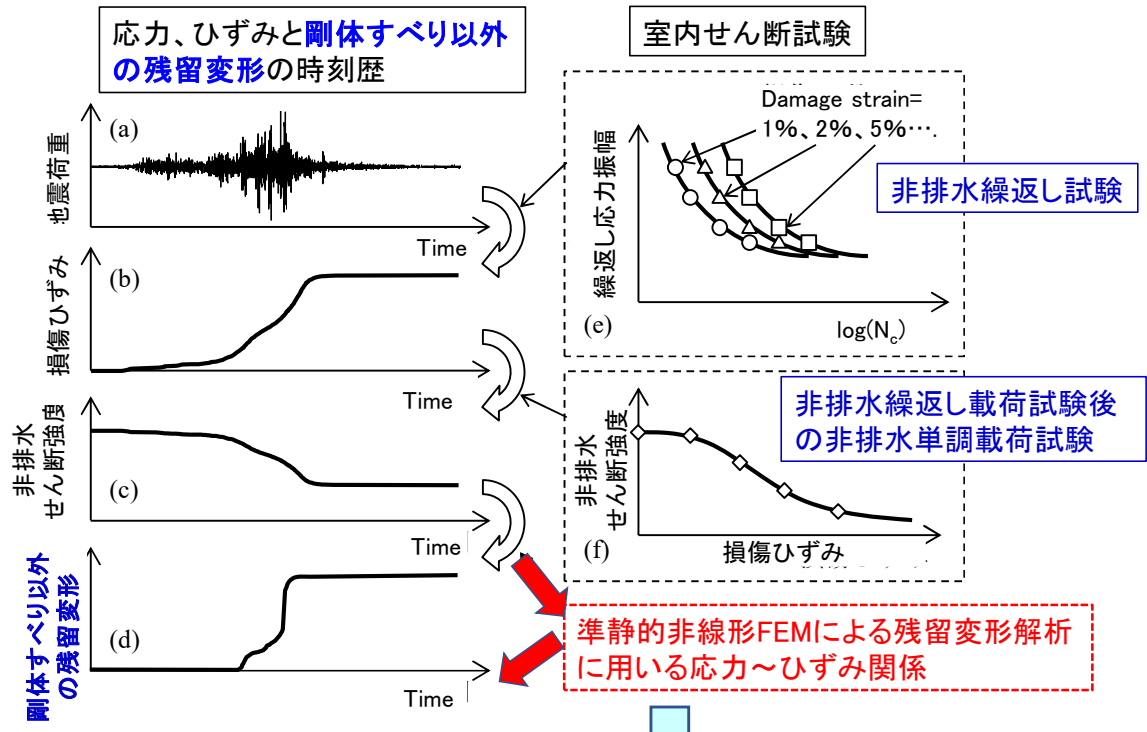
実務的な耐震診断:

Newmark-D法と準静的非線形FEMの組み合わせ

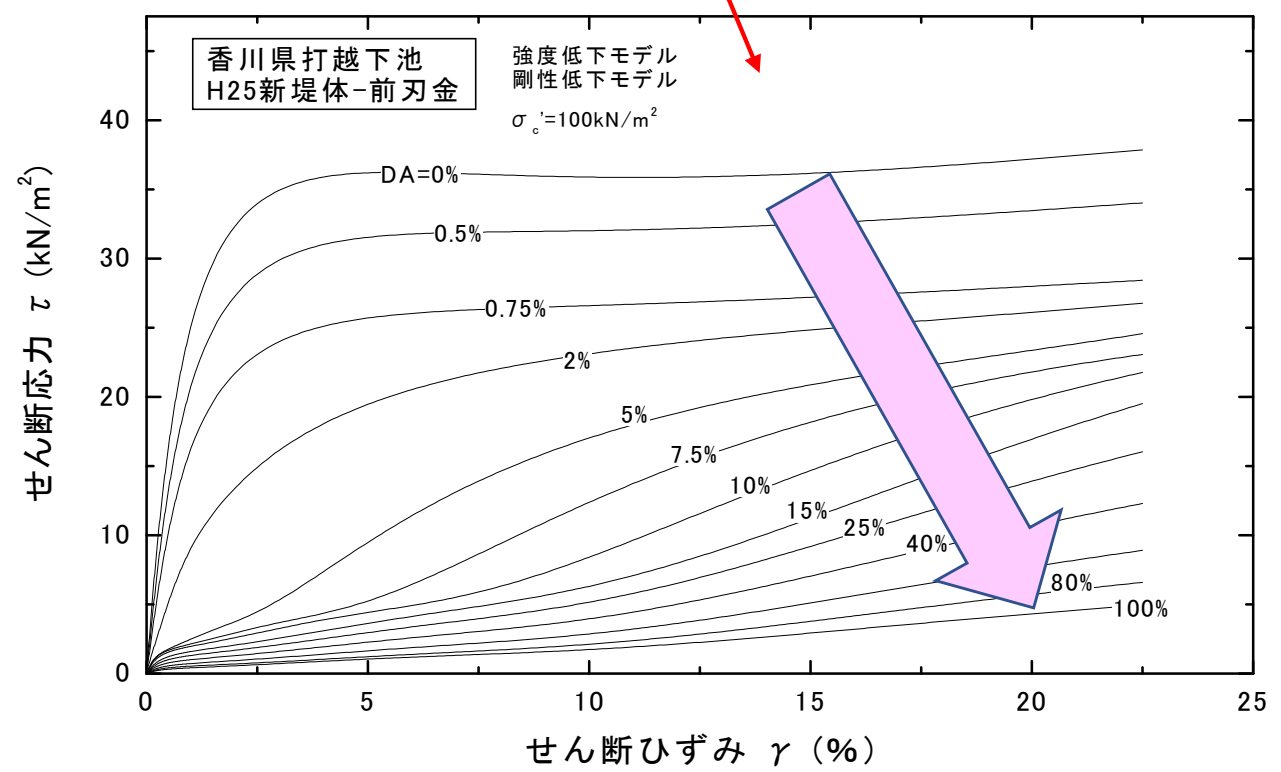


準静的非線形FEMによる剛体すべり以外の残留変形解析

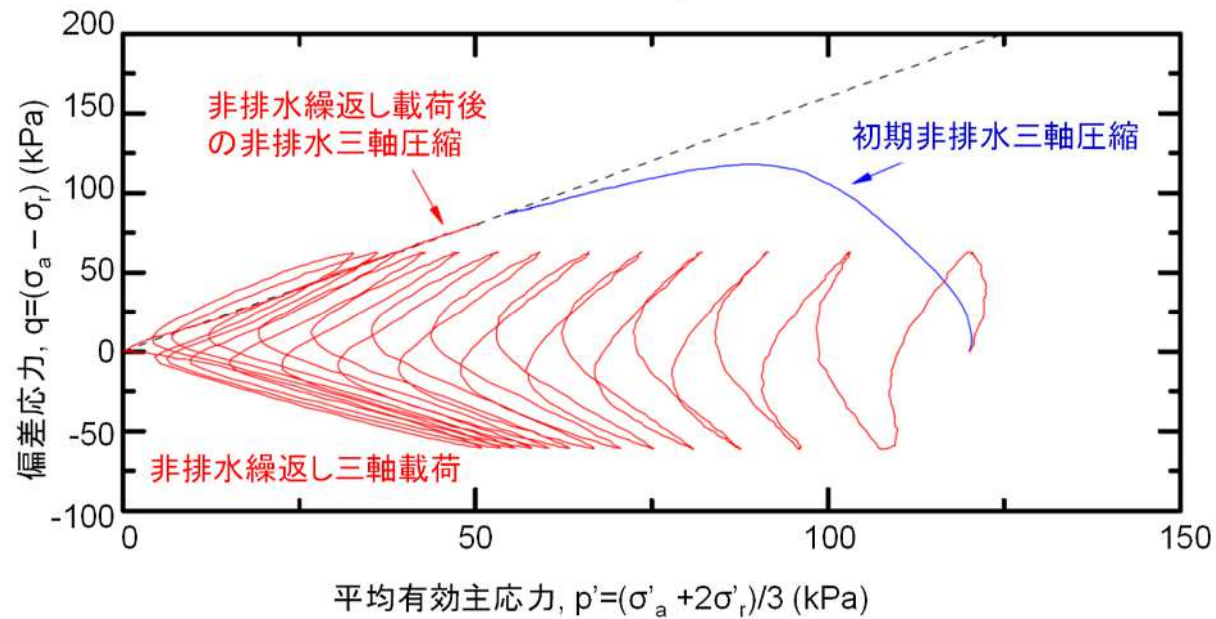
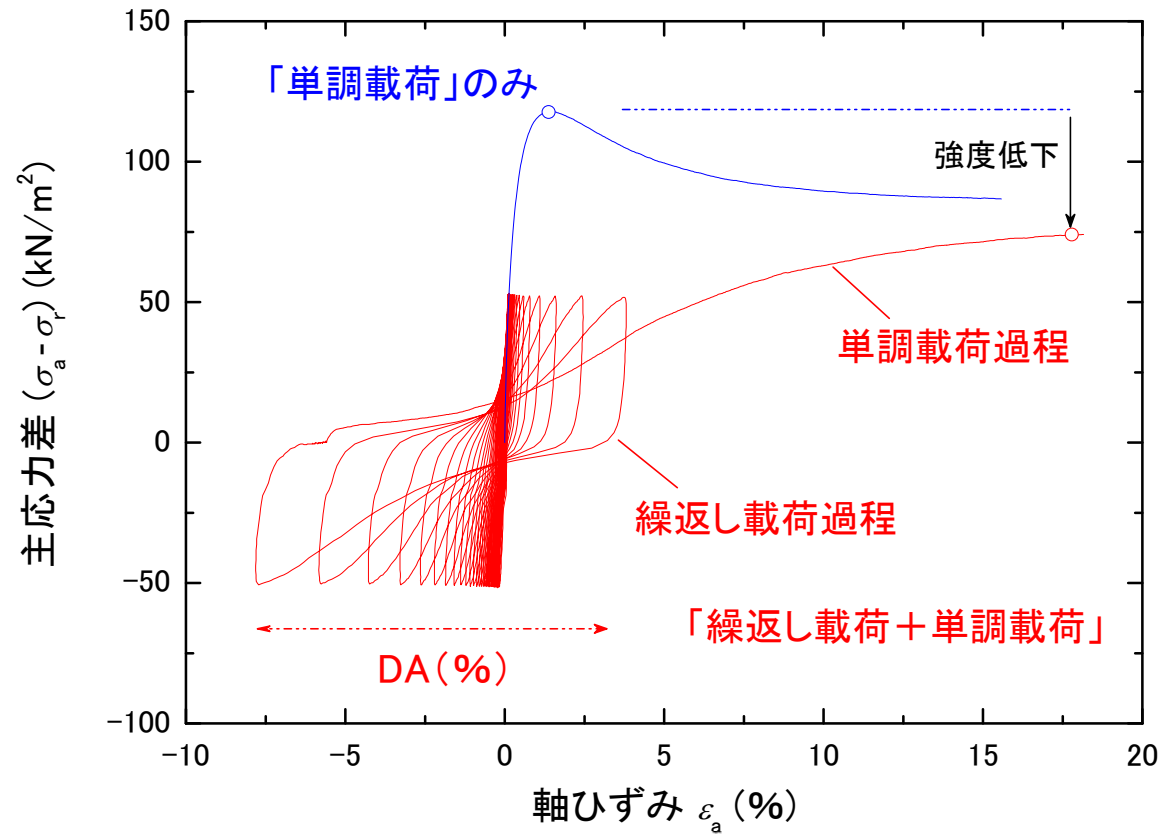




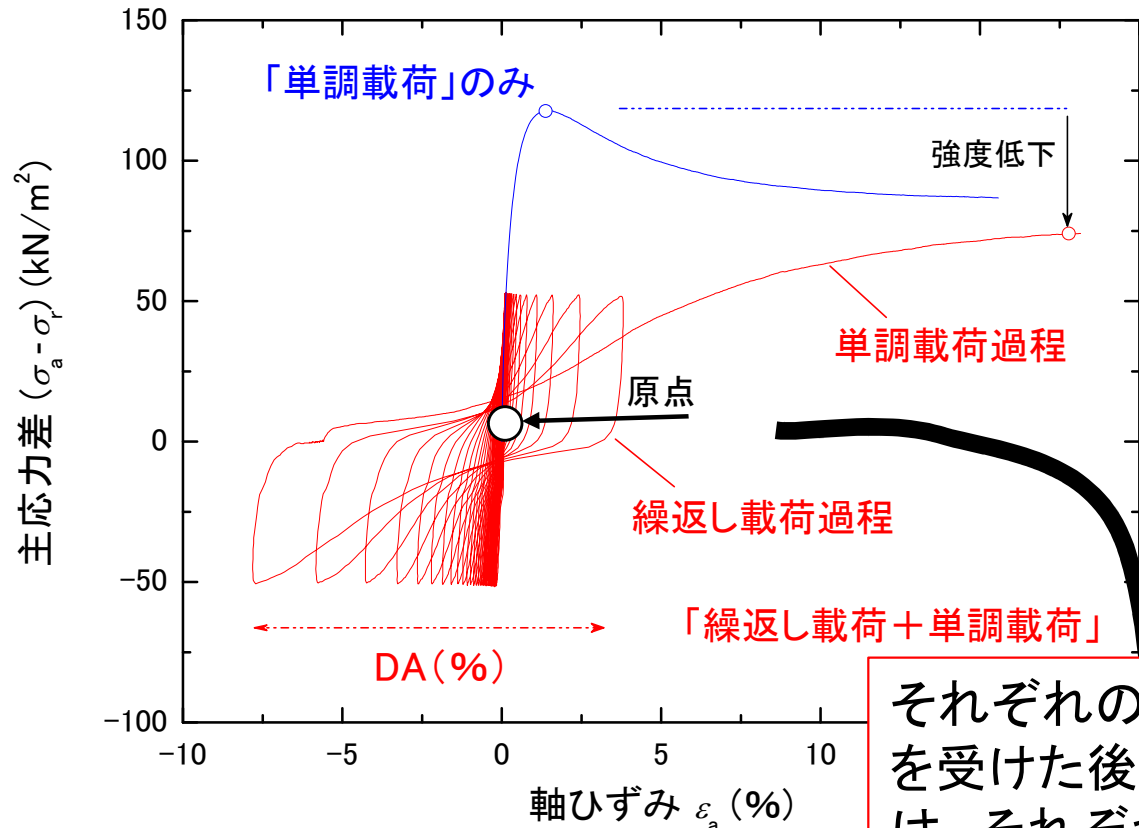
地震時の「非排水状態での応力
~ひずみ関係」:
非排水繰返し載荷による損傷ひ
ずみの増加に伴って劣化してゆく



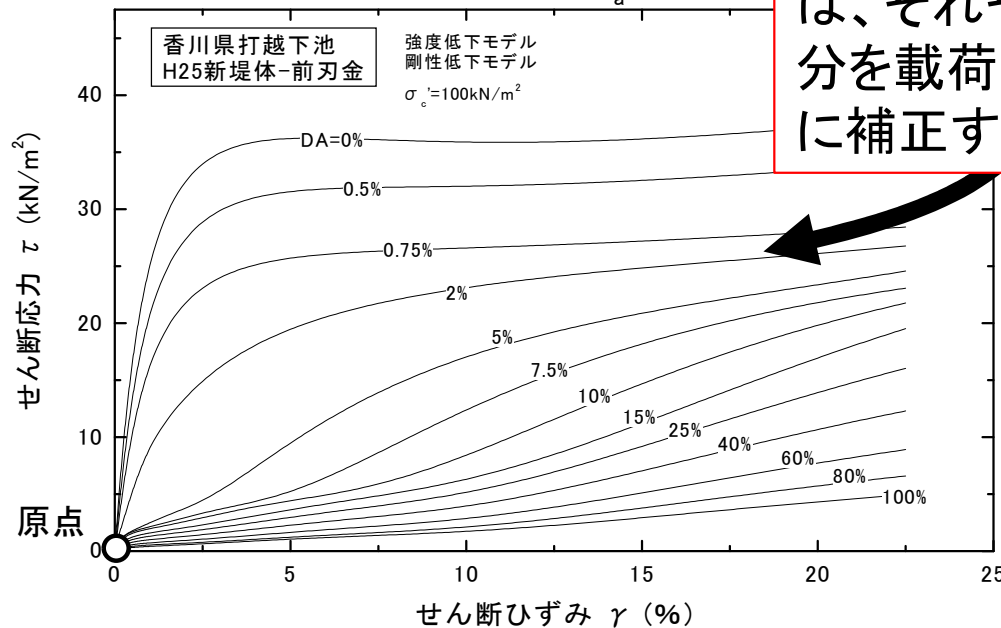
非排水繰返し载荷試験によって劣化してゆく応力～ひずみ関係を求めた例



非排水繰返し载荷試験によって劣化してゆく応力～ひずみ関係を求めた例



それぞれの非排水繰返し载荷履歴を受けた後の応力・ひずみ関係群は、それぞれ、载荷開始直後の部分を载荷開始点から出発するように補正することによって得ている



劣化してゆく応力～ひずみ関係を用いるFEM解析と実挙動の関係

作用せん断応力 τ が、ゼロ $\rightarrow \tau_a \rightarrow$
ゼロ $\rightarrow \tau_c \rightarrow \tau_d$ と変化した場合:

実挙動:

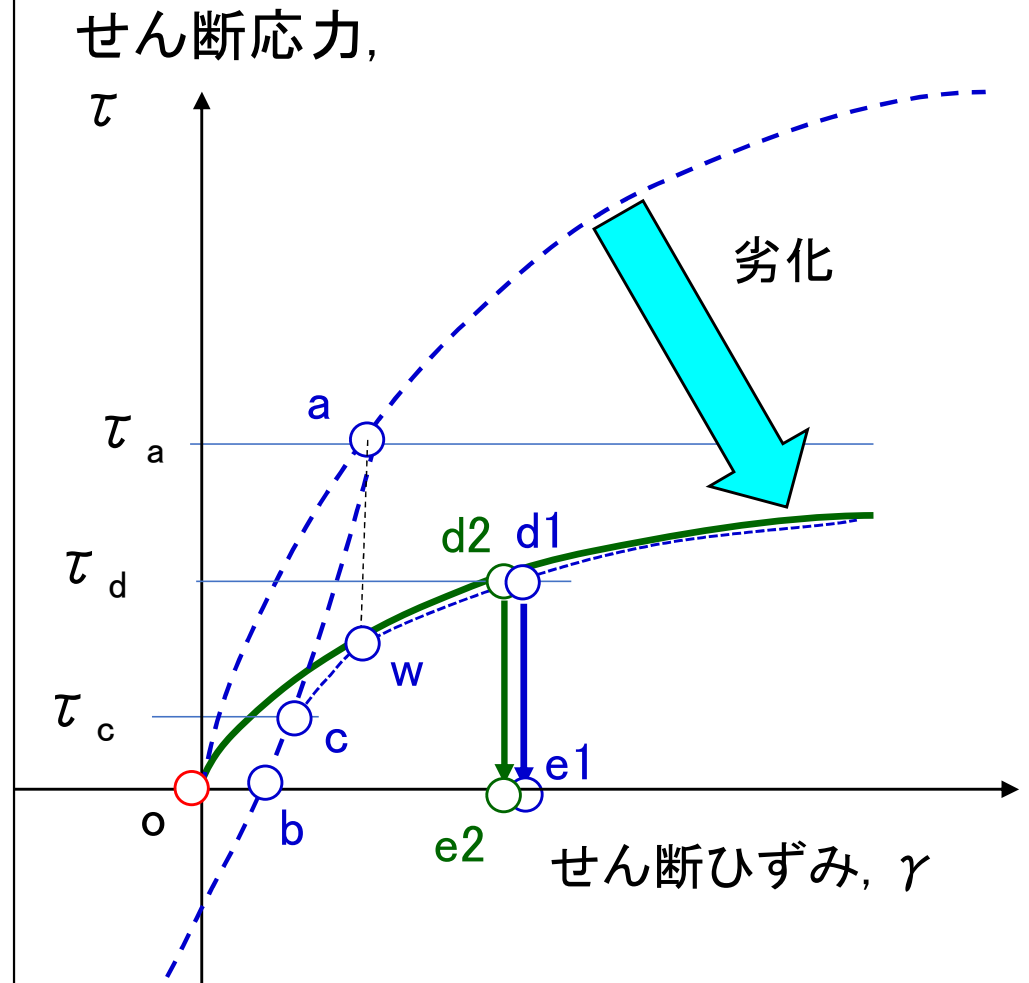
$o \rightarrow a \rightarrow b \rightarrow [\text{劣化}] \rightarrow c \rightarrow w \rightarrow d1$

荷重 τ_d と劣化後応力～ひずみ関係を用いた準静的非線形FEM: $o \rightarrow w \rightarrow d2$

・点d1とd2でのひずみは同一になる。
(理由)弾塑性体では、現在のd1点でのひずみよりも小さいひずみでの繰返し载荷履歴 $o \rightarrow a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow w$ の影響は、d1では消滅している

\Rightarrow 過去最大のひずみ(すなわち残留ひずみ)を求める目的では、この繰返し载荷履歴を無視した解析で十分

・d2でのひずみは $\tau = 0$ に除荷しても残留する、と仮定



注) 応力～ひずみ関係 $b \rightarrow w \rightarrow d1$ は、点w (γ は点aでの値に等しい) に達すると、劣化後の応力～ひずみ関係 $o \rightarrow w \rightarrow d2$ に復帰するとする。

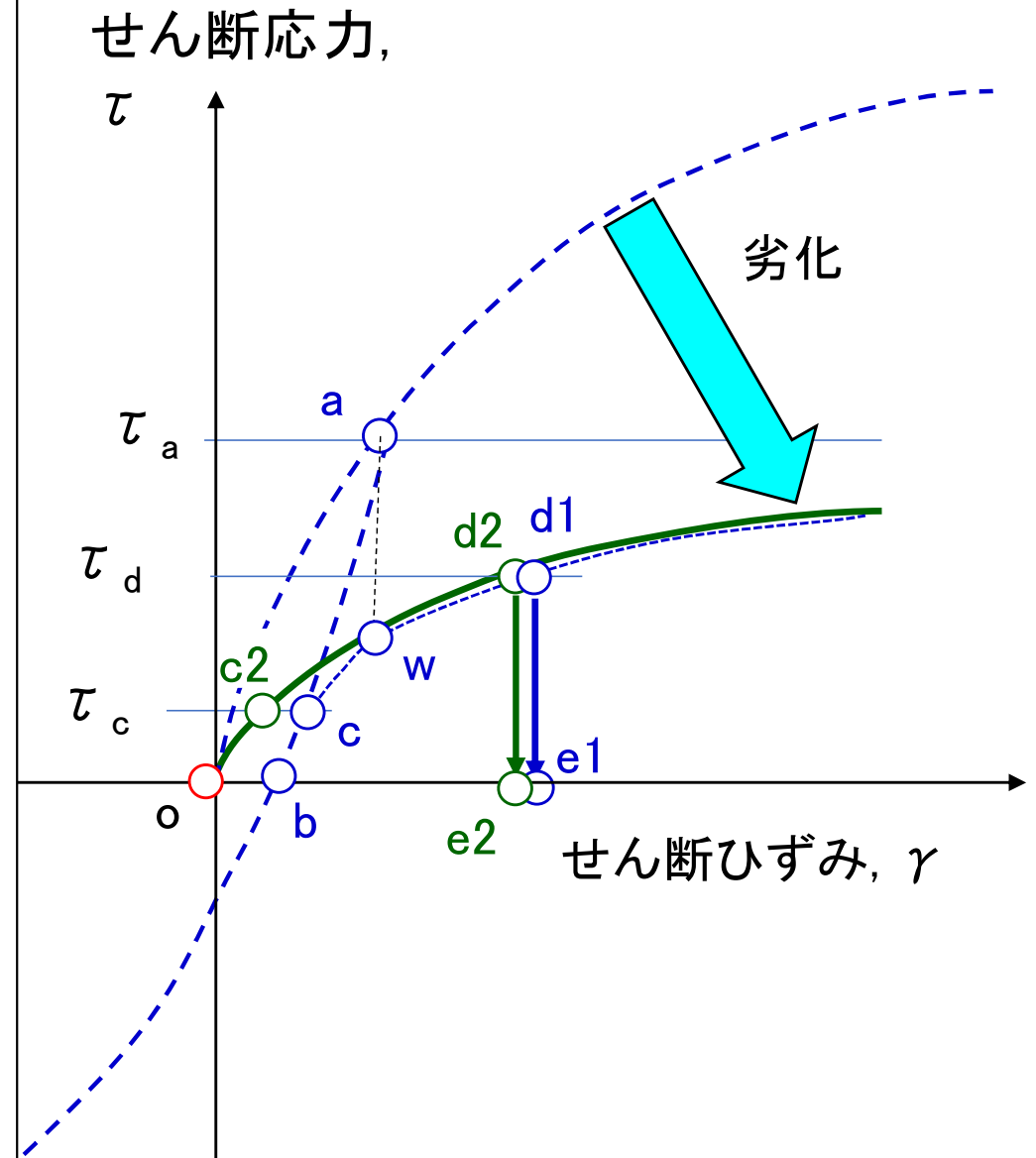
劣化してゆく応力～ひずみ関係を用いるFEM解析と実挙動の関係

作用せん断応力 τ がゼロ $\rightarrow \tau_a \rightarrow$
ゼロ $\rightarrow \tau_c$ と変化した場合:

実挙動: $o \rightarrow a \rightarrow b \rightarrow [\text{劣化}] \rightarrow c$

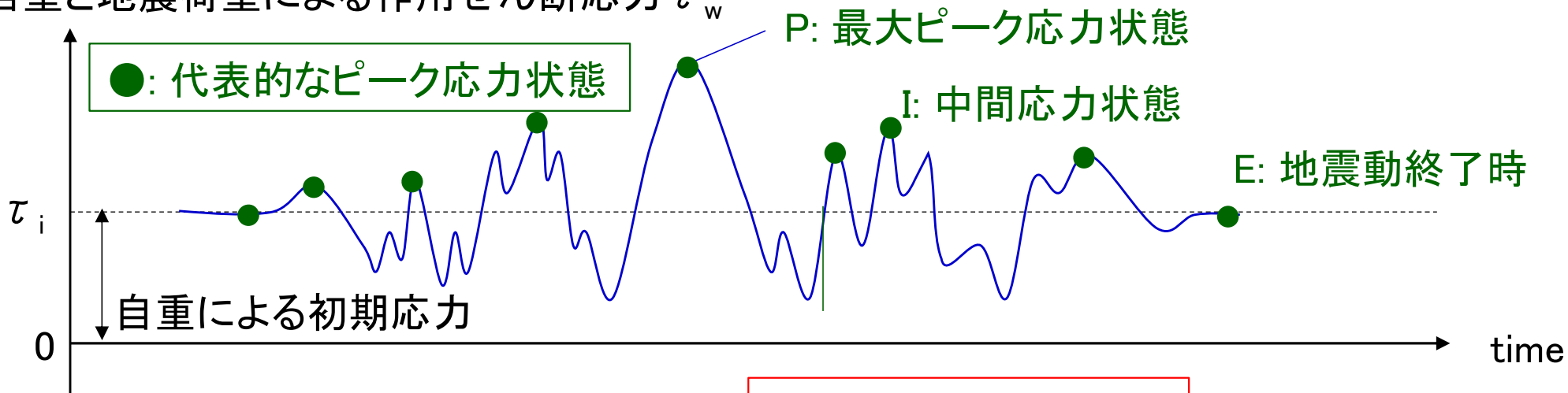
荷重 τ_c と劣化後応力～ひずみ関係
を用いた準静的非線形FEM: $o \rightarrow c2$

・この場合、点c2でのひずみは、点c
での実際のひずみより小さい。また、
点cでのひずみは点aでのひずみ
(すなわち点wでのひずみ)よりも小
さい。従って、過去最大ひずみ(残
留ひずみ)を求める目的では、準静
的FEM解析によって求めた点c2で
の変形は過去最大値ではなく、意
味を持たない。従って、無視する
 \Rightarrow 点c2での最大残留ひずみは、「点a,
wでのひずみ」とする。



非排水繰返し载荷によって劣化してゆく応力~ひずみ関係を用いる準静的非線形FEM解析による残留変形 ⇒ 変形の最大値を最終残留変位とする

自重と地震荷重による作用せん断応力 τ_w



τ_w のパルスでのピーク状態で生じるすべり変位 δ

非常に緩い盛土:
Eで生じる δ = 最大変位

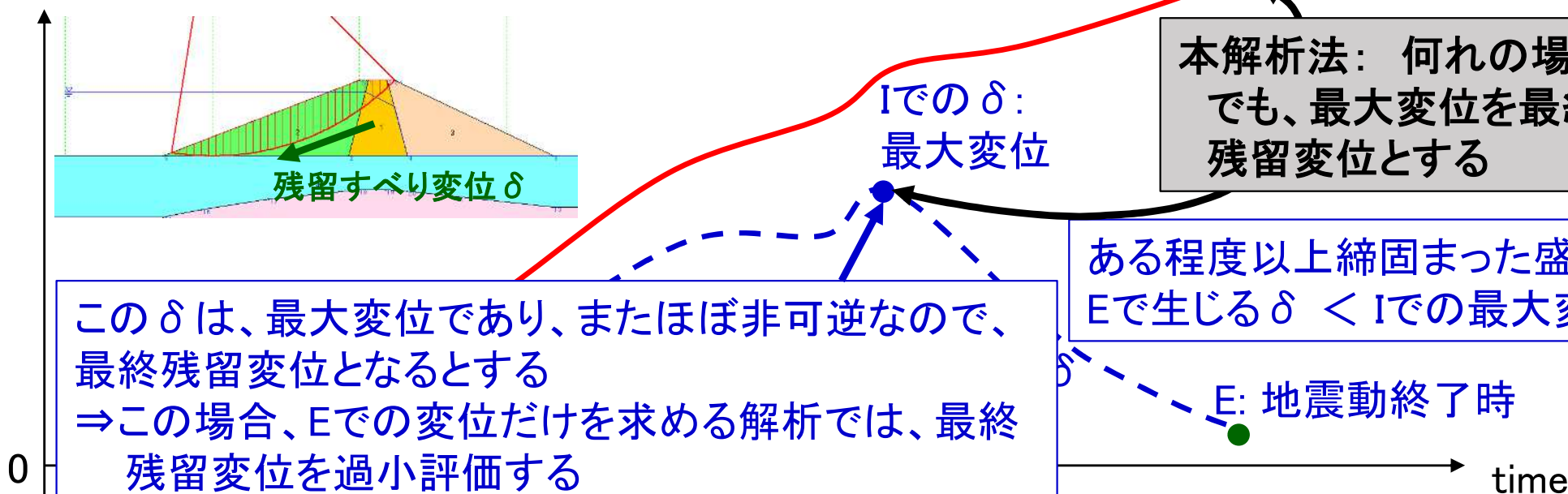
E: 地震動終了時
(変位は自重で生じる)

本解析法: 何れの場合でも、最大変位を最終残留変位とする

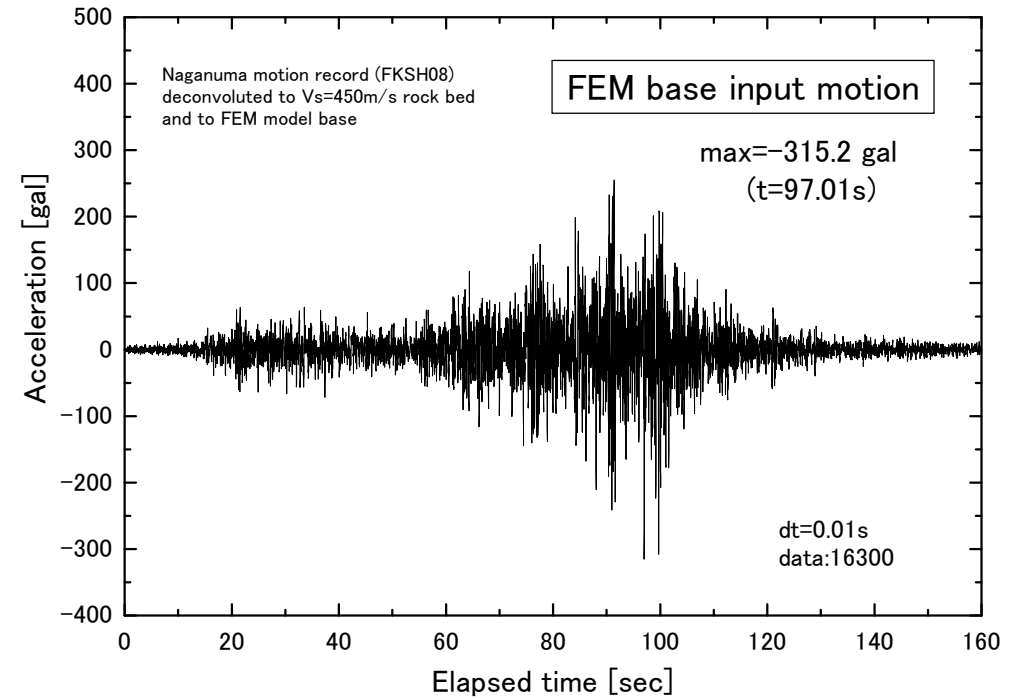
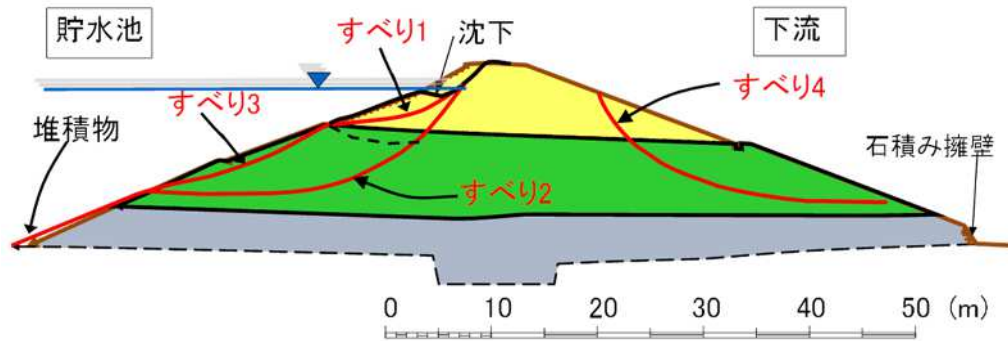
ある程度以上締固まった盛土:
Eで生じる $\delta <$ Iでの最大変位

この δ は、最大変位であり、またほぼ非可逆なので、最終残留変位となるとする
⇒ この場合、Eでの変位だけを求める解析では、最終残留変位を過小評価する

E: 地震動終了時

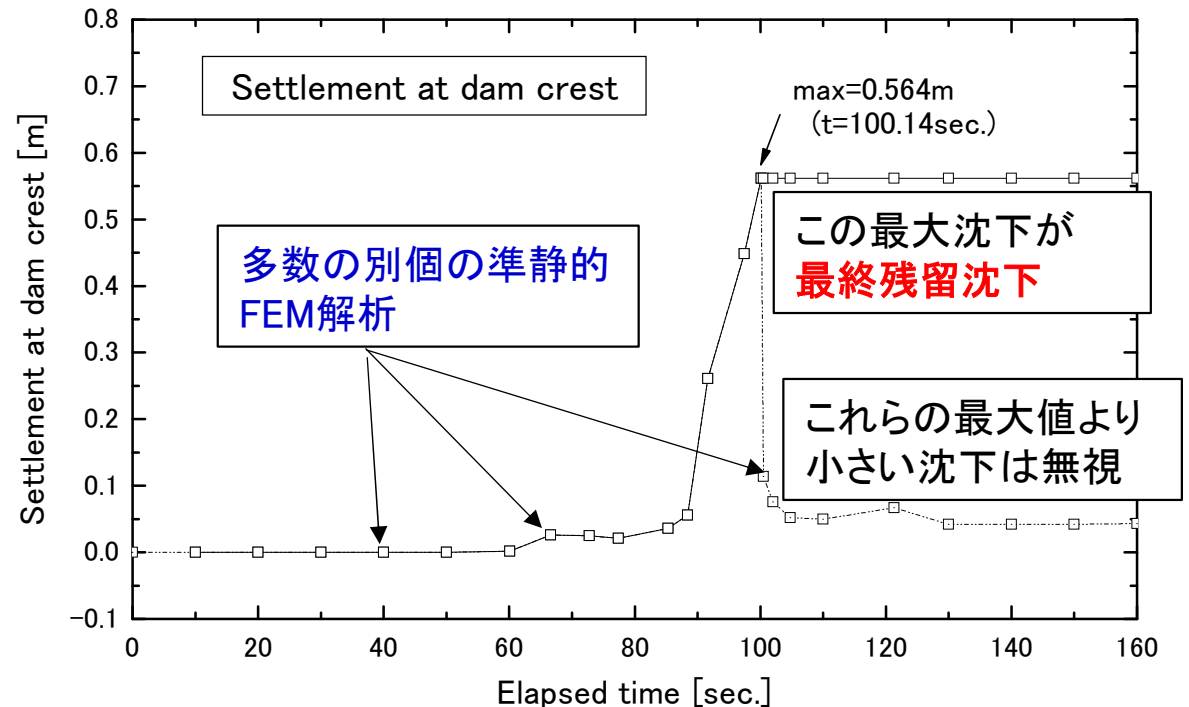


一連の準静的非線形FEMによる 残留変形解析 (準静的の意味: 各FEM 要素に地震応答解析で求めた慣性力を 静的に加えた変形解析)



非排水繰返し载荷による継続的な
弱化・軟化のため、最大残留変形
は最大入力加速度 (t= 97.01秒) よ
り後の t= 100.14秒に発生

「異なる時刻での準静的非線形
FEMで算定した剛体すべりの中での
最大値」を、**剛体すべり以外での
最終残留変形**とする



藤沼ダム日本堤の解析による残留すべりと変形量

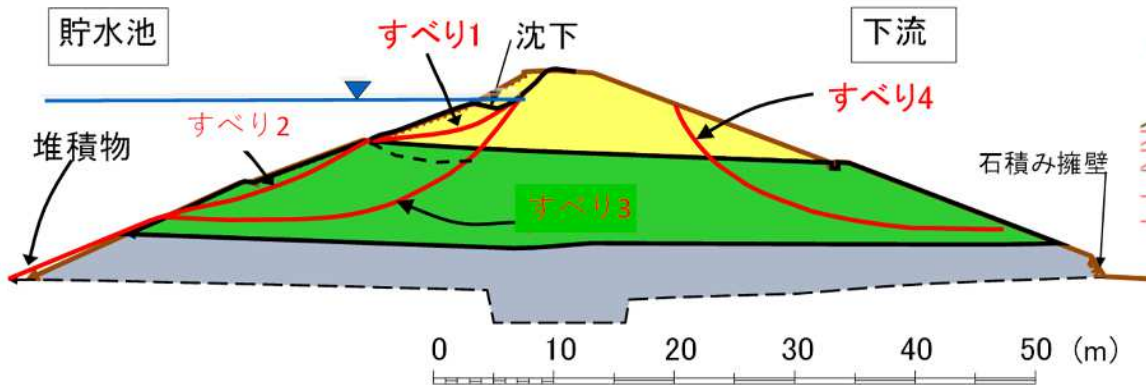
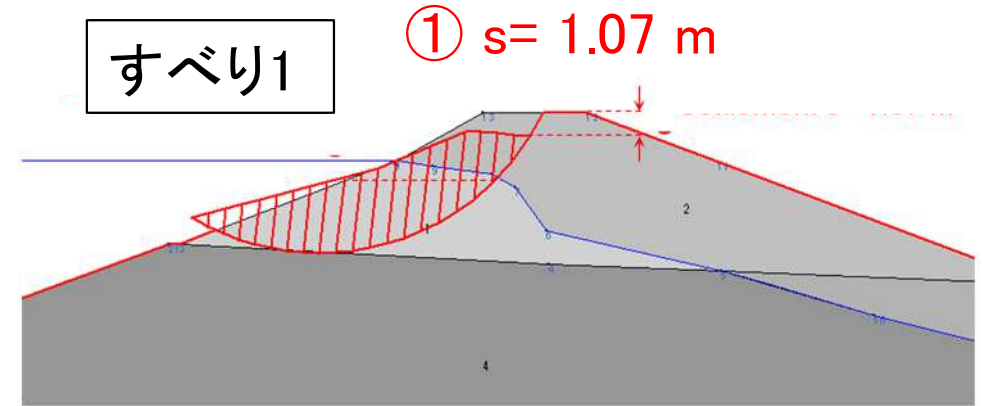
天端の総沈下量= ① + ②の合計

= **5.47 m**:

- ① 剛体すべり1による 1.07 m
- ② 剛体すべり2による3.84mと 連続体としての変形による残留変形による0.56mの合計= 4.4 m.

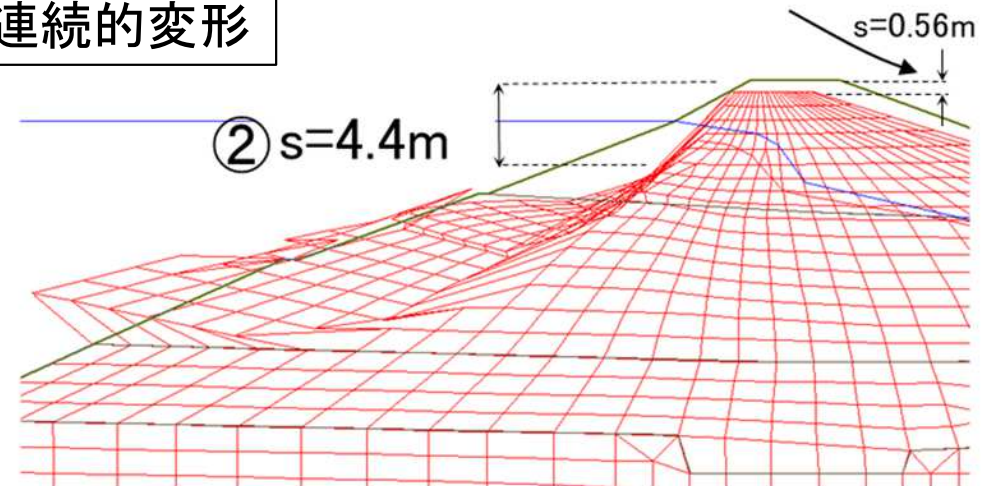
⇒解析結果は実際の現象と整合

Slips C1 & C2 (独立に生じると仮定)



連続体としての残留変形による
天端沈下= 0.56 m

すべり3と
連続的変形



盛土構造物の性能設計と性能施工 1/2

1. 要求性能、性能設計、性能施工
2. 性能設計での盛土材のせん断強度の枠組み
 - 2-1. 盛土の多様なせん断強度（締固め度、飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の影響、ピーク強度と残留強度の関係等）
 - 2.2 性能設計での排水せん断強度
 - ・標準的設計せん断強度との関係
 - ・ピーク強度・残留強度を考慮したNewmark法による残留変形
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓とこの教訓に基づいた性能設計・性能施工
 - 3-1 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 - 3-2 地震時における飽和土の非排水せん断強度の継時的低下と締固めの効果を考慮した飽和盛土の地震時残留変形解析（Newmark-D法すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析）
 - 3-3 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

藤沼ダムの強化復旧(2014~2017年)

- ・要求性能1: 旧本堤が崩壊した地震動に対しても安定
- ・要求性能2: 適切な建設コスト、高い維持管理性能

⇒ 適切な構造、適切な盛土材、飽和度管理を重視した締固め管理で実現

渡辺裕樹, 田中忠治, 龍岡文夫, 毛利栄征, 山岸明広, 三反畑勇, 三浦亨, 矢崎澄雄: 福島県藤沼ダムの強化復旧における新堤体の施工, 基礎工, 36-3, pp. 85-91, 2018.
 渡邊伸一, 田中忠次, 龍岡文夫, 毛利栄征, デュッティン・アントワン, 矢崎澄夫, 三浦亨: 福島県藤沼旧堤体の崩壊解析を踏まえた新堤体の設計, 基礎工, Vol.36, No.3, pp.79-83, 2018



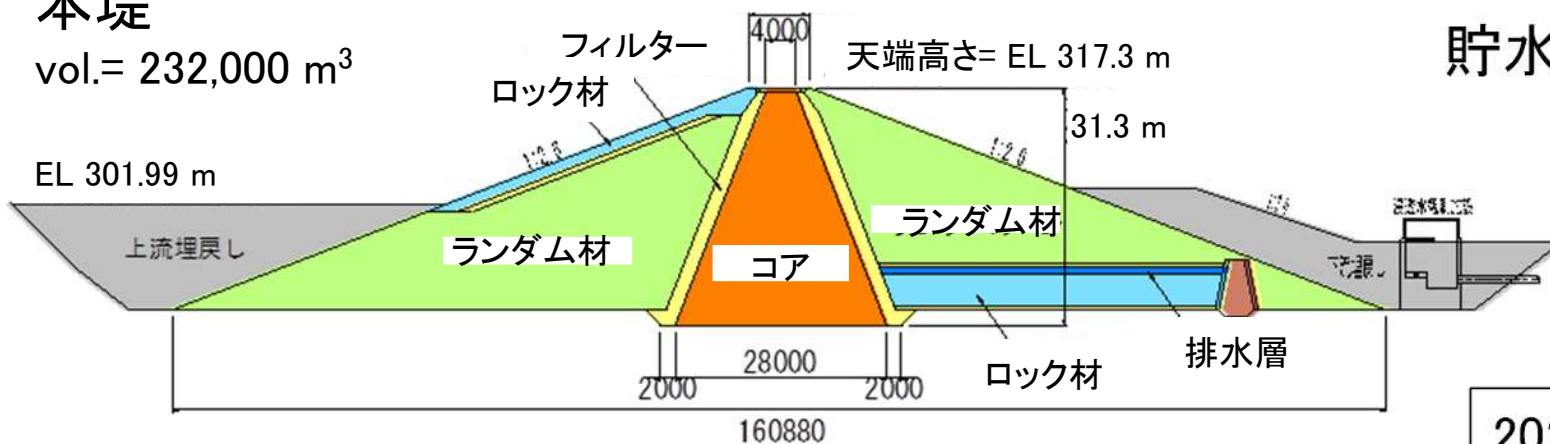
本堤

vol.= 232,000 m³

堤長= 139.2 m

天端幅= 8 m

天端高さ= EL 317.3 m



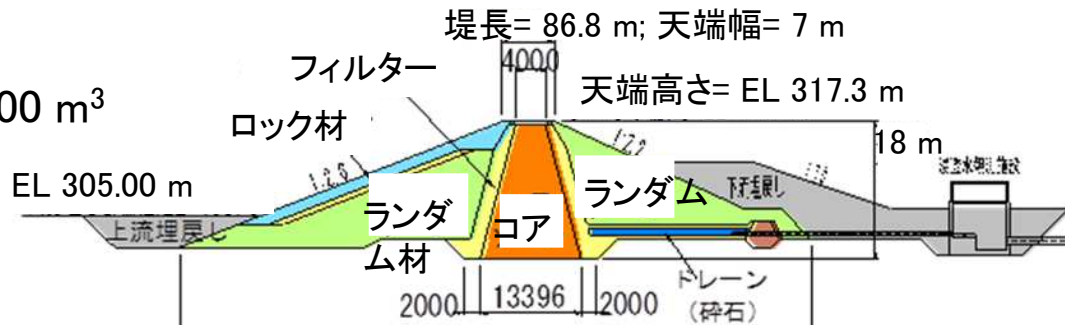
貯水量= 1,500,000 m³

副堤

vol.= 38,000 m³

堤長= 86.8 m; 天端幅= 7 m

天端高さ= EL 317.3 m



2021年2月13日の地震

本堤基盤 102 gal

2022年3月16日の地震

本堤基盤 98 gal

⇒いずれも、異常なし

藤沼ダムの強化復旧(2013~2017年)

- ・要求性能1: 旧本堤が崩壊した地震動に対しても安定
- ・要求性能2: 適切な建設コスト、高い維持管理性能

⇒ ①適切な構造

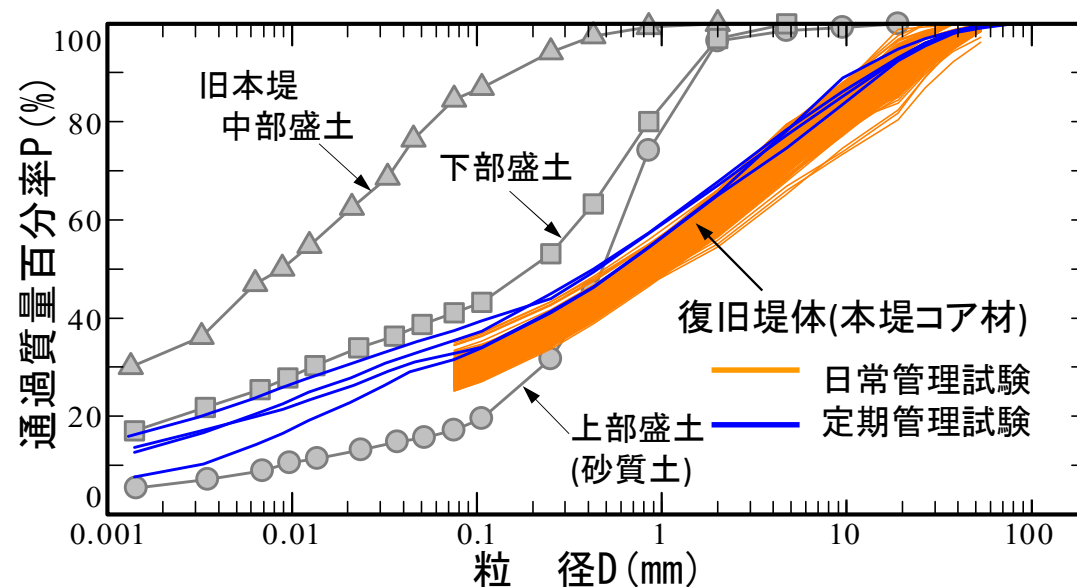
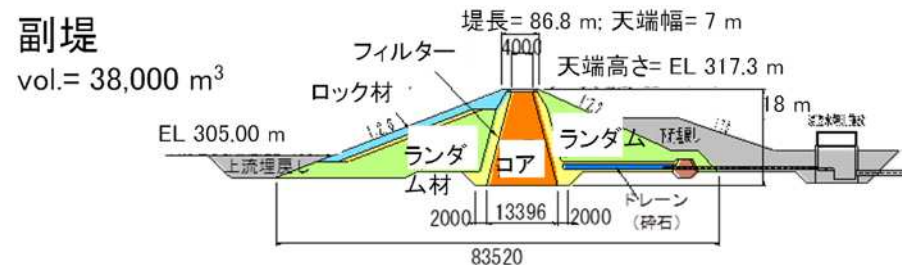
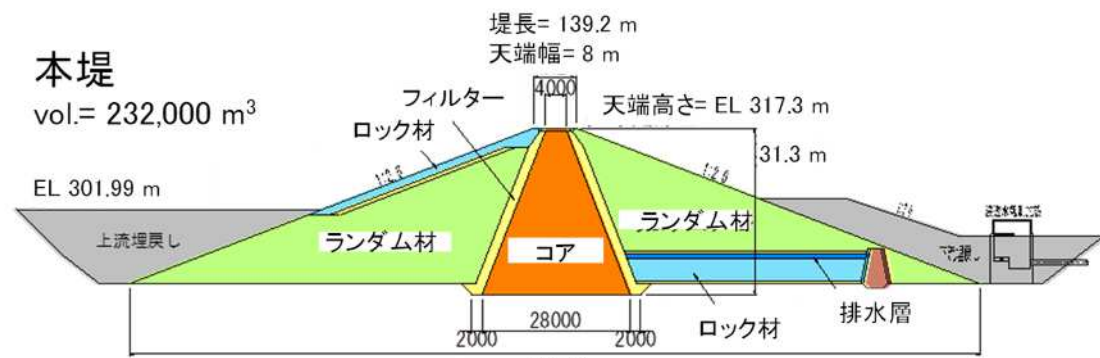
②適切な盛土材

③飽和度管理を重視した締固め管理で実現

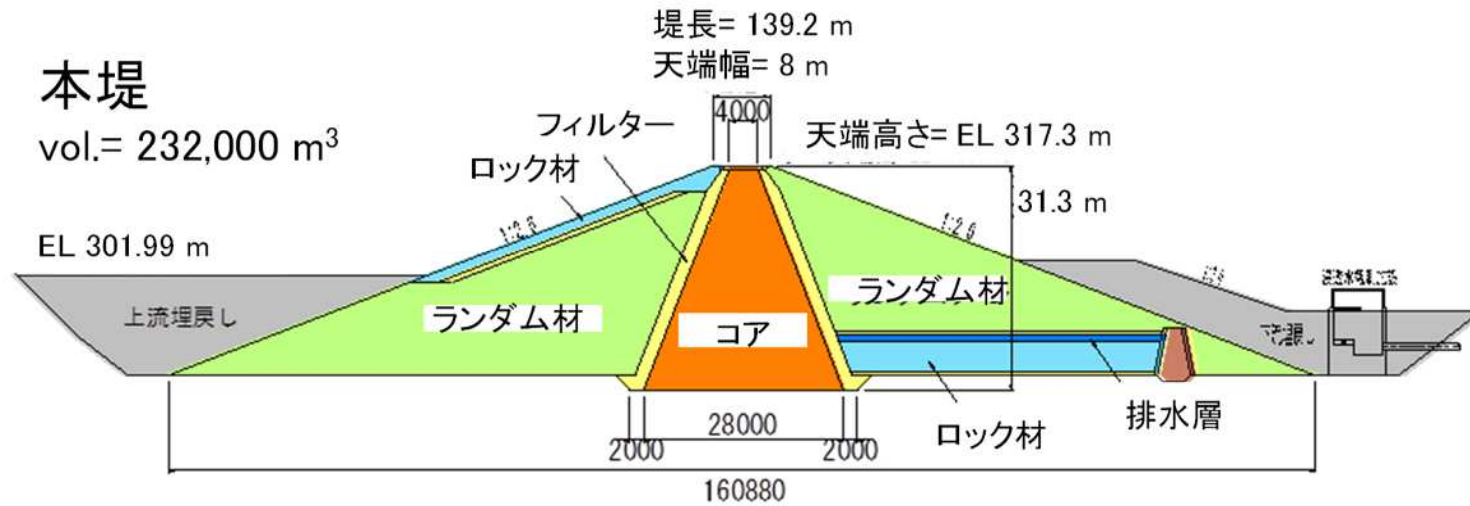
⇒ 旧本堤の崩壊を説明できる解析法 (Newmark-D法と準静的非線形 FEM) で安定性を照査

・2021年2月13日の地震(本堤基盤 102 gal、無被害)の挙動解析

以下詳細に説明



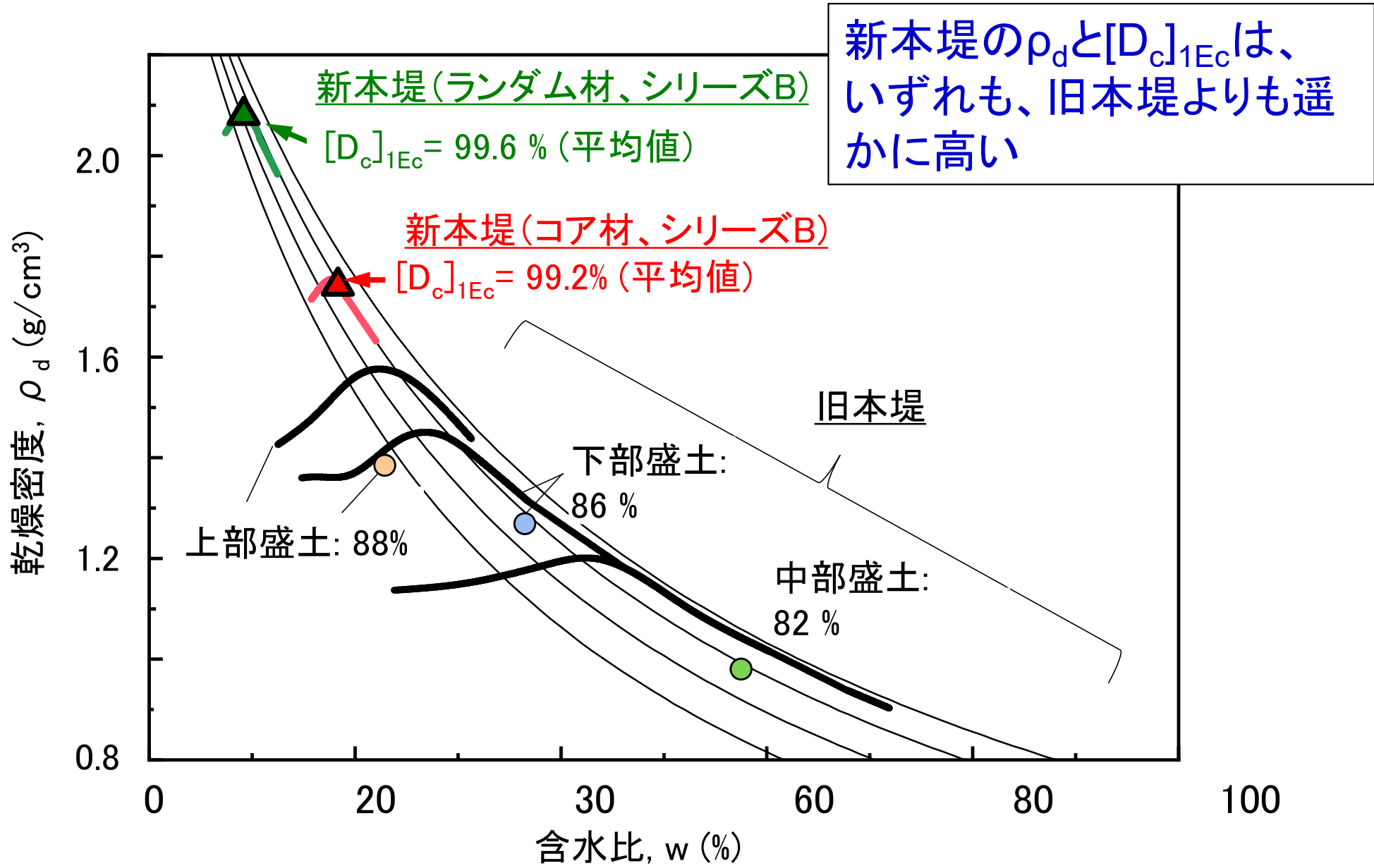
藤沼ダムの強化復旧(2013~2017年)



完成した主ダム(2017年3月)



藤沼貯水池： 新旧本堤での締固め状態の比較

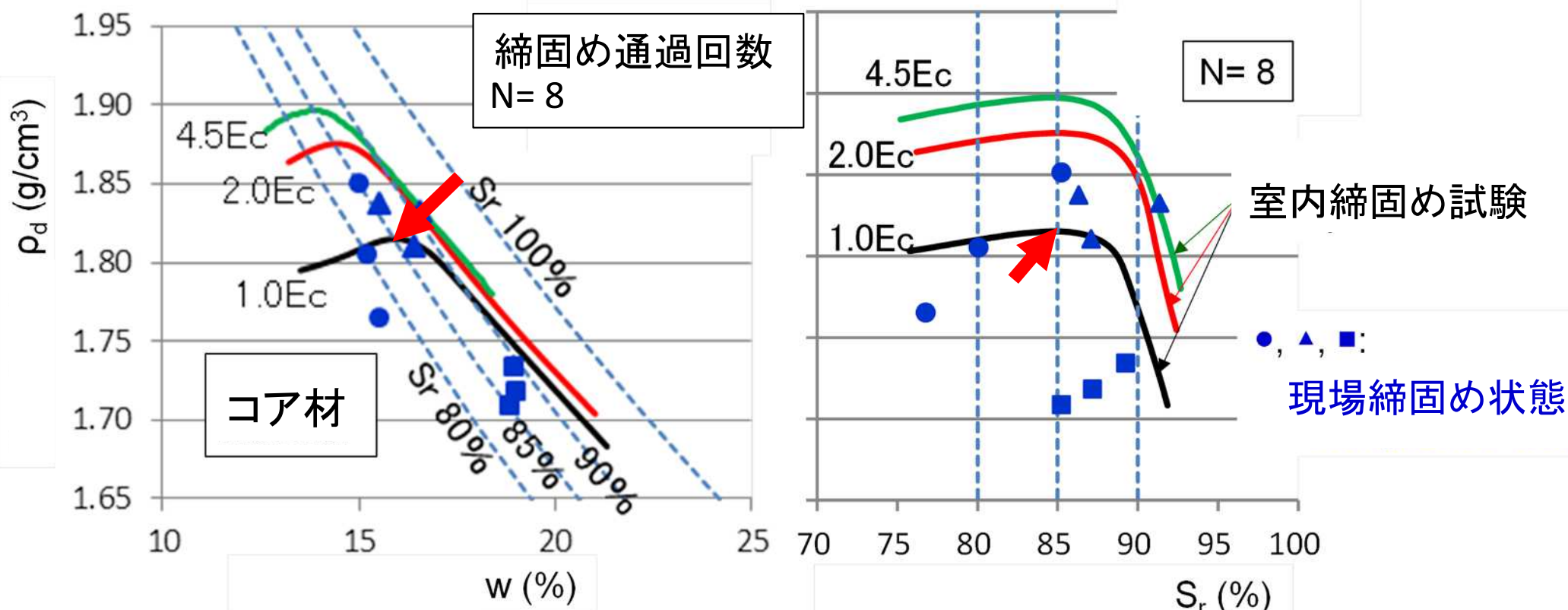


新藤沼ダムのコア材の含水比を変化させた試験施工

20トン級振動
タンピングローラ



設定した締固め目標 T:
 $[D_c]_{1Ec} = 100\%$; $S_r = (S_r)_{opt}$;
 $W_{target} = (W_{opt})_{1Ec}$
 $= (W_{opt})_{1.5Ec} + 0.5\%$

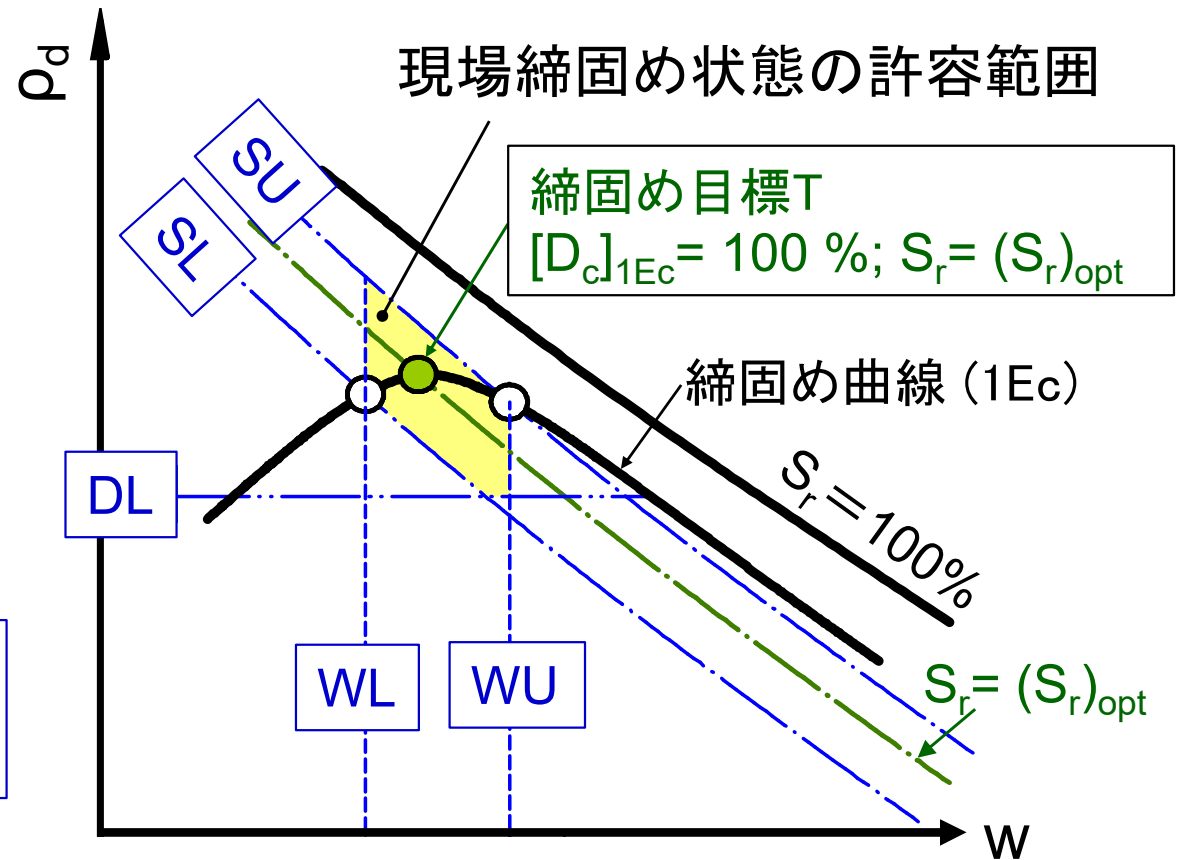


- “原位置で $(\rho_{d_{max}})$ が得られる飽和度 $S_r \approx$ 「室内締固め試験による $(S_r)_{opt} = 85\%$ ”
- 現場CEL $\approx 1.5Ec$ 程度, 1Ec以上 \Rightarrow 確実に実現すべきCELとして1Ecを規定
- 従来慣用的に採用されてきた $w = (w_{opt})_{1Ec} + 4\%$ では、明確に過転圧

設定締固め目標T:

- ・ $w = \lceil \text{試験施工 (現 } CEL_f \approx 1.5Ec) \text{ での } w_{opt} \rceil + \alpha$
 $= (w_{opt})_{1Ec}$
- ・ $\rho_d = \lceil (\rho_d)_{max} \rceil_{1Ec}$

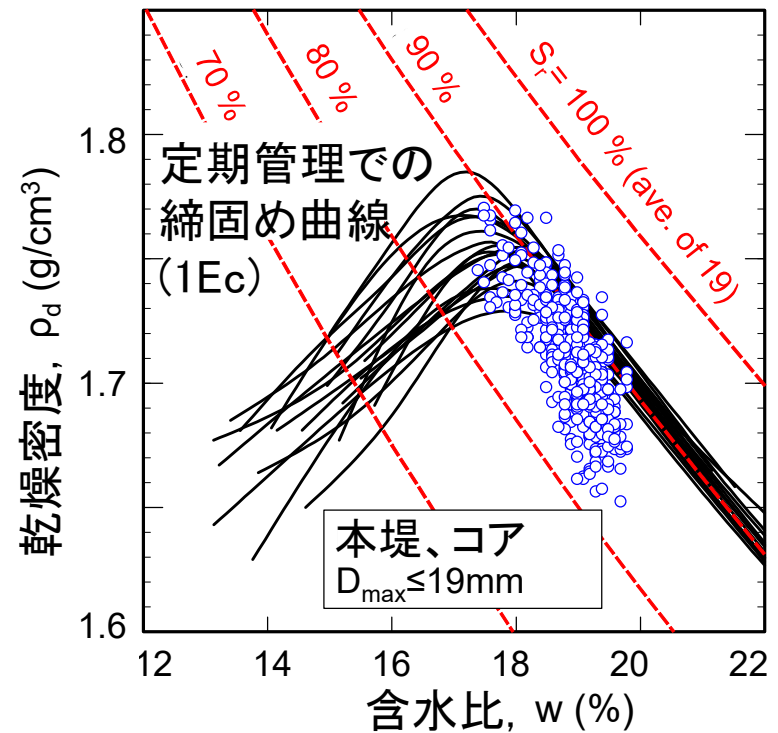
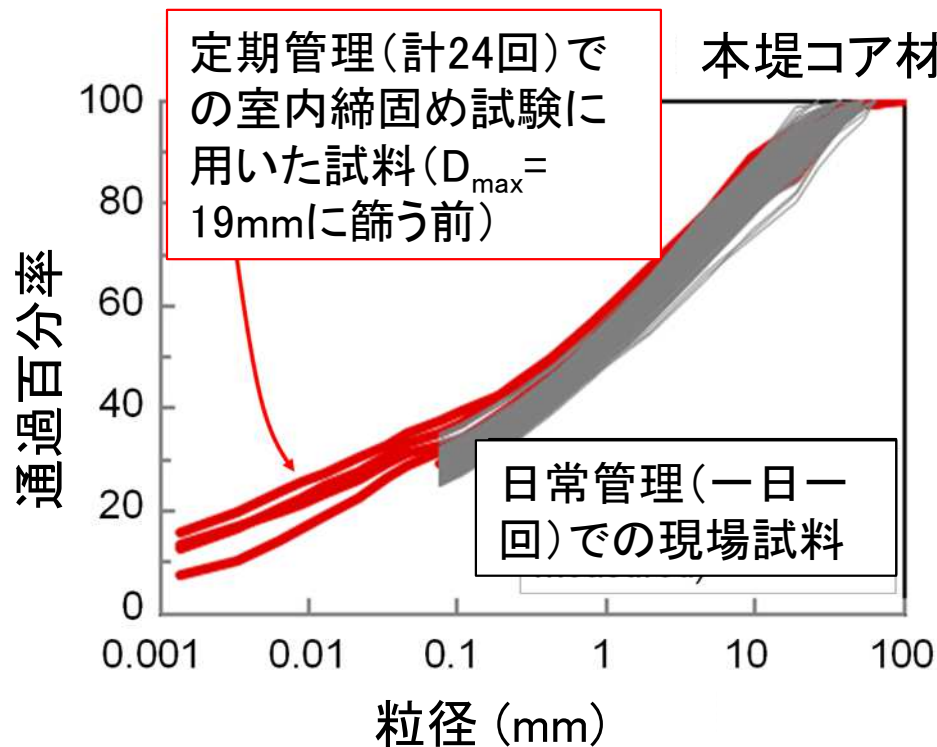
従来の ρ_d と w の管理に加えて、新たに S_r の管理を追加



N= 20 ton-級振動タンピング
ローラの通過回数

盛土材 管理境界	コア材 (Lift= 25 cm; N= 8)	ランダム材 (Lift= 25 cm; N= 8)
WL: LB for w	$[w_{opt}]_{1Ec} - 1.0\%$	$[w_{opt}]_{1Ec} - 1.0\%$
WU: UB for w	$[w_{opt}]_{1Ec} + 2.0\%$	$[w_{opt}]_{1Ec} + 1.0\%$
DL: LB for ρ_d	$95\% \times [D_c]_{1Ec}$	$95\% \times [D_c]_{1Ec}$
SL: LB for S_r	$(S_r)_{opt} - 5\%$	$(S_r)_{opt} - 15\%$
SU: UB for S_r	$(S_r)_{opt} + 5\%$	$(S_r)_{opt} + 6\%$

盛土材の粒度分布と締固め結果



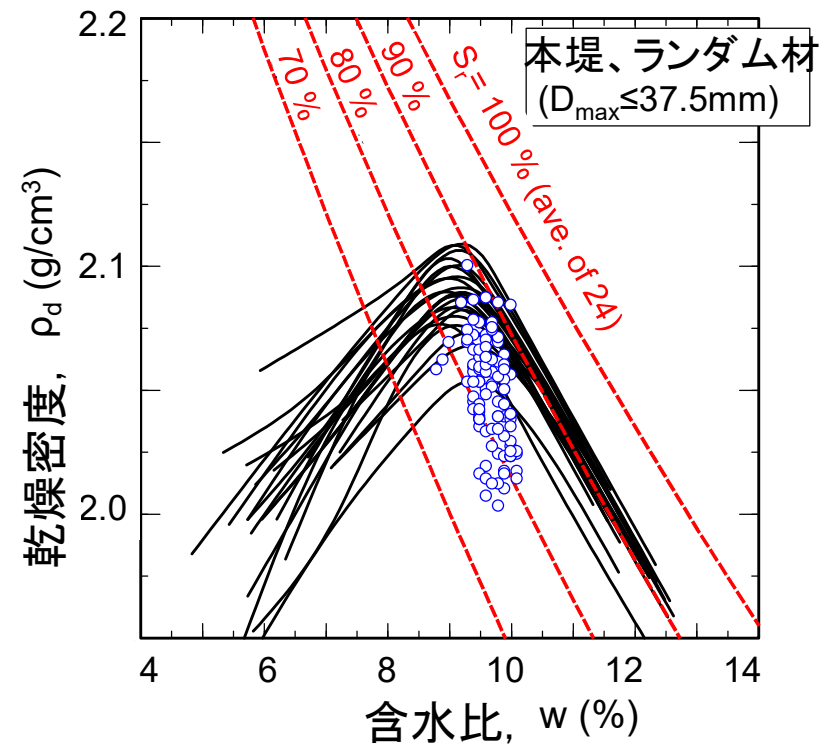
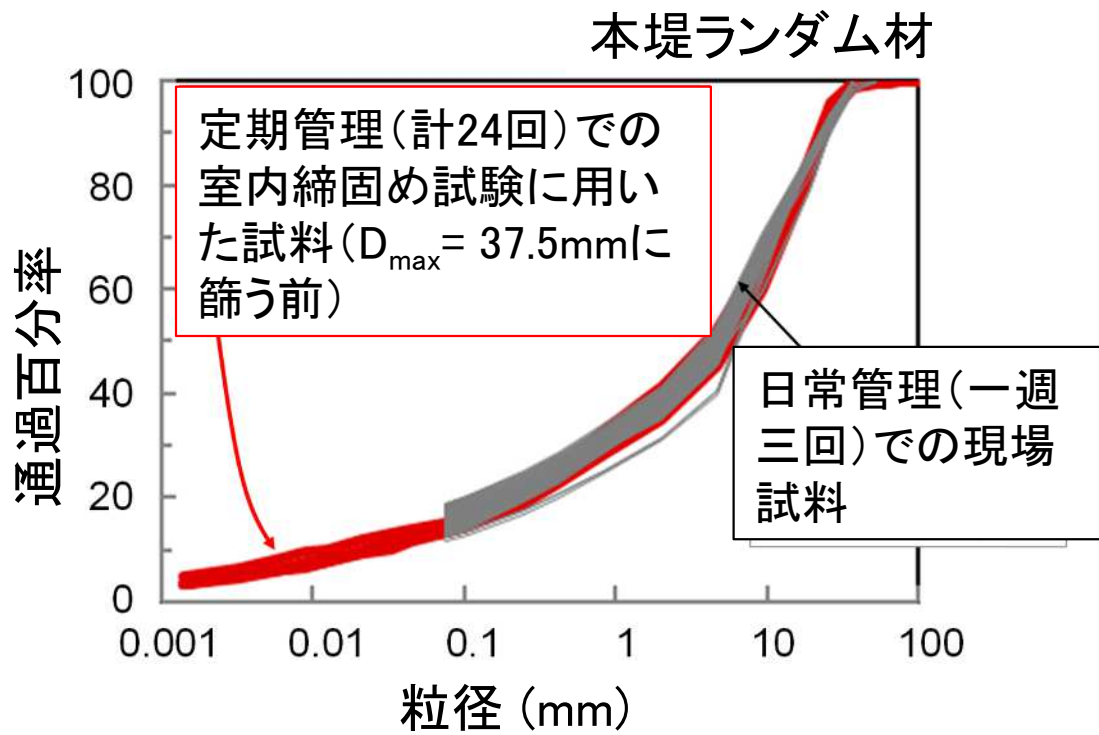
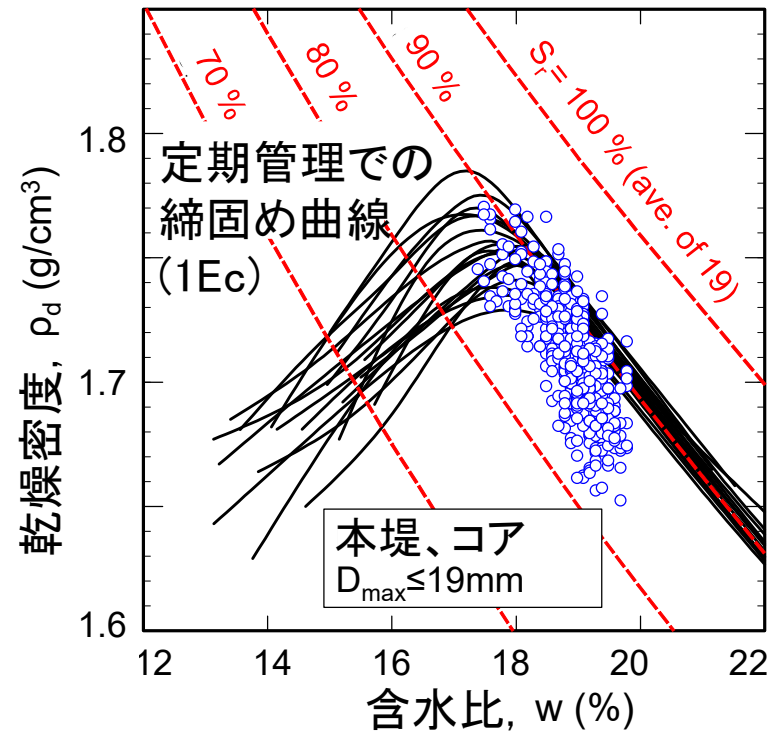
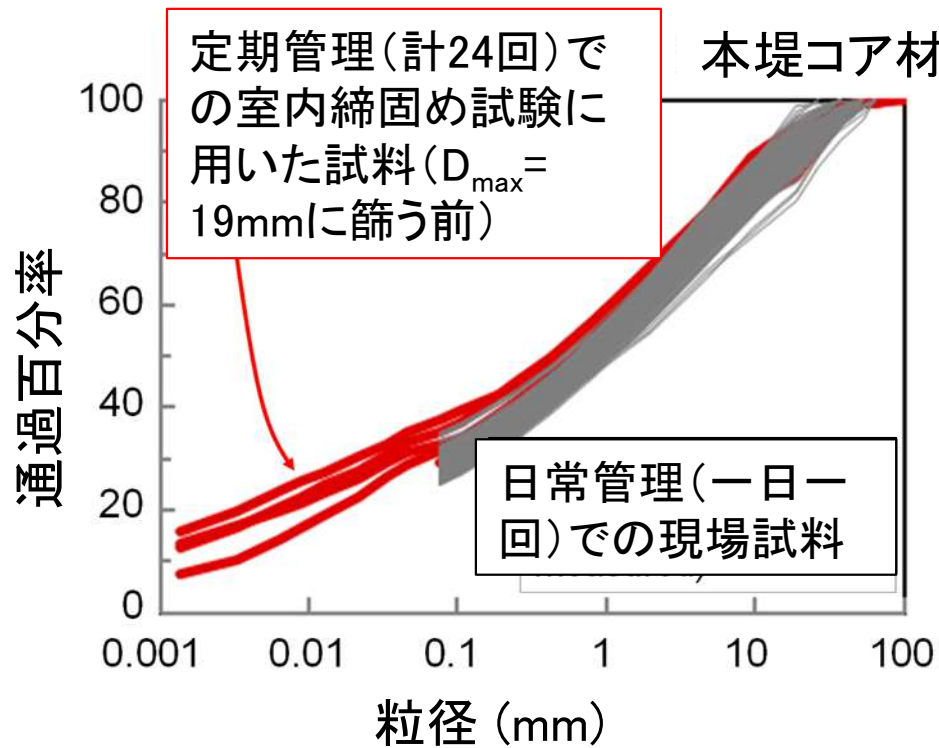
コア材: (右図)締固め曲線と現場締固め状態は $D_{max} = 19\text{mm}$ の状態の評価

⇒現場状態での強度・変形特性と透水係数は、 $D_{max} = 19\text{mm}$ の状態での値に等しいと仮定(安全側の仮定)

ランダム材: 締固め曲線と現場締固め状態は $D_{max} = 37.5\text{mm}$ の状態の評価

⇒現場状態での強度・変形特性と透水係数は、 $D_{max} = 37.5\text{mm}$ の状態での値に等しいと仮定(安全側の仮定)

盛土材の粒度分布と締固め結果



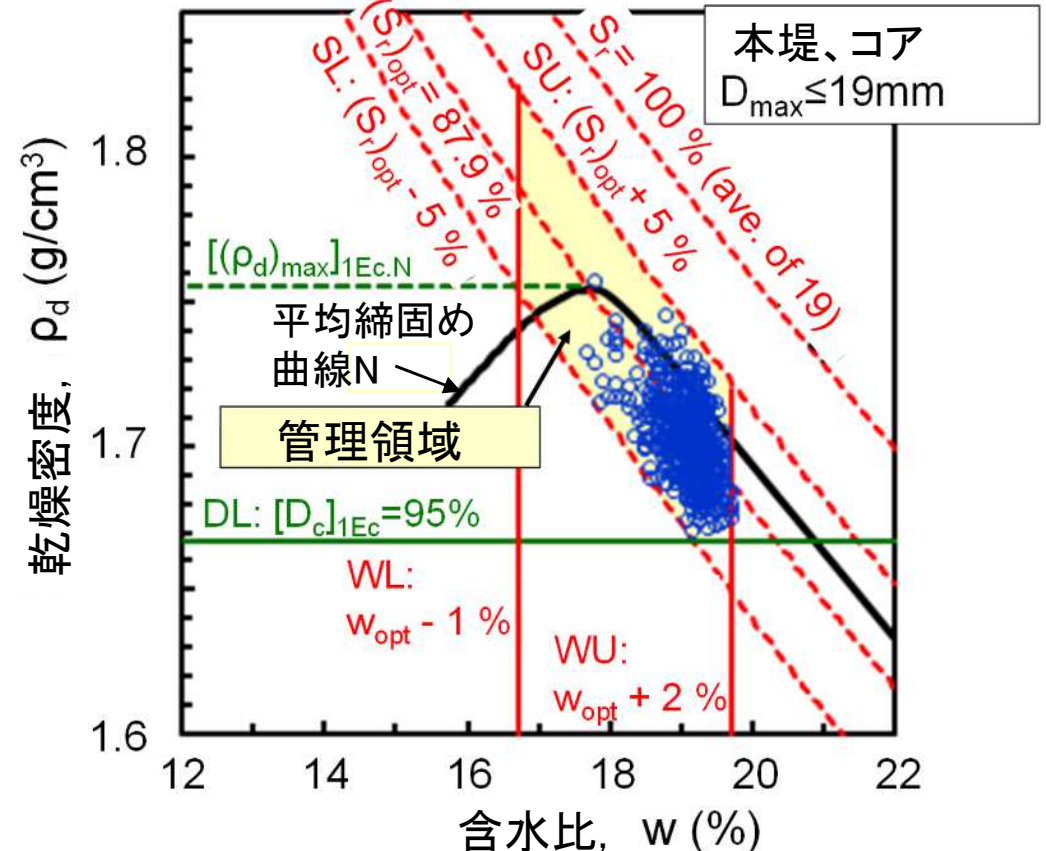
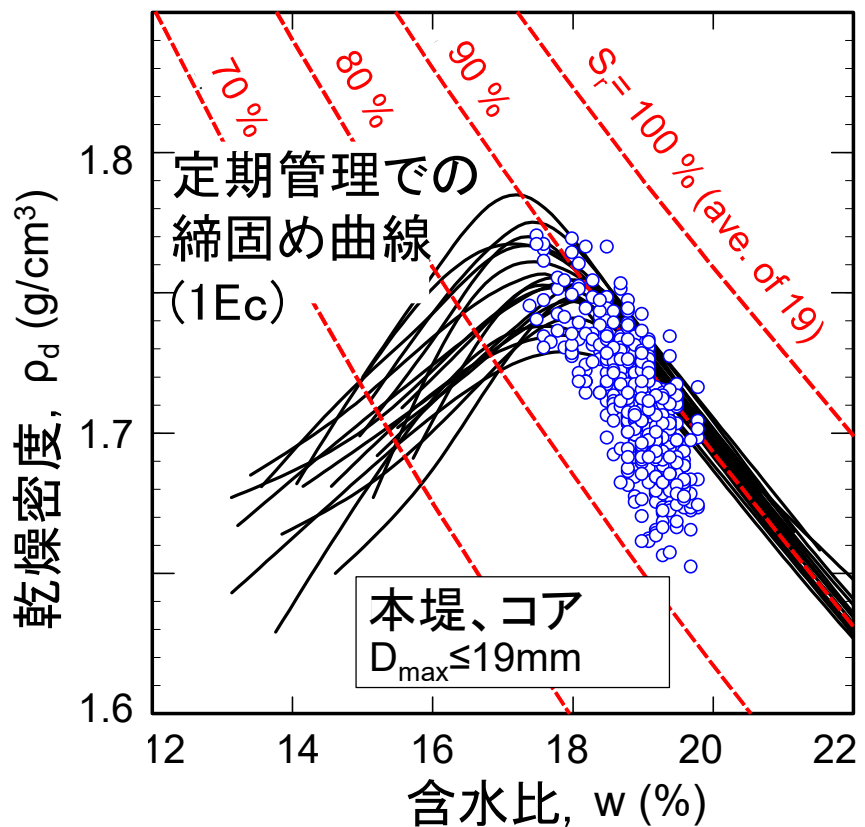
定期管理試験：3,000 m³毎の盛土材から採取した代表試料を用いた室内締固め試験で得た締固め曲線は、長期工事のため盛土材がばらつき、大きくばらついた

日常管理：測定した原位置締固め状態は、①対応する代表試料の締固め曲線がばらつき、②原位置締固め状態が対応する締固め曲線に対してばらつくため、大きくばらついた

⇒原位置締固め状態と管理領域の関係の全体像が把握できない

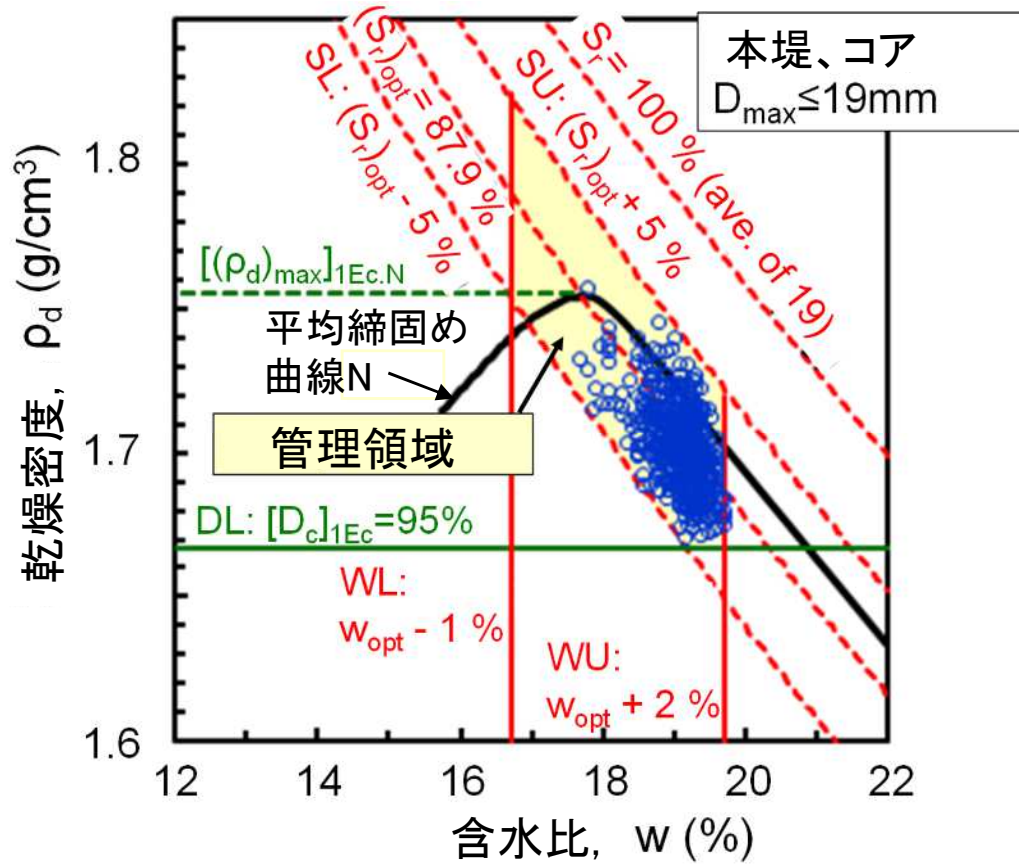
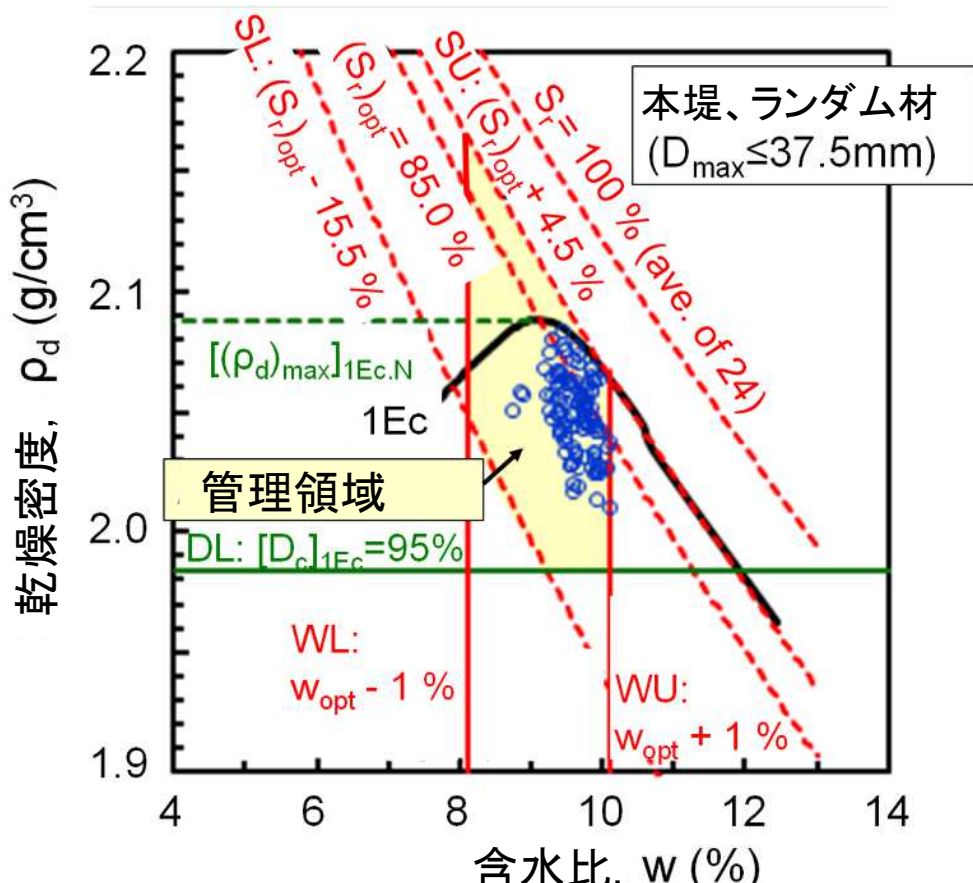
⇒①締固め曲線の平均曲線Nを求め、

②それぞれの現場締固め状態を、1)飽和度を原位置の値に保ち、2)締固め度の値を対応する締固め曲線での($\rho_{d,max}$)に対する値に保って、平均締固め曲線Nに対して再プロット → 管理領域と比較。



- ・全ての現場締固め状態は、管理領域内に位置⇒実施された盛土工の承認
- ・飽和度を許容上下限値の範囲に収める管理は、施工上困難にならず、特に問題とならないことを確認

しかし、現場締固め状態(O)は管理領域内の湿潤・低乾燥密度側に偏っている
 特に、細粒分含有率が高いコア材で明瞭
 さらに、コア材で細粒分含有率が高いほど湿潤・低乾燥密度側に偏る傾向を確認
 ⇒締固め曲線を得た「盛土材の代表試料」は、「現場の個々の場所の締固めた盛土」と対応していない可能性 ⇒検討作業の実施(次頁)

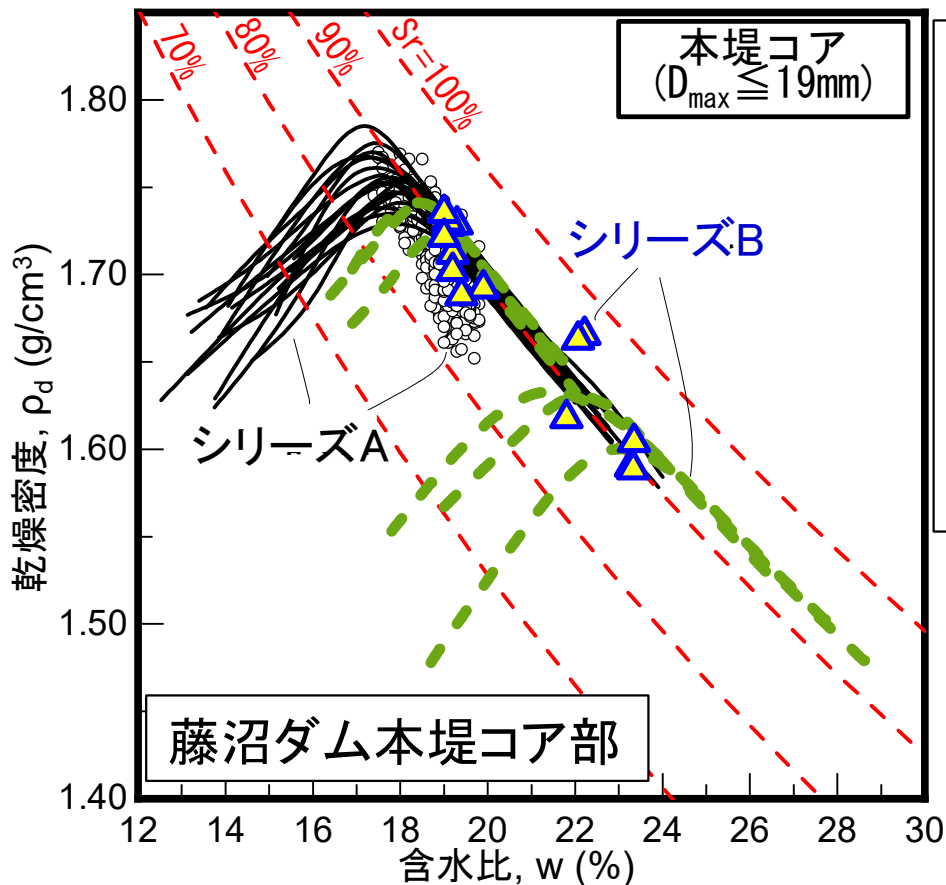


シリーズA(施工中の通常の管理): (実線)
 施工中の定期管理での約3,000m³毎の代表試料を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線(現場試料での締固め曲線とは異なる注)

(○印)現場締固め状態

シリーズB(新たに実施): (破線)現場締固め状態を測定した箇所から採取した試料を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線(現場での本当の締固め曲線)

(△印)現場締固め状態



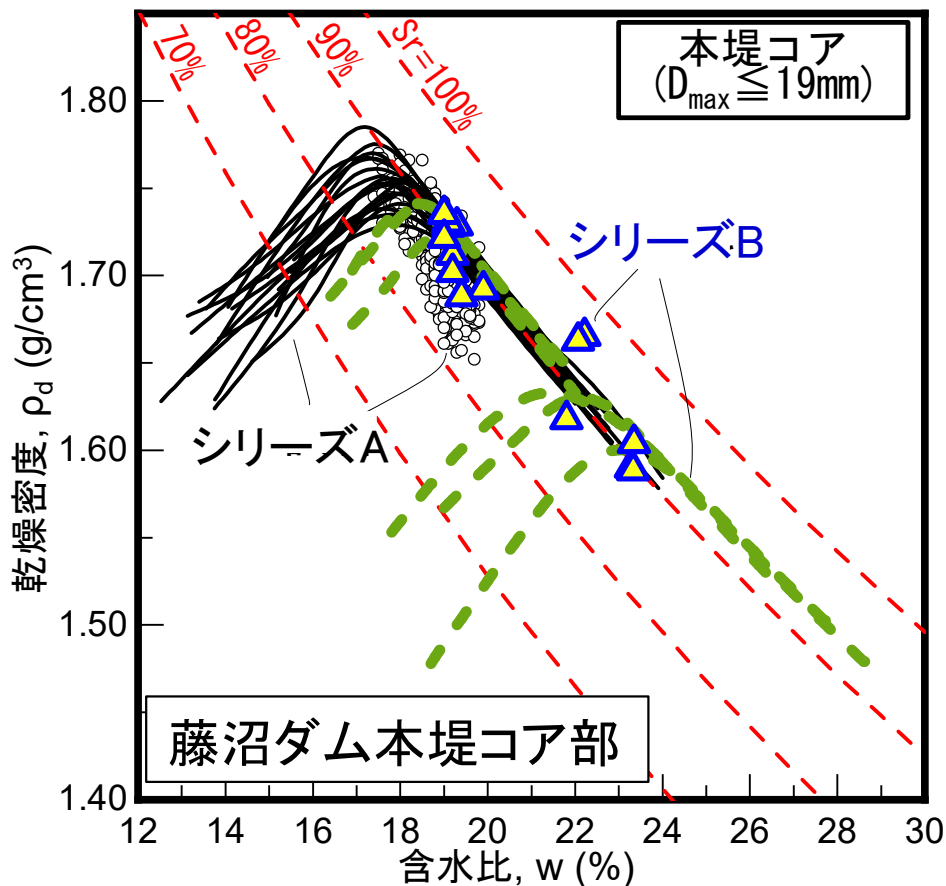
注: シリーズAにおいて盛土材から代表試料を採取して室内締固め試験用のD<19mmの試料に篩い分けた際、細粒の塊を礫粒子とみなして排除したため、代表試料の細粒分含有率は現場で締固めた試料よりも小さくなり、締固め曲線がシリーズBで得た現場での実際の締固め曲線よりも左上方に位置した、と思われる

シリーズA(施工中の通常の管理): (実線)
 施工中の定期管理での約3,000m³毎の代表試料を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線(現場試料での締固め曲線とは異なる注)

(○印)現場締固め状態

シリーズB(新たに実施): (破線)現場締固め状態を測定した箇所から採取した試料を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線(現場での本当の締固め曲線)

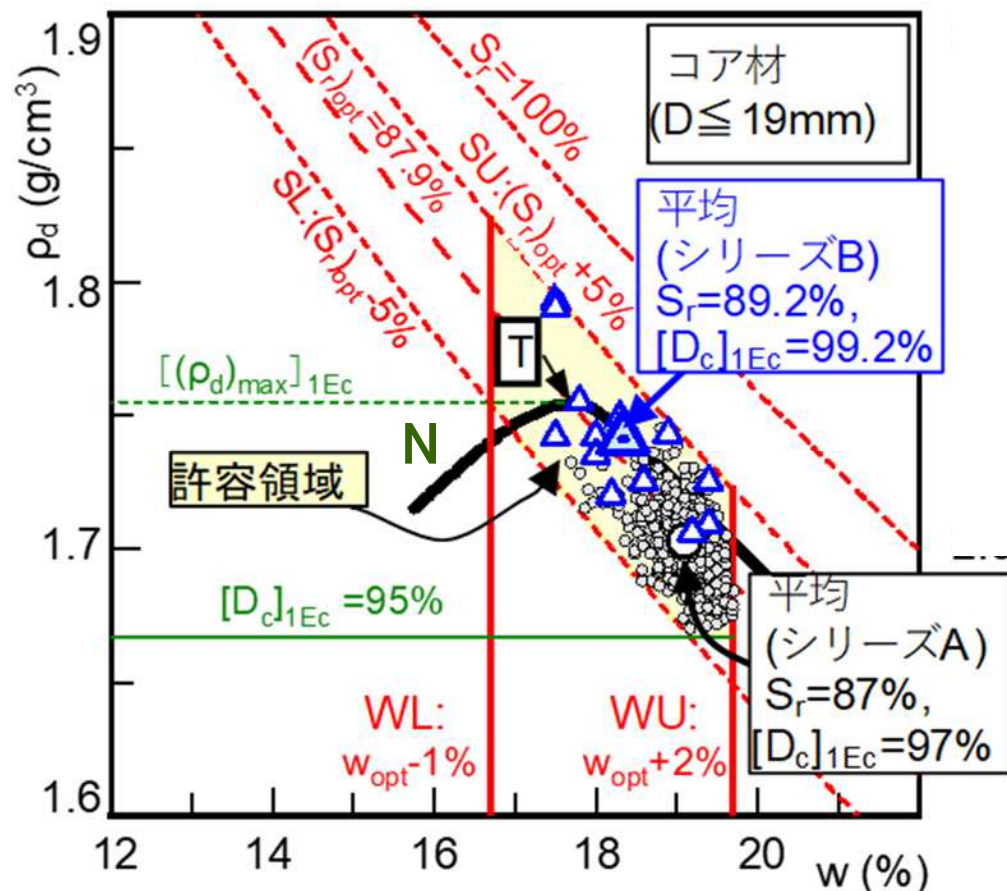
(△印)現場締固め状態



N: シリーズAでの締固め曲線の平均曲線
 ○: シリーズAでの個々の現場締固め状態 (Nに対して再プロット)

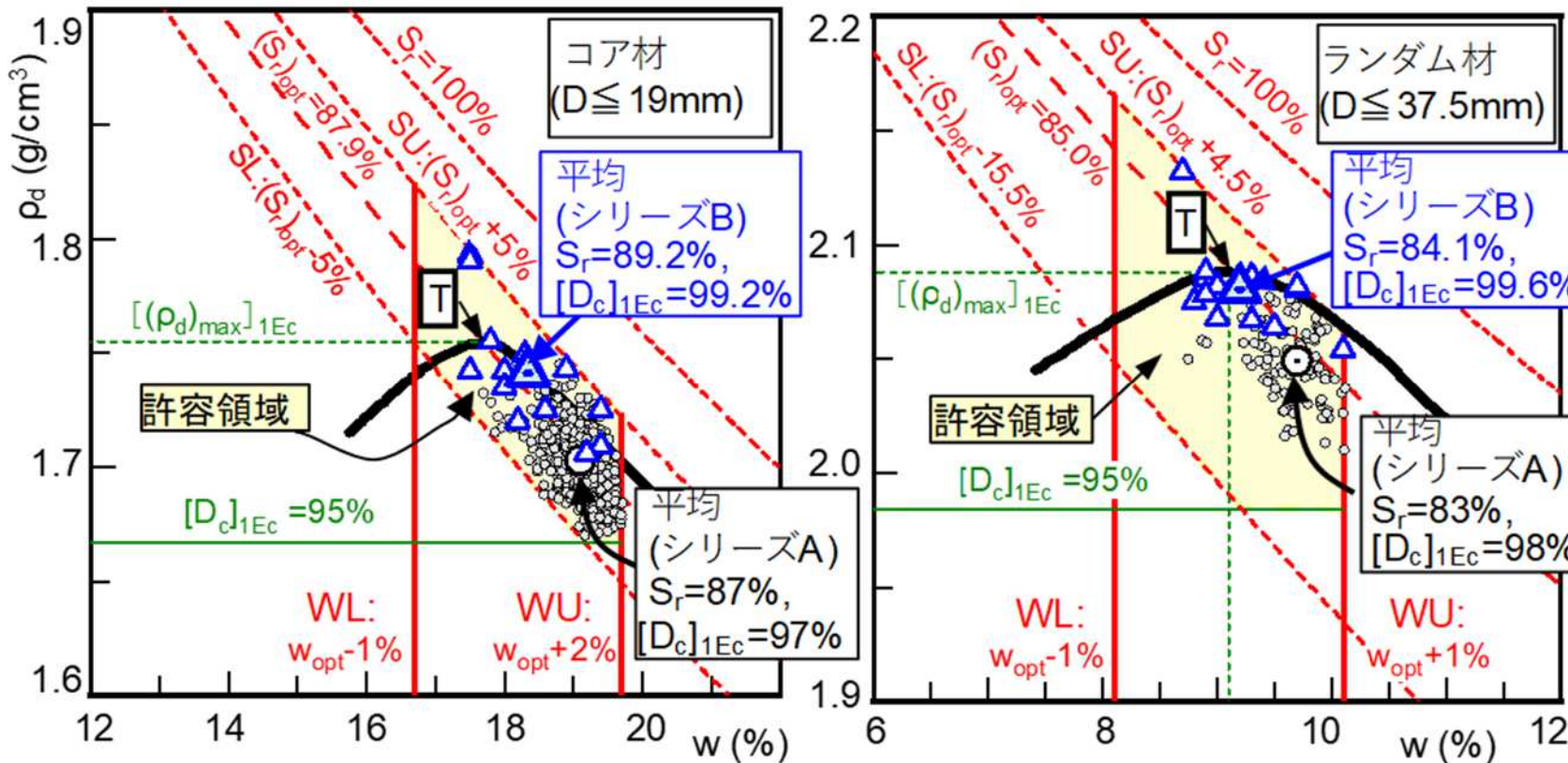
△: シリーズBでの個々の現場締固め状態 (Nに対して再プロット)

この図での $[D_c]_{1Ec}$ は、「現場 ρ_d 」を「その測定地点で採取した試料の室内締固め試験で求めた $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ 」で除して得た正しい値
 ⇒シリーズAのデータよりも信頼できる



設定締固め目標T:

$$w = \text{「試験施工 (現場 } CEL_f \approx 1.5Ec) \text{ での } w_{opt} \text{」} + \alpha = (w_{opt})_{1Ec}; \quad \rho_d = [(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$$



シリーズB: 現場 ρ_d の測定地点の試料で室内 $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ を測定→正確な $[D_c]_{1Ec}$

シリーズA: 盛土材代表試料の室内試験で $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ を測定→ $[D_c]_{1Ec}$ は不正確、この場合、Bでの値を過小評価

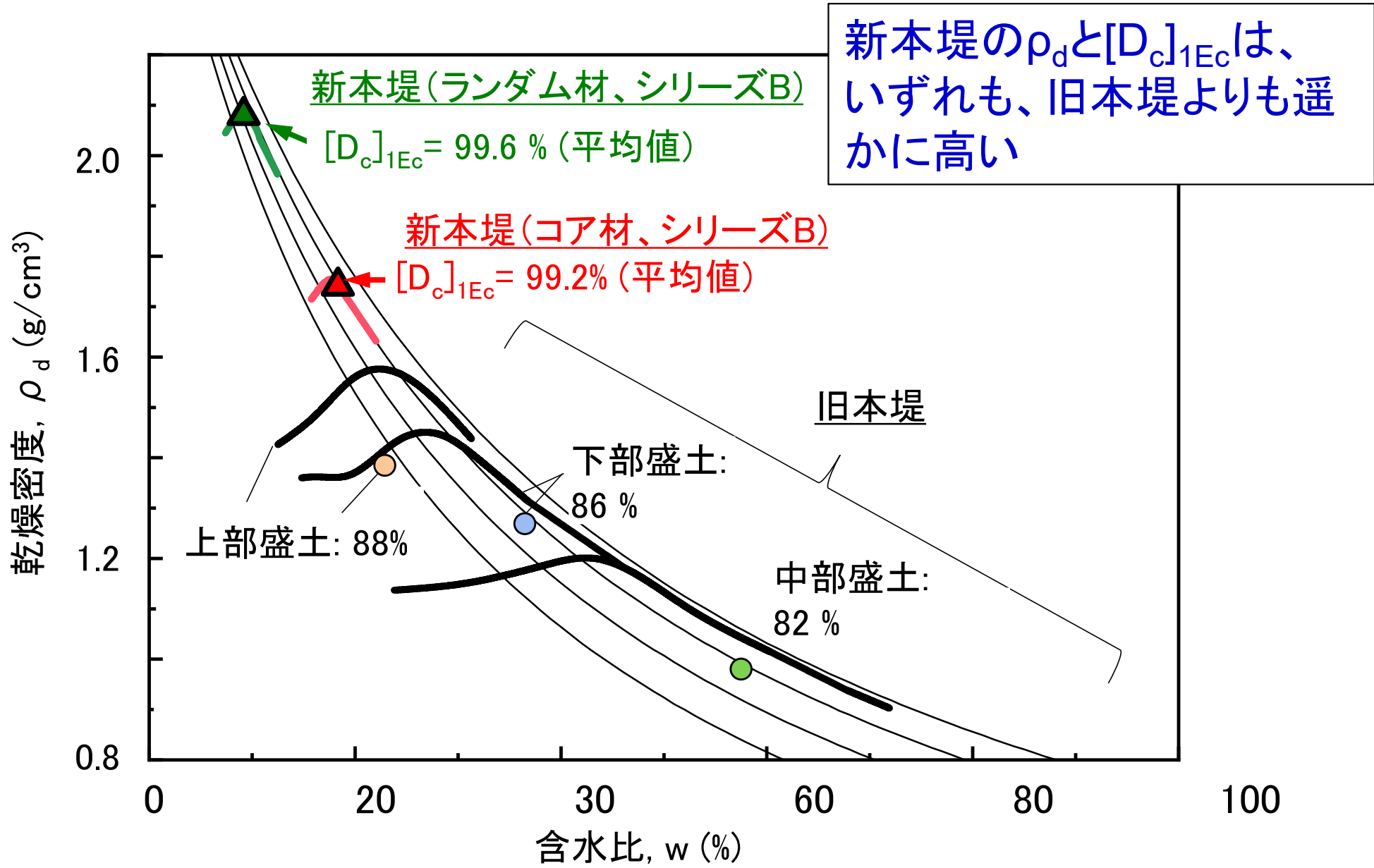
より信頼のおけるシリーズBの結果では、

- 1) 全ての現場締固め状態 (Δ) は、管理領域内
- 2) 平均状態 (Δ) は、設定締固め目標Tとほぼ一致

⇒ 締固め度と含水比に加えて飽和度の管理を導入することで、通常の施工コストで、

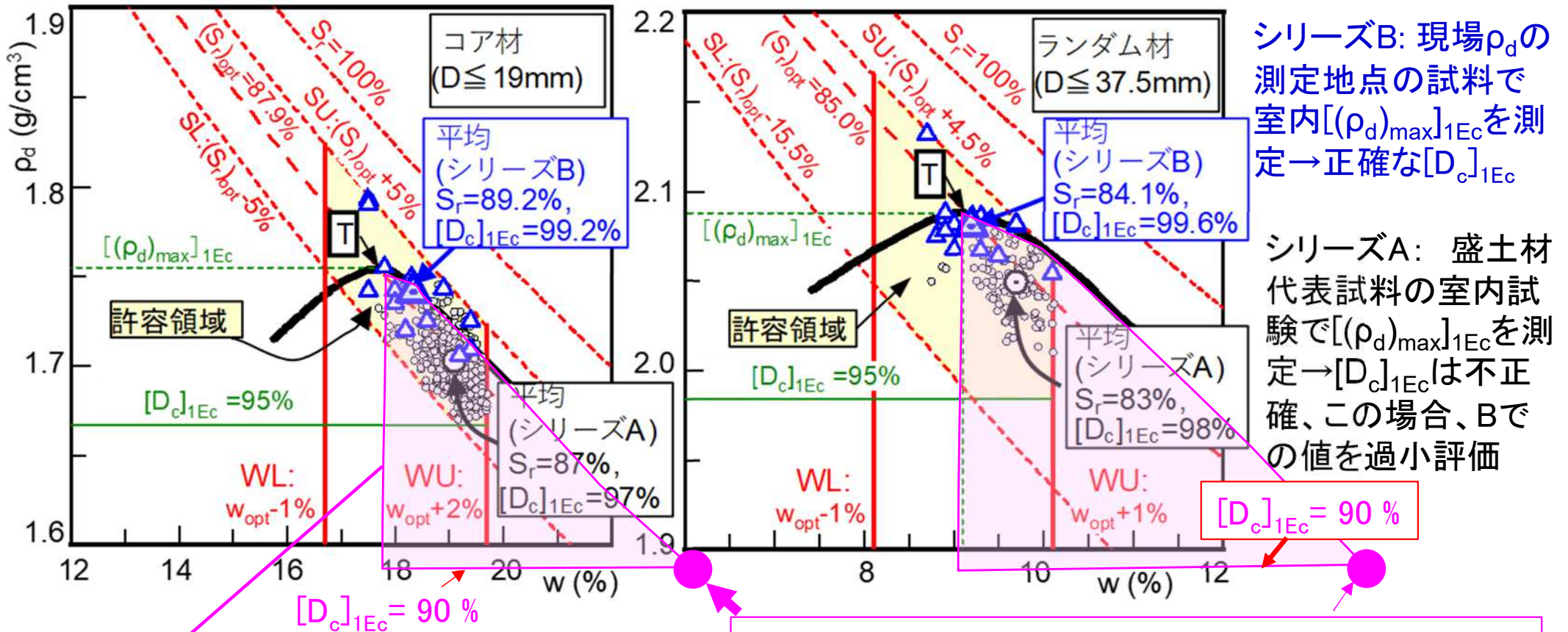
- ① 平均 $[D_c]_{1Ec} \approx 100\%$ と高い値を実現、
- ② 透水係数が高すぎコラップス性が高くなる低飽和度・低乾燥密度状態を排除
- ③ 強度・剛性が低下し過転圧の危険性が高い高飽和度・低乾燥密度状態を排除

藤沼貯水池： 新旧本堤での締固め状態の比較



新しい締固め管理と従来の締固め管理の比較

設定締固め目標T: $w = \text{「試験施工 (現場 } CEL_f \approx 1.5Ec) \text{ での } w_{opt} \text{」} + \alpha \approx (w_{opt})_{1Ec}$; $\rho_d = [(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$



旧ため池整備指針での許容領域

旧ため池整備指針では、この締固め状態における強度を設計値と規定

● 藤沼ダムの強化復旧:

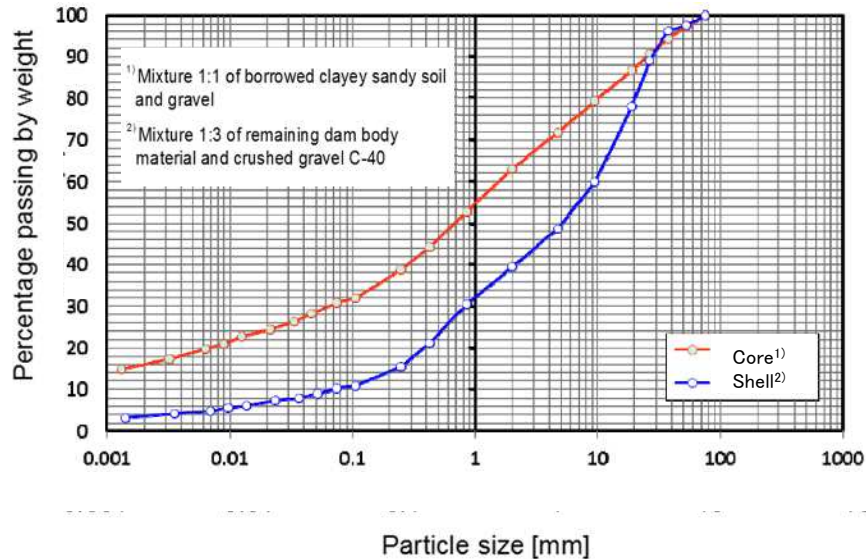
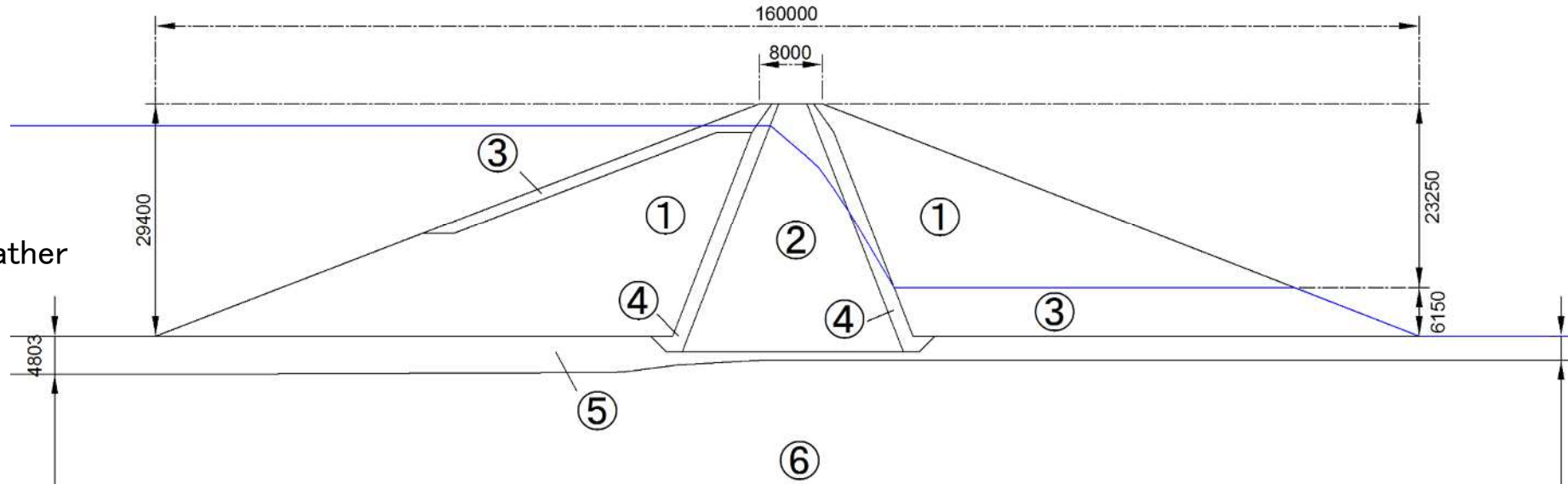
飽和度管理を重視した締固め管理によって、通常の施工コストで、

① 崩壊した堤体よりも、遥かに良い締固め状態 ($[D_c]_{1Ec} \approx 100\%$, $S_r \approx (S_r)_{opt}$) を実現 ⇒ 目標締固め状態Tに、ほぼ到達

② 旧ため池整備指針に従った場合よりも、かなり良い締固め状態を実現

強化復旧した藤沼新本堤の施工実績に基づく安定解析

- ① shell
- ② core
- ③ rock
- ④ filter
- ⑤ volcanic weather gravel
- ⑥ bedrock



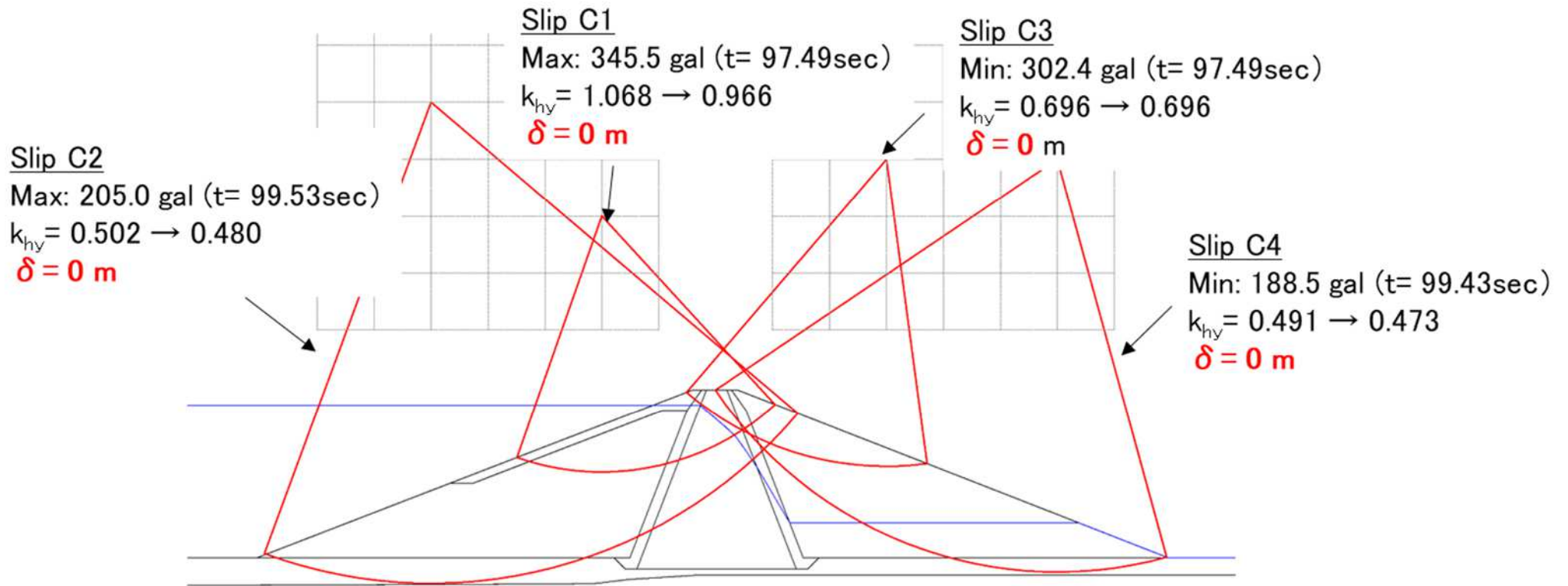
下記の現場締固め測定結果とそれに基づいた室内せん断試験の結果に基づく解析.

コア材: $[D_c]_{1Ec} = 99.2\%*$, $(S_r)_{opt} = 89.1\%$

ランダム材: $[D_c]_{1Ec} = 99.6\%*$, $(S_r)_{opt} = 83.9\%$

*: これらの締固め度は、現場の複数地点で得た“現場 ρ_d の測定値”の“ ρ_d 測定地点から採取した試料を用いた室内締固め試験による最大乾燥密度 $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ ”に対する比の平均値。この結果は、室内締固め試験で用いた代表試料と現場試料との間の土質の乖離に左右されていない正しい値。

強化復旧した藤沼新本堤の施工実績に基づく安定解析



k_{hy} : 降伏震度 (全体すべり安全率 F_s が1.0になる水平震度)

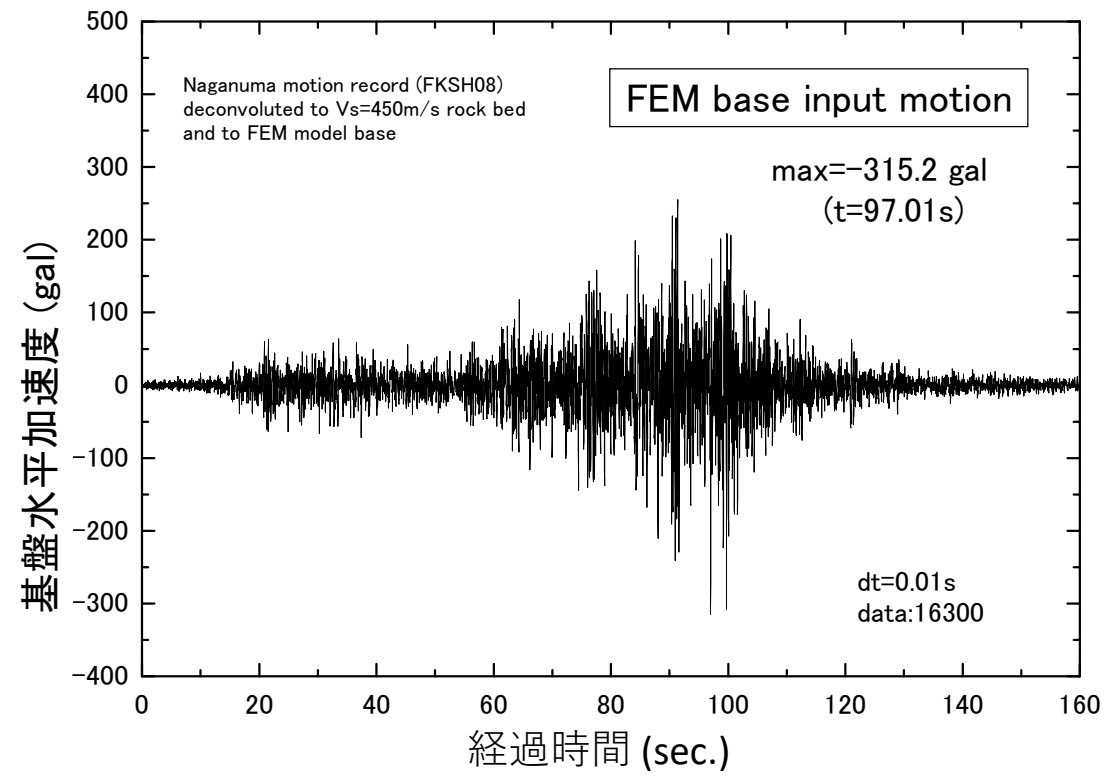
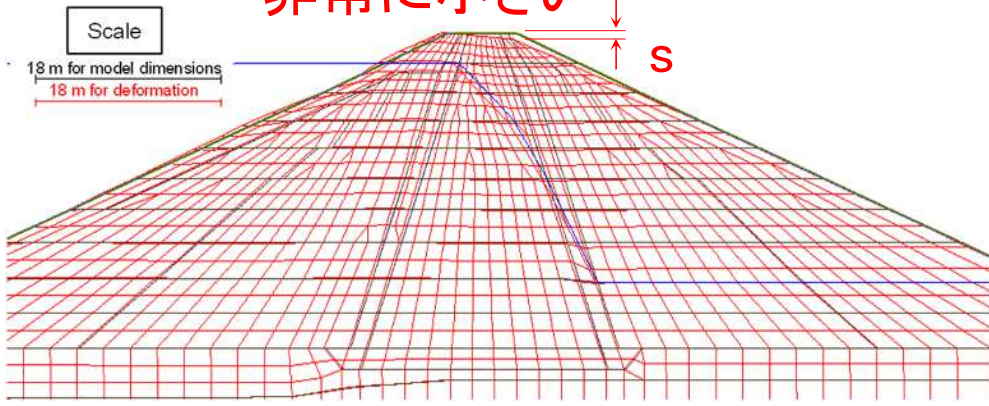
Slip C1: k_{hy} (初期値は1.068と非常に高く、低下後の最終値も0.966と非常に高い)

Slip C2: k_{hy} (初期値は0.502と高く、低下後の最終値も0.480と高い)

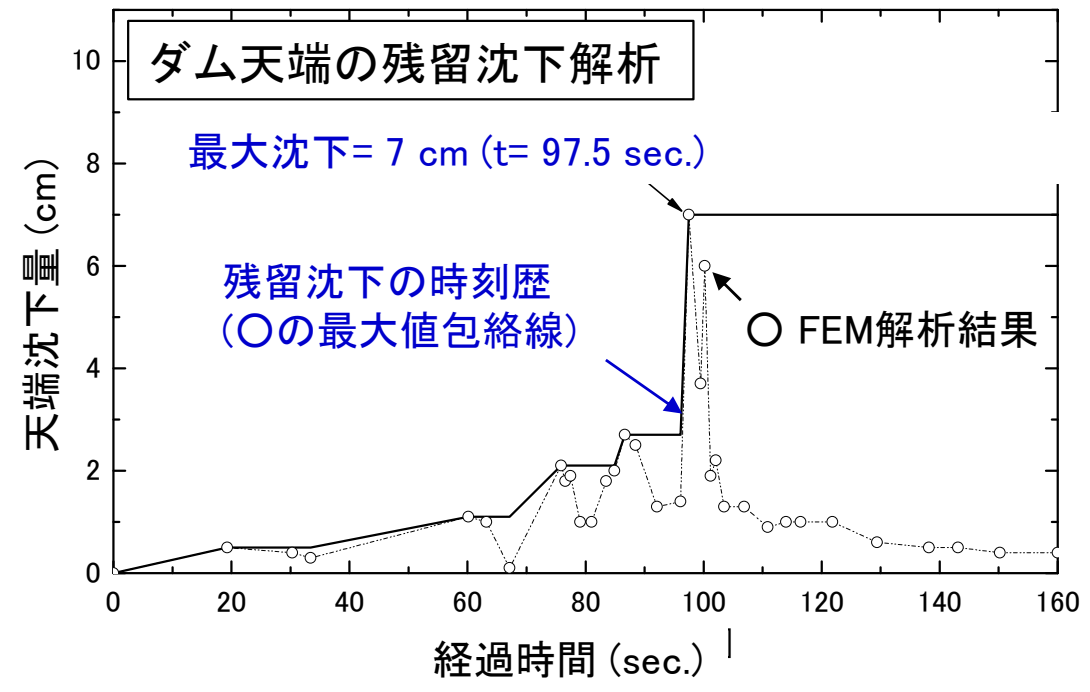
→ 臨界すべり面C1~C4のいずれでも、すべりは生じない

一連の準静的非線形FEMによる
 残留変形解析(準静的の意味:
 各FEM要素に地震応答解析で求め
 た慣性力を静的に加えた変形解析)

堤頂の残留沈下 $s = 7 \text{ cm}$;
 $s/H = 0.2\%$,
 非常に小さい

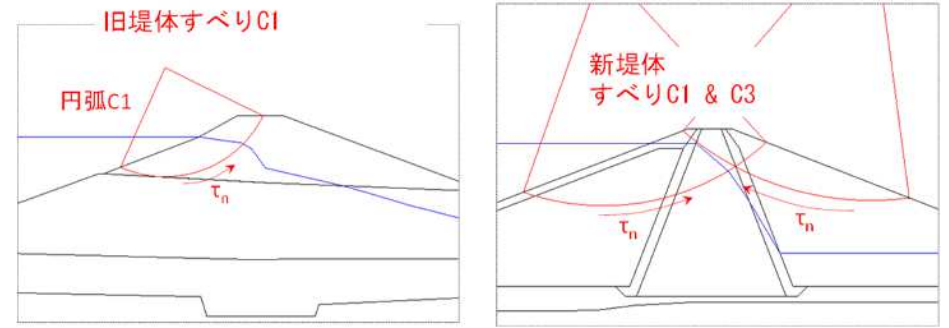


Newmark-D法によるすべり解析と
 この準静的非線形FEMによる変形
 解析の結果に基づいて、「新堤体
 はレベル2設計地震動に対して、十
 分に安定」と判断



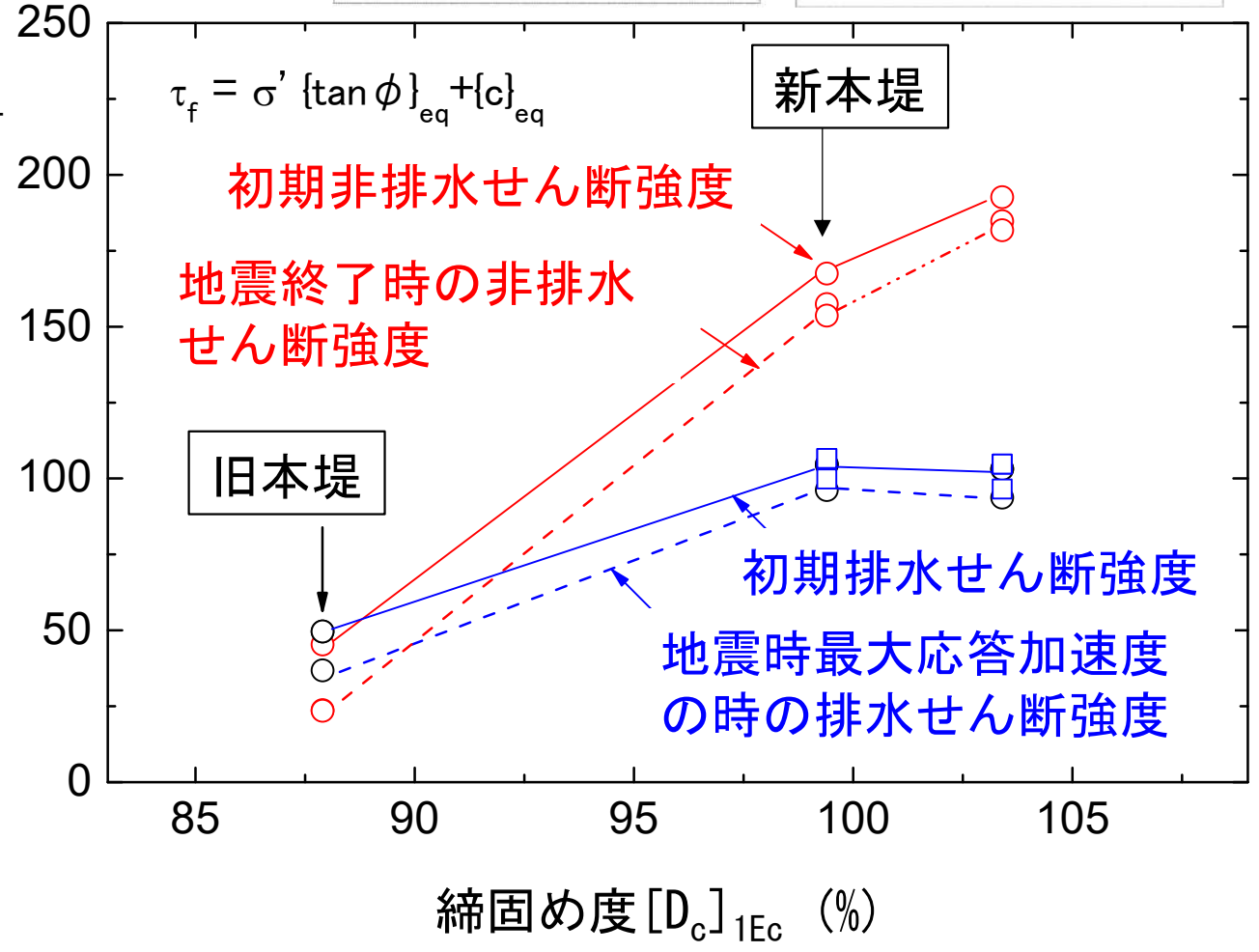
「盛土上部内の臨界すべり面での平均せん断強度」と締固め度 $[D_c]_{1Ec}$ の関係

τ_f を求めた臨界すべり面
 旧本堤：すべりC1
 復旧本堤：上記と類似箇所の盛土上部のすべり面



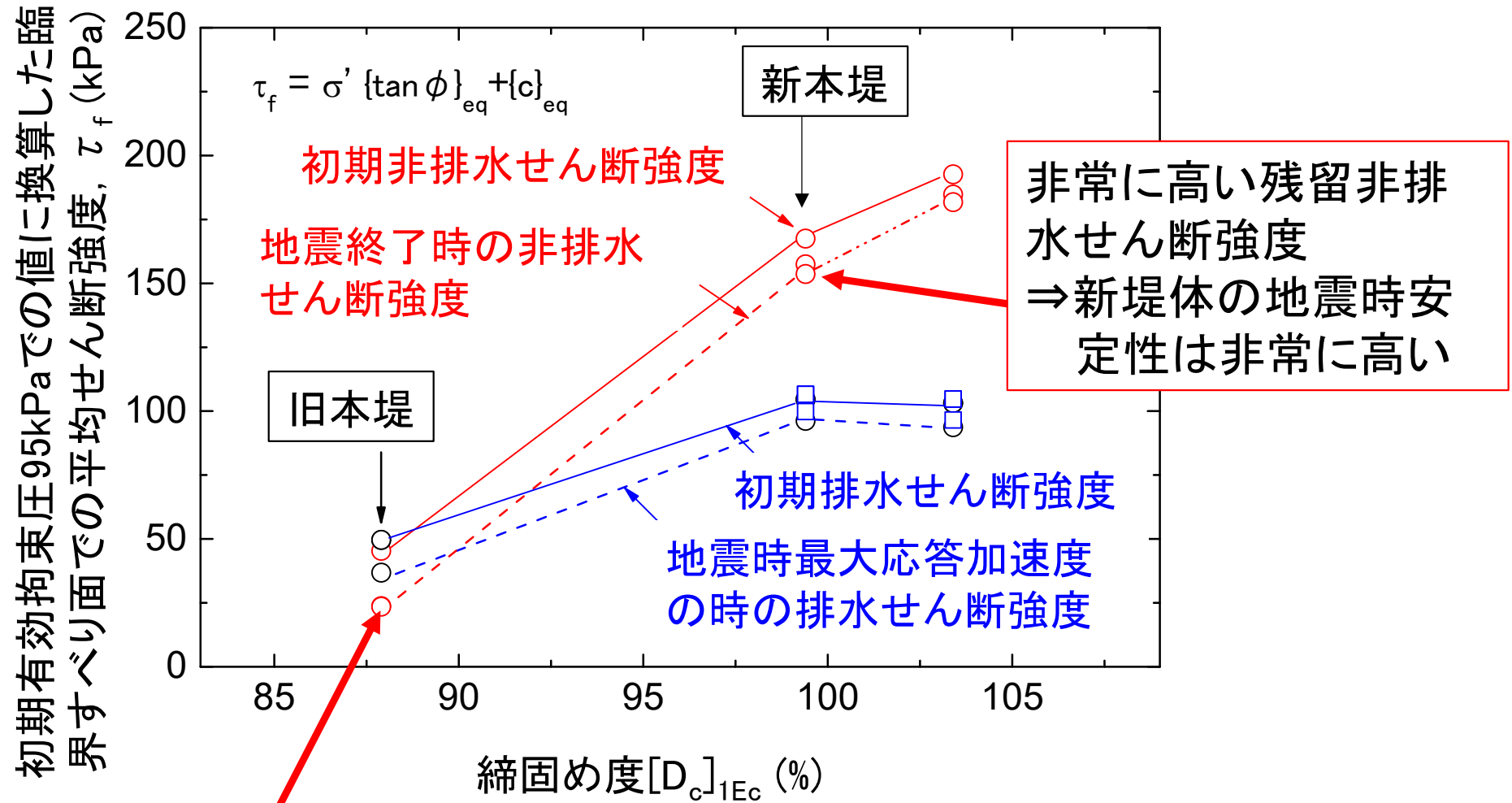
注)
 地震時に、非排水せん断強度は非排水繰返し载荷によって経時的に低下する。
 地震時に、排水せん断強度は最大応答加速度で有効拘束圧が最も低下した時に最小値となる。

初期有効拘束圧95kPaでの値に換算した臨界すべり面での平均せん断強度, τ_f (kPa)



締固め度が高くなると、非排水せん断強度は急増し、排水せん断強度よりも遥かに大きくなる

⇒ 良い締固めは、盛土の耐震性確保のために極めて有効



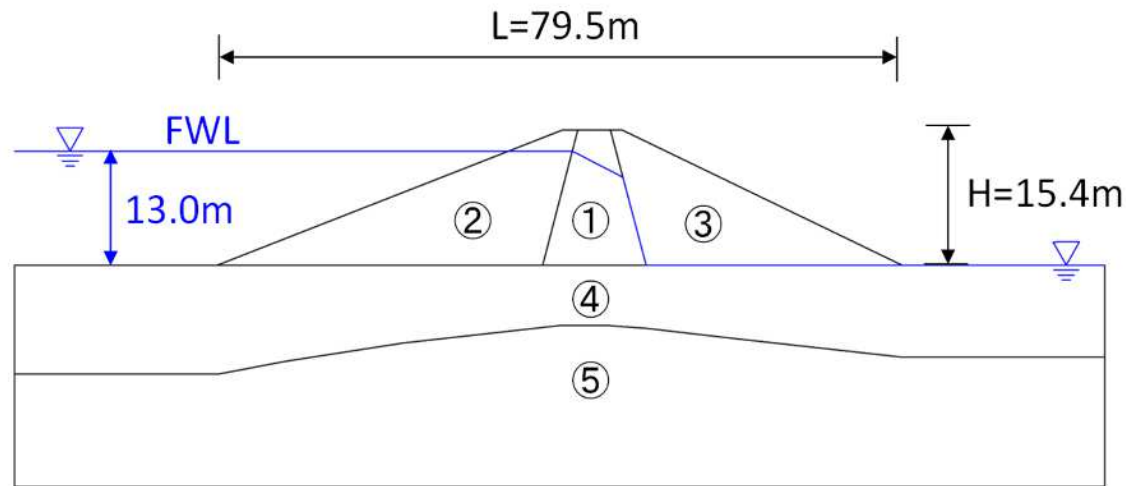
非常な低い残留非排水せん断強度
⇒ 旧堤体の流動的崩壊

「Newmark-D法 プラス 準静的非線型FEM解析 による残留変形解析」の二大特長

従来の「排水せん断強度によって円弧すべり安全率を算定する耐震設計法」と比較して、次の2つの特長がある。

- ①締固めが悪い盛土に対しては、従来の設計法のように安定性を過大評価して危険性を見逃すようにはならない。
- ②良く締固めた盛土に対しては、従来の設計法のように安定性を過小評価して耐震設計や耐震診断が困難になるようにはならない。

「非排水せん断強度の異なる設定法」における「締固め度の影響」 - ため池堤体の事例で検討



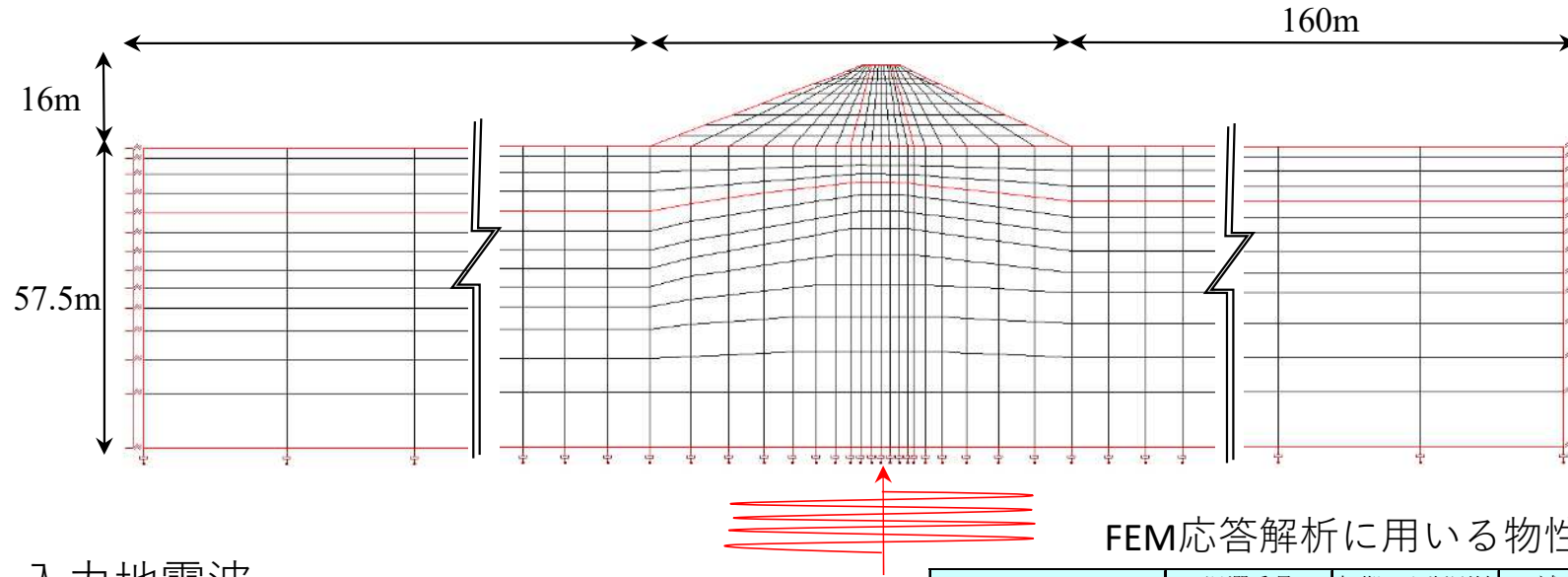
⇒ 異なる締固め度 $D_c=85\%$; 90% ; 95% (標準プロクターによる)を想定

各強度試験に基づいて設定した解析に用いる土質特性

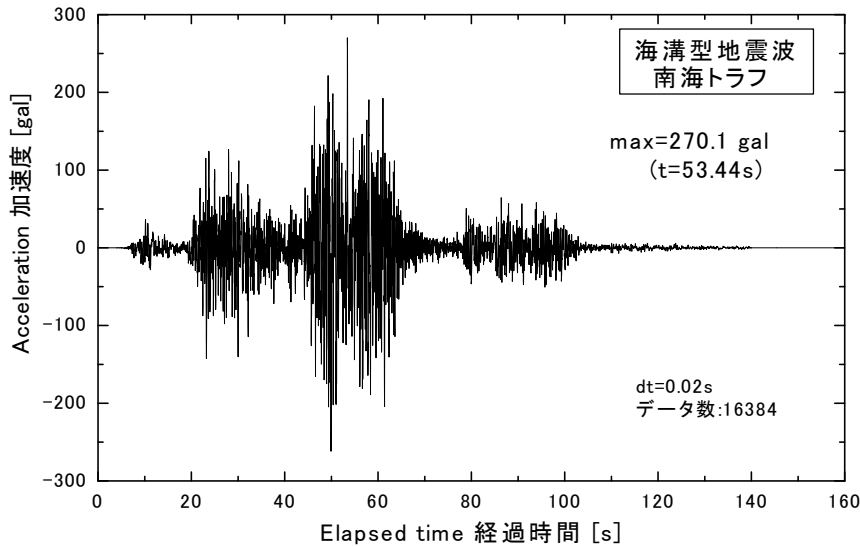
地層		単位体積重量 (kN/m^3)		排水 せん断強度		非排水 せん断強度	
No.名称	D_c	湿潤 γ_t	飽和 γ_{sat}	c' (kPa)	ϕ' (度)	c_{u0} (kPa)	ϕ_{u0} (度)
① コア	95%	18.5	19.6	15	22	30	20
②③ランダム		18.0	19.6	1	50	45	20
① コア	90%	18.0	19.1	12	19	18	13
②③ランダム		17.0	19.1	7	40	15	20
① コア	85%	16.5	18.5	10	15	15	10
②③ランダム		16.0	18.5	5	35	4	30
④ 地盤 N20		17.0	17.4	37	31.5	37	31.5

解析事例

動的応答解析(等価線形法): 共通

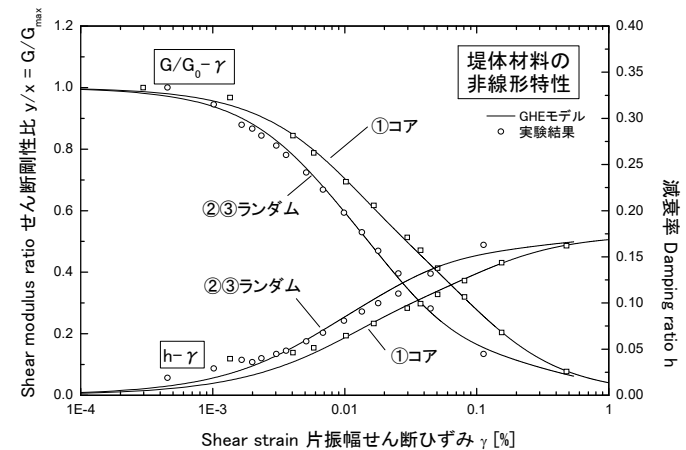


入力地震波

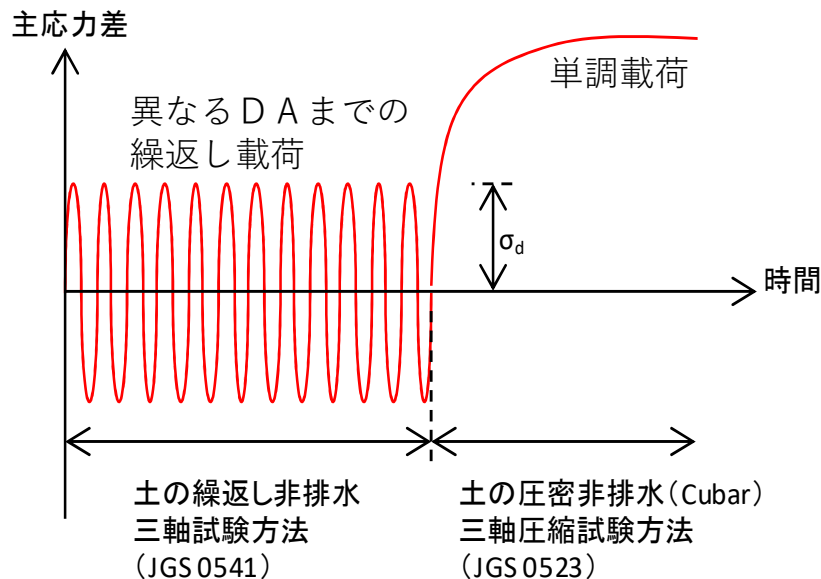


FEM応答解析に用いる物性値 Dc=95%

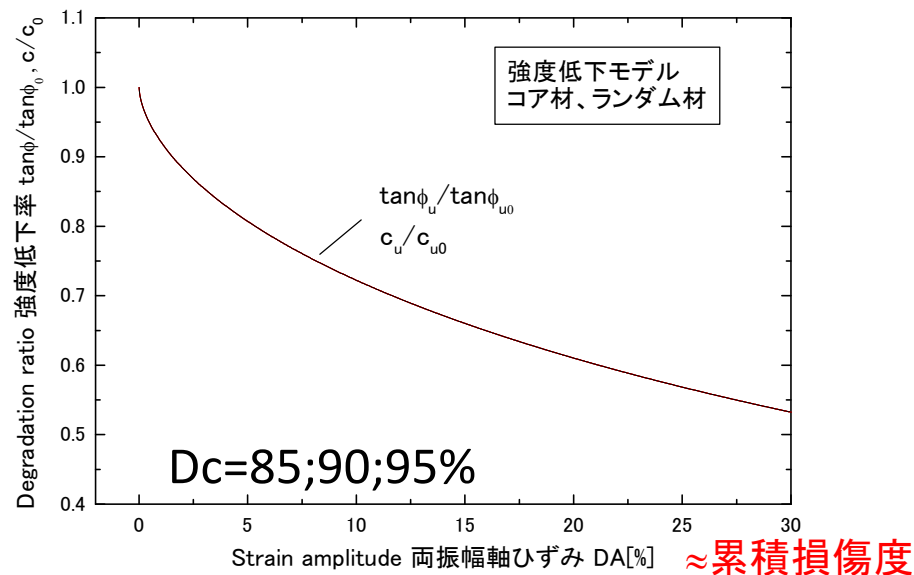
地層名	湿潤重量 γ_t [kN/m ³]	初期せん断剛性 G0 [MPa]	減衰係数 h [%]	ポアソン比 ν
コア(飽和)	19.1	150.0	非線形特性参照	0.3
ランダム1(飽和)	19.1	300.0	非線形特性参照	0.3
ランダム2(不飽和)	17.0	300.0	非線形特性参照	0.3
基盤N20(飽和)	17.4	150.0	3.0	0.45
基盤N50(飽和)	17.4	370.0	3.0	0.45



共通の非排水繰返し载荷試験の結果から解析での物性値を求めた

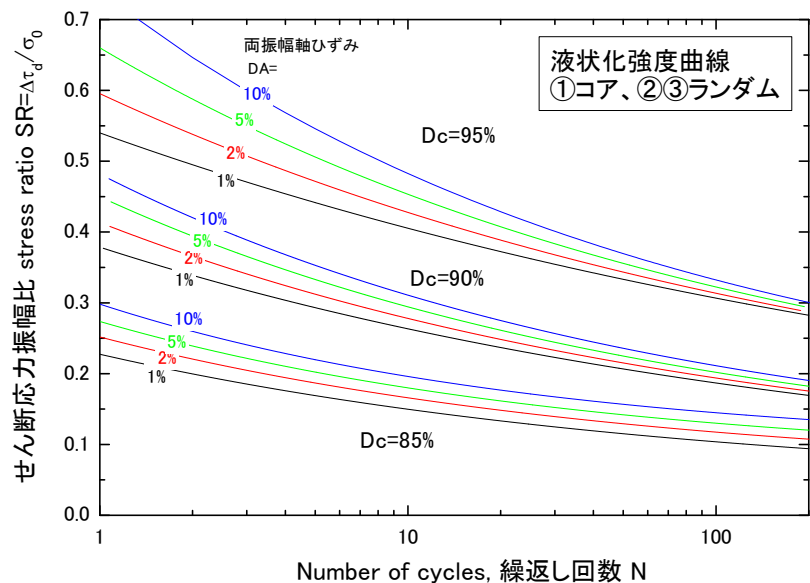


② Newmark-D法に用いる強度低下率

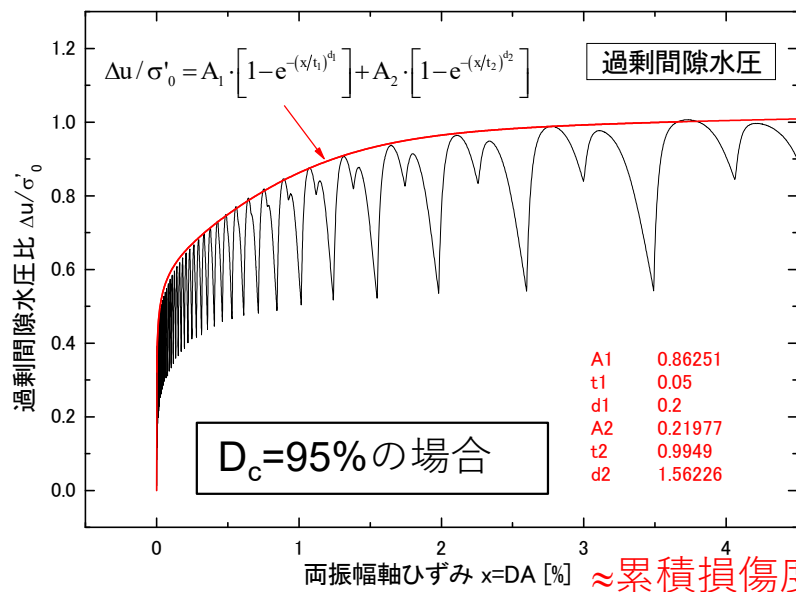


Δu 法: 「地震時におけるそれぞれ時刻での非排水せん断強度」=初期有効拘束圧 $\sigma'_0 - \Delta u$

① 繰返し強度曲線



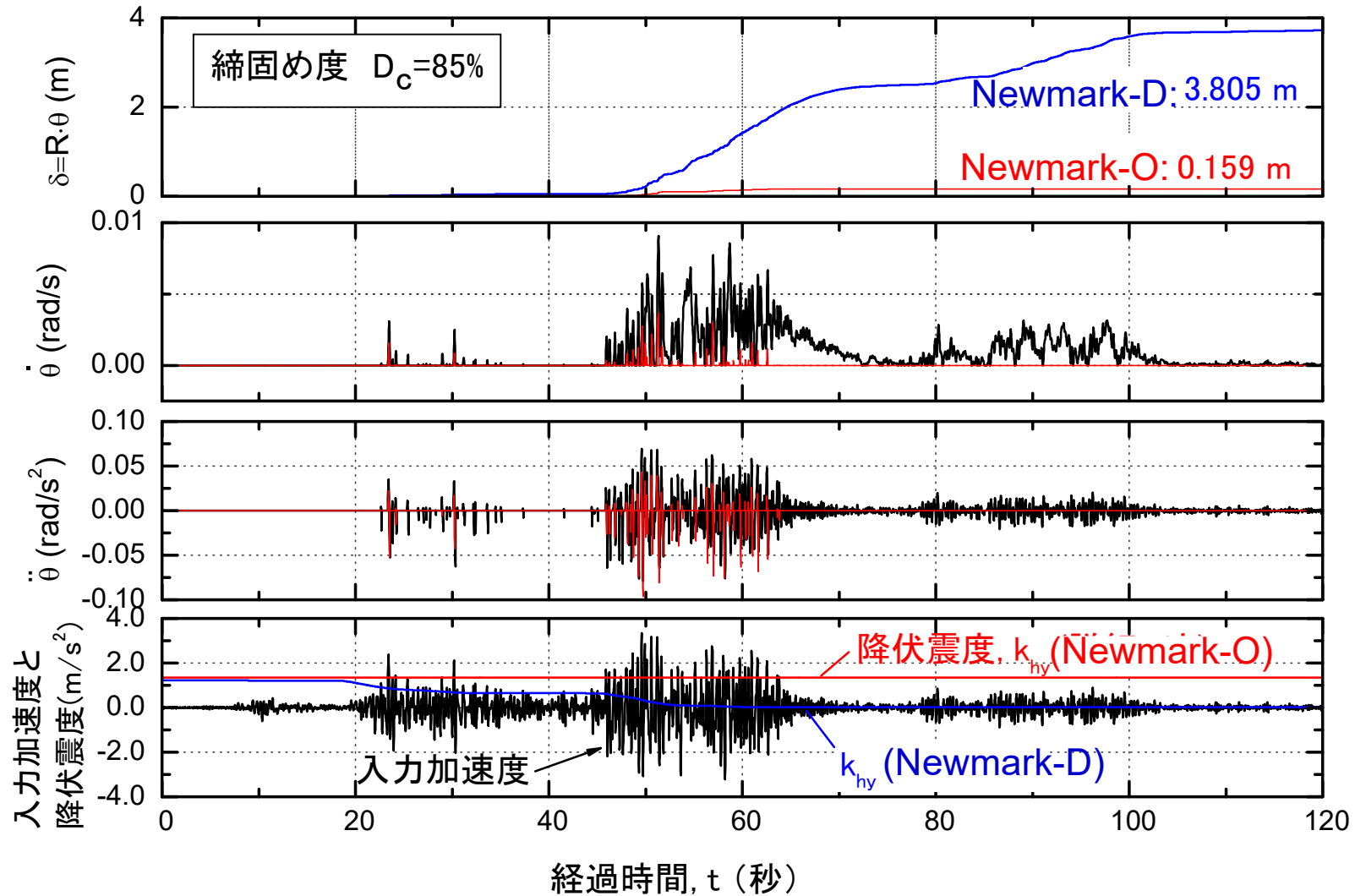
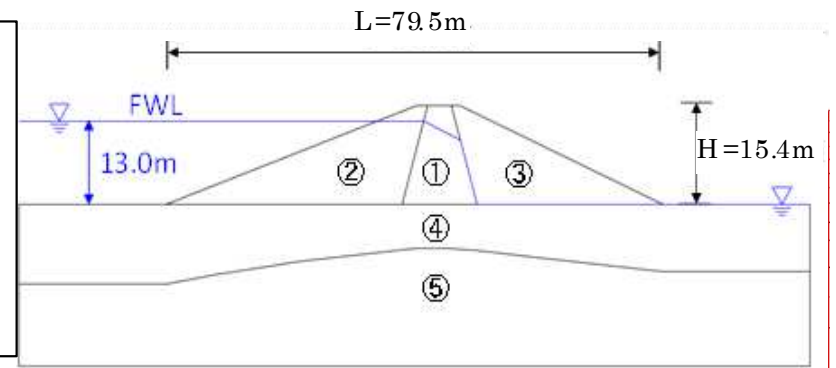
③ Δu 法に用いる過剰間隙水圧比 (Δu =各サイクルでの最大値)



Newmark-O法:

排水せん断強度(地震時に一定)

Newmark-D法: 非排水繰返し载荷による
強度低下を考慮した非排水せん断強度



解析結果

Newmark-O法 (O: original)

- ・排水強度を用いているため、締固め度が低いほど非排水せん断強度を過大評価して、すべり変位を著しく過小評価

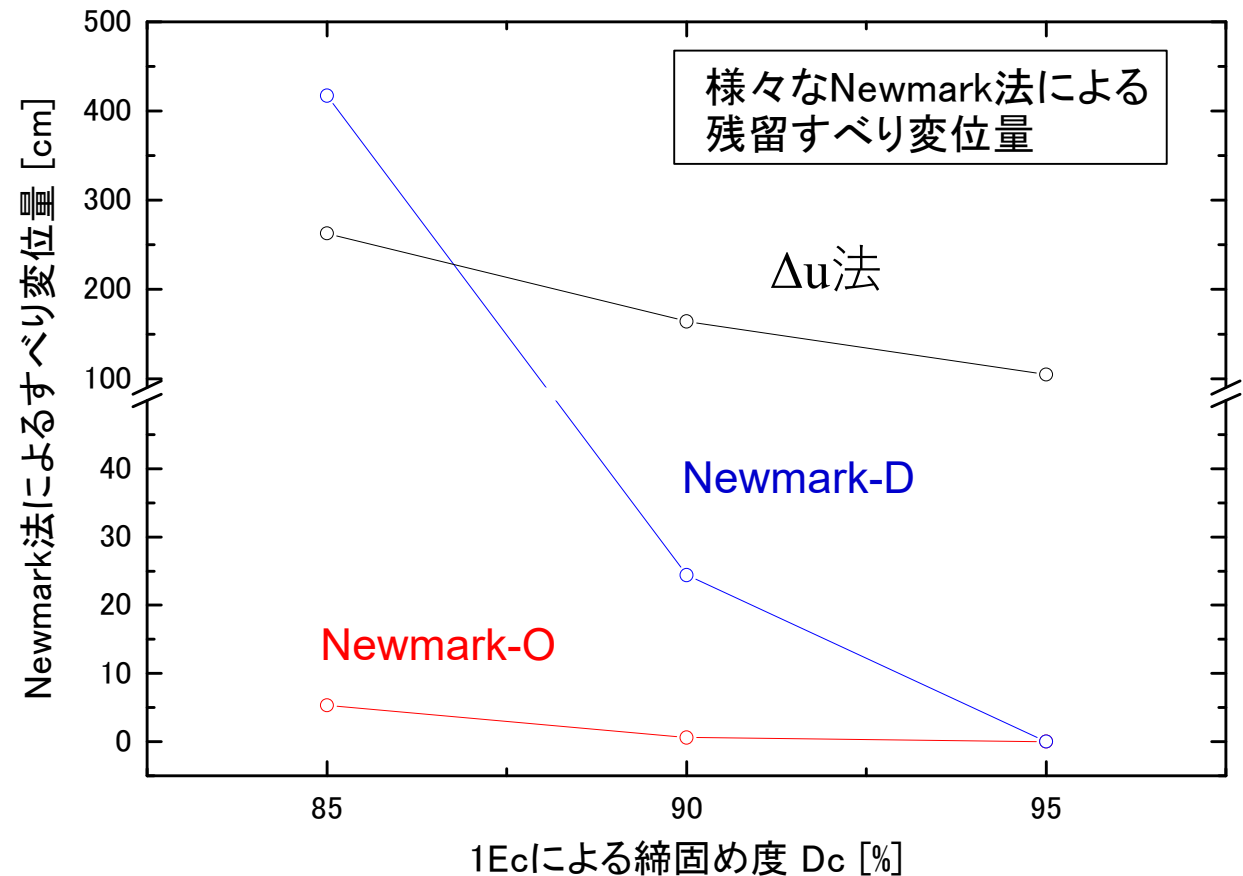
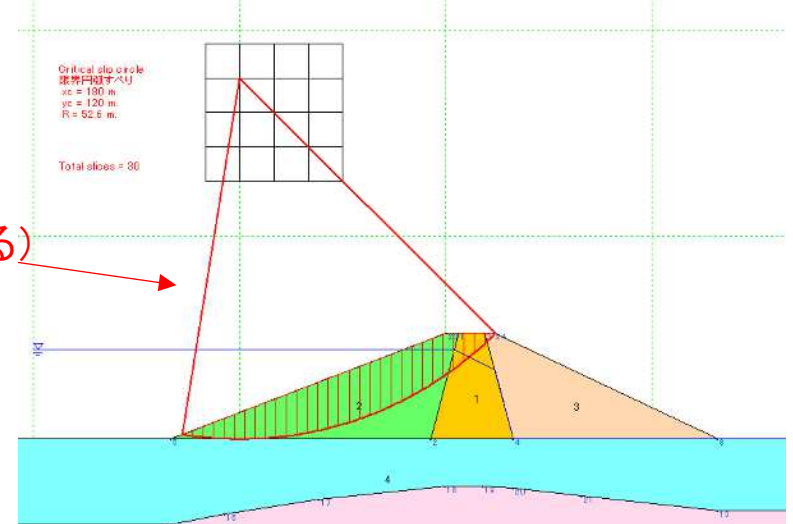
Newmark-D:

- ・非排水せん断強度
- ・締固め度の非排水繰返し载荷に与える影響は、非常に大
⇒締固めの効果を正當に評価

有効応力法(Δu 法)

- ・非排水せん断強度 = $\sigma'_0 - \Delta u$
- ・締固め度が高いほど、上式での $(-\Delta u)$ はピーク強度発揮時の値を過小評価→非排水せん断強度を過小評価→すべり変位を過大評価(著しく)
⇒締固めの効果を評価できない(適切な耐震設計が困難になる)

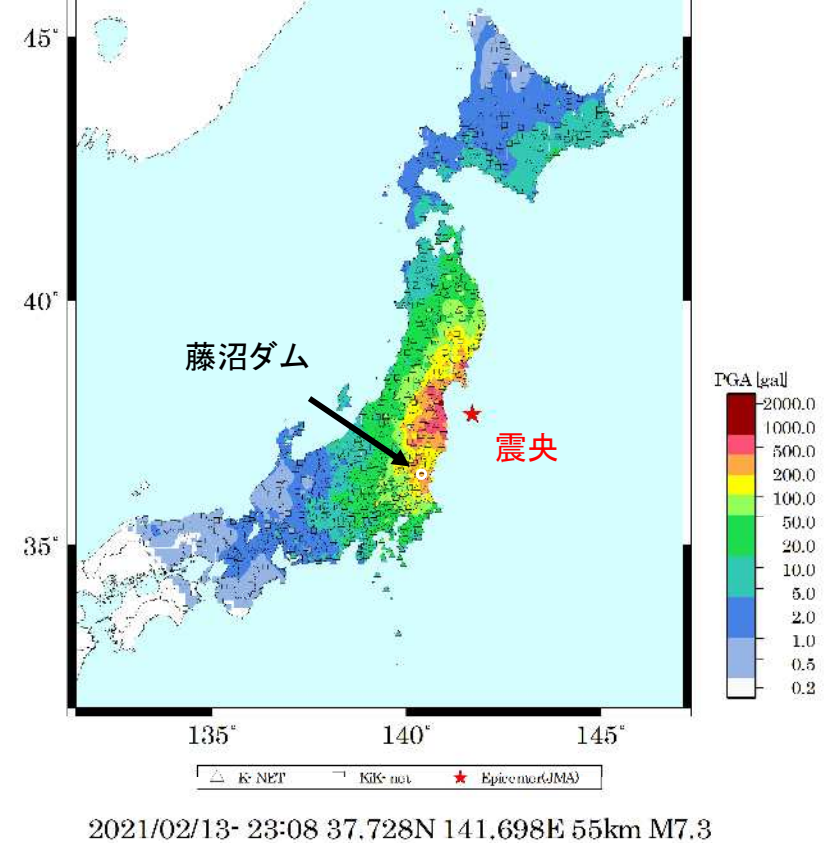
変位量が最大となる円弧すべり
(ケースによって異なる)



藤沼ダムでの最大級の余震(2021/2/13 福島県沖地震)での本堤の挙動解析 による解析法の検定

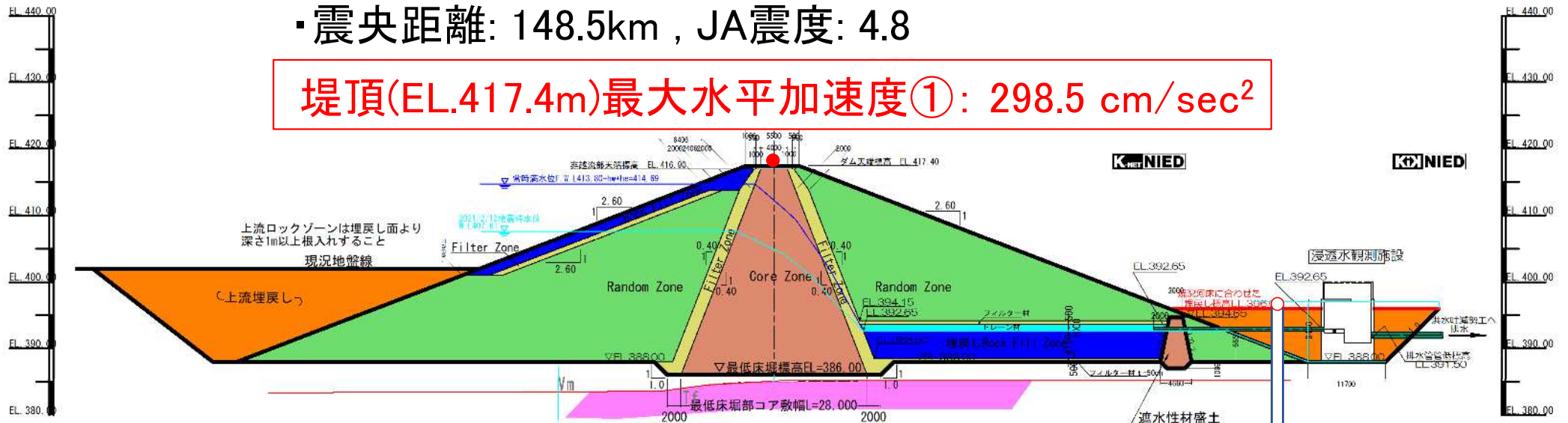
- レベル2ではないが、比較的大きな地震荷重
- 残留変形なし
- 解析で再現できるか？再現できれば、解析法の妥当性を部分的にでも実証

Duttine, A., Tatsuoka, F., Tanaka, T., Mohri, Y., Miura, T., Okubo, S., Senzaki, S. and Takano, T. (2022): Evaluation of the compaction effects on the seismic stability of earth-fill dam – a case history, 3rd International Symposium on Risk Assessment and Sustainable Stability Design of Slopes, Sendai, Japan, March 2022



・震央距離: 148.5km , JA震度: 4.8

堤頂(EL.417.4m)最大水平加速度①: 298.5 cm/sec²



地中(EL.378.02m)最大水平加速度② 102.1 cm/sec²

FEM入力地震動：本堤下流の地震計(EL378.02m,地盤N値50の中)での観測波形を2次元FEMモデル底面に引き戻し、入力 ⇒2次元FEM解析による堤体天端での加速度応答を地震計観測波と比較

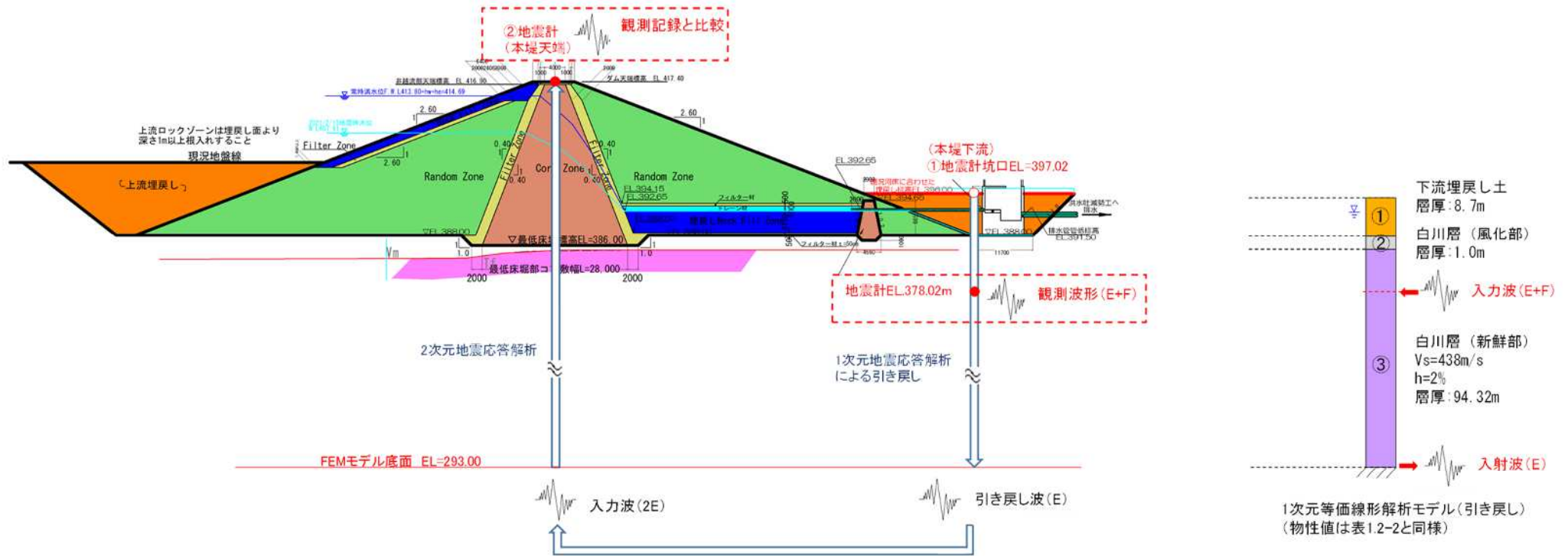


図1.2-2 入力地震動の設定方法

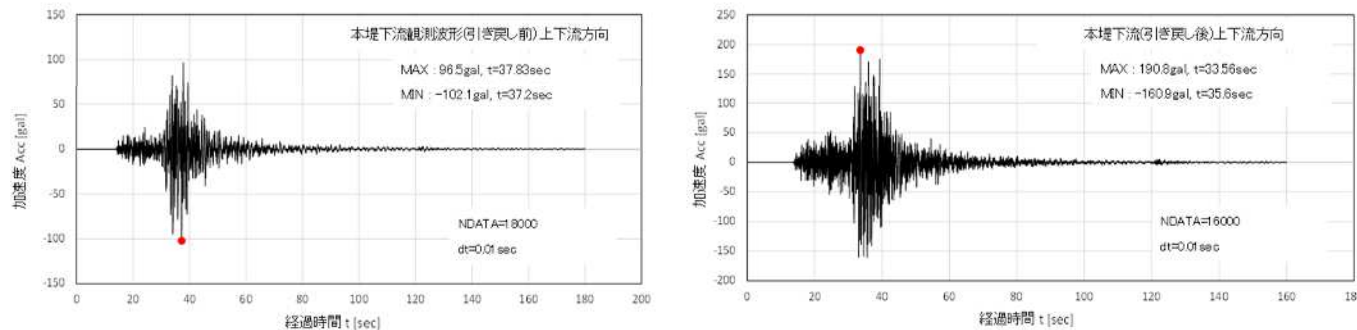


図1.2-3 引き戻し前後の入力地震波形

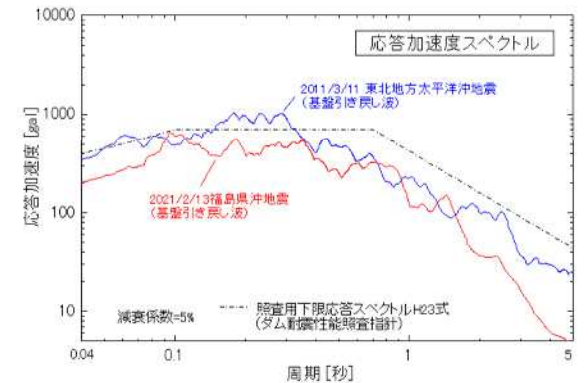
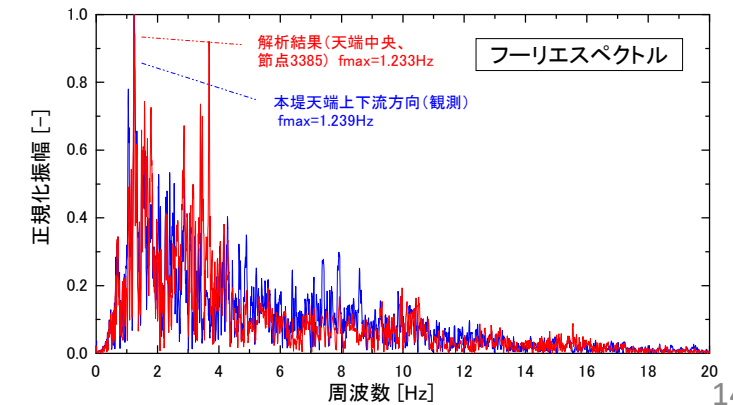
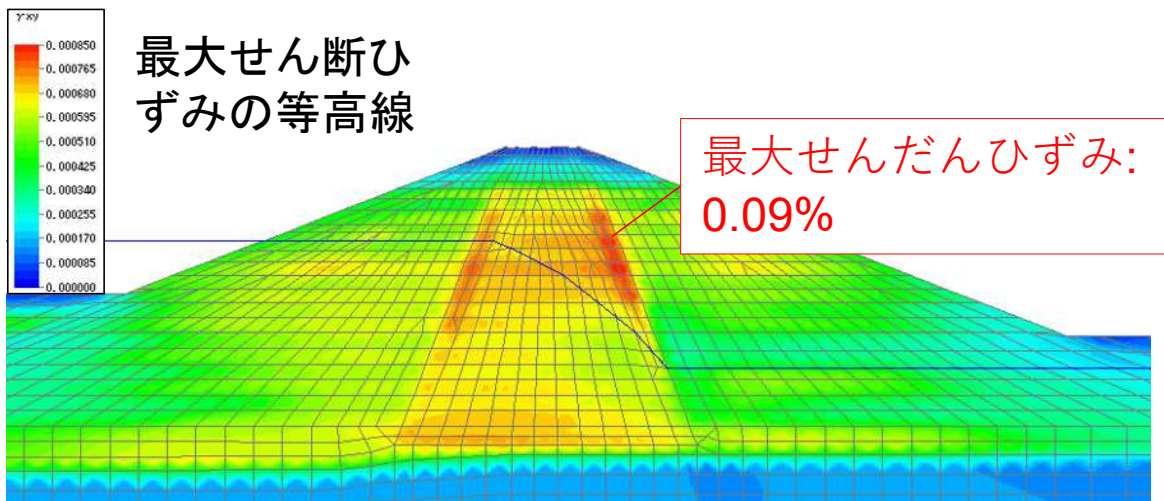
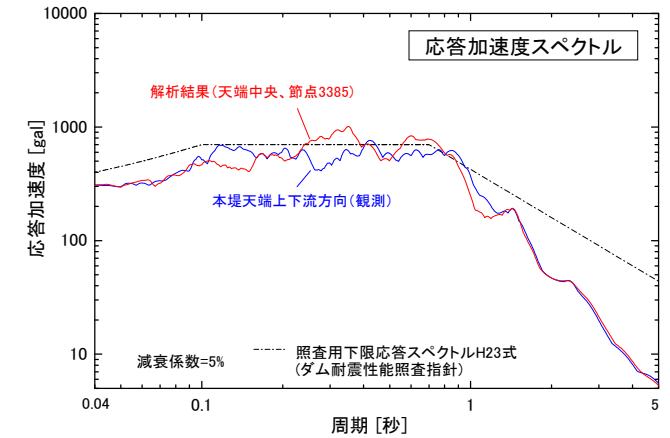
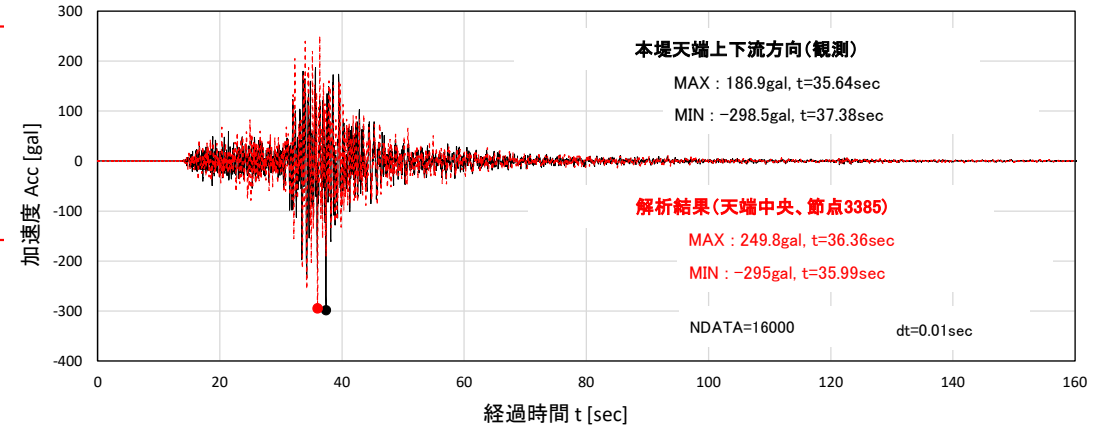
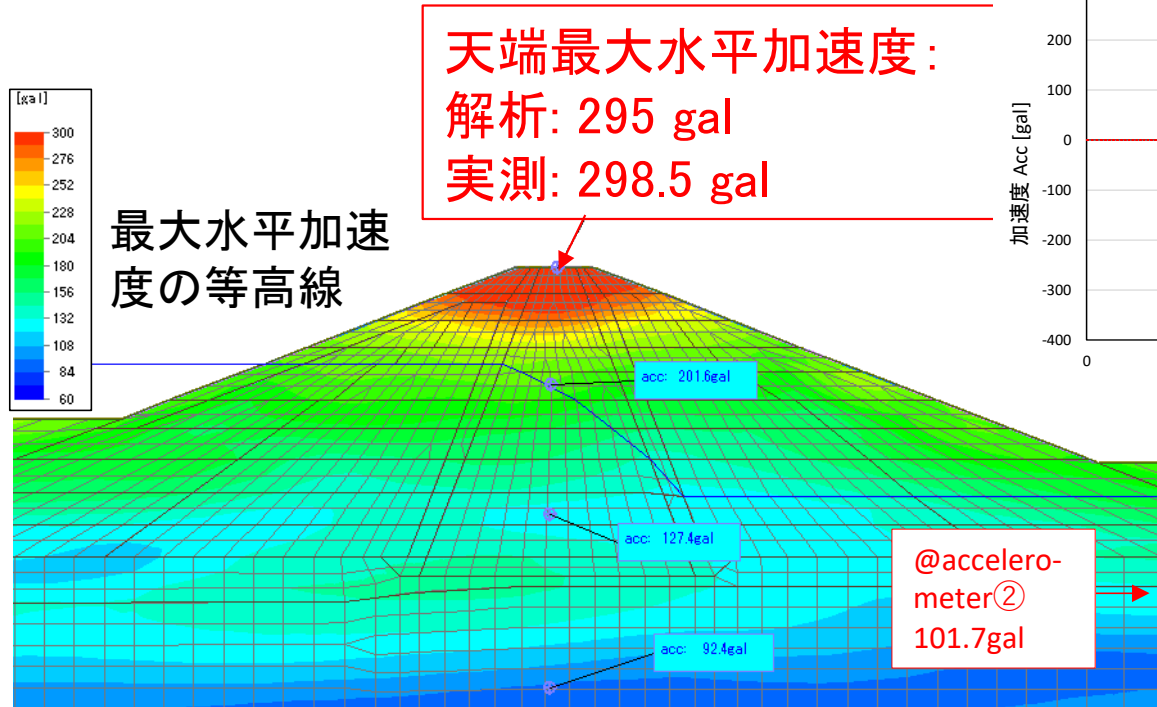


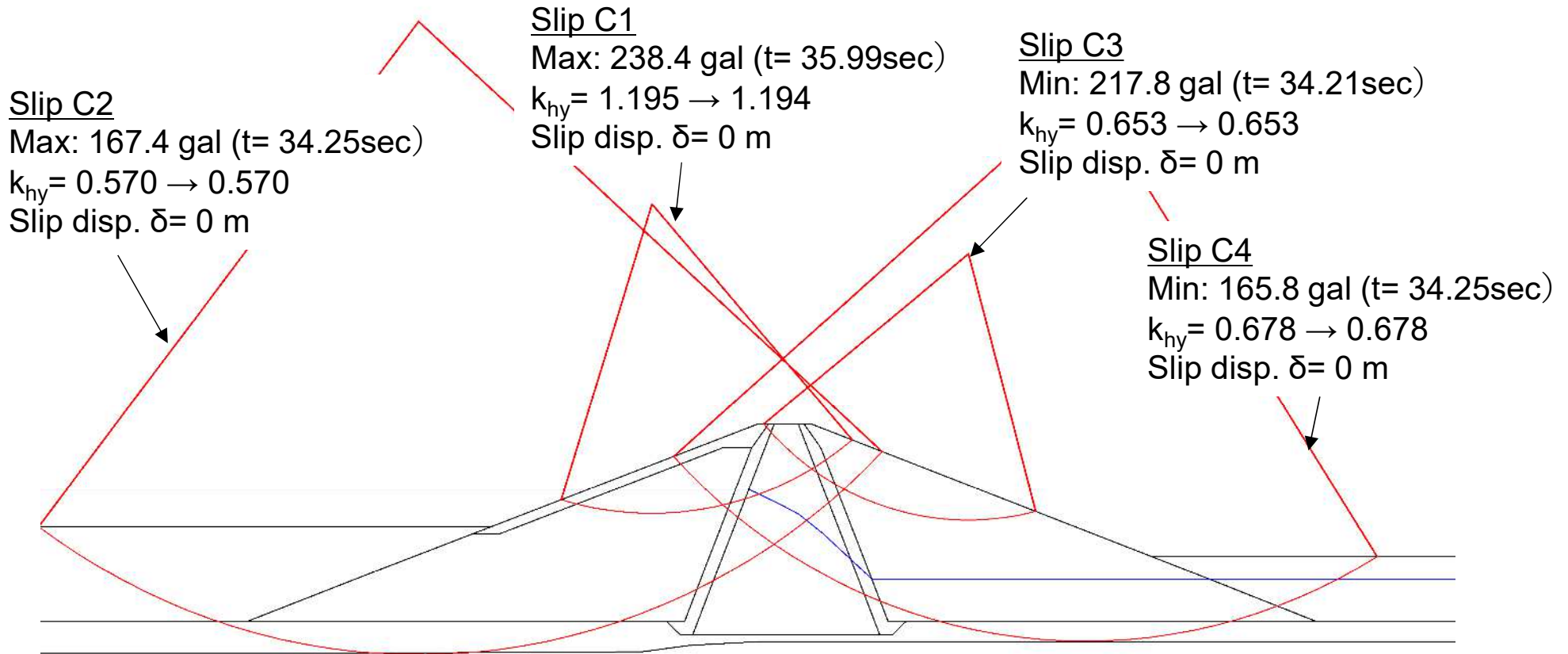
図1.2-4 加速度応答スペクトル比較

二次元FEM解析の結果： 実測と良く一致



Newmark-D 法によるすべり解析

降伏水平震度 k_{hy} が極小値を示すすべり円弧(複数)で検討



k_{hy} : 全体すべりに対する安全率 $F_s = 1.0$ になる水平震度 k_h
(盛土のせん断強度の指標)

- すべりC1~ C4で、非常に高い初期値、地震荷重による低下は殆ど無い
- すべりは全く生じない

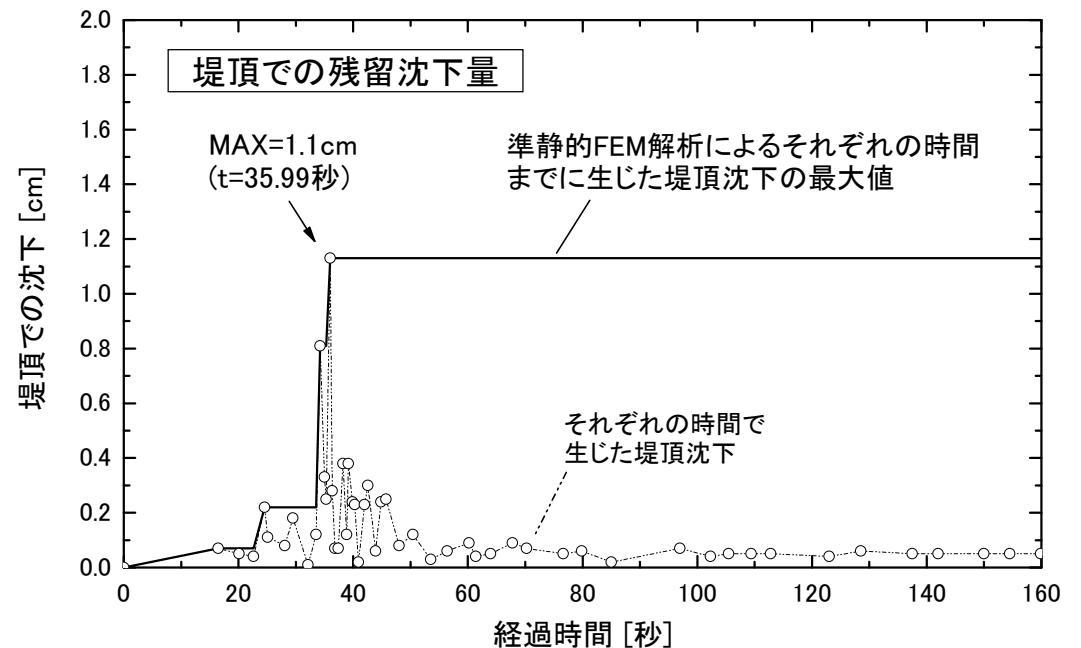
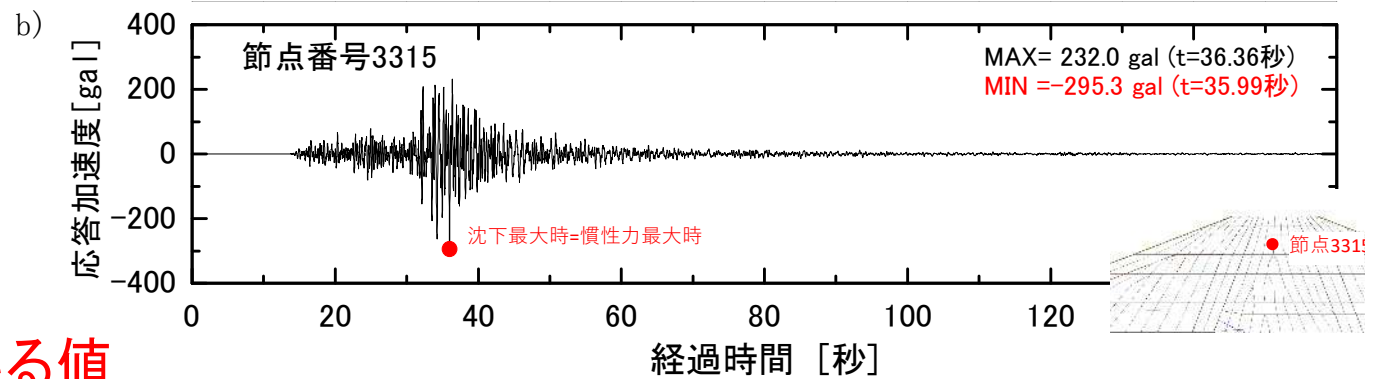
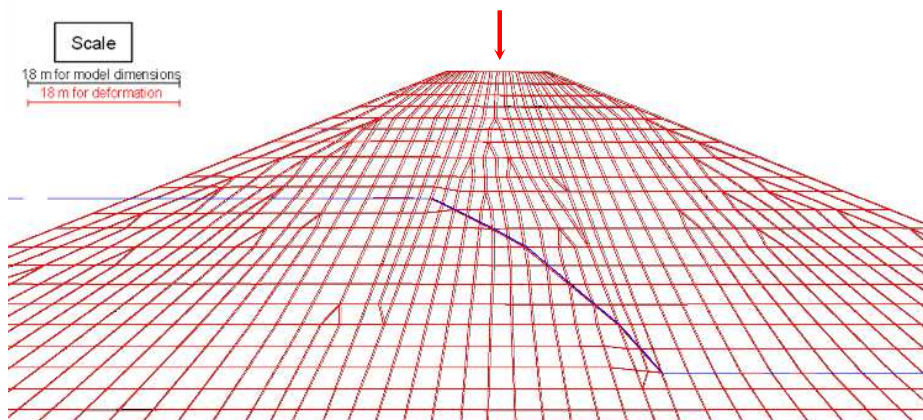
一連の準静的非線形FEMによる残留変形解析

ダム天端での残留沈下

- ・実測: 残留沈下は実質ない
- ・解析: 0.9 cm以下
⇒実測に対応している

天端平均沈下 $s = 0.9\text{ cm}$

- ・これは弾性沈下を含んでいる値
残留沈下は、これよりも小さい



盛土構造物の性能設計と性能施工 2/2

4. 盛土の締固め管理の合理化(性能施工)

4-1 盛土の品質を低下させる四つの要因

4-2 含水比管理と空気間隙率管理での諸問題と対応策

4-3 飽和度に基づく締固め特性の法則性

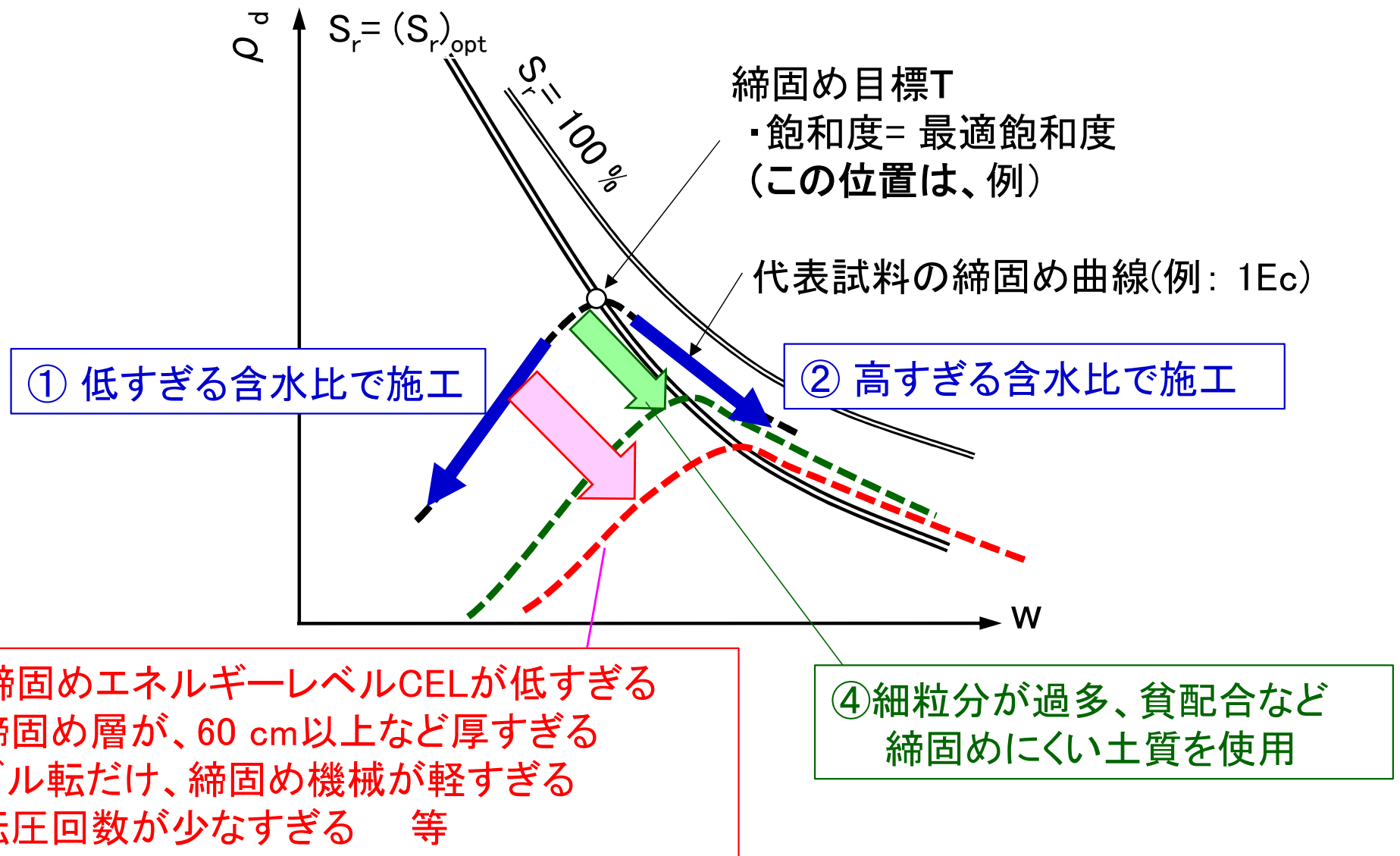
4-4 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-5 飽和度管理を重視した締固め管理

4-6 飽和度管理に基づく地盤剛性指標を活用した締固め管理

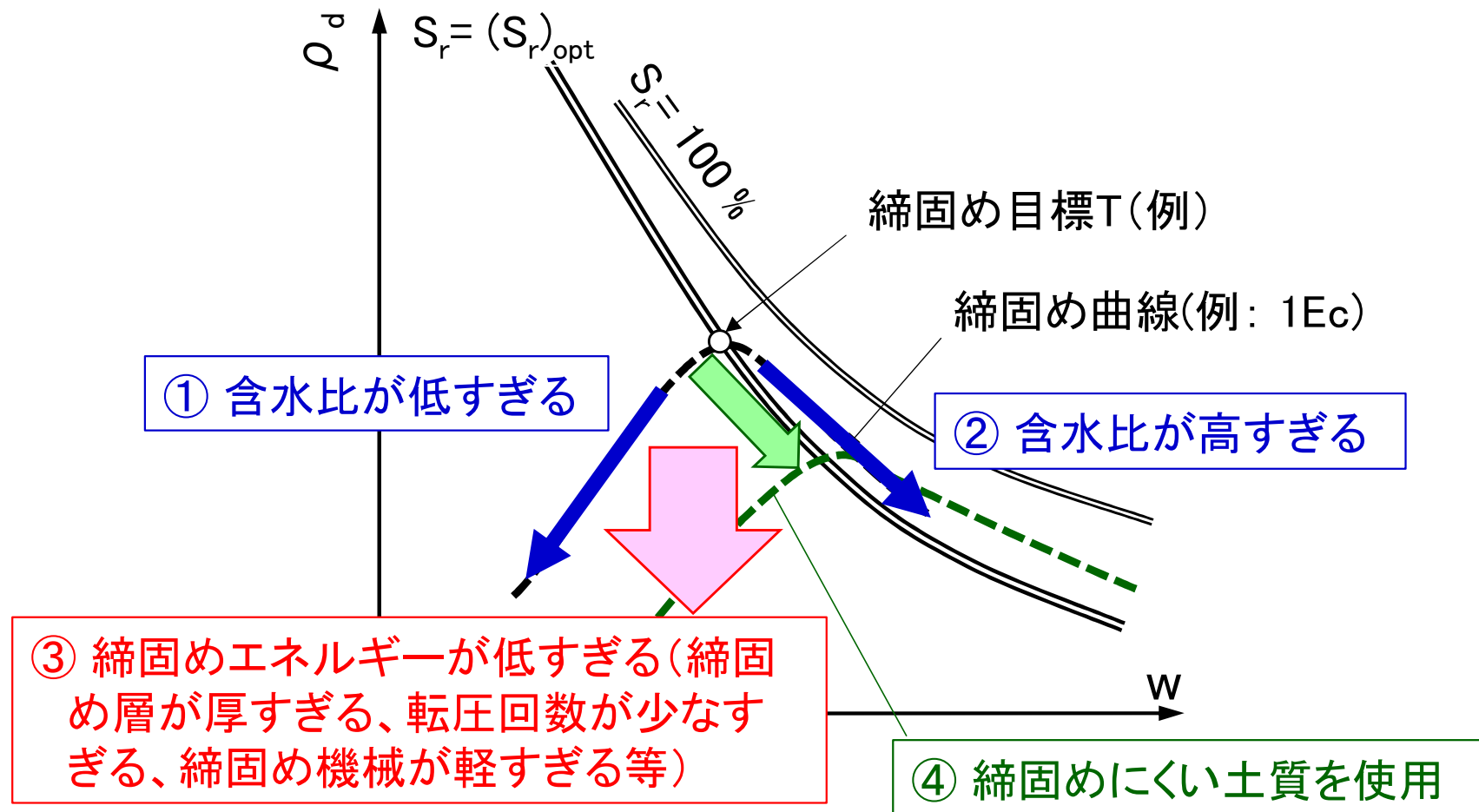
5. まとめ

締固め土の品質を低下させる四大要因



①～④に対する対応は、全て重要。しかし、コストが掛かるため省略されがち。なかでも、①と②盛土の含水比管理は、しばしば実施されない ⇒ 後ほど詳細に議論課題

締固めのレベルを低下させる四つの要因を抑制するには…



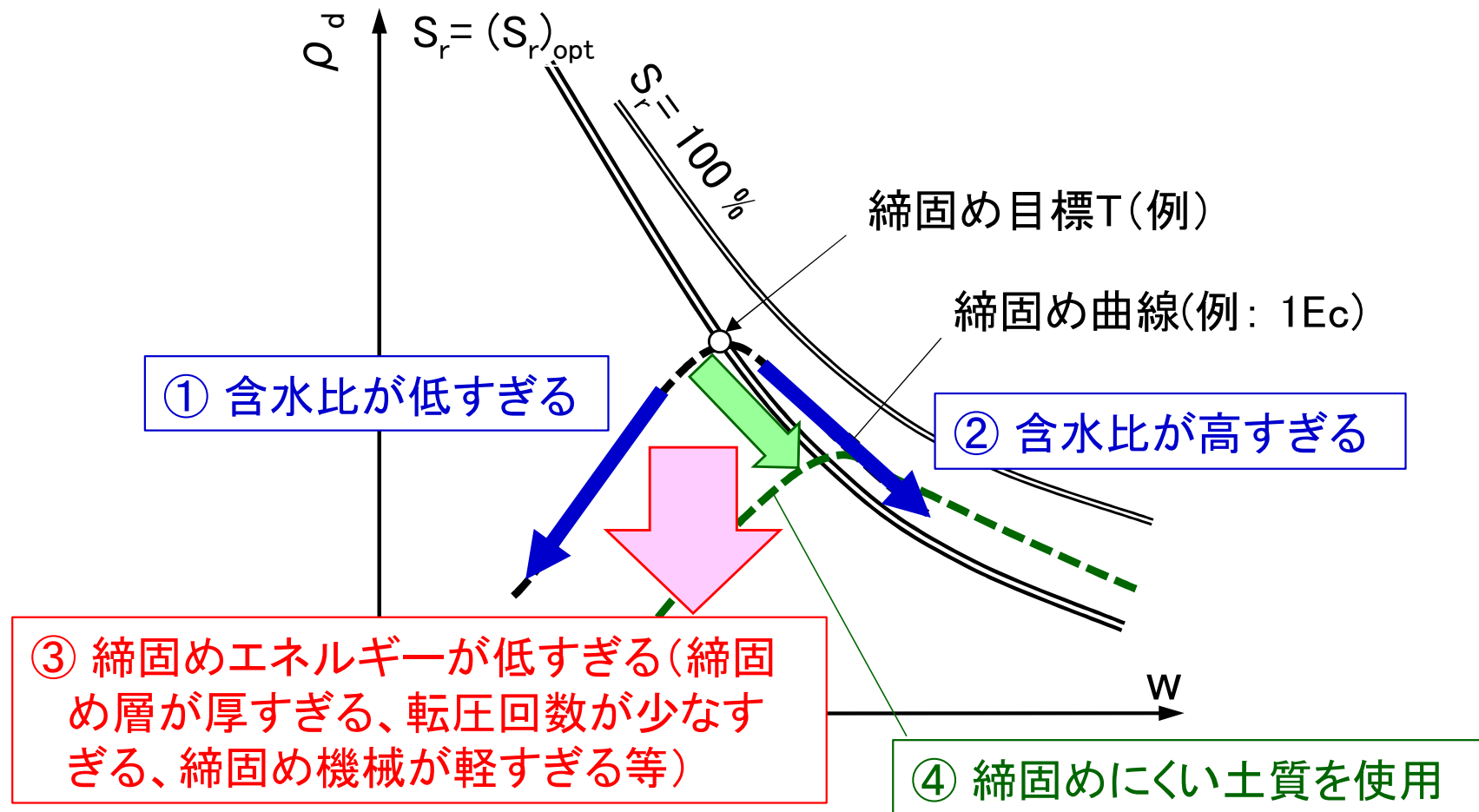
対応1: 対象土構造物の要求性能を実現できる、適切な締固め目標Tを設定

●飽和度 S_r は、最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ を目指す

●十分大きな乾燥密度(もしくは、締固め度)を実現する

⇒ 平均的締固め状態が締固め目標の状態になるようにする

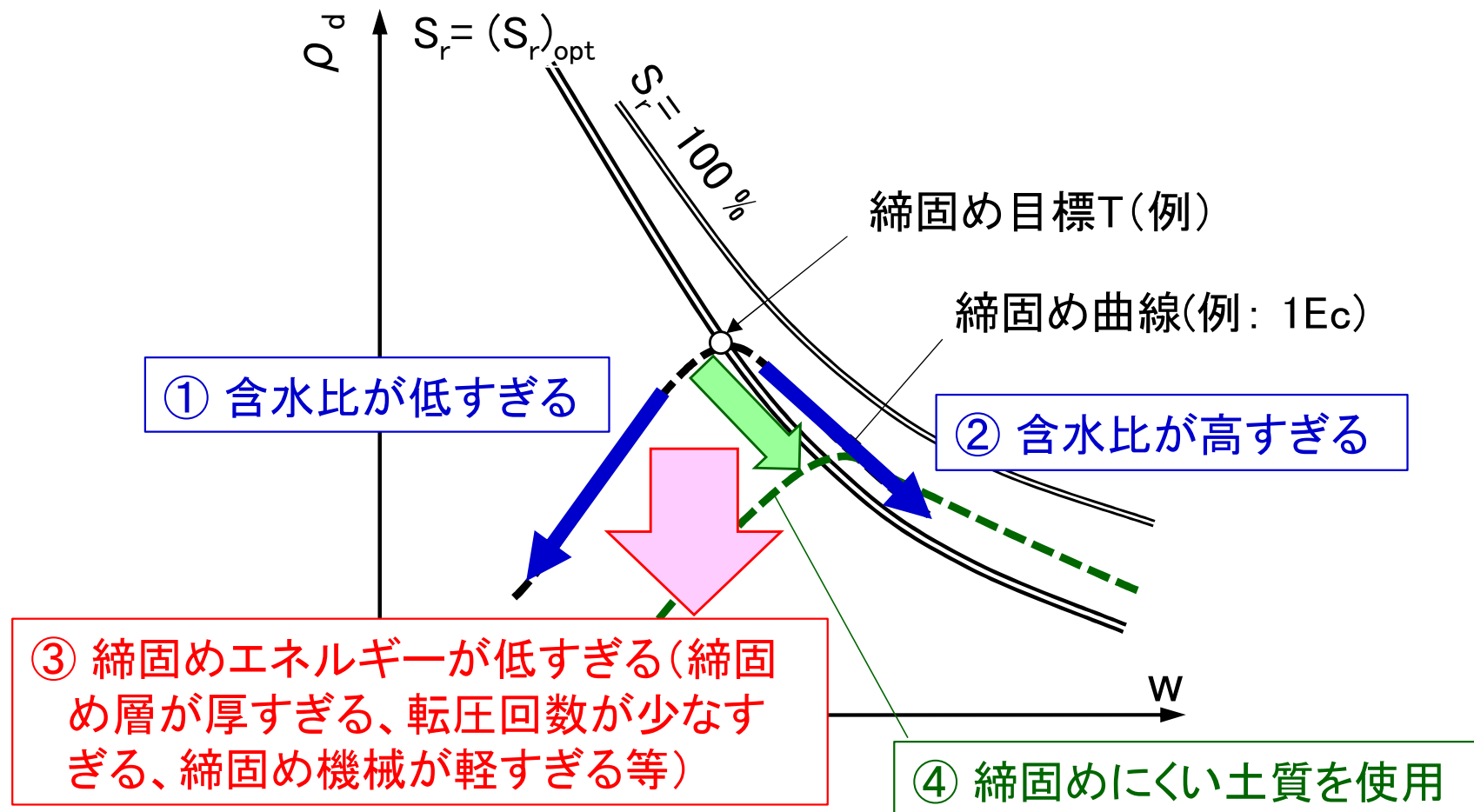
締固めのレベルを低下させる四つの要因を抑制するには…



対応2: 盛土材の管理 (盛土材を選択できない場合もあるが)

対応3: 十分な締固めエネルギーレベル(特に、薄層締固め)

締固めのレベルを低下させる四つの要因を抑制するには…



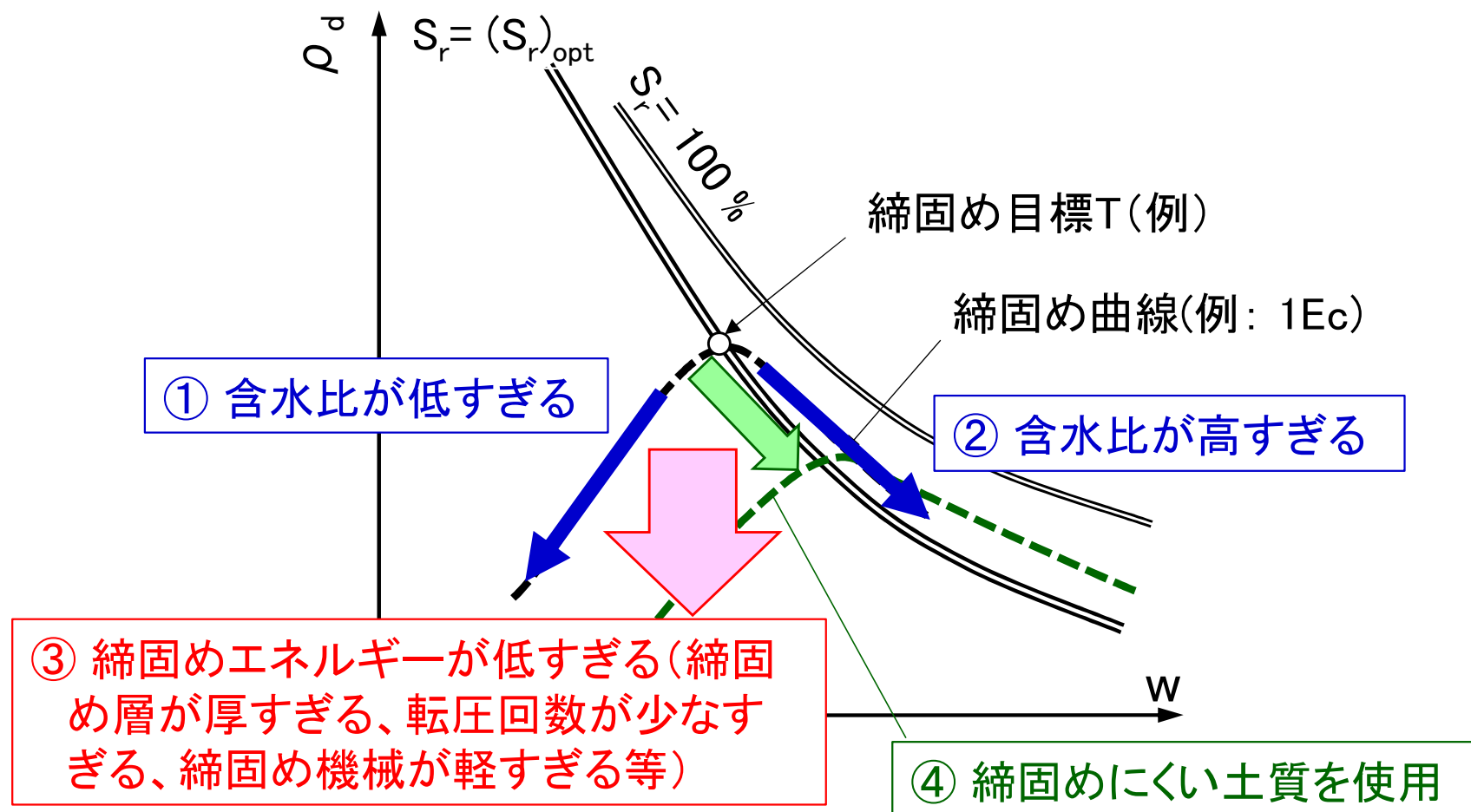
対応4: 適切な許容含水比範囲の設定と、それに基づいた

a)盛土材の含水比調整とb)締固めた盛土の含水比の測定・確認

→ 非常に重要であるが、締固め度の管理に比して軽視・回避され、
自然含水比での施工を許容する傾向

→ 盛土の品質の保証が困難 (後ほど議論)

締固めのレベルを低下させる四つの要因を抑制するには…



対応5: 対応1~4等による締固め管理の総合評価として、全ての締固め度 D_c の測定値に対する許容下限値(管理基準値)を設定
・ D_c の管理基準値は、締固め目標の値よりも5%程度低い値

盛土の締固めにおける基本的な矛盾

[1]十分大きな強度と剛性を確保して、盛土が長期に亘って自重・持続荷重・交通荷重に対して、また長期降雨・豪雨・地震荷重等に対して、十分に安定であり大きな変形を生じないようにするため(特に、飽和状態では、大きな非排水状態での強度を確保するため)、盛土は良く締め固めなければならない。ため池堤体では、透水係数は十分に低い必要。

[2]しかし、盛土の締固めとその管理にはコストが掛かるため、締固めの効果を見捨て以下のように低コストで施工する、という誘惑:

- ・細粒分含有率過多の低品質盛土材の使用
- ・過小な締固めエネルギー(過大な撒き出し層厚、軽すぎる締固め機械、少なすぎる転圧回数)
- ・高すぎる自然含水比、含水比の管理不足 等々

[1]と[2]の矛盾の解決策は、

- ・締固めの効果を設計で積極的に評価し、
- ・C/P比の良い、効率的・効果的な盛土施工と締固め管理法を確立し普及すること(以下で説明)

盛土構造物の性能設計と性能施工 2/2

4. 盛土の締固め管理の合理化(性能施工)

4-1 盛土の品質を低下させる四つの要因

4-2 含水比管理と空気間隙率管理での諸問題と対応策

4-3 飽和度に基づく締固め特性の法則性

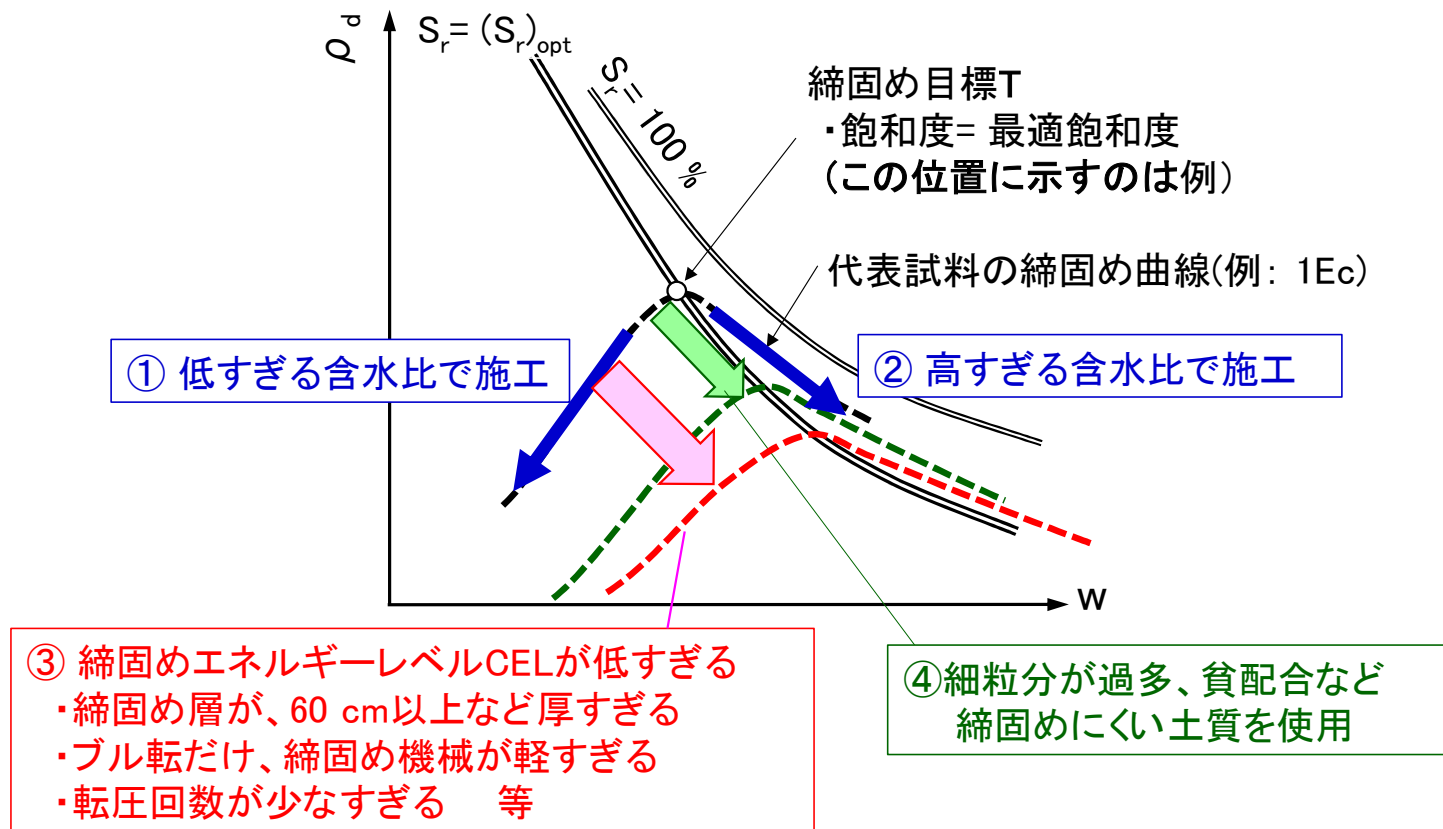
4-4 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-5 飽和度管理を重視した締固め管理

4-6 飽和度管理に基づく地盤剛性指標を活用した締固め管理

5. まとめ

締固め土の品質を低下させる四大要因



対応4: 適切な盛土材の含水比調整と締固めた盛土の含水比の測定・確認

→ 非常に重要であるが、締固め度の管理に比して軽視・回避され、
自然含水比での施工を許容する傾向

→ 盛土の品質の保証が困難になる

(課題) ・自然含水比での施工を許容する場合での対策は？

・空気間隙率管理の誤用による低品質の盛土を回避するには？

→ v_a 管理の正しい理解と適切な運用が必要

[従来法] w の許容範囲は規定しておらず、自然含水比での施工を許容

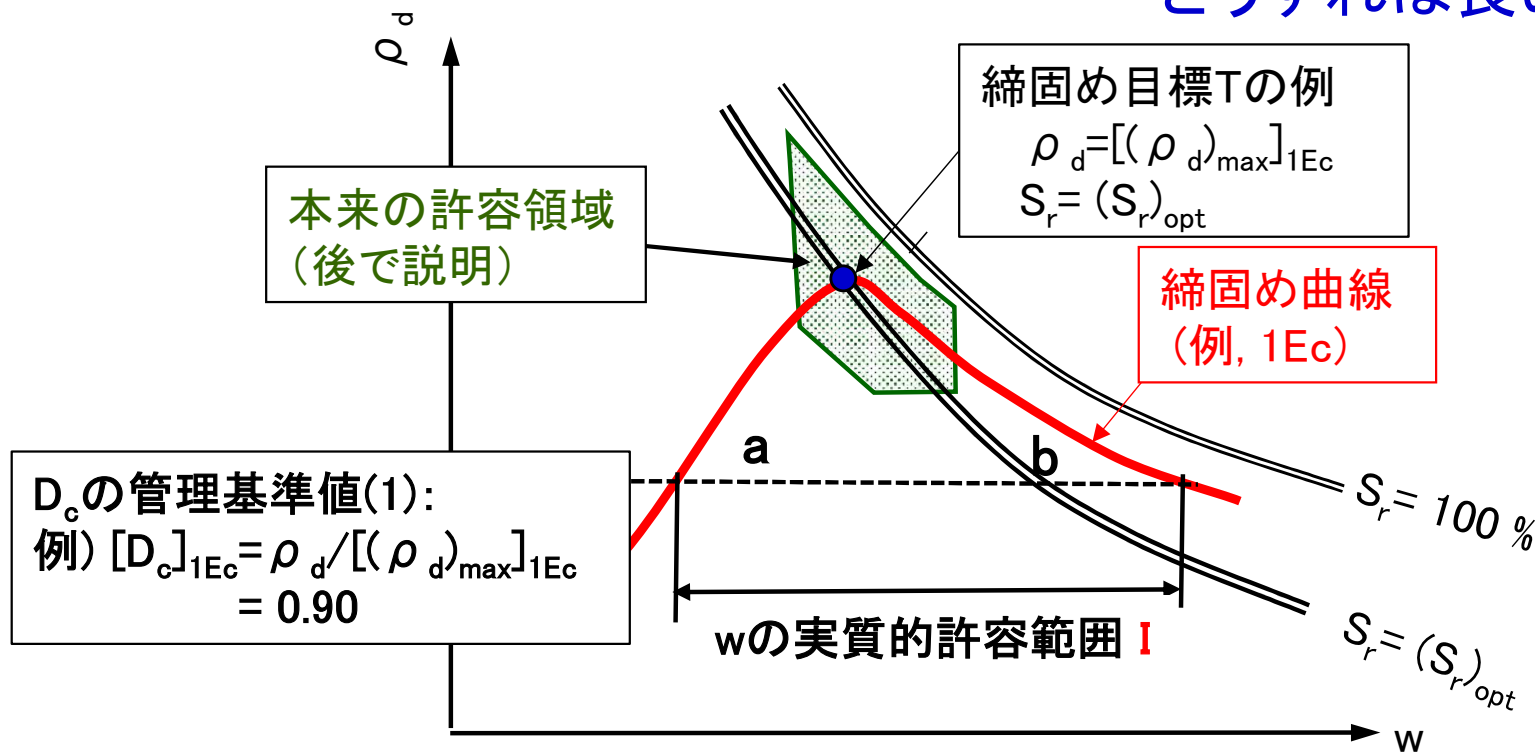
$[D_c]_{1Ec}$ の許容下限値(管理基準値)が仮に90%の場合、

w の許容範囲は、実質的に**I**となる

⇒ **I**は、かなり広い。また、実現する $[D_c]_{1Ec}$ は90%~100%程度となり幅が広い

⇒ **本来の許容領域**に到達していないaやbのような締固め不良状態を、
確実に排除できない

どうすれば良いのか？



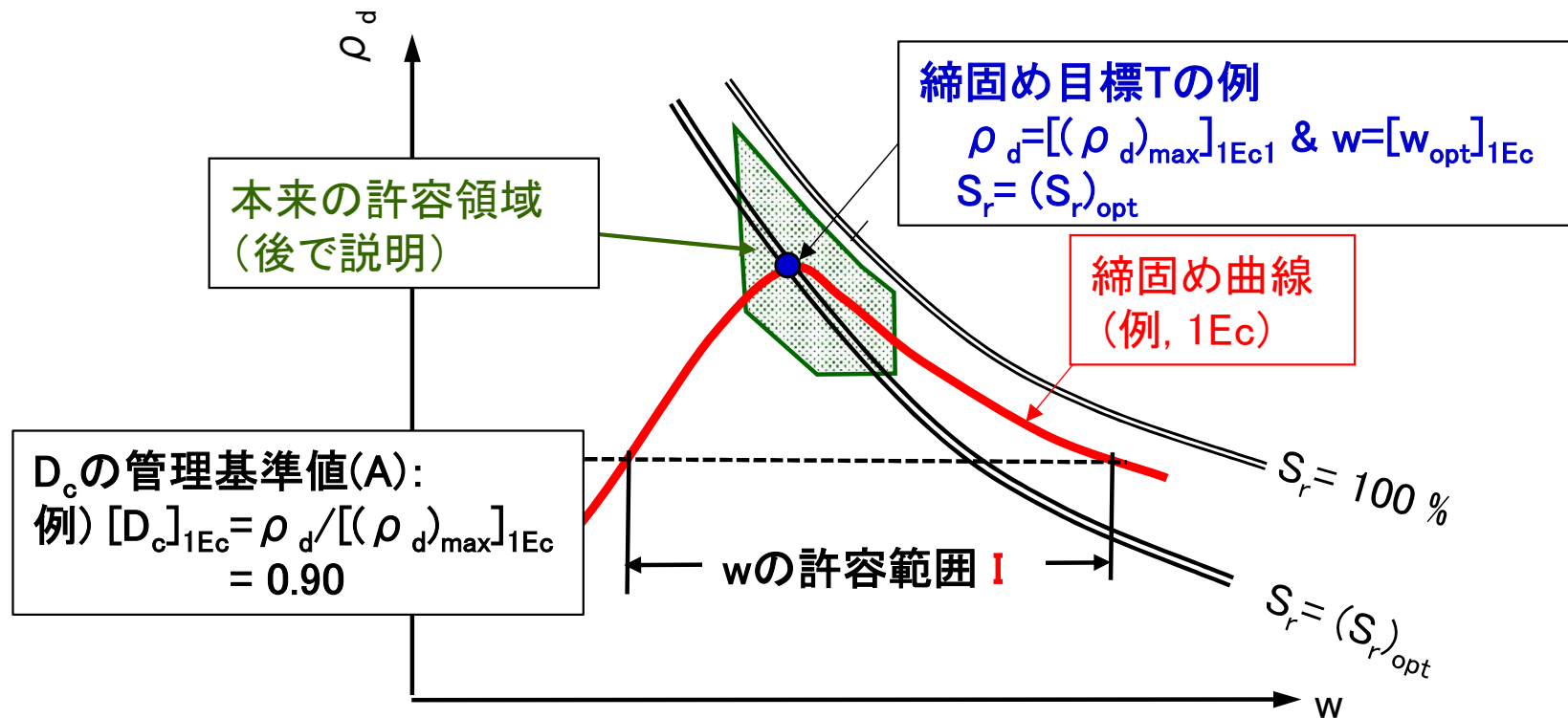
締固め度は管理するが、盛土材の含水比調整をせず自然含水比での施工を許容する場合での対応策-A:

$[D_c]_{1Ec}$ の管理基準値は、従来通り(例えば90%)とするが、締固めた盛土の w の測定・確認を義務付ける。

その結果、盛土材の含水比調整が必要となる場合が出てくる。

⇒ 目標含水比 $(w_{opt})_{1Ec}$ に近い w での施工が促され、**本来の許容領域**に到達する傾向が強くなることが期待できる！

[欠点] 「盛土材の w の調整と締固めた盛土の w の測定・確認」は、手間が掛かる ⇒ 歓迎されないのではないと思われる ⇒ 対応策B



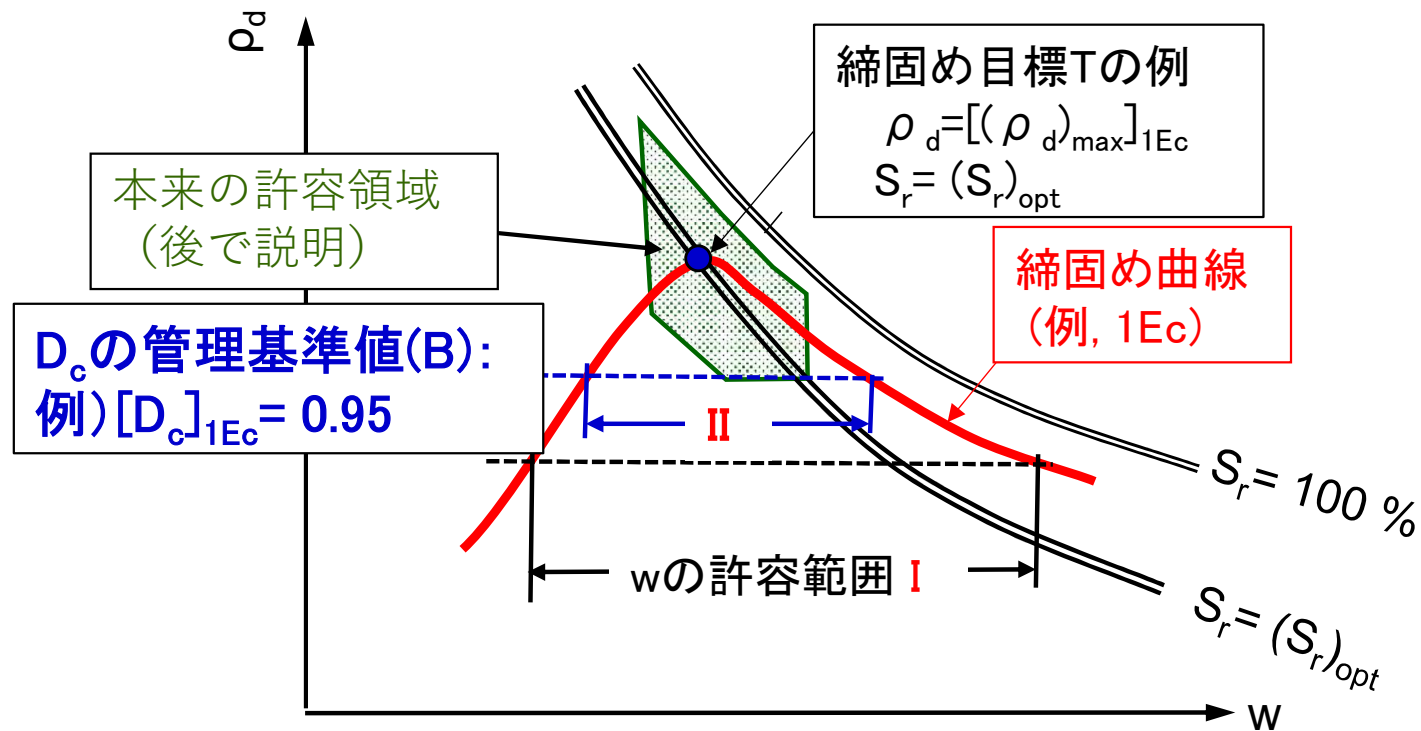
締固め度は管理するが、盛土材の含水比調整をせず自然含水比での施工を許容する場合での対応策-B:

$[D_c]_{1Ec}$ の管理基準値を95%のように、従来よりも5%程度引き上げて、 w の許容範囲を実質的に II と狭くする

⇒ $[D_c]_{1Ec}$ の実現範囲は95%以上と改善、本来の許容領域に到達する傾向！

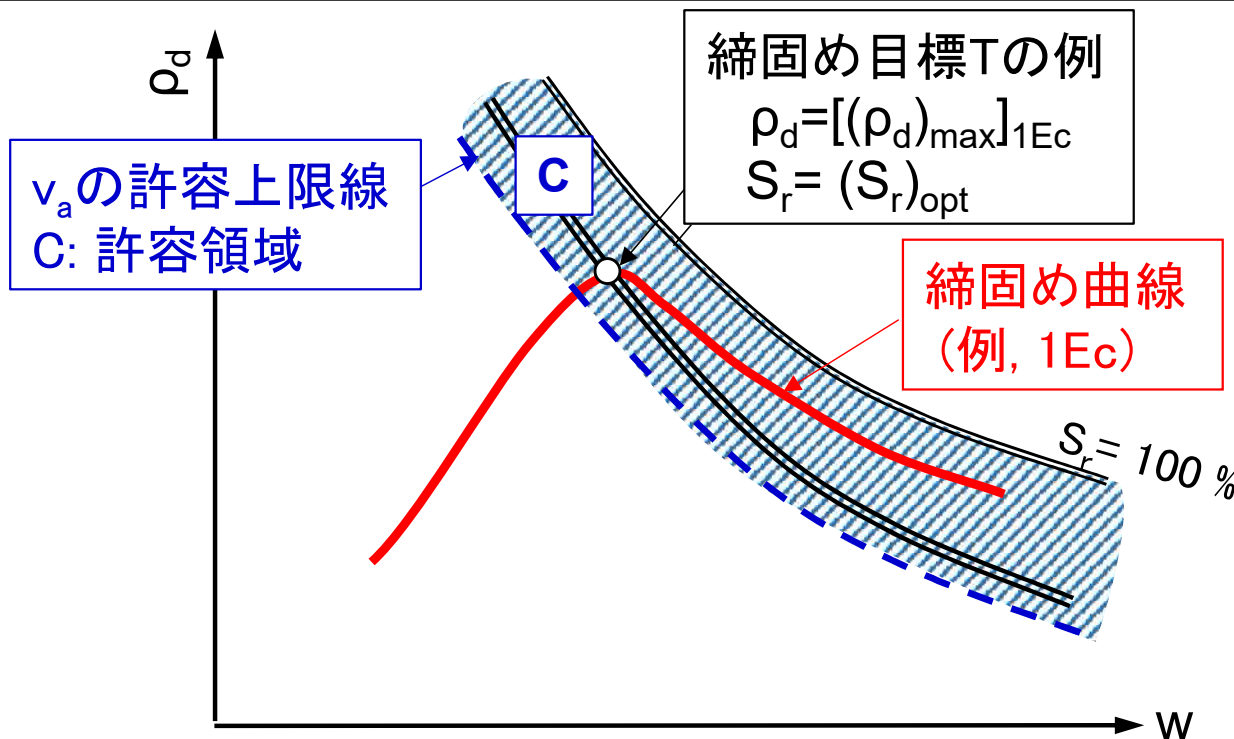
⇒ 対応策Bは、次善の策であるが、対応策Aよりも実行しやすく効果的

⇒ さらに手間が掛かるが、効果的なのは、適切な許容領域の設定とその内部での締固め状態を実現する締固め管理(後ほど説明)



空気間隙率管理の誤用:

空気間隙率 v_a の許容上限値(例、15%)に基づく管理:
多くの指針等で規定 \Rightarrow しばしば誤用



空気	V_a	体積
間隙水	V_w	
土粒子	V_s	
		(合計 V)

空気間隙率: $v_a = V_a / V$

飽和度: $S_r = V_w / (V_a + V_w)$

v_a の許容上限値管理は
 S_r の許容下限値管理と類似

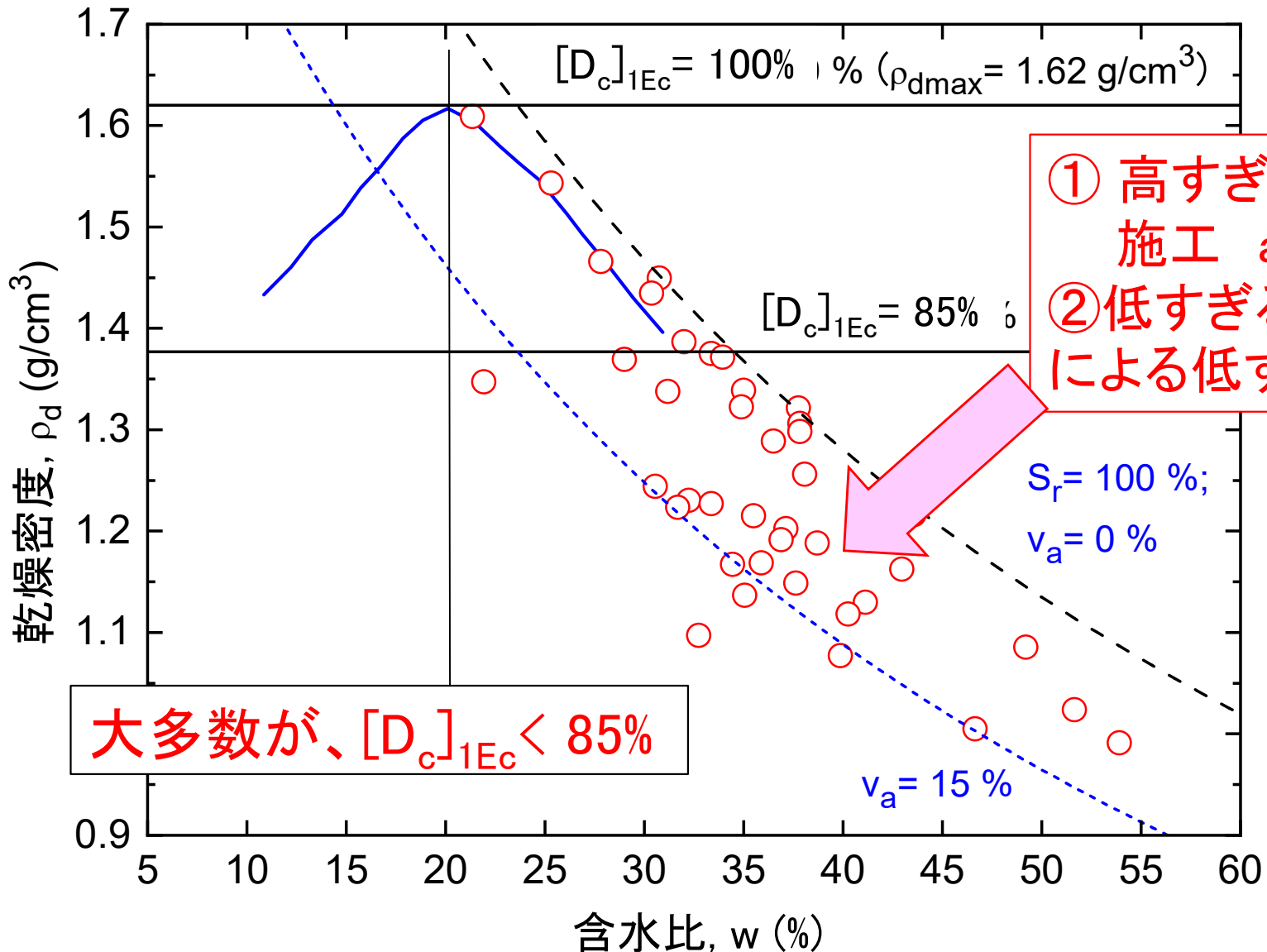
v_a 管理は、 $(\rho_d)_{max}$ を基準にした D_c 管理とは異なり、盛土材の締固め試験が不要、
また締固め曲線が求めにくい土にも適用可 \Rightarrow 迅速、省力化 \Rightarrow 普及

しかし、 v_a 管理を誤用し、高含水比盛土材に不適切に適用する場合がある！
そもそも、

- v_a は乾燥密度 ρ_d に独立 $\Rightarrow v_a$ 管理では、 ρ_d の管理はできない

- ρ_d 一定で v_a 減少 \rightarrow 強度・剛性低下 $\Rightarrow v_a$ 減少だけでは高品質を保証できない

2011年東日本大震災において仙台市内南部の宅地被害が著しかった区域の盛土では、全体的に、締固め度は**非常に低い**
 ⇒その状態でも、殆どのデータで空気間隙率 v_a は15%以下！



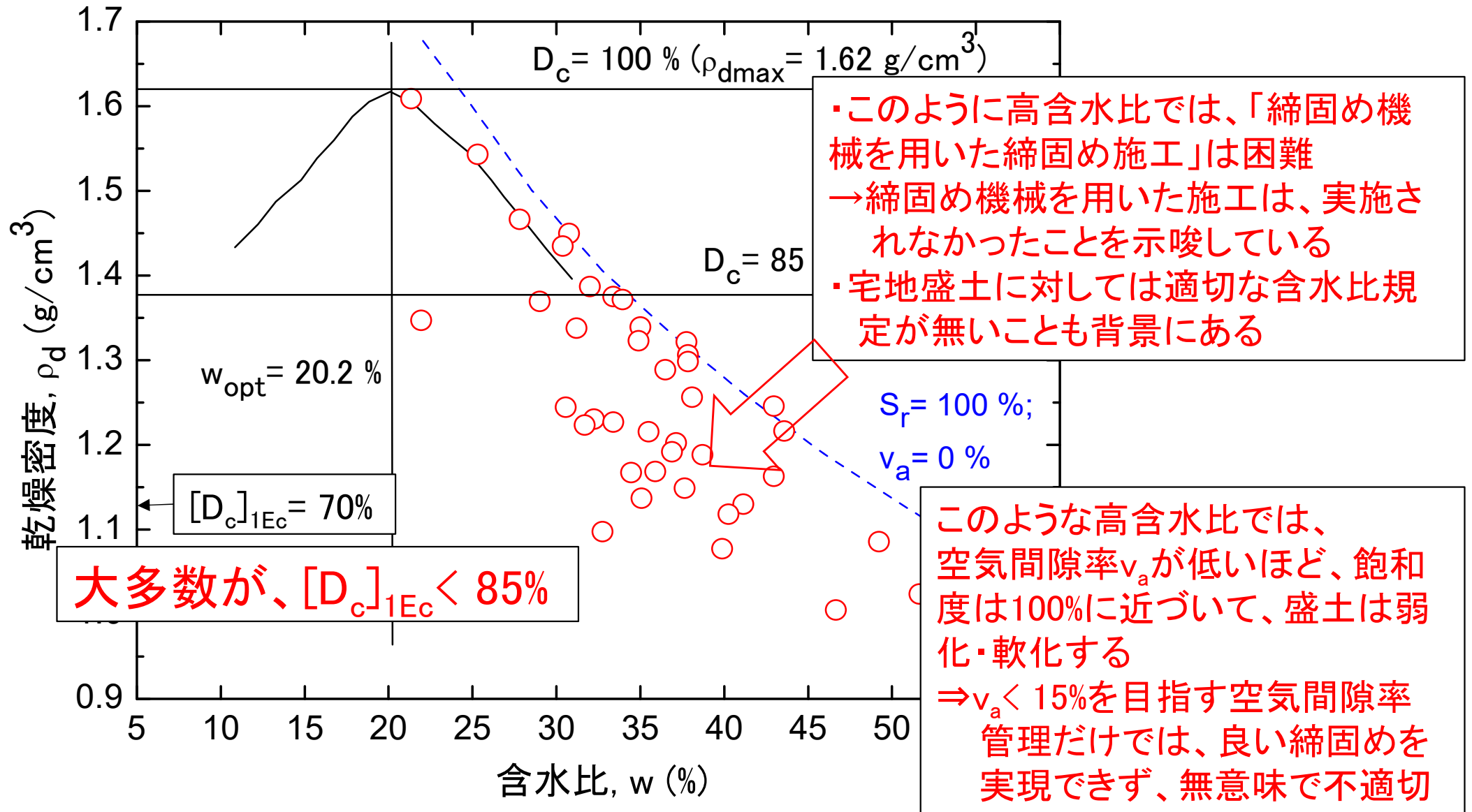
- ① 高すぎる自然含水比での施工 and/or
- ② 低すぎる締固めエネルギーによる低すぎる ρ_d

大多数が、 $[D_c]_{1Ec} < 85\%$

佐藤真吾・栗谷将晴・南陽介(2014): 東北地方太平洋沖地震における谷埋め盛土造成宅地に被害と復旧課題、第47回地盤工学研究発表会、八戸、論文E-08, 1477-1478頁

2011年東日本大震災において仙台市内南部の宅地被害が著しかった区域で盛土の締固め度(1Ec)

佐藤真吾・栗谷将晴・南陽介(2014): 東北地方太平洋沖地震における谷埋め盛土造成宅地に被害と復旧課題、第47回地盤工学研究発表会、八戸、論文E-08, 1477-1478頁

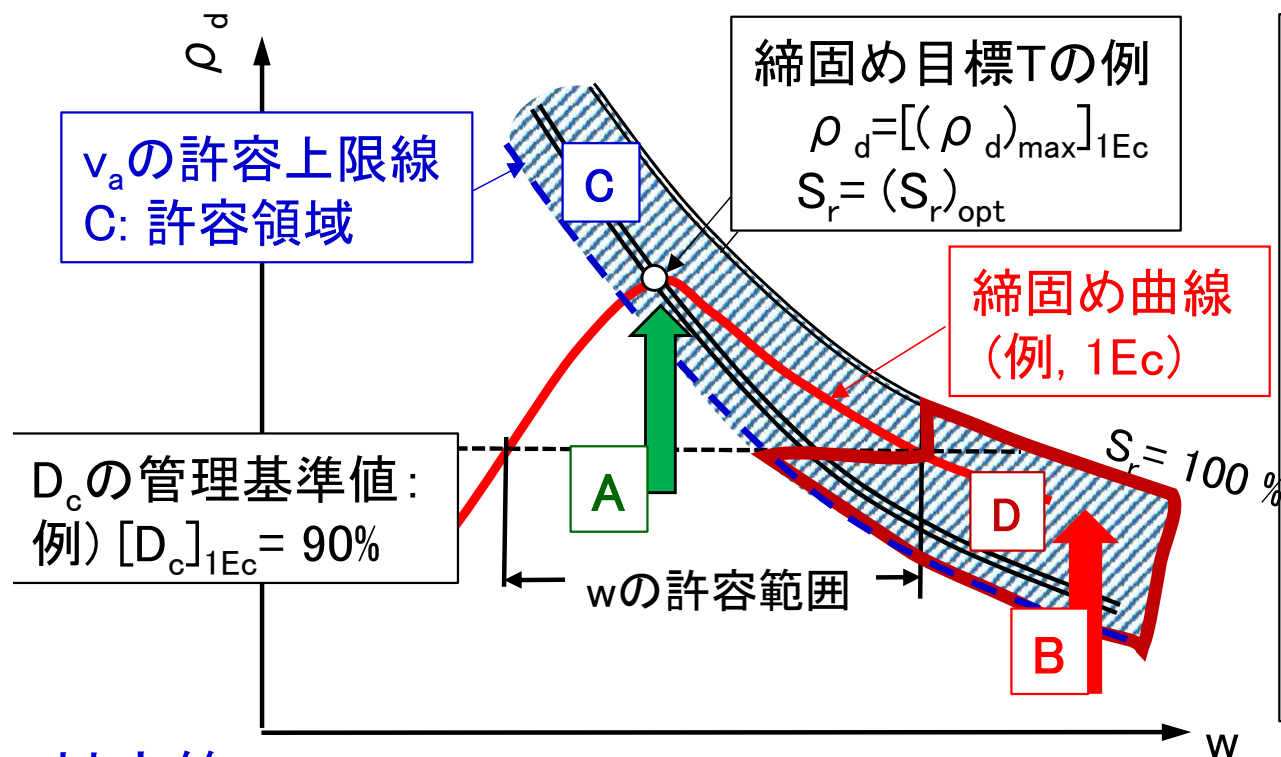


空気間隙率管理の正しい理解:

許容上限値(例、15%)に基づく v_a 管理を、正しい運用する必要

(正しい運用)

Aのように w_{opt} に近い w において十分高い $C_E L$ で施工して、 v_a の減少の確認によって高い D_c の実現を確認する



しかし、上記を無視し、「自然含水比が高く、規定された w に調整できない土」を用いてBのような施工を行えば、実現する ρ_d とせん断強度は過度に低くなる
⇒ このような施工を、 $v_a < 15\%$ のような v_a 管理によって正当化する場合が少なくない

対応策:

施工性と盛土の安定性から見て締固め不良となる領域Dを規定し排除!

- ①領域Dを D_c と w の測定・管理によって排除する方法 ⇒ 手間が掛かる
- ②実施しやすい方法として、コーン貫入抵抗などの強度指標の許容下限値を規定 ⇒ 領域Dをできるだけ排除 (より本格的な方策は、次に説明)

盛土構造物の性能設計と性能施工 2/2

4. 盛土の締固め管理の合理化(性能施工)

4-1 盛土の品質を低下させる四つの要因

4-2 含水比管理と空気間隙率管理での諸問題と対応策

4-3 飽和度に基づく締固め特性の法則性

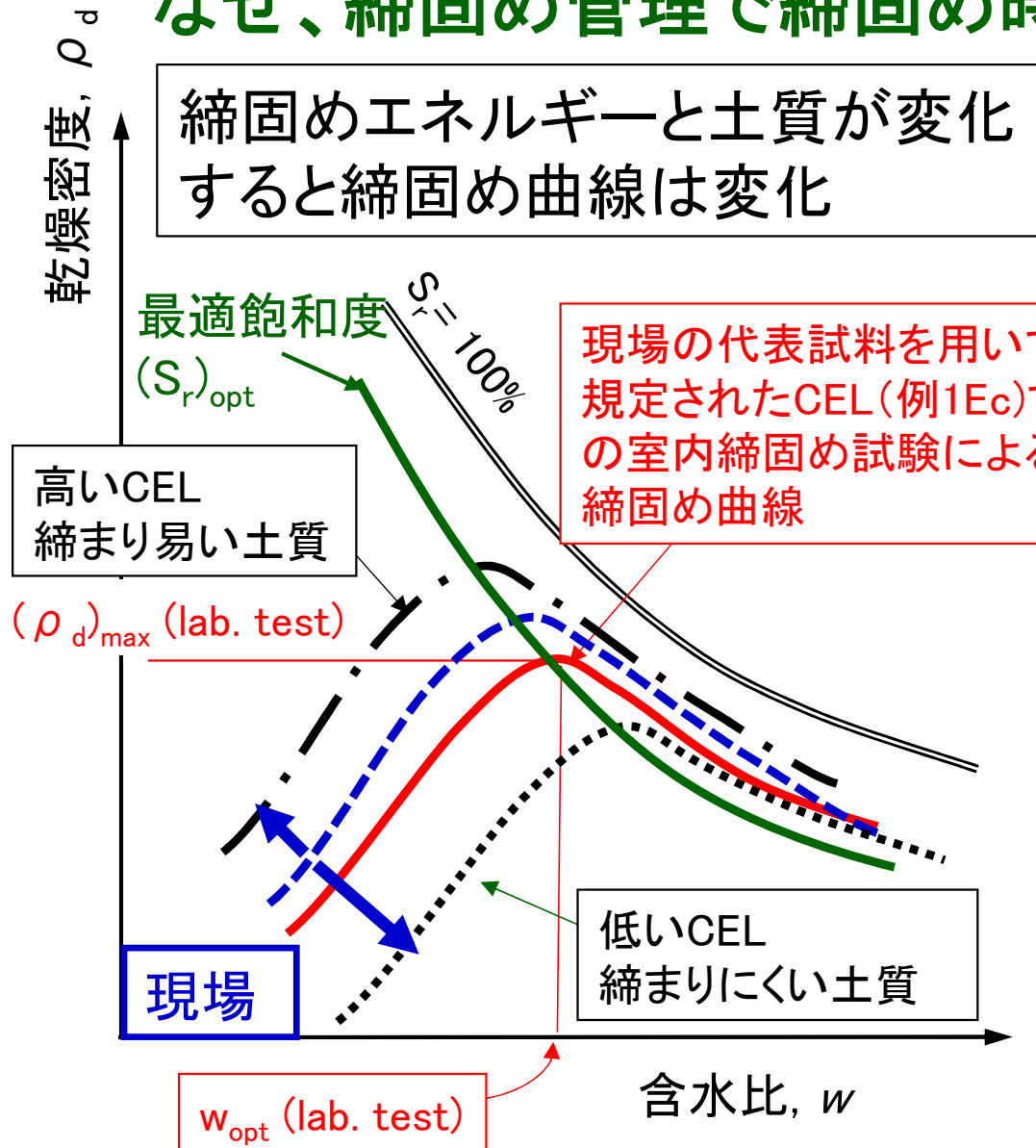
4-4 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-5 飽和度管理を重視した締固め管理

4-6 飽和度管理に基づく地盤剛性指標を活用した締固め管理

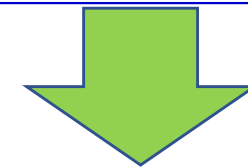
5. まとめ

なぜ、締固め管理で締固め時飽和度 S_r を重視するのか？



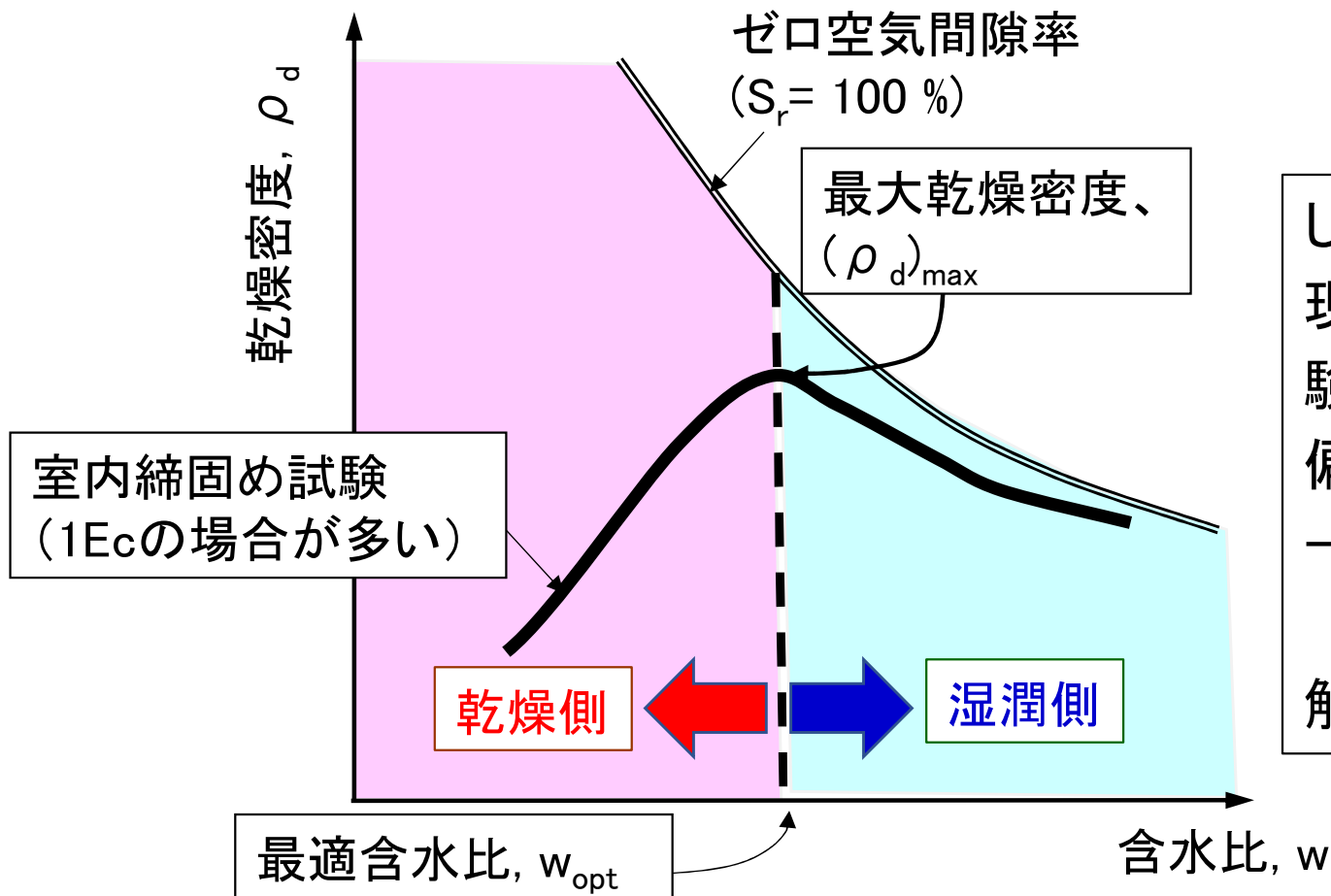
盛土材の土質と施工時CELは、管理しても不可避免的に変動

⇒現場での $(\rho_{d,max})$ と w_{opt} は変動し、室内試験での値から偏る場合も多い。しかし、通常は、これらの値を現場の $(\rho_{d,w})$ を測定した箇所から試料を採取して測定することはしていない。このため、現場での $(\rho_{d,max})$ と w_{opt} の値は実際には不明 ⇒解決策は？



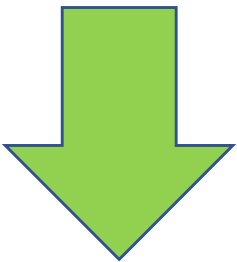
- ①最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ と正規化締固め曲線 $(D_c)_t = \rho_d / (\rho_{d,max}) \sim S_r - (S_r)_{opt}$ 関係は、土質とCELの変動に対して安定、②強度・剛性、透水性等は $S_r = (S_r)_{opt}$ 状態でほぼ最適 ⇒ $S_r = (S_r)_{opt}$ を目指す締固め管理は、盛土の品質の最適化が客観的で効率的

従来の、含水比に基づく盛土の締固め管理(Proctor法)の枠組み



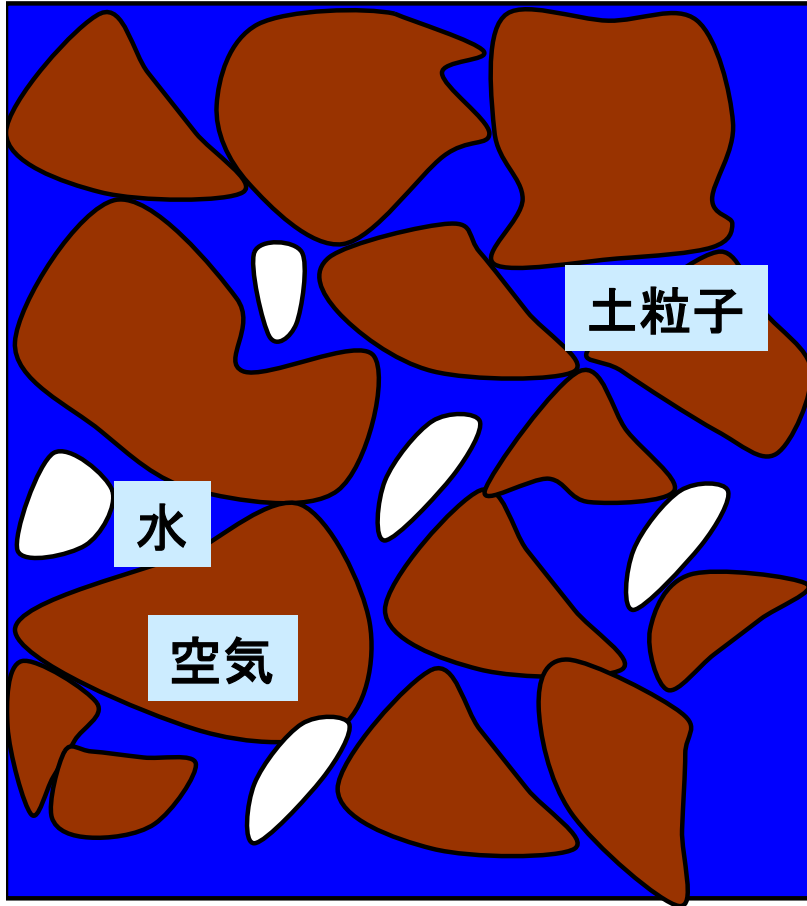
しかし、
 現場の w_{opt} は、室内締固め試験による値に対して、ばらつき、偏るのが普通
 → w_{opt} に基づく乾燥側/湿潤側の区別は客観的ではない！
 解決策は？

現場管理の例: D_c の全測定値 \geq 所定の管理値 の確認
 $w + \alpha \geq w_{opt} \geq w_{opt} - \beta$ の確認



①最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ と正規化締固め曲線 $(D_c)_t = \rho_d / (\rho_d)_{max} \sim S_r - (S_r)_{opt}$ 関係は、土質とCELの変動に対して安定、②強度・剛性、透水性等は $S_r = (S_r)_{opt}$ 状態でほぼ最適
 ⇒ $S_r = (S_r)_{opt}$ を目指す締固め管理は、盛土の品質の最適化が客観的で効率的

土



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

w一定でも、 ρ_d が増加すると
 S_r は増加
 \Rightarrow w管理と S_r 管理は異なる

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

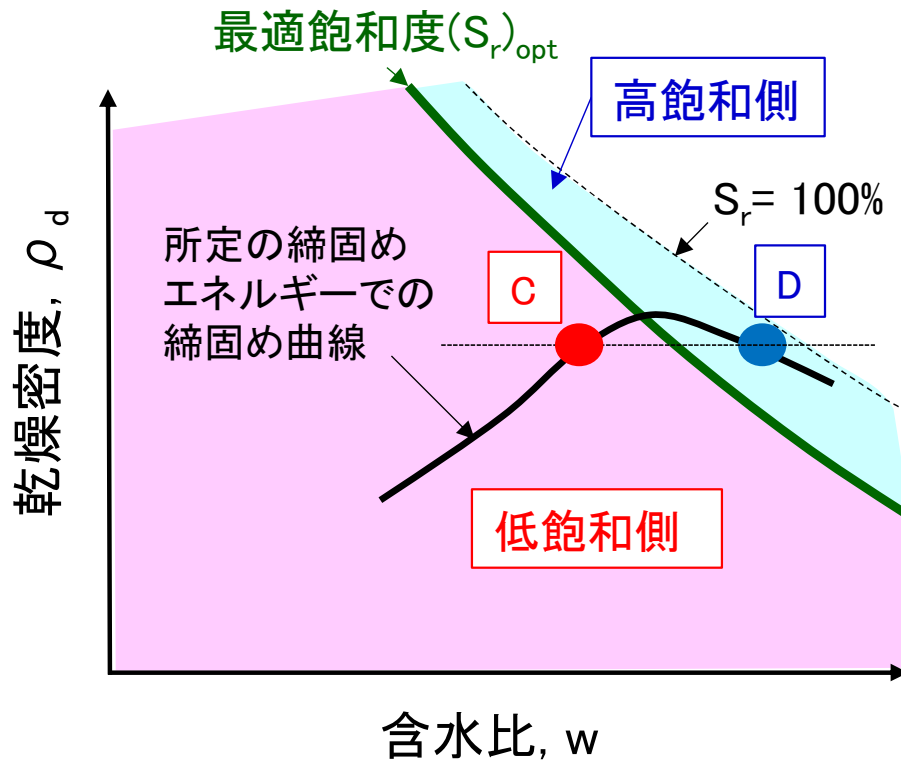
飽和度:

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

\Rightarrow 水と空気の体積状態を表現

\Rightarrow 締固め特性と締固め土の物性を制御するサクシオンは、 ρ_d 及び S_r の関数

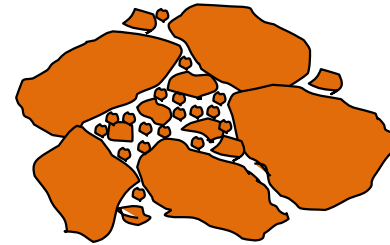
締固め特性と物性は締固め時の飽和度に支配される ⇒盛土の締固め管理の新しい枠組み



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

D

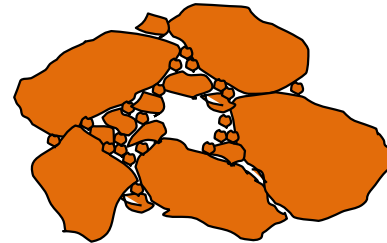
分散型 (dispersed)
粒子骨格構造



サクシオン小 ⇒ 細粒子は粗粒子の間隙内で分散
・不安定な粒子骨格
・小さな透水係数

C

凝集型 (coherent)
粒子骨格構造*



サクシオン大 ⇒ 細粒子が大粒子に密着して、
・安定な粒子骨格
・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

御母衣ダム



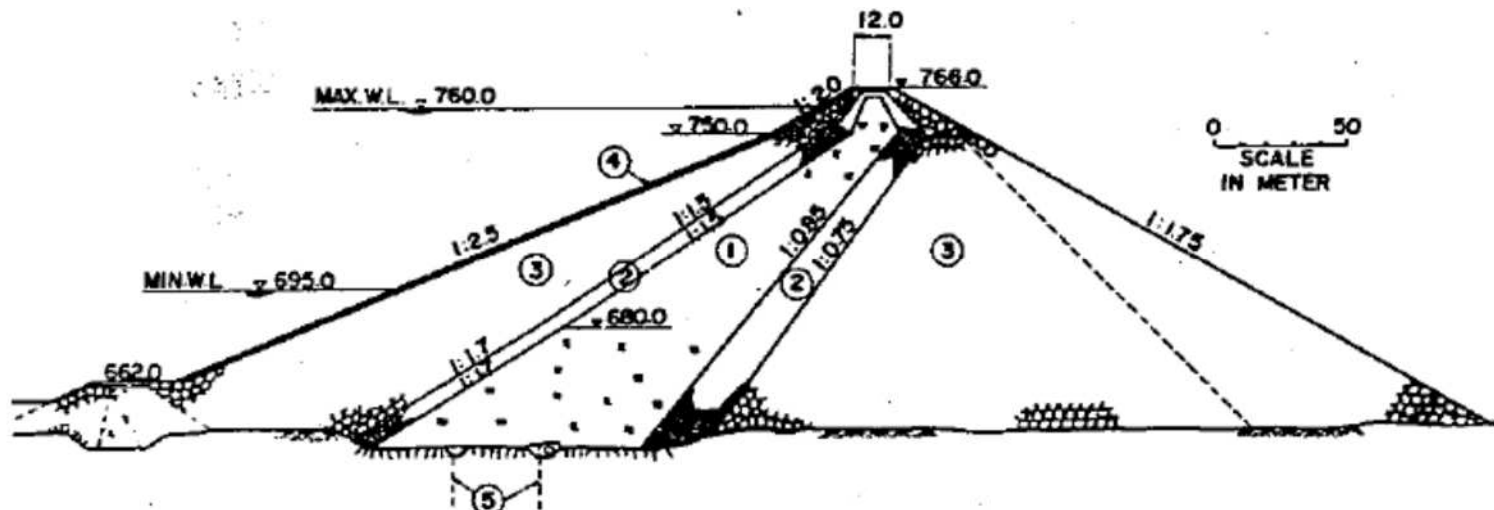
ロックフィルダム

高さ: 131 m

完成: 1961年

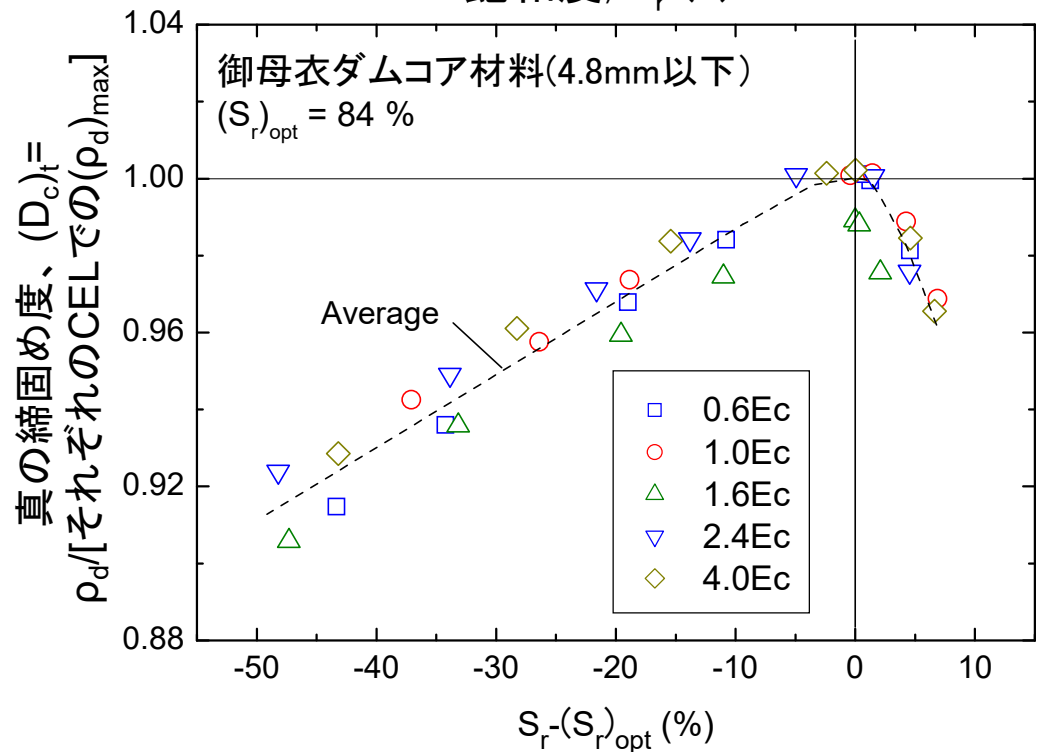
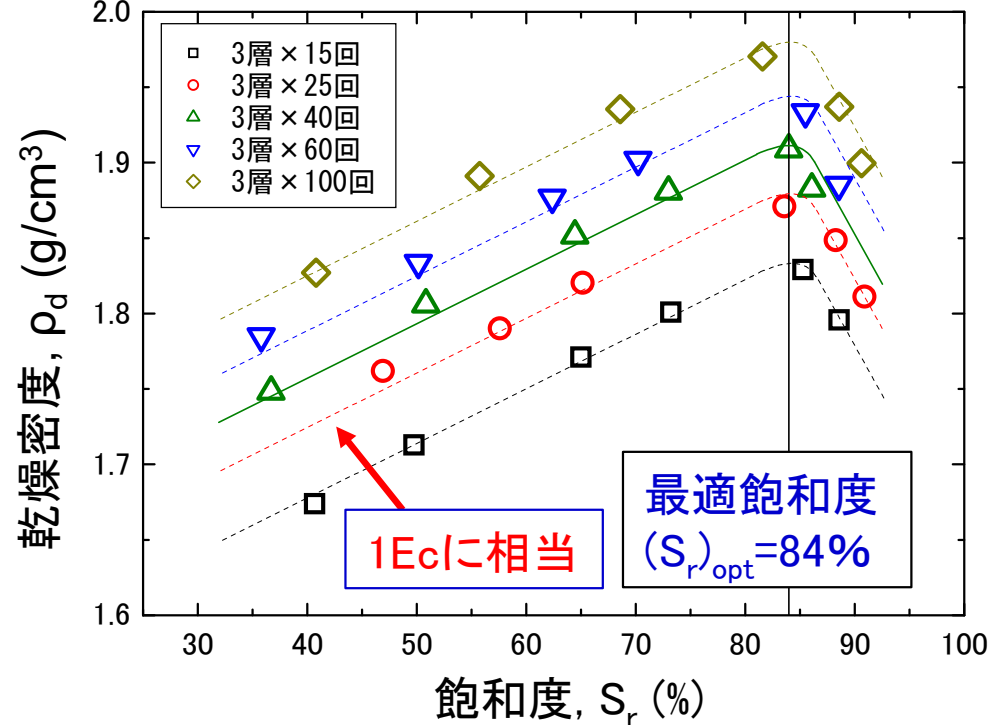
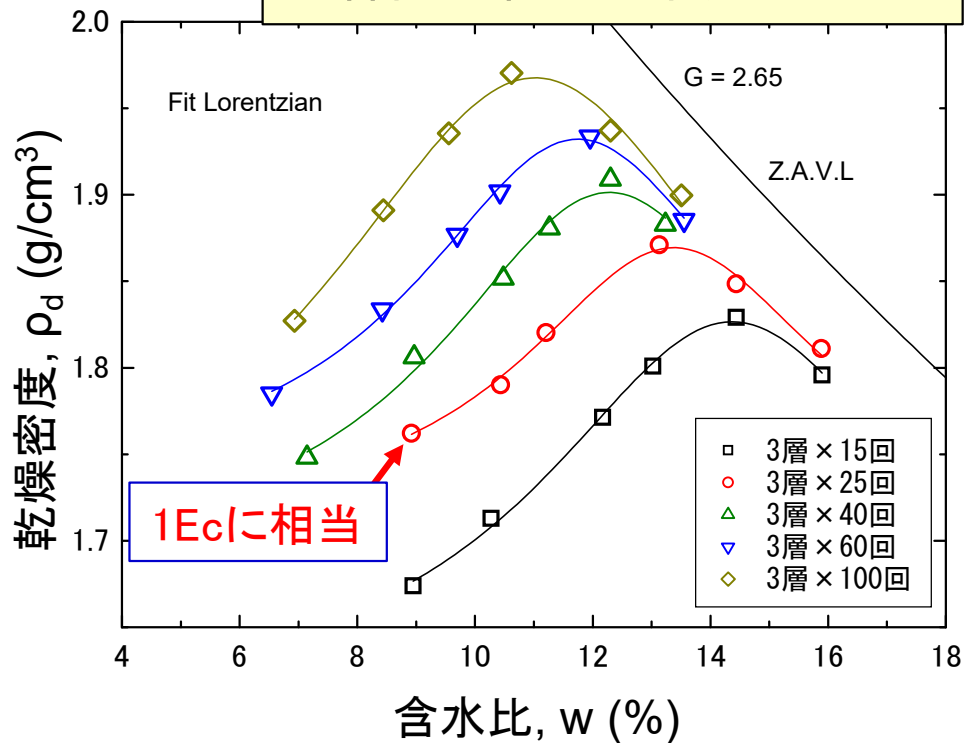
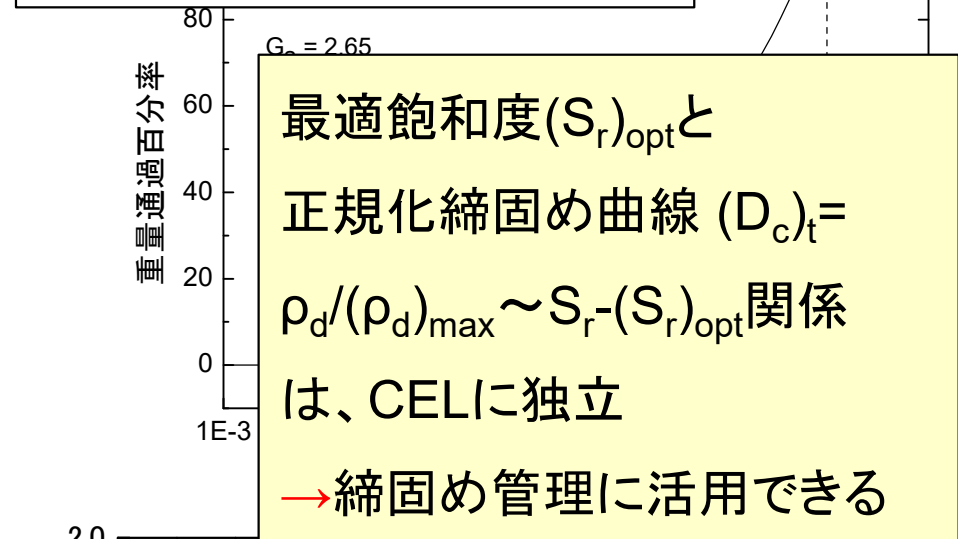
調査設計段階で、非常に系統的な土質試験を実施

⇒そのデータは、締固め特性と透水特性は締固め時の飽和度の関数であることを示している



- ① コア
- ② フィルター
- ③ ロックフィル
- ④ リップラップ
- ⑤ グラウトカーテン

御母衣ダム、 コア材料室内試験用試料

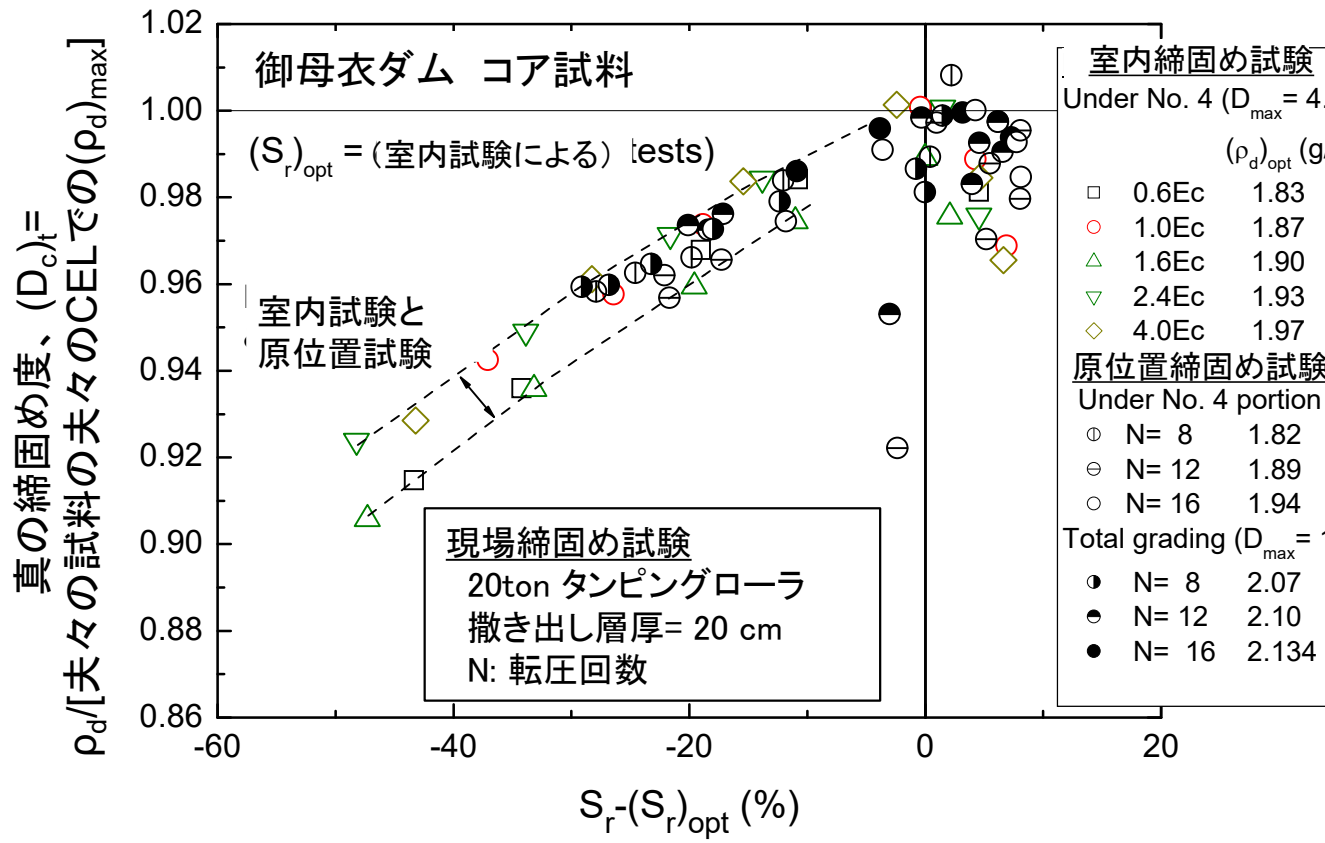
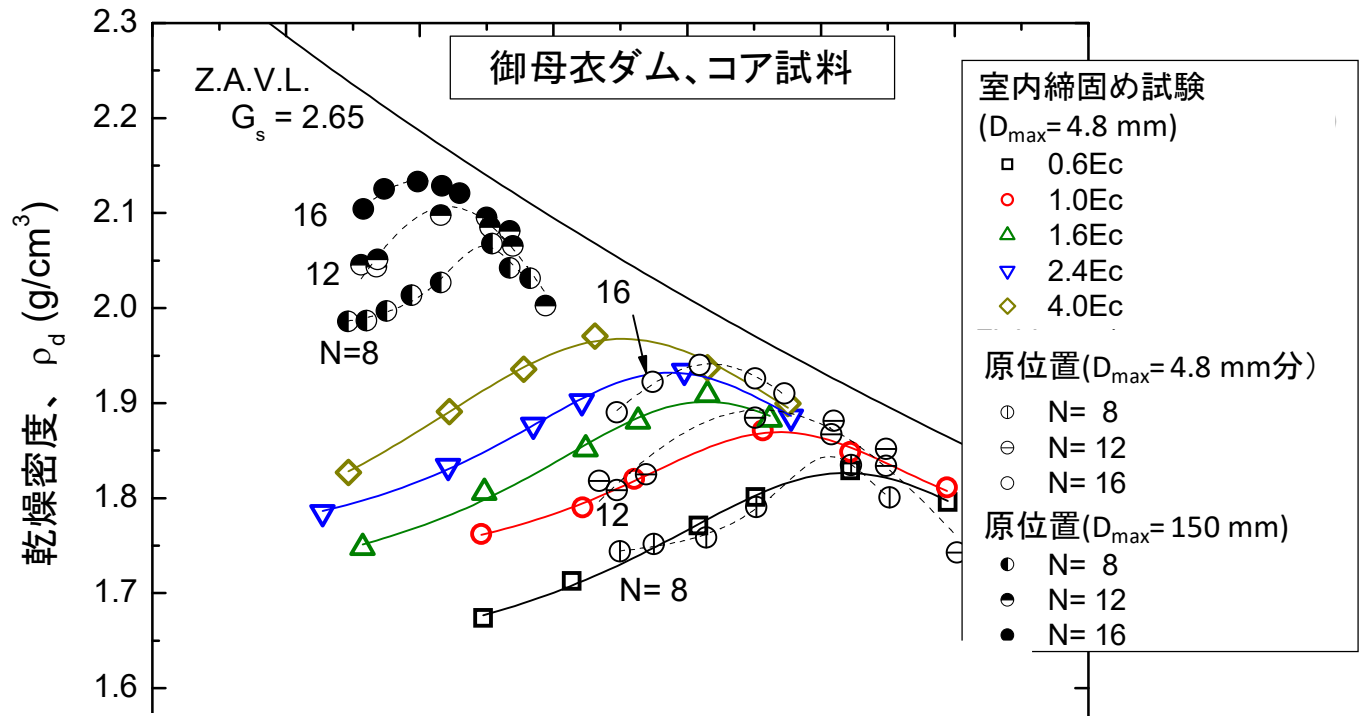


三国英四郎(1962): フィルダムしゃ水壁材料の性質と締固めに関する研究(その1)、土と基礎、10(1): 3-12

浅尾 格(1963): 御母衣ダムについて、第8回国際大ダム大会課題第31関係論文, 大ダムNo.27, 33-33.

御母衣ダム、コア材料 室内締固め試験と 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): 3-12
浅尾 格(1963): 御母衣ダムについて、第8回国際大ダム大会課題第31関係論文(論文番号R.13), 大ダムNo.27, 33-33.

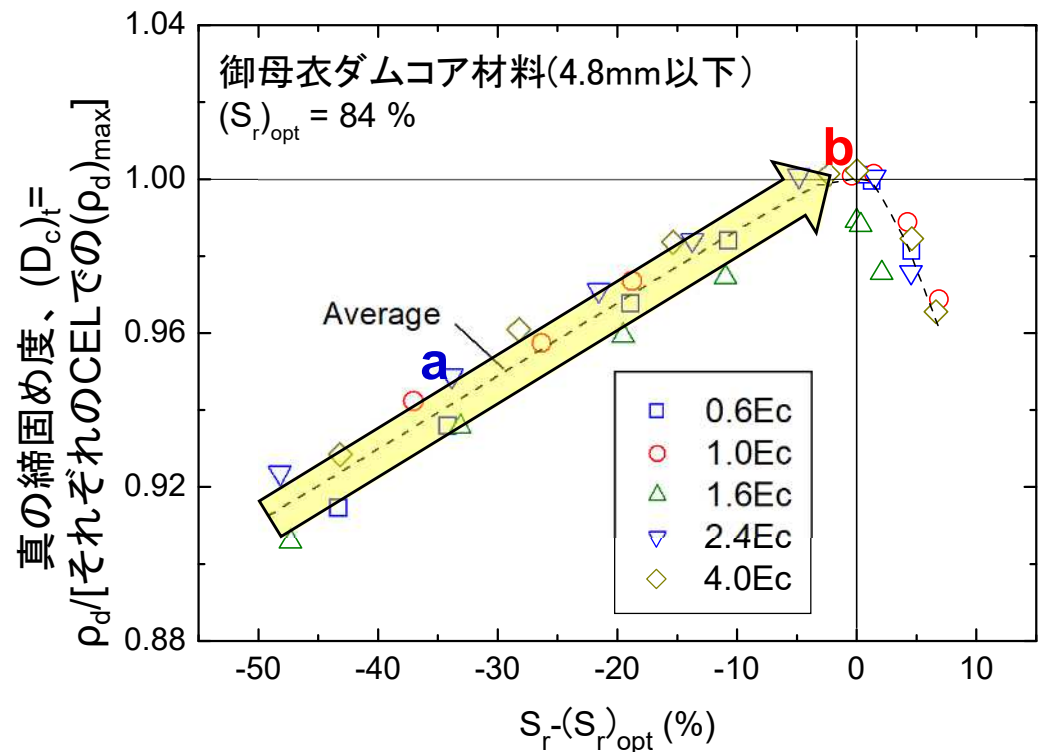
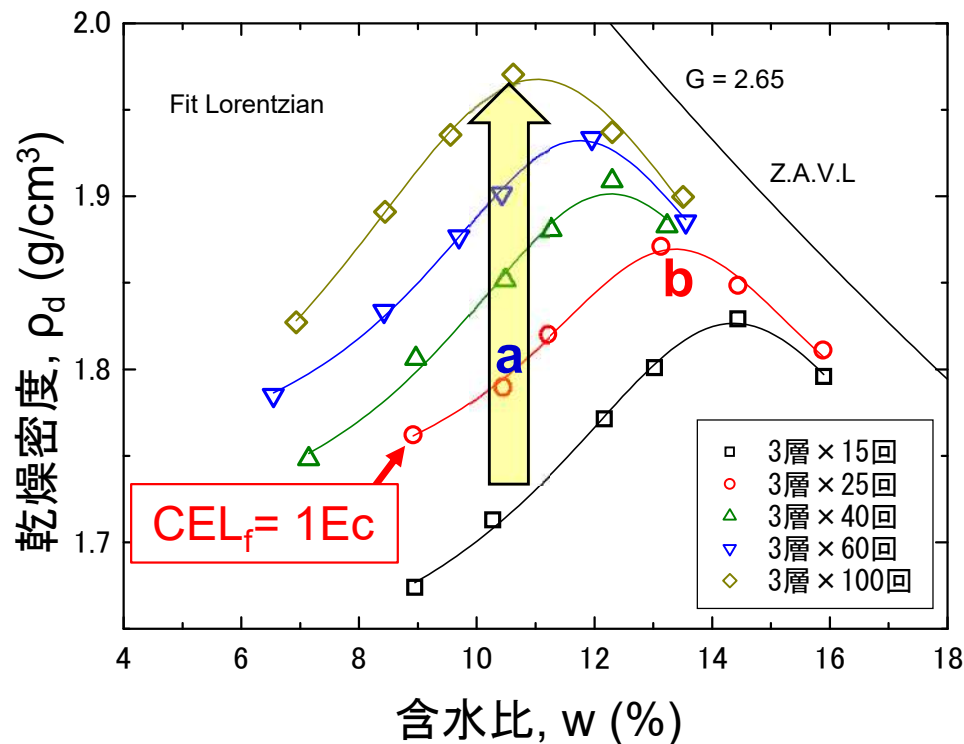


室内締固め試験	
Under No. 4 ($D_{\max} = 4.8$ mm)	
	$(\rho_d)_{\text{opt}}$ (g/cm^3)
□ 0.6Ec	1.83
○ 1.0Ec	1.87
△ 1.6Ec	1.90
▽ 2.4Ec	1.93
◇ 4.0Ec	1.97
原位置締固め試験	
Under No. 4 portion	
○ N = 8	1.82
⊖ N = 12	1.89
○ N = 16	1.94
Total grading ($D_{\max} = 1$)	
● N = 8	2.07
● N = 12	2.10
● N = 16	2.134

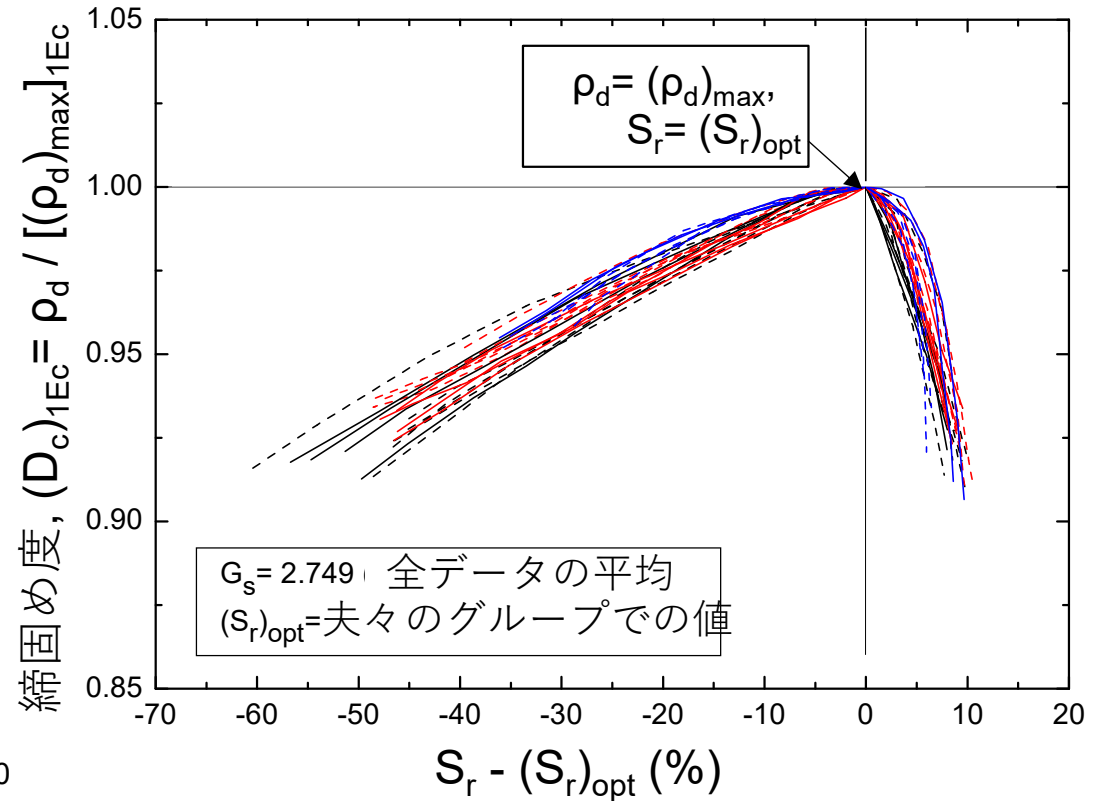
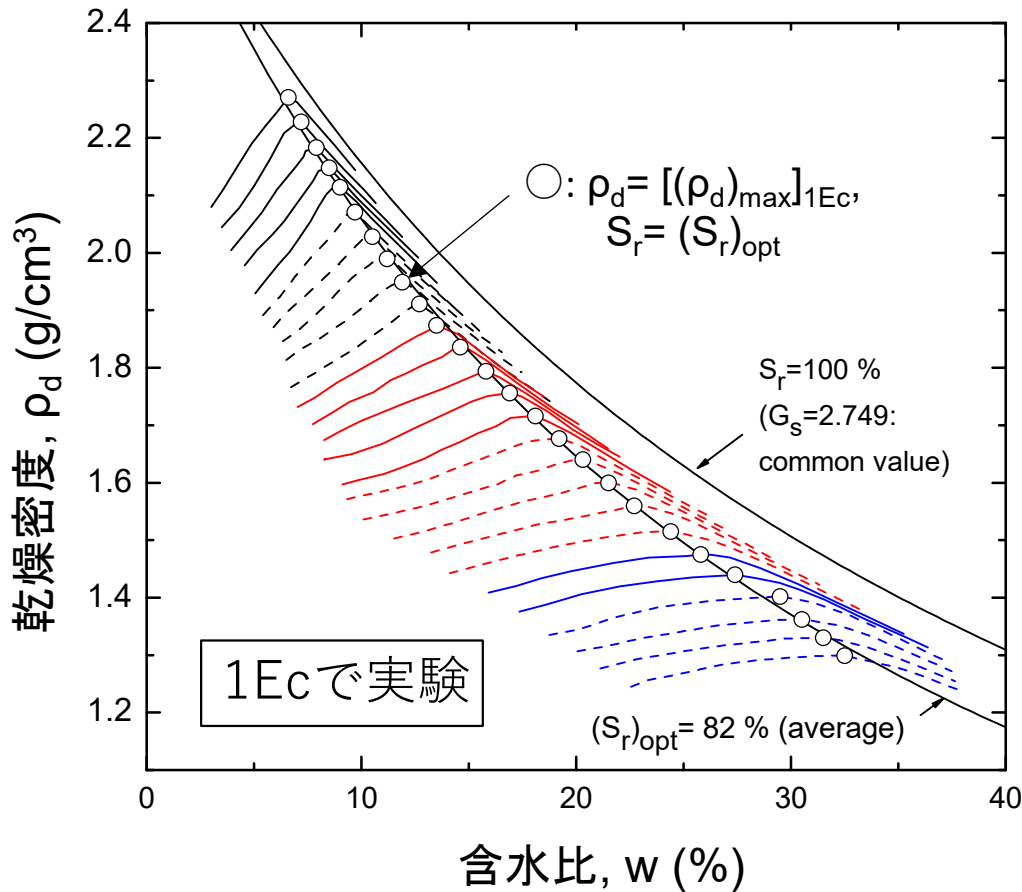
室内試験と原位置試験で、
 $(S_r)_{\text{opt}}$ の値と
 $(D_c)_t = \rho_d / (\rho_d)_{\max} \sim S_r - (S_r)_{\text{opt}}$ 関係
は共通であり、いずれもCELに
独立

御母衣ダム、コア材、 室内試験用試料のデータ

- ・w一定の現場締固め過程では、通常 S_r は低飽和度状態で増加して $(S_r)_{opt}$ に接近
- ・低飽和度側の $(D_c)_t = \rho_d / (\rho_d)_{max} \sim S_r - (S_r)_{opt}$ 関係は、CELが増加してもほぼ同じ
- ⇒現在のCELが不明でも、例えば点aでの ρ_d と $S_r - (S_r)_{opt}$ の測定値から、
点aでの締固め状態の指標: $(D_c)_t = [\text{点aでの } \rho_d] / [\text{点bでの } (\rho_d)_{max}]$ が分かる
- ・「点aでの CEL_f 」における最適状態bでの $(\rho_d)_{max}$ も、点aでの ρ_d と $(D_c)_t$ から求まる
- ⇒点aでの最適含水比 $(w_{opt})_{CEL_f}$ である点bのwの値は、点bでの $(\rho_d)_{max}$ と $(S_r)_{opt}$ 値から求まり、 CEL_f で次に行う施工段階では、盛土材のwを $(w_{opt})_{CEL_f}$ に調整すれば締固め状態は点bに接近することができる



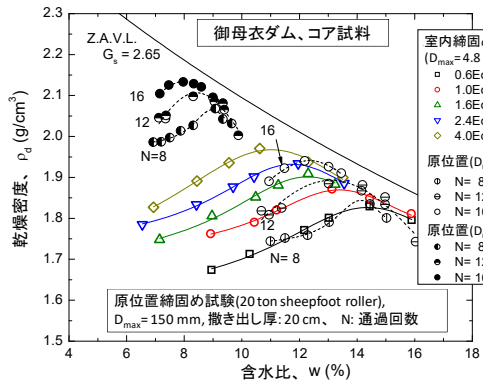
米国オハイオ州道路局での締固め試験(1Ec): 10,000の締固め曲線を、土質毎の26のグループに分類して平均化



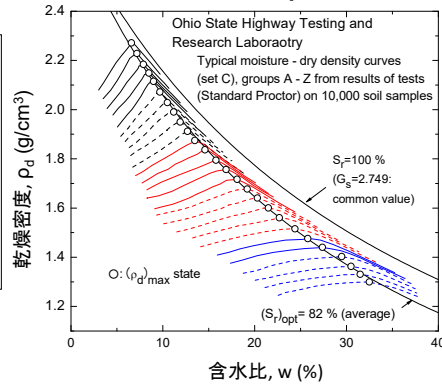
Joslin, J. G. (1959): Ohio's typical moisture-density curves, *ASTM STP239, Proc. of Symposium on Application of Soil Testing in Highway Design and Construction*, 111-118.

非常に広範囲の土質に対して、
最適飽和度 $(S_r)_{\text{opt}}$ と
 $(D_c)_{1Ec} = \rho_d / [(\rho_d)_{\max}]_{1Ec} \sim S_r - (S_r)_{\text{opt}}$ 関係
は、安定している

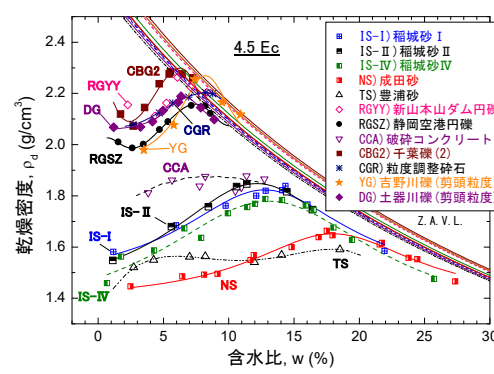
非常に多数の室内と現場の締固め試験の結果のまとめ



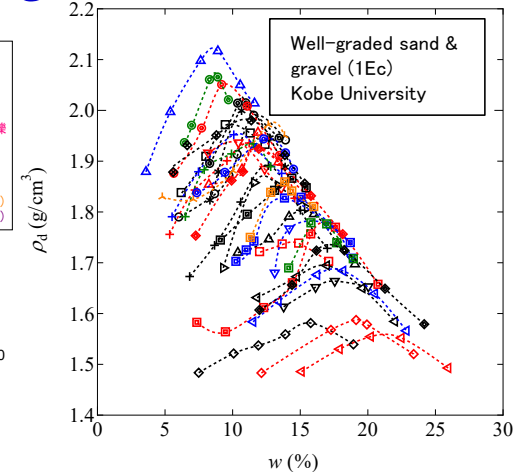
御母衣ダムコア材



米国オハイオ州

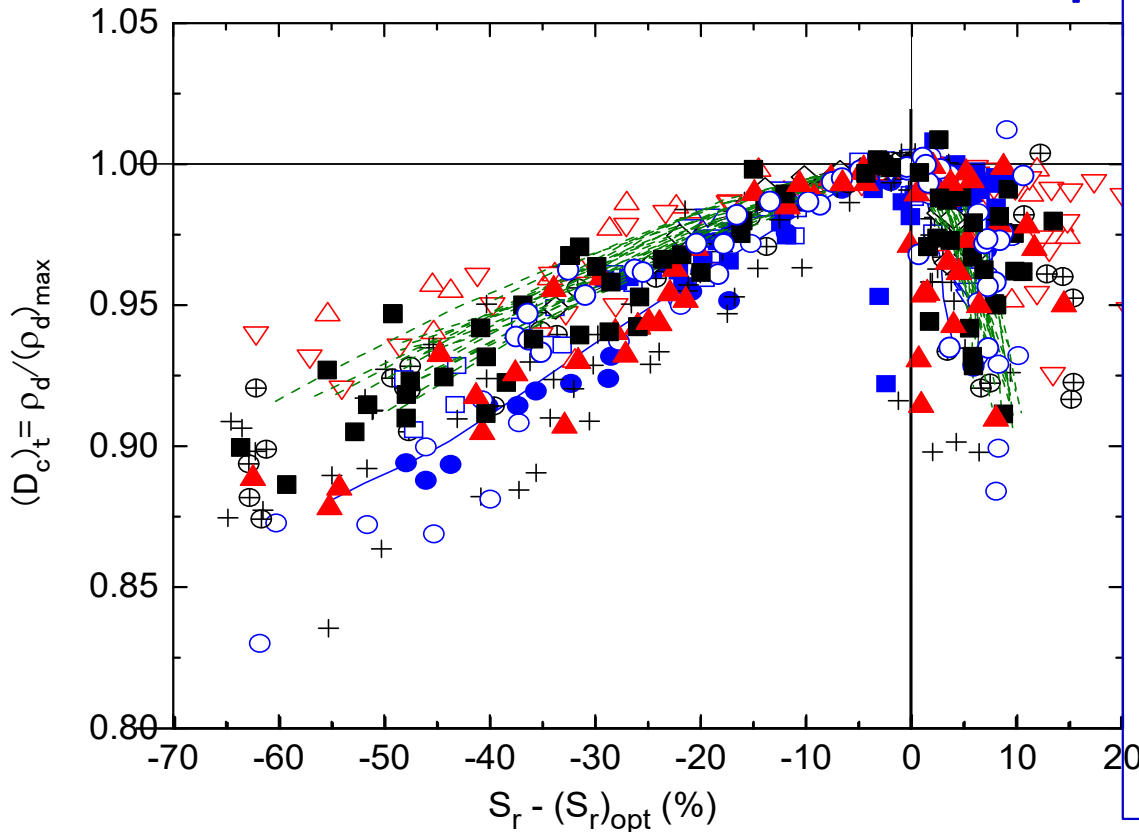


東京理科大学



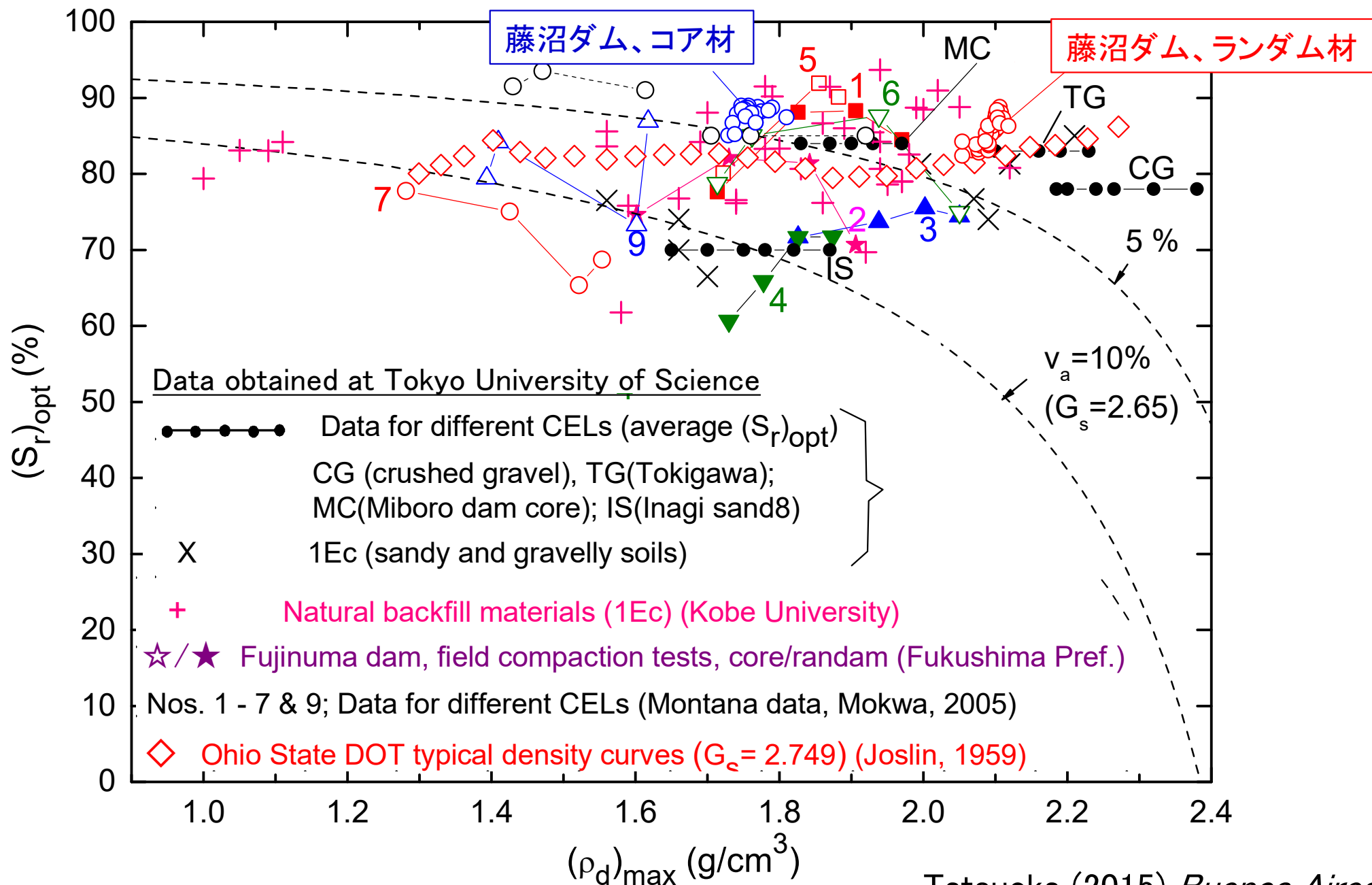
神戸大学

+他のデータ

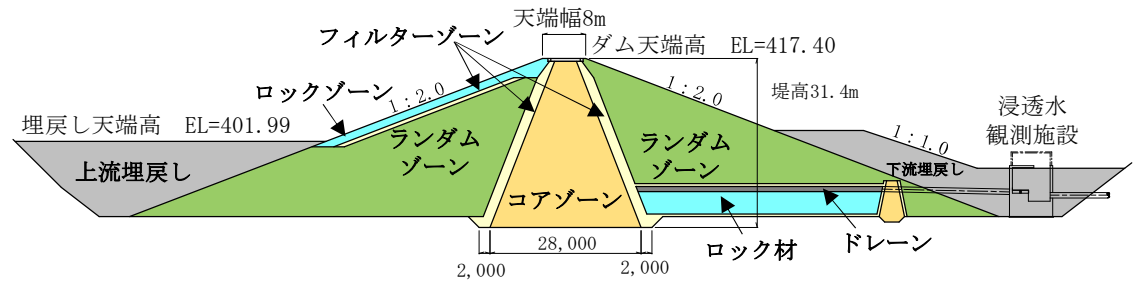


- $(D_c)_t = \rho_d / (\rho_d)_{\max} \sim S_r - (S_r)_{\text{opt}}$ 関係は、土質、CEL、現場/室内に関らず類似
- ただし、厳密には一義的ではなく、低飽和側の勾配は $(\rho_d)_{\max}$ が小さいほどやや大きくなる傾向
- それでも、個々の現場で、土質とCELは管理されて変動が限定された場合には、 $(D_c)_t = \rho_d / (\rho_d)_{\max} \sim S_r - (S_r)_{\text{opt}}$ 関係の安定性は高い
⇒ 一定と仮定できる

①最適飽和度($S_{r,opt}$)は、多種多様な土質とCELに対して、バラツキはあるが、全体として一定の傾向： ②個々のprojectでは、ほぼ一定

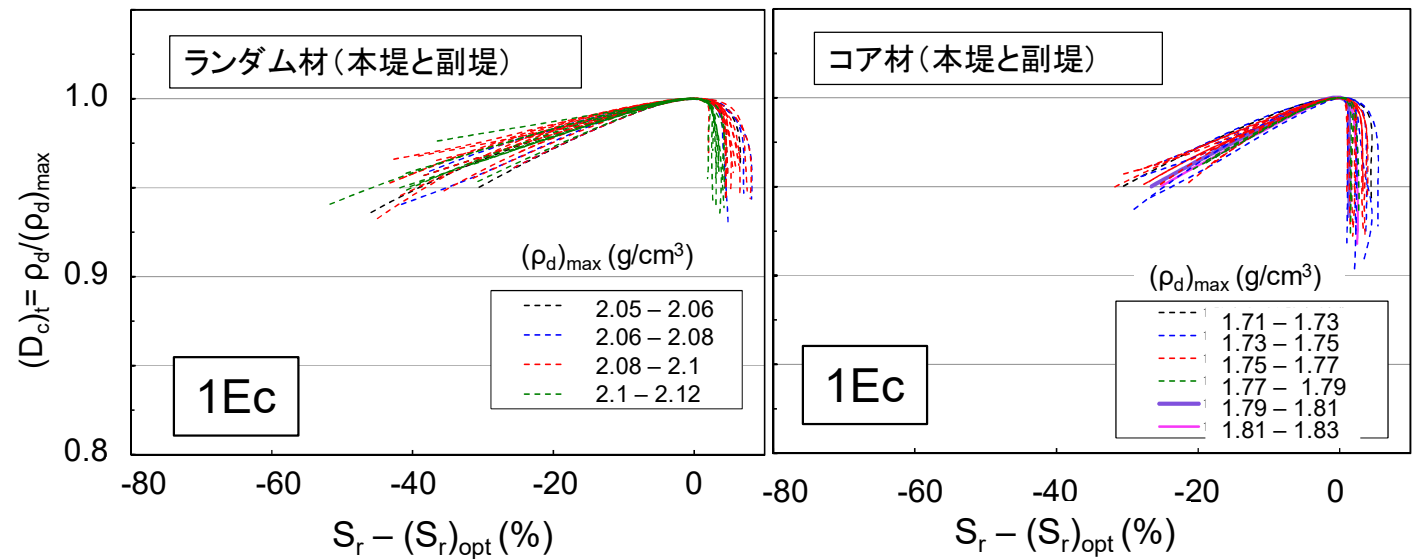
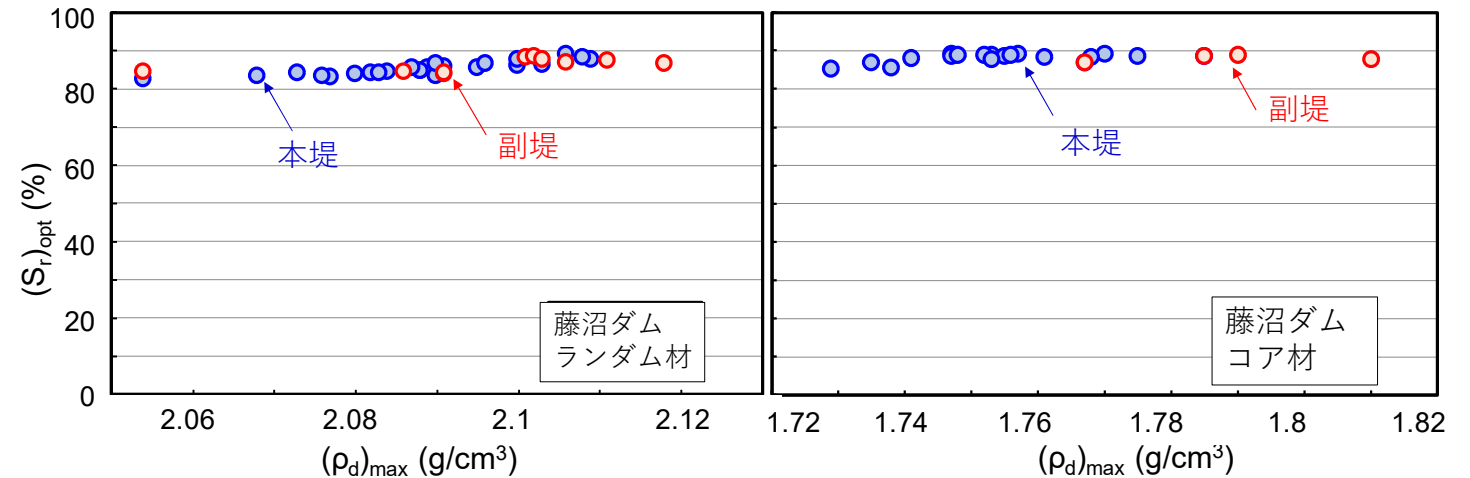


強化復旧した藤沼ダム



長期の建設の間、盛土材の土質は一定の範囲で変化して $(\rho_d)_{max}$ は変化。しかし、コア材とランダム材のそれぞれで、最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ と正規化締固め曲線 $(D_c)_t = \rho_d / (\rho_d)_{max} \sim S_r - (S_r)_{opt}$ 関係はほぼ一定

⇒それぞれの現場で、
それぞれの土質に
対しては一定、
と仮定できる



三浦亨・龍岡文夫・田中忠次・毛利栄征・石本敏樹・三反畑勇: フィルダムでの飽和度管理を重視した締固め実施例、第53回地盤工学研究発表会、大宮、2019.

通常の締固めで、低飽和度側 ($S_r < (S_r)_{opt}$) で S_r が増加する過程に対して、現場 S_r を $(S_r)_{opt} - 20\% \sim (S_r)_{opt}$ とかなり広い幅で管理した場合、CELと土質に一定程度ばらつきがあっても、

真の締固め度 $[D_c]_t = \rho_d / [\text{現在のCELでの} (\rho_d)_{max}]$ は、0.98-1.0 と非常に狭い範囲で高い値が実現される

① $S_r \approx (S_r)_{opt}$ を実現すれば → $[D_c]_t \approx 1.0$

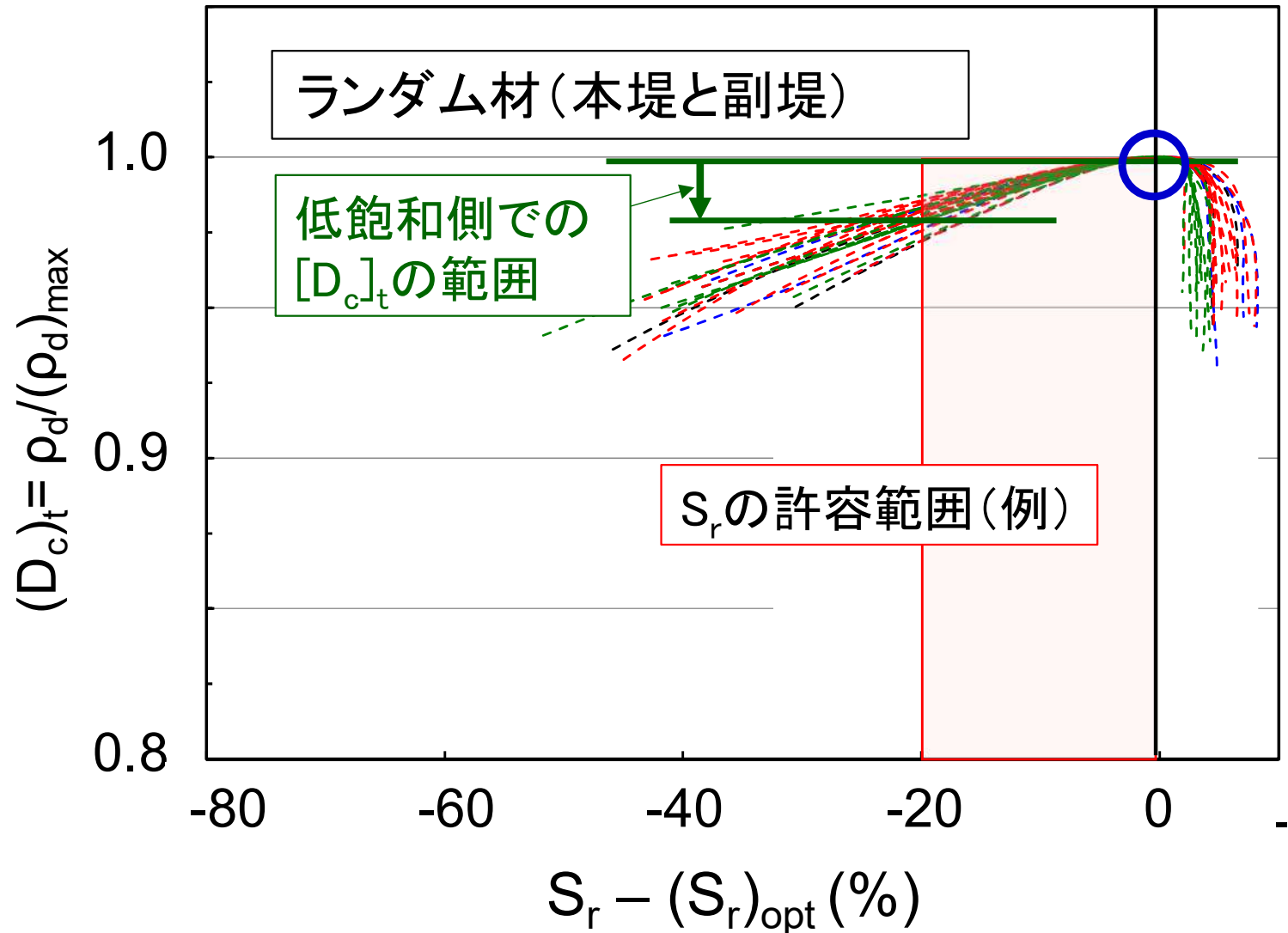
② また、現場CELを大きい値に維持すれば、
→ 現場 $(\rho_d)_{max}$ 大

$$\rho_d = [D_c]_t \cdot (\rho_d)_{max} \approx (\rho_d)_{max} \text{ 大}$$

締固め管理の指標

$$[D_c]_{1Ec} = \frac{\rho_d}{[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}}$$

の値を大きく保てる



十分に高い $[D_c]_{1Ec}$ を実現するには、結局、

- ①可能な限り締固まりやすい盛土材を用意し、
- ②締固め後の S_r が最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ になるように、盛土材含水比を調整し、
- ③出来るだけ薄い撒き出し層厚で出来るだけ高い締固めエネルギーを加えて施工すること！

① $S_r \approx (S_r)_{opt}$ を実現すれば→ $[D_c]_t \approx 1.0$

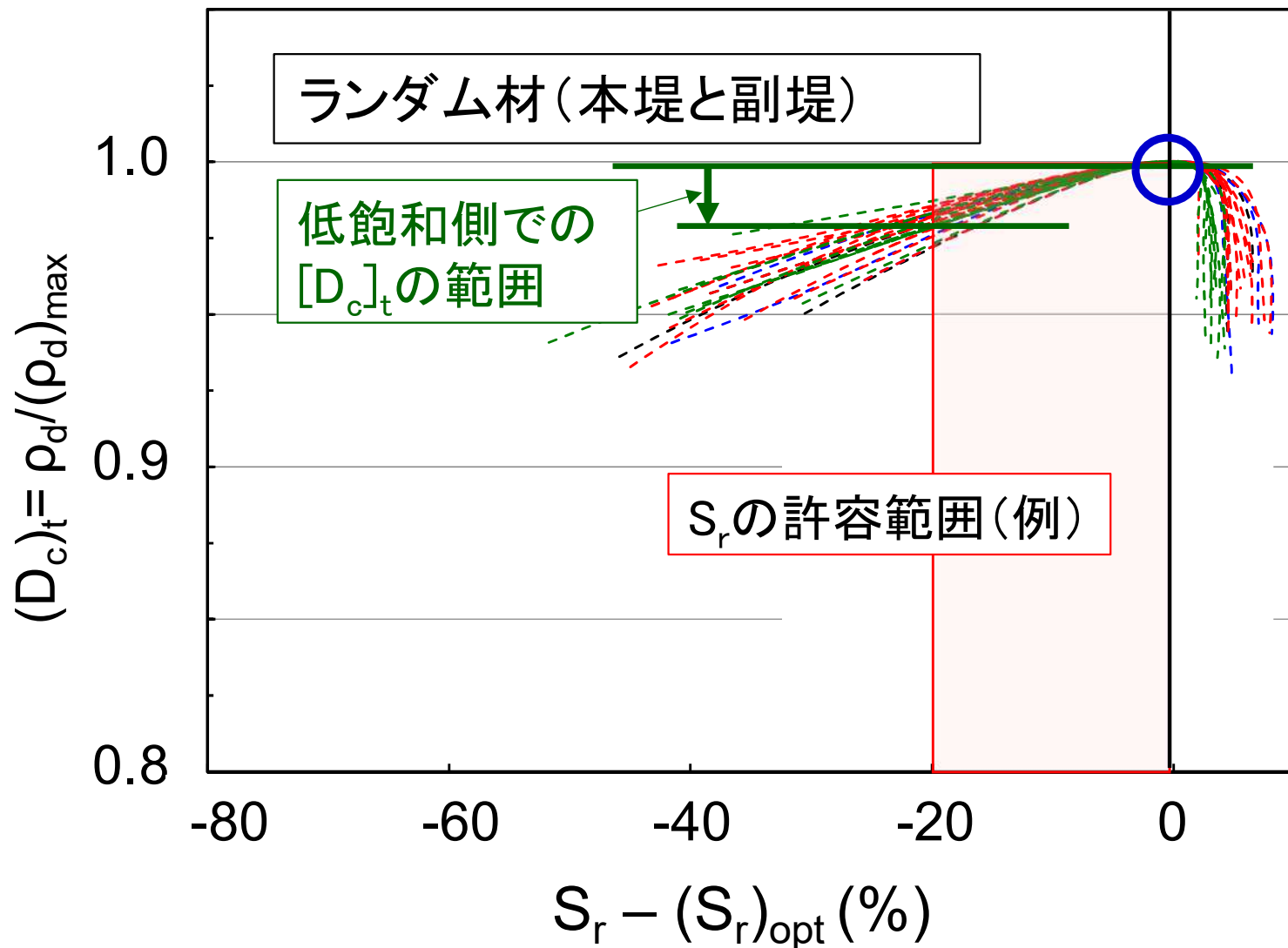
②また、現場CELを大きい値に維持すれば、
→現場 $(\rho_d)_{max}$ 大

$$\rho_d = [D_c]_t \cdot (\rho_d)_{max} \approx (\rho_d)_{max} \text{大}$$

締固め管理の指標

$$[D_c]_{1Ec} = \frac{\rho_d}{[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}}$$

の値を大きく保てる



締固め土の締固め曲線の表現では、サクシオン s を独立変数として用いない。理由は…

①サクシオン s は、 ρ_d と S_r の関数:

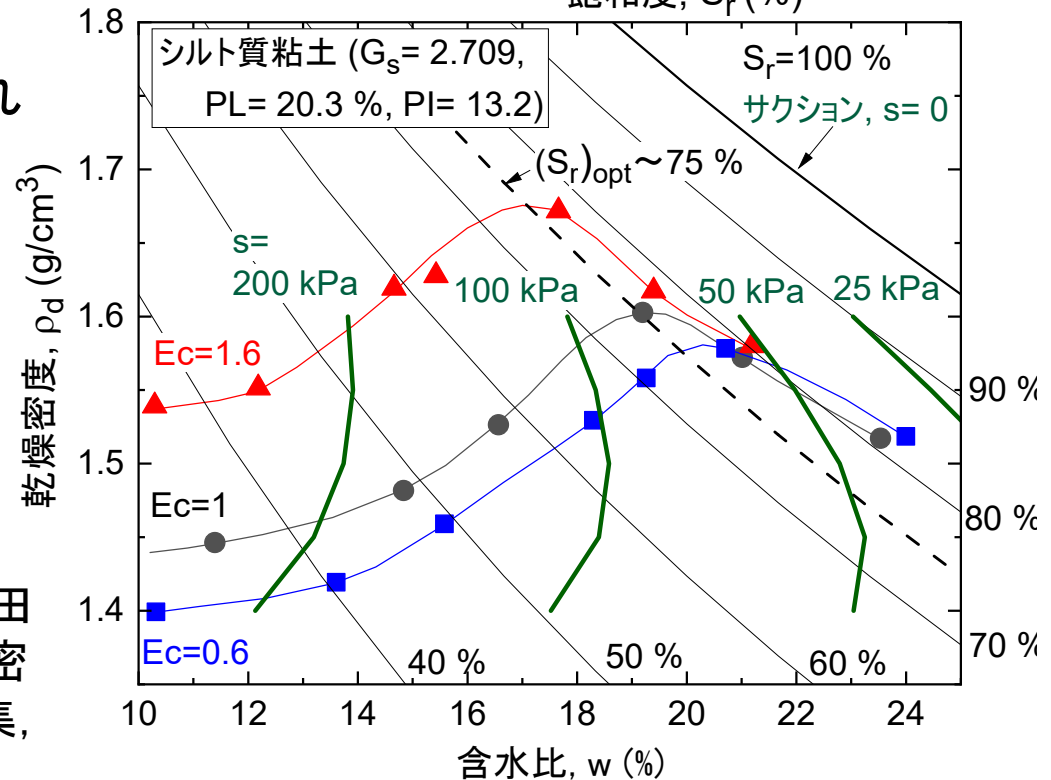
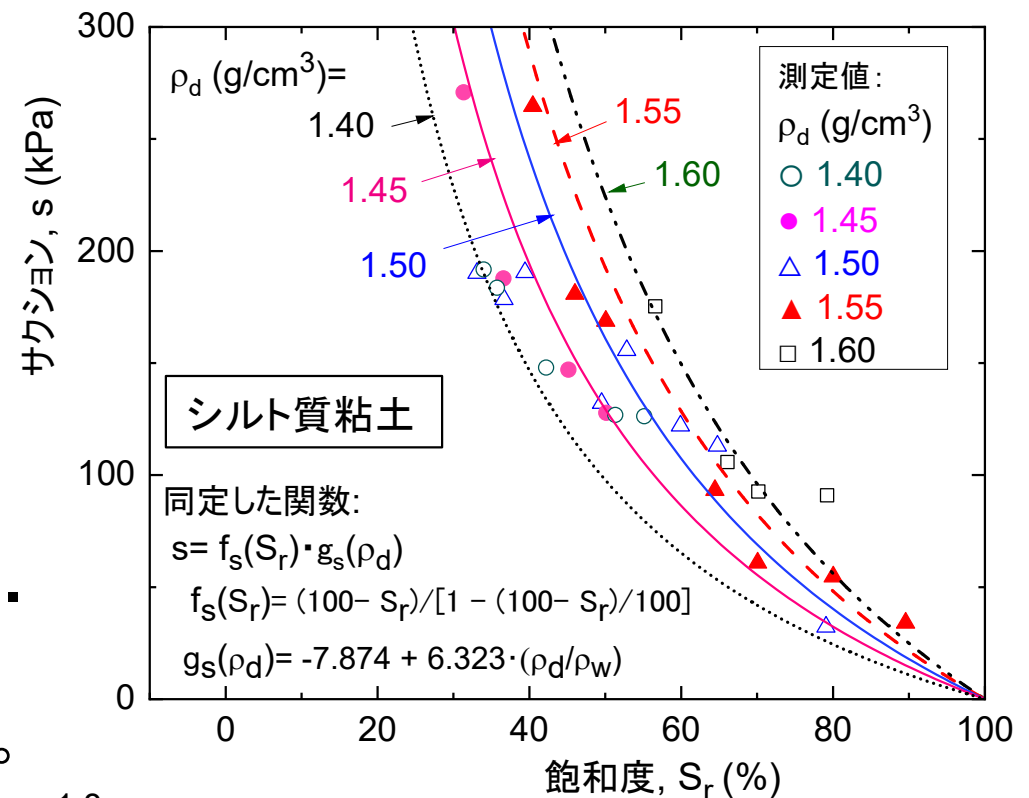
$$s = f_s(S_r) \cdot g_s(\rho_d) \quad (a)$$

②(右下図)この関数に基づく s の等高線

$\Rightarrow w < w_{opt}$ で w が減少すると s は増加し、強度・剛性が増加して締め固まりにくくなり、同一エネルギーで締め固めた場合 ρ_d は低下。つまり、締固め曲線の位置と形は s の関数であるが、 s は上記関数(a)で表現されることから S_r に支配される。

① + ② \Rightarrow 締固め曲線は、 ρ_d と締固め時の S_r で表現できて、締固め時サクシオン s は締固め曲線を表現する独立変数としては不要

データは、河井克之, 金銀羅, 流田寛之, 飯塚敦, 本田道識: 不飽和土の力学を用いた締固め土における圧密降伏応力の簡易予測手法, 土木学会応用力学論文集, Vol.5, pp.785-792, 2002.



盛土構造物の性能設計と性能施工 2/2

4. 盛土の締固め管理の合理化(性能施工)

4-1 盛土の品質を低下させる四つの要因

4-2 含水比管理と空気間隙率管理での諸問題と対応策

4-3 飽和度に基づく締固め特性の法則性

4-4 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-5 飽和度管理を重視した締固め管理

4-6 飽和度管理に基づく地盤剛性指標を活用した締固め管理

5. まとめ

強度・剛性も、乾燥密度と飽和度の関数

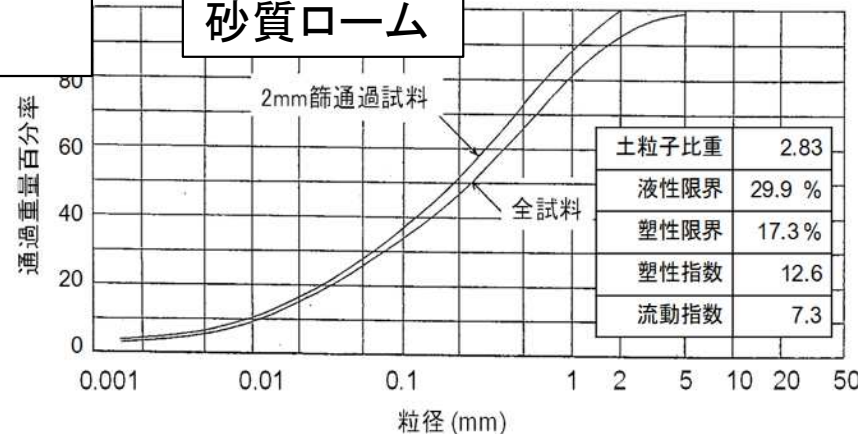
旧建設機械化研究所での実大締固め試験

(1965-1990年): 178もの試験土層を作製し

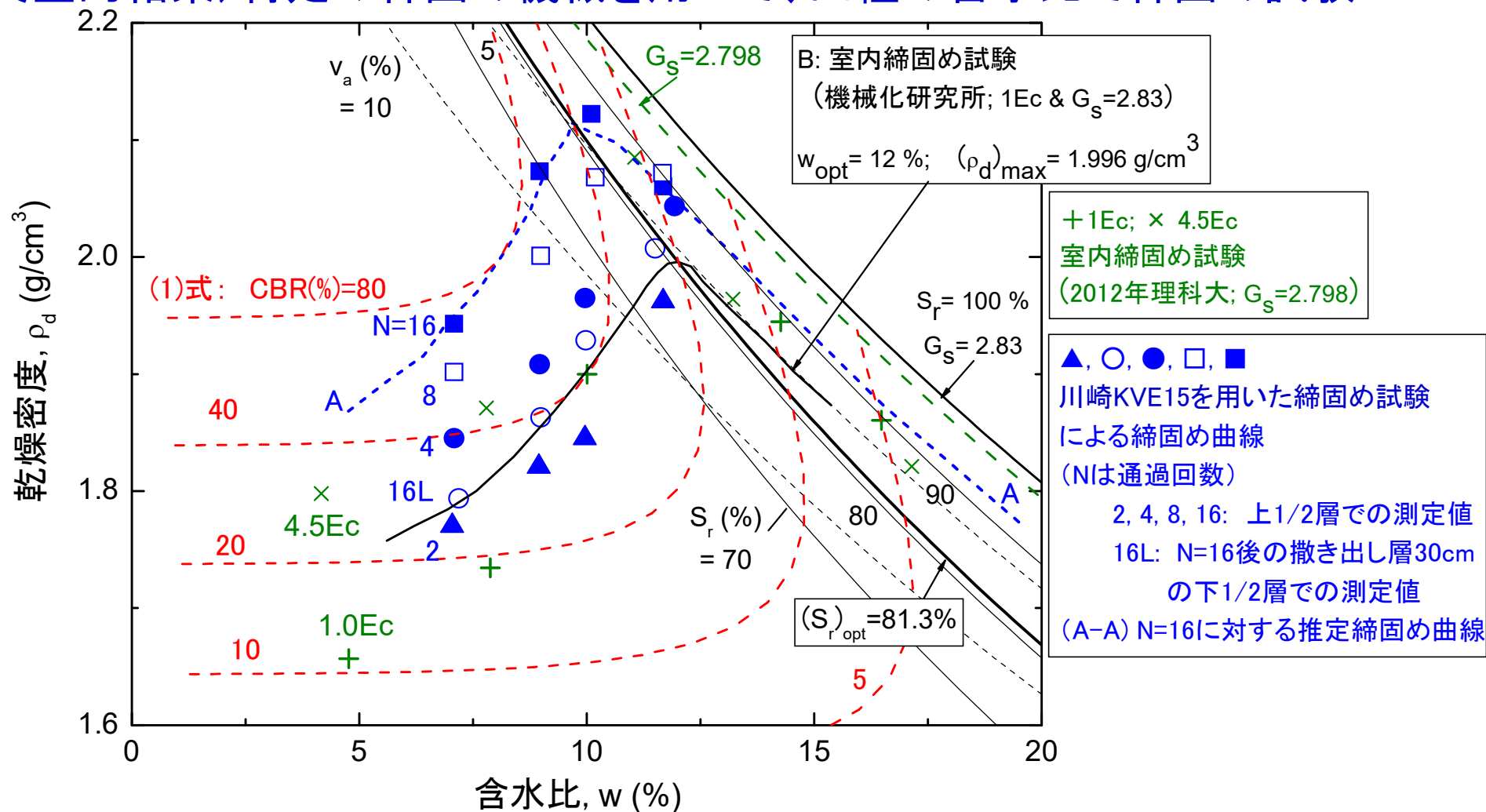
44種もの締固め機械で実験!

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

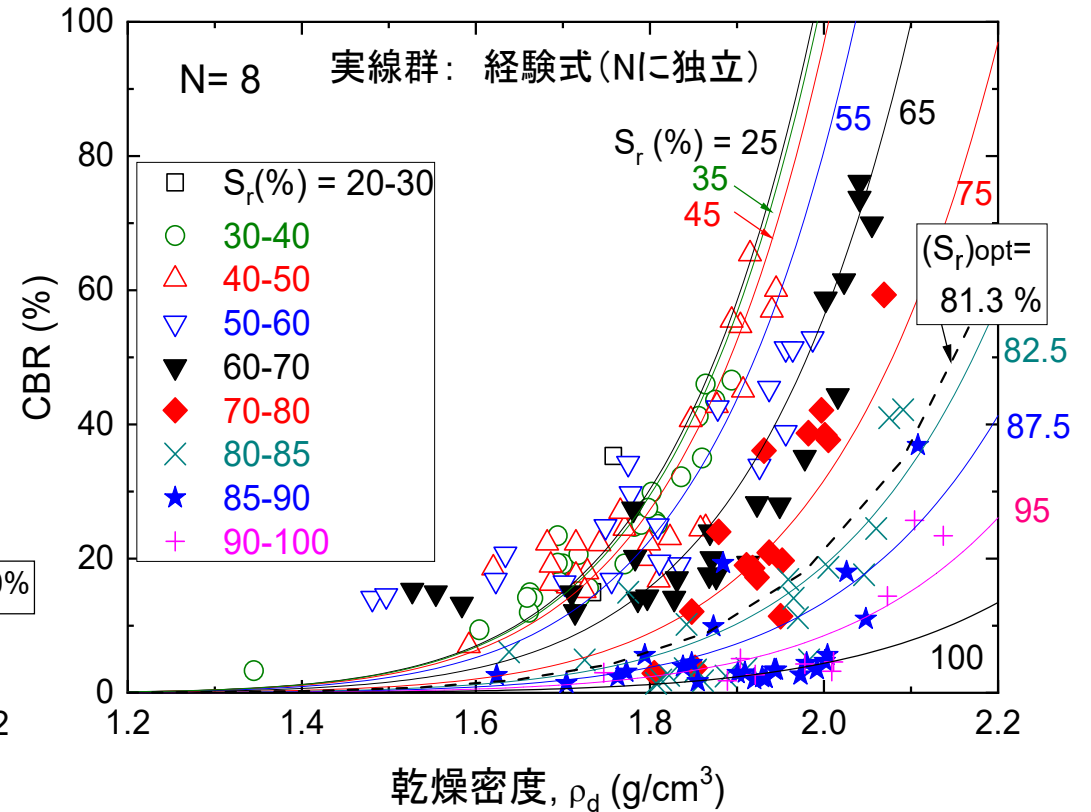
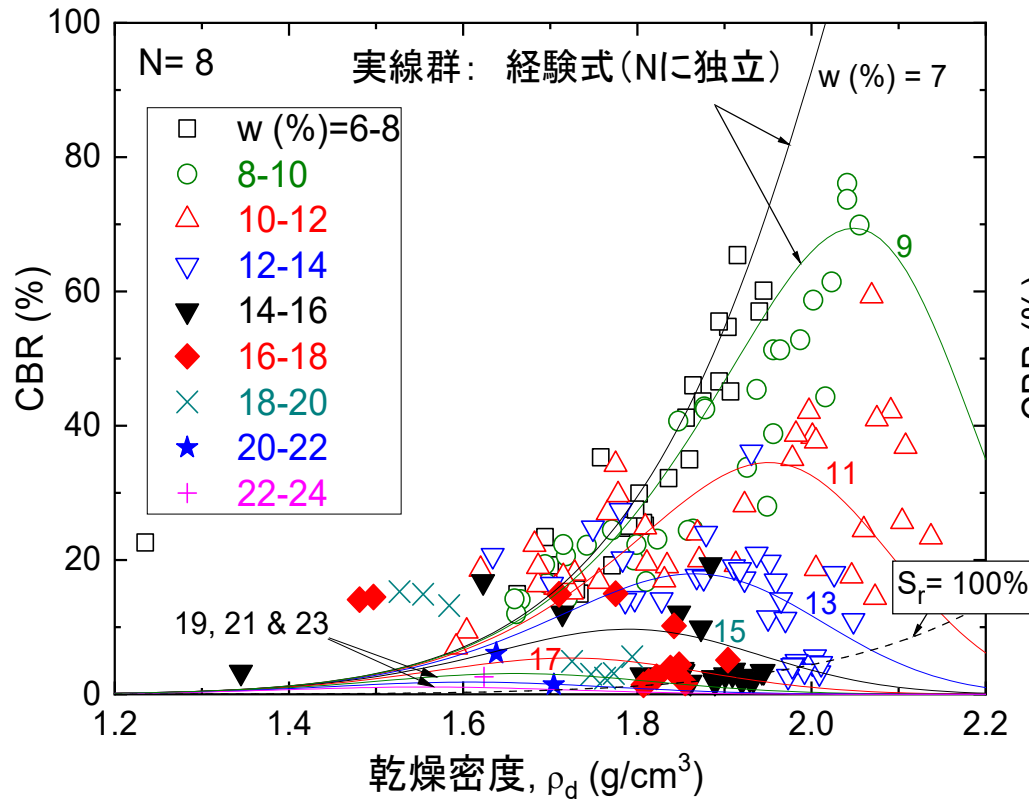
砂質ローム



(典型的結果) 特定の締固め機械を用いて、四種の含水比で締固め試験



タイヤローラ、振動ローラ等の多様な締固め機械、多様な含水比

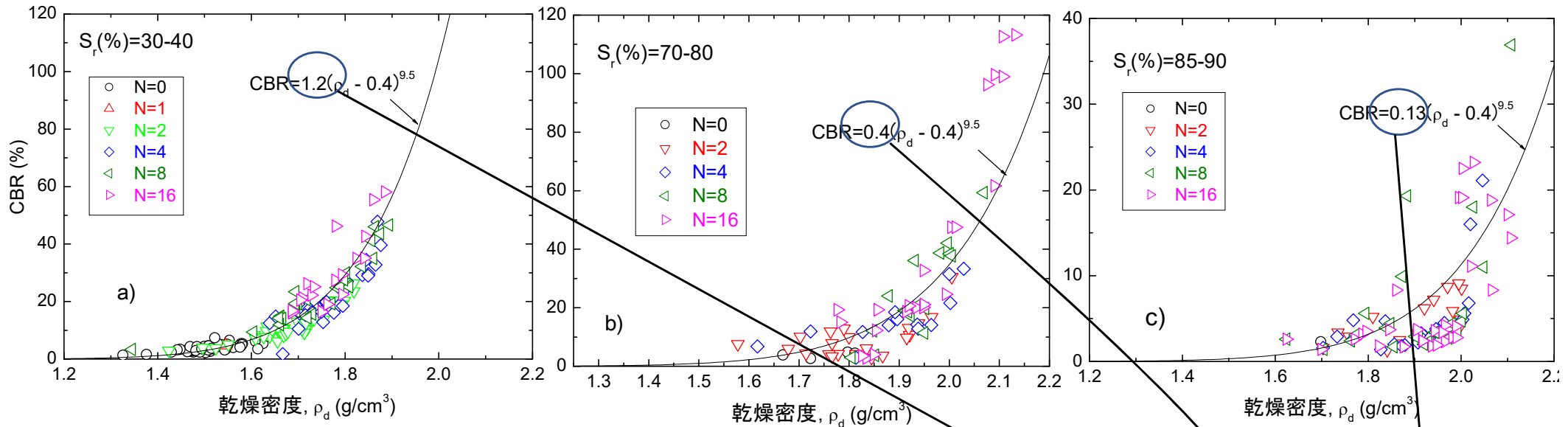


含水比 w で整理した $CBR \sim \rho_d$ 関係 \Rightarrow w 一定の締固め過程で ρ_d が一定以上に増加すると CBR は減少し始める \Rightarrow CBR をモニターしても ρ_d の増加は推定できない \Rightarrow 「従来の CBR 等による締固め管理での混迷の原因」

飽和度 S_r で整理 \Rightarrow ρ_d が増すれば CBR は必ず増加、明確な規則性 \Rightarrow 締固めた土の変形・強度特性に対する影響要因:

土質と ρ_d および 締固め時飽和度 S_r (含水比 w ではない)

- ① 締固め機械, 通過回数, 含水比が異なっても、同一の S_r では同一の $CBR \sim \rho_d$ 関係
- ② 異なる S_r でも、乾燥密度 ρ_d に関しては同一の関数 $(\rho_d/\rho_w - 0.4)^{9.5}$ が適用できる
- ③ この係数は、 S_r が増加すると低下する \Rightarrow 関数 $f_{CBR}(S_r)$!

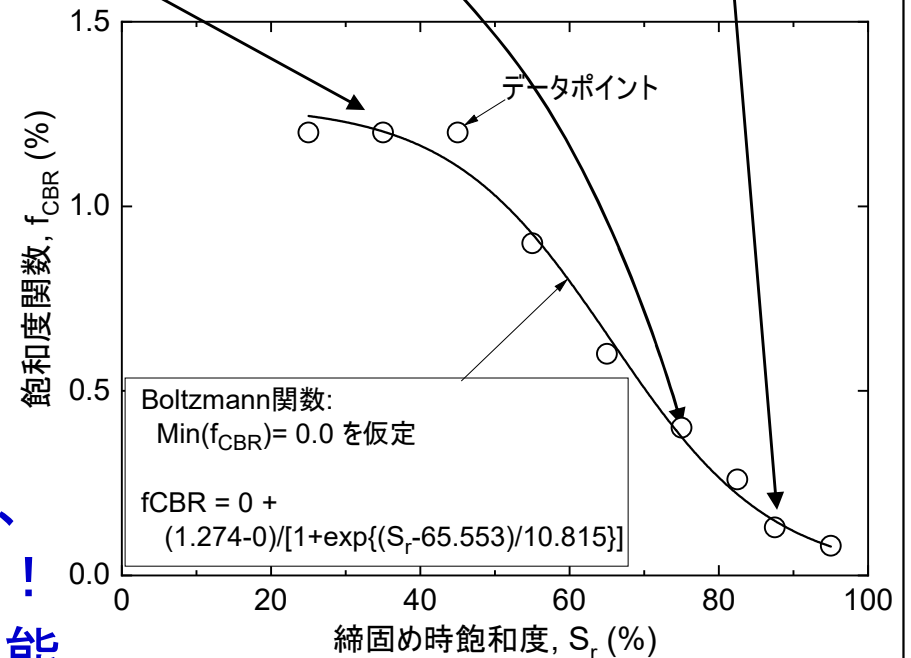


$$CBR = f_{CBR}(S_r) \cdot g_{CBR}(\rho_d) \quad (1)$$

$f_{CBR}(S_r)$: S_r の単調減少関数

$g_{CBR}(\rho_d) = (\rho_d/\rho_w - 0.4)^{9.5}$:
 ρ_d の単調増加関数

式1: 締固めエネルギーレベル(CEL)を
 独立変数として含んでいない(重要な発見)
 \Rightarrow 締固められた盛土はCELを教えてくれないが、
 ρ_d と S_r は測定できて、式1でCBRを推定できる!
 CBRと S_r を測定すれば、 ρ_d が推定・管理が可能



締固め土の強度・剛性や透水係数の経験式でも、サクシオン s を独立変数として用いない。理由は…

①サクシオン s は、 ρ_d と S_r の関数:

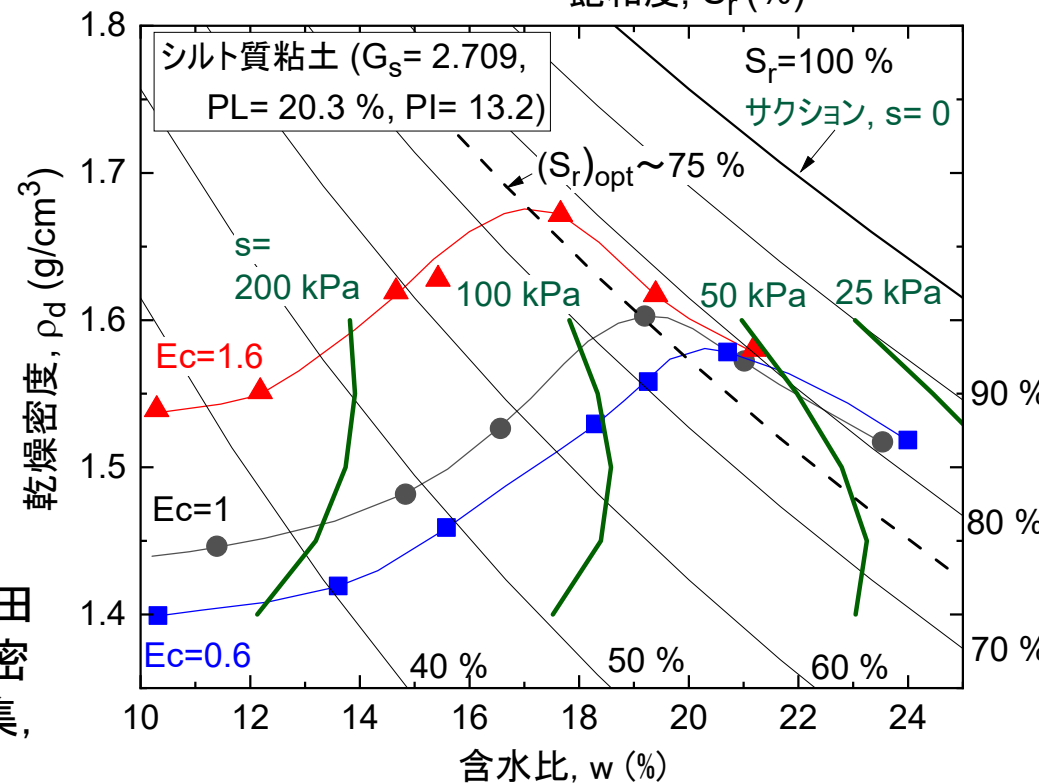
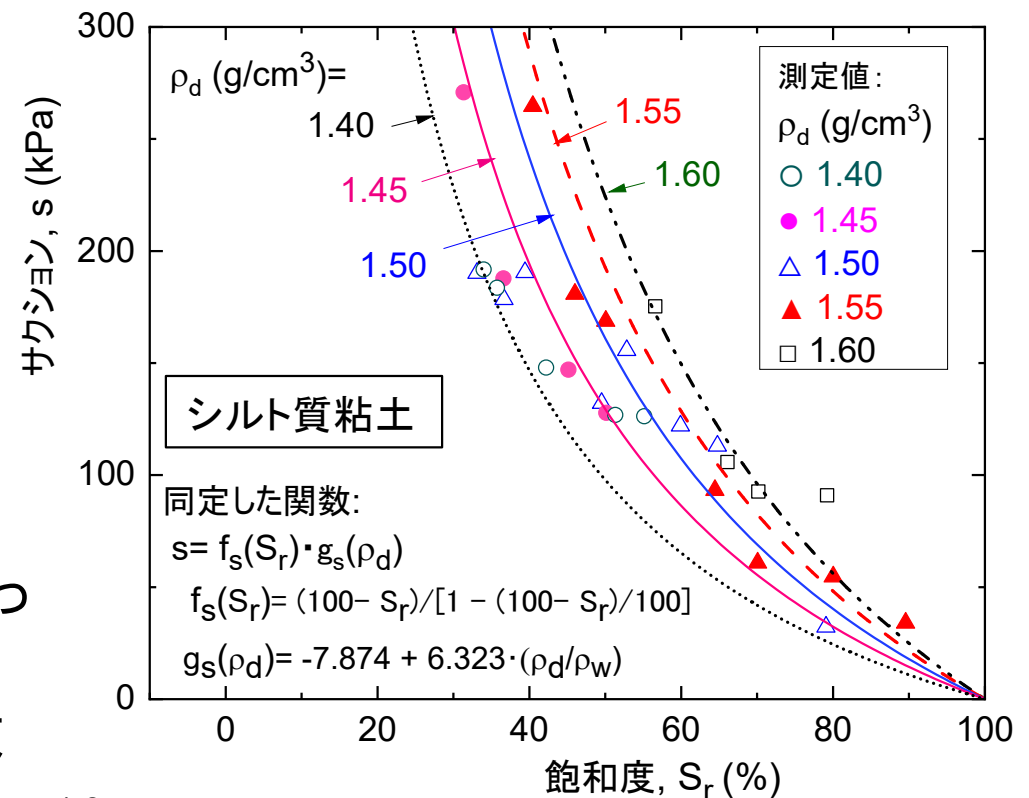
$$s = f_s(S_r) \cdot g_s(\rho_d) \quad (a)$$

②締固め土の強度・剛性や透水係数は、 ρ_d と「締固め時 s に支配された、締固めによって形成された粒子構造」の関数。式(a)によれば s は S_r に支配されるので、この関数は S_r に支配される。

① + ② \Rightarrow 締固め土の強度・剛性や透水係数は ρ_d と締固め時 S_r の関数 \Rightarrow 締固め時サクシオン s は、強度・剛性や透水係数の経験式の変数としては不要

また、サクシオン s は現場測定が困難 (実務では対応困難)

データは、河井克之, 金銀羅, 流田寛之, 飯塚敦, 本田道識: 不飽和土の力学を用いた締固め土における圧密降伏応力の簡易予測手法, 土木学会応用力学論文集, Vol.5, pp.785-792, 2002.

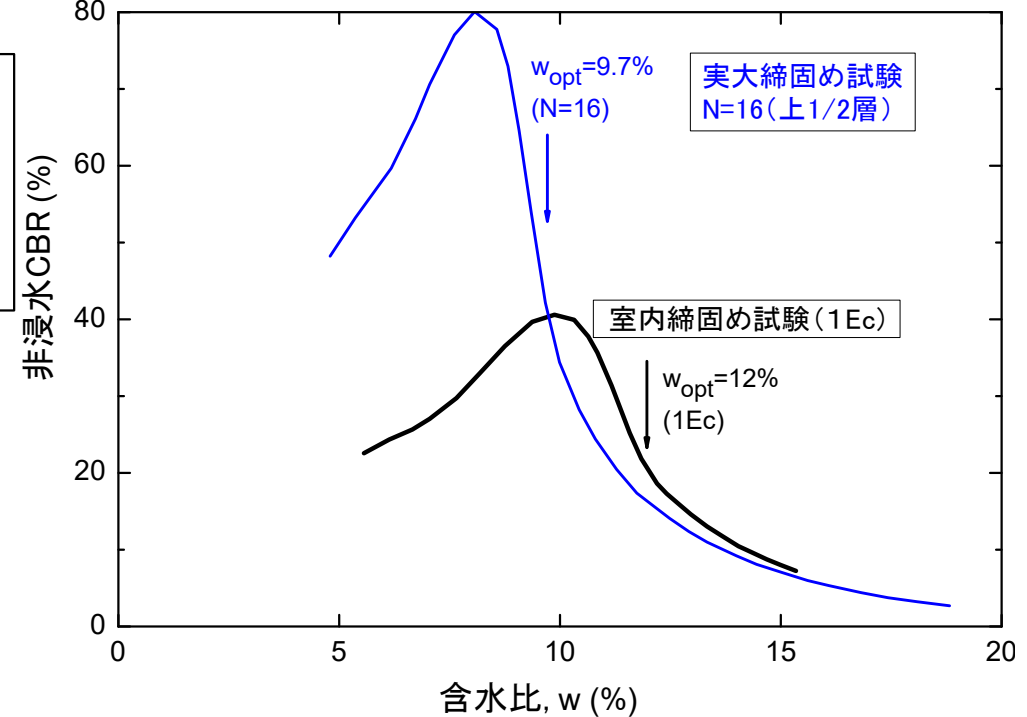
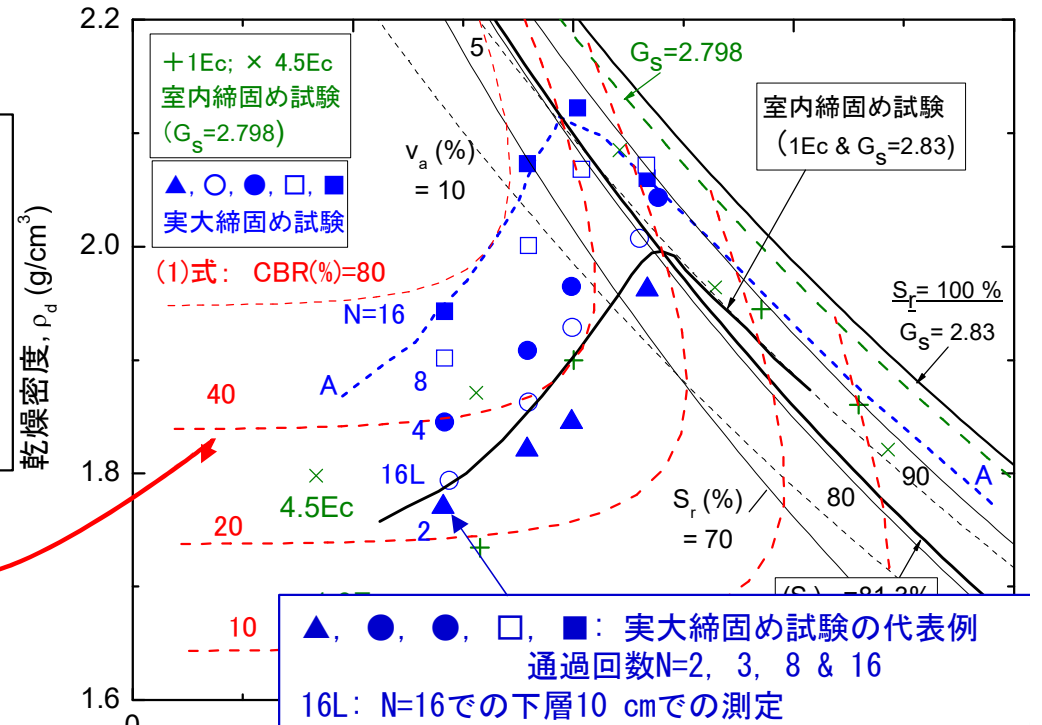


$$CBR = f_{CBR}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - b)^c \quad (1)$$

→ $\rho_d \sim w$ 面上でのCBRの等高線群

室内締固め試験(1Ec)での締固め曲線
と実大締固め試験(N=16)で得られた
締固め曲線に沿ったCBR~w曲線

Tatsuoka, F., Hashimoto, T. and Tateyama, K.:
Soil stiffness as a function of dry density and the
degree of saturation for compaction control, *Soils
and Foundation*, Vol.61, pp.989-1002, 2021.



締固め時の水浸前CBRと 水浸後CBR値（供用時の地盤剛 性の指標）の比較

CELの大きさに関わらず……

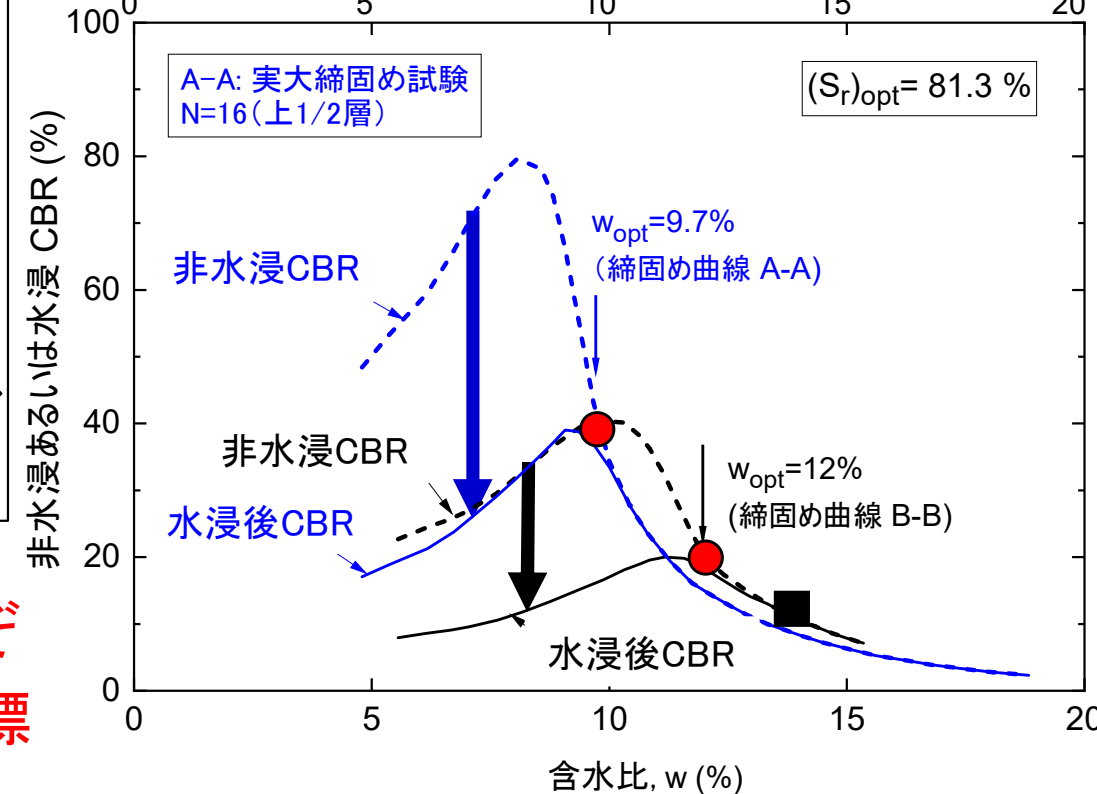
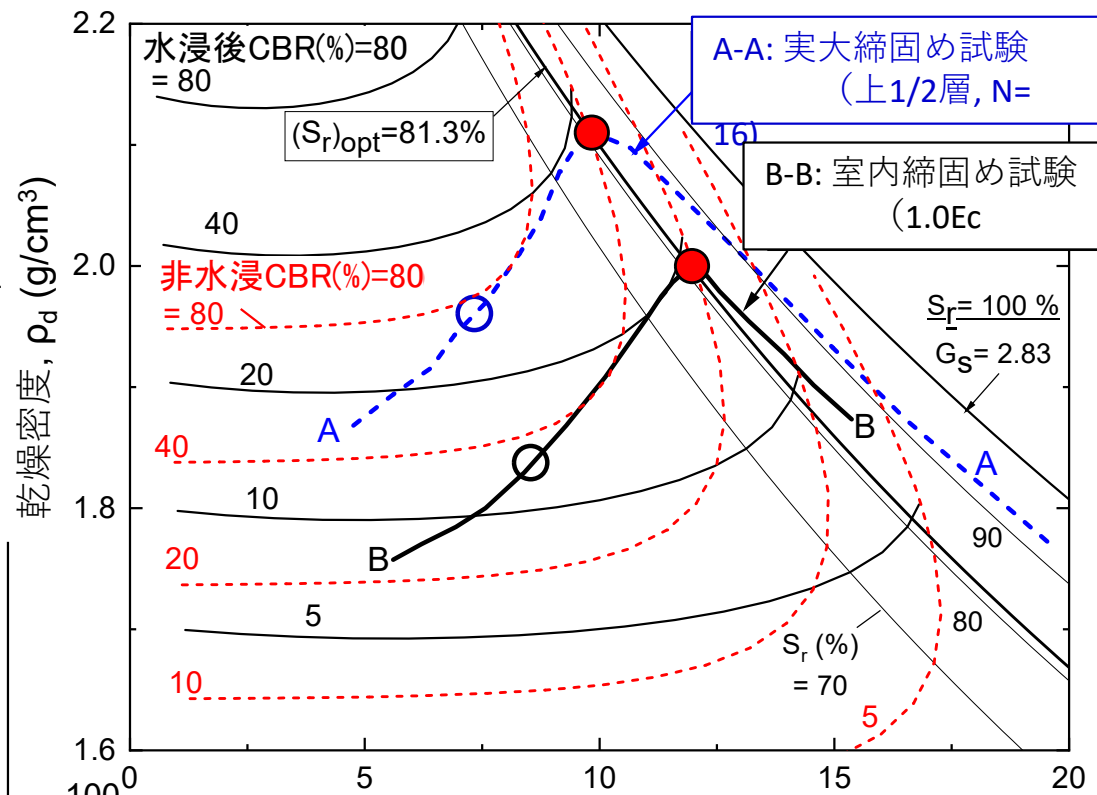
$S_r < (S_r)_{opt}$: 強度は非水浸状態では
高い、しかし水浸で大きく低下

$S_r \sim (S_r)_{opt}$: 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
殆どないが、常に強度は低すぎる

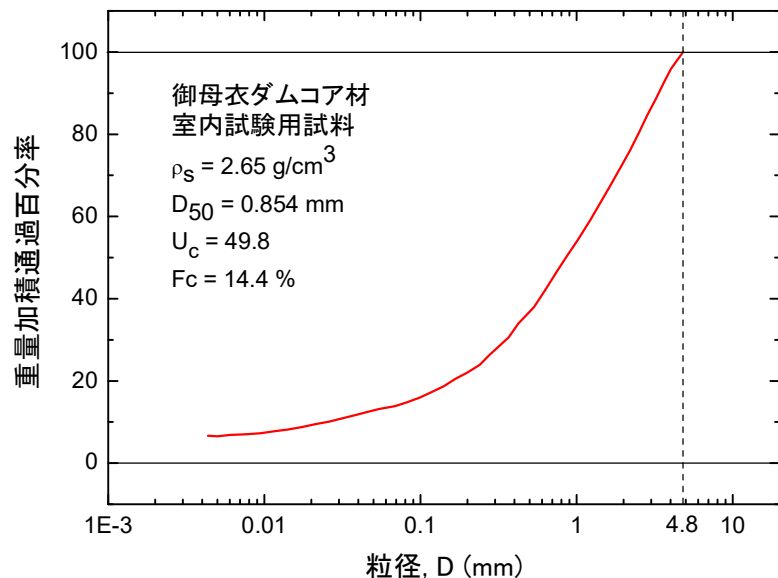
- ・これらは、Proctor法締固め管理[締固め直後の強度・剛性を信用せず、 $(\rho_d)_{max}$ の実現を目指す]の根拠
- ・上記は、「久野悟郎(1972):土の締固め、土と基礎 20-6: 5-10頁」でも強調

⇒ ●最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ 状態は、それぞ
れの土質とCELでの適切な締固め目標



御母衣ダムコア材の 室内締固め試験と透水試験

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): 3-12

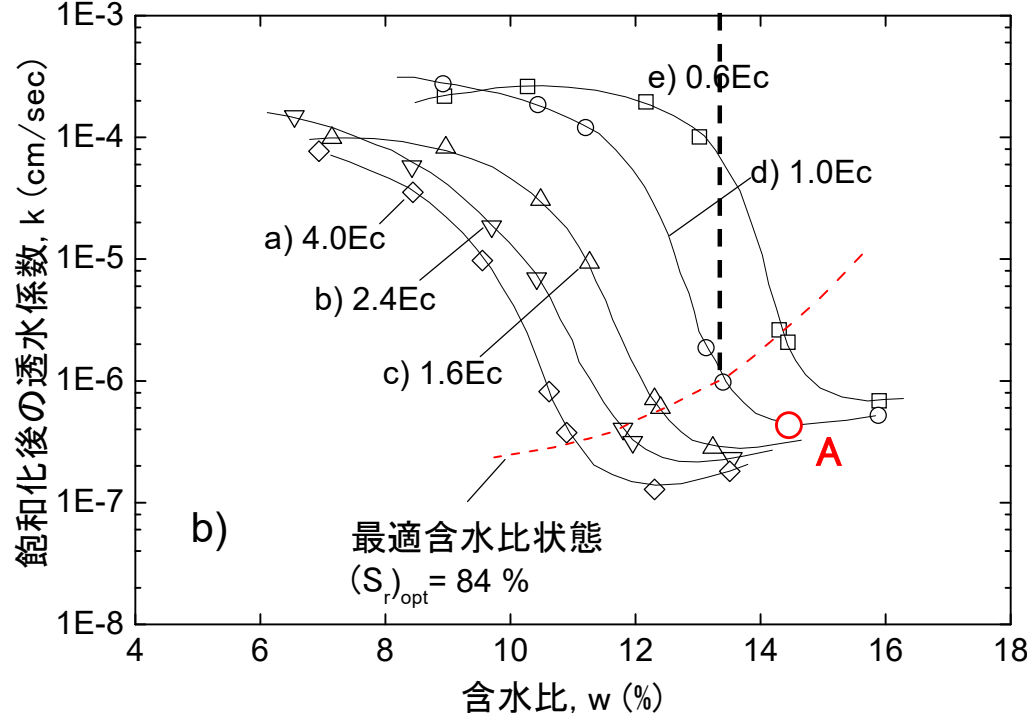
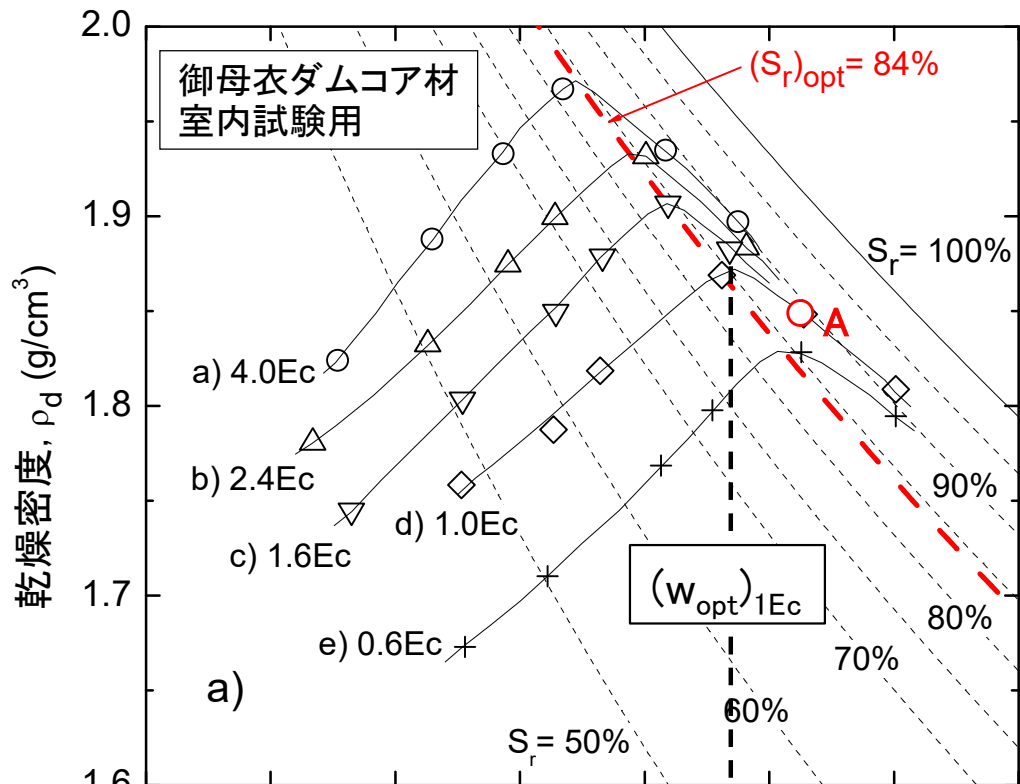


● 1Ecでの締固めでは、湿潤側の点Aにおいて「飽和化後透水係数 k 」は極小

→ 従来の通常の遮水盛土の締固め管理:

- ・ 1Ecでの最適含水比 $(w_{opt})_{1Ec}$ よりも湿潤側での施工を規定
- ・ A点 $(w = (w_{opt})_{1Ec} + 2\%$ 程度)で施工

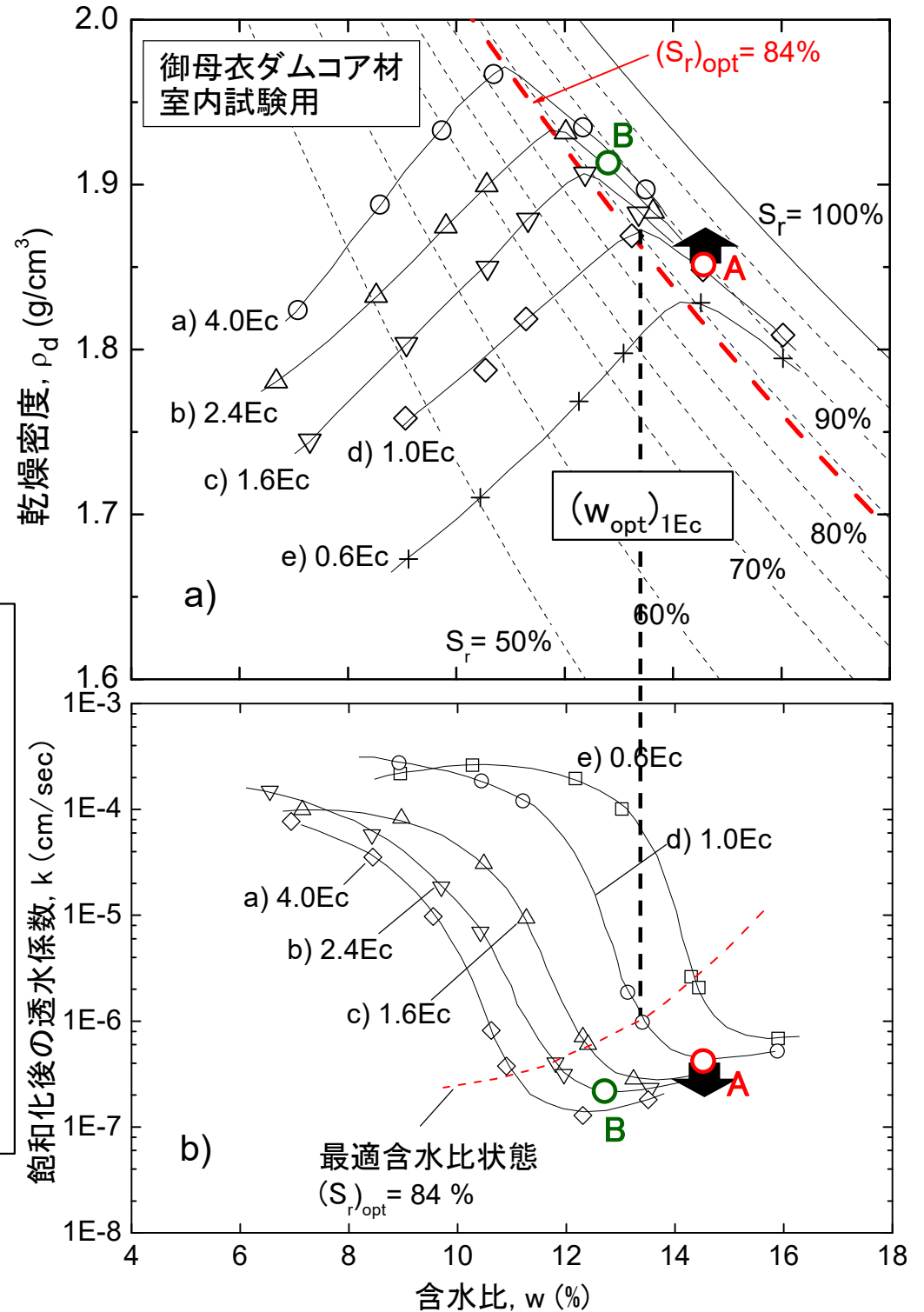
しかし、この規定は合理的か？



近年、 $1E_c$ を超える CEL_f での施工は容易になった。しかし、点Aの w で $1E_c$ を超える CEL_f によって施工をすると、 ρ_d は微増、 k は微減するだけ、しかも、過転圧の危険性がある

仮に、現場 $CEL = 2.4E_c$ の場合、
 点B ($w < (w_{opt})_{1E_c}$) で施工すると、
 より大きな ρ_d と、より小さな k が得られる
 ⇒ 点B、もしくはその周辺が合理的な施工目標

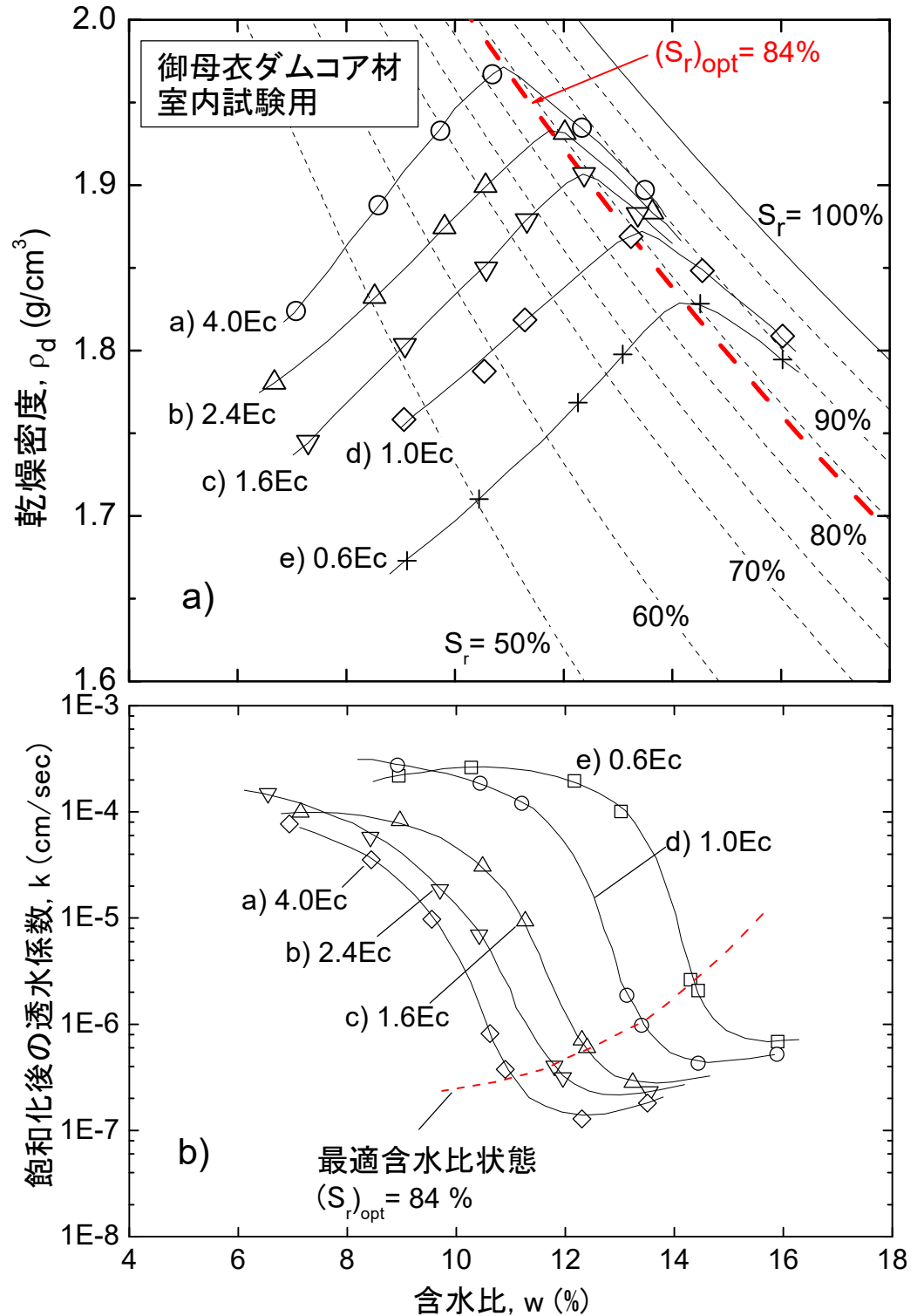
- ・ $(w_{opt})_{1E_c}$ は、 w の許容下限値として是不合理

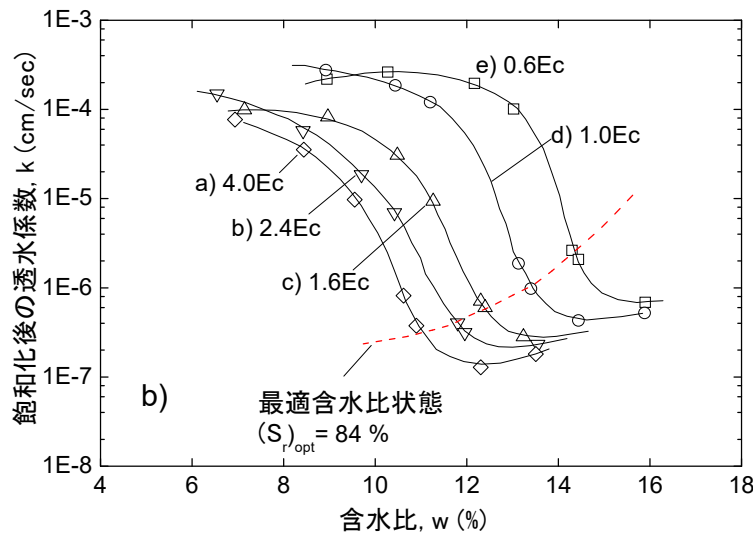


そもそも、夫々の締固め曲線に沿った
 “飽和化後 $k \sim$ 締固め時 w ”曲線は、
 1) CELに依存 \Rightarrow 通常現場のCELは不明
 $\Rightarrow k$ 管理の基本情報である
 現場 $k \sim w$ 曲線が不明！
 2) $\log(k) \sim (w, \rho_d)$ 関係は非常に複雑
 \Rightarrow 法則性を把握できない

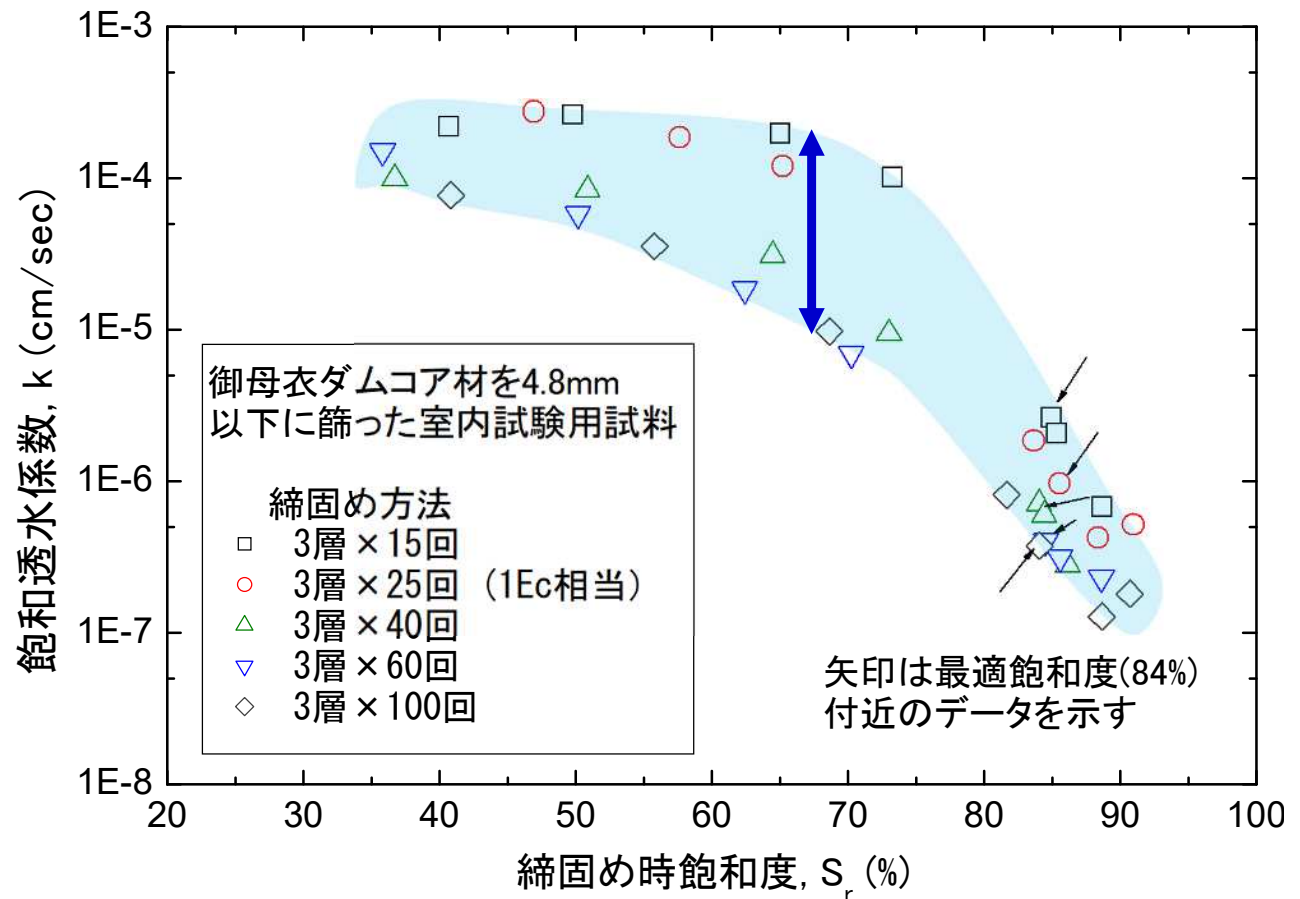
\Rightarrow 十分に小さな飽和化後 k の実現を目標
 指す締固め管理は、含水比 w に基づく
 と非常に複雑であり、混乱する

一方、 $k \sim (S_r, \rho_d)$ 関係は簡明であり、
 CELは独立変数としては不要！
 \Rightarrow 締固め管理は、 S_r に基づく
 と簡明で効率的になる





それぞれの E_c における締固め曲線に沿った $k - w$ 関係は非常に複雑であるが...



$k - S_r$ 関係は簡明:

・ $S_r > 70\%$ では、 k は急減(最大1/1,000にも)、という明白な法則性

↑ ↓ データのばらつきは、乾燥密度 ρ_d のばらつきによるもの

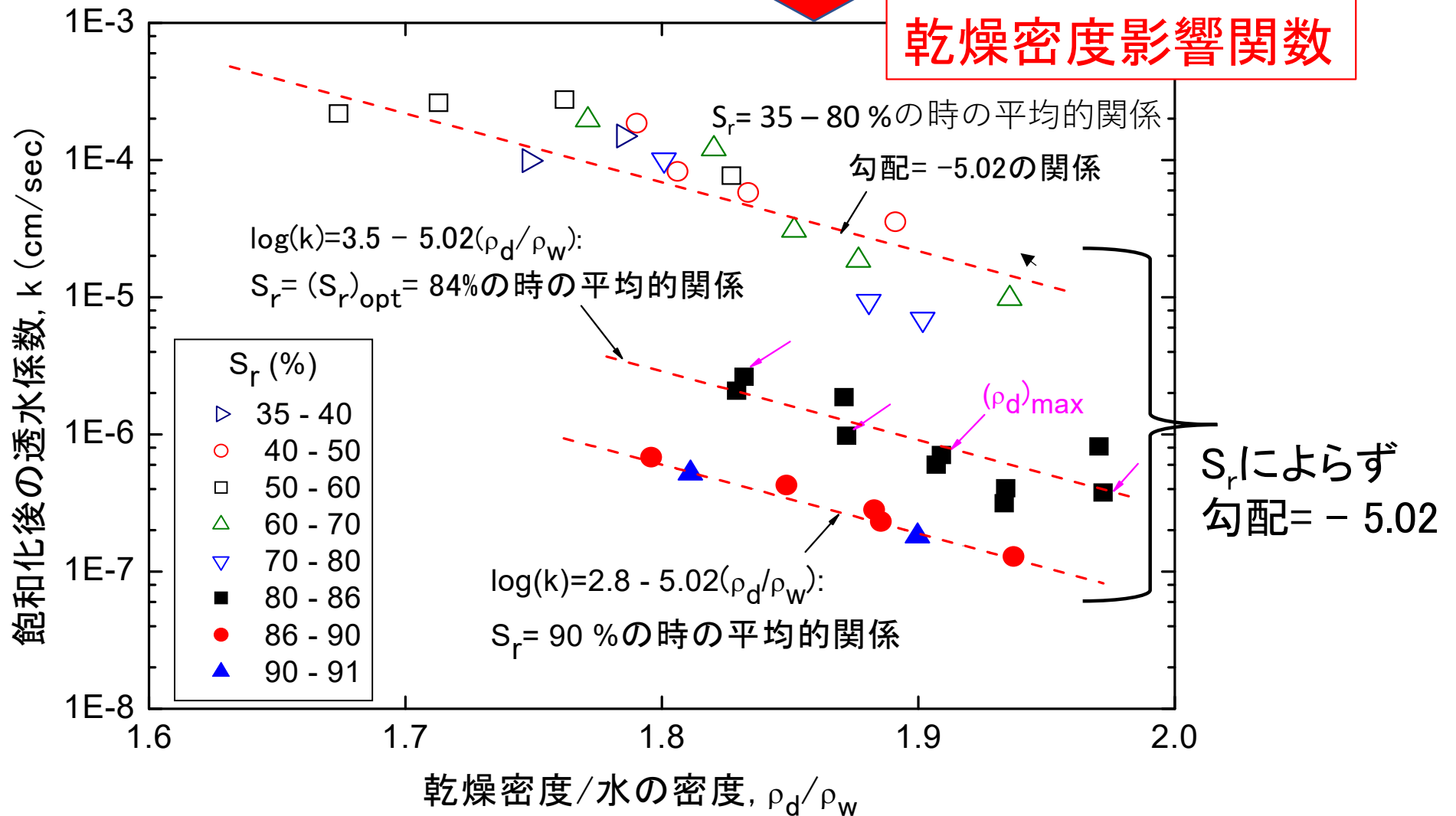
Tatsuoka, F. (2015): Compaction characteristics and physical properties of compacted soil controlled by the degree of saturation, *Proc. 15th Pan-American Conf. on SMGE & 6th IC on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires*, 40-76.

Tatsuoka, F. & Gomes Correia, A. (2018): Importance of controlling the degree of saturation in soil compaction linked to soil structure design, *Transportation Geotechnics* **17**, 3-27.

飽和化後kは(ρ_d , 締固め時 S_r)の簡明な関数、
CELを独立変数として含まない

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

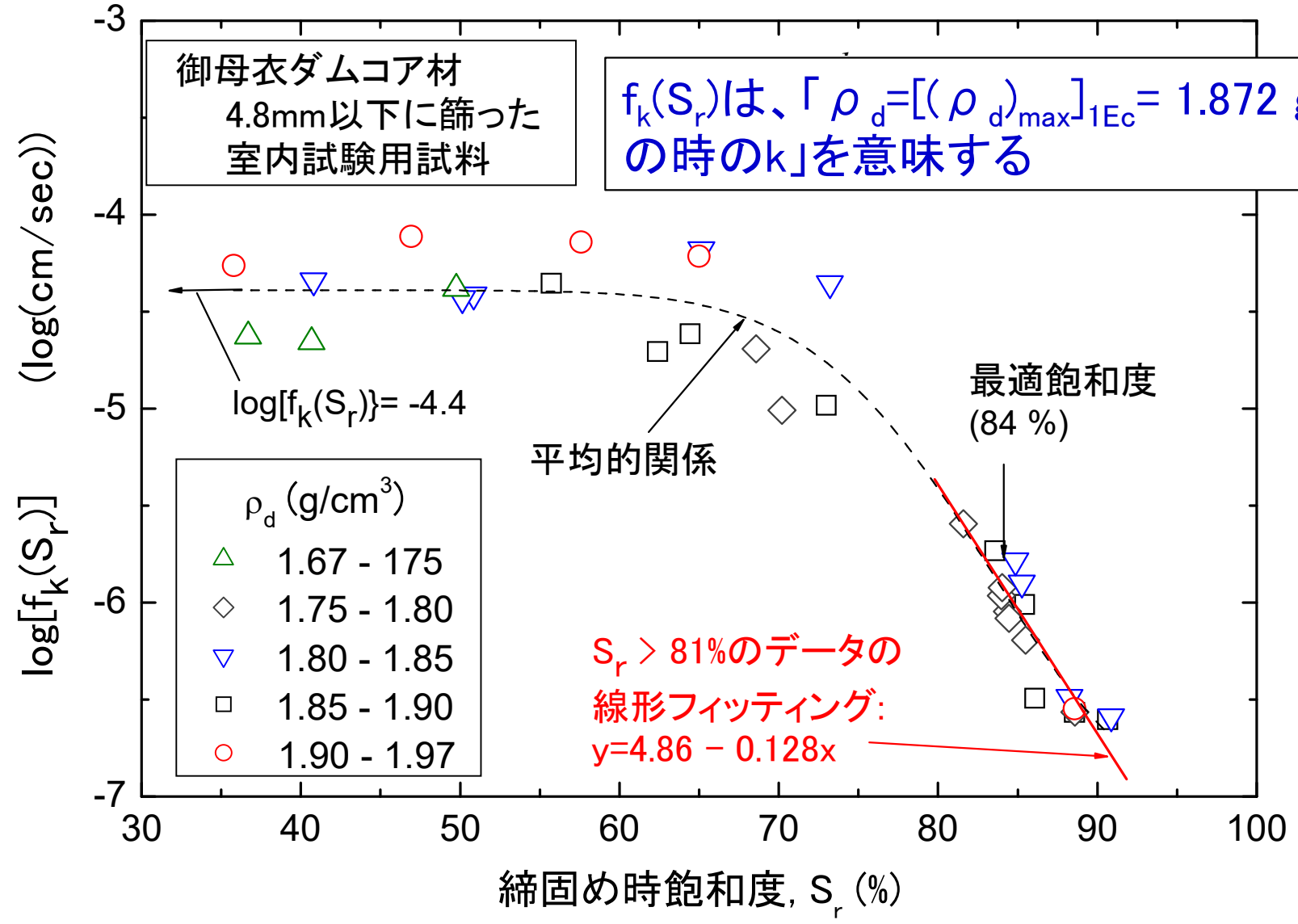
$$\log k = \log f_k(S_r) + 5.02 \cdot (1.872 - \rho_d / \rho_w)$$



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

飽和度影響関数

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

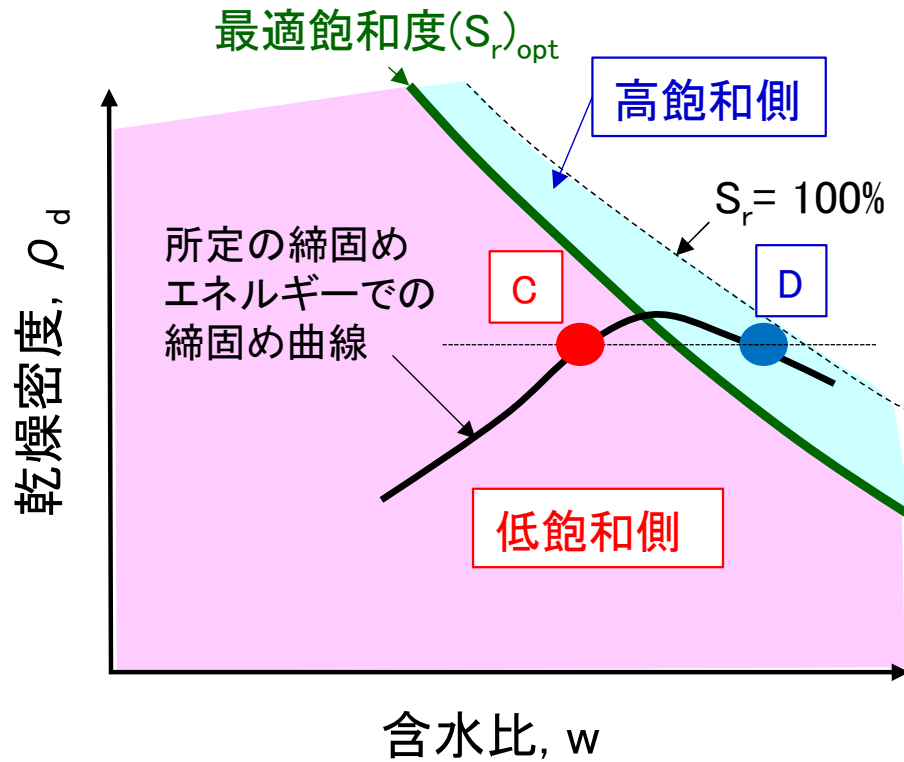


kは、 (ρ_d, S_r) の簡明な関数：CELを独立変数として含まない → 現場CELが不明でも、 ρ_d と S_r の測定値からこの式によってkの値を推定できる。

飽和透水係数に及ぼす乾燥密度と締固め時飽和度の影響

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

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

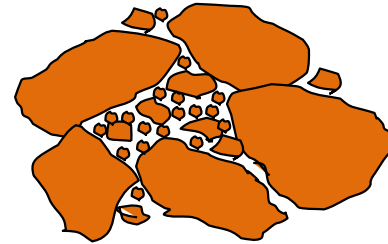


乾燥密度 ρ_d の増加
 ⇒ 総空隙体積の減少と
 個々の空隙の縮小
 ⇒ 飽和透水係数の減少

締固め時飽和度の影響

D

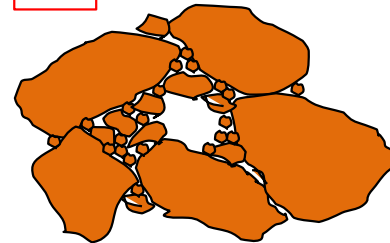
分散型 (dispersed)
粒子骨格構造



飽和度 S_r の増加
 ⇒ サクシオン減少
 ⇒ 細粒子は粗粒子の間隙内で分散
 ⇒ 個々の空隙は縮小
 ⇒ 飽和透水係数の減少

C

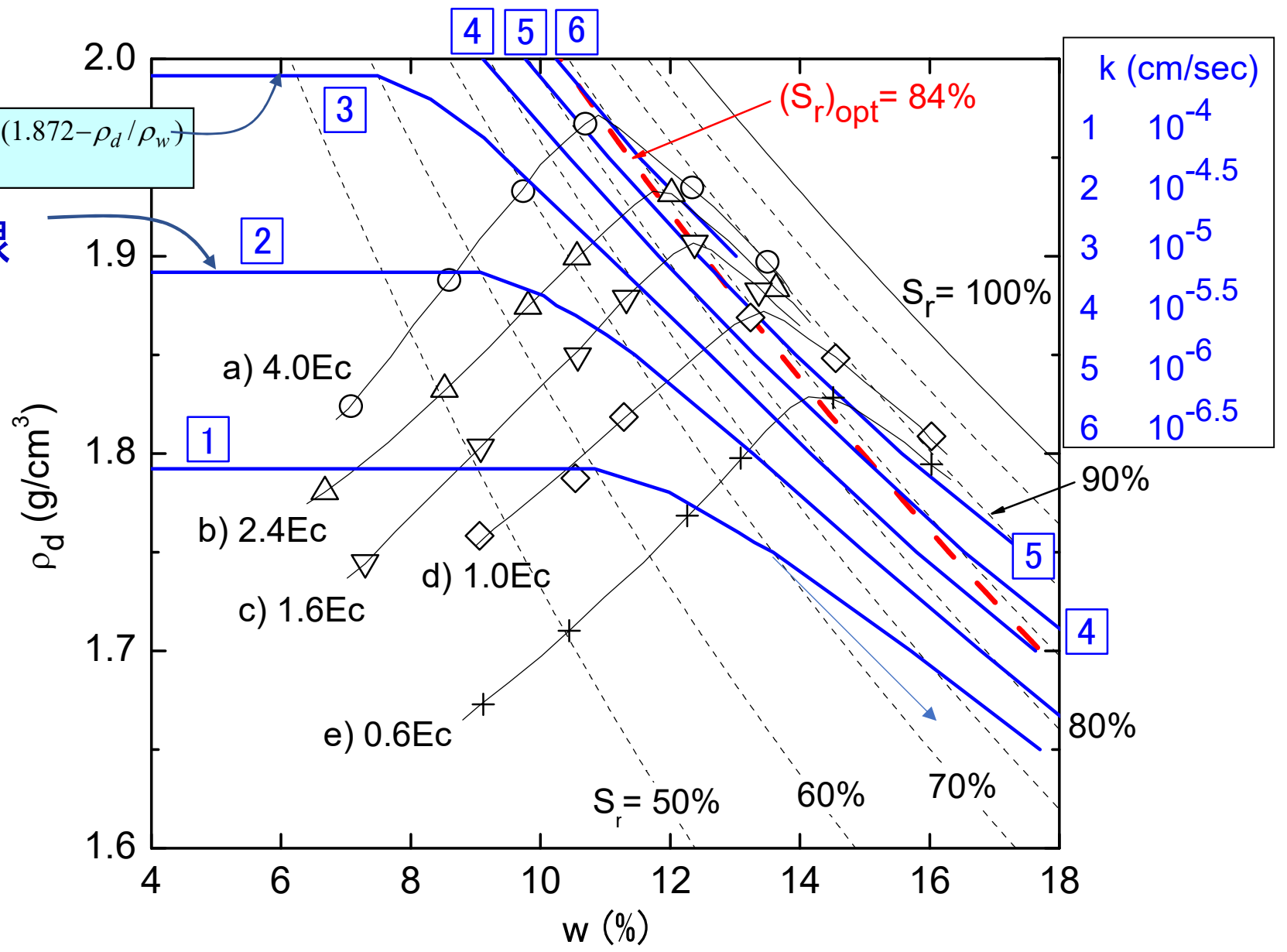
凝集型 (coherent)
粒子骨格構造*



飽和度 S_r の減少
 ⇒ サクシオン増加
 ⇒ 細粒子は大粒子に密着
 ⇒ 大きな空隙の形成
 ⇒ 飽和透水係数の増加

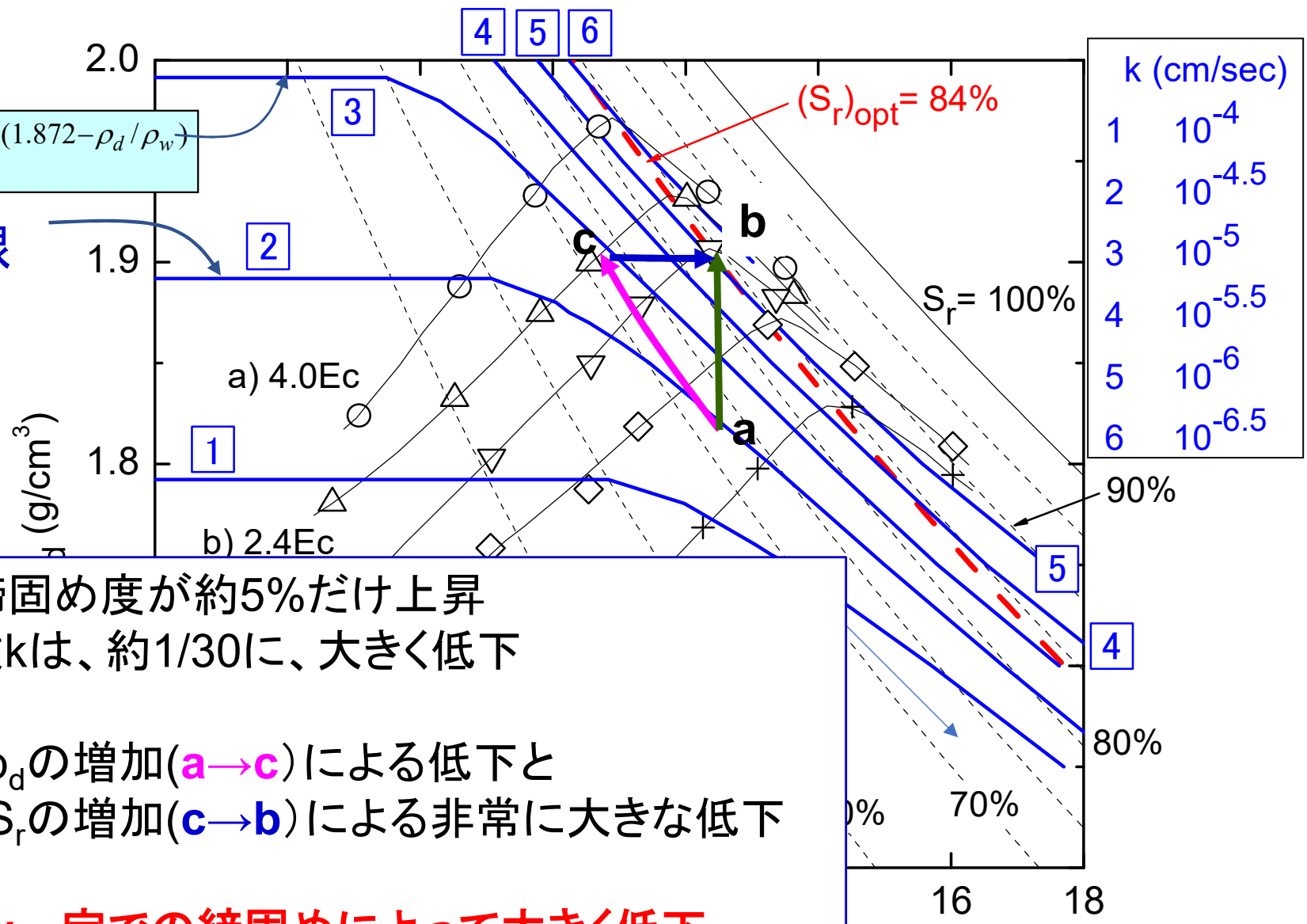
$$k = f_k(S_r) \cdot 10^{5.02 \cdot (1.872 - \rho_d / \rho_w)}$$

に基づく等高線



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

に基づく等高線



a→b: w一定で締固め度が約5%だけ上昇
 ⇒ 飽和透水係数kは、約1/30に、大きく低下

(理由)

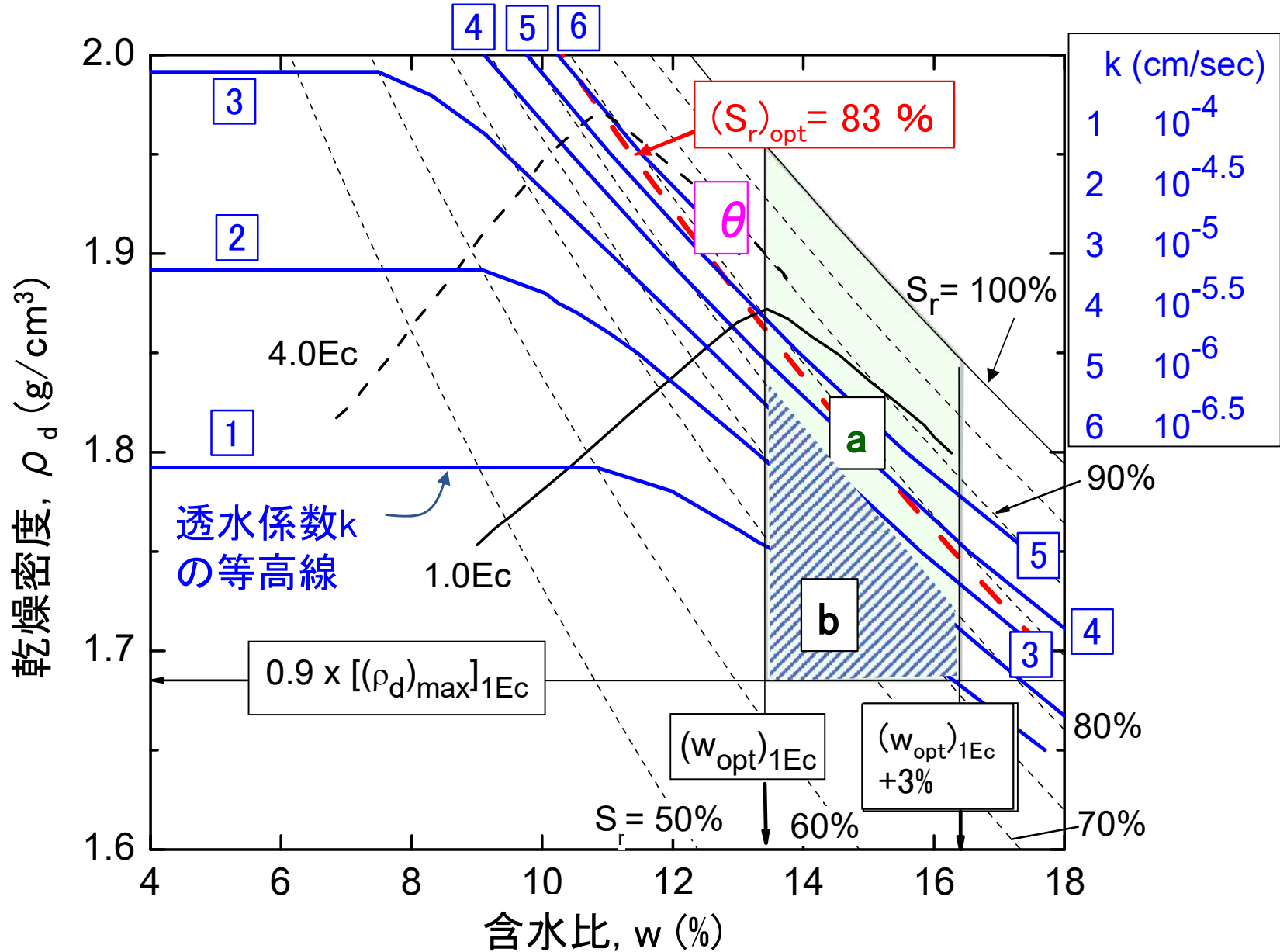
- ①一定の S_r での ρ_d の増加(**a→c**)による低下と
- ②一定の ρ_d での S_r の増加(**c→b**)による非常に大きな低下が重畳

⇒ 透水係数は、w一定での締固めによって大きく低下

$S_r > 70\%$ では、kに対する S_r の影響は決定的 ⇒ kの管理には S_r の管理が必須

$S_r = (S_r)_{opt}$ 状態では、①全般的にkは小さく、② ρ_d が高くなるとkは確実に低下。

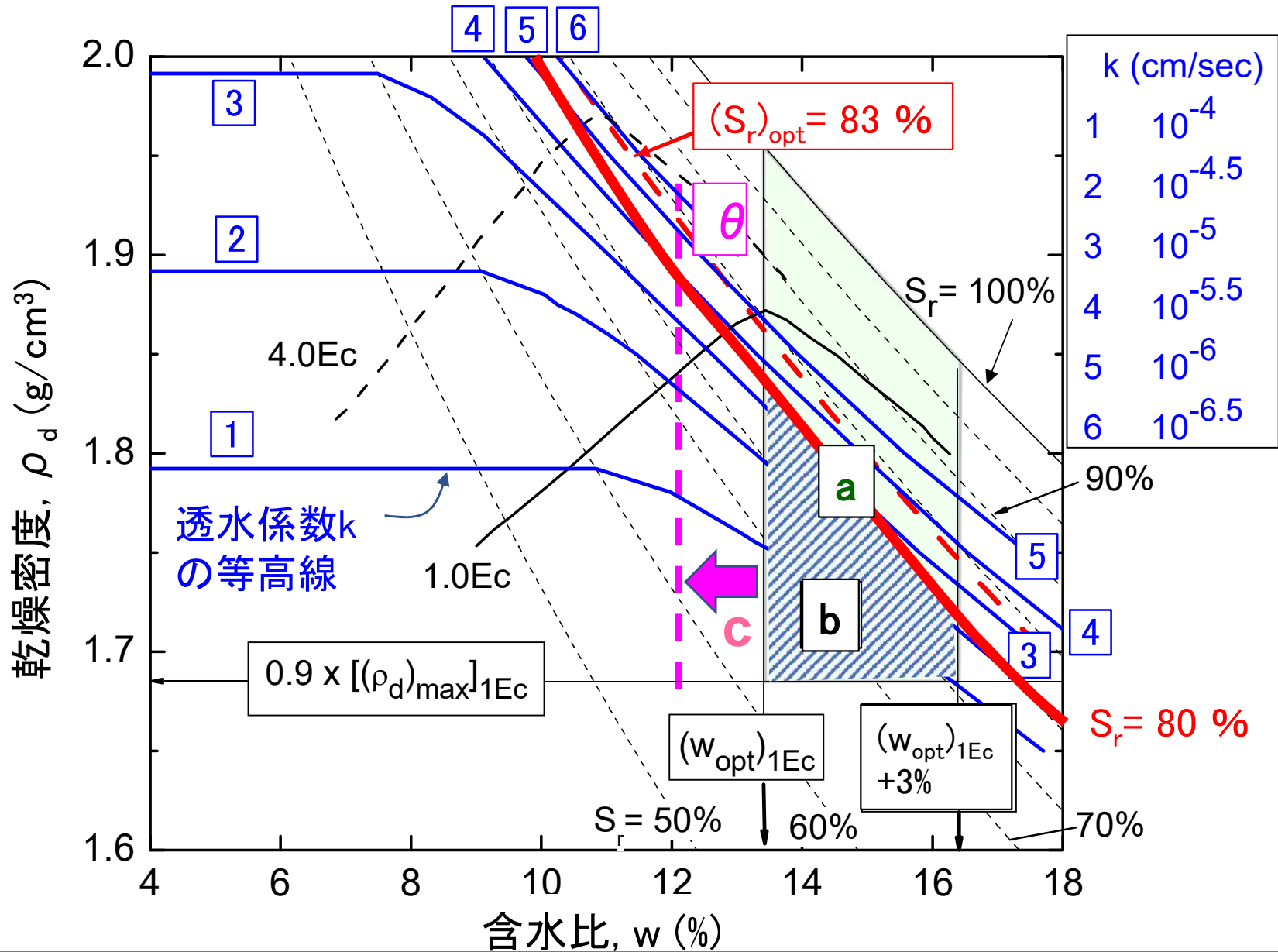
⇒ $S_r = (S_r)_{opt}$ 及び「要求性能を実現できる ρ_d 」を締固め目標とできる(例、点b)



従来の「1Ecの締固め試験の結果に基づく締固め管理」の例:

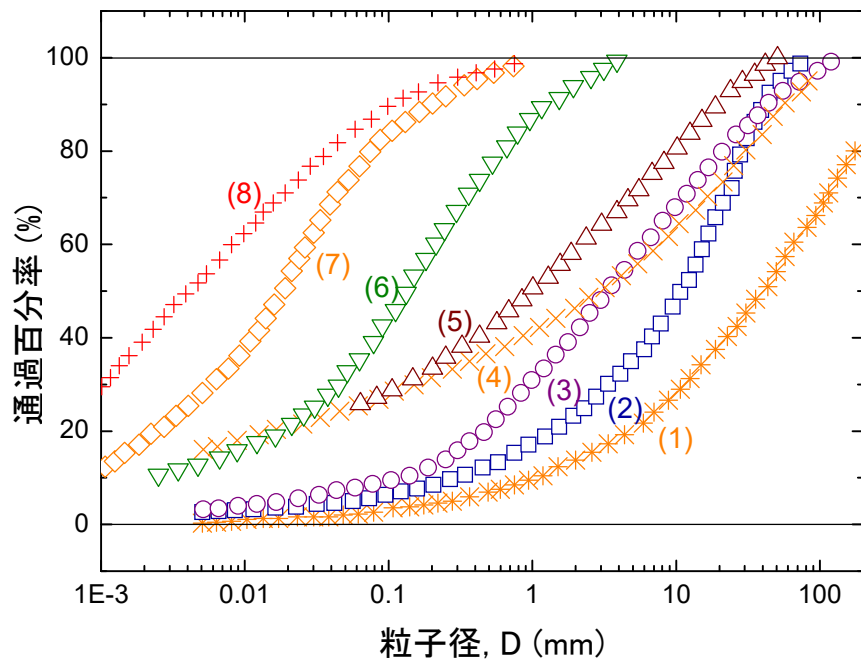
・許容領域aは、 $[w = (w_{opt})_{1Ec} + 0 \sim 3\% \ \& \ [D_c]_{1Ec} \geq \text{管理値} 90\%]$

しかし、①aの左下の領域bでは、強度・剛性と透水係数の要求性能は満足されず、水浸コラプスの可能性が大、②締固めが良い領域 θ に到達できない⇒不合理



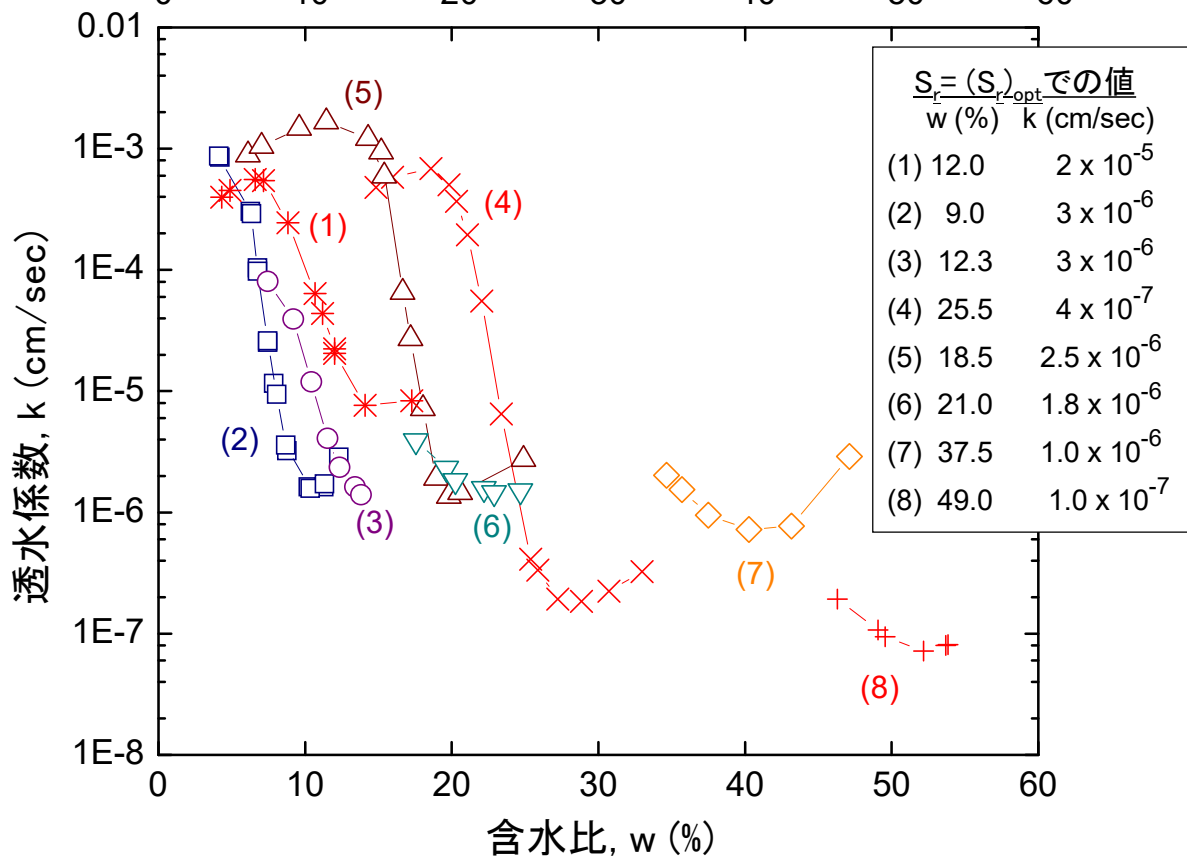
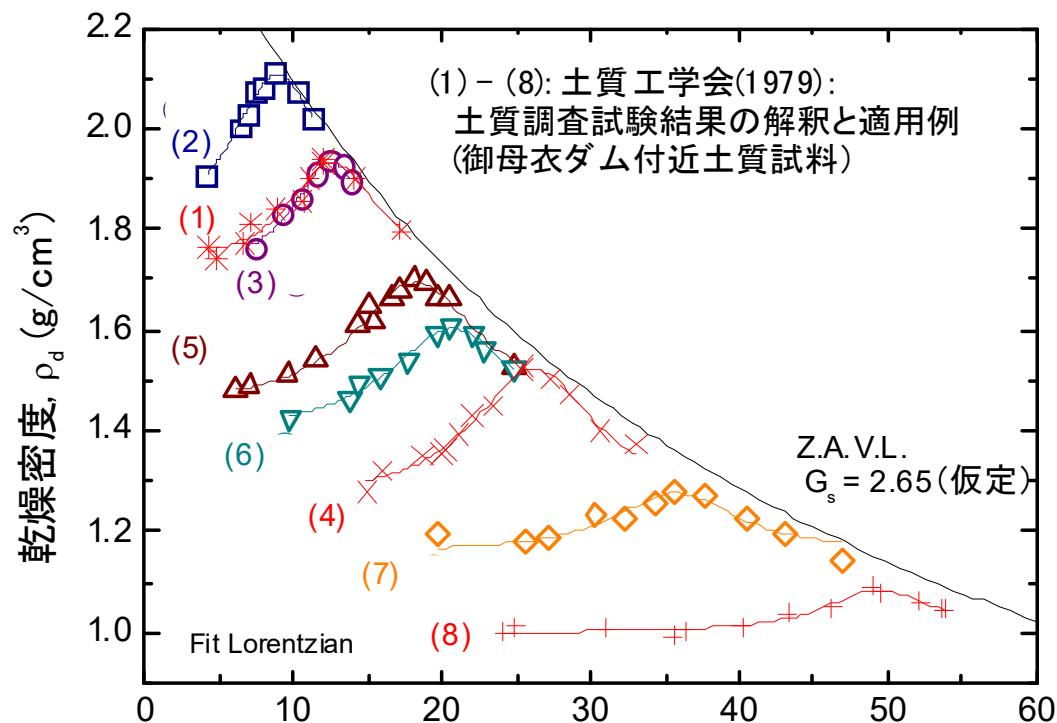
- [対応策] 例えば、 $S_r \geq 80\%$ という下限値管理を導入すれば、
- ① **c** のように含水比 w の許容下限値を従来の値 $(w_{opt})_{1Ec}$ よりも下げて乾燥密度が高い領域 θ に到達できるようになること、に加えて、
 - ② 締固め不良領域 **b** を排除できる。

土質材料の透水係数は、
 ρ_d と締固め時 S_r に加えて、
 粒径の関数！

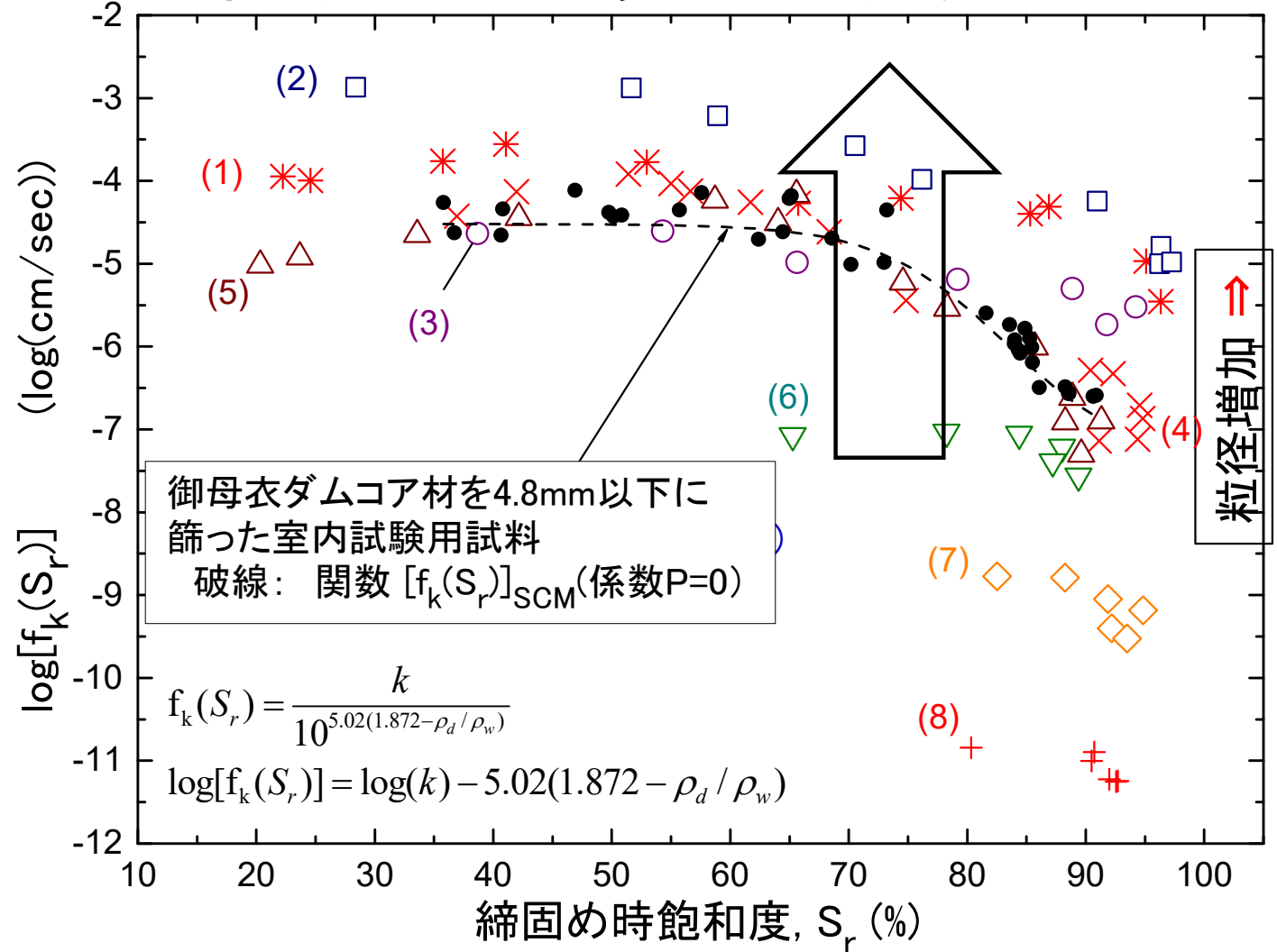
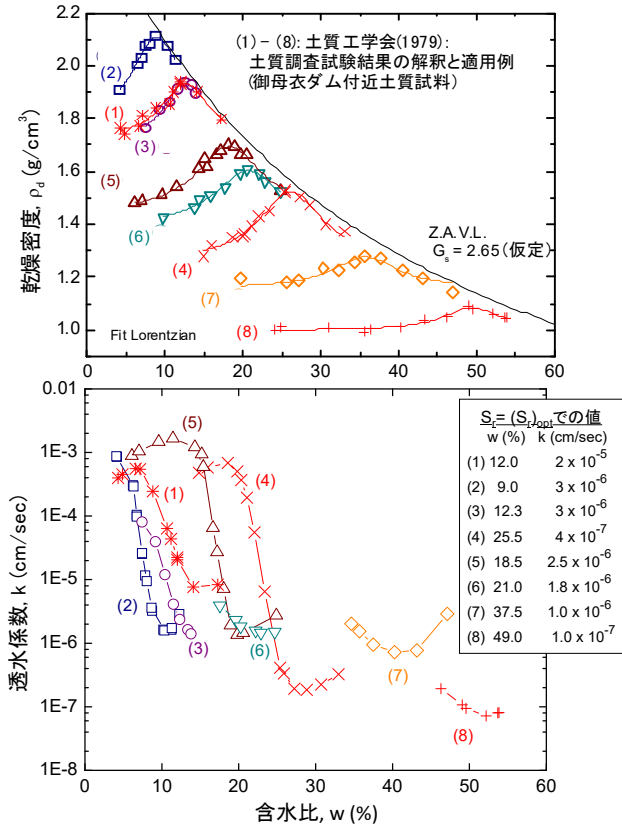


1Ecの締固め曲線に沿った
 「飽和化後の $k \sim w$ 関係」:

- 異なる土質で異なる
- 法則性は複雑で不明



kを S_r に対してプロットすると、粒径が大きくなると、
 平行的な関係が上方に規則的に移動



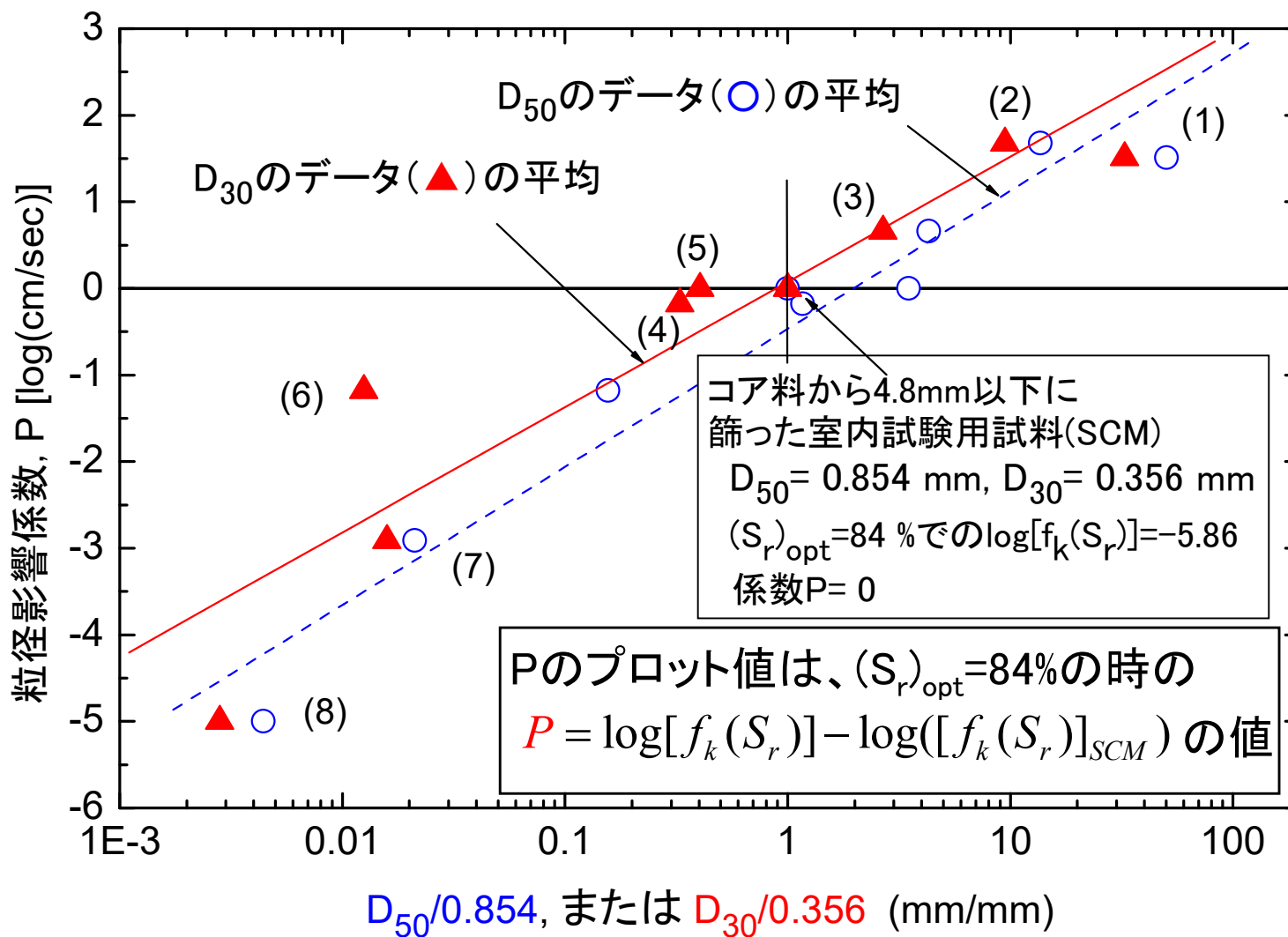
関数 $f_k(S_r)$ に粒径効果
 パラメータPを導入

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

$$\log[f_k(S_r, P)] = P + \log([f_k(S_r)]_{SCM})$$

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

$[f_k(S_r)]_{SCM}$ は S_r の関数、
 Pに依らない
 粒径増加 \Rightarrow P増加 \Rightarrow 10^P 増加
 $\Rightarrow f_k(S_r, P)$ 増加 \Rightarrow k増加



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

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

粒径増加 \Rightarrow P 増加 \Rightarrow k 増加

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

盛土構造物の性能設計と性能施工 2/2

4. 盛土の締固め管理の合理化(性能施工)

4-1 盛土の品質を低下させる四つの要因

4-2 含水比管理と空気間隙率管理での諸問題と対応策

4-3 飽和度に基づく締固め特性の法則性

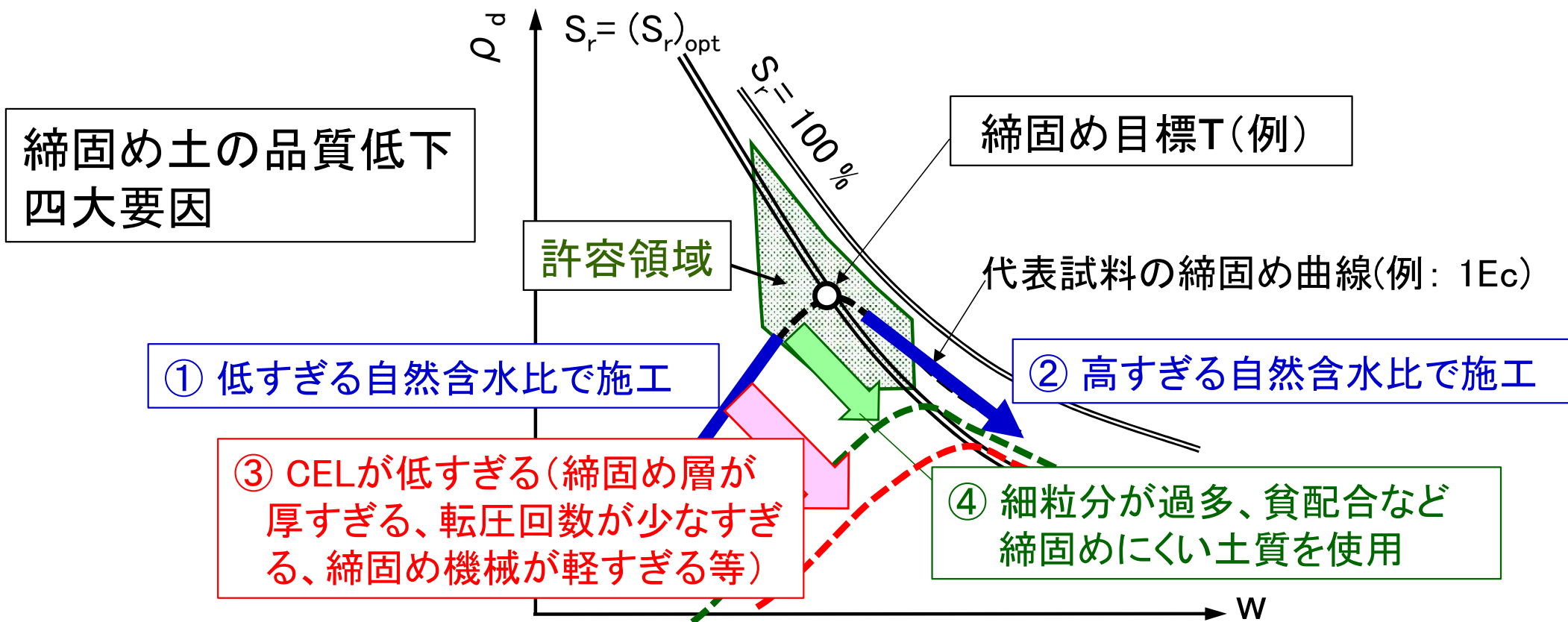
4-4 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-5 飽和度管理を重視した締固め管理

4-6 飽和度管理に基づく地盤剛性指標を活用した締固め管理

5. まとめ

飽和度管理を重視した締固め管理



対応策:

1. 適切な盛土材の準備と含水比の調整によって、要因①、②と④を抑制!
2. 適切な施工管理で、要因①、②と③を抑制
 - 1) $S_r = (S_r)_{opt}$ 状態において盛土の要求性能を保証する ρ_d を実現できるように**締固め目標T**を設定し、現場では十分大きな現場CELを維持して要因③を抑制
 - 2) 適切なCEL, wでの施工を促すとともに、土質、CEL, wのばらつきによる締固め状態のばらつきを一定程度以下に抑制するために、締固め目標Tを中心に、**現場締固め状態(ρ_d , w及び S_r)に対する許容領域**を設定 → 以下説明

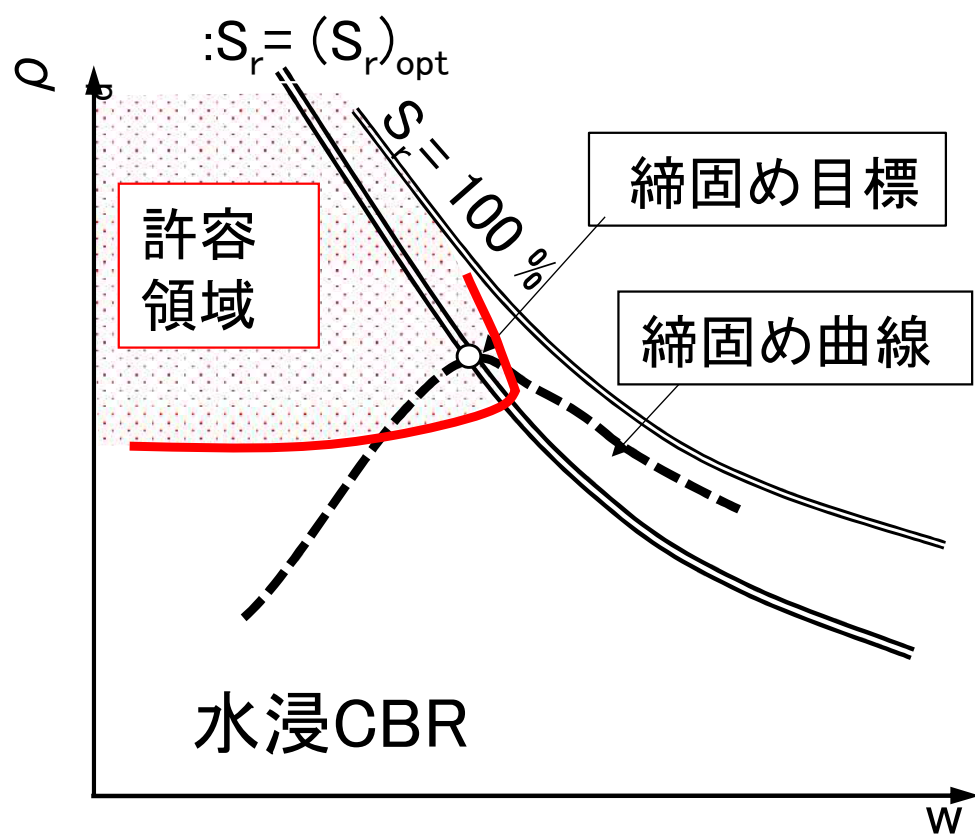
設計で要求する土質特性を保証できる締固め目標を設定:

⇒性能施工でのキイポイント

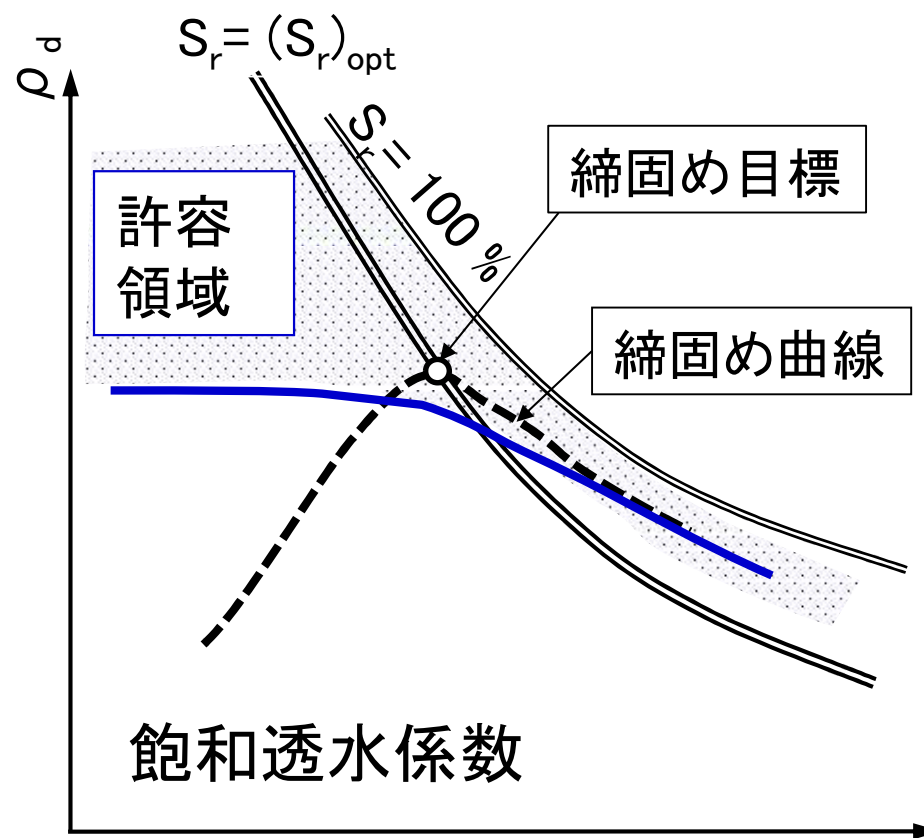
① $S_r = (S_r)_{opt}$ を目標とするのが基本

② その上で、締固め状態が「設計で設定した物性を保証する許容領域」の内部に位置するように、 ρ_d の十分大きな目標値を設定

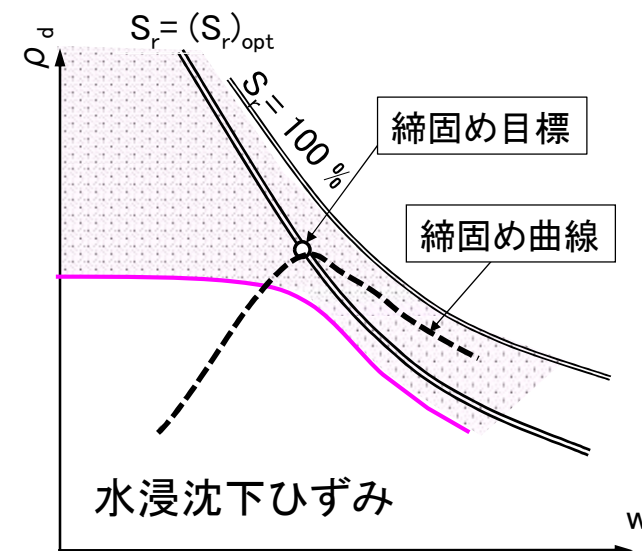
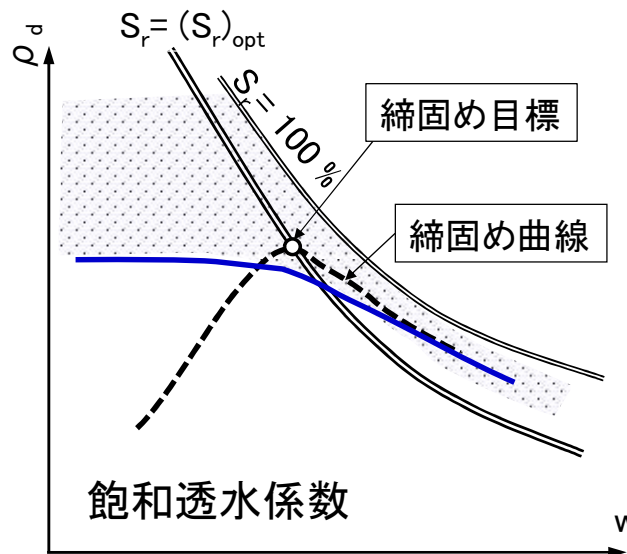
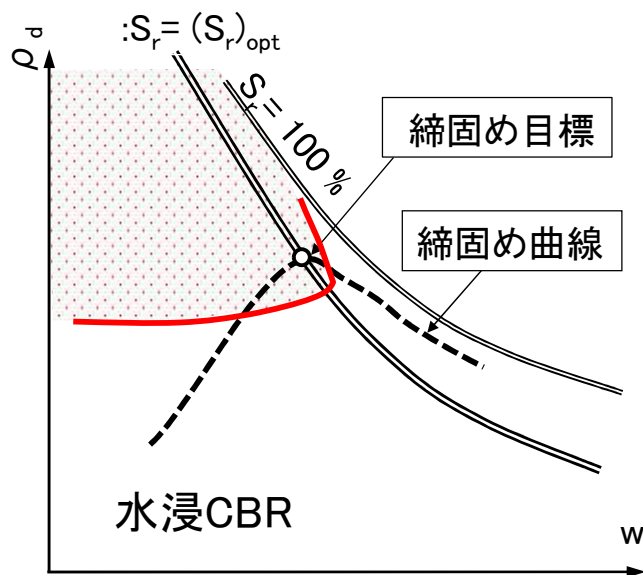
例1) 供用時の強度・剛性の指標としての水浸後CBRの許容限界線と許容領域



例2) 飽和状態での透水係数の許容限界線と許容領域



「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」

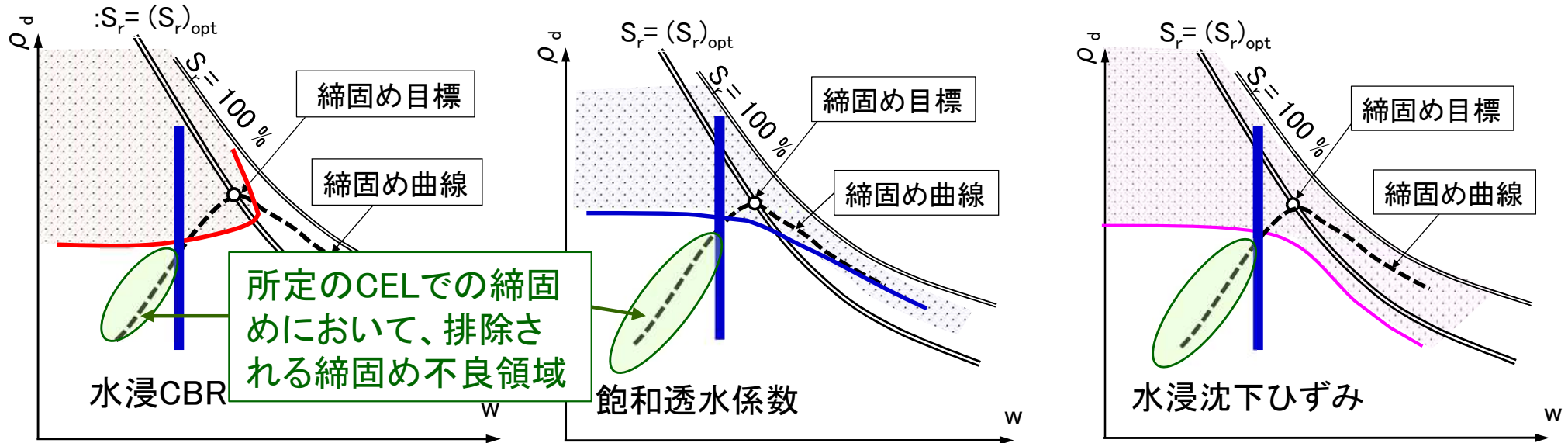


要求性能に基づく締固め管理境界

盛土の要求性能と 要求物性 管理境界		施工性の確保/ 過転圧の防止⇒ 締固め時の高い 強度・剛性	供用中の高い安定 性と小さい変形⇒ 湿潤・飽和化後の 高い強度・剛性	湿潤・飽和時の 沈下の抑制⇒水 浸時のコラップス 変形の抑制	供用時の遮 水性⇒十分 に低い飽和 透水係数
		盛土材の含水 比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○
	2. 含水比上限線 WU	●	●		
締固めた土の 締固めた(ρ_d , w)状態の測定 と管理(1~5)	3. 締固め度下限線 DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

●: 要求物性の実現に非常に重要な管理境界; ○: 要求物性の実現に重要な管理境界

「各種物性の許容領域」と「締固め目標」及び「各種管理境界」の関連

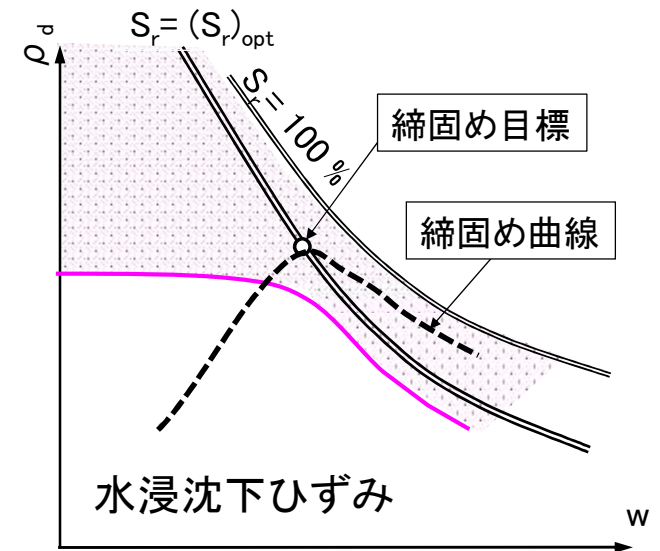
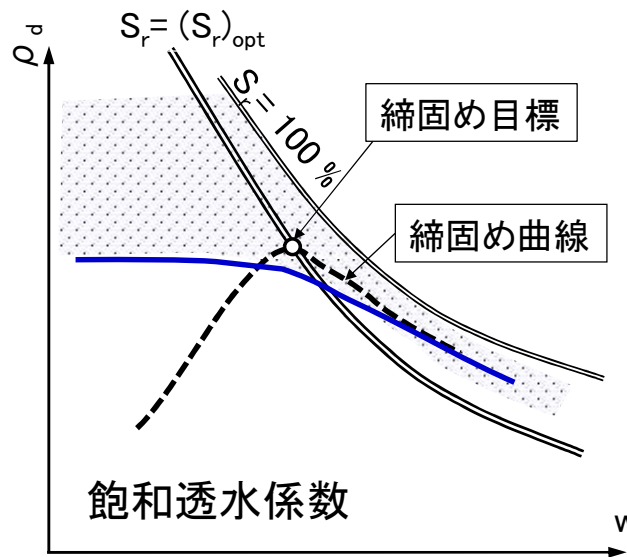
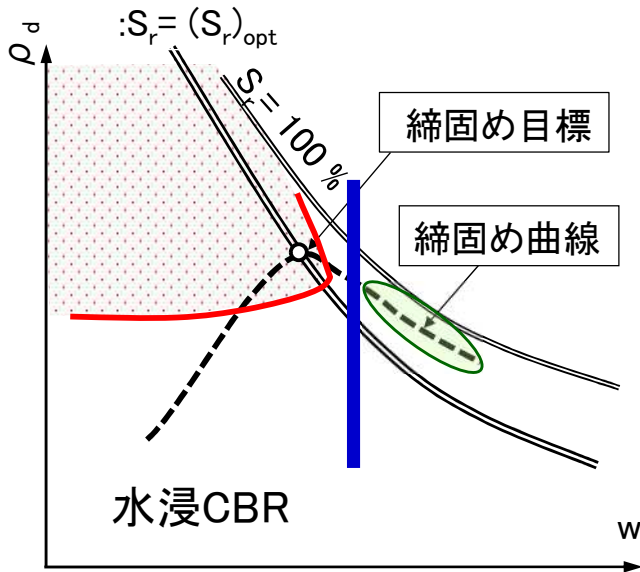


要求性能に基づく締固め管理境界

盛土の要求性能と 要求物性 管理境界		施工性の確保/ 過転圧の防止⇒ 締固め時の高い 強度・剛性	供用中の高い安定 性と小さい変形⇒ 湿潤・飽和化後の 高い強度・剛性	湿潤・飽和時の 沈下の抑制⇒水 浸時のコラップス 変形の抑制	供用時の遮 水性⇒十分 に低い飽和 透水係数
		盛土材の含水 比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○
	2. 含水比上限線 WU	●	●		
締固めた土の 締固めた(ρ_d , w)状態の測定 と管理(1~5)	3. 締固め度下限線 DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

●: 要求物性の実現に非常に重要な管理境界; ○: 要求物性の実現に重要な管理境界

「各種物性の許容領域」と「締固め目標」及び「各種管理境界」の関連

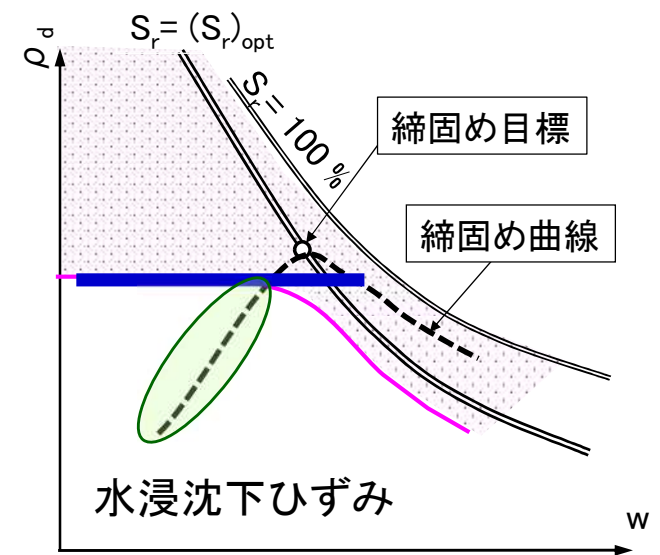
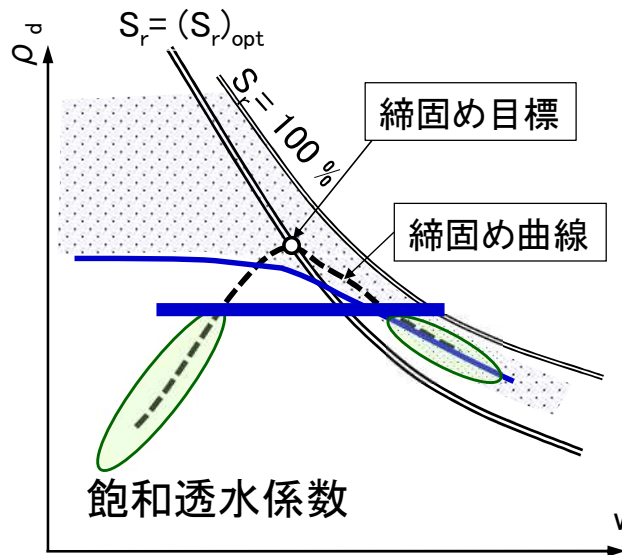
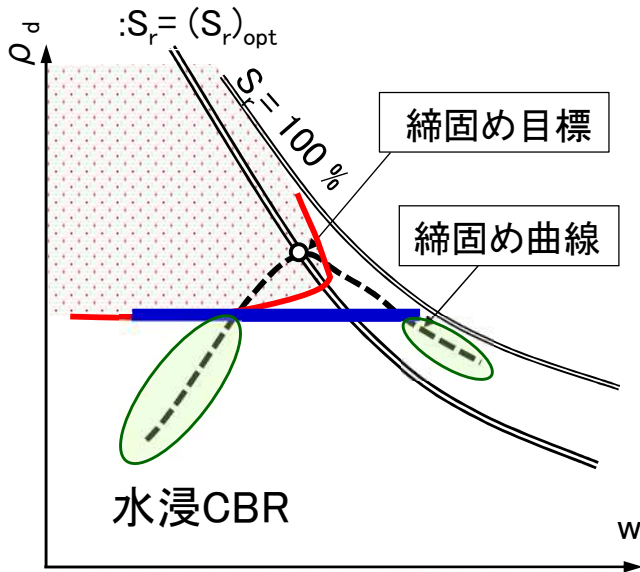


要求性能に基づく締固め管理境界

盛土の要求性能と 要求物性 管理境界		施工性の確保/ 過転圧の防止⇒ 締固め時の高い 強度・剛性	供用中の高い安定 性と小さい変形⇒ 湿潤・飽和化後の 高い強度・剛性	湿潤・飽和時の 沈下の抑制⇒水 浸時のコラップス 変形の抑制	供用時の遮 水性⇒十分 に低い飽和 透水係数
		盛土材の含水 比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○
	2. 含水比上限線 WU	●	●		
締固めた土の 締固めた(ρ_d , w)状態の測定 と管理(1~5)	3. 締固め度下限線 DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

●: 要求物性の実現に非常に重要な管理境界; ○: 要求物性の実現に重要な管理境界

「各種物性の許容領域」と「締固め目標」及び「各種管理境界」の関連

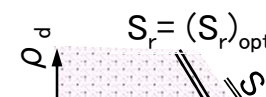
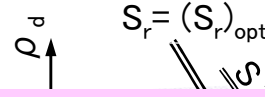
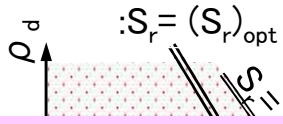


要求性能に基づく締固め管理境界

盛土の要求性能と 要求物性 管理境界		施工性の確保/ 過転圧の防止⇒ 締固め時の高い 強度・剛性	供用中の高い安定 性と小さい変形⇒ 湿潤・飽和化後の 高い強度・剛性	湿潤・飽和時の 沈下の抑制⇒水 浸時のコラップス 変形の抑制	供用時の遮 水性⇒十分 に低い飽和 透水係数
		盛土材の含水 比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○
	2. 含水比上限線 WU	●	●		
締固めた土の 締固めた(ρ_d , w)状態の測定 と管理(1~5)	3. 締固め度下限線 DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

●: 要求物性の実現に非常に重要な管理境界; ○: 要求物性の実現に重要な管理境界

「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」



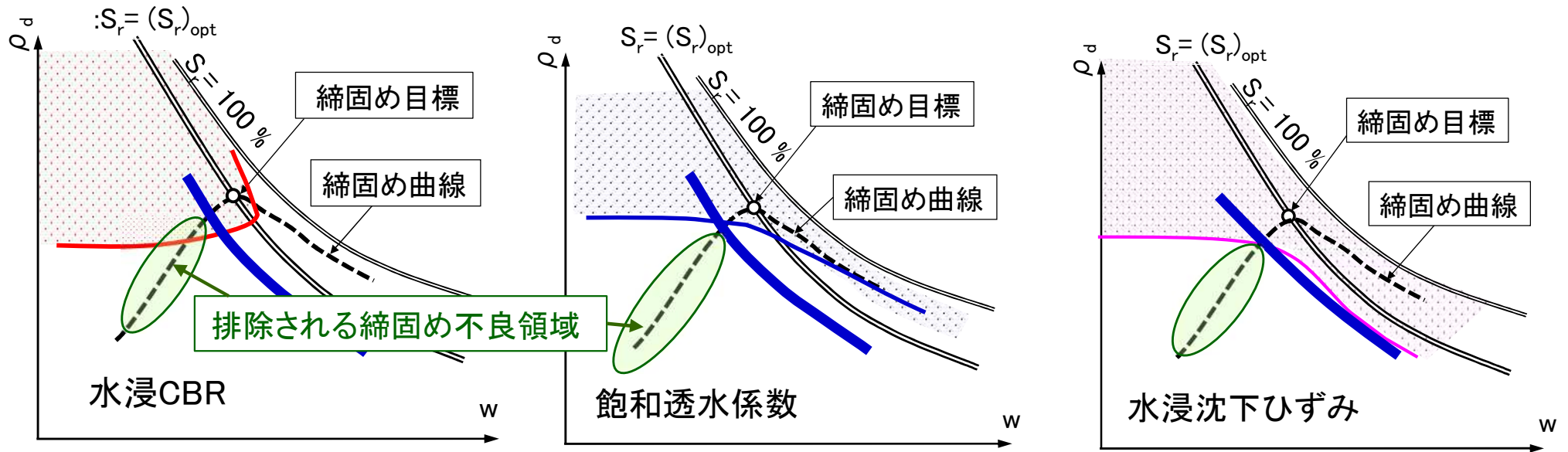
・締固め時飽和度 S_r は、締固め特性と締固め土の物性を支配する
 ・ $(S_r)_{opt}$ は、現場での土質とCELの変動と室内試験条件と現場条件の乖離の影響を受けにくく客観的
 ⇒締固め度と含水比の管理に $(S_r)_{opt}$ に基づく飽和度管理を追加することによって、締固め管理が確実となる

・含水比 w は、締固め特性と物性の本質的なパラメータではない
 ・現場での土質とCELの変動と室内試験条件との乖離のために、現場 w_{opt} は変動し室内実験での値と乖離
 ⇒ w 管理だけでは確実な締固め管理は困難

管理境界	盛土の要求性能と要求物性	施工性の確保/過転圧の防止⇒締固め時の高い強度・剛性	供用中の高い安定性と小さい変形⇒湿潤・飽和化後の高い強度・剛性	湿潤・飽和時の沈下の抑制⇒水浸時のコラプス変形の抑制	供用時の遮水性⇒十分に低い飽和透水係数
	盛土材の含水比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○	●
	2. 含水比上限線 WU	●	●		
締固めた土の締固めた(ρ_d, w)状態の測定と管理(1~5)	3. 締固め度下限線 DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

●: 要求物性の実現に非常に重要な管理境界; ○: 要求物性の実現に重要な管理境界

「各種物性の許容領域」と「締固め目標」及び「各種管理境界」の関連

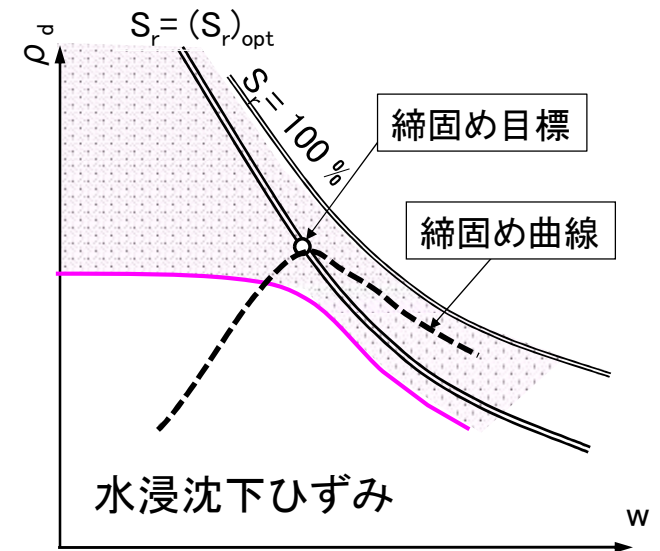
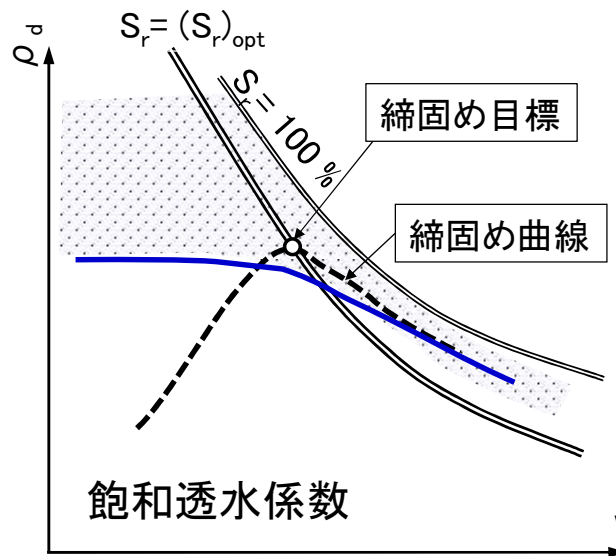
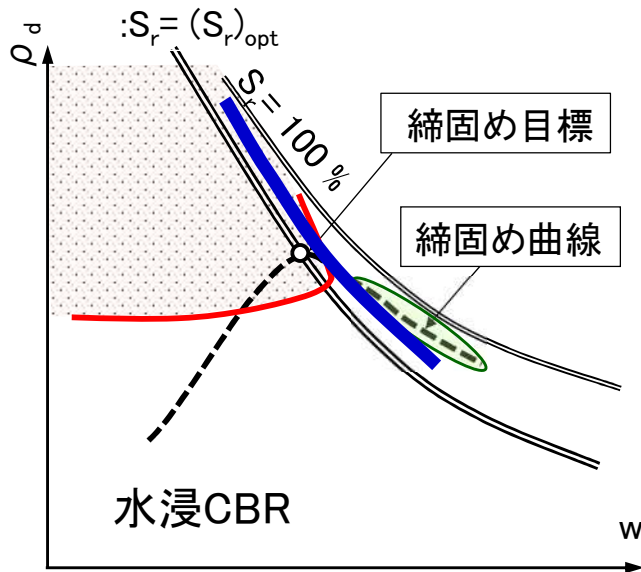


要求性能に基づく締固め管理境界

盛土の要求性能と 要求物性 管理境界		施工性の確保/ 過転圧の防止⇒ 締固め時の高い 強度・剛性	供用中の高い安定 性と小さい変形⇒ 湿潤・飽和化後の 高い強度・剛性	湿潤・飽和時の 沈下の抑制⇒水 浸時のコラップス 変形の抑制	供用時の遮 水性⇒十分 に低い飽和 透水係数
盛土材の含水 比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○	●	○
	2. 含水比上限線 WU	●	●		
締固めた土の 締固めた(ρ_d , w)状態の測定 と管理(1~5)	3. 締固め度下限線 DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

●: 要求物性の実現に非常に重要な管理境界; ○: 要求物性の実現に重要な管理境界

「各種物性の許容領域」と「締固め目標」及び「各種管理境界」の関連



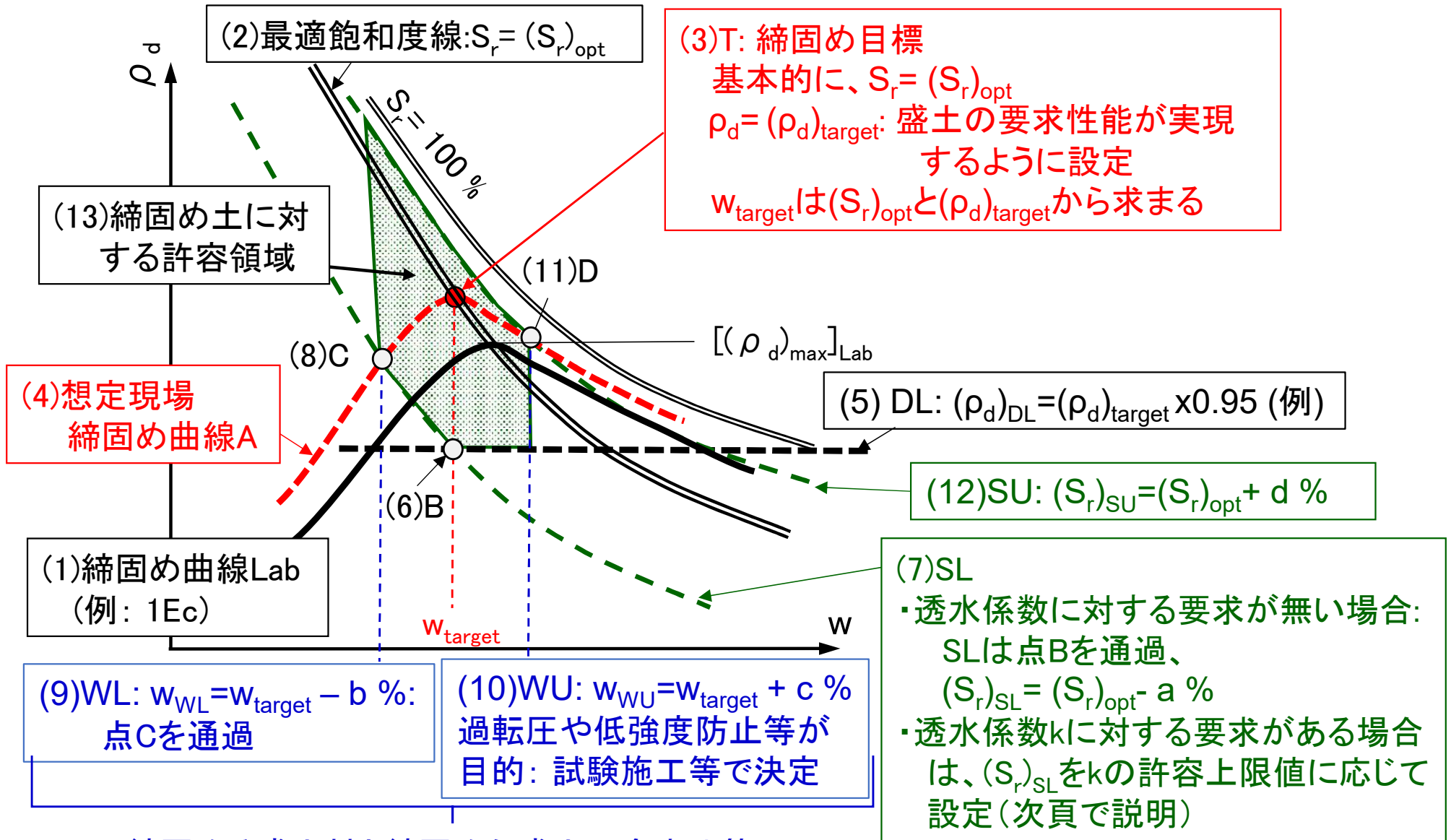
要求性能に基づく締固め管理境界

盛土の要求性能と 要求物性 管理境界		施工性の確保/ 過転圧の防止⇒ 締固め時の高い 強度・剛性	供用中の高い安定 性と小さい変形⇒ 湿潤・飽和化後の 高い強度・剛性	湿潤・飽和時の 沈下の抑制⇒水 浸時のコラップス 変形の抑制	供用時の遮 水性⇒十分 に低い飽和 透水係数
		盛土材の含水 比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○
	2. 含水比上限線 WU	●	●		
締固めた土の 締固めた(ρ_d , w)状態の測定 と管理(1~5)	3. 締固め度下限線 DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

●: 要求物性の実現に非常に重要な管理境界; ○: 要求物性の実現に重要な管理境界

(ρ_d, w, S_r) の総合的管理に基づく

締固め状態の許容領域の設定法 - 1

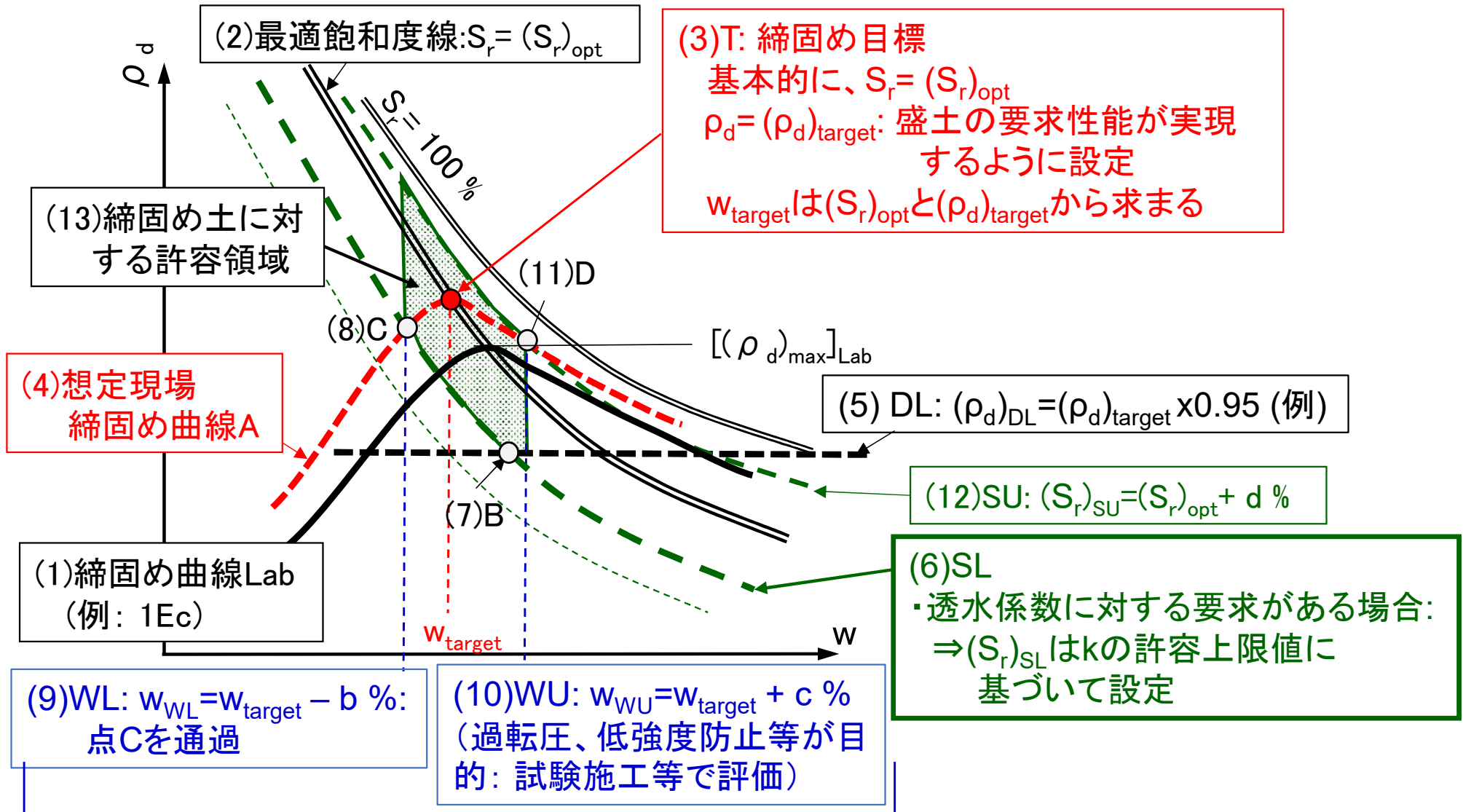


締固める盛土材と締固めた盛土の含水比管理

測定項目は、従来の締固め管理で実施する項目と同一！

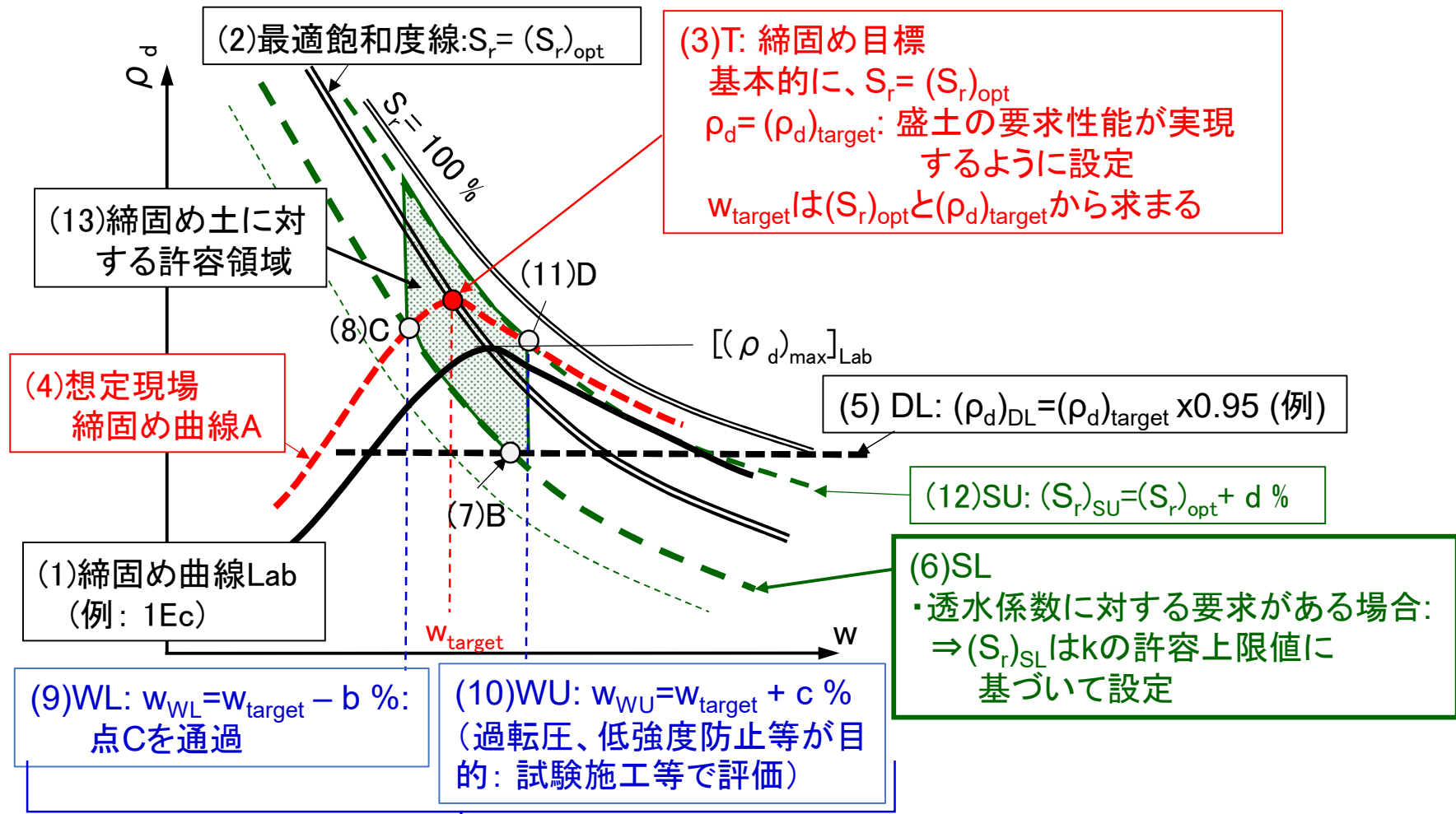
(ρ_d, w, S_r) の総合的管理に基づく

締固め状態の許容領域の設定法 - 2



締固める盛土材と締固めた盛土の含水比管理

測定項目は、従来の締固め管理で実施する項目と同一!



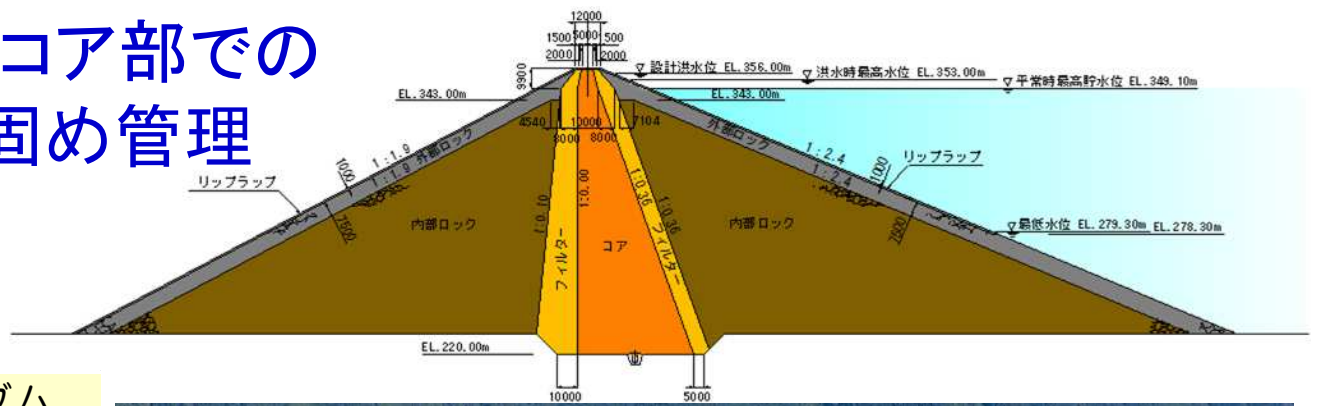
締固める盛土材と締固めた盛土の含水比管理

この管理法の適用例

⇒ 2011年東日本大震災で崩壊した藤沼ダムの強化復旧
 水資源公団小石原川ダムのコア部建設

水資源機構小石原川ダムコア部での飽和度管理を重視した締固め管理

2019年7月11日天端到達



型式	ロックフィルダム
堤高	139.0m
堤頂長	553.0m
堤体積	約 8,300,000m ³
非越流部標高	EL.358.0m
ダム天端標高	EL.359.0m
ダム基礎標高	EL.220.0m
上流面勾配	1:2.4
下流面勾配	1:1.9



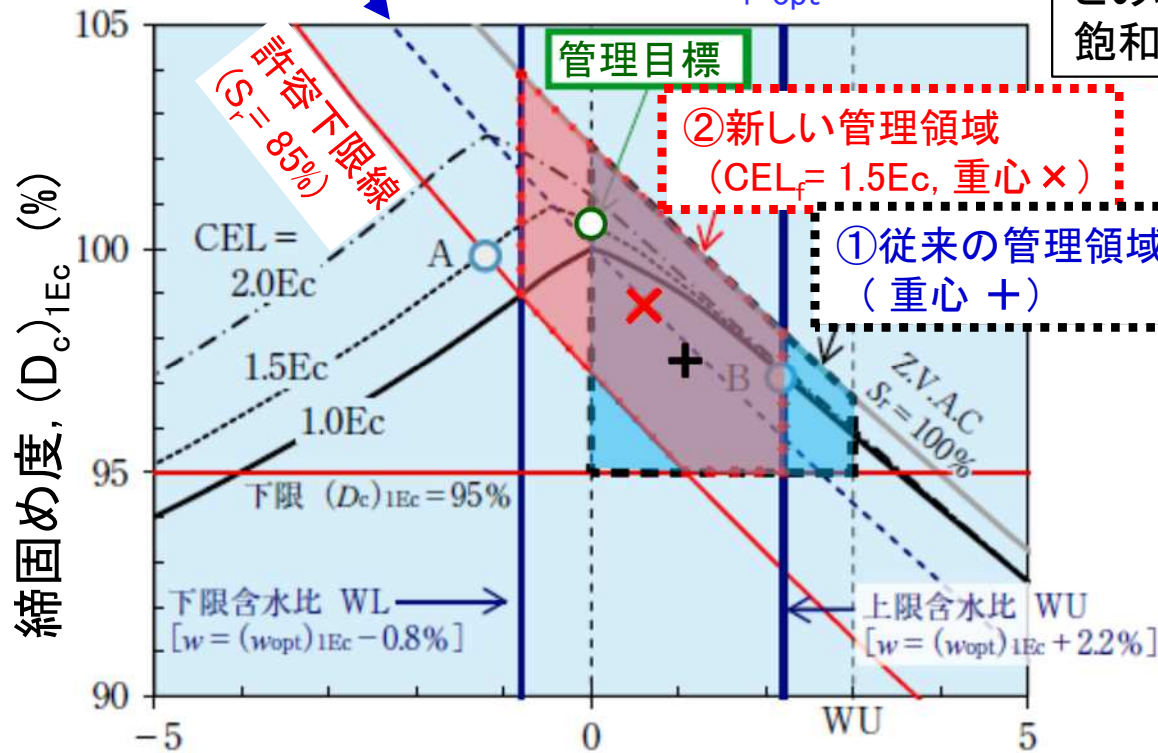
盛立数量

コア	約 900,000m ³	
フィルター	約 800,000m ³	
ロック	内部ロック	約 5,000,000m ³
	外部ロック	約 1,400,000m ³
	リップラップ	約 200,000m ³
計	約 8,300,000m ³	

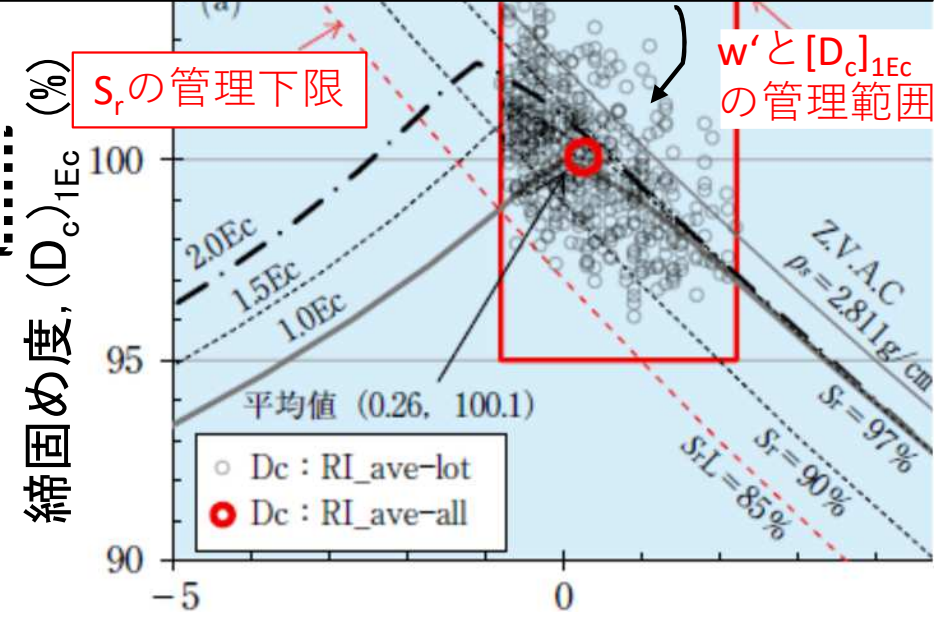
(完成写真: 坂本博紀氏)

坂本博紀・小林弘明(2020): フィルダムコアゾーンの施工における新たな締固め管理、特集盛土締固め管理の新たな展開、雑誌基礎工、11月号、58-61頁

最適飽和度 (S_r)_{opt}



この現場では、母岩の変動による比重の変動が大きく、飽和度のバラツキが大きいため、大きなバラツキ



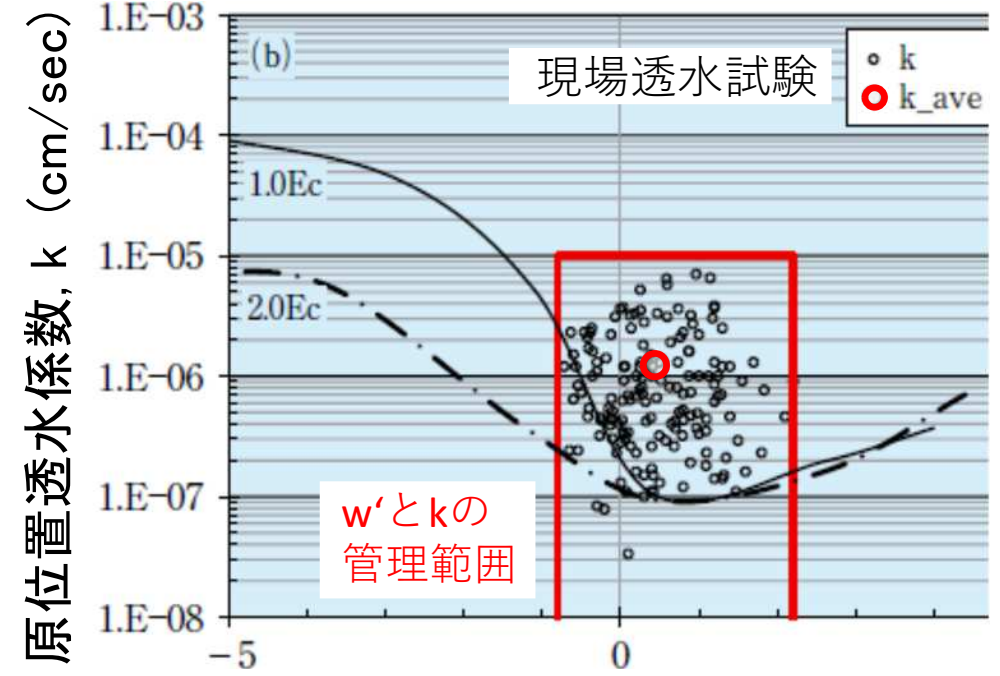
正規化含水比 $w' = w - (w_{opt})_{1Ec}$ (%)

w と $(w_{opt})_{1Ec}$ の値は、現場の各箇所での測定値
 $\Rightarrow w - (w_{opt})_{1Ec}$ は、 $S_r - (S_r)_{opt}$ とほぼ等価

- 1) 締固め管理目標を設定
- 2) 飽和度の許容下限線 ($S_r = 85\%$) を導入
- 3) 品質管理領域を、従来よりも w が低く ρ_d が高い左上方へ移動 (重心: $+$ \Rightarrow x)

\rightarrow 高い $(D_c)_{1Ec}$ ($\sim 100\%$) と十分低い k ($< 10^{-5}$ cm/sec) を達成

正規化含水比 $w' = w - (w_{opt})_{1Ec}$ (%)



正規化含水比 $w' = w - (w_{opt})_{1Ec}$ (%)

盛土構造物の性能設計と性能施工 2/2

4. 盛土の締固め管理の合理化(性能施工)

4-1 盛土の品質を低下させる四つの要因

4-2 含水比管理と空気間隙率管理での諸問題と対応策

4-3 飽和度に基づく締固め特性の法則性

4-4 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-5 飽和度管理を重視した締固め管理

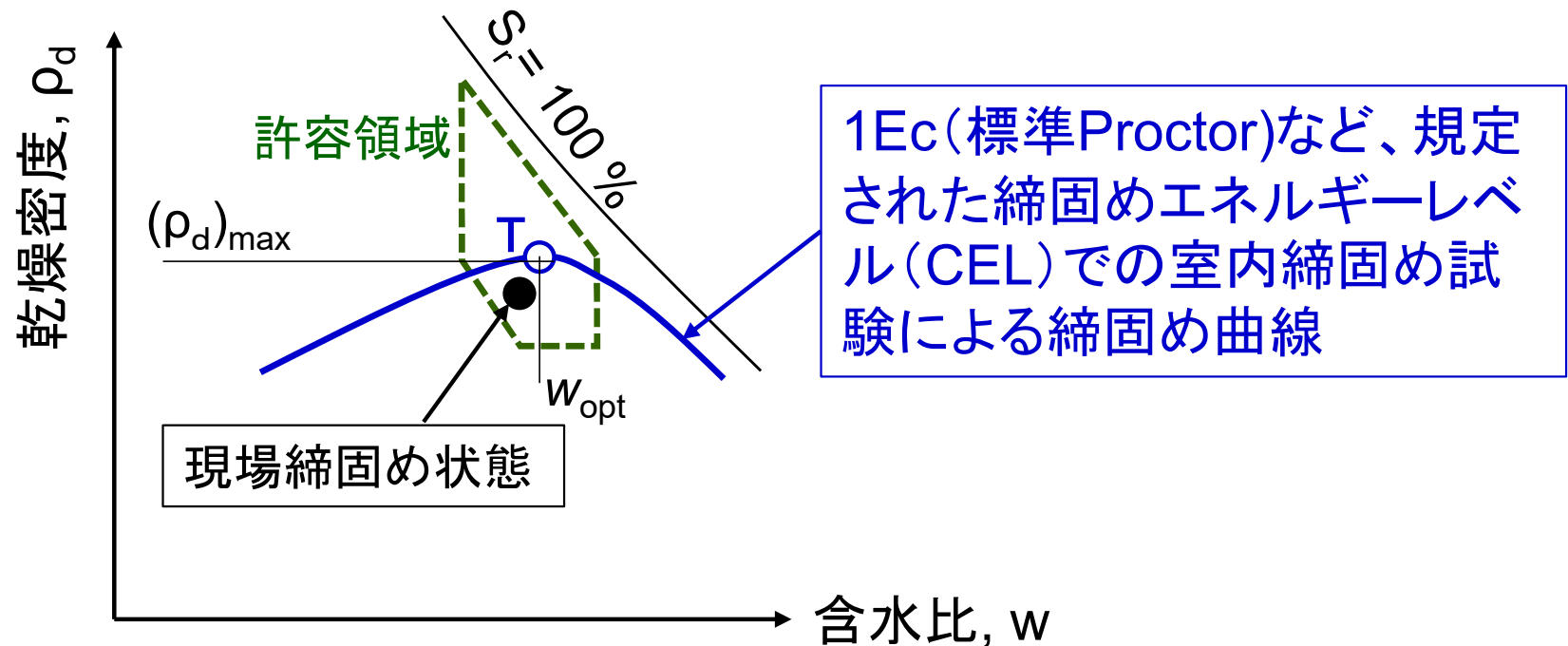
4-6 飽和度管理に基づく地盤剛性指標を活用した締固め管理

5. まとめ

従来の締固め管理の問題点と、その解決法

[従来法]少数の代表箇所では現場締固め状態(ρ_d & w)を直接測定して、室内締固め試験による締固め曲線に基づく許容領域と比較

⇒ 時間が掛かり、①工事を遅延、②測定数が限定されるため、締固めの一様性の確認が困難



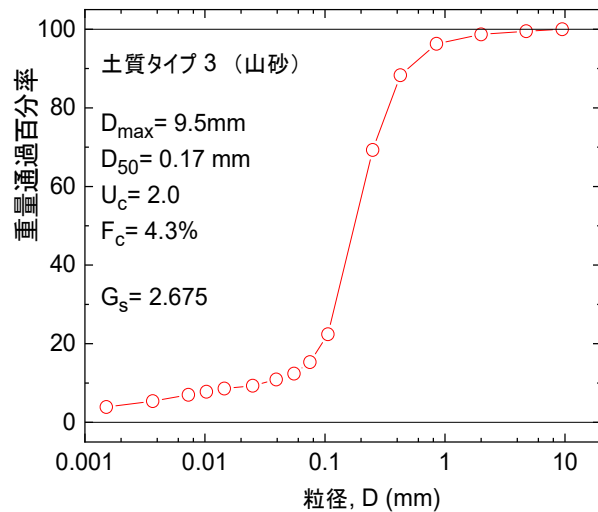
⇒ 地盤剛性指標 (Soil Stiffness Index, SSI; $K_{P.FWD}$, E , G_0 , CCV 等) の迅速多数 (あるいは連続) 測定に基づく締固め管理に移行中
しかし、様々な問題を解決する必要がある

土木研究所での盛土締固め管理に関する共同研究(2011 -2013年度)

- 実大締固め試験における小型重錘落下試験による $K_{P.FWD}$ の系統的な測定
- $K_{P.FWD}$ の締固め管理での活用法の検討

10種類の締固め機械を用いた実大締固め実験

山砂を使用



振動ローラSV512



タイヤローラ



振動ローラBW141



ブルドーザ8t



ランマ60kg



プレートコンパクタ



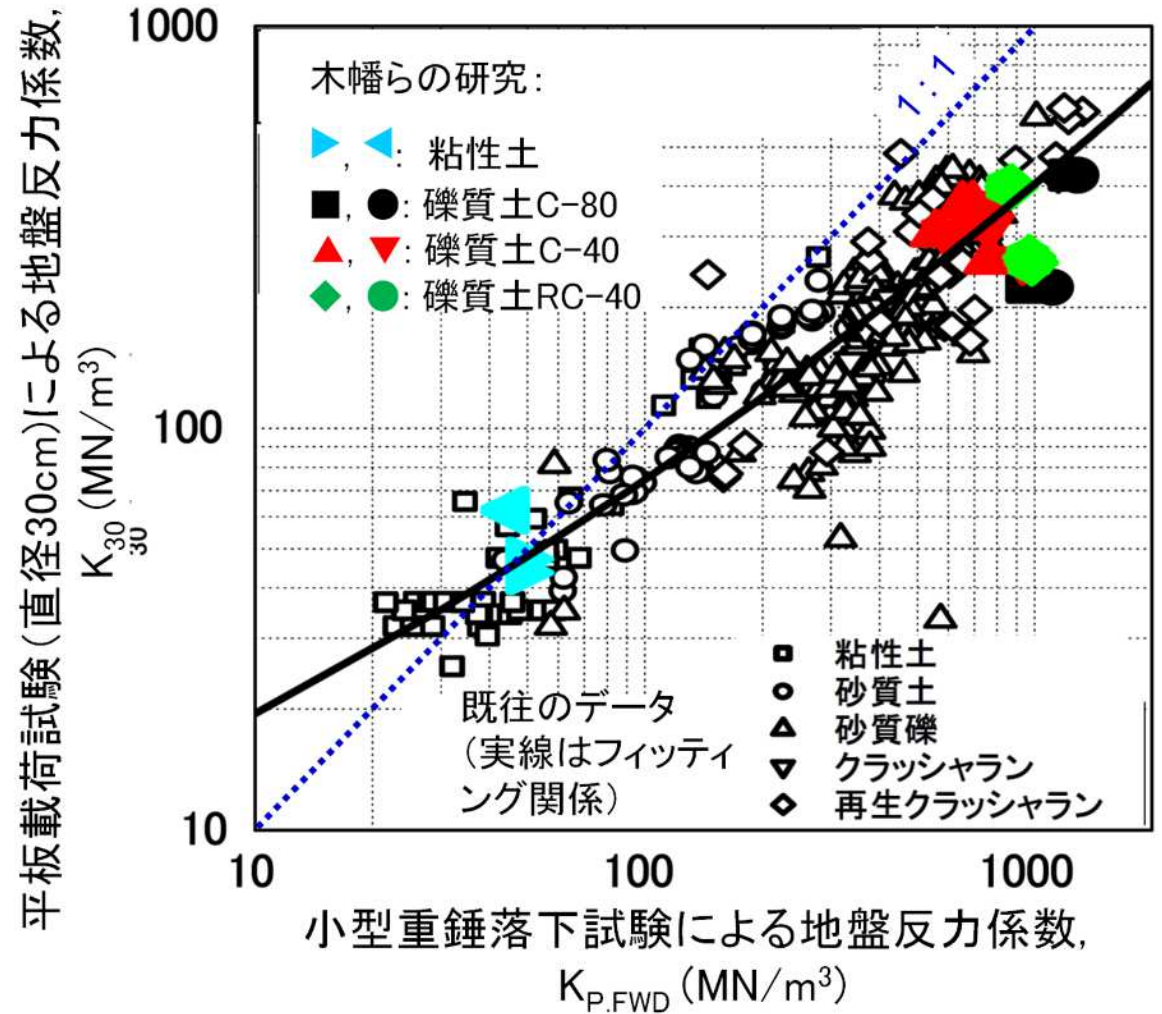
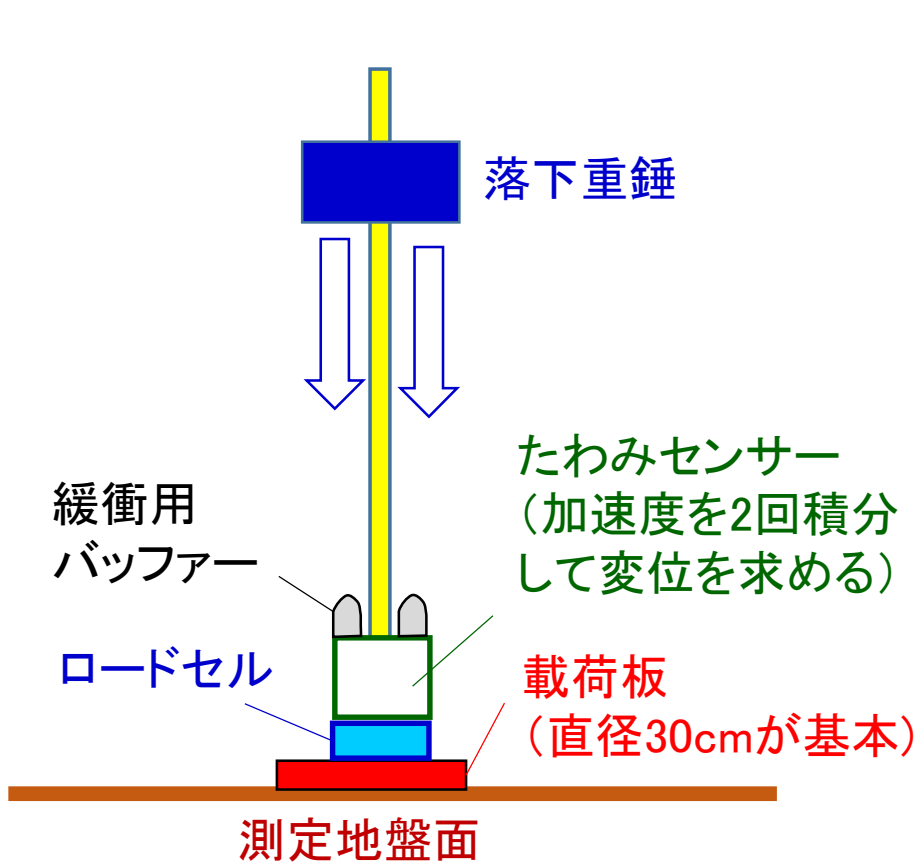
ハンドガイドローラ



前後進コンパクタ

Tatsuoka, F., Hashimoto, T. and Tateyama, K. (2021): Soil stiffness as a function of dry density and the degree of saturation for compaction control, *Soils and Foundations*, Vol.61, pp.989-1002.

小型重錘落下試験(Portable Falling Weight Deflecto-meter Test)による鉛直地盤反力係数 $K_{P,FWD}$ ($D=30\text{cm}$ の時に換算)は、平板載荷試験($D=30\text{cm}$)による K_{30} と良い相関



木幡行宏・アーマッド シャフィーク・山本健一・齋藤昌之: 小型FWD試験による道路地盤の剛性評価に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, Vol.15, 12月号, pp.177-184, 2010.

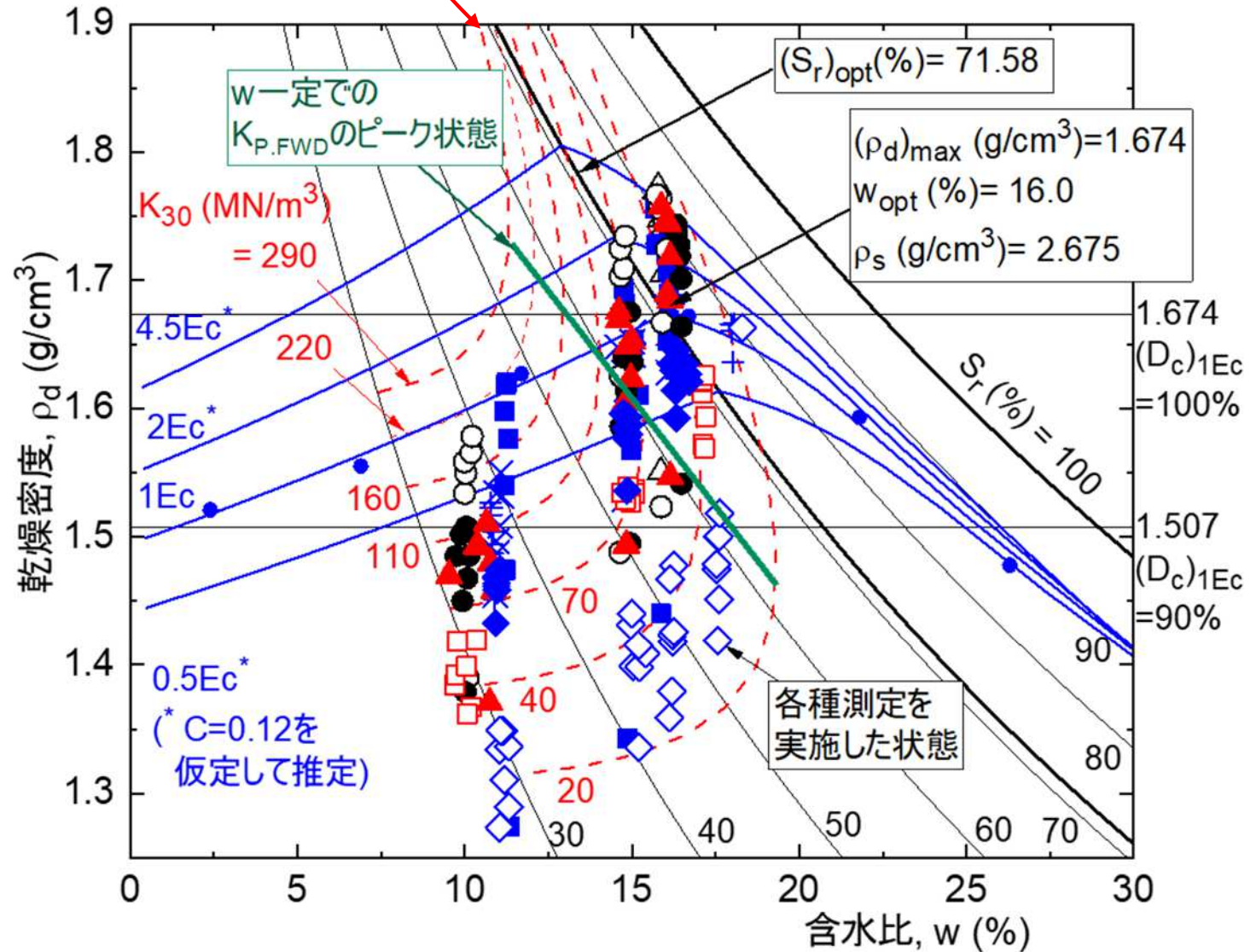
締固め後にP-FWD試験
の実施⇒結果の解析⇒
 $K_{P.FWD}$ の定式化

$$K_{P.FWD} = f_{P.FWD}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - 0.4)^{9.5} \quad (2)$$

による $\rho_d \sim w$ 面上での $K_{P.FWD}$ の等高線群



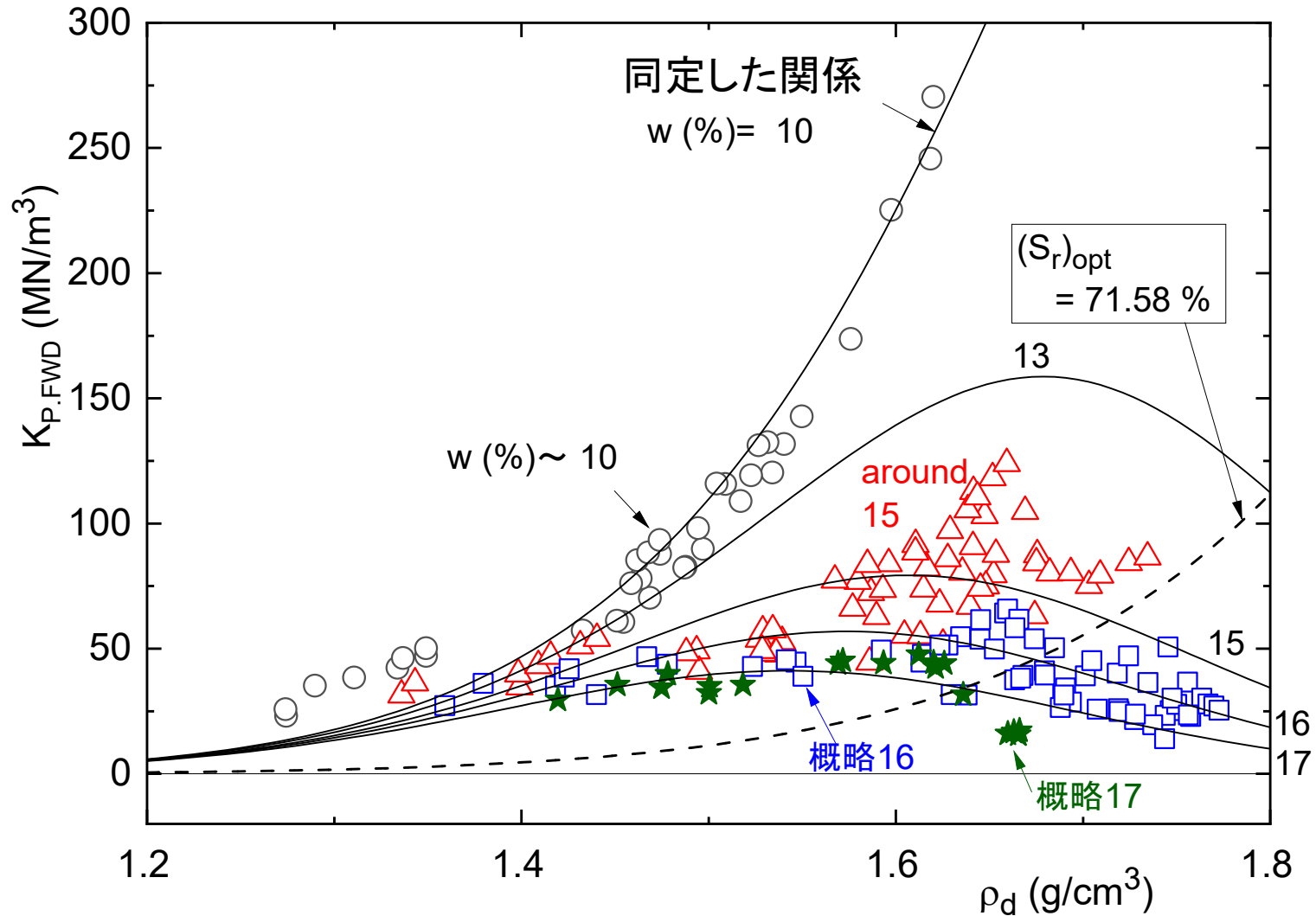
小型重錘落下試験



締固め回数 $N = 0, 2, 4, 6, 8, 12, 16$ 回で、 $\rho_d, w, K_{P.FWD}$ 等を測定

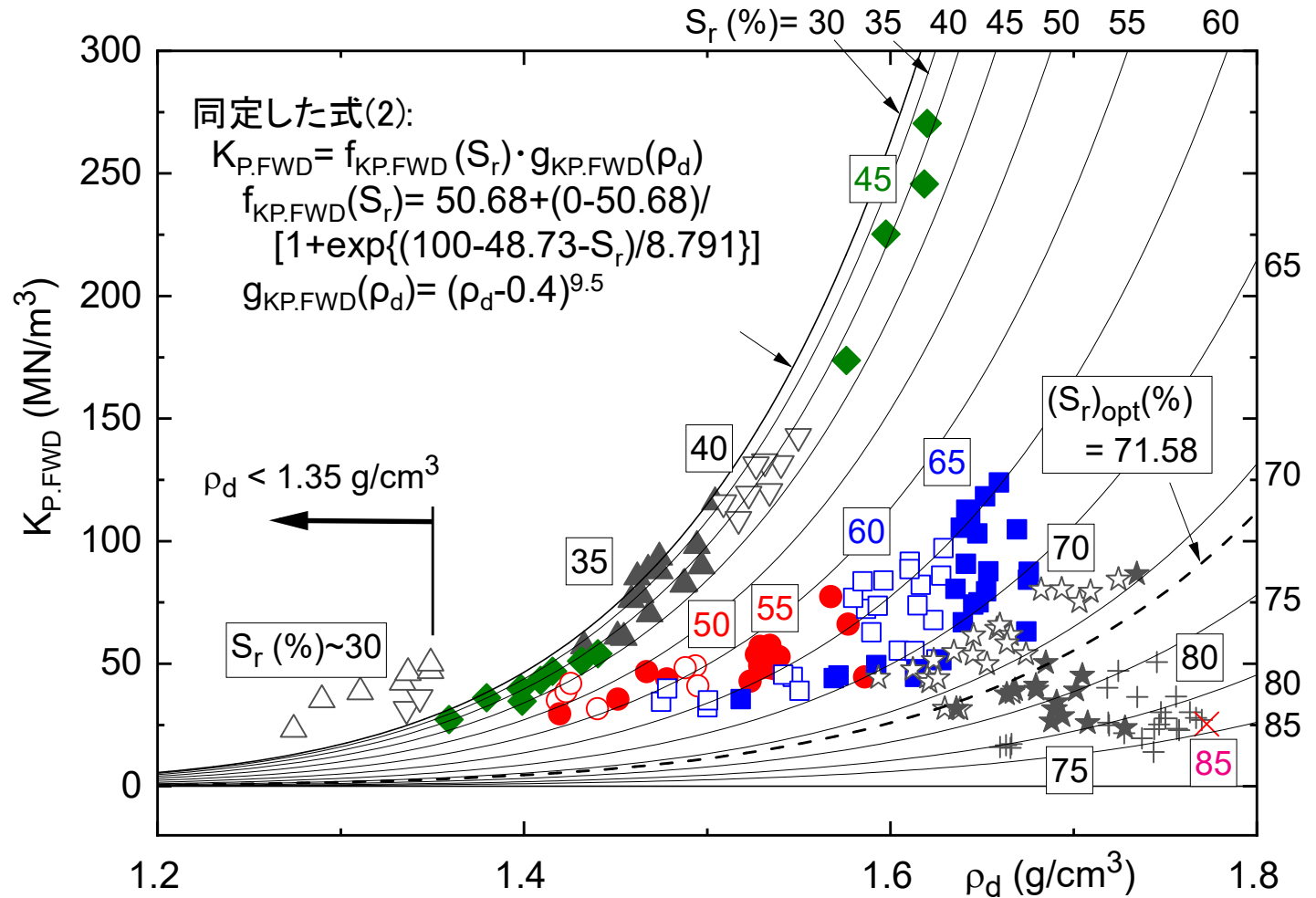
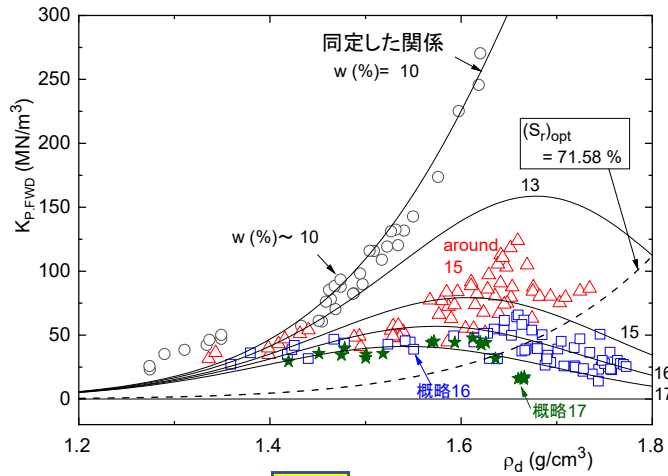
$K_{P.FWD}$ は、平板載荷試験による K_{30} と良い相関

wで分類した $K_{P.FWD} \sim \rho_d$ 関係(実線・破線群は定式化した関数)



- w一定の締固め過程で、 ρ_d が一定程度以上に増加すると $K_{P.FWD}$ は減少し始める。
- ・これは、 $K_{P.FWD}$ の値だけでは ρ_d を推定できないことを意味する。
 - ・この現象に遭遇すると、通常は困惑、 $K_{P.FWD}$ の活用法が見通せなくなる。
 - ・この現象は、 ρ_d の増加に伴う S_r の増加のため！ $\Rightarrow S_r$ に基づく解析で解決

同じデータを S_r で分類した $K_{P.FWD} \sim \rho_d$ 関係 (実線群は定式化した関数)



S_r 一定で ρ_d が増加すると、常に同じ法則性で $K_{P.FWD}$ は増加
 ρ_d 一定で S_r が増加すると、常に同じ法則性で $K_{P.FWD}$ は減少
 $\Rightarrow K_{P.FWD}$ は、 ρ_d と S_r の関数

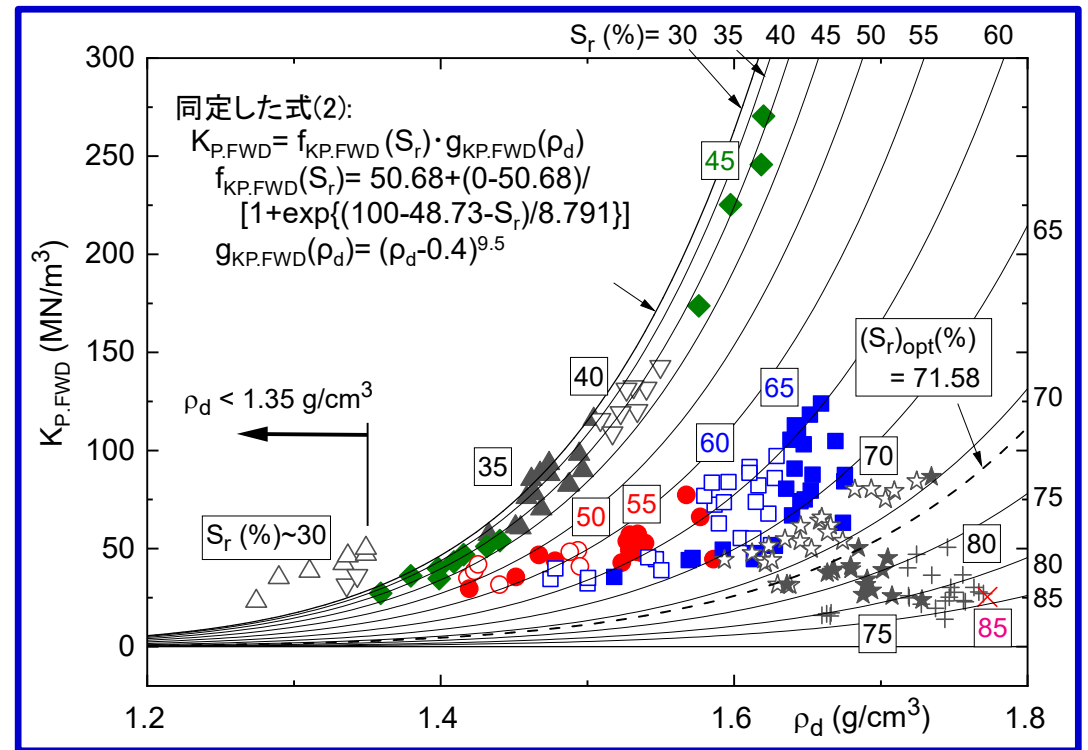
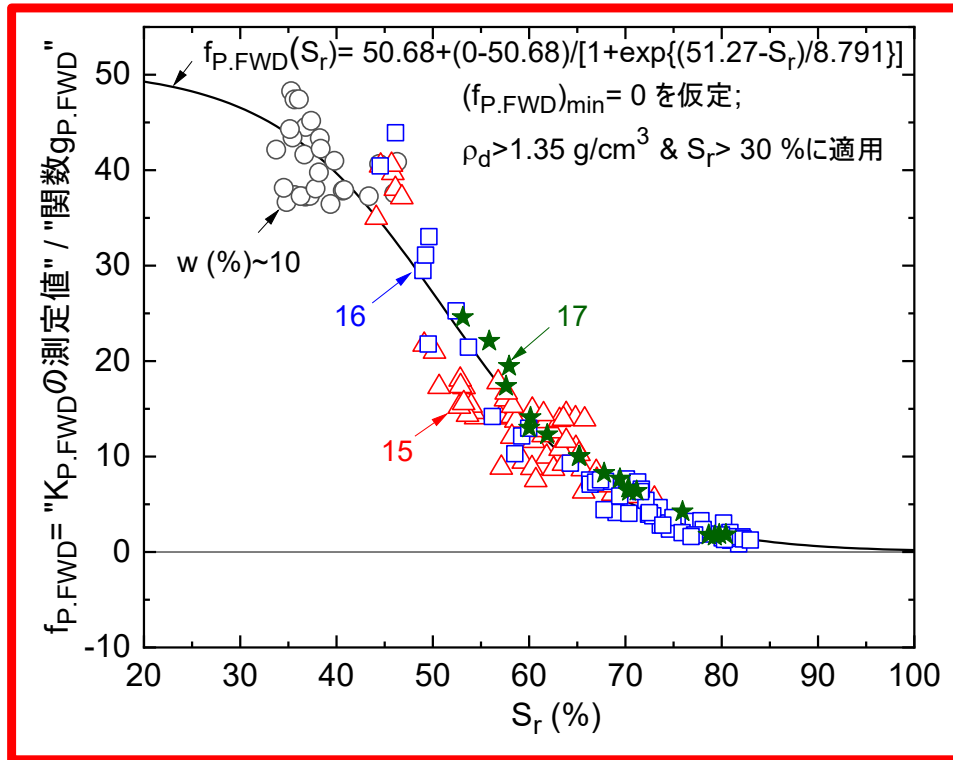
締固め機種、通過回数によらない変数分離関数の積

$$K_{P.FWD} = f_{P.FWD}(S_r) \cdot g_{P.FWD}(\rho_d)$$

異なる S_r での $K_{P.FWD} \sim \rho_d$ 関係

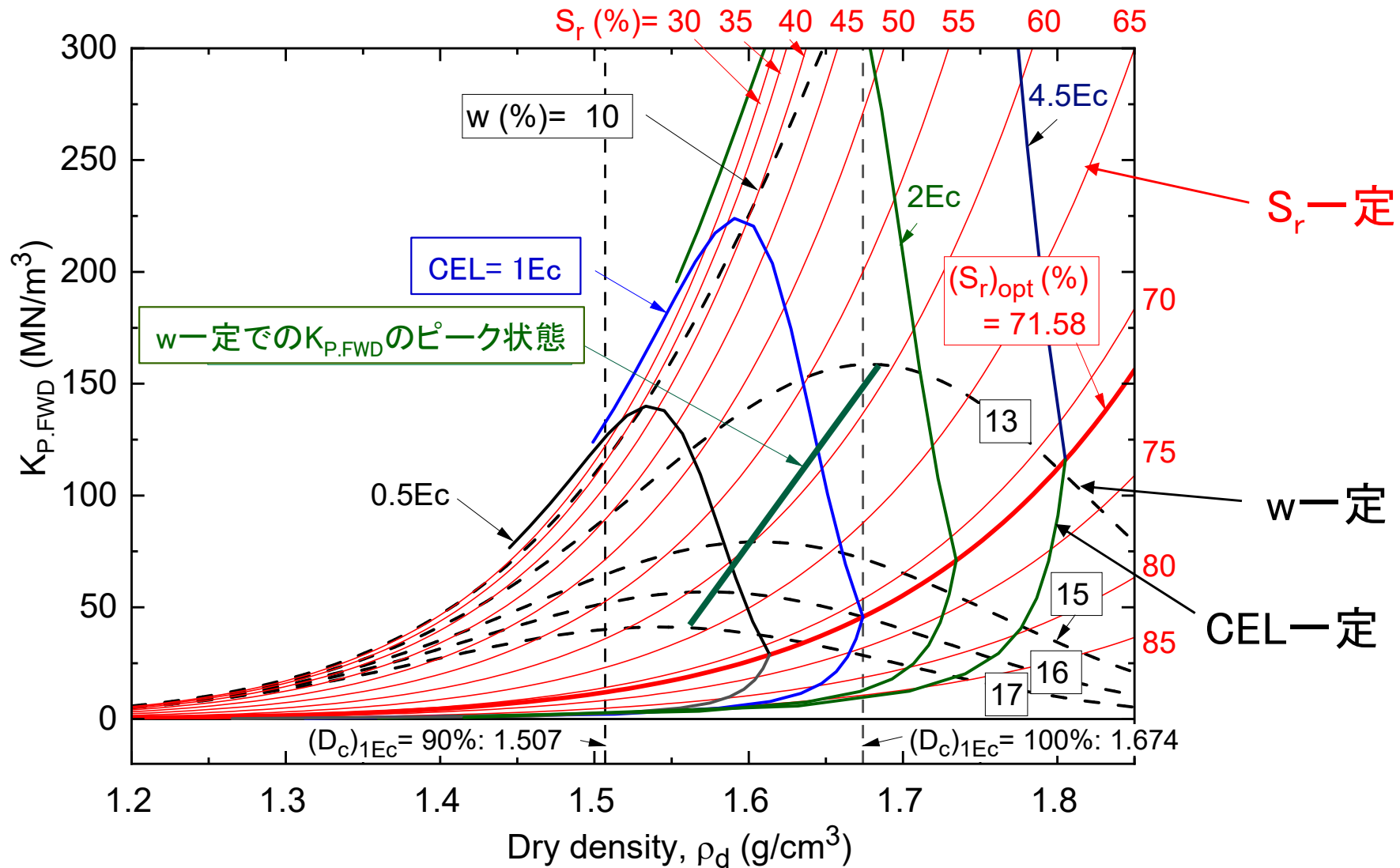
$f_{P.FWD}(S_r) \sim S_r$ 関係

同一の関数 $g_{P.FWD}(\rho_d) = (\rho_d / \rho_w - 0.4)^{9.5}$ が適合



Tatsuoka, F., Hashimoto, T. and Tateyama, K. (2021): Soil stiffness as a function of dry density and the degree of saturation for compaction control, *Soils and Foundations*, Vol.61, pp.989-1002.

関数 $K_{P.FWD} = f_{P.FWD}(S_r) \cdot g_{P.FWD}(\rho_d)$ に基づいて求めた、含水比 w 、飽和度 S_r 、締固めエネルギー CEL をパラメータとした $K_{P.FWD} \sim \rho_d$ 関係



$K_{P.FWD} \sim \rho_d$ 関係は、仮に S_r に依存しなければ、 w と CEL にも依存しなくなり、これらの曲線は全て一つになる。しかし、 $K_{P.FWD} \sim \rho_d$ 関係は実際は S_r に強く依存するため、 $K_{P.FWD}$ の値だけでは ρ_d の値は推定できない。

$$K_{P.FWD} = f_{P.FWD}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - 0.4)^{9.5} \quad (2)$$

による $\rho_d \sim w$ 面上での $K_{P.FWD}$ の等高線群

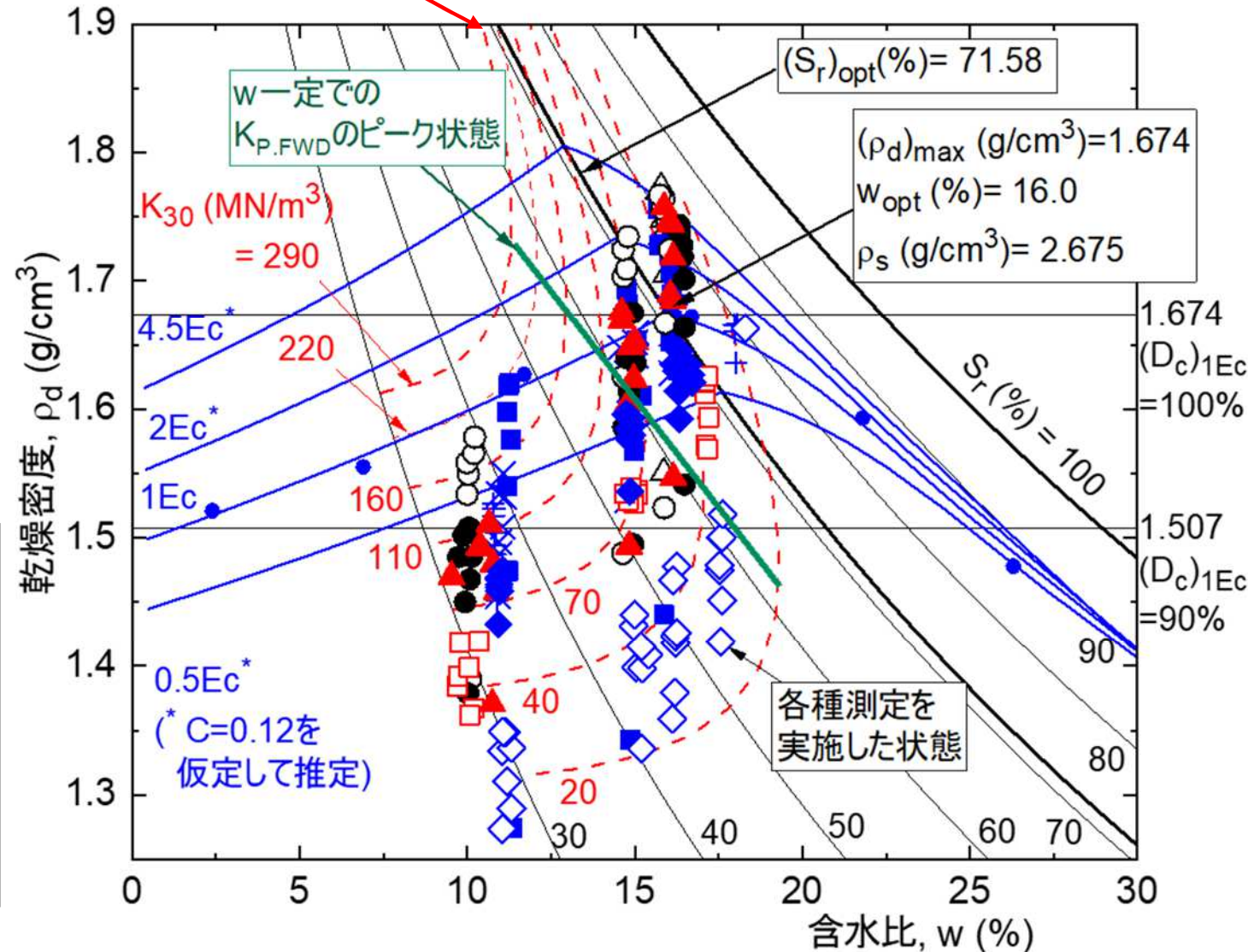
CBRの等高線
と同じ形状



小型重錘落下試験

締固め回数 $N = 0, 2, 4, 6, 8, 12, 16$ 回で、 ρ_d , w , $K_{P.FWD}$ 等を測定

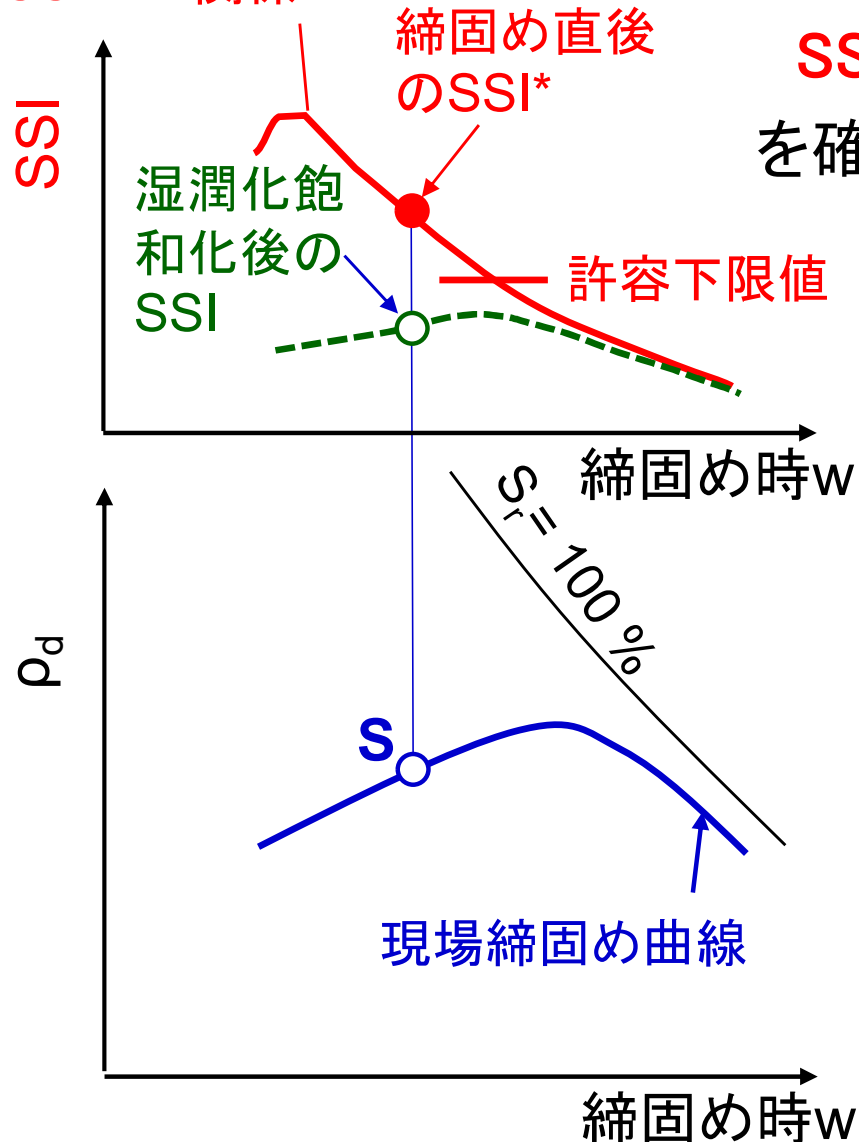
$K_{P.FWD}$ は、平板載荷試験による K_{30} と良い相関



「従来の地盤剛性指標SSIの下限値管理」の問題点

二つの従来法

現場締固め曲線に沿った
SSI ~ w関係



従来法 1: 「不飽和の締固め土で測定したSSI*」
は「設計で参照する供用中の土構造物の湿潤化飽和化状態での強度・剛性」の指標とみなし、
SSI*の全測定値 \geq 許容下限値
を確認することで、供用中の強度・剛性を保証

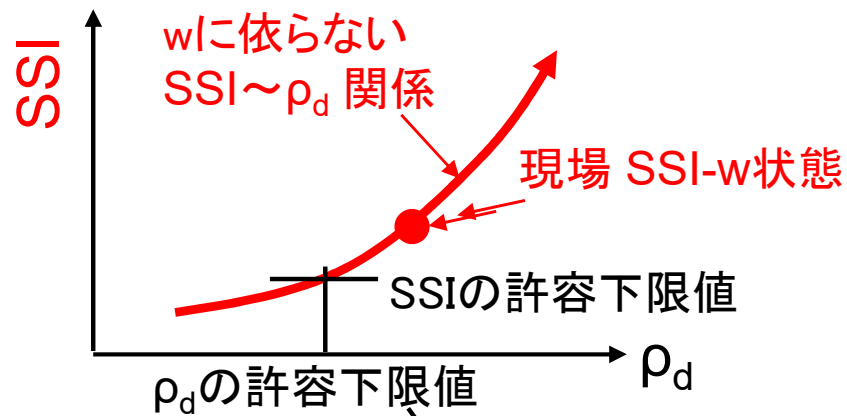
しかし、乾燥側 ($S_r < (S_r)_{opt}$ 側) で締め固めると、SSIは湿潤化飽和化によって「測定値SSI*」から大きく低下
⇒左図に例示する締固め状態Sは、「締固め時のSSI*は大きいですが、 ρ_d と S_r は低く、湿潤化飽和化によってSSI(強度・剛性)は大幅に低下し透水性は急増する締固め不良状態」
⇒方法1は、締固め不良状態Sを許容し、その状態に誘導してしまう!
適切な品質管理法ではない

従来法 2: SSIから現場締固め状態を推定 ⇒ 設計物性値を推定

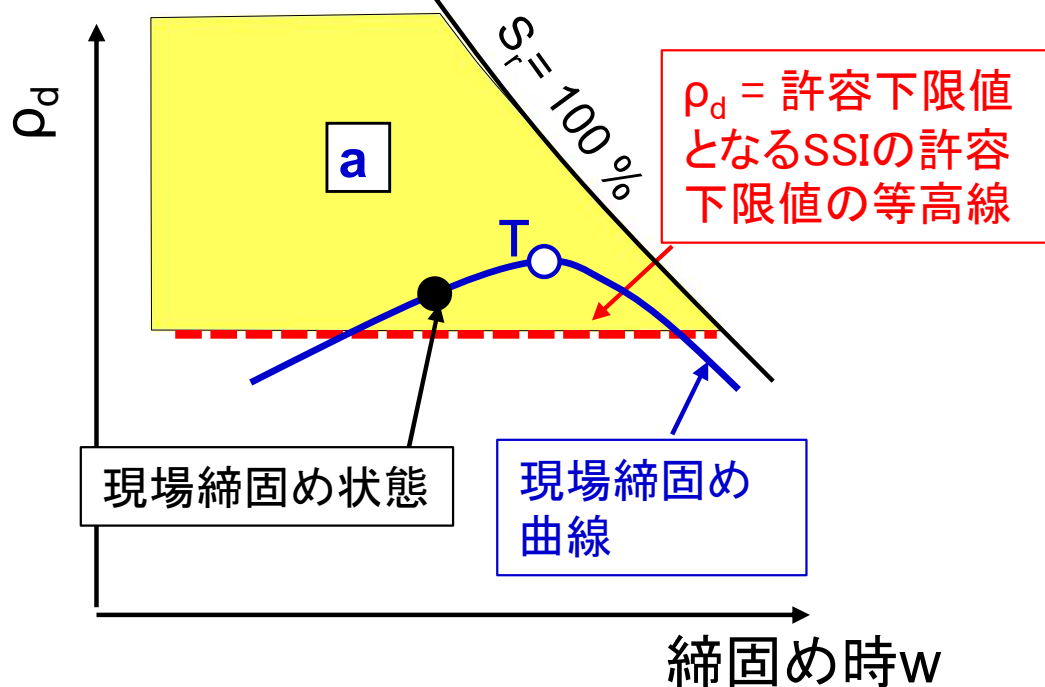
通常 of 暗黙 of 仮定:

- ・SSI ~ ρ_d 関係は締固め時 w に影響されない
- ・SSI の増加は、常に ρ_d の増加を意味する

⇒ $\rho_d - w$ 面で SSI の等高線は水平



SSI の値 \geq 許容下限値
であれば、締固め状態は許容領域 a の内部であり、 $\rho_d \geq$ 許容下限値 を実現していると、想定

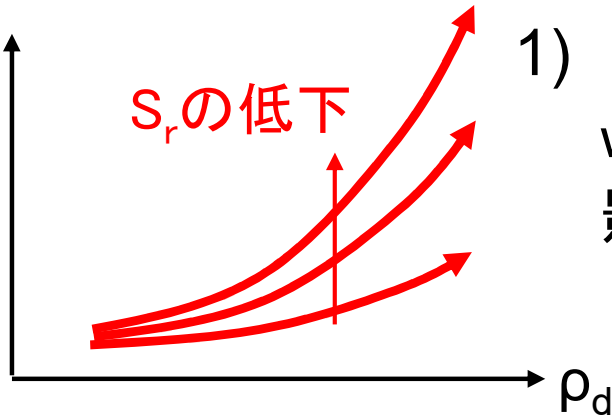
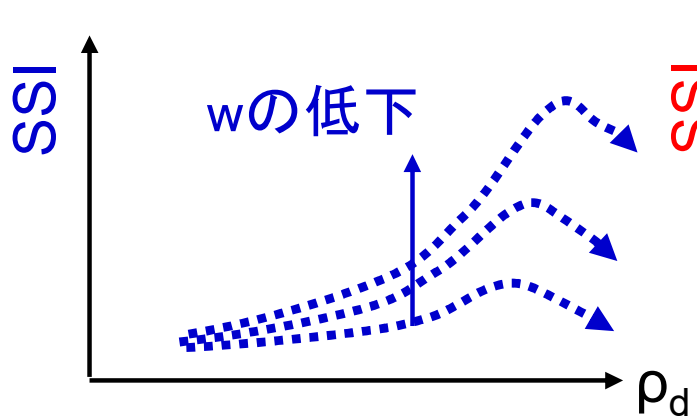


しかし、 $\rho_d - w$ 面での実際の SSI の等高線は、水平ではなく、ほぼ鉛直
⇒ 方法 2 も、適切には機能しない

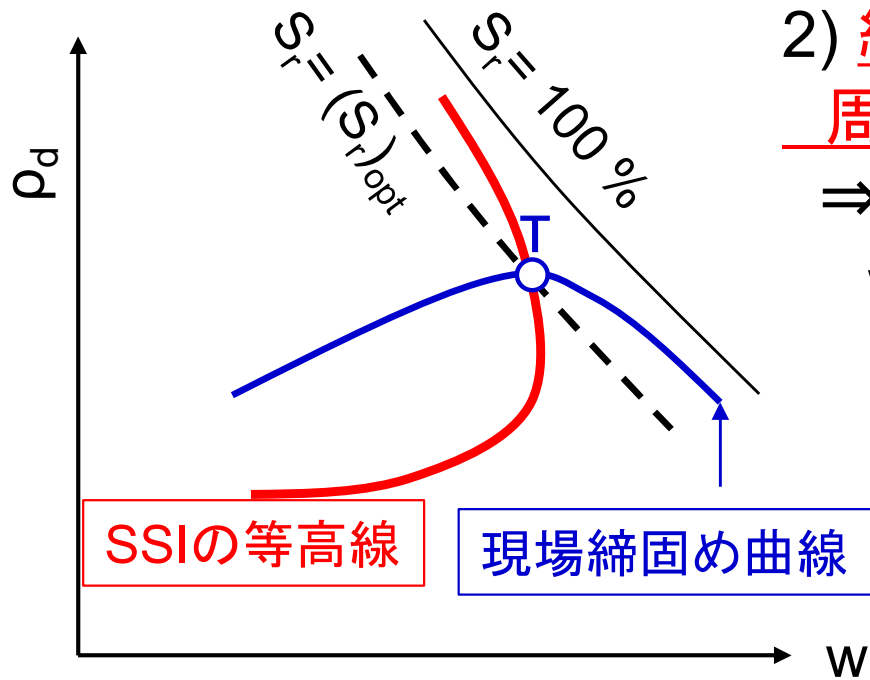
⇒ SSI の上・下限値管理の提案

実際のSSIの特徴:

$K_{P,FWD}$ (小型重錘落下試験); 原位置CBR;
 E (落球探査法); G_0 (原位置せん断弾性波速度 V_s);
 CCV (振動ローラの応答加速度) 等

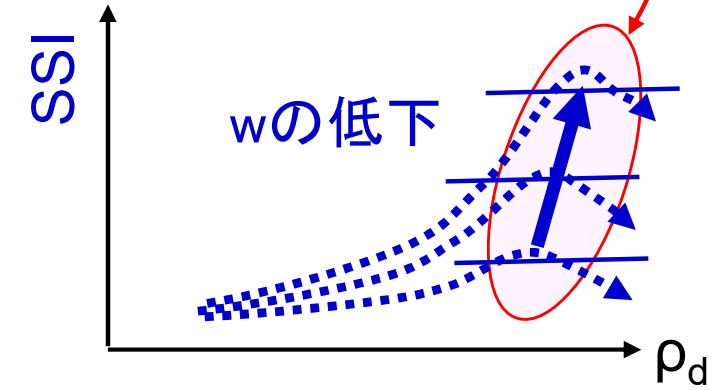


1) SSI- ρ_d 関係は、
 w もしくは S_r に非常に強く
 影響される。



2) 締固め目標T (通常、 $S_r = (S_r)_{opt}$) の
 周辺では、SSIの等高線は鉛直に近い
 \Rightarrow SSIの大小は、 ρ_d の大小ではなく、
 w の高低を示している

- ・ SSI大 \rightarrow w 低
- ・ SSI小 \rightarrow w 高



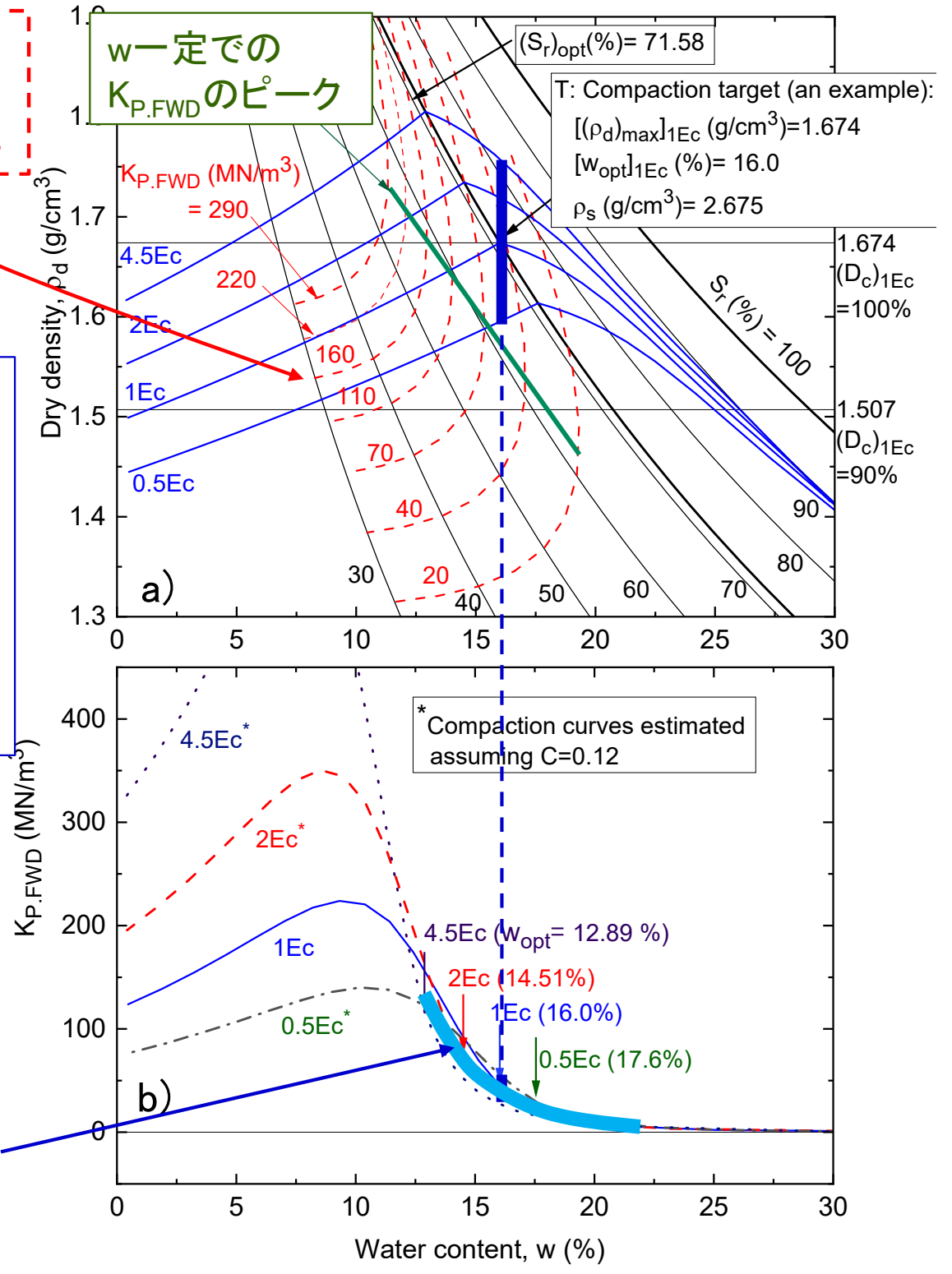
$$K_{P.FWD} = f_{P.FWD}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - 0.4)^{9.5} \quad (2)$$

による $\rho_d \sim w$ 面上での $K_{P.FWD}$ の等高線群

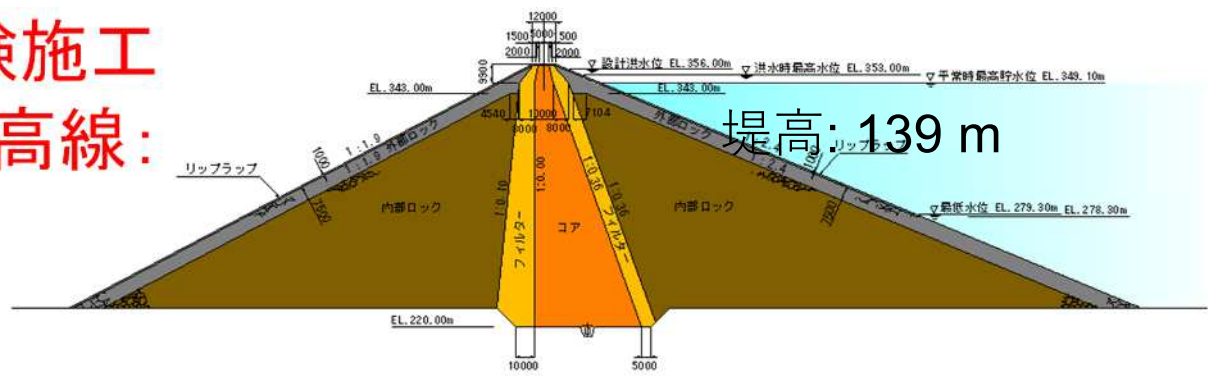
CBRの等高線と、ほぼ同じ形状

w一定で ρ_d が増加する締固め過程において、 $S_r = (S_r)_{opt}$ の周辺では、 $K_{P.FWD}$ はCELが増加してもほぼ一定、つまり、 ρ_d によらないでほぼ一定 $\Rightarrow K_{P.FWD}$ は、 ρ_d の指標にはなっていない、wの指標となっている

ほぼCELによらない $K_{P.FWD} \sim w$ 関係：
 \Rightarrow この関係に $K_{P.FWD}$ の測定値を代入すれば、CELの値に関わらず、wの概略値を推定できる！
 $\Rightarrow K_{P.FWD}$ の測定・管理は、実質、wの測定・管理を意味する



小石原川ダムのコア材の試験施工 での落球探査法によるEの等高線:

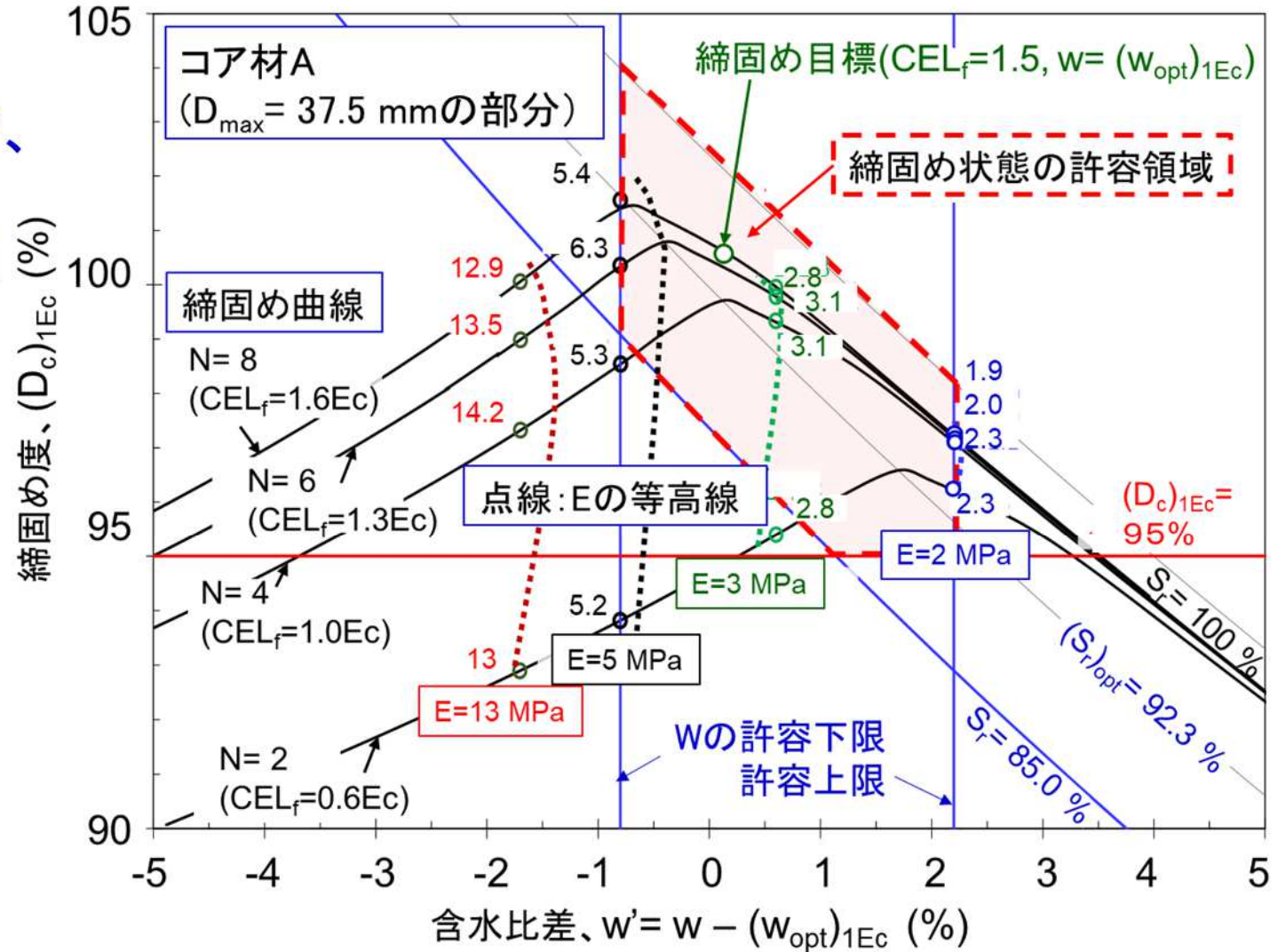


$K_{P.FWD}$ とCBRの等高線と酷似

- ・通常の施工での
- w の範囲では、
- 等高線はほぼ鉛直で、
- w はほぼ一定
- ⇒Eは、 w の指標であり
- ρ_d の指標ではない

吉田輝・龍岡文夫(2022): 締固め土の乾燥密度と飽和度の関数としての強度・剛性と締固め管理への適用、特集締固め土の物性と設計・施工管理、雑誌基礎工、4月号, 48-52頁

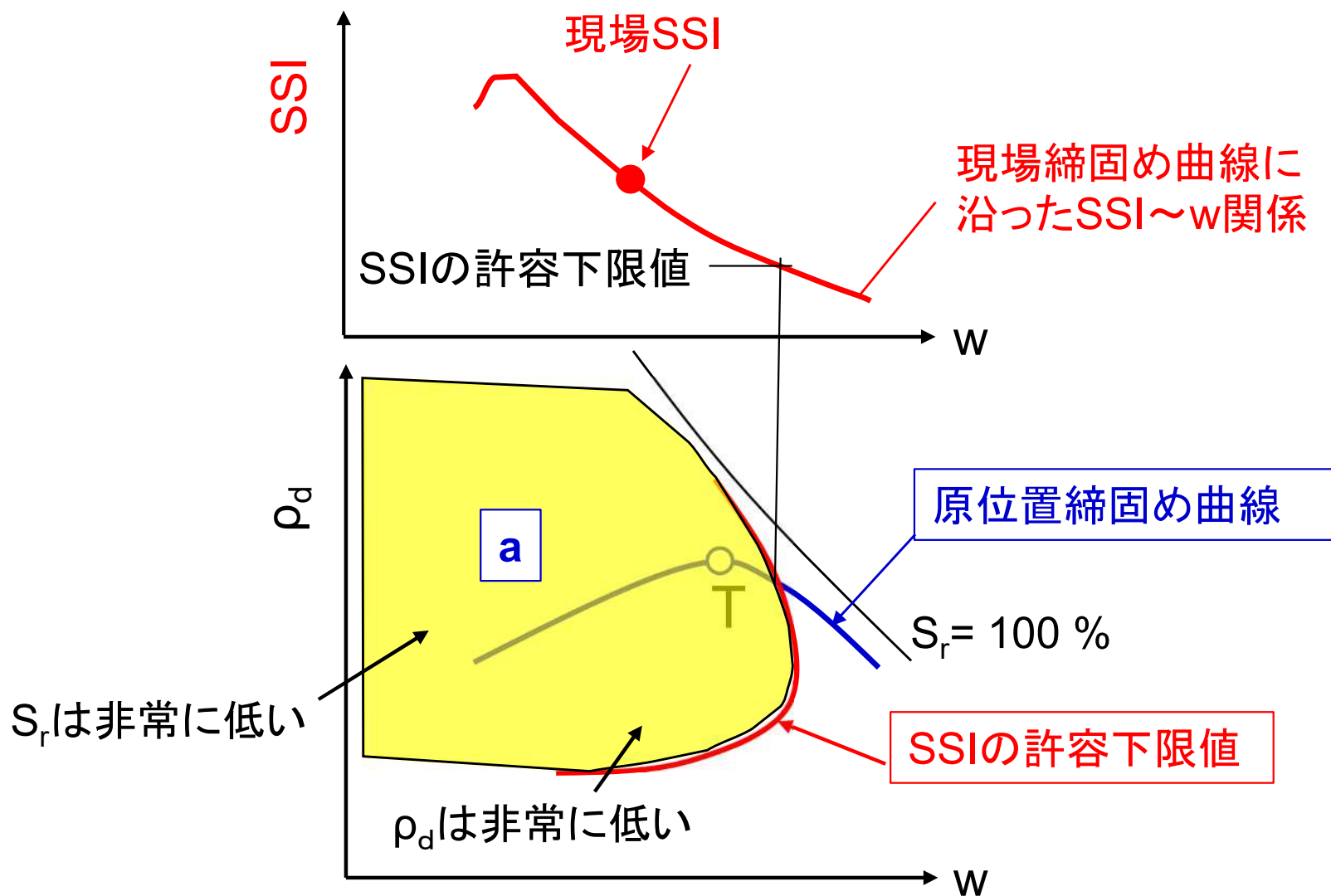
坂本博紀(2022): 現場と室内で締め固めた礫混じり粘性土の変形特性と締固め管理への反映、特集締固め土の物性と設計・施工管理、雑誌基礎工、4月号, 69-72頁



実際のSSIの等高線は、締固め目標Tの近傍で、ほぼ鉛直

⇒ 従来のSSIの下限值管理法で許容される領域はa!

しかし、aは広すぎて、 ρ_d and/or S_r が低すぎて、コラップス変形が大きい、飽和化後強度・剛性が低い、飽和透水係数が高など、締固め不良領域を含む



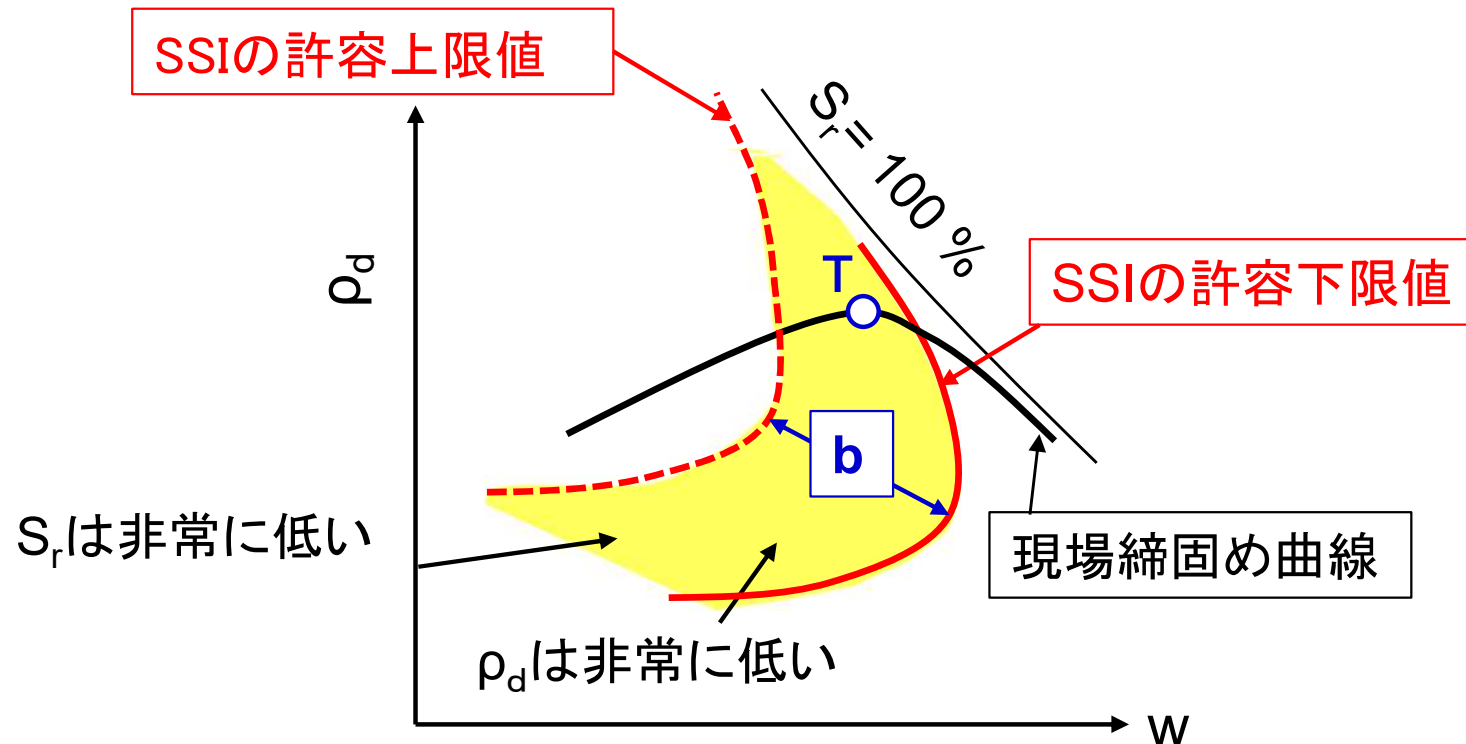
SSIの上限値管理 + 下限値管理 だけを行った場合は……

⇒ 許容領域は**b**となる。

領域**b**は、締固め不良領域を広く含む

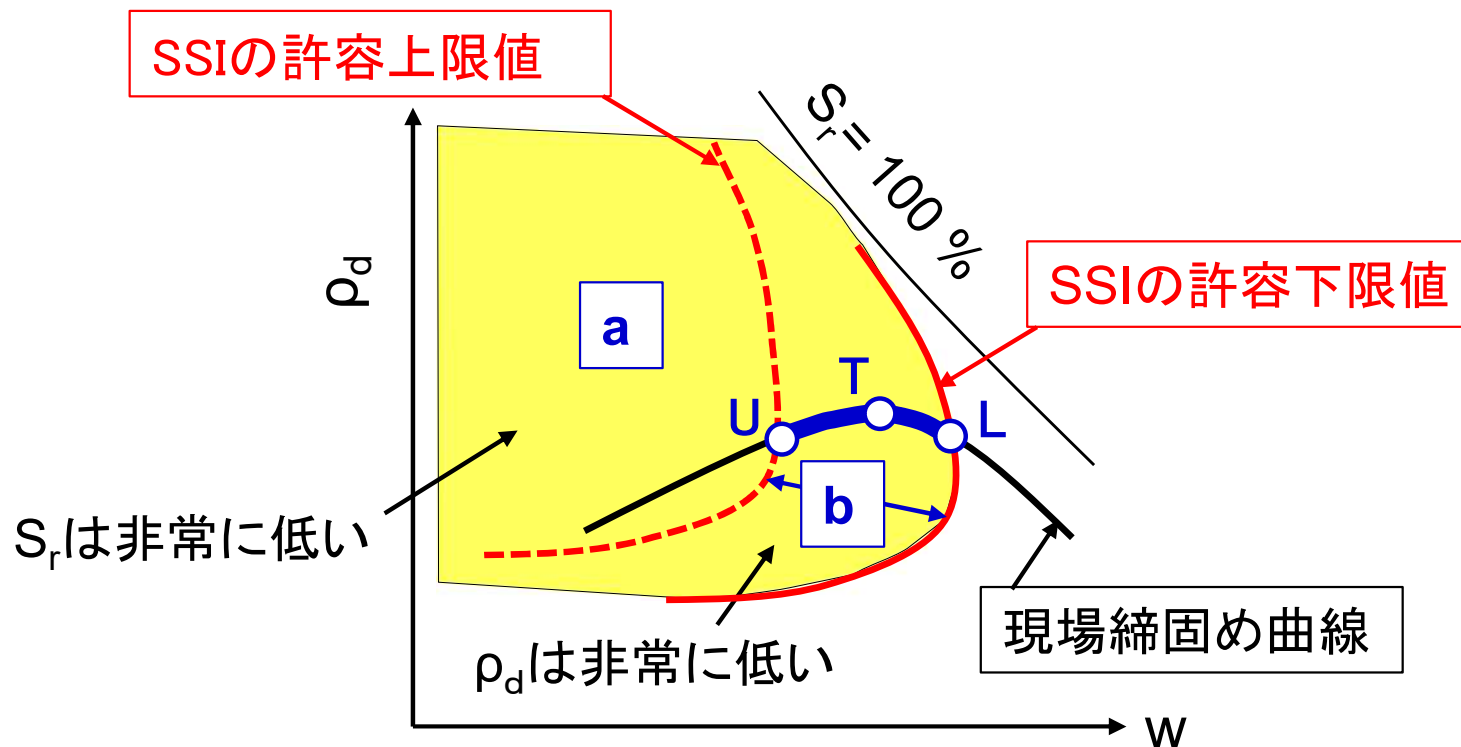
⇒ SSIの上・下限値管理だけでは、十分な締固め管理とはならない

では、どうすれば良いのか？



従来のSSIの下限值管理法を改良した**SSIの上・下限値管理法**を提案：
ステップ1: 盛土材土質を管理し、締固め機械の機種・走行、撒き出し厚の
管理で締固めエネルギーを管理 ⇒ 現場締固め曲線を固定
ステップ2: 許容上限値 ≥ 現場SSIの全測定値 ≥ 許容下限値 を確認して、
全ての締固め状態が許容領域**b**の内部であることを確認

1) + 2) ⇒ 現場締固め状態を、目標状態Tに近接したU-T-L間に誘導



$K_{P.FWD} = f_{P.FWD}(S_r) \cdot g_{P.FWD}(\rho_d)$ の等高線に基づく締固め管理の例

A : 許容領域

U-T-L: 許容 ρ_d - w 関係($CEL_f=1Ec$ を想定)

この例では、

$$(K_{P.FWD})_{UB} = 110 \text{ MN/m}^3,$$

$$(K_{P.FWD})_{LB} = 17 \text{ MN/m}^3$$

両者の比は6.5倍と大きい

⇒ 上下限值管理は、
十分実施可能

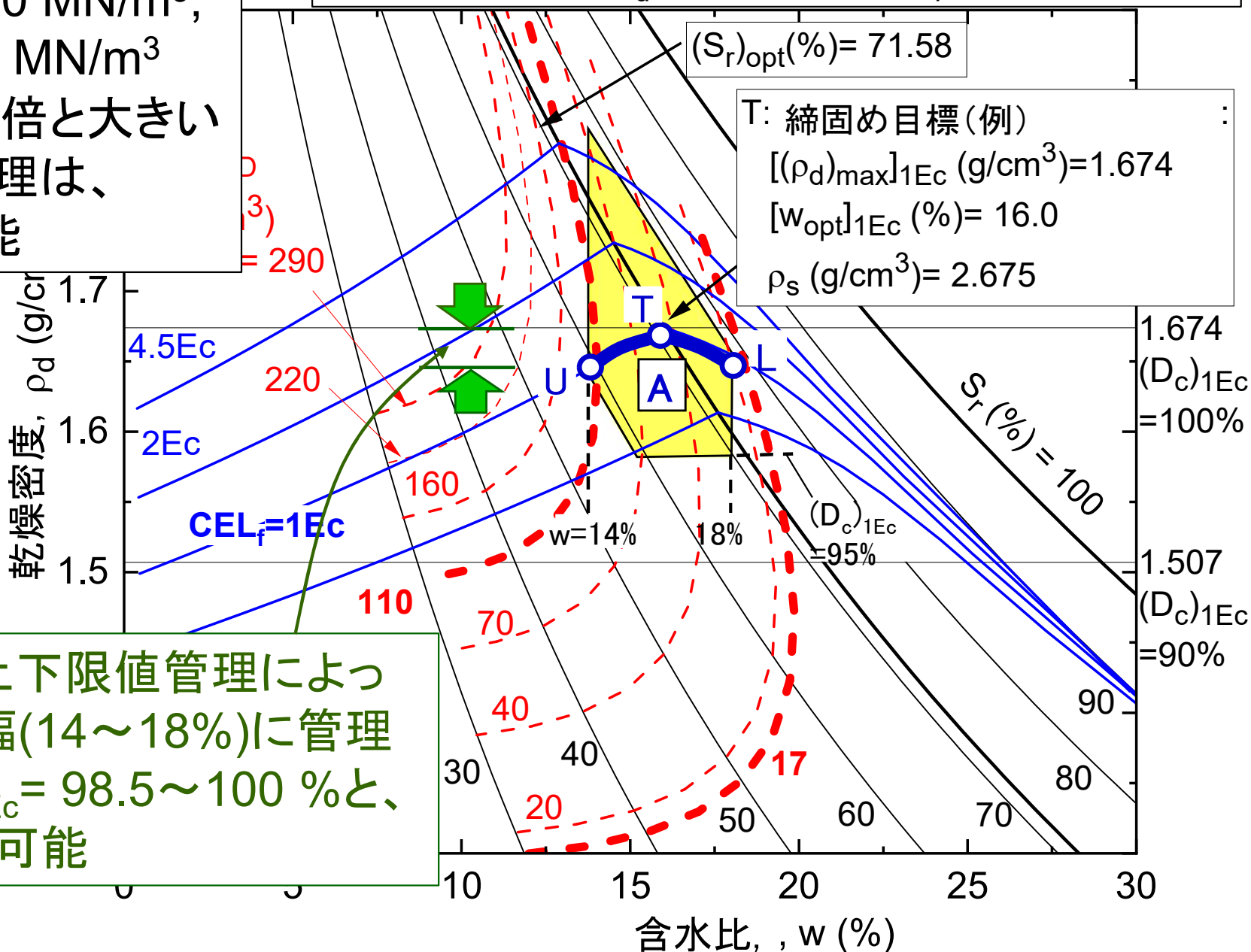
$$(S_r)_{opt}(\%) = 71.58$$

T: 締固め目標(例)

$$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec} (\text{g/cm}^3) = 1.674$$

$$[w_{opt}]_{1Ec} (\%) = 16.0$$

$$\rho_s (\text{g/cm}^3) = 2.675$$

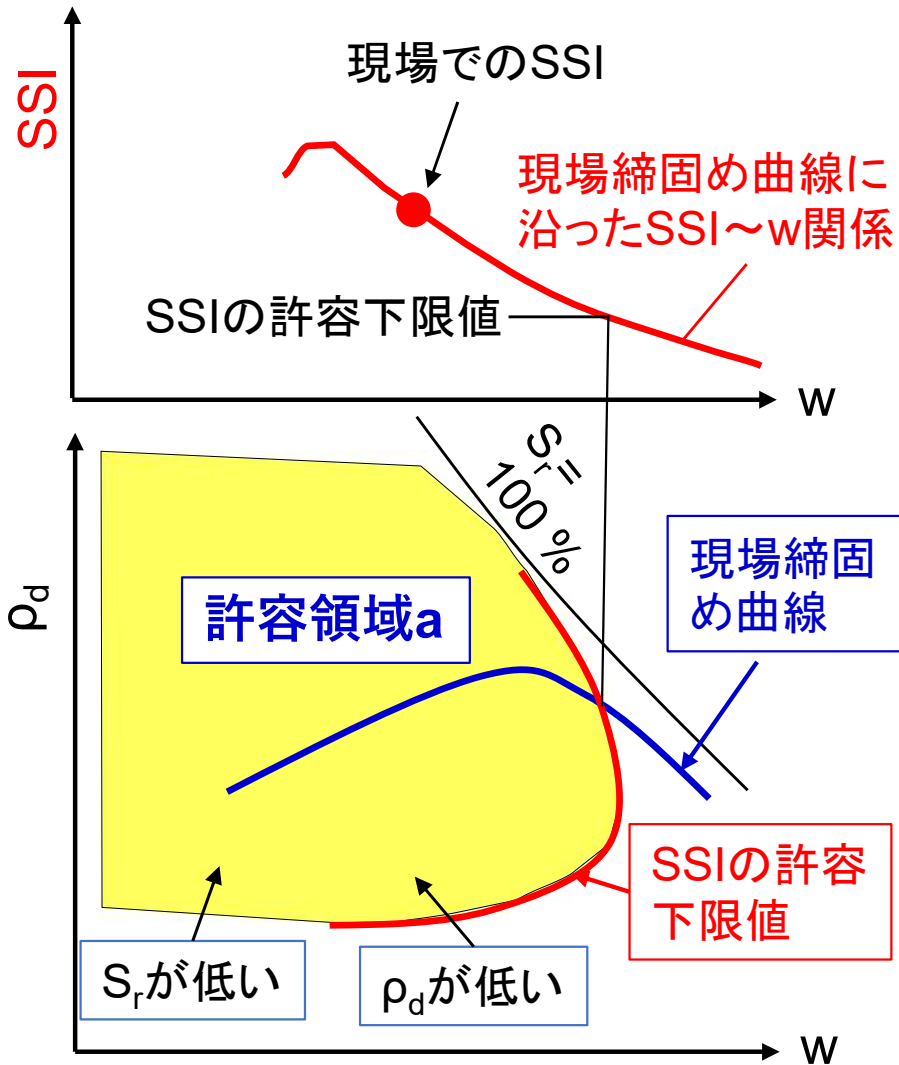


この $K_{P.FWD}$ の上下限值管理によつて w を一定の幅(14~18%)に管理すれば、 $(D_c)_{1Ec} = 98.5 \sim 100\%$ と、高い値が実現可能

従来法と提案法の比較

従来のSSIの下限值管理法

許容領域aは広すぎて ρ_d 、 S_r が低すぎる状態を許容し、より乾燥側に誘導



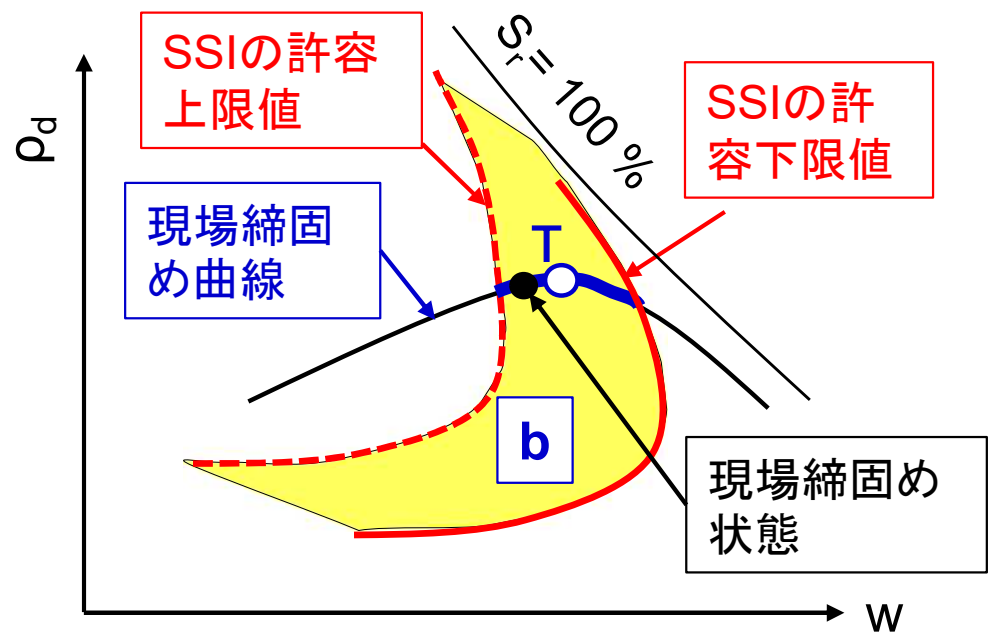
SSIの上・下限値管理の提案

ステップ1: 盛土材の土質と現場締固めエネルギーの管理によって、現場締固め曲線を固定

ステップ2: SSIの上・下限値管理によって、締固め状態を目標Tを挟む許容領域b内に誘導

1+2: 現場締固め状態を、締固め目標Tの周辺に誘導

■ SSI管理によって、wを推定・管理し、その結果 ρ_d を管理していることになる



盛土構造物の性能設計と性能施工 2/2

4. 盛土の締固め管理の合理化(性能施工)

- 4-1 盛土の品質を低下させる四つの要因
- 4-2 含水比管理と空気間隙率管理での諸問題と対応策
- 4-3 飽和度に基づく締固め特性の法則性
- 4-4 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性
- 4-5 飽和度管理を重視した締固め管理
- 4-6 飽和度管理に基づく地盤剛性指標を活用した
締固め管理

5. まとめ

盛土構造物の性能設計と性能施工、まとめ 1/4

1. 盛土のせん断強度は、締固めで大きく増加する。しかし、締固め時とせん断時の飽和度、排水・非排水、単調・繰返し載荷等の諸条件にも強く影響される。設計せん断強度は、これらの諸条件を考慮して設定する必要がある。
- 2-1. 設計排水せん断強度として、締固め度 $(D_c)_{1EC}=90\%$ 程度での値に相当する従来の設計値を用いると、良く締め固めた盛土でも、排水状態でのレベル2設計地震動に対する安定性を保証できない虞がある。盛土の安定に必要なせん断強度を確保するには、締固め管理を合理化して締固め度を向上する必要がある、設計排水せん断強度はそれを考慮して設定する必要がある。
- 2-2 土のせん断強度は、締固め度の他に、異方性、中間主応力、ひずみ軟化、関連した進行的破壊・粒径効果等の影響を受ける。これらの要因を個々にではなく総合的に考慮し、締固めの効果を考慮した排水三軸圧縮試験によるピーク強度と残留強度を用いて、Newmark法によって盛土の排水条件での残留変形を求める方法が提案できる。（今回、下線部分の説明を省略）

盛土構造物の性能設計と性能施工、まとめ 2/4

- 3-1. 飽和非排水条件下の盛土のレベル2設計地震動に対する安定性には、締固めの効果を考慮した非排水せん断強度を用いる必要がある。
- 3-2 飽和土の非排水せん断強度は、地震時に非排水繰返し载荷によって継時的低下してゆく。この値を求めるための、新しい三軸試験法とデータ解析法を示した。
- 3-3. 締固めの効果と地震荷重による強度低下を考慮した飽和非排水状態の盛土の地震時残留変形を算定する解析法として、Newmark-D法による残留すべり解析と非線形FEM法による連続的残留変形解析を説明した。これらの解析法によって、締固めによって残留変形は急速に減少すること、締固めが悪い盛土の危険性と締固めが良い盛土の高い安定性を定量的に示すことができる。

盛土構造物の性能設計と性能施工、まとめ 3/4

- 4-1. 盛土の品質を低下させる四大要因は、①高含水比、②低含水比、③低締固めエネルギー、④高細粒分含有率である。
- 4-2. 高品質盛土の実現には、盛土材の含水比調整と締固めた盛土の含水比管理が有効であるが、これらを省略する場合が多い。その対応策として、締固め度の許容下限値(管理値)の上昇などが必要となる。また、空気間隙率管理に頼る場合があるが、その場合は過剰に高い含水比での施工を制限する必要がある。
- 4-3. 現場での最大乾燥密度 $(\rho_d)_{\max}$ と最適含水比 w_{opt} は、土質と締固めエネルギーレベルCELの変化の影響を強く受けるが、夫々の締固め曲線に沿って $(\rho_d)_{\max}$ が得られる飽和度 S_r である最適飽和度 $(S_r)_{\text{opt}}$ と正規化締固め関係 $(D_c)_t = \rho_d / (\rho_d)_{\max} \sim S_r - (S_r)_{\text{opt}}$ は、土質とCELの変動に対して安定している。従って、締固め土の S_r を推定し管理することによって締固め状態を効率的に推定し管理することができる。

盛土構造物の性能設計と性能施工、まとめ 4/4

- 4-4. 締固めた盛土の強度・剛性は、 ρ_d が増加すると増加し S_r が増加すると減少し、 ρ_d と S_r の各分離関数の積で表現できる。飽和化後の強度・剛性と透水係数も、締固め時の ρ_d と S_r の関数で表現できる。これらの関数はCELを変数として含まないため、締固め時に ρ_d と S_r をこれらの関数に基づいて管理することによって、締固め土の物性を効率的に管理できる。
- 4-5. 従来からの締固め度と含水比の管理に加えて、 $S_r=(S_r)_{opt}$ 状態を目指す飽和度管理を導入することによって、所定の土質条件とCELにおける締固め度の極大化と物性値の最適化を図ることができる。
- 4-6. $S_r=(S_r)_{opt}$ 状態での高い締固め度、高い強度・剛性、低い透水係数の実現を目指した迅速な省力化・自動化管理法として、CELと盛土材の土質の管理を前提とした「多数・連続測定した地盤剛性指標の上・下限値管理」を提案できる。

地震時の堤体強度と ため池堤体の被害・改修について

SERID 技術講演会

農業用ため池等堤体の耐震診断法

— NewmarkD 法によるため池等堤体の地震時安全性評価手法 —

2023年11月17日

茨城大学
農研機構
名誉教授
フェロー
毛利栄征

本日の話題

1. 地震によるため池堤体の被災(損傷)について
2. ため池の耐震設計の考え方
—設計指針「ため池整備」—
3. 合理的な耐震設計のために
—堤体強度の設定—
4. 耐震対策(補強)
—ため池の耐震補強事例—

もはや「異常」ではない「極端現象」と施設の耐災性能

「平成30年7月豪雨」では、多くのため池が被災、あるいは、**洪水貯留による減災効果を発揮**（下流地域の安全性確保）
=> 豪雨の脅威を再認識する出来事

↓
ため池の多様な機能を有効に活用するためには

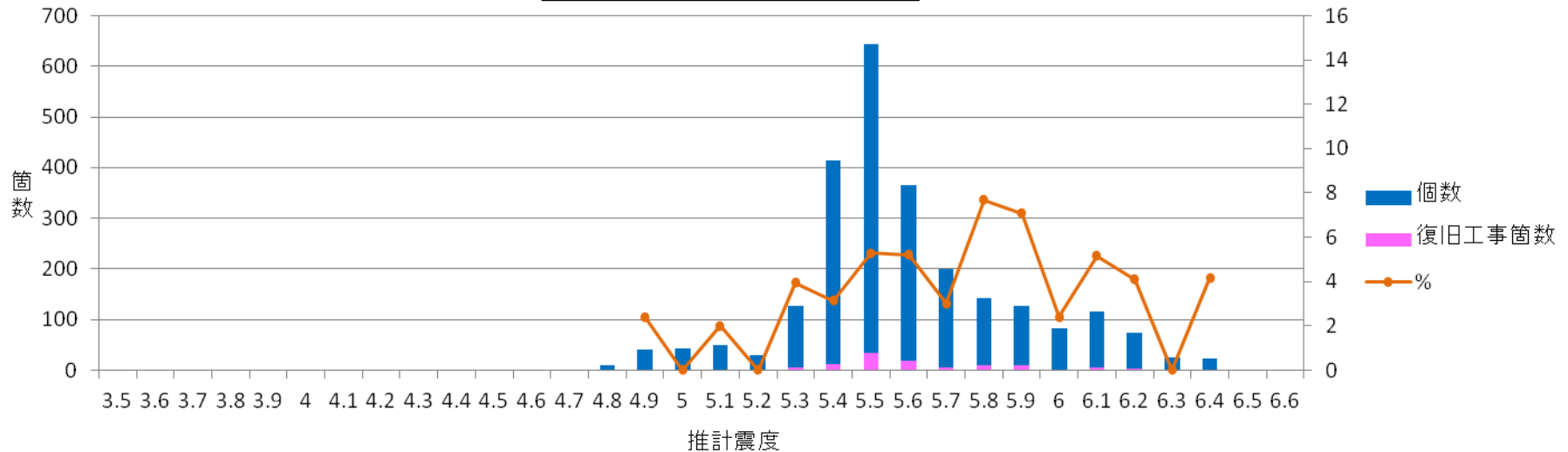
ため池の災害連鎖を断ち切る**減災施設**
としての**機能強化**

↓
ため池の破壊（リスク）の
定量的評価（照査）技術と対策技術の確立

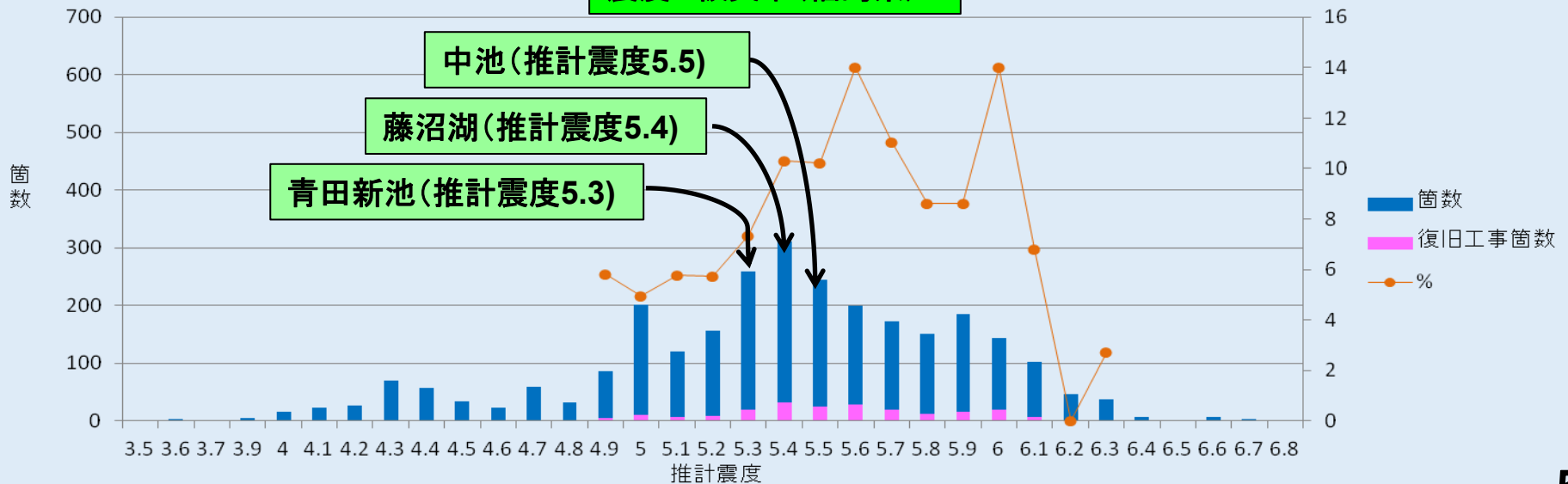
1. 地震によるため池堤体の 被災(損傷)について

推計震度とため池被害

震度と被災率(宮城県)



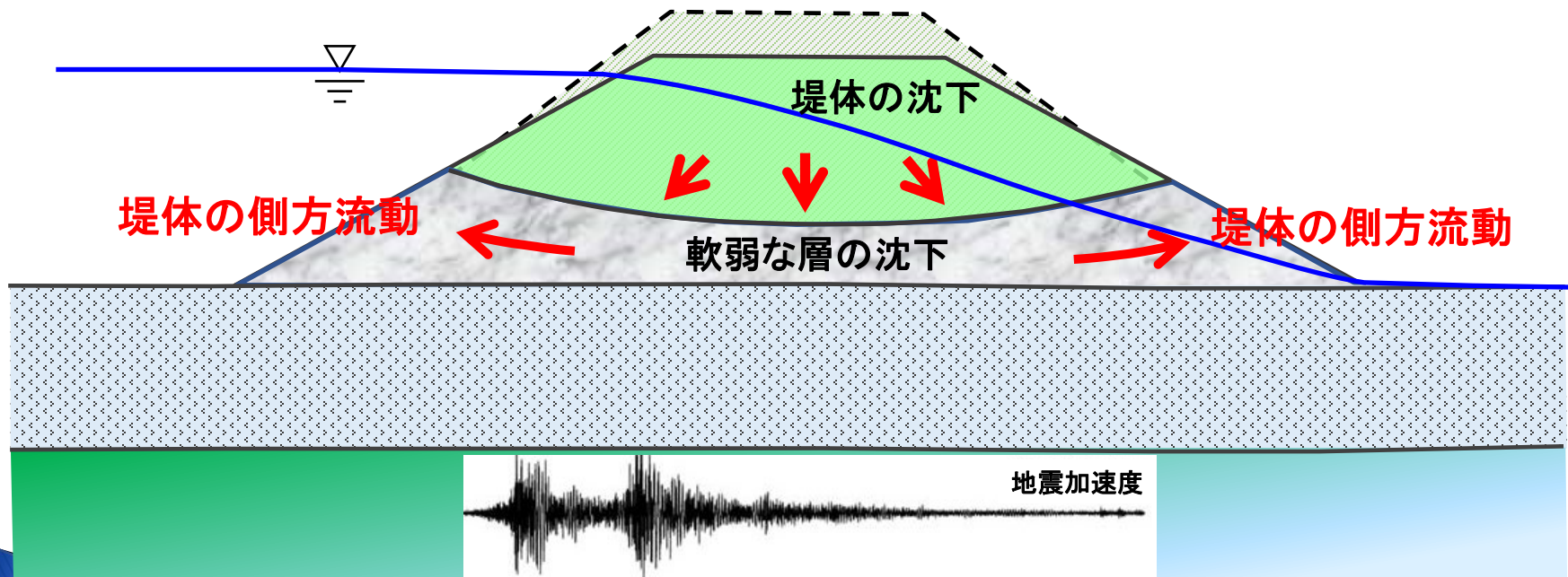
震度と被災率(福島県)



多様な すべり破壊の形態

②堤体に軟弱な層がある場合の破壊

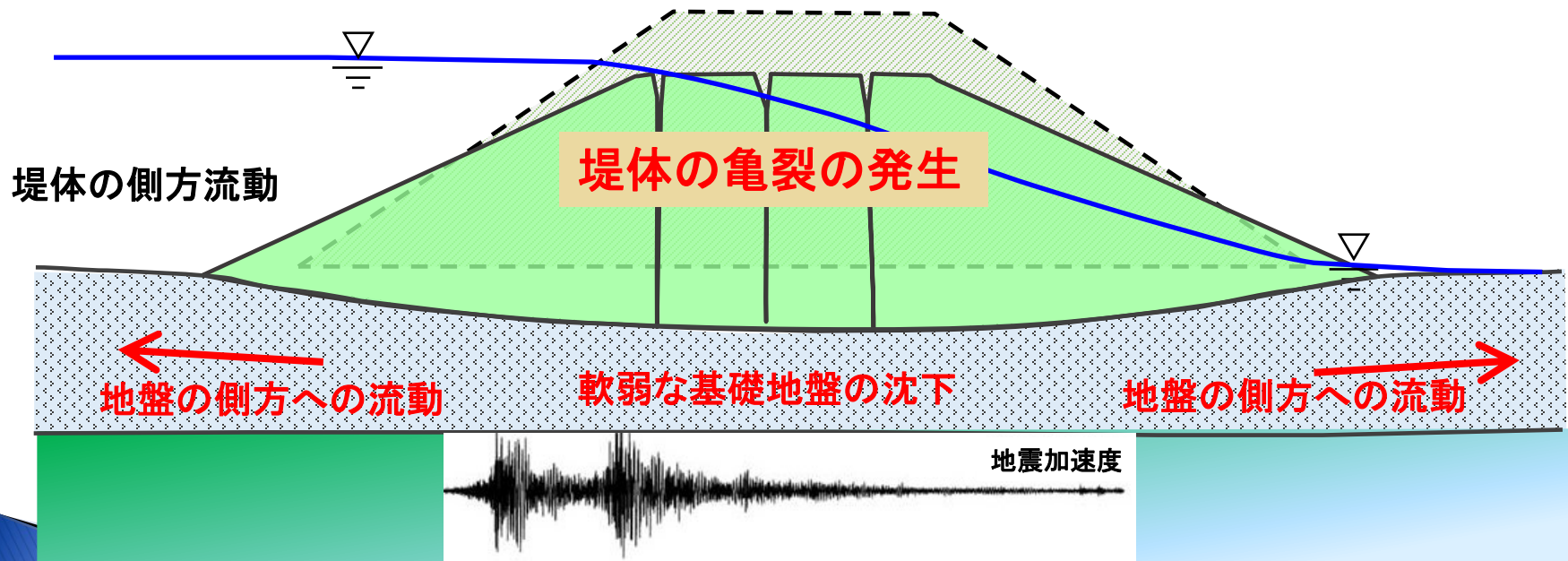
- 地震動によって軟弱な堤体部分が圧縮され沈下する
- このためその上部の堤体が沈下して、越流の危険性が高まる



多様な すべり破壊の形態

③-2 基礎地盤に軟弱（液状化）層がある場合の破壊

- 地震動によって軟弱な基礎地盤が圧縮され側方へ流動する
- このため上部の堤体が沈下して、越流の危険性が高まる
- 堤体の側方への流動が大きくなると堤体の頂部から亀裂が深く入る。
この状態では、堤体の強度は、大きく低下して耐震性の維持は困難



一の沢ため池の事例（日本海中部地震）



堤体の侵食

堤体の滞筋付近のすべり破壊

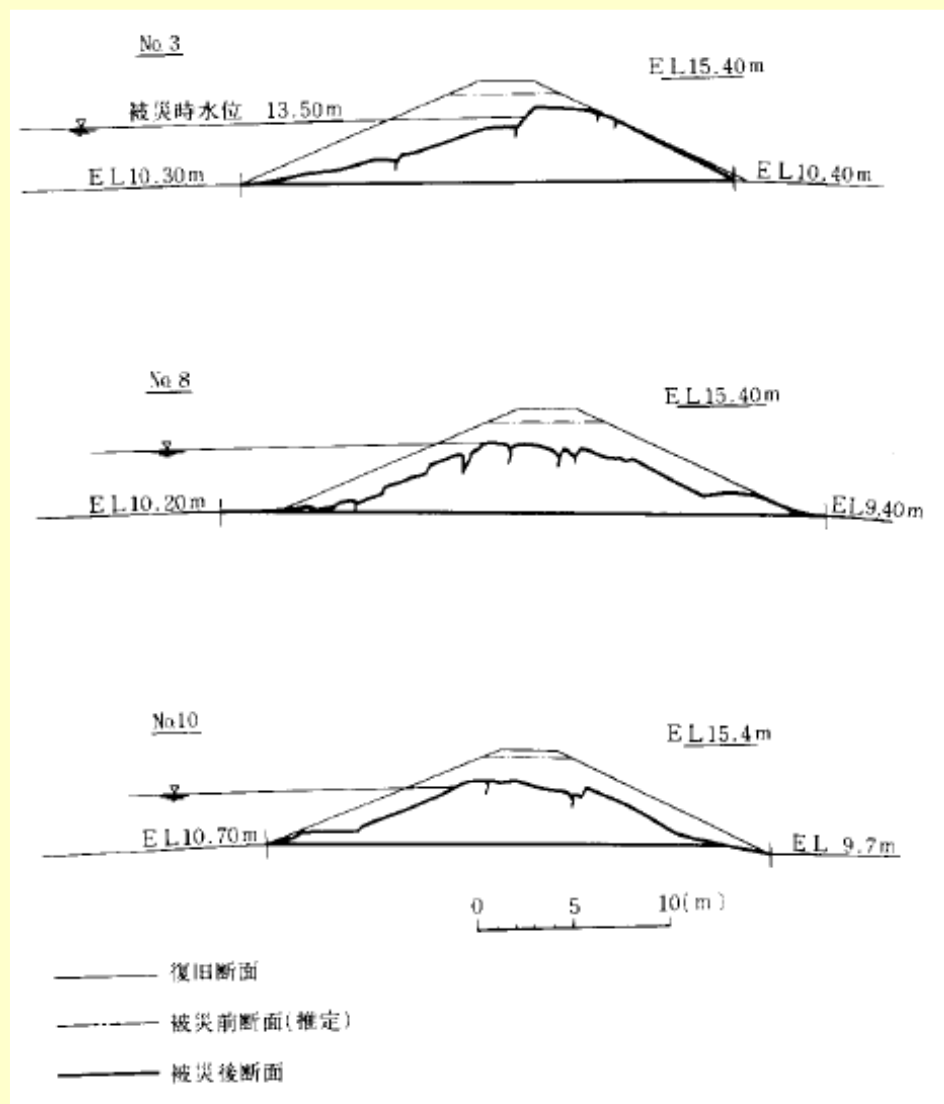


池敷内の噴砂



一の沢ため池の堤体の変形状況

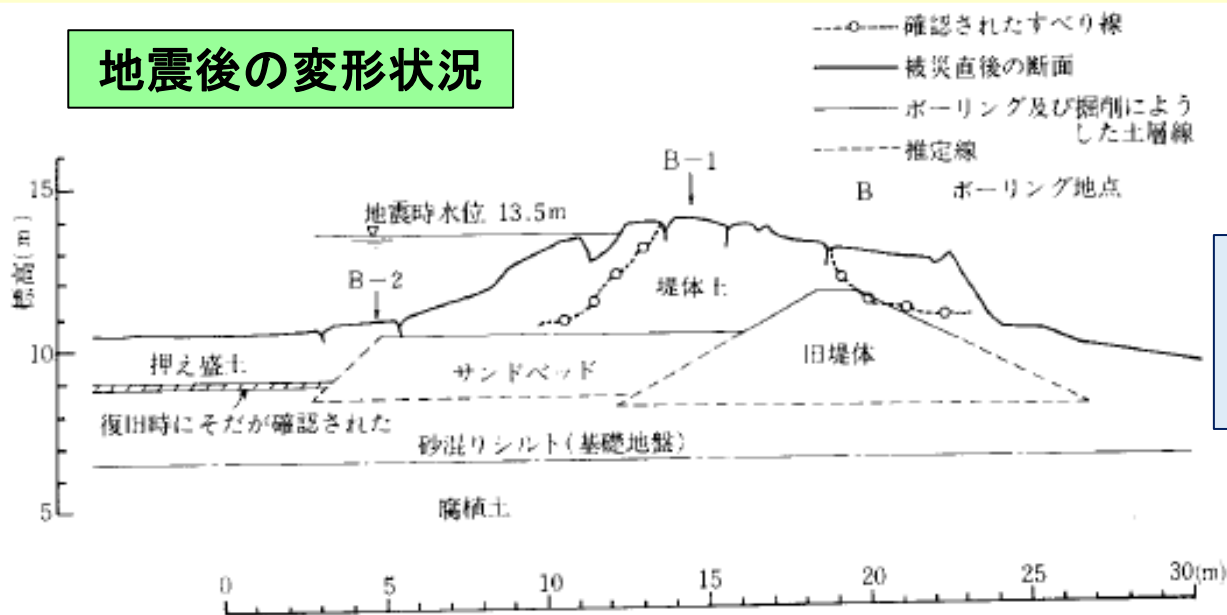
- 堤高6m, 天端1.9m沈下
- 基礎地盤に液状化層が広がる



堤体と基礎地盤の強度低下(液状化)が主と思われる破壊形態

一の沢ため池の変状と復旧計画断面

地震後の変形状況



- 基礎地盤の液状化による堤体沈下と上下流斜面のすべりを想定

改修断面



- 基礎地盤の液状化防止のために広い範囲に押さえ盛り土を施工
- フィルターとドレーンによる堤体内水位の低下

地震被害の特徴

1. 被災の形態は、堤体強度と基礎地盤の構造・強度の影響が大きい
2. 基礎地盤が軟弱な場合は、堤体の沈下とすべり破壊が混在する
3. 基礎地盤の側方流動が生じると、堤体全体が大きく沈下
4. 基礎地盤のN値が10以上の場合は、堤体の沈下よりも堤体そのものの破壊のリスクが高い→すべり破壊のリスクが高い

- 小規模のため池と堤高10mを超えるため池では、堤体破壊の発生メカニズムが異なる。
- 地盤構造・強度と堤体強度を適切に把握し、安定性を評価する必要がある

2. ため池の耐震設計の考え方 —設計指針「ため池整備」—

施工・強度試験・照査解析での課題

ため池堤体の安全性は、調査から設計・施工の成果として構築される土構造物の安定解析で最終的に評価される。この系統的な検討システムの各段階での評価・判断は相互に合理的に整合している必要がある。この全体のシステムを理解した上で様々な試験結果を評価することが重要といえる。

各段階での課題と重要な項目

施工上の課題

- 締固め状態の試験方法と締固め管理
- 締固め状態の判定方法
- 締固め状態と要求強度(性能)との関係

強度試験の課題

- 試験条件と堤体の状態との整合性
- 強度試験の応力状態・拘束圧の設定

照査解析の課題

- 要求性能を予測できる手法
- 破壊を予測できる手法
- 強度試験で得られる特性を導入できる手法
- 予測能力の検証

ため池の耐震計算で考慮すべき事項

最低限の考慮すべき事項

- 近代的な設計、施工方法で築造されていないものが多い
→ 土質、粒度分布、締固め度(D値)に影響
- 堤体土の強度が地震動とともに低下する場合がある
- 強度低下とともに変形が進行し、すべり破壊、越流などの破堤リスクが高まる→長い地震動は影響が大きい
- 近代的なフィルダムとは異なり、土質と締固め度が影響

安定解析に要求される機能

地震動によって堤体土の強度が低下することを考慮し、地震動の継続時間を導入できる解析法により沈下量を算定してすべりや越流のリスクを照査する必要がある。

堤体の安定解析の考え方

「ため池整備」

堤体は安定計算を行い、安全性を確認するものとする。

安定計算の諸条件

(a) 安全率

- 安全率 (F_s) は、1.2 以上を確保しなければならない。
- 材料試験などの精度が不十分なとき → 更に安全側の値とする
- 軟弱地盤上の堤体(不確定要素) → 更に安全側の値とする

(b) 円形すべり面スライス法

- 円の中心に関する各スライスのすべり面に作用する滑動モーメントと抵抗モーメントとの総和の比をもって安全率を定義



1. レベル1の安全性を確認：

(必須の条件) ←ほとんどの業務で実施

- 円形すべり面法による 安全率 $F_s=1.2$ 以上 を確認

2. レベル2の安全性確認：

- 強度低下を考慮した解析による沈下量の照査

農業用水利施設の耐震設計の考え方

2つの地震動に対する耐震設計の基本的な考え方

「ため池整備」

レベル1地震動

・構造物の供用年数期間内に1、2度発生する確率の地震動。

施設重要度	レベル1地震動に対する耐震性能	備考
AA、A、B	健全性を損なわない	補修不要
C	対象としない	

○施設重要度の判定

次の①②を総合的に判断して決定する。

- ①被災による二次被害(第三者への被害、特に人命・財産やライフライン)
- ②被災による本来の機能に与える影響(代替施設の有無、基幹施設としての重要度、復旧の難易度)

レベル2地震動

・発生確率は極めて低いが、大きな地震強度を持ち、一度発生すれば大災害になり得る地震動。

施設重要度	レベル2地震動に対する耐震性能	備考
AA	限定された損傷に留める	場合により補修必要(施設の速やかな機能回復が可能)
A	致命的な損傷を防止する	補修必要(崩壊はしない)
B、C	対象としない	

AA、A: ①②に対する影響が極めて大きい施設、
B: 被災による影響が大きい施設、C: 被災による影響が少ない施設

(参考)設計基準類の整備(主要工種の例)

	耐震設計の導入		耐震設計の手引き(H16.3)		最新基準の整備状況	
基準書等	S31.4設計基準「アースダム」				H15.4設計基準「フィルダム」	
ダム	レベル1	レベル2			レベル1	レベル2
	震度法	—			震度法 【動的解析】	震度法 【動的解析】
基準書等	H12.2設計指針「ため池整備」		H16.3耐震設計の手引き		H27.2設計指針「ため池整備」	
ため池	レベル1	レベル2	レベル1	レベル2	レベル1	レベル2
	震度法	—	震度法	—	震度法	ニューマークD法
基準書等	S52.10設計基準「パイプライン」		H16.3耐震設計の手引き		R3.6設計基準「パイプライン」	
パイプライン	レベル1	レベル2	レベル1	レベル2	レベル1	レベル2
	応答変位法 (縦断方向)	—	応答変位法 (縦断方向)	応答変位法 (縦断方向)	応答変位法 (縦断方向)	応答変位法 (縦断方向)

※【 】は照査方法。一部の基準類を除き、「耐震設計の手引き」で大規模地震動(レベル2)に対する耐震設計法の考え方を取り入れ

設計強度について

「ため池整備」

堤体の安定解析で考える強度とは

安定解析ケース	安全率	設計震度 ^{注)} (%)	円形すべり面スライス法の適用	
			応力表示	計算斜面
完成直後	1.2 以上	50	全応力又は有効応力	上下流側
常時満水位	1.2 以上	100	有効応力	上下流側
設計洪水位	1.2 以上	—	有効応力	上下流側
水位急降下	1.2 以上	50	有効応力	上流側

表-3.3.5 すべり破壊を検討するケース 注) 設計震度は、表-3.3.6 による。

常時満水位 (FWL) : 非洪水時に貯留することとした貯水の、堤体直上流における最高水位
 (H_1) : 常時満水位と基礎地盤面(土砂吐敷)の標高差
 最高水深 (H_2) : 設計洪水位と基礎地盤面(土砂吐敷)の標高差
 越流水深 (h_1) : 設計洪水位と常時満水位との標高差
 余裕高 (h_2) : 堤頂と設計洪水位との標高差

- 全応力とは？
- 有効応力とは？
- 堤体の状況との関係？

そもそも 堤体の設計強度とは

ため池整備

土地改良事業設計指針「ため池整備」：平成27年5月、農林水産省農村振興局整備部 監修

安定解析に用いる堤体強度は、締め固めエネルギー $E_c = JIS \times 100\%$ での室内締め固め試験結果で得られる **D値95%** (=最大乾燥密度の95%密度)以上を設計締め固め密度として、**飽和化した後に行った室内試験**の結果に基づいて決定する

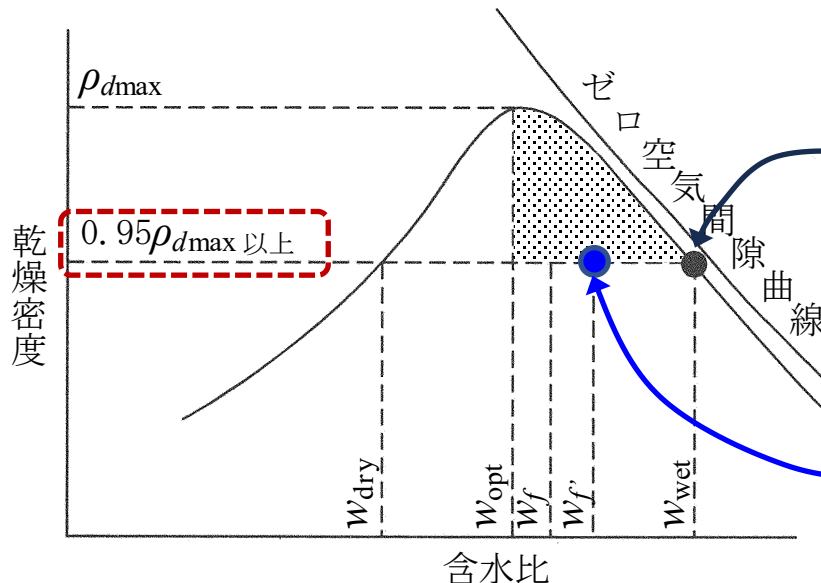


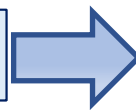
図-2.2.2 三軸圧縮試験供試体の作製条件

w_{dry} : 設計締め固め密度 [D値95%] の乾燥側含水比
 w_{wet} : 設計締め固め密度 [D値95%] の湿潤側含水比
 w_f : 自然含水比

図-2.2.2 の●点(設計締め固め密度 [D値95%以上の湿潤側])の状態
 で三軸圧縮試験を実施して強度を
 定める → 現行のポイント

湿潤側含水比 w_f' ●にて設計締め
 固め密度の供試体としてもよい。
 (ただし、 w_f' は図-2.2.2 のハッチ
 の範囲内とする)

●点で試料が作成できるのか



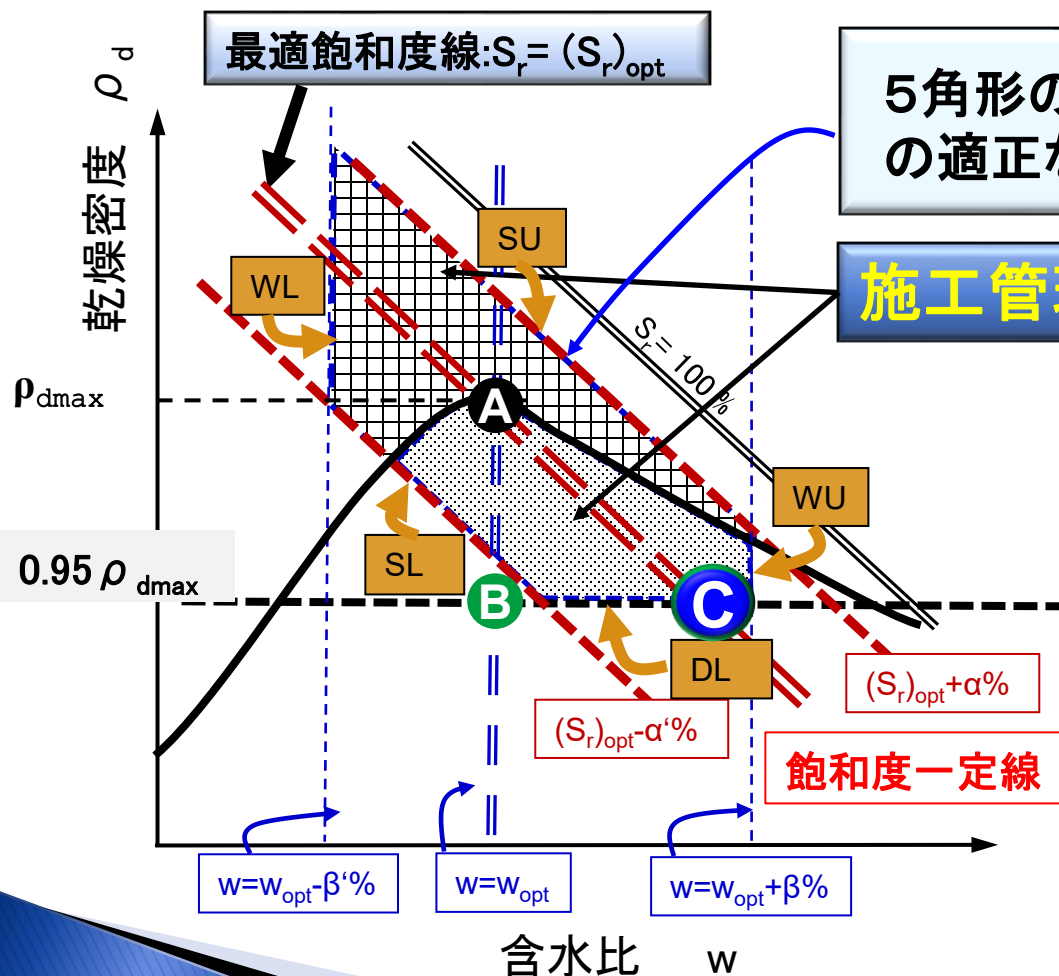
●点はかなり安全側の強度となる

$$w = w_{opt} + \alpha = (S_r)_{opt} \text{に相当する含水比で試験}$$

堤体土の締固め管理範囲と設計強度(提案)

堤体の性能を保証するための4項目、①高い強度・変形抵抗性の確保②浸水による沈下・強度低下の抑制③必要な遮水性の確保④過転圧の防止を実現する管理境界を実現する境界

<==ただし、標準エネルギーで均一に締固めできたときの境界



- A** 目標の締固め度(強度)
- B** 設計強度を求める締固め度 1
- C** 設計強度を求める締固め度 2

既設ため池の耐震診断の評価

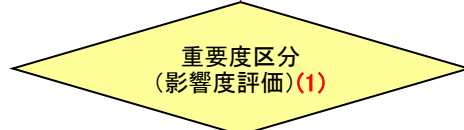
- ① 東日本大震災では、0.1%程度のため池が決壊などの大きな損傷を受けた(福島県)
- ② 既設ため池の耐震診断を実施することは、**決壊の可能性の高いため池を峻別**ということ
- ③ すなわち、0.1%のため池を定量的に危険性を判断して抽出する必要がある
- ④ 震度法では、先の理由から峻別できない
(経験的な判断に基づいた手法では、大規模ため池ほど問題が顕在化する)



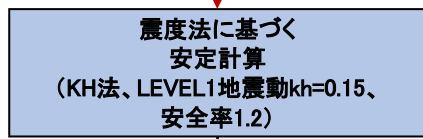
- 堤体材料の強度低下を考慮した滑動変形解析を実施
=>NewmarkD法、あるいは、弾塑性動的応答解析
- 堤体土の調査・試験も地震時の強度低下を確認

ため池の耐震診断フロー(レベル1地震動)

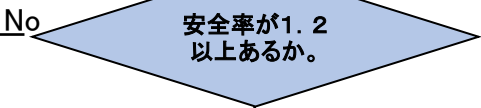
ため池の耐震診断



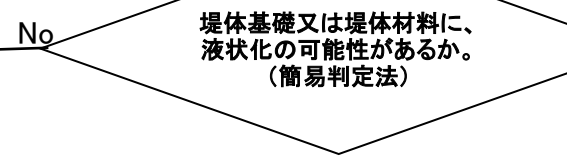
①レベル1地震動に
対する安全性検証



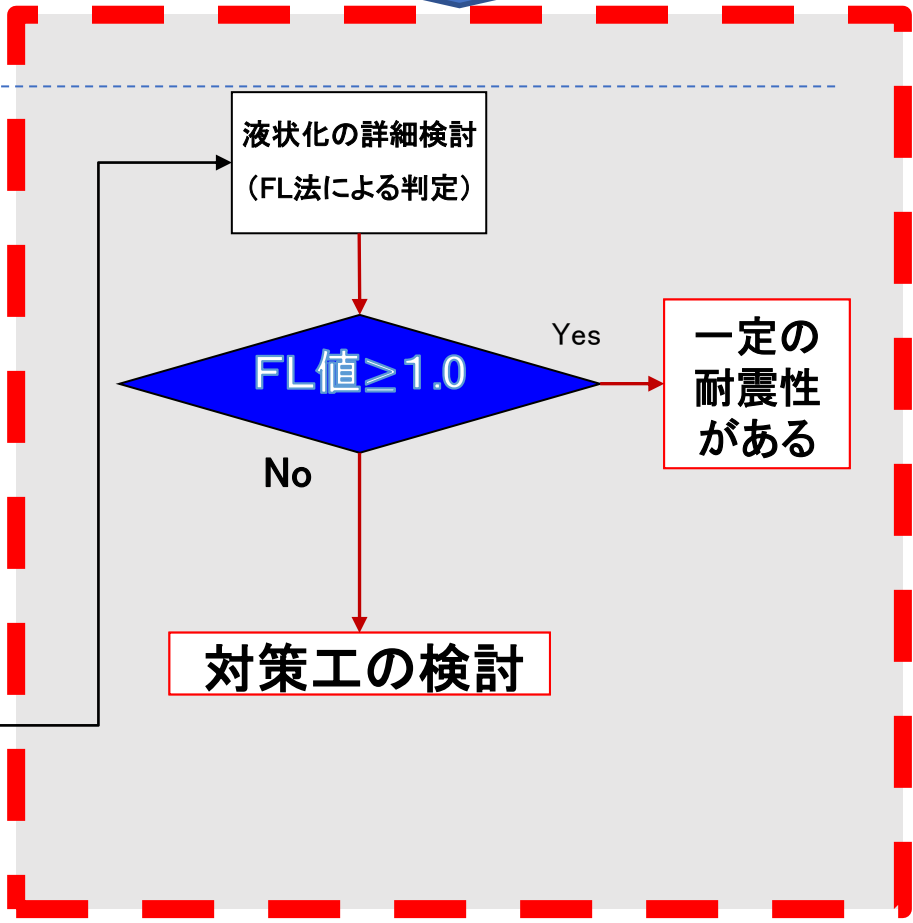
対策工の検討



一定の耐震性が
あると判断

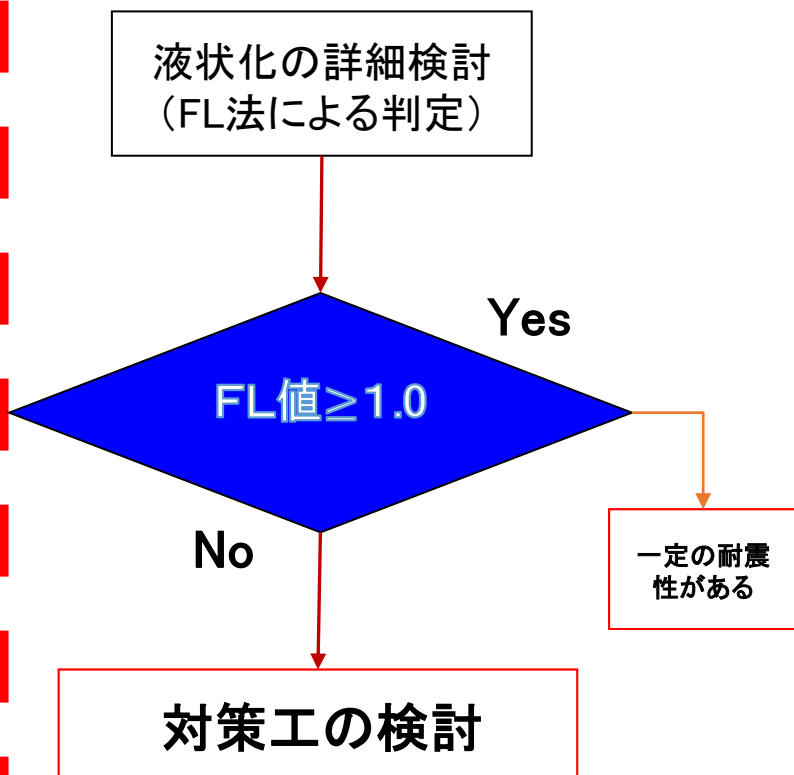


液状化層の存在だけで評価する

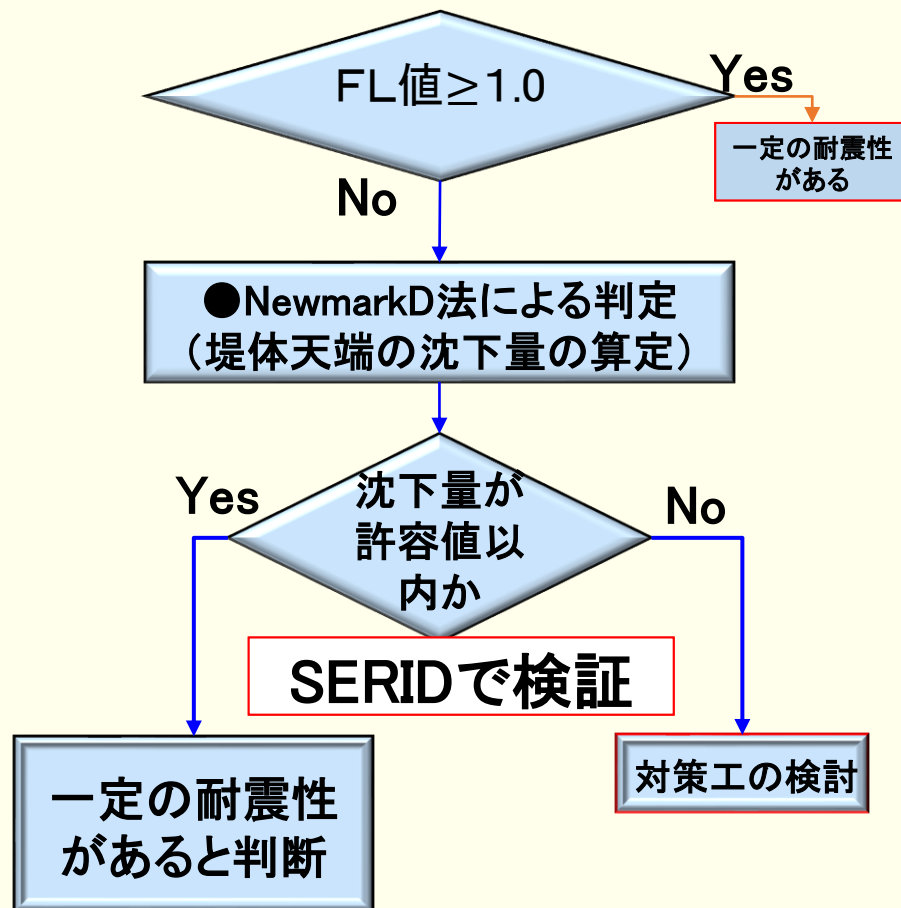


液状化層の強度を考慮したフロー(提案)

現行の設計指針「ため池整備」のフロー



液状化層の強度を考慮したフロー



ため池の安定解析のフローの課題と検討事項

「ため池整備」

注1 現行: 圧密排水試験での値(粘着力 C' と内部摩擦角 ϕ')を耐震診断に用いる

レベル1地震動に対する診断		
検討方法	必要な土質定数	試験方法
円弧すべり法 (震度法)	土の単位体積重量	土の密度試験、含水比試験、突き固め試験
	粘着力	三軸圧縮試験 (圧密排水試験CD、圧密非排水試験Cub)
	内部摩擦角	三軸圧縮試験 (圧密排水試験CD、圧密非排水試験Cub)

【課題】レベル1診断では

- ① 地震時の解析に有効応力で求めた強度定数(粘着力 C' と内部摩擦角 ϕ')を用いることの是非
- ② 地震時には非排水状態となるので、圧密非排水条件での値(C_{cub} 、 ϕ_{cub})を用いるべきではないか



- 常時安定(静的安定): 排水強度 C_{cd} と ϕ_{cd} を用いる
- 地震時: 全応力の圧密非排水強度 C_{cu} と ϕ_{cu} を用いる
- 論理的に正しい ● 締固めの効果を適切に考慮できる

堤体の安全性照査（レベル2地震動）

「ため池整備」

a. 安全率

- 重要度区分AA種のため池は、レベル2地震動に対する安定計算を行い、堤体の沈下量を算出
- 沈下量が設定した許容沈下量を下回れば、耐震性能を満足すると評価

b. 許容沈下量

- 許容沈下量は、
 - ① 堤頂と常時満水位との標高差、
 - ② 堤頂と設計洪水水位との標高差、
 - ③ 1.0m(余盛やフリーボードを考慮)等から決定
- 材料試験や安定計算の精度や基礎地盤の不確定要素、下流への影響度や地域におけるため池の重要度等、個々のため池の事情を勘案し、適正に設定

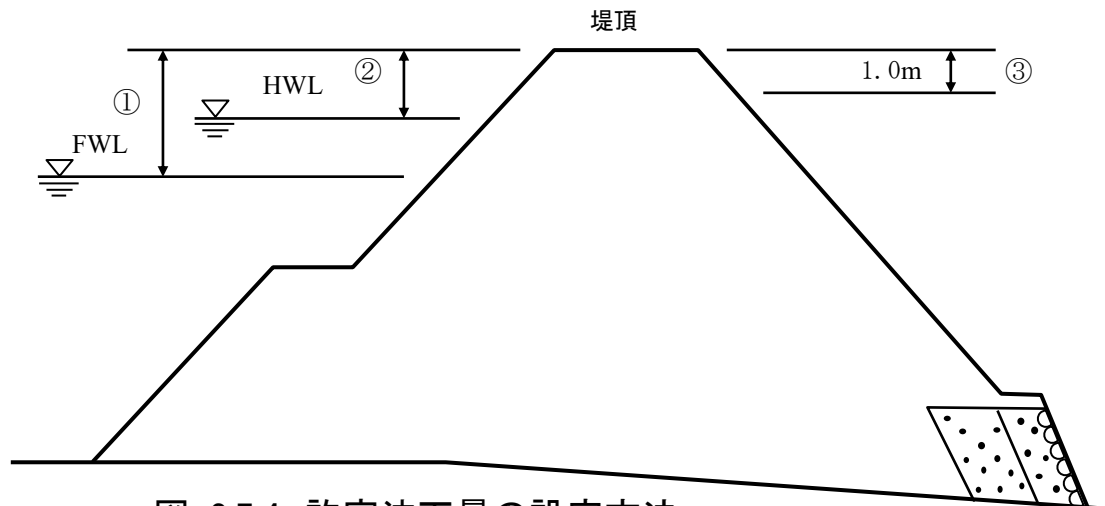


図-3.7.4 許容沈下量の設定方法

3. 合理的な耐震設計のために — 堤体強度の設定 —

- 真の堤体強度とは
- 堤体の強度を適正に評価した安定計算

この節の図は以下の講演から引用・加筆いたしました：

龍岡文夫：盛土構造物の地震時安定性の向上のために、実務における新しいNewmarkD法によるため池等堤体の地震時安全性評価手法技術講演会、主催ため池等地震時斜面変形予測手法研究会、平成25年11月12日

安定解析算に用いる強度の選択

「ため池整備」

- 安定解析手法は、円形すべり面スライス法による
 - 三軸圧縮試験結果から見かけの粘着力及び内部摩擦角を求める
1. 設計強度定数の適用
- ダム等で堤高が30mを超えるような場合は、間隙水圧発生の問題が生じるが、堤高15m未満のため池の場合、施工中に発生した間隙水圧のほとんどが完成後において消散しているものとする
 - このため、有効応力表示の c' 、 ϕ' を求め、斜面のすべりに対する安全率を有効応力解析で求める
 - ただし、堤体断面又は築堤の状況により、これに依りがたいと判断される場合は、完成直後のケースに限り全応力表示による c_{cu} 、 ϕ_{cu} により安全率を求める。

表-3.3.8 三軸圧縮試験法と応力表示

	粘 性 土	砂 質 土
有効応力表示の c' 、 ϕ'	<ul style="list-style-type: none"> ● 圧密非排水試験(CU-B) ● 間隙水圧を測定 	<ul style="list-style-type: none"> ● 圧密排水試験(CD)
全応力表示の c 、 ϕ	<ul style="list-style-type: none"> ● 非圧密非排水試験(UU) ● 乱さない試料を対象。 	<ul style="list-style-type: none"> ● 圧密排水試験(CD)

ため池の安定解析に適用する土の強度とは

まず ①目標に合致した堤体を実現するためには適切な施工

②堤体の状態を適切に表現する強度 → ③その強度を用いた安全性照査

設定する土の強度が堤体の安定解析結果に重大な影響

当然

●求めるべき土の強度とは

どのような状態の堤体を想定した強度を求めているのか

- 飽和状態、不飽和状態の時：排水条件、非排水条件
- 常時、地震時の想定：排水条件、非排水条件

①常時での飽和排水状態の強度を 非排水試験で得られる有効応力強度で代用

②地震時の飽和非排水状態の強度を 全応力表示？有効応力？

③耐震時の設計地震荷重と設計せん断強度の関係は整合しているか？

水平震度 $K_h=0.15??$ と 試験結果から求めた強度は適切か？

土の強度設定の基本

- 常時の堤体の安定解析に適用する強度

「土の**圧密排水三軸圧縮試験 (CD)**」を実施
試験結果から**排水強度 C_d と ϕ_d** を算定

- 地震時の堤体の安定解析に適用する強度

「土の**圧密非排水三軸圧縮試験 (CUbar)**」を実施
試験結果から**非排水強度 C_{cu} と ϕ_{cu}** を算定

実際の設計・照査での強度設定

- レベル1地震時

圧密非排水試験から求まる有効応力強度 C' と ϕ' を用いる

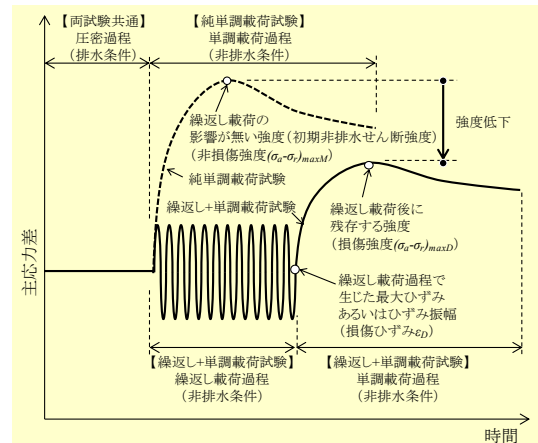
- レベル2地震時

圧密非排水試験から求まる全応力強度 C_{cu} と ϕ_{cu} を用いる

【レベル2地震時照査では堤体の沈下量を求めるので、地震時の土の強度低下を求める必要がある】

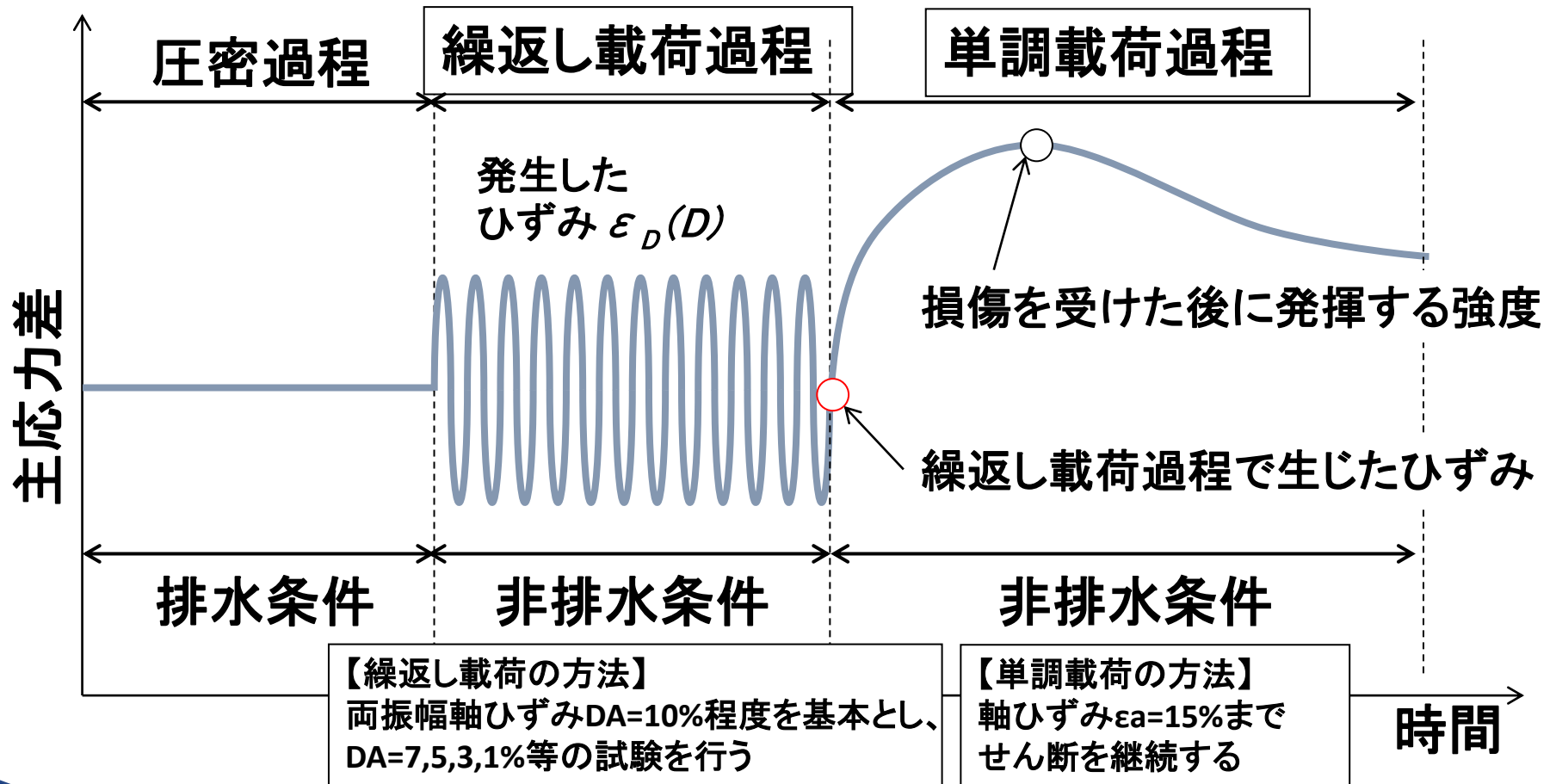
このため

非排水繰返し載荷(応力振幅一定)を行った後、非排水状態を保ったまま引き続き単調載荷を実施して強度の低下特性を求める



実験の概要と手順

1. 地震荷重による非排水繰返し載荷過程で増加する損傷を試験
2. 損傷の増加に伴って継続的に低下する非排水強度を試験



堤体土が発揮する真の強度を求めるためには

堤体が発揮する強度は、堤体の多様な条件の影響を受けている

- ① 締固め度 D_c 値
- ② 飽和度 $S_r(\%)$
- ③ 排水状態(排水、非排水)
- ④ 堆積面の方向(異方性)と力の作用方向の傾き δ
- ⑤ 土の粒子の大きさ
- ⑥ すべり面に作用する圧力(拘束圧)

上記の条件を全て試験によって求め、安定解析を実施することは現実的ではないが、重要項目については最大限に反映すべき



以下の条件が異なるため池のすべり安全性(あるいは変形)は適切に評価

- ① 飽和度 $S_r(\%)$
- ② 排水状態(排水、非排水)
- ③ すべり面に作用する圧力(拘束圧)

土質試験から求める強度

ため池堤体の地震時安全性を定量的に評価するためには
地震時に堤体土が発揮できるせん断強度を安定解析に用いる
ことが重要

具体的には

- ✓ 飽和非排水状態での全応力法によるせん断強度を用いる
- ✓ ピーク強度を用いることで、高い締固めによる強度増加を適正に反映できる
- ✓ さらに、強度低下・残留強度を導入することで土の破壊特性を適切に評価できる

- ピーク強度と残留強度の両方を設計に導入しないと締固めの影響を強く受ける強度特性とすべり破壊を設計に反映できない

土の強度（全応力と有効応力で考える）

藤沼ダムの堤体材料の試験結果

【非排水三軸圧縮試験で求まる強度
（強度定数 **全応力** で表示）】

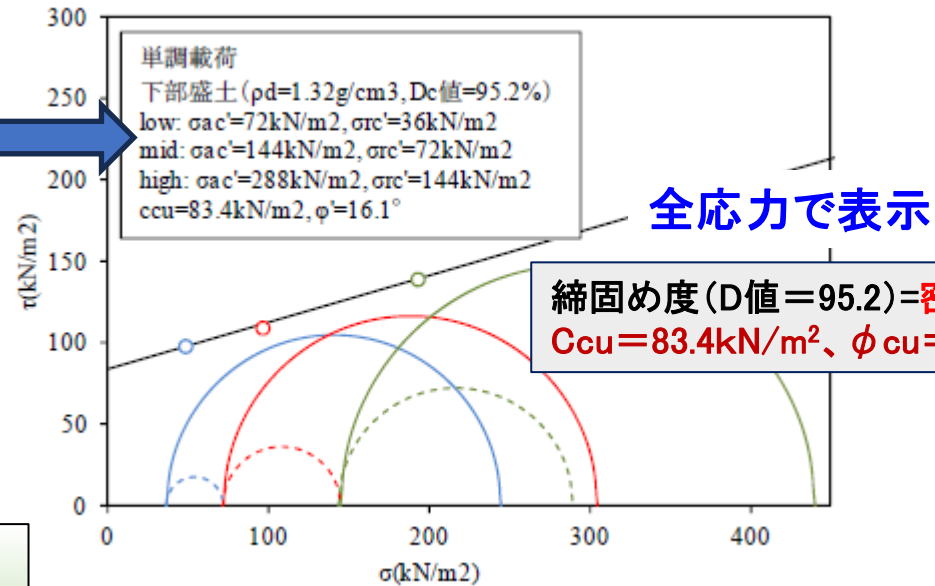
非排水状態では、全応力と有効
応力に基づく粘着力と内部摩擦角
が大きく異なる場合がある。

【非排水三軸圧縮試験で求まる強度
（強度定数 **有効応力** 表示）】

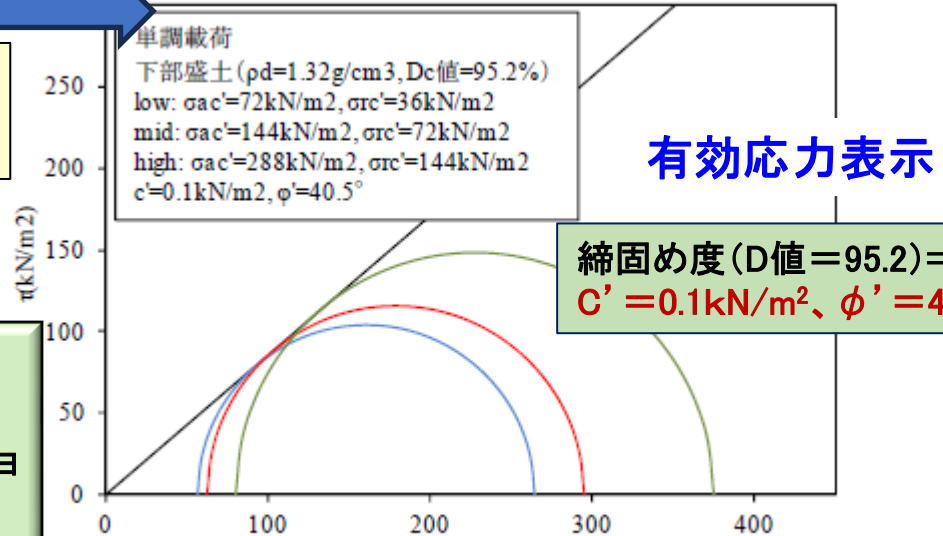
有効応力強度では粘着力小さくなり
内部摩擦角が大きくなる

下記の土の重要な特性 → 強度に反映され
る必要がある

- 高い密度に締固めた砂・礫材料は、ダイレーシ
ョンが大きいいため非排水状態では強度増加する
- サイクリックモビリティ、粘り強さを発揮



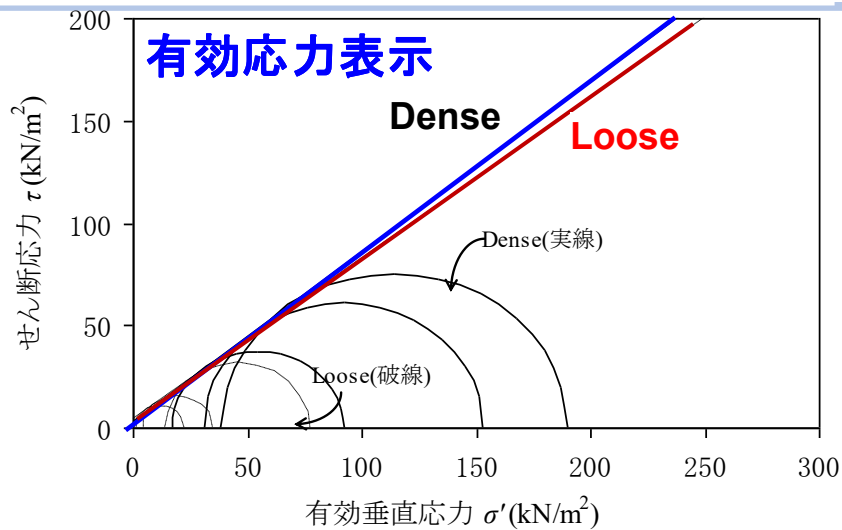
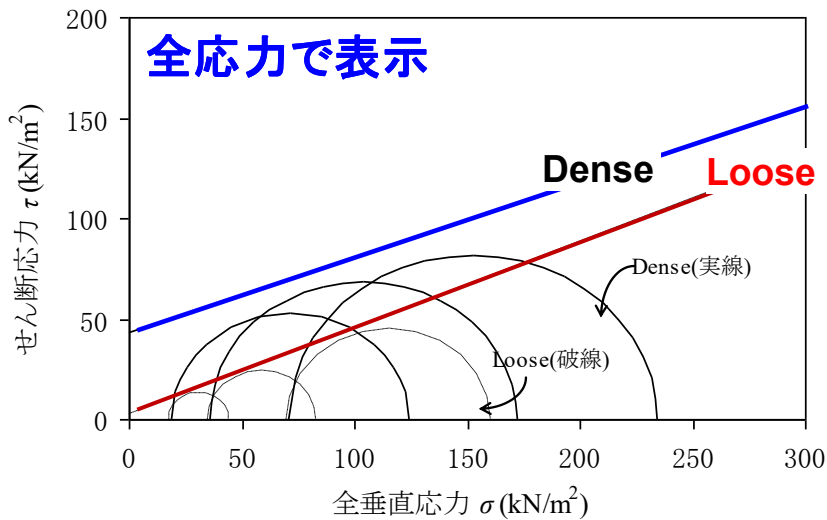
締固め度 (D値 = 95.2) = 密
 $C_{cu} = 83.4 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi_{cu} = 16.1^\circ$



締固め度 (D値 = 95.2) = 密
 $C' = 0.1 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi' = 40.5^\circ$

土の強度(密度の相違と強度)

非排水圧密せん断試験(CU_{bar})



全応力表示(異方圧密)

純単調試験

$$\sigma'_{rc} = 35.0 \text{ kN/m}^2, \sigma'_{ac} = 70.0 \text{ kN/m}^2$$

Loose: $\rho_d = 1.334 \text{ g/cm}^3$ (Dc値: 84.6%)

$$\Phi_{cu} = 23.2^\circ, c_{cu} = 2.6 \text{ kN/m}^2$$

Dense: $\rho_d = 1.492 \text{ g/cm}^3$ (Dc値: 94.6%)

$$\Phi_{cu} = 20.4^\circ, c_{cu} = 43.6 \text{ kN/m}^2$$

間隙水圧を考慮して
有効応力を求めると

有効応力表示(異方圧密)

純単調試験

$$\sigma'_{rc} = 35.0 \text{ kN/m}^2, \sigma'_{ac} = 70.0 \text{ kN/m}^2$$

Loose: $\rho_d = 1.334 \text{ g/cm}^3$ (Dc値: 84.6%)

$$\Phi' = 38.1^\circ, c' = 4.2 \text{ kN/m}^2$$

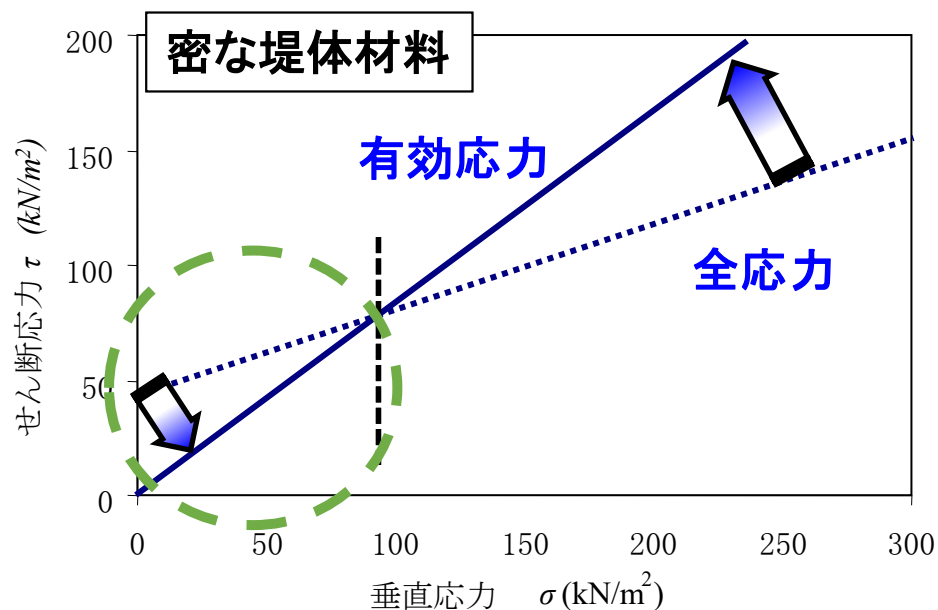
Dense: $\rho_d = 1.492 \text{ g/cm}^3$ (Dc値: 94.6%)

$$\Phi' = 39.7^\circ, c' = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

上野和広、毛利栄征、田中忠次、龍岡文夫、: 非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に対する締固めの効果、農業農村工学会論文集、No. 294、pp. 35 ~ 45 (2 014 .12) 一部加筆

● C'とΦ'では、土の密度の相違を強度に反映できない

全応力と有効応力で表記した強度の違い(概念図)



砂質土の例

単調試験

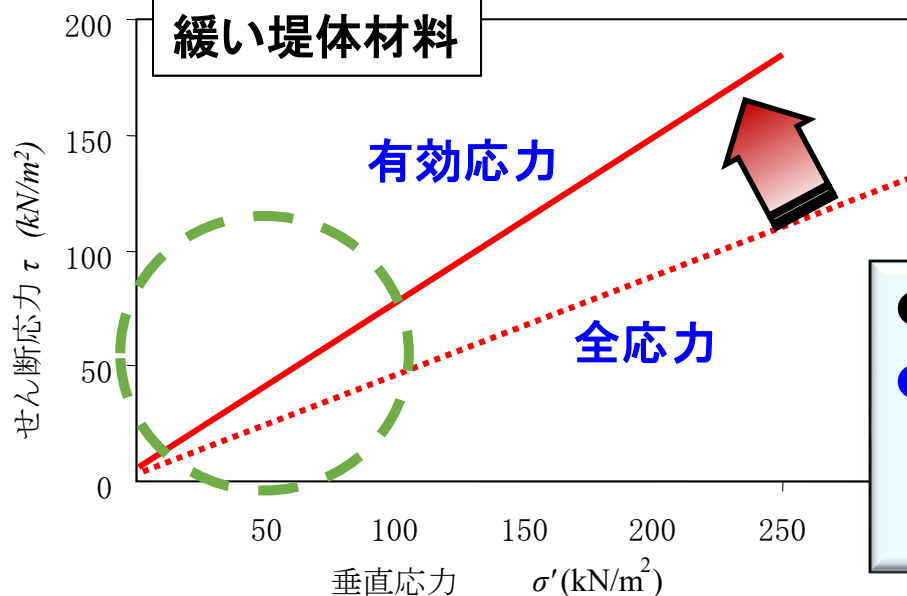
Dense: $\Phi_{cu} = 20.4^\circ$ 、 $C_{cu} = 43.6 \text{ kN/m}^2$

Dense: $\Phi' = 39.7^\circ$ 、 $C' = 3.5 \text{ kN/m}^2$

$$\tau_{fcu} = C_{cu} + (\sigma_0 - \Delta U) \tan \phi_{cu}$$

$$\Delta U = 0$$

$$\tau_f = C' + \sigma_0 \tan \phi'$$



単調試験

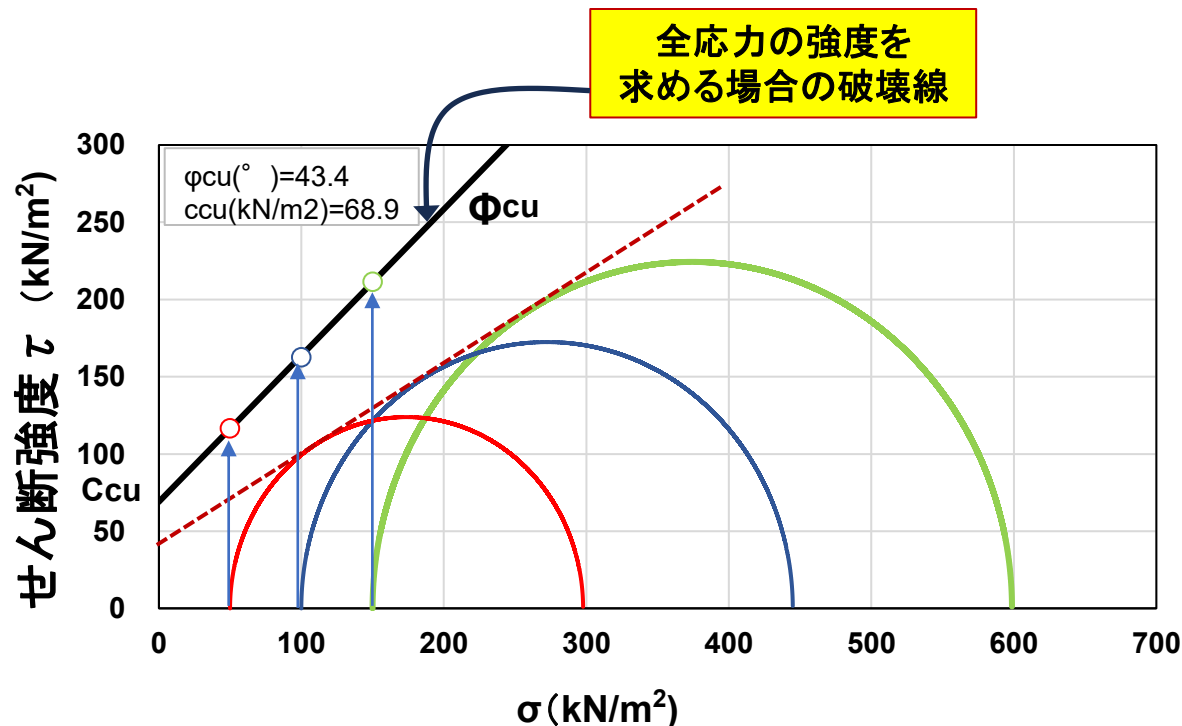
Loose: $\Phi_{cu} = 23.2^\circ$ 、 $C_{cu} = 2.6 \text{ kN/m}^2$

Loose: $\Phi' = 38.1^\circ$ 、 $C' = 4.2 \text{ kN/m}^2$

- 全応力強度は堤体の密度を反映
 - 有効応力強度は堤体の密度に依らずほぼ同じ
- 締固め効果を表現できない

破壊線の引き方 -全応力のモール円の場合-

- 全応力表示でのモールの応力円の場合、破壊線は有効応力表示と異なり拘束圧（垂直応力 σ' ）と破壊時のせん断強度 τ_f の関係から求める
- 一般的に有効応力に比べて粘着力と内部摩擦角の数値が大きくなる



三軸圧縮試験から求める設計強度

設計強度の求め方: 土地改良事業計画設計基準_設計「ダム」_技術書_フィルダム

- 設計強度は、三軸圧縮試験結果から求まる粘着力 c と内部摩擦角 ϕ に基づき決定
- 設計強度は、対象とする盛土の応力範囲を考慮して決定
- 土質材料の強度は、試験時の排水条件や試料の密度、含水比によって著しく変化
- モールの包絡線が凸形状を示す場合には、簡便的にこの包絡線を直線によって近似し、それぞれの応力範囲において、 c と ϕ を決定する方法がある
- 岩石質材料の強度は、拘束圧が小さい範囲において内部摩擦角 ϕ が大きくなる傾向にある

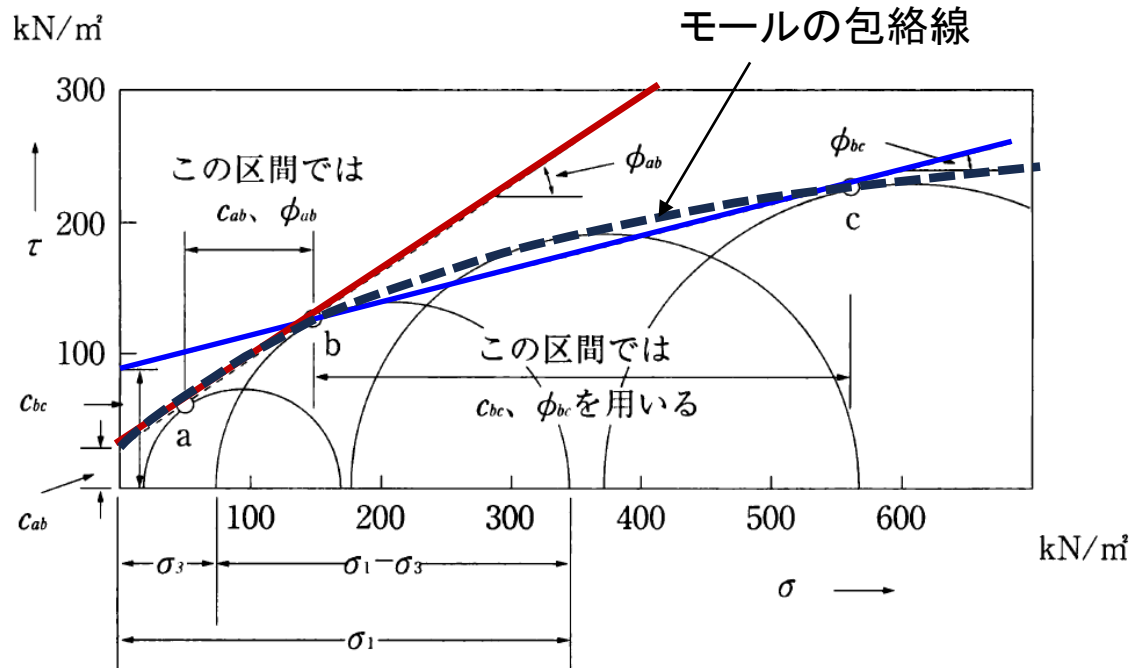
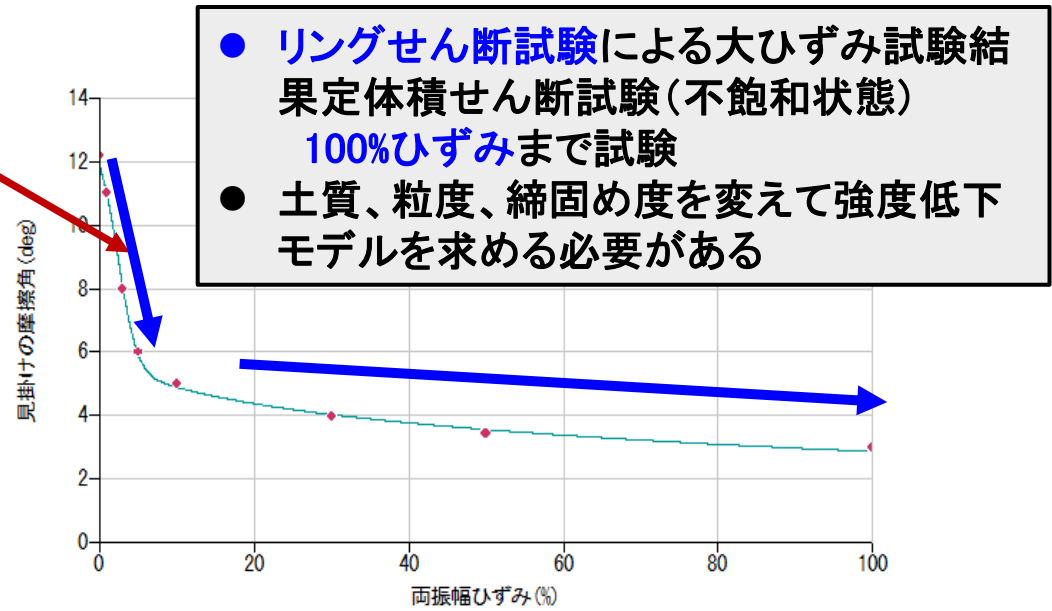
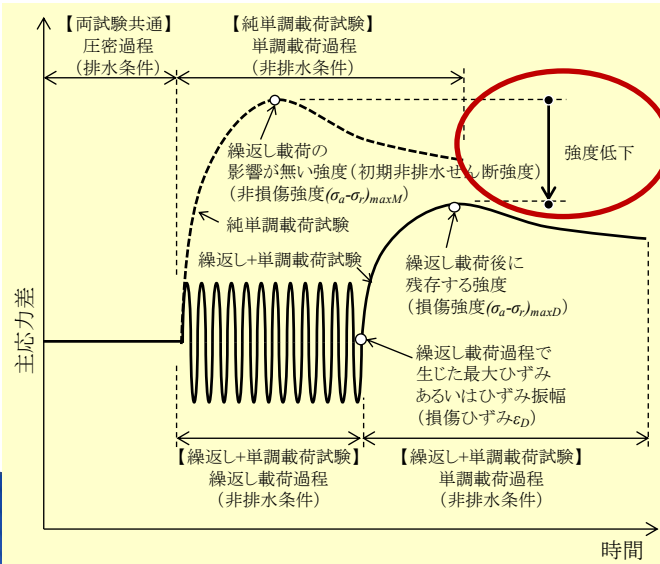


図-9.1.6-4 モールの破壊円と包絡線

繰り返し载荷による強度低下の評価

大変形時に発揮できる強度を求める必要がある

- 繰り返し载荷後の非排水単調载荷三軸圧縮試験結果によって、繰り返し载荷によって生じるひずみ ε_D (%)と強度低下の関係を求める
- すべり解析では、すべり面のひずみ量は50%以上に及ぶので、試験結果を外挿した強度を用いる
- 最終的なすべり量を求めるためには、大変形時に動員される強度試験が必要
- 軟弱な層や液状化の可能性を有する地層にも適用できるであろう(検証が必要)



- リングせん断試験による大ひずみ試験結果定体積せん断試験(不飽和状態) 100%ひずみまで試験
- 土質、粒度、締固め度を変えて強度低下モデルを求める必要がある

堤体強度-すべり面の深さと拘束圧

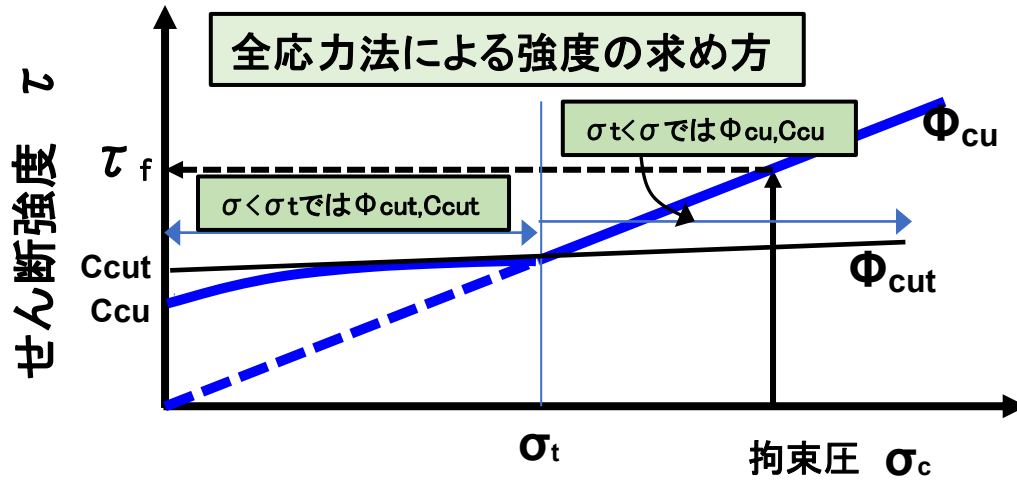
設計指針「ため池整備」の強度試験に関する記述(第2章P14)

三軸圧縮試験の拘束圧を設定する際には、想定されるすべり面にかかる土被り厚を考慮して適切に設定する

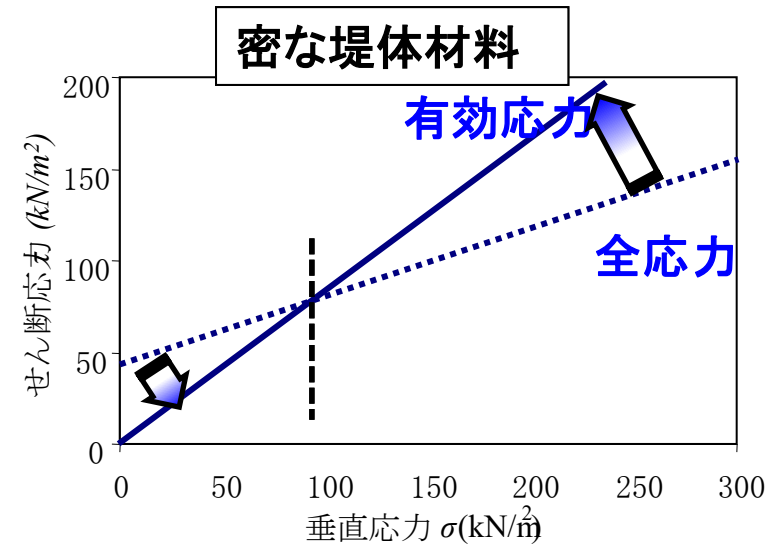
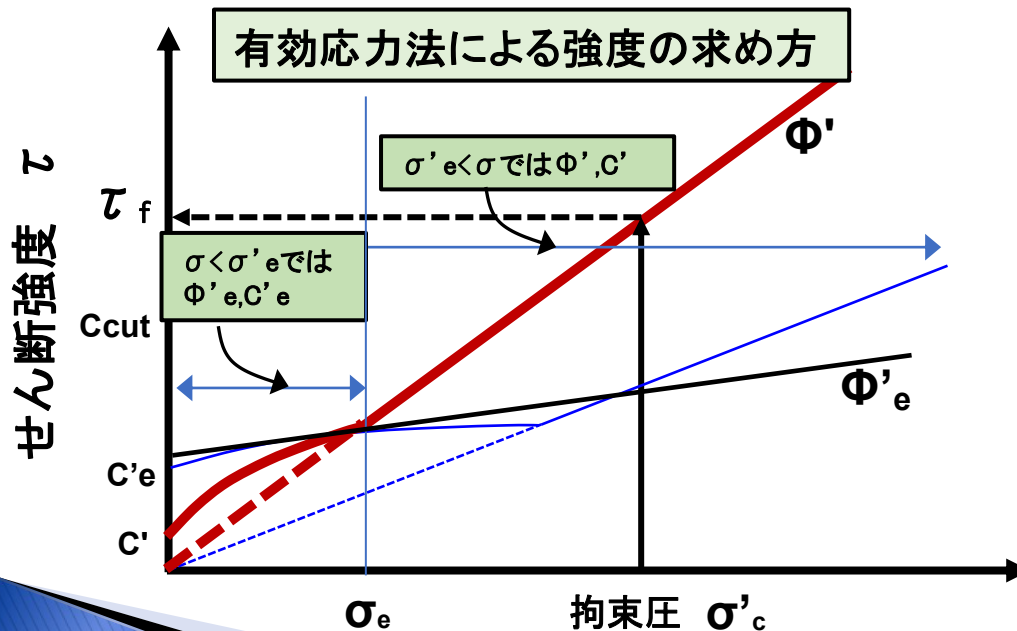
現場では土質試験法などを参考に、三軸圧縮試験での有効拘束圧を100kPa以上に設定した試験の結果から内部摩擦角と粘着力を求める場合が多くみられる。

- 100kPaの応力がすべり面に作用する状態は、少なくとも土被りが500cm以上
- ため池のすべり破壊は表層滑りが多い
- ため池の規模に応じた想定されるすべり面の深さの拘束圧を用いた試験を実施して適切な強度を求めることが重要
- 中小規模のため池では、30kPaから100kPa程度の範囲で拘束圧を複数設定して強度を求めるべき
- 試験には不攪乱の試料採取が原則であるが、必要に応じて再構成試料による試験も実施する

全応力法と有効応力法による強度設定



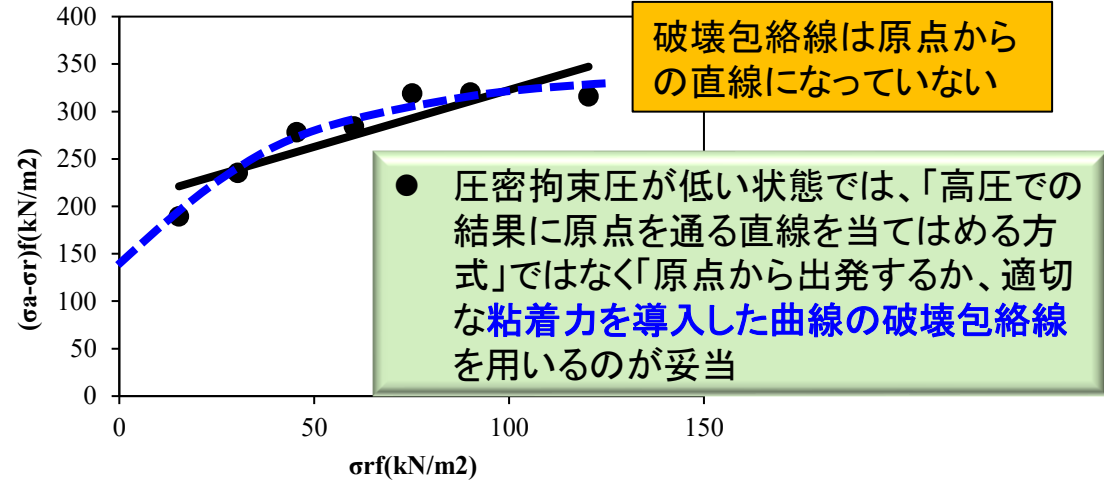
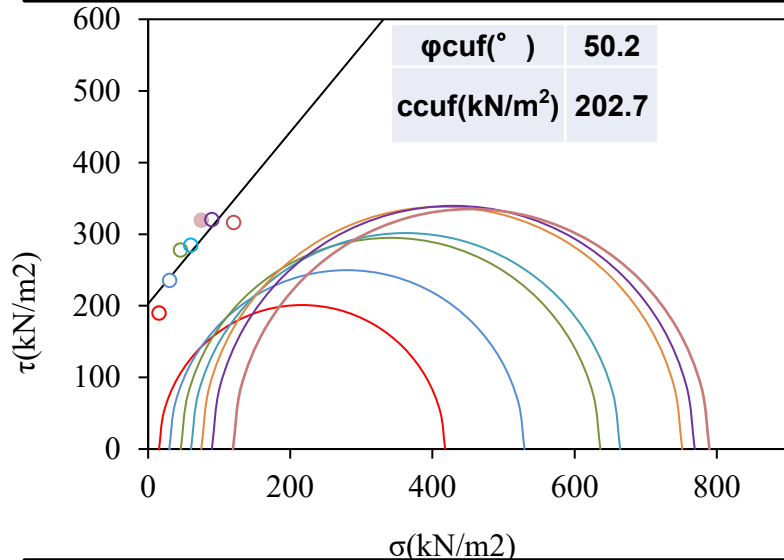
拘束圧の大きさ →
 正規圧密状態と過圧密状態
 → 求める強度は？



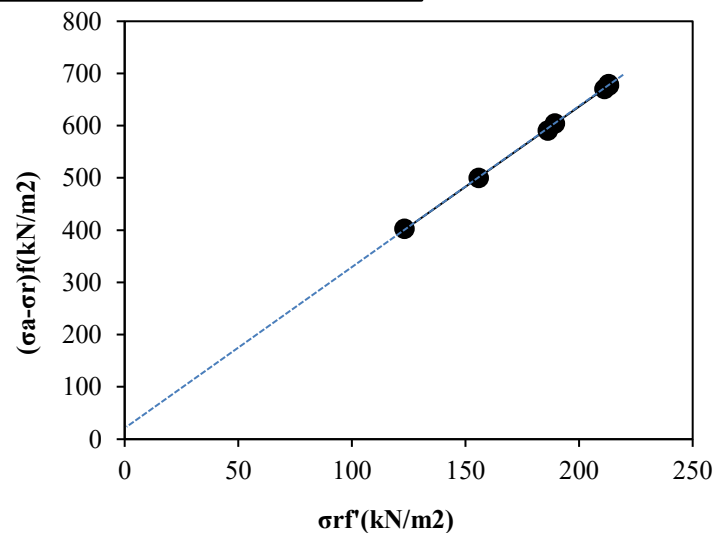
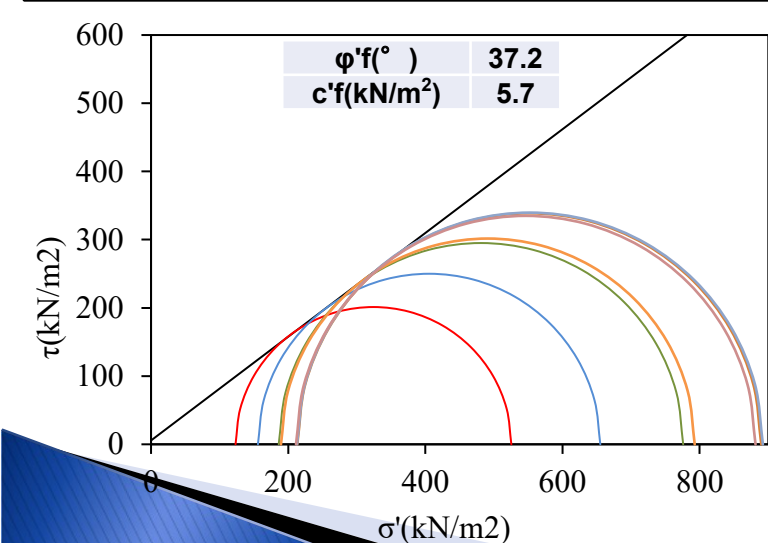
奥登祖池堤体土の試験結果

奥登祖 D値95 全応力 正規圧密 平面ひずみ試験

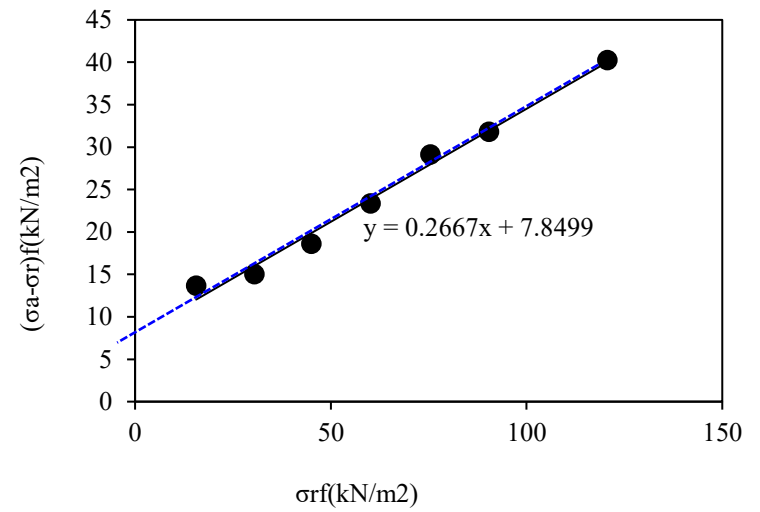
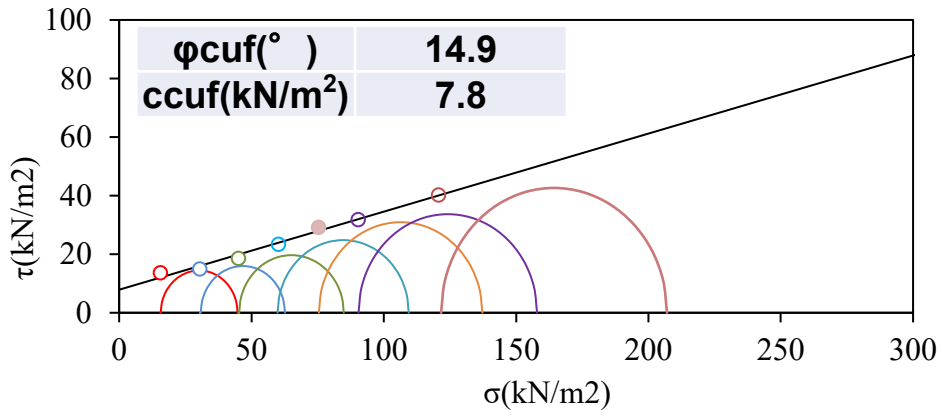
強度(概念図)



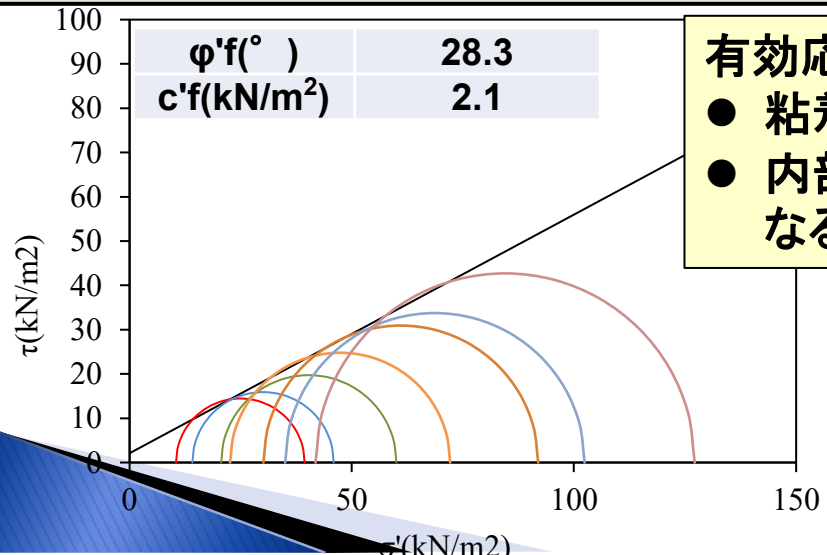
奥登祖 D値95 有効応力 正規圧密 平面ひずみ試験



奥登祖 D値80 全応力 正規圧密 平面ひずみ試験

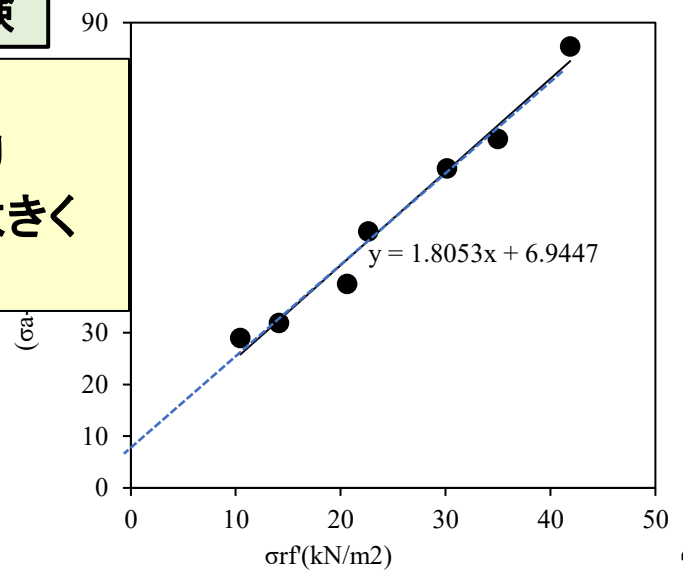


奥登祖 D値80 有効応力 正規圧密 平面ひずみ試験



有効応力強度では

- 粘着力小さくなり
- 内部摩擦角が大きくなる



安定解析に用いる強度の選択 若干の整理

「ため池整備」: 常時の場合

ため池の常時の安定解析に用いる強度は、有効応力強度 c' 、 ϕ' を求め、斜面のすべりに対する安全率を有効応力解析で求める(P56:(a) 設計強度定数の適用の記述)

適用	試験法	設定する強度	円形すべり面法の適用	
常時	圧密排水試験	排水強度	有効応力解析	C_{cd}, ϕ_{cd}
	圧密非排水試験	有効応力強度	①有効応力解析	C', ϕ'

改善策

本来の照査手順: 堤体の土の挙動(力学)と解析手法を論理的に整合させるために

適用	試験法	設定する強度	円形すべり面法の適用	
常時	圧密排水試験	有効応力強度	A.有効応力解析	C_{cd}, ϕ_{cd}
	圧密非排水試験	全応力強度	B.全応力解析	C_{cu}, ϕ_{cu}

課題

- ①の非排水試験で得られる有効応力強度 c' 、 ϕ' は排水試験で得られる排水強度 c_{cd} 、 ϕ_{cd} と同等であると仮定して安定解析に用いる強度としている←軟弱粘土と緩い砂の時に限定
- 有効応力強度 c' 、 ϕ' を排水状態の強度とする場合は、締固めによる強度増加を適切に表せない
- 良く締固まった堤体ほど排水試験で求めた排水ピーク強度よりも小さくなる。
- したがって、堤体の安全性を適正に解析できず、安全すぎる強度設定は、締固めによる安全性向上を評価できないので堤体断面も縮小できない
- 圧密非排水試験によって求めた全応力表示によるB.非排水強度 c_{cu} 、 ϕ_{cu} に基づき安全率を求める場合、「非排水強度が排水強度 c_{cd} 、 ϕ_{cd} よりも低い場合」は妥当な選択
- =>締固め効果は非排水強度 c_{cu} 、 ϕ_{cu} で評価できる。
- 排水強度と非排水強度の、小さいほうの値を用いるのが妥当=>面倒 →どうする？

安定計算に用いる強度の選択 若干の整理

「ため池整備」:地震時の場合

ため池の安定計算に用いる強度は、レベル1地震の時には、**圧密非排水試験の結果に基づく有効応力表示の排水強度(と同等と仮定)**、レベル2地震の時には**全応力表示の非排水強度**

適用	試験法	設定する強度	円形すべり面法の適用
地震時	圧密非排水試験	圧密非排水強度	②有効応力強度で有効応力解析(レベル1) C', ϕ' C.全応力強度で全応力解析(レベル2) C_{cu}, ϕ_{cu}

改善策

本来の照査手順:堤体の土の挙動(力学)と解析手法を論理的に整合させるために

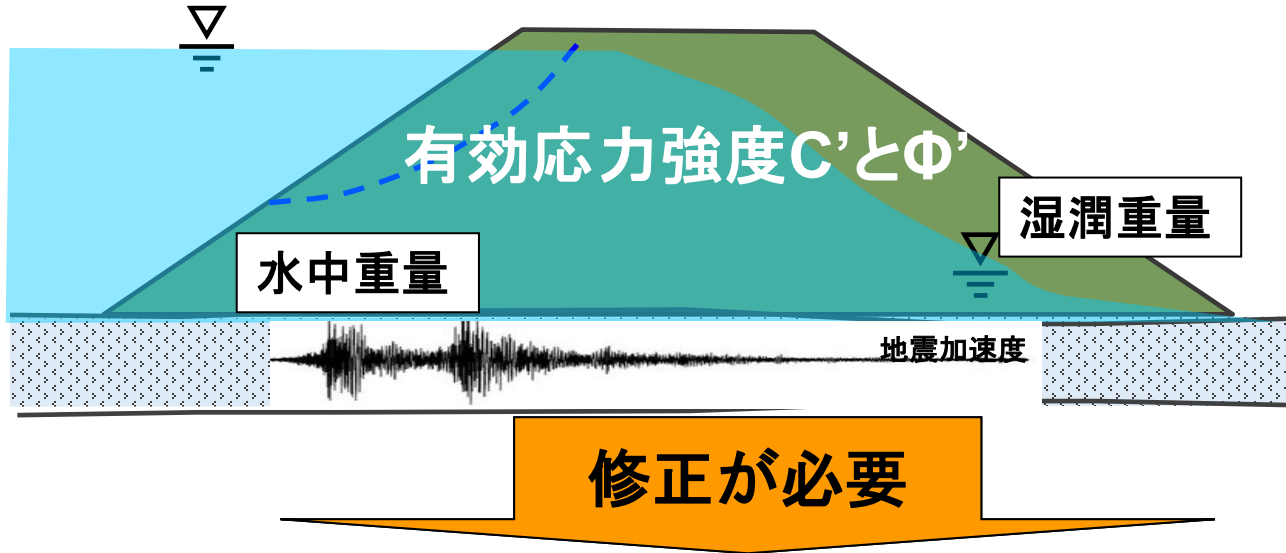
適用	試験法	設定する強度	円形すべり面法の適用
地震時	圧密非排水試験	圧密非排水強度	②全応力強度で全応力解析 (レベル1 & レベル2) C_{cu}, ϕ_{cu}

課題

- 地震時に②の有効応力強度で有効応力解析を用いる場合には、「密度の効果を表せないこと」に加えて地震時の**非排水繰返し載荷**によって**非排水強度が大きく低下**するので、緩い地盤・盛土では**危険側**となる
- 一方、締まった地盤・盛土では**非排水繰返し載荷**による**非排水強度低下**を考慮しても**安全側**の可能性が高い
- このため、地震時の堤体の発揮できる安全性を適正に評価できない
- 結局、**排水せん断強度と非排水繰返しによる低下を考慮した非排水せん断強度の、小さいほうの値を用いるのが妥当。**
- これは、すごく面倒 →どうするか？

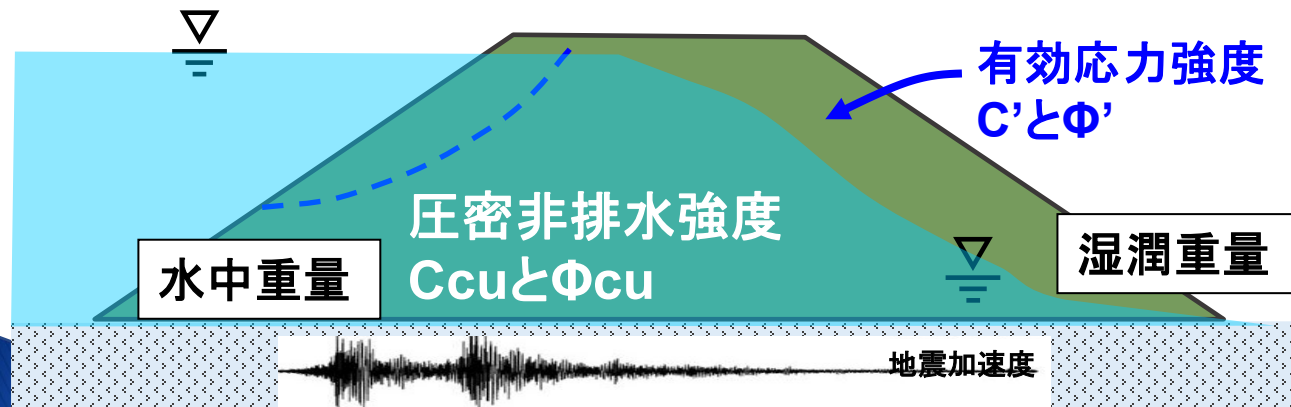
堤体の強度設定の原則的な考え方(地震時)

- 堤体の全断面に有効応力強度 C' と Φ' を設定して安定解析を実施



- 圧密排水せん断試験 (CD) 又は圧密非排水試験 (CUbar) により、有効応力表示の強度定数 C_d 、 ϕ_d C' 、 Φ' を求める。
- すべりに対する安全率は有効応力解析で求める

- 堤体の浸潤面を境界として、飽和部分には圧密非排水強度 C_{cu} と Φ_{cu}
- 不飽和部分には有効応力強度 C' と Φ' を設定してすべり解析を実施

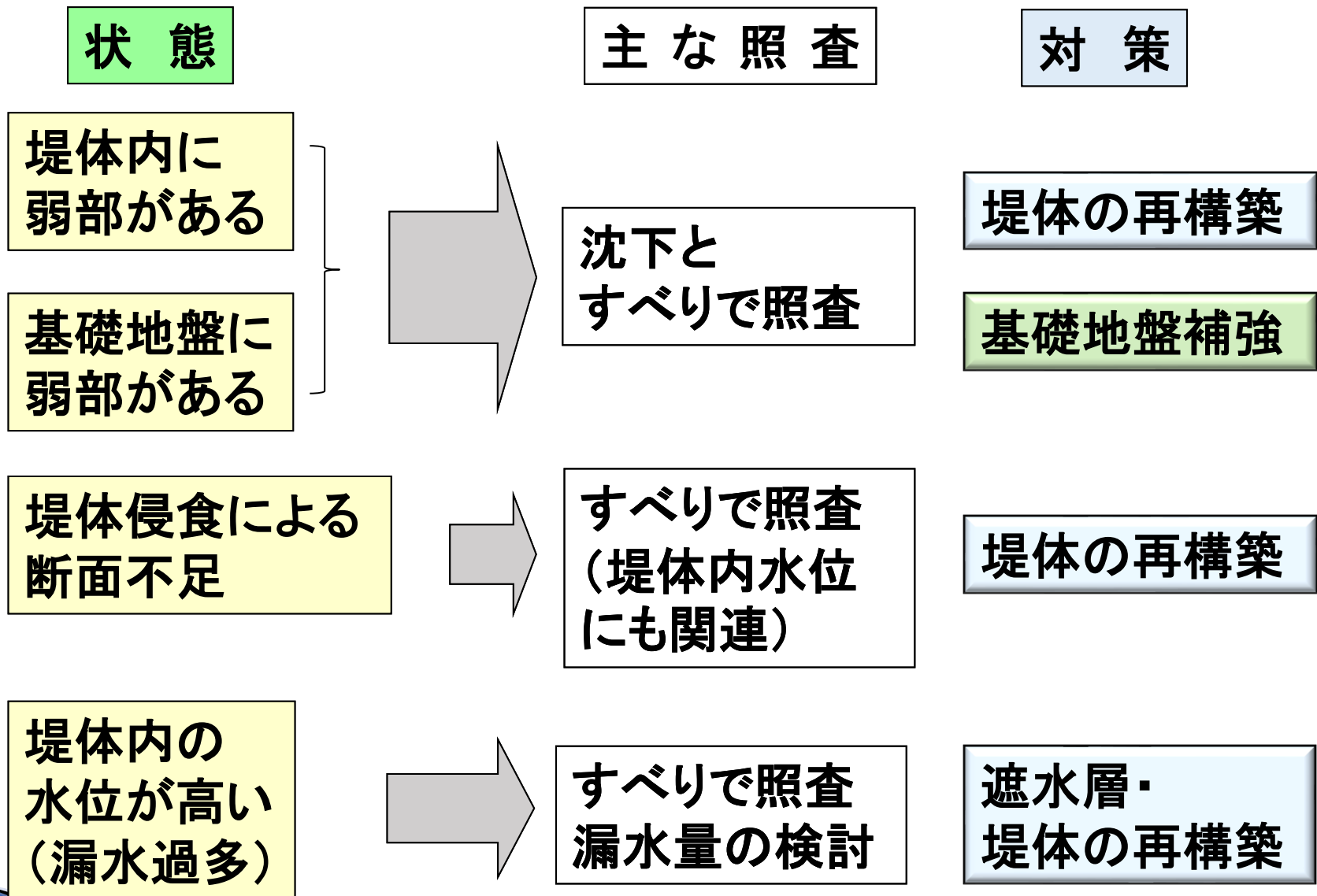


- 圧密非排水試験 (CUbar) により全応力表示で、三笠方式で圧密時のせん断面での σ'_c と非排水せん断強度 τ_f の ($\tau_f \sim \sigma'_c$) 関係から照査用の強度を求める
- 圧密非排水試験 (CUbar) により全応力表示での c_{cu} と ϕ_{cu} を求める
- すべりに対する安全率は全応力解析で求める

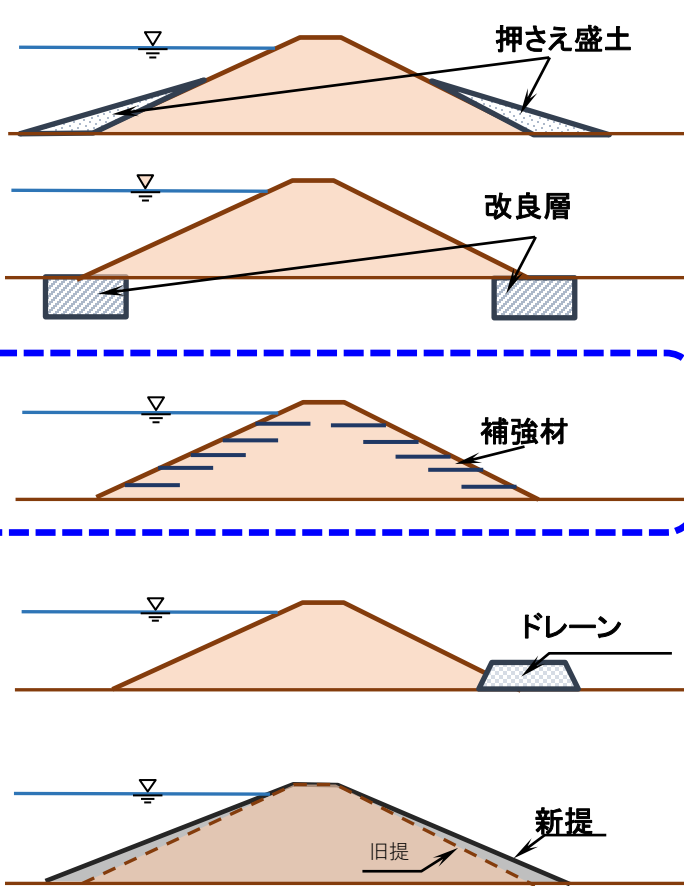
4. 耐震対策(補強)

—ため池の耐震補強事例—

補強すべき堤体と対策



堤体の耐震補強対策工と特徴



ため池における主要な耐震対策工

農林水産省農村振興局整備部設計課監修 (2015):
土地改良事業設計指針「ため池整備」、農業農村工学会から引用・加筆)

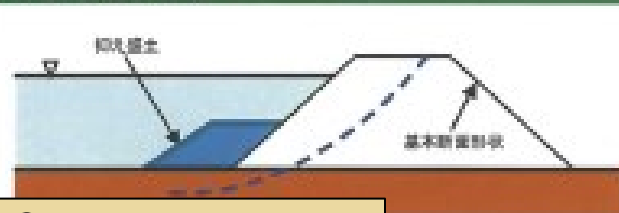
- 豪雨や地震時の堤体の挙動を抑制
- 補強土工法や固化処理土を用いた技術の適用
- すべり破壊対策を主軸に照査することを意識

- 押え盛土工法: すべり破壊対策
- 補強土工法: すべり破壊対策
 - ✓ 堤体の構造的な安定性を飛躍的に向上
 - ✓ 斜面表面層の排水促進による弱化領域の拡大防止
 - ✓ 侵食抵抗性の向上
- 押え盛土工法と補強土工法を併用した対策は、大規模なダムにも適用されている (東京都村山下貯水池堤体強化)
- 地盤改良技術: 基礎・堤体の補強
 - ✓ ため池特有の基礎の軟弱地盤や液状化層の基礎地盤対策に有効
 - ✓ 遮水層や堤体土の改質・補強に利用する事例もある

2015年の指針改定で初めて、
ため池堤体内に人工的な材料を埋設する補強技術が記述された

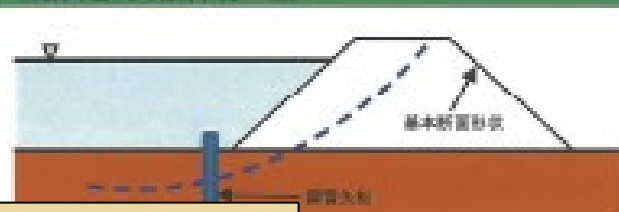
考えられる基礎地盤の耐震補強案

① 押え盛り土工法



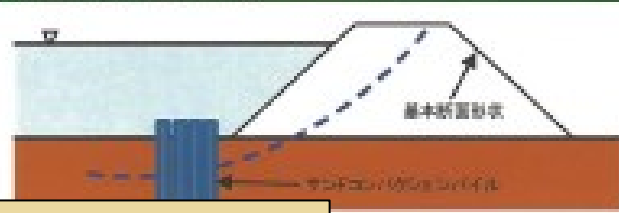
効果	・実績が多い
施工性	・ドライにし、足場盛土が必要
経済性	：○

② 鋼(管)矢板締切り工法



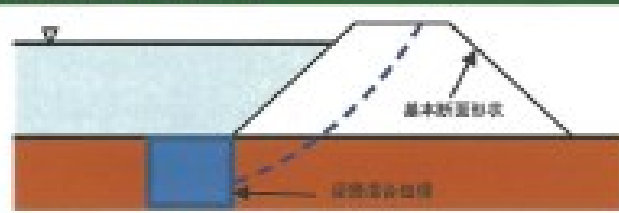
効果	・N値が高い層が必要
施工性	・ドライ施工、防錆処理、足場が
経済性	：△

③ 振動締め固め工法



効果	・大深度でも高密度化が可能 ・施工実績が豊富
施工性	・細粒分が多い場合、対策後のN値が上昇しにくい ・周辺地盤の変位や振動騒音が大きい
経済性	：△

④ 深層混合処理工法



効果	・耐久性が高い ・液状化に対する効果
施工性	・大型機械の作業床が必要 ・ドライにし、足場盛土が必要
経済性	：×

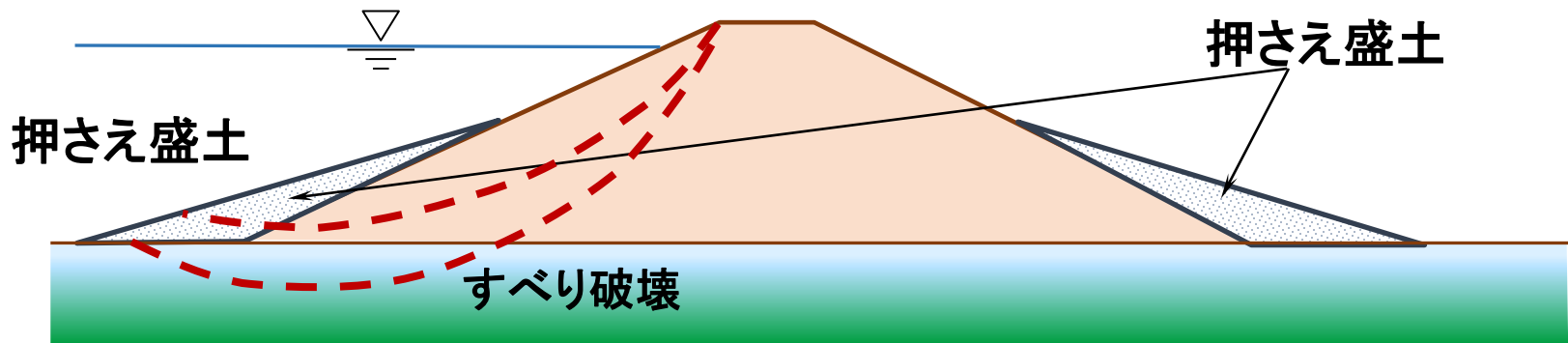
- 基礎地盤に弱層が存在する場合はすべり破壊だけでなく、沈下についても慎重に照査する必要
- 改良できなかった弱部の影響が不明確
- 弱部の規模は大きな影響
- 補強領域の規模とその効果については、検討の余地がある
- 対策工と照査方法の有効性の検証が必要

河川堤防の構造検討の手引き (財団法人国土技術研究センター)
土地改良施設耐震対策計画 (案) (大阪府環境農林水産部) より抜粋

押え盛り土による堤体の安定化対策の効果

- 堤体内に生じるすべり破壊抑制に効果
- 堤体表層のすべり破壊に対する効果は未知数
- 基礎地盤の沈下・変形抑制に効果(堤体荷重分散)
- 基礎地盤の液状化抑制の効果(拘束圧の増加)
- 漏水対策, 堤体内浸透量抑制・改善効果は限定的
- 浸透破壊に対しても改善効果は限定的

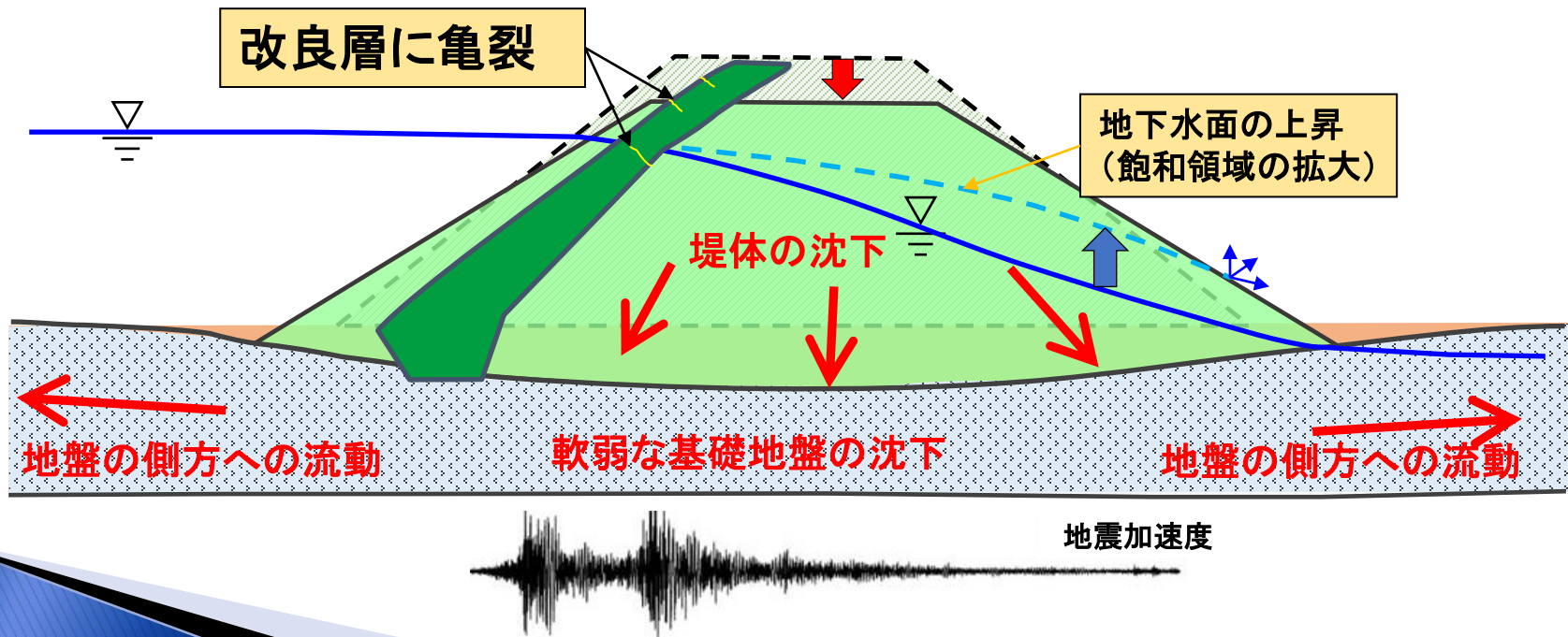
法先を通るような限定的なすべり破壊に対する抵抗性の確保が主体



固化処理土による補強の課題

堤体の常時・地震時挙動と改良層の変形

- 軟弱な基礎地盤が圧縮され堤体が沈下する場合、改良された前刃金の遮水層は下流側にもたれる
- 堤体上部の地震時応答は基盤部に比較して大きいので、改良層上部は変形しやすく、亀裂発生危険性がある
- 常時、地震時ともに表層部の固化処理による改良層は、適切な変形特性と強度設定が重要



耐災対策(補強)方法の選択と照査

ため池堤体が持つ力学的な特性と自然現象との関係で多様な被災が生じる可能性が高い

堤体の安全性照査は**堤体が持つ弱点全体**を捉えて実施する必要がある

- 堤体の地震時挙動, 豪雨による堤体の挙動
- 堤体土の侵食, 内部浸透破壊

なので

過去の改修(補強)事例を参考にしつつ
堤体の想定される多様な被災形態に対応できる対策工法の選定が不可欠=>**適切な照査方法の適用**

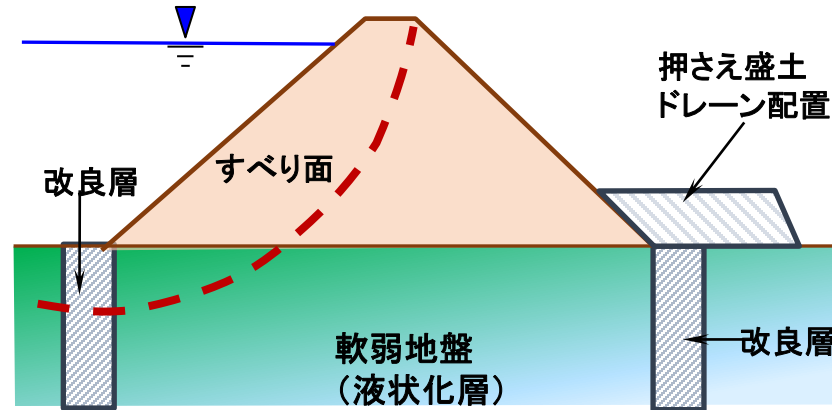
- 堤体のすべり破壊
- 揺すりこみ沈下
- 基礎地盤の液状化
- 浸透破壊
- 法面侵食

軟弱な基礎地盤の対策技術と内在する課題

- ため池の基礎地盤は、河川等の堆積物が層をなして残存していることも多く、液状化層が広がっている堤体も少なくない
- このような、特異な状況の耐震対策はかなり慎重な調査と診断が必要

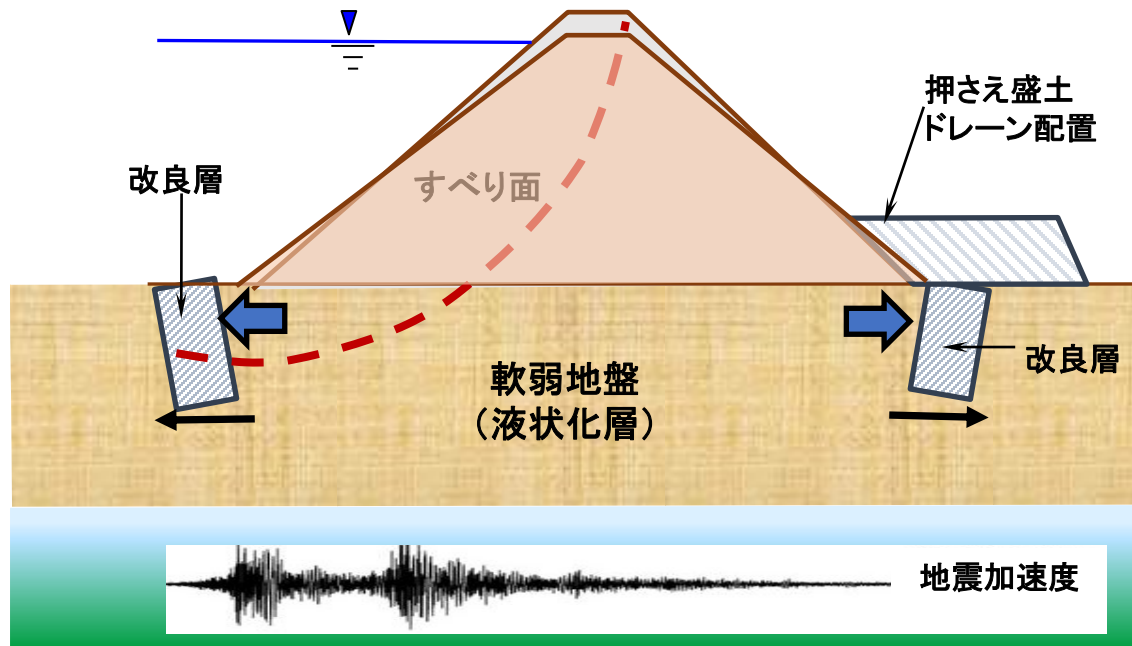
固化処理土による対策堤体の
安全性照査に円形すべり面法
を適用する是非

- 強度や規模を慎重に検討
- 残存する弱層の影響



- 堤体基礎に広く軟弱層が分布する場合は、基礎地盤の置き換えや広範囲の地盤改良が必要 => ため池の規模と軟弱層の厚さや広がりに応じた検討が必要
- 堤体基礎の軟弱層の改良とその効果については、実証的な検証を積重ねる必要がある。さらに、改良された堤体と基礎の安全照査方法についても検証が必要
- 法先の基礎地盤に薄い地盤改良壁等を設置する対策は、静的なすべり安定解析では数値上の合格値が得られるが、地震時には慎重な検討が必要
- 法先の基礎地盤をある程度の広がりを持って改良層を設けることと、押さえ盛り土の併用などの複合対策は、地震時にも効果を発揮する可能性がある

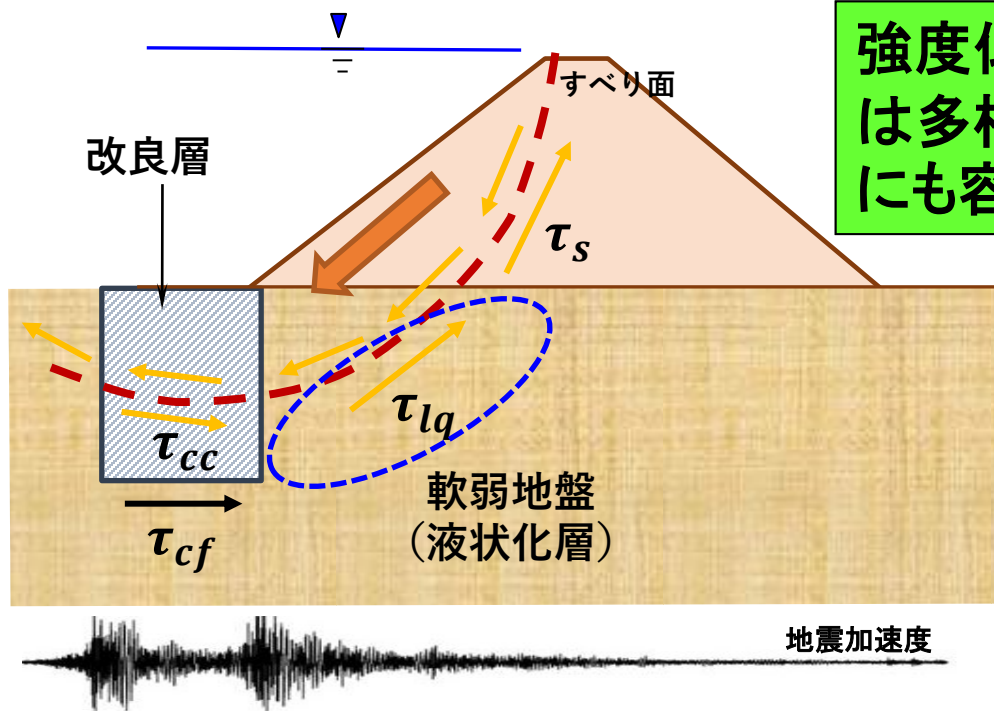
基礎地盤の対策技術の具体的な課題



- 薄い改良層や矢板によって対策する場合の照査方法は？
- 高い強度を用いればすべりに対する安全率は上がるが、基礎地盤が変形すれば堤体の変形を抑制する効果は期待できない
- 改良体自体の安定性を照査する必要がある。=>転倒, すべり, せん断破壊

1. 液状化層の強度を導入したNewmarkD法ですべり変形量を照査
2. 液状化層の強度を用いた堤体全体の沈下の照査
3. 改良体の安定性の照査

液状化層(弱層)を考慮したNewmarkD法による解析



強度低下を考慮できるNewmarkD法は多様な土質で構成されるため池堤体にも容易に適用可能

τ_{lq} : 液状化層のせん断強度

τ_{cc} : 改良層のせん断強度

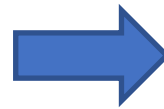
τ_s : 堤体のせん断強度

τ_{cf} : 改良層底面の摩擦抵抗

- 液状化層などの弱層も強度低下を考慮して解析で評価する
- 改良層もその強度を考慮して解析で評価する
 <=ただし, せん断破壊する対象に限定
- 改良層の底面部の滑動抵抗を考慮する
- すべり面で発揮されるせん断強度は単純に抵抗力を加算
$$\tau_{slip} = \tau_{cc}(\text{改良層}) + \tau_{lq}(\text{液状化層}) + \tau_s(\text{既設堤体})$$
- 改良層の受働抵抗力を考慮
- 改良層の沈下量を考慮
- 軟弱層の沈下量を考慮

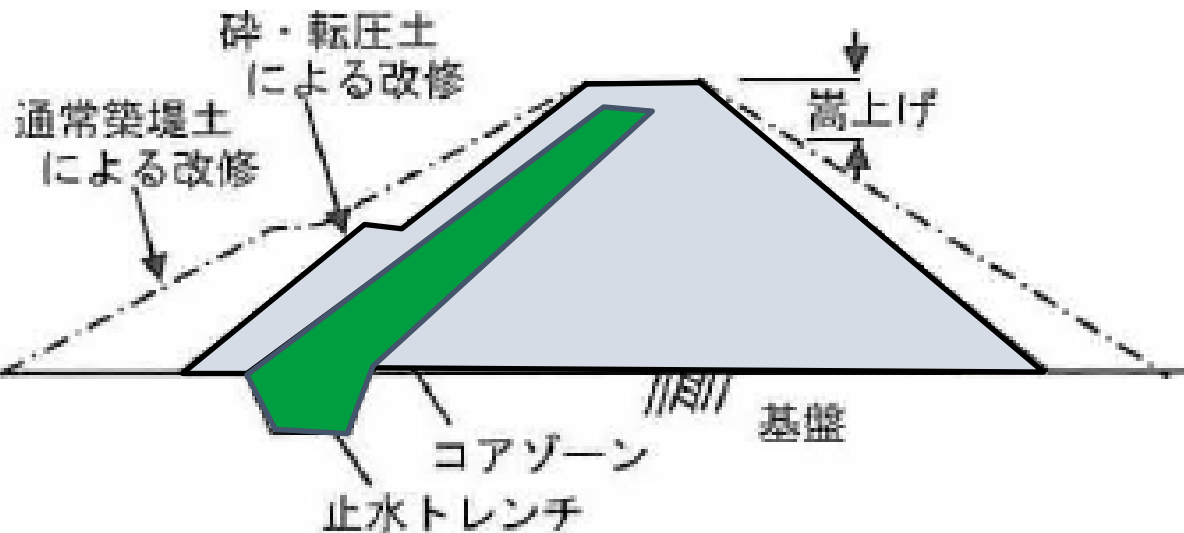
地盤改良技術による堤体の耐震補強

固化材による地盤改良技術の応用



砕・転圧盛土工法

低品質の土砂を固化材によって強度発現させた後に所定の大きさに破碎して地盤材料として締固め転圧する技術→締固めによる施工管理, 強度を制御



期待される効果

- 遮水層の構築
- 高強度の堤体の実現
- 断面縮小
- 嵩上げ
- ため池底泥土の利用
- コスト縮減の可能性
- 環境保全

独立行政法人農業工学研究所(現農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所)と「ため池改修工事の効率化」新技術研究開発組合(株式会社フジタ[代表者]・太平洋セメント株式会社、以下組合)は、平成9～11年度農林水産省官民連携新技術研究開発事業において、新技術、砕・転圧盛土工法(以下本工法)を開発した。

砕・転圧盛土工法は

- 「ため池を対象にした堤体改修法」として平成15年度地盤工学会技術開発賞
- 「フィルダムを対象にした堤体改修法」として平成20年度地盤工学会技術開発賞を受賞

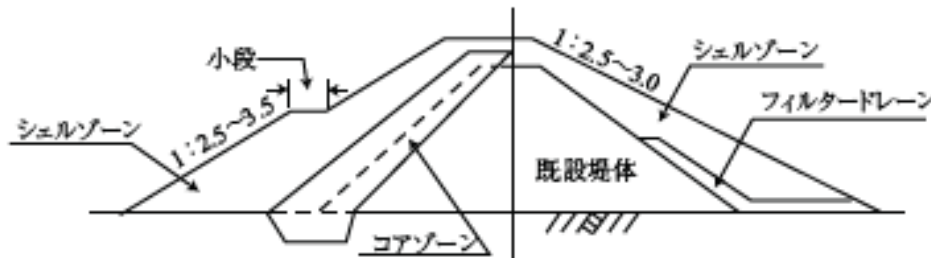
砕・転圧盛土工法をフィルダムの堤体改修に適用する場合の設計法の提案は、

- ◆ ダム工学会機関誌「ダム工学」への投稿論文『福島伸二, 谷 茂, 北島 明, 西本浩司: 固化処理底泥土を用いた老朽化フィルダムの堤体補強における設計法, ダム工学, Vol.16, No.1, pp.20-29, 2006.』によって平成18年度ダム工学会論文賞を受賞

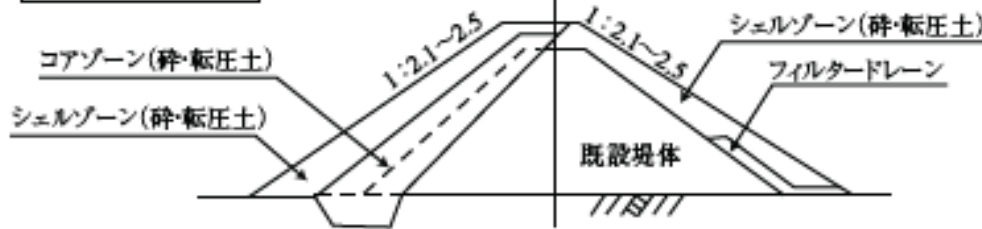
通常の築堤土と砕・転圧土による堤体改修法の比較

堤体のゾーニングと堤体形状

通常の築堤土による改修



砕・転圧土による改修

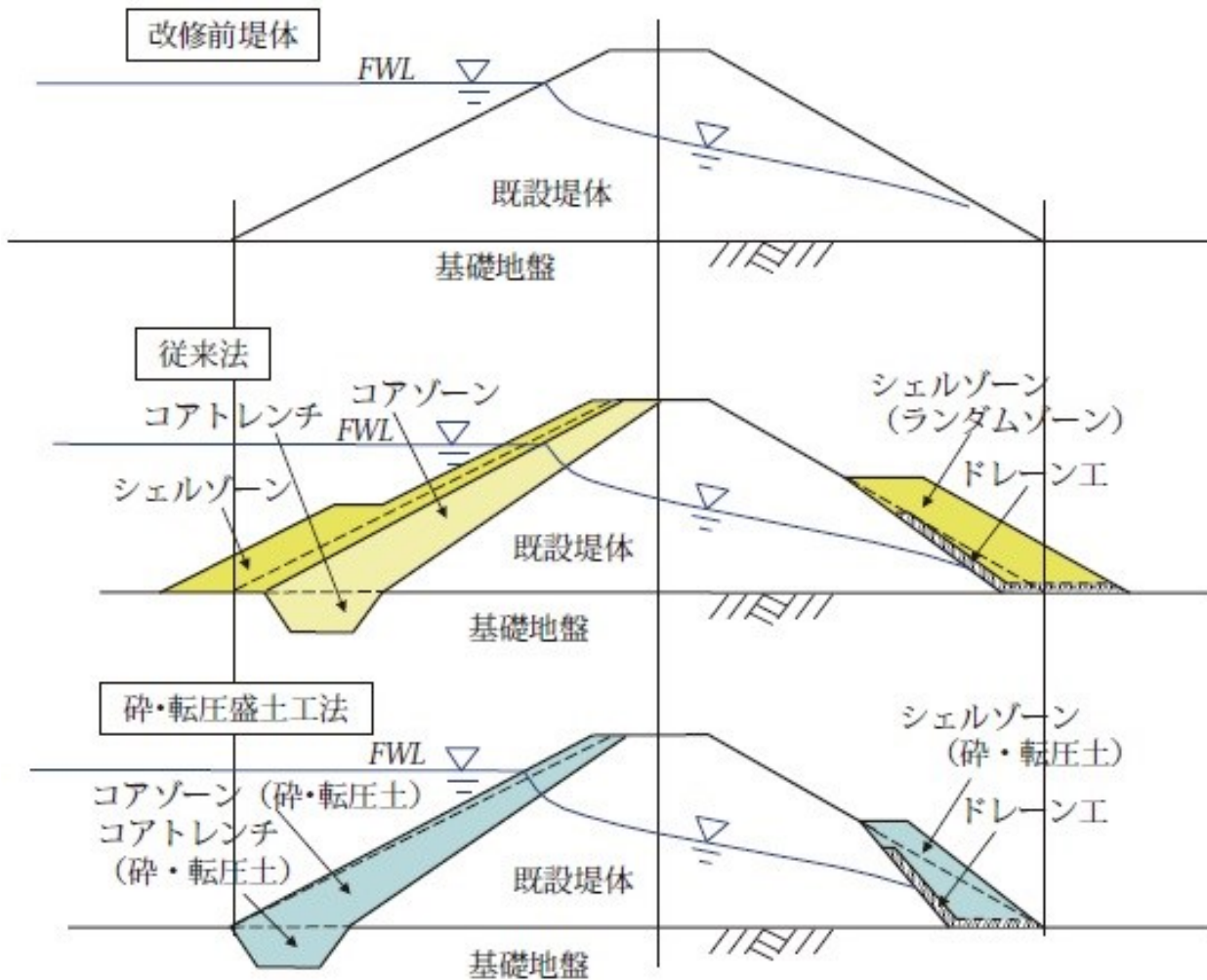


- ゾーンごとに適切な強度の築堤材料を用いることで、安定性が向上する
- 堤体斜面勾配を大きくすることができ、堤体規模が縮小する

堤体改修の背景と現状

- 通常の土質材料は強度と遮水性・透水性のどちらにも優れたものはない
- 遮水機能が必要なコアゾーンは遮水性に優れた粘性土系の築堤土により、堤体補強が必要なシェルゾーンは遮水性より強度に優れた砂・砂礫質系の築堤土により築造
- 近年、シェルゾーンに使用する築堤土で強度に優れた材料の入手困難
- 堤体上流側は水位急降下時の残留間隙水圧により有効応力低下を引き起こし、法先部が不安定化
- 堤体上流側の安定化のためには、勾配を築堤土が有する強度に応じて緩くするか、あるいは幅広の小段やシェルゾーンを採用

砕・転圧盛土工法による堤体改修の特徴



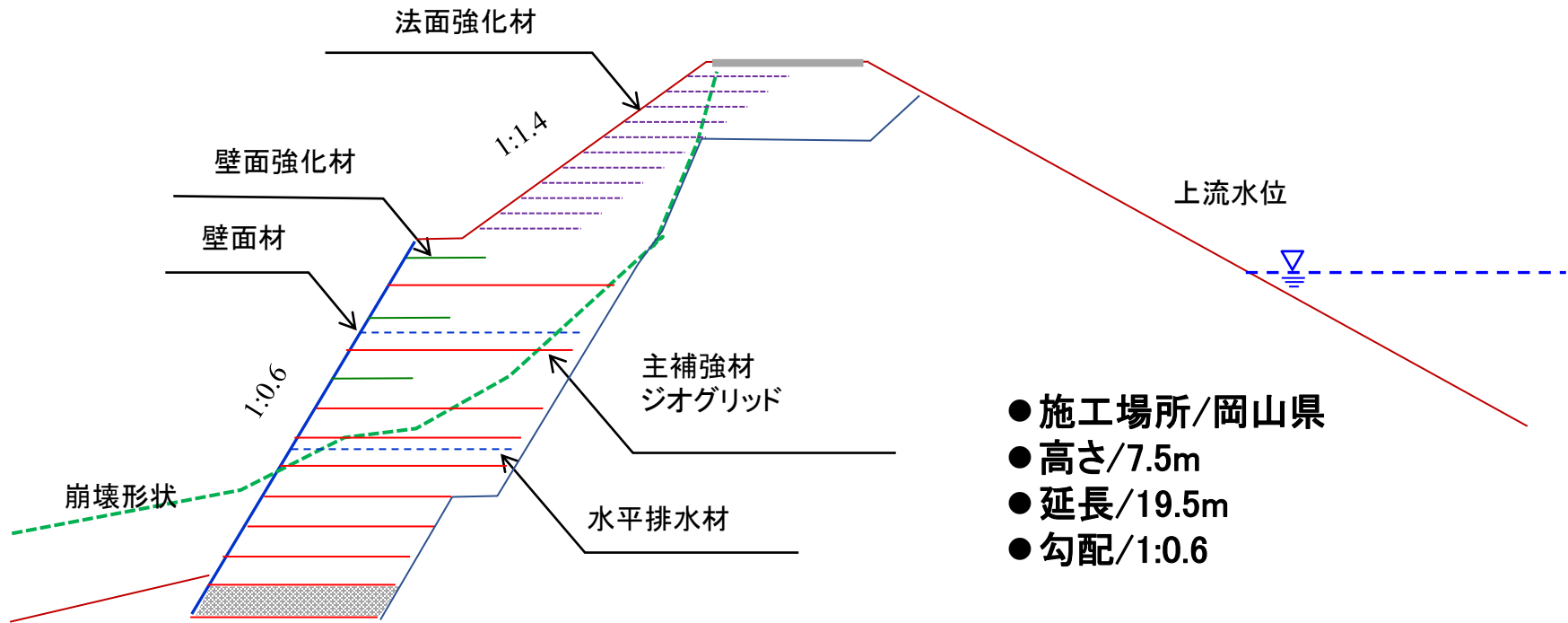
- 法面の急勾配化が可能で、かつ築堤土量や貯水容量の減少が最小限
- 従来の堤体の占有領域内で施工が可能
- 堤体内の浸透抑制，地下水面の低下

砕・転圧盛土工法による堤体改修の特徴

- (1) 堤体安定に重要な役割をする法先部に効果的にせん断抵抗力を付加することができるので、耐震補強を行うのに適している
- (2) 既設堤体を残存したゾーニングなど多様なパターンが選択できる
- (3) 貯水池内に堆積した底泥土や、工事に伴って発生する掘削土を有効活用して所要の強度の築堤土を人工的に製造できるので、法面の急勾配化が可能で、かつ築堤土量や貯水容量の減少が最小限である
- (4) 築堤土を確保するための土取り場と底泥土等の廃棄処分のための土捨て場が不要であり、またこれらを確保するための自然破壊がない
- (5) 築堤土の搬入や捨て土の搬出に伴う運搬車両による交通公害(騒音・排気ガス・渋滞)がないなど、周辺環境の悪化がない
- (6) 以上の結果として、底泥土の除去処分と堤体改修が同時に達成でき効率的で、かつ経済的である
- (7) 築堤土はすべて内部調達できるので、地震による災害や集中豪雨による災害の緊急復旧工法としても優れている

4. 2 補強土工法による耐災対策事例

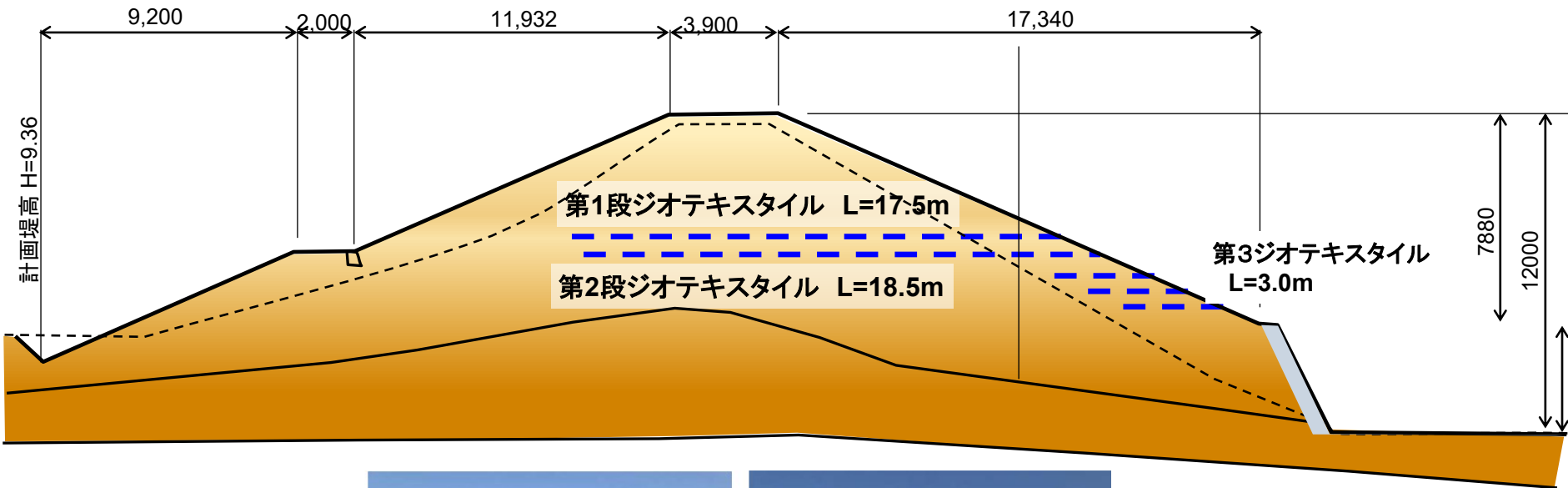
補強工法による堤体補強事例1



■ 経緯

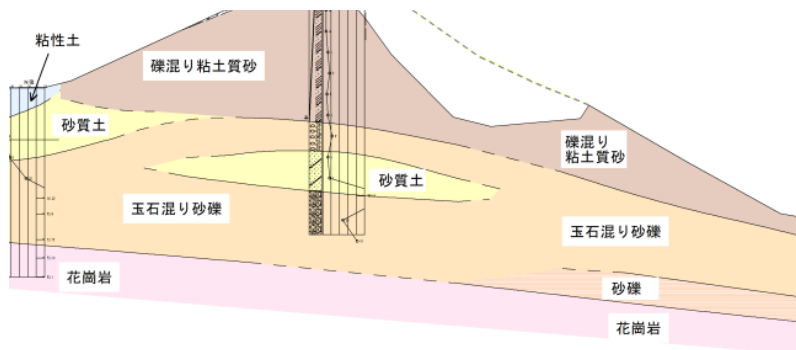
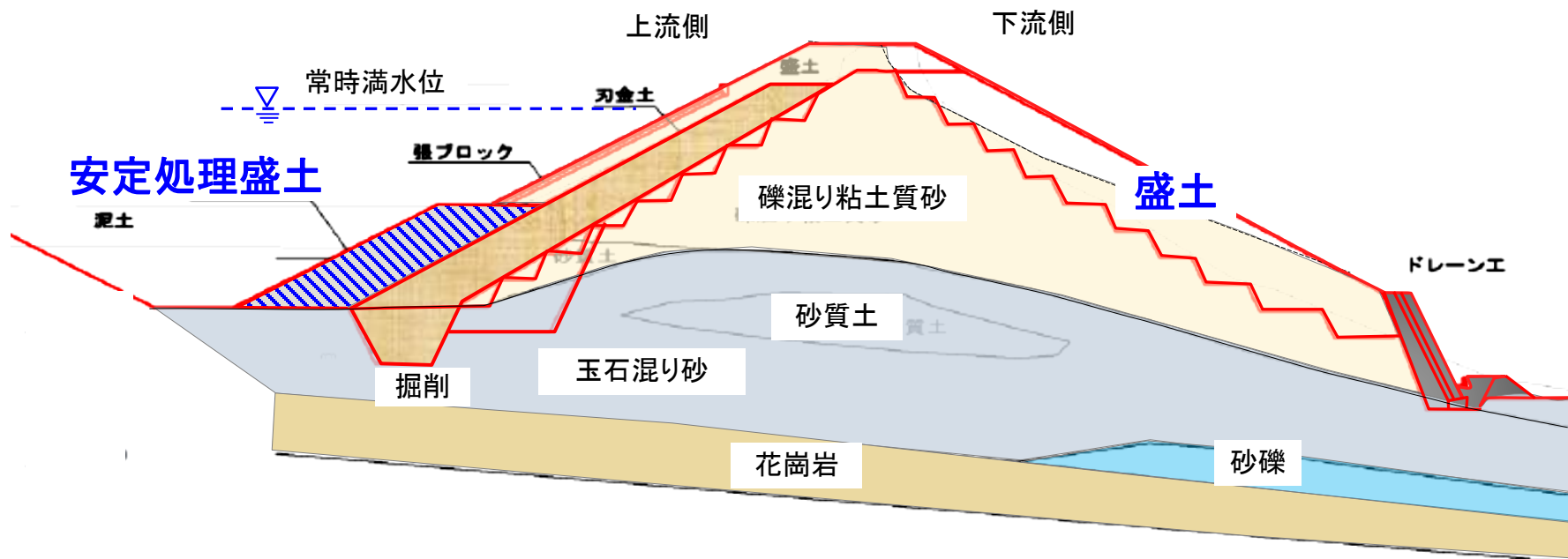
- 2018年7月西日本豪雨によりため池のり面の一部が崩壊し、補強土で災害復旧
- 用地境界の制約があり急勾配化が必要する必要があった。
- 基礎地盤の支持力不足が懸念されたことより補強土壁ではなく補強盛土が採用された。

補強土工法による堤体補強事例2



兵庫県 洲本土地改良事務所
農村地域防災減災事業 高島池改修工事

押さえ盛土に固化処理土を用いた補強事例3

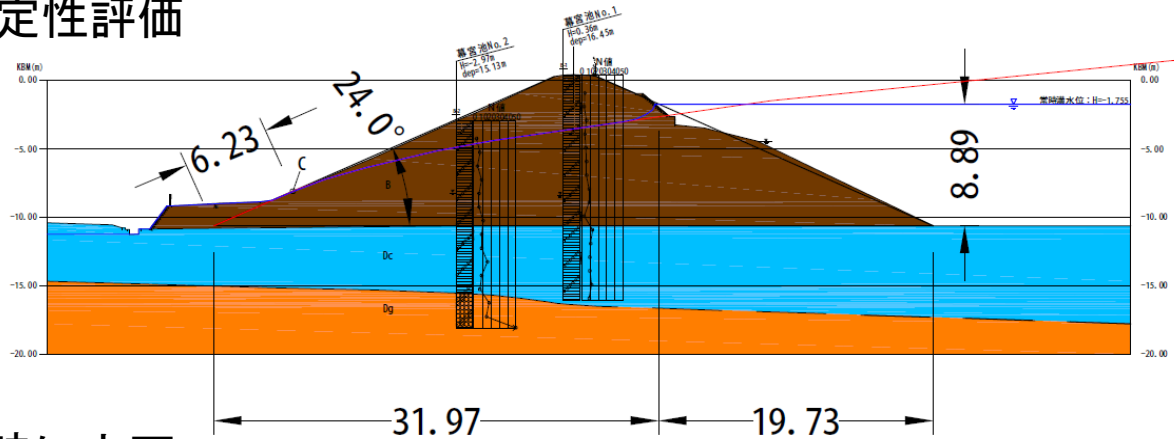


広島県大豆池: 提高 15 m、堤頂長 44 mの均一型構造を有する谷池

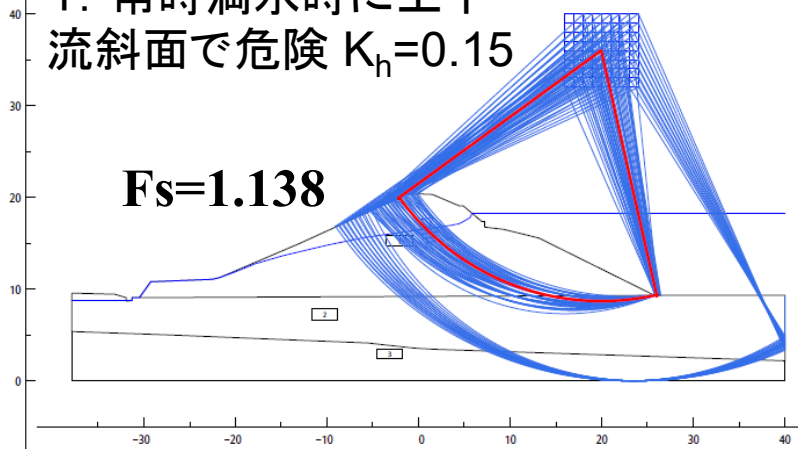
地盤改良と補強土工法による補強事例4

均一型、堤高10.390m、堤長100m、計画貯水量60,300m³、1716年築造

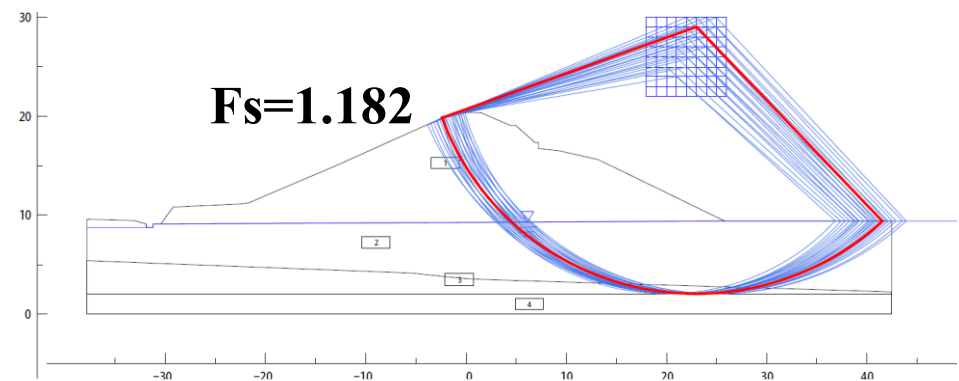
●改修前の安定性評価



1. 常時満水時に上下流斜面で危険 $K_h=0.15$

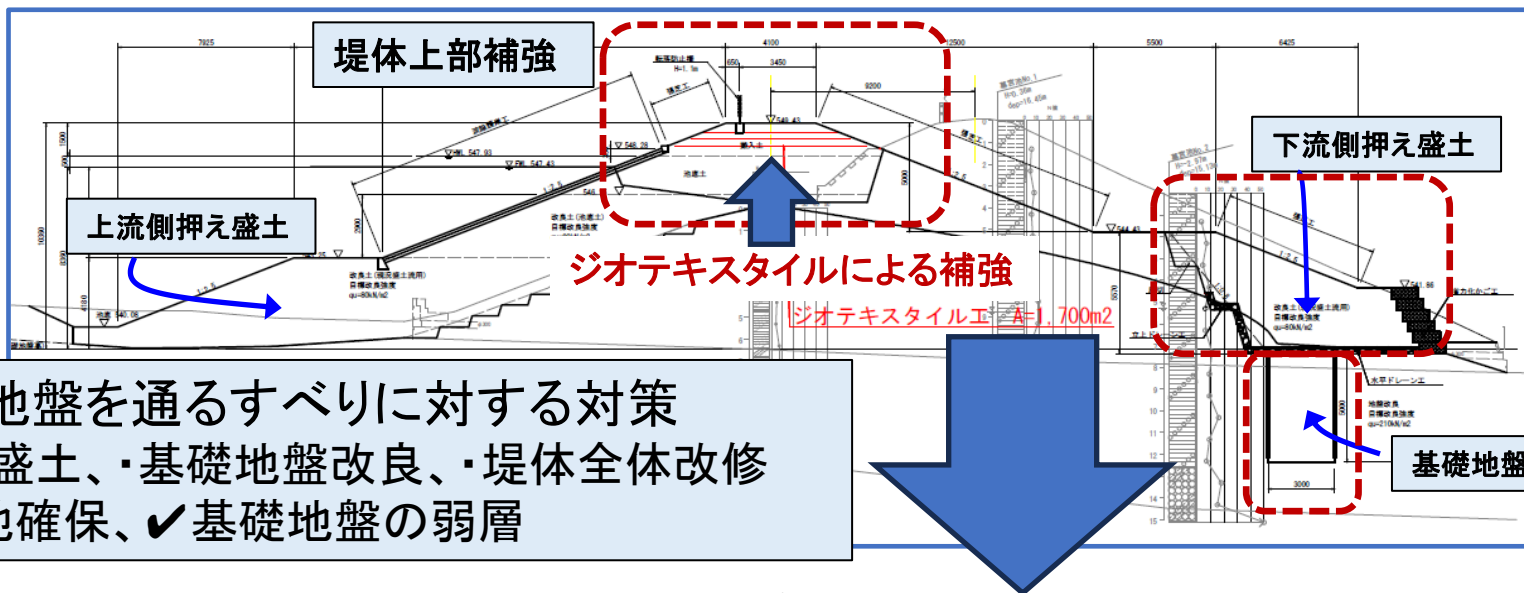


2. 空虚時に上流斜面で危険 $K_h=0.15$

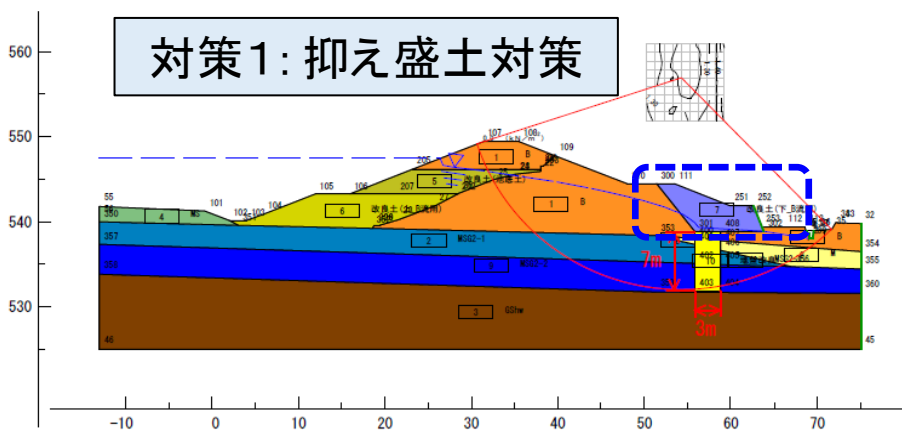


検討ケース	許容安全率 F_{sa}	設計水平 震度 k_h	計算 斜面	最小安全率 F_{amin}	判定
					OK: $F_{amin} \geq F_{sa}$ NG: $F_{amin} < F_{sa}$
常時満水位時		0.150	上流側	1.138	NG
			下流側	1.057	NG
堤体内水位=池底		0.150	上流側	1.182	NG
			下流側	1.306	OK

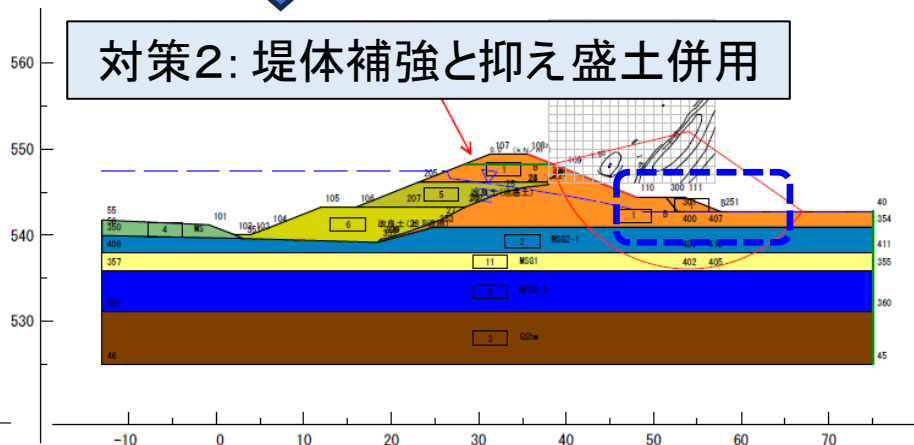
天端のジオテキスタイルによる補強と基礎地盤改良



基礎地盤を通るすべりに対する対策
 ・押え盛土、・基礎地盤改良、・堤体全体改修
 ✓用地確保、✓基礎地盤の弱層



- 押さえ盛土の用地が確保できない場合は基礎地盤の改良が必要となる



- 堤体上部の補強によって抑え盛土を改良体として範囲を縮小

4.3 ダム規模の補強土工法による 耐災対策事例

東京都村山下貯水池(多摩湖)の下村山ダムの耐震補強工事

- 常時にはすべての水位条件で安全率が1.2以上
- 地震時には, 上流面で最低水位・水位急低下時に, 下流面ではすべての水位条件で安全率1.2を下回る。

補強前

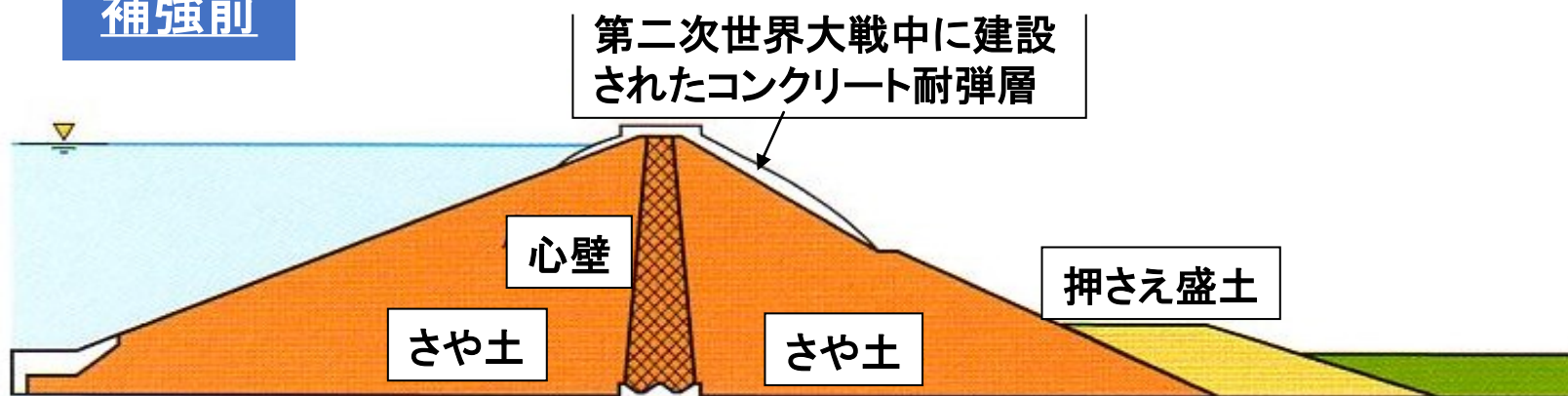


表-3 既設堤体の安定計算結果 (震度法)

貯水位条件	地震係数	地震時		常時	
		上流面	下流面	上流面	下流面
満水位時 (WL.103.411)	0.2	1.34	0.81	3.43	1.31
中間水位時	0.2	1.20	0.99	2.39	1.59
最低水位時 (WL.85.411)	0.2	1.17	1.07	2.04	1.72
水位急低下時	0.1	1.15	—	1.55	—

東京都村山下貯水池(多摩湖)の下村山ダムの耐震補強工事

堤高: 34.5m、堤長: 610m、貯水量: 1208千m³

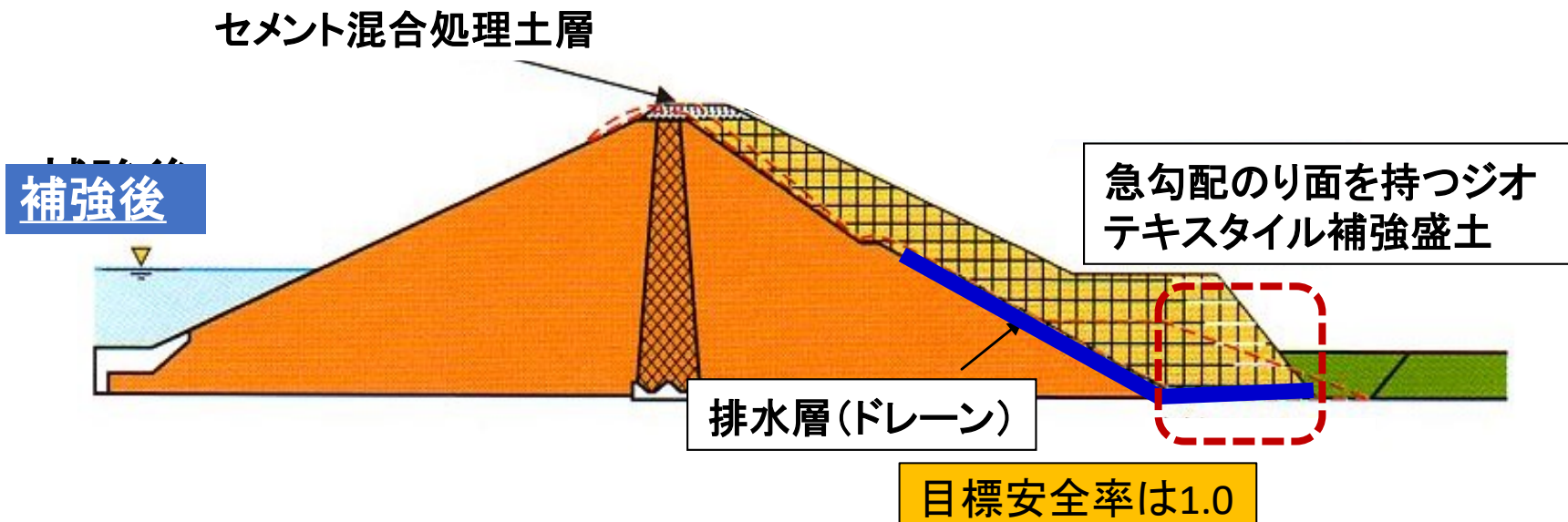


表-6.8.2 動的解析による耐震性照査結果(すべり安全率)

地震動レベル	耐震性の評価基準	対象地震動	最小すべり安全率	耐震性照査結果
レベル1	すべり安全率 1.0 以上	安政江戸地震	1.43	すべりは発生せず、耐震性の評価基準を満足する
レベル2	全体破壊につながるようなすべりは許容しない	南関東地震	1.07	
		立川断層地震	1.12	

東京都村山下貯水池(多摩湖)の下村山ダム

天端のセメント混合処理盛土



地震時の変形量の検討手法

1. 残留変形量は、地震時の繰返し変形による**剛性低下**を累積損傷度理論で評価
2. 低下した剛性を用いて**自重解析**を行い堤体変形量を求める

表-6.8.3 動的解析による耐震性照査結果（残留変形量）

地震動レベル	耐震性の評価基準	対象地震動	天端の沈下量 (沈下後の天端標高)	耐震性照査結果
レベル 1	補修を必要としない程度の沈下は許容する	安政江戸地震	24.5cm (TP. 106.755m)	沈下量は補修を必要としない程度であり、耐震性の評価基準を満足する
レベル 2	軽微な補修で対応可能な程度の沈下は許容する	南関東地震	32.0cm (TP. 106.680m)	
		立川断層地震	27.0cm (TP. 106.730m)	

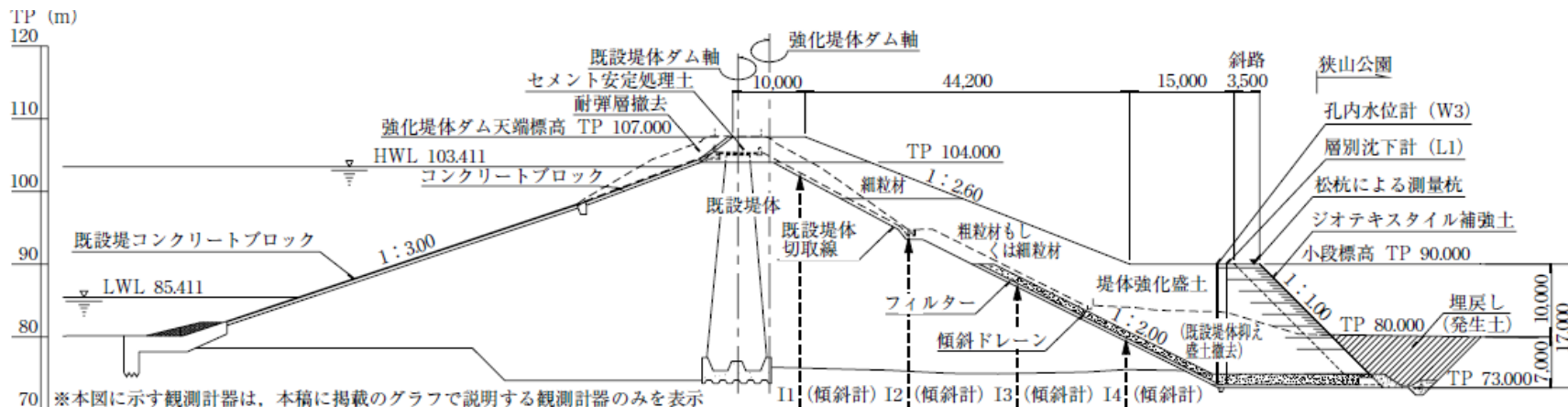
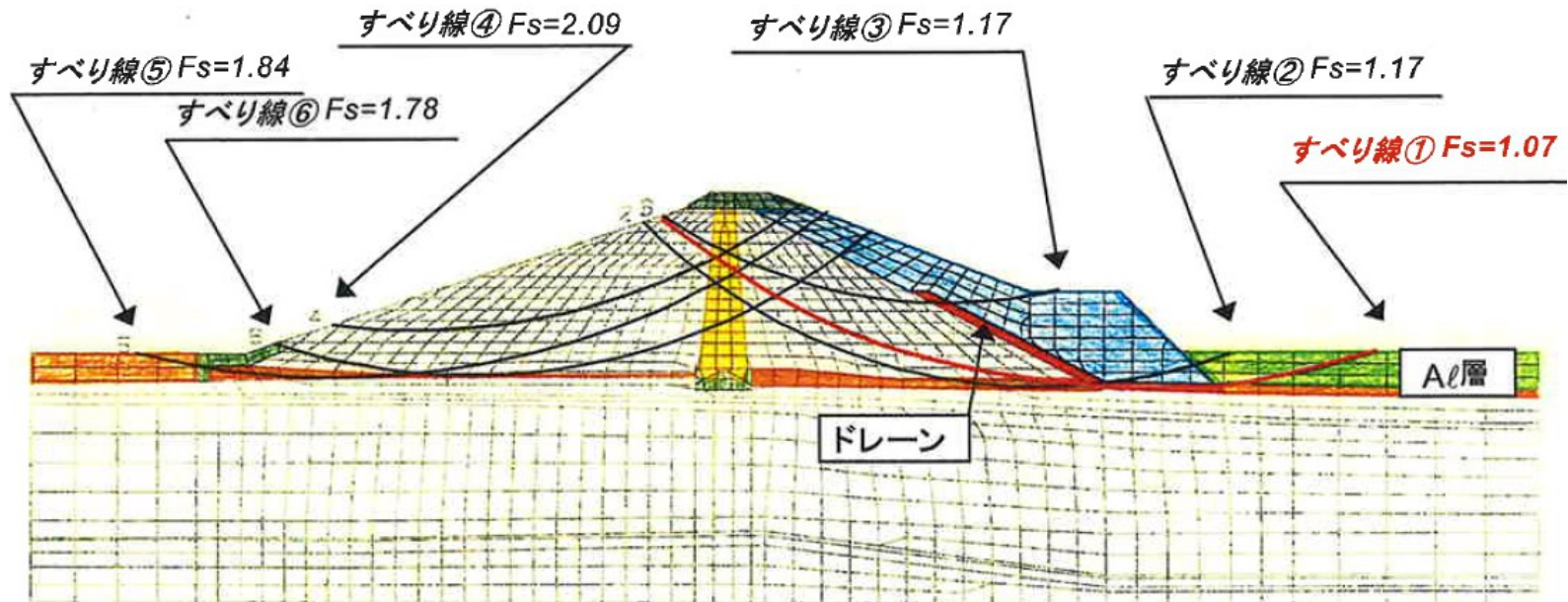


表-6.1 動的解析による耐震性の評価基準

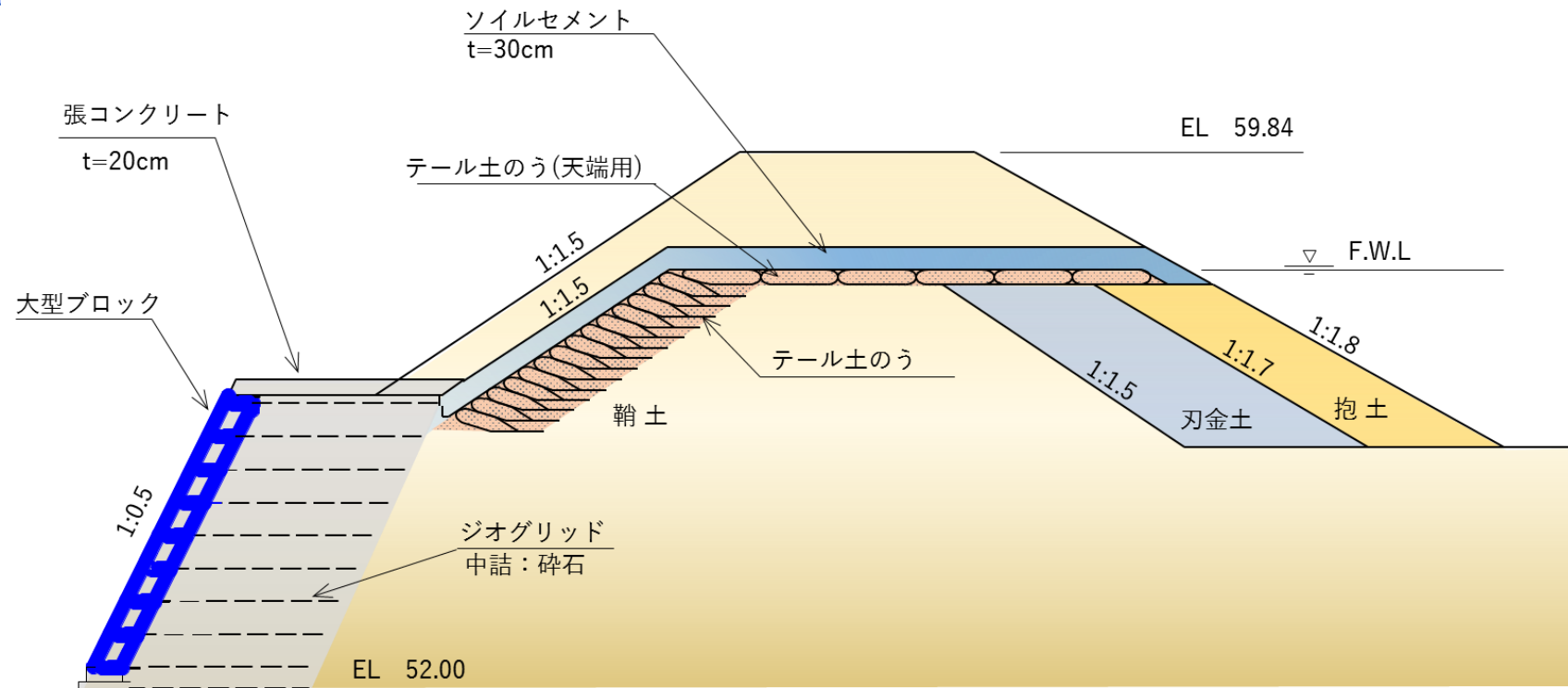
	レベル 1	レベル 2
すべり安全率	すべり安全率を 1.0 以上とする。	全体破壊につながるようなすべりは許容しない。
残留変形量	補修を必要としない程度の沈下は許容する。	軽微な補修で対応可能な程度の沈下は許容する。



(b) 南関東地震

4. 4 補強土工法による耐災対策事例

補強土工法による堤体の補強事例



石川県の平田池

- 小段下の法面は表層部にブロックを配置しジオグリッドと碎石を積層して堤体の法先部の強度増加と排水性改善
- 上段部分はテールがついた特殊な大型土嚢を傾斜積層する越流許容型の堤体構造を採用し、ソイルセメントで被覆して土嚢材の紫外線劣化を防止
- 補強土工法の適用によって、堤体のすべりに対する安全性が向上するとともに、浸潤面の低下、耐越流性能の向上を実現している

補強土工法による堤体の補強事例

特殊な大型土のうによる築堤



約600個の重さ200kgの大型土嚢を隙間なく敷き並べる。

平田池の復旧改修完了



平田池の完成直後の全景（2008年5月）



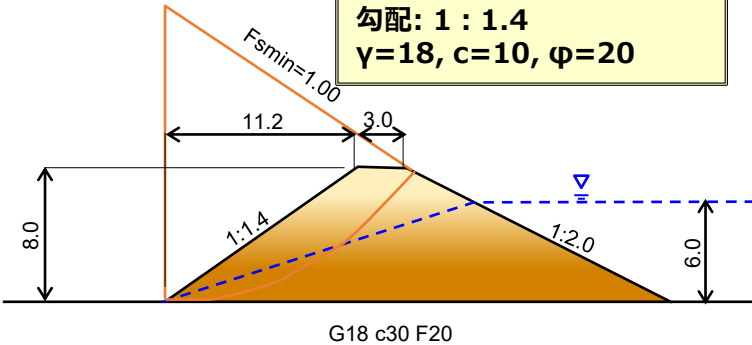
14年後のソイルセメント被覆の
洪水吐（2022年12月）



- 下流斜面部を補強土工法で強化復旧
- 洪水吐水路部分は斜面部も含めてテールに補強材を設けた大型土嚢を用いて越流と地震に対する強化
- 土嚢部分はソイルセメントで被覆して紫外線劣化を防止

補強方法の効果算定と工事費と施工日数の比較

地震時安全率: $F_s=1.00$
 堤体高さ: $H=8\text{m}$
 勾配: $1:1.4$
 $\gamma=18, c=10, \phi=20$



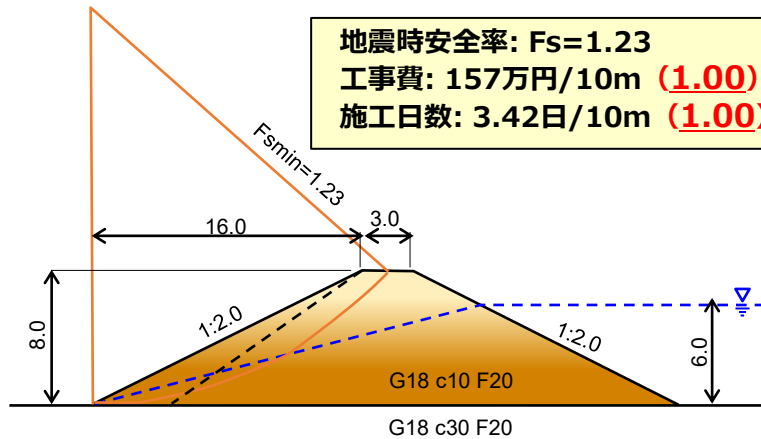
既設堤体例: 安全率1.00に設定

地震時安全率1.0のため池堤体を安全率1.2に耐震強化する場合の比較

- 押さえ盛土工法: 前面に4.8m用地確保が必要
- 補強土工法: 前面に1mの用地確保が必要
- 抑え盛土工法と比較して補強土工法は
 ✓工事費で32%減、 ✓日数で14%減

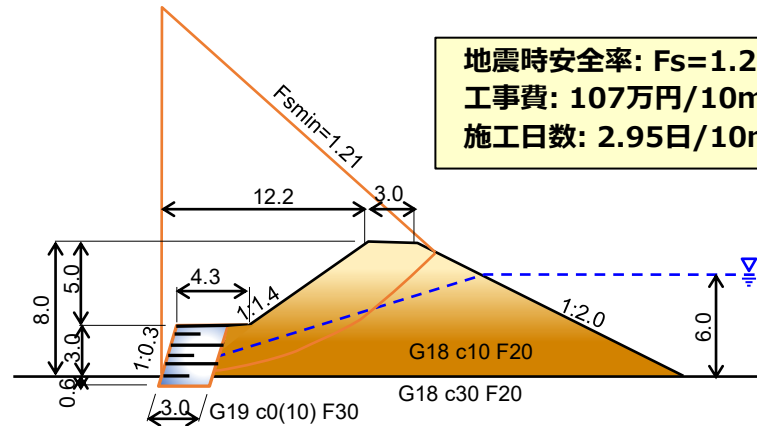
*用地費用は暫定的に(財)資産評価システム研究センターから掲示されている土地の全国平均評価額(山林)の価格1.6万円/m²を採用して工事費を算出

地震時安全率: $F_s=1.23$
 工事費: 157万円/10m (1.00)
 施工日数: 3.42日/10m (1.00)



のり面に押さえ盛土を設置する補強案: 安全率1.23に改善

地震時安全率: $F_s=1.21$
 工事費: 107万円/10m (0.68)
 施工日数: 2.95日/10m (0.86)



のり面に補強土工法による盛土を設置する補強案: 安全率1.21に改善

地盤改良による堤体補強と課題 まとめ

1. **固化処理ゾーンのひび割れ**
 - ・ 静的な地盤変形の考慮とともに地震時の挙動（堤体内の損傷）は重要
2. **強度のばらつき**
 - ・ 素材のバラツキ（有機物混じりなど）や施工上の**バラツキ**など**明確な指標**が必要
3. **締固め目標の設定と施工管理**
 - ・ 締固めエネルギー、含水比、飽和度での管理がベースになる
 - ・ 改良体の水和反応で消費される土中水や、その結果生じる土の強度の変化と安定性（土粒子間サクシヨンの関係）？
4. **要求性能としての強度**
 - ・ 強度の考え方については、今一度整理が必要。
 - ・ 現場管理的な一軸圧縮強度から $C=qu/2$ のみを期待する方法や内部摩擦角 ϕ と粘着力 C の扱いなど、**設計方法との関連**で検討すべき
5. **固化処理ゾーンと旧堤体との境界部の安全性**
 - ・ **両者の剛性と強度、レイアウトなどの影響**を慎重に見極める必要がある
6. **長期特性（中性化などに伴う劣化）**
 - ・ **長期安定性**、劣化などはデータを蓄積する必要がある。
7. **水質への影響**
 - ・ 材料の選定によって対応できそう。ただ、明確な規定を設けてデータの蓄積は必要

- 中小規模のため池堤体の耐災性能向上に有効な技術
- 耐震補強に向けた部分改修などの技術への展開が期待される

部分改修による 補強について

1. 中小規模ため池の耐震性の評価

- 堤高10m以下の中小規模ため池のレベル2地震に対する耐震性評価はどうか
- 堤高数mのため池でもレベル2地震に対する耐震性評価が必要な場合がある
- NewmarkD法を用いて実施することも可能=>堤体の強度の求め方は検討の余地がある
- 膨大な数のため池を対象とすることになる
=>規模に応じて詳細法と簡易法を使い分ける

2. 対策方法

- 中小規模のため池の対策方法=>全面改修が理想的だが
- 膨大な数を対象とする場合
=>部分改修を極力多くのため池に実施して壊滅的な決壊を防止
→安全な避難を可能に
=>段階的に対策をレベルアップ→全面改修と同等以上に補強
- 地域の減災力は毎年向上し最終的にはため池の目標の実現に到達

END



ありがとうございました

補強土工法で改修した平田池



大型土嚢による試験ため池堤体



SERID研究会「技術講演会」
2023年11月17日

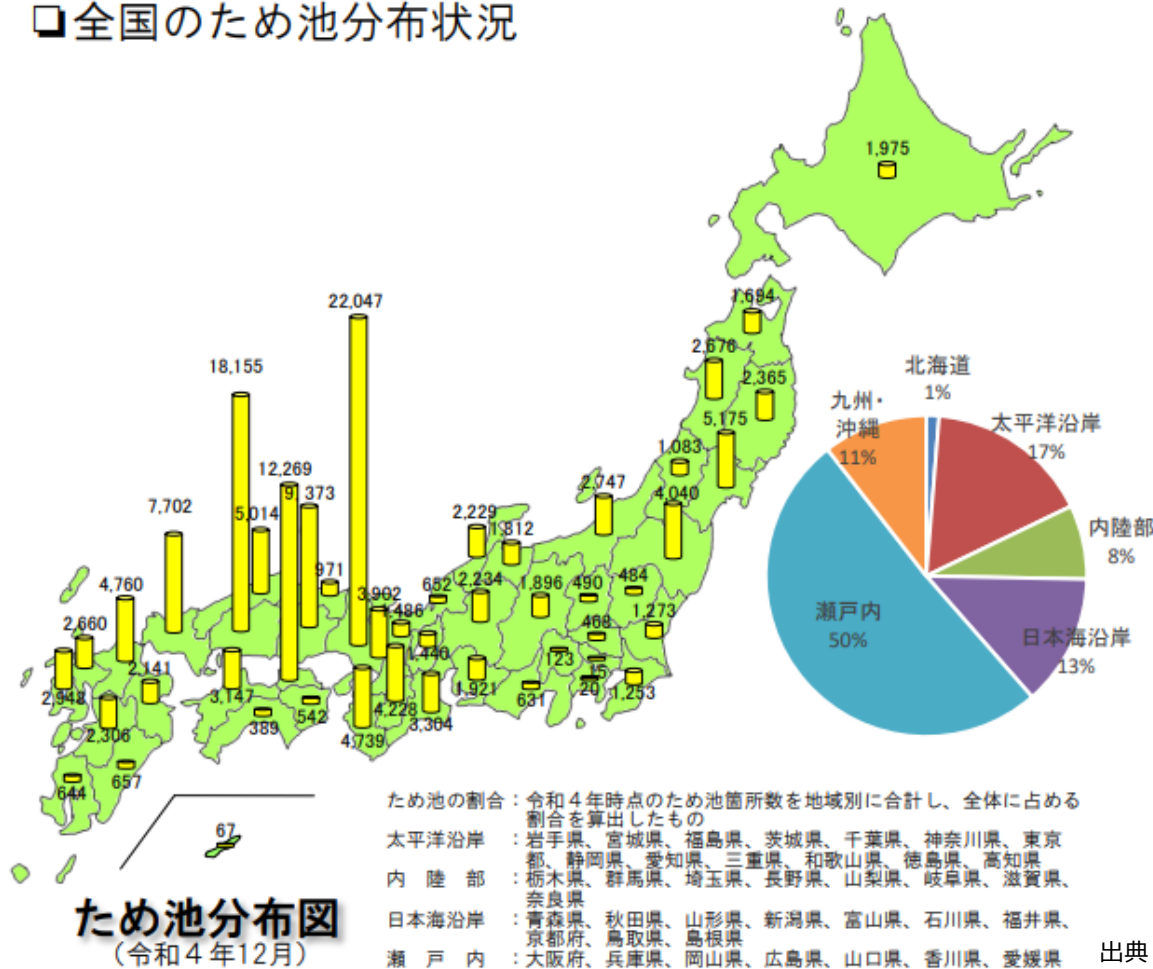
最新のため池等の 耐震診断法の適用区分について

農研機構 農村工学研究部門
施設工学研究領域 施設整備グループ
泉 明良

ため池の分布

西日本を中心にため池は多く存在し、全国的で約15万箇所のため池がある。

全国のため池分布状況



ため池分布図
(令和4年12月)

箇所数順					
1	兵庫県	22,047	25	愛知県	1,921
2	広島県	18,155	26	長野県	1,896
3	香川県	12,269	27	富山県	1,812
4	岡山県	9,373	28	青森県	1,694
5	山口県	7,702	29	京都府	1,486
6	宮城県	5,175	30	滋賀県	1,440
7	島根県	5,014	31	茨城県	1,273
8	福岡県	4,760	32	千葉県	1,253
9	和歌山県	4,739	33	山形県	1,083
10	奈良県	4,228	34	鳥取県	971
11	福島県	4,040	35	宮崎県	657
12	大阪府	3,902	36	福井県	652
13	三重県	3,304	37	鹿児島県	644
14	愛媛県	3,147	38	静岡県	631
15	長崎県	2,948	39	徳島県	542
16	新潟県	2,747	40	群馬県	490
17	秋田県	2,676	41	栃木県	484
18	佐賀県	2,660	42	埼玉県	468
19	岩手県	2,365	43	高知県	389
20	熊本県	2,306	44	山梨県	123
21	岐阜県	2,234	45	沖縄県	67
22	石川県	2,229	46	神奈川県	20
23	大分県	2,141	47	東京都	15
24	北海道	1,979			152,151

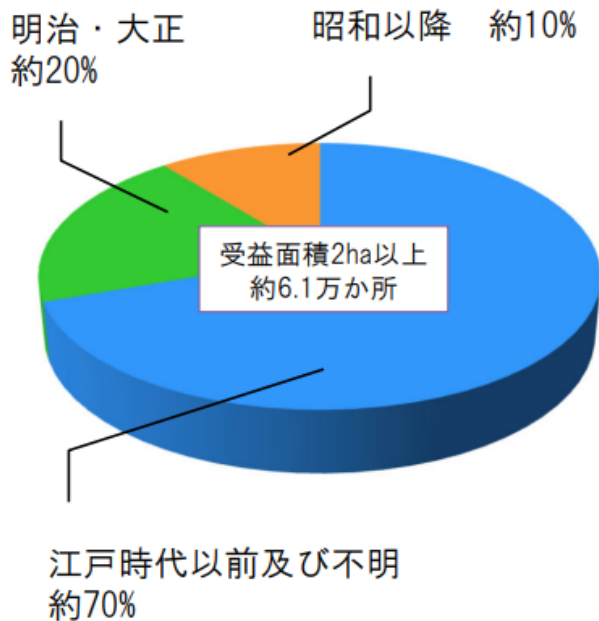
(防災課調べ 令和4年12月)

出典：農林水産省、ため池とは
https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_sai_gai/b_tameike/attach/pdf/index-7.pdf

ため池の歴史と昔の築堤方法

- ため池の約7割は江戸時代以前に築堤。
- 江戸時代の地方行政の手引書を記した「地方書（じかたしょ）」に築堤方法が記載されている。
- ため池堤体の材料：よく練った質の良い真土（まつち）（工作に適した良質な土壌）
- ため池堤体の締固め方法：よく練った真土を厚さ二～三尺（30～60cm）ごとに築立（ついた）てる

ため池の築造年代



口ため池の歴史

狭山池古地図

（西暦616年頃築造 大阪府大阪狭山市）



昔の工事の様子



満濃池の江戸時代の工事の様子

（満濃池地堅之図）



工事に使われた道具



出典：農林水産省、ため池の歴史

https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/attach/pdf/index-116.pdf

防災重点農業用ため池

防災重点農業用ため池：
決壊した場合の浸水区域に家屋や公共施設等が存在し、人的被害を与えるおそれのあるため池

現在は、全国に防災重点農業用ため池は約54,000箇所。

防災重点農業用ため池は令和2年10月より施行されている「防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法」により防災工事や廃止工事が推進されている。

都道府県名	箇所数
北海道	126
青森県	415
岩手県	868
宮城県	519
秋田県	1,018
山形県	370
福島県	1,414
茨城県	36
栃木県	218
群馬県	191
埼玉県	244
千葉県	387
東京都	7
神奈川県	2
山梨県	89
長野県	670
静岡県	450
新潟県	653
富山県	559
石川県	1,195
福井県	381
岐阜県	1,399
愛知県	1,035
三重県	1,566

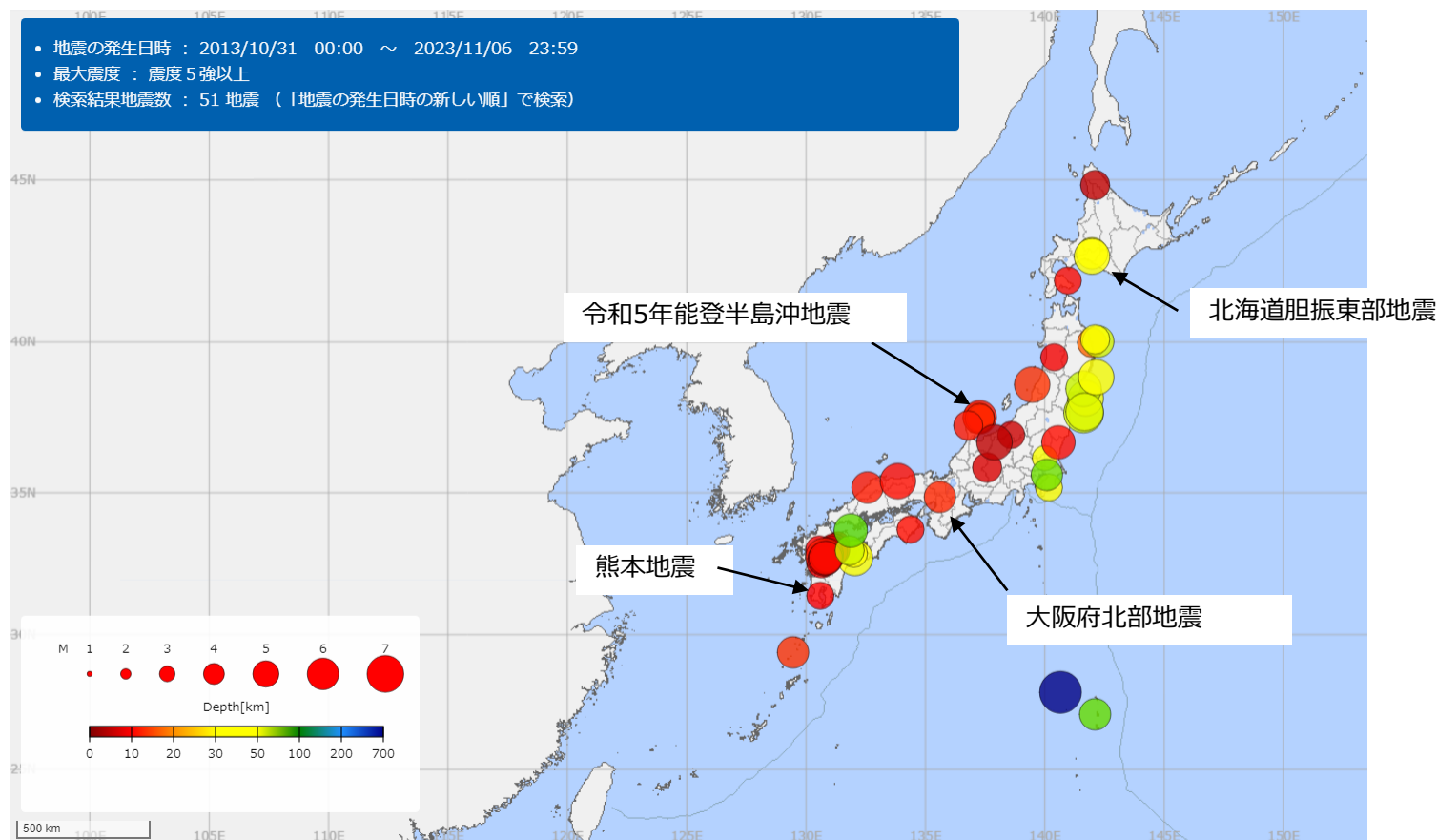
都道府県名	箇所数
滋賀県	527
京都府	612
大阪府	3,178
兵庫県	5,972
奈良県	964
和歌山県	1,953
鳥取県	315
島根県	1,305
岡山県	4,105
広島県	6,846
山口県	1,320
徳島県	362
香川県	3,049
愛媛県	1,755
高知県	222
福岡県	3,560
佐賀県	1,419
長崎県	718
熊本県	873
大分県	1,042
宮崎県	410
鹿児島県	245
沖縄県	46
合計	54,610

出典：農林水産省、防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法（令和2年法律第56号）について
https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_ta/meike/koujitokusohou.html

※令和3年7月末現在。
 ※大阪府及び広島県は令和3年度中に追加で指定される見込みのため池を含む。

ため池の被害事例～地震～

- 2013年～2023年の10年間の震度5強以上の地震は51回発生している。
- 地震により天端の亀裂発生、天端沈下、小規模な崩壊が発生している。
- 想定し得る巨大地震に対して耐震診断を実施し、防災工事を実施することが重要。



出典：気象庁、震度データベース検索、
<https://www.data.jma.go.jp/eqdb/data/shindo/index.html>

防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法

- ・令和2年10月より「防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法」が施行。
- ・防災重点農業用ため池の見直しにより大幅に増加した防災重点農業用ため池の防災工事等を推進。
- ・この法律で指定された防災重点農業用ため池の集中的かつ計画的な防災工事等を推進
- ・令和12年度末までの時限措置。

・遠隔監視体制の整備

- ・地震・豪雨耐性の向上
- ・廃止工事

災害時のため池の決壊を防止するための防災工事

- ・「ため池整備指針」に沿った安定性評価

劣化状況評価を実施し決壊の危険性を評価

地震・豪雨耐性評価を実施し、災害時のため池の決壊の危険性を評価

・江戸時代以前築堤が7割

防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法

都道府県HPでため池防災工事等推進計画が公開されている

	改修工事	廃止工事	合計
北海道	34	4	38
青森県	28	18	46
岩手県	42	13	55
宮城県	46	37	83
山形県	37	27	64
福島県	121	22	143
茨城県	18	2	20
栃木県	1	1	2
群馬県	36	2	38
千葉県	24	0	24
東京都	2	0	2
神奈川県	0	0	0
新潟県	278	41	319
石川県	93	0	93
福井県	67	38	105
山梨県	61	0	61
長野県	13	33	46
岐阜県	130	63	193
愛知県	405	13	418
三重県	175	30	205
滋賀県	127	25	152
京都府	40	20	60

	改修工事	廃止工事	合計
大阪府	214	5	219
兵庫県	314	151	465
奈良県	47	6	53
和歌山県	173	66	239
鳥取県	46	35	81
島根県	64	63	127
岡山県	250	300	550
広島県	30	194	224
山口県			400
徳島県	16	11	27
香川県	271	138	409
愛媛県	196	42	238
高知県	21	8	29
福岡県	222	50	272
佐賀県	38	29	67
長崎県	192	6	198
熊本県	5	0	5
大分県	171	85	256
宮崎県	123	15	138
鹿児島県	111	19	130
合計	4282	1602	6294

令和5年11月1日時点 各都道府県HP調べ

ため池防災工事等推進計画～滋賀県の事例～

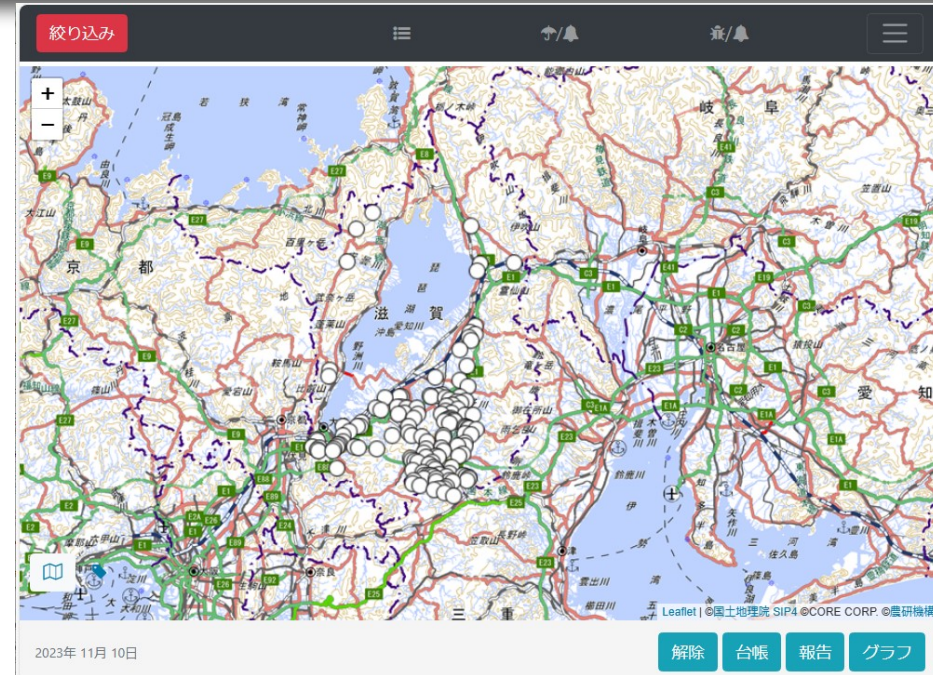
ため池が1,440箇所（令和4年12月時点）
 防災重点農業用ため池が527箇所あり、
 9割が県南部に位置する。

(1) 地震・豪雨耐性評価の推進計画

特措法期間内

前期（R3～R7）に評価：293箇所

後期（R8～R12）に評価：14箇所



(2) 地震・豪雨耐性評価を優先的に実施すべき要件

ため池位置図（ため池防災支援システム）

- ①災害対策基本法に規定する指定緊急避難場所もしくは指定避難所または病院、警察署、消防署等の防災活動の拠点となる施設であり防災重点農業用ため池の決壊により、その機能に支障が生じるおそれのあるものが浸水区域にかかる。
- ②緊急輸送を確保するため必要な道路であって、その機能に支障が生じるおそれのあるものが浸水区域にかかる。
- ③当該防災重点農業用ため池の貯水量が10万m³ かつ堤高が10m以上であること、または住宅が浸水想定区域のうち歩行不可能区域（水深50cm かつ流速1.0m/s 以上または、水深100cm かつ流速0.5m/s 以上の区域）にあること。

ため池防災工事等推進計画～滋賀県の事例～

(3) 防災工事

防災工事の推進計画

前期 (R3～R7) に評価：38箇所

後期 (R8～R12) に評価：89箇所

廃止工事の推進計画

前期 (R3～R7) に評価：5箇所

後期 (R8～R12) に評価：20箇所

(3) 防災工事の実施に当たっての配慮すべき事項

ア 文化財保護担当部局との調整

防災工事を実施するにあたっては、事前に埋蔵文化財包蔵地の所在状況を確認し、該当する場合は、時間的余裕をもって文化財保護法に基づく手続きを行う。

イ 環境担当部局との調整

絶滅危惧種などが生息・生育する防災重点農業用ため池について防災工事を実施する場合、土地改良事業設計指針「ため池整備」等を参考に環境との調和への配慮を適切に行う。

また、廃池に伴いため池周辺地域の生態系に影響を与える恐れがある場合は、必要に応じて環境配慮対策の検討を行い適切に対応する。

ウ その他

堤防等が道路・公園等として利用されている防災重点農業用ため池について防災工事を実施する場合、具体的な工事内容を検討する段階から、時間的余裕をもって県または市町の当該施設機能を所管する部局と協議・調整を行う。

・ 県南部にため池が集中しており、地震・豪雨耐性評価および対策工事の数も多くなることから、工期短縮やコスト縮減といった効率化および計画的な実施が必要不可欠。

耐震性能の設定と照査手順について

重要度区分AA種におけるレベル2地震動に対する耐震性能照査に当たっては、個々のため池の諸条件を十分考慮した上で、適切な方法により実施しなければならない。
(ため池整備指針抜粋)

重要度区分	区分の定義
AA種	①堤体下流に主要道路や鉄道、住宅地等があり、施設周辺の人命・財産やライフラインへの影響が極めて大きい施設 ②地域防災計画によって避難路に指定されている道路に離接するなど、避難・救護活動への影響が極めて大きい施設
A種	被災による影響が大きい施設
B種	AA種、A種以外の施設

AA種の設定を数値で定義することは難しいが、目安として

- ・ 中央防災会議等で震度6弱以上と推定される地域
- ・ 貯水量10万m³以上
- ・ 堤高10m以上
- ・ 強度低下が起きやすい

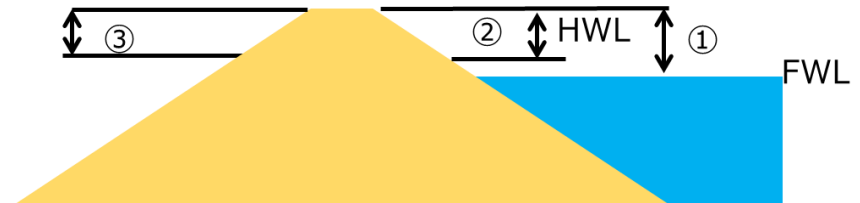
耐震性能の設定と照査手順について

重要度区分ごとの耐震性能はレベル1及びレベル2地震動に対して、耐震性能を保持することを基本とする。

重要度区分	耐震性能	
	レベル1地震動	レベル2地震動
AA種	健全性を損なわない	限定された損傷に留める (液状化対策工の評価を行う)
A種	健全性を損なわない (液状化対策工の評価を行う)	耐震設計を行わない
B種	耐震設計を行わない	耐震設計を行わない

レベル1地震動において、円形すべり面スライス法により安定計算を行い、許容安全率1.2を満足する

レベル2地震動において、安定計算によって算定される沈下量と許容沈下量を比較し、算定した沈下量が許容沈下量以下であれば耐震性能を満足する

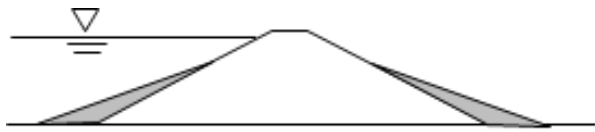


- ① 堤体と常時満水位との標高差
- ② 堤体と設計洪水水位との標高差
- ③ 1.0m

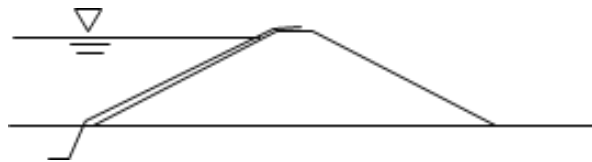
材料試験や安定計算の精度や基礎地盤の不確定要素に加え、下流への影響度等、個々のため池の事情を勘案し、適正に設定する必要がある。

防災工事の現状と課題

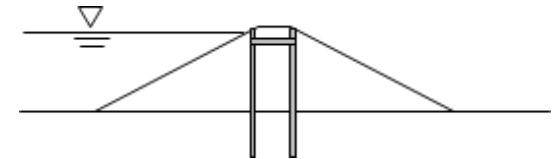
- 近年、良質な粘性土等が枯渇傾向にあり、従来多数採用されていた**押さえ盛土工法**や**前刃金土工法**による改修が困難なケースが増加している。
- 「ため池整備指針」には、表面遮水シート工法や地盤改良工法、矢板工法等が記載されているが、近年、新たな対策工法が各種開発されている状況にあり、遮水シートを用いた**ベントナイトシート工法**の採用が増加している。



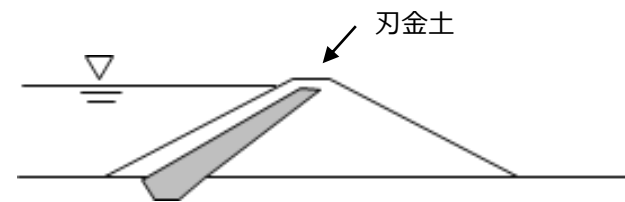
押さえ盛土工法



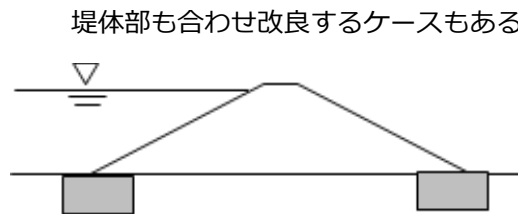
表面遮水シート工法



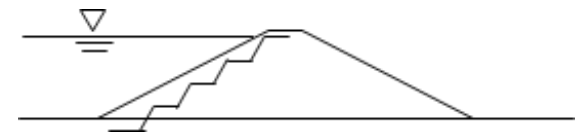
矢板工法



前刃金土工法



地盤改良工法



ベントナイトシート工法

- 新たな対策工法については設計・施工マニュアルの整備および施工実績が重要

防災工事の現状と課題

- ・立地・周辺環境や利用形態、ため池の形状等それぞれのため池で特徴が異なる
- ・施工上の制約条件により採用可能な工法が異なる
- ・技術開発により多種多様な対策工法が開発されており、各制約条件への対応や耐震性、コスト、工期等の評価およびマニュアルの整備が重要



L2地震動安定計算手法

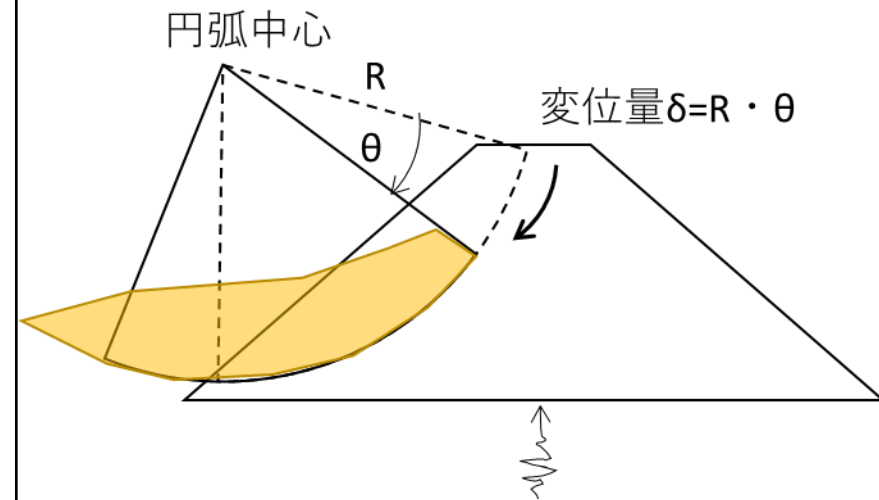
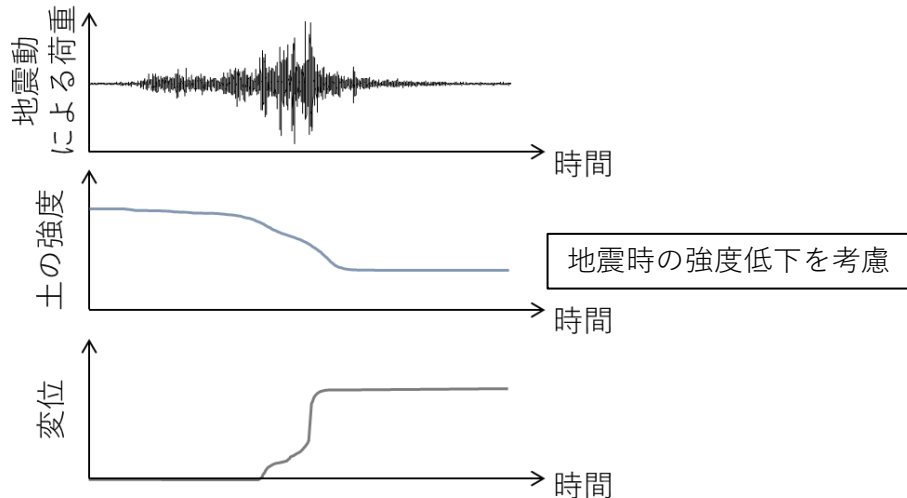
①動的応答解析（有限要素法）
ALID、FLIP、LIQCA

②塑性すべり解析
詳細ニューマークD法
SIPニューマークD法

堤体や基礎地盤の状況や採用した対策工法によっては動的応答解析と塑性すべり解析の両方で実施

ニューマークD法

地震動により強度低下を考慮しており，実際に地震時の堤体の変位量に近い結果が得られる。



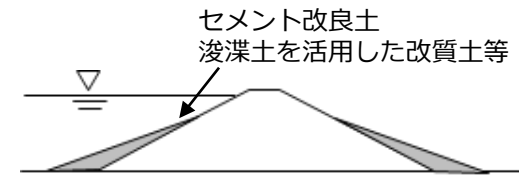
ニューマークD法の適用条件

- ・ 技術開発により新たな対策工法における地震時の強度低下の考慮の要否
- ・ 材料特性としてマニュアルへの記載
- ・ 解析条件および解析結果の妥当性の検証

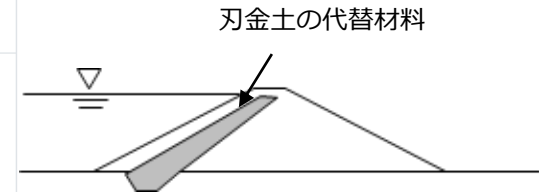
ニューマーク-D法の適用

詳細ニューマーク-D法およびSIPニューマーク-D法の適用上の一例

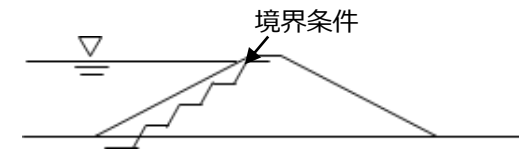
堤高	堤体の状況	適用する手法	必要な調査・試験	備考
H \geq 10m	堤体構造が複雑な場合	詳細ニューマーク-D法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 原位置試験 (PS検層、密度検層、標準貫入試験等) ・ コアサンプリング ・ 物理試験一式 ・ 締固め試験 ・ 詳細ニューマーク-D法適用に必要な室内土質試験一式 	
5m \leq H<10m		SIPニューマーク-D法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 原位置試験 (PS検層、密度検層、標準貫入試験等) ・ コアサンプリング ・ 物理試験一式 ・ 締固め試験 ・ 圧密非排水試験 	堤体の地層構成、地質モデルおよび強度低下モデルに適用する締固め度を含む土質特性等を把握すること。
H<5m	堤体構造が比較的単純な場合 (例えば、均一型等)	SIPニューマーク-D法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 原位置試験 (PS検層、密度検層、標準貫入試験等) ・ コアサンプリング ・ 物理試験一式 	



押さえ盛土工法



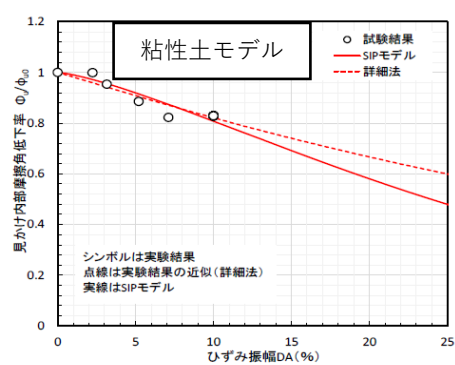
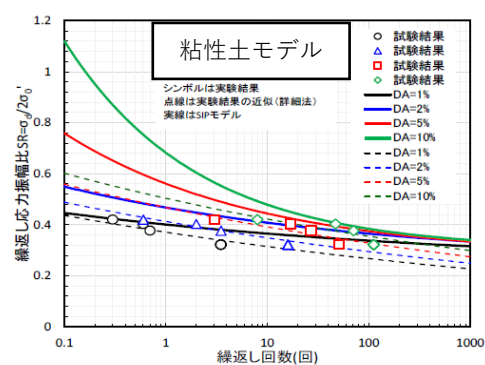
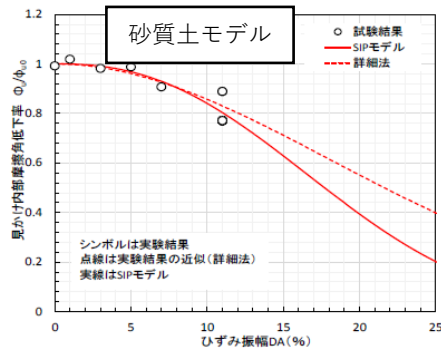
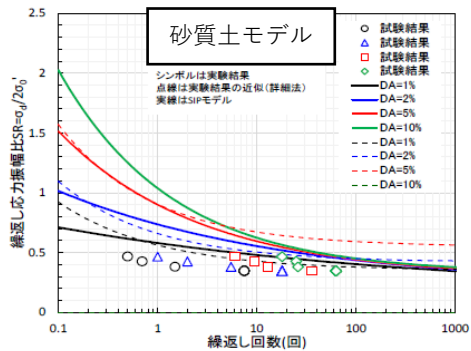
前刃金土工法



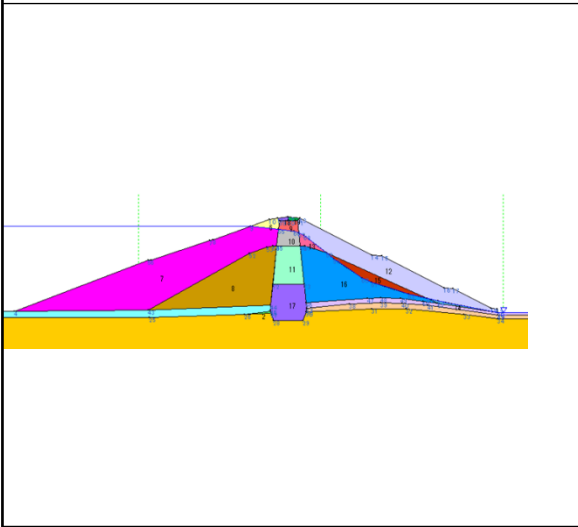
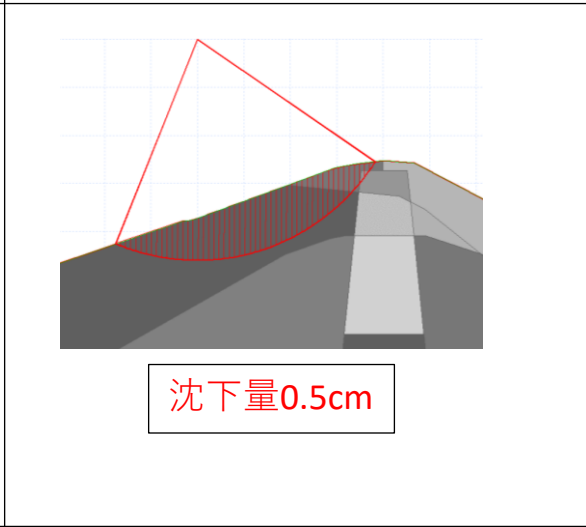
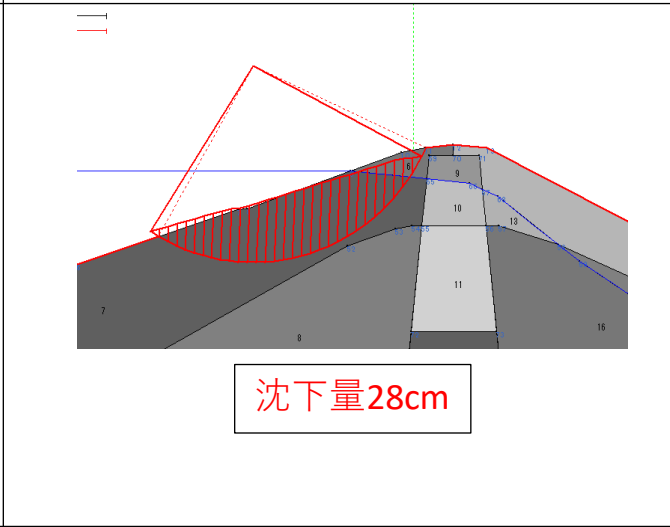
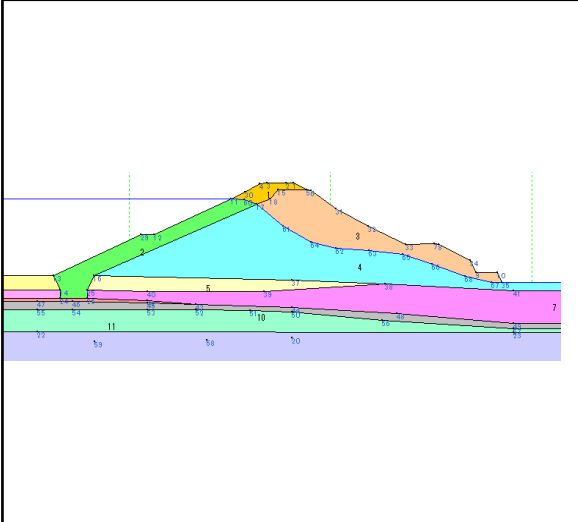
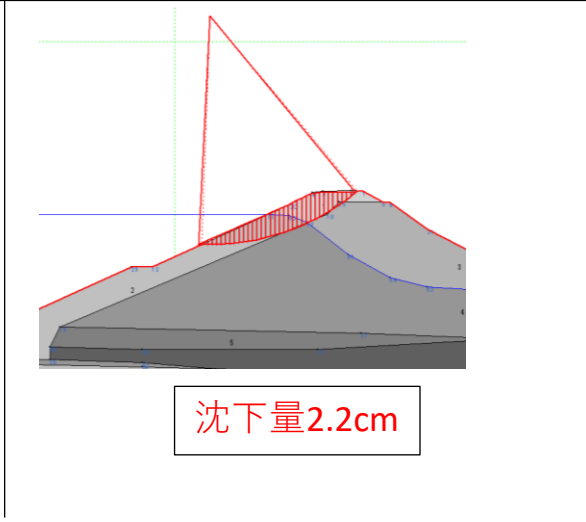
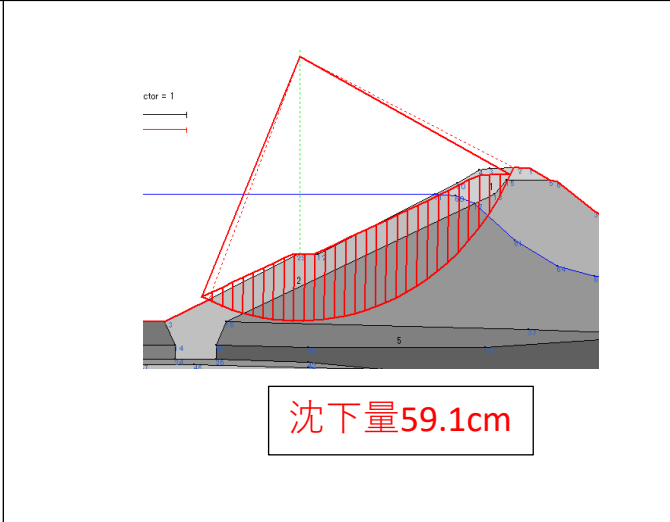
ベントナイトシート工法

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの違い

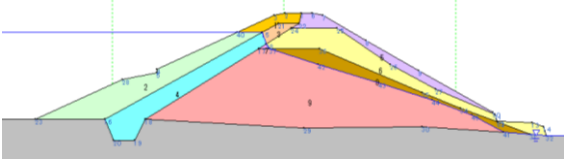
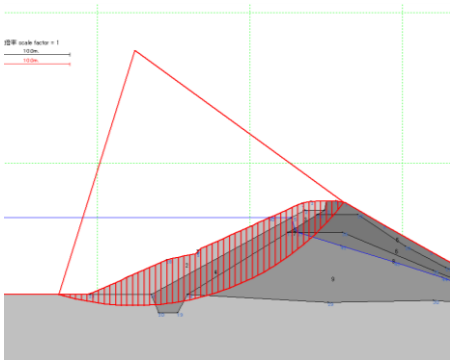
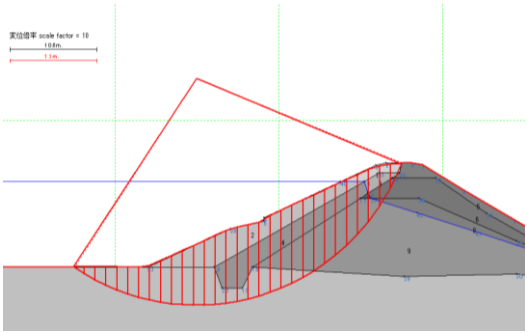
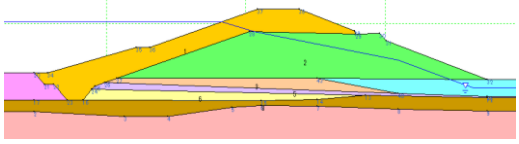
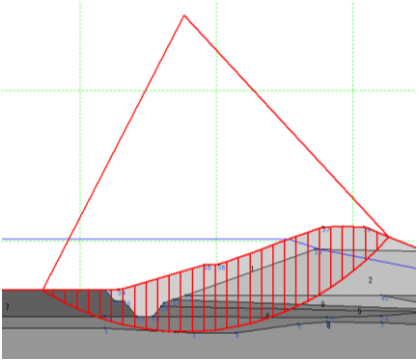
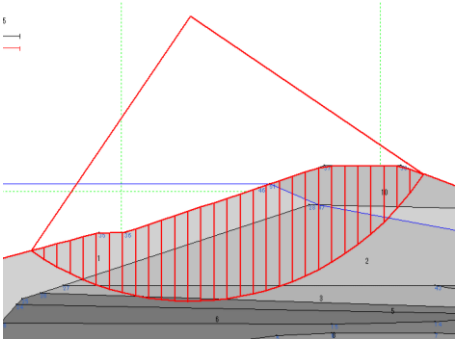
解析概要	詳細ニューマークD法	SIP-ニューマークD法 (SIP-NewD)
必要な調査試験	ボーリング調査、一般的な土質試験、繰返し三軸試験、繰り返し三軸試験後の静的載荷試験	ボーリング調査、一般的な土質試験
強度低下の算定	繰返し三軸試験	一般的な土質試験結果127試料から強度低下を推定。推定モデルは礫質土、砂質土、粘性土。
地震動に対する堤体内応答	等価線形解析等の動的応答解析 (FEM)	修正震度法等に基づき、堤体内地震増幅率分布を推定。
留意事項	レベル2耐震診断に使用されている。任意の断面、解析範囲を設定可能。	任意の断面、解析範囲を設定可能。ただし、堤体構造が比較的単純で、応答特性が複雑でないもの。火山灰土等の特殊土の場合、推定モデルが適用できるか検証が必要。



詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果比較

ため池形状	詳細診断	SIP-NewD
	 <p style="text-align: center;">沈下量0.5cm</p>	 <p style="text-align: center;">沈下量28cm</p>
	 <p style="text-align: center;">沈下量2.2cm</p>	 <p style="text-align: center;">沈下量59.1cm</p>

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果比較

ため池形状	詳細診断	SIP-NewD
	 <p data-bbox="807 685 1020 749">沈下量0cm</p>	 <p data-bbox="1425 685 1657 749">沈下量1.7cm</p>
	 <p data-bbox="807 1206 1020 1270">沈下量0cm</p>	 <p data-bbox="1425 1206 1657 1270">沈下量0.1cm</p>

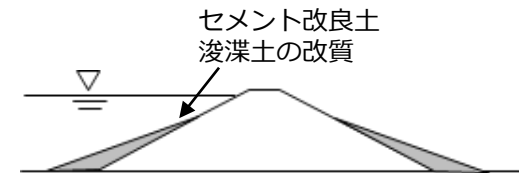
SIP-NewDの適用条件

- ・堤体構造が比較的**単純**で、応答特性が**複雑でない**ものの検証（解析実施前の判断）
- ・詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果のデータ蓄積、精度検証
- ・強度低下モデルの適用条件

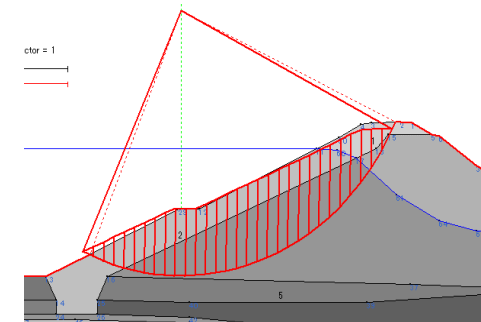
ニューマーク-D法の適用

詳細ニューマーク-D法およびSIPニューマーク-D法の適用上の一例

堤高	堤体の状況	適用する手法	必要な調査・試験	備考
$H \geq 10\text{m}$	堤体構造が複雑な場合	詳細ニューマーク-D法	<ul style="list-style-type: none"> ・原位置試験 (PS検層、密度検層、標準貫入試験等) ・コアサンプリング ・物理試験一式 ・締固め試験 ・詳細ニューマーク-D法適用に必要な室内土質試験一式 	
		詳細ニューマーク-D法		
$5\text{m} \leq H < 10\text{m}$	堤体構造が比較的単純な場合 (例えば、均一型等)	SIPニューマーク-D法	<ul style="list-style-type: none"> ・原位置試験 (PS検層、密度検層、標準貫入試験等) ・コアサンプリング ・物理試験一式 ・締固め試験 ・圧密非排水試験 	堤体の地層構成、地質モデルおよび強度低下モデルに適用する締固め度を含む土質特性等を把握すること。
$H < 5\text{m}$		SIPニューマーク-D法	<ul style="list-style-type: none"> ・原位置試験 (PS検層、密度検層、標準貫入試験等) ・コアサンプリング ・物理試験一式 	

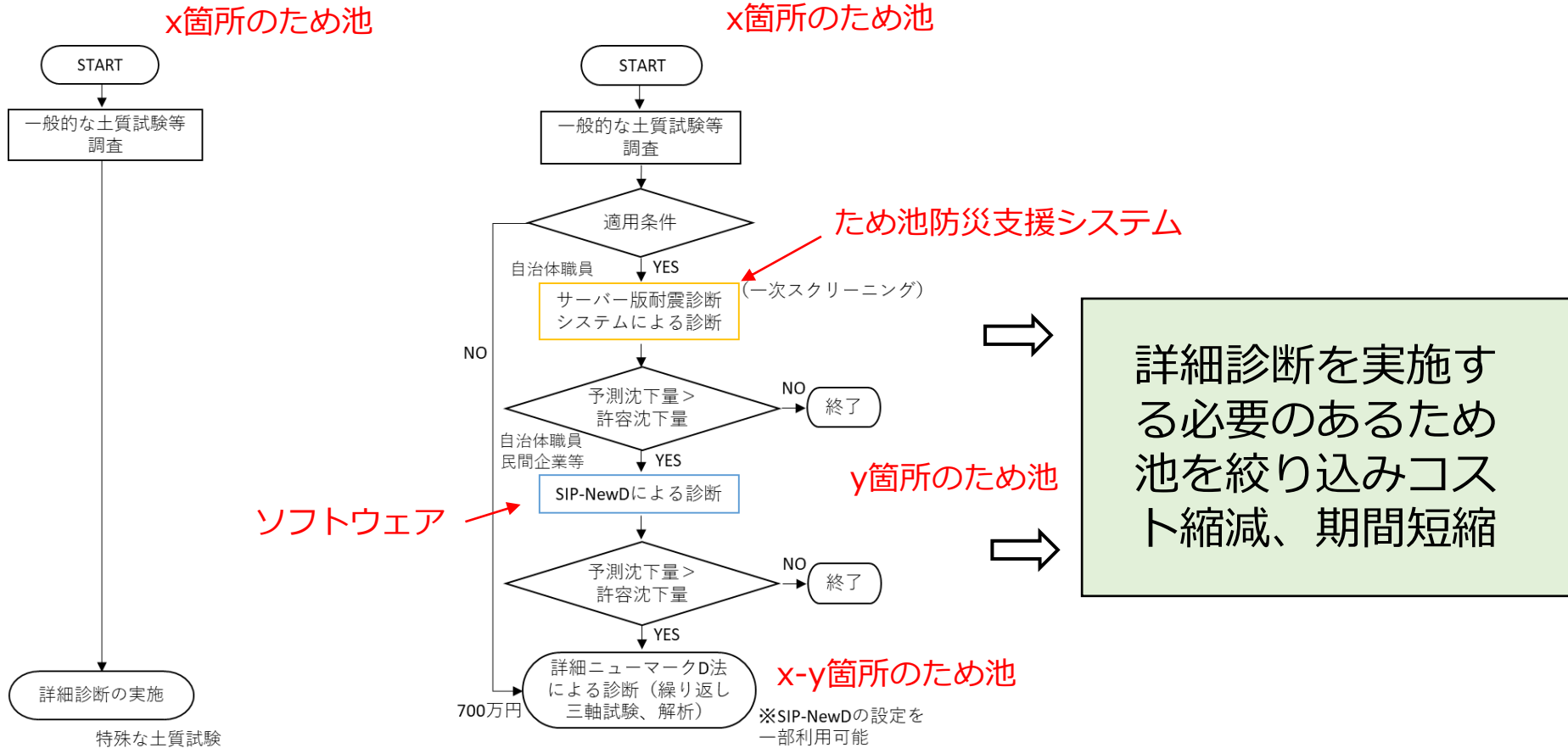


押さえ盛土工法



SIPニューマークD法を用いた詳細診断する必要のあるため池の絞り込み

・精度検証およびコスト評価によりSIPニューマークD法による詳細診断（詳細ニューマークD法）の実施の要否を判断

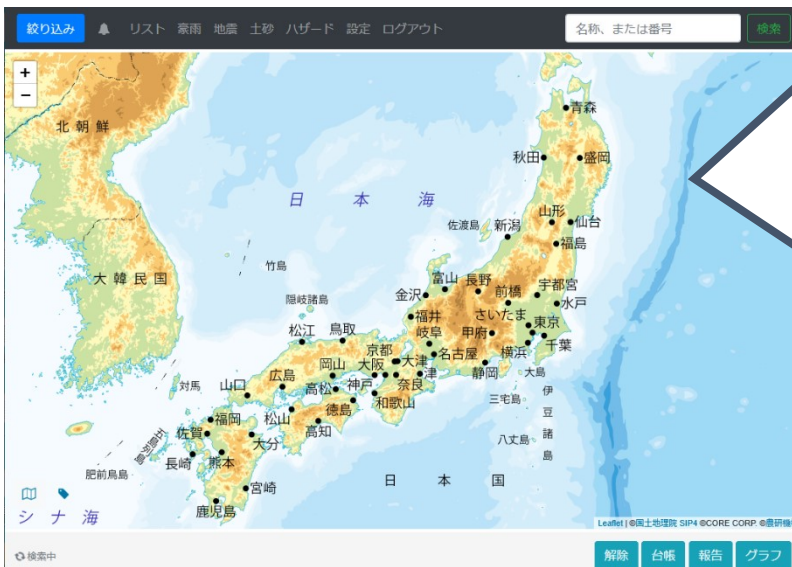


従来

SIP-NewDを利用した場合

ため池防災支援システム（サーバー版耐震診断システム）

- 概略的に「詳細診断」の可否を判断（一次スクリーニング）するWeb解析システム。
- 「ため池防災支援システム」のユーザーである自治体職員等が無償で利用可能。
- 堤体形状がパターン化され、必要な項目を入力、選択するだけで解析が可能。



ため池防災支援システム

ため池防災支援システムのマニュアルについて
（農研機構）

https://www.naro.go.jp/laboratory/nire/content/s/tameike_manual/index.html

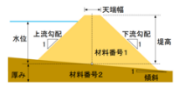
地震解析

1

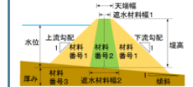
1. ため池基本情報・形状選択

ため池番号	082209999 (農研機構試験ため池1)		
名称	農研機構試験ため池1		
重要度区分	積貯水量(千m ³)	100	
堤高(m)	堤頂幅(m)	3	
上流勾配	下流勾配	1.5	

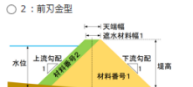
0: 均一型



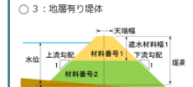
1: 中央逆水型



2: 前刀金型



3: 地層有り堤体



※ のボタンを押すと()内の値(ため池諸元の値)に戻ります。
ため池諸元と値が違う項目は □ で強調表示されます。

次画面へ

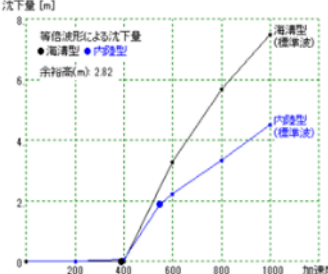
地震解析

6

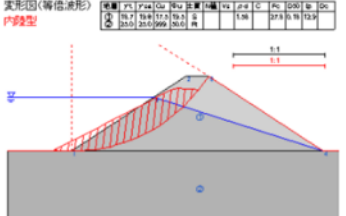
6. 事前解析

ため池番号	082209999 (農研機構試験ため池1)		
選択形状	0: 均一型		

沈下量 [m]



実地形(等倍地形)



① 地震大ききによって左側に其々求めた地層内層が右に上回る可能性がある。
 確率震度: $K_{tr} = 0.329$ (特留0.010)
 L1安全率: $F_s = 1.338$
 等倍地形による沈下量: 1.676m

機能の比較

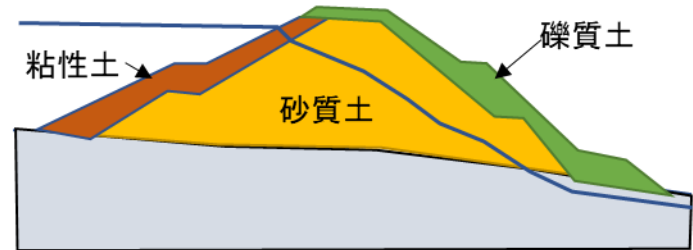
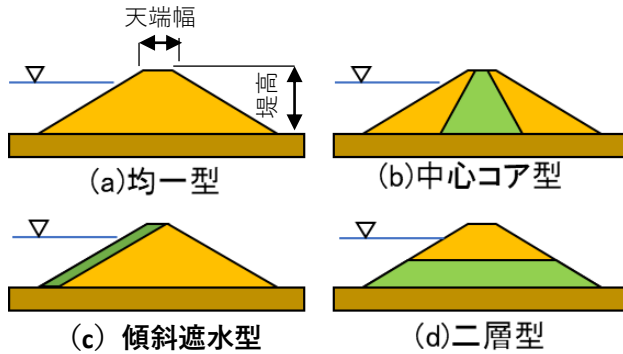
サーバー版耐震診断システム (ため池防災支援システム)

SIP-NewD (PC版ソフトウェア)

以下の4種類の形状より選択。
堤高、天端幅、上・下流勾配は任意。

任意形状

堤体形状

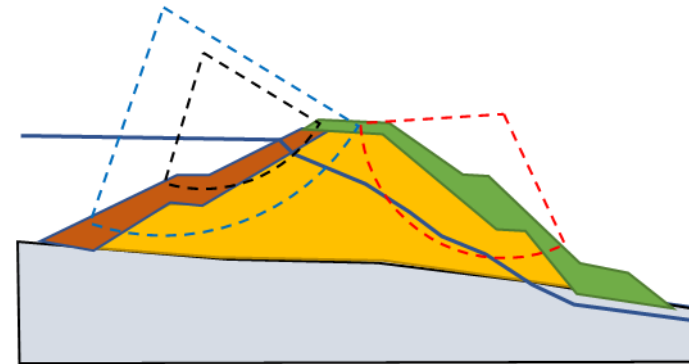
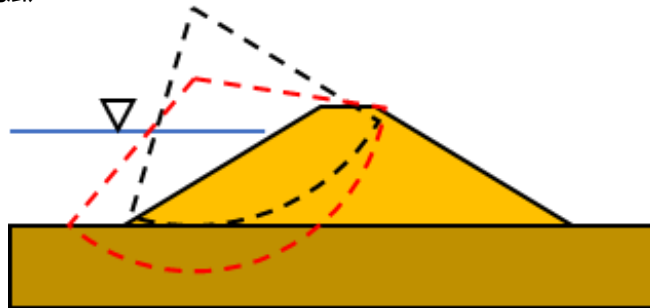


ため池断面例

2通りの範囲
円弧1：下流法肩と上流法先を通る円弧
円弧2：下流法肩を通り、地盤を通る円弧

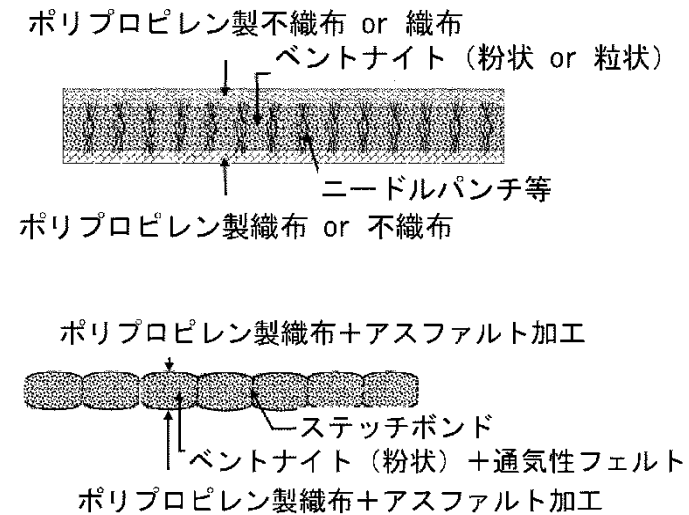
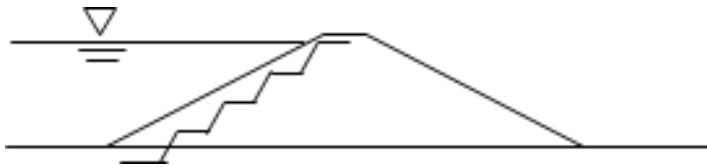
任意の円弧滑り面で計算可能

解析範囲



ベントナイトシート工法への設計・施工マニュアルの作成

- 良質な粘性土の枯渇によりベントナイト系遮水シートによる代替工法
- 廃棄物最終処分場等において世界的に利用
- 大型ダンプ等の大型重機を使用しなくても施工が可能



農林水産省委託プロジェクト研究「ため池の適正な維持管理に向けた 機能診断及び補修・補強評価技術の開発」(JPJ009839) の補助を受けて実施。

ベントナイトシート工法的设计・施工マニュアルの作成

- ・兵庫県、神戸大学との共同研究により設計・施工マニュアルを作成、公開
- ・マニュアルの適用範囲は堤高10m未満、レベル1地震動に対する耐震性能評価



兵庫県
Hyogo Prefecture

Foreign Language 閲覧支援メニュー 災害関連情報 安心・安全情報

ホーム > 2023年7月記者発表資料 > 全国初となる「ため池ベントナイトシート工法設計・施工マニュアル」の策定

全国初となる「ため池ベントナイトシート工法設計・施工マニュアル」の策定

2023年7月21日

担当部署名／農林水産部農地整備課農地防災班 直通電話／078-362-3432(内線4018)

1 趣旨
ため池整備に適する盛土材料（遮水性がある粘土質の材料）の調達・確保が困難なため池における代替的な改修工法として用いる「ベントナイトシート工法」について、安全性及び耐久性を確保した統一的な設計・施工を行うため、兵庫県は国立研究開発法人農業・食品産業技術総合研究機構（以下、農研機構）、神戸大学との共同研究※により、全国初となる技術マニュアルを策定しました。
今後は従来のため池改修工法に加え、ベントナイトシート工法も活用し、ため池整備を推進していきます。
※農林水産研究推進事業委託プロジェクト研究（現場ニーズ対応型）による共同研究

2 マニュアルで定めている事項

- ・遮水性を確保するための設計手法
- ・構造上の安全性、耐震性を確保するための設計手法
- ・施工方法、施工管理の方法、施工の留意点
- ・維持管理方法など

農林水産省委託プロジェクト研究「ため池の適正な維持管理に向けた機能診断及び補修・補強評価技術の開発」(PJ009839)の補助を受けて実施。

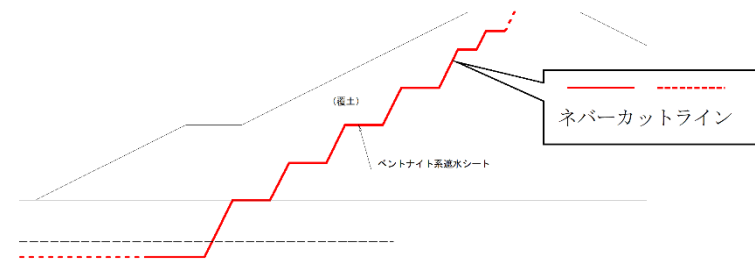
出典：兵庫県HP、全国初となる「ため池ベントナイトシート工法設計・施工マニュアル」の策定https://web.pref.hyogo.lg.jp/press/20230721_13524.html

・シート上流側の円弧すべり面計算とシートに沿ったすべり安定性の確保

①ベントナイト系遮水シート上流側の覆土の円形すべり面スライス法による地震時安定性について

通常の円形すべり面スライス法で安定計算を行う。円形すべり面スライス法による安定計算の詳細な手法は「兵庫県土地改良技術基準」に準拠する。

ベントナイト系遮水シートの上流側覆土のすべり安全率を確認するため、シートの段切り形状をモデル化し、段切り形状部及びそこからつながる池底をネバーカットライン（不可切断線：円弧が通らないような条件とした線）として設定（参図-2.4.6）し、シートを通るすべりを無視して、シート上流側覆土のみの安全率を計算する。その安全率が地震時1.2を上回る覆土厚を確保する。計算ケースは「兵庫県土地改良技術基準」に準拠し、設計洪水位時（設計震度なし）、常時満水位時（設計震度0.15）、完成直後（設計震度0.075）、最大放流時（緊急放流時）（設計震度0.075）とし、必要安全率は1.2とする。なお、シート面を通るすべりについては、「2.6」に規定する安定計算で検討する。



参図-2.4.6 ネバーカットラインの設定

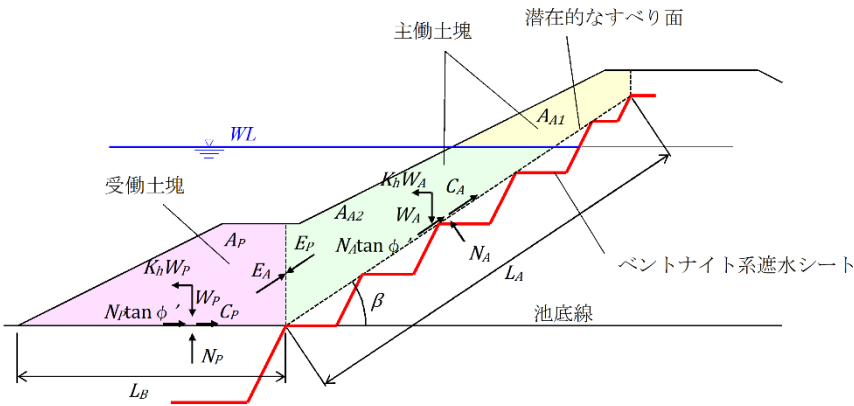
- ・シート上流側に着目した円形すべり面スライス法による安定計算を実施し、必要な安全率を確認。
- ・完成直後や常時満水位、設計洪水位、水位急降下時などは通常の安定計算と同じ手法で計算する。
- ・シートの強度は安全側に考え考慮しない。
- ・段切り形状は考慮する。

・シート上流側の円弧すべり面計算とシートに沿ったすべり安定性の確保

②ベントナイト系遮水シート上流側の覆土のシート面に沿ったすべり安定性について

ベントナイト系遮水シート上流側の覆土の安定性については、既往研究⁸⁾から、シート上流側の覆土部分で直線状にすべるものと考え、次に示す計算式で安全率を求めるものとする。

参図-2.4.7の検討模式図に示すように、天端にクラックが生じ、破線で示すようなシートの覆土部分で潜在的なすべり面を想定する。土塊は法先部分の受働土塊と、それより上部にある主働土塊に分けられる。これらのすべろうとする力と内部摩擦角による抵抗、粘着力による抵抗を考慮し、安全率を定める。なお、段切りにシートを敷設する場合は、土の内部に潜在的すべり面があるため、土の有効応力表示による内部摩擦角 ϕ' をもとに摩擦係数を $\tan \phi'$ で定めるが、シートを直線状に敷設する場合は、土と膨潤したシートの境界面でのせん断試験¹⁵⁾をもとに摩擦係数を求める必要がある。



参図-2.4.7 シート上流側のすべり検討模式図

(主働土塊に関して)

$$N_A = W_A \cos \beta - K_h W_A \sin \beta$$

$$C_A = c' L_A$$

(受働土塊に関して)

$$N_P = W_P + E_P \sin \beta$$

$$C_P = c' L_B$$

主働土塊に関する水平方向の力のつりあい式より、

$$E_A \cos \beta + \frac{(N_A \tan \phi' + C_A) \cos \beta}{F_s} = K_h W_A + N_A \sin \beta$$

$$\rightarrow E_A = \frac{F_s (K_h W_A + N_A \sin \beta) - (N_A \tan \phi' + C_A) \cos \beta}{F_s \cos \beta}$$

受働土塊に関する水平方向の力のつりあい式より、

$$E_P \cos \beta + K_h W_P = \frac{C_P + N_P \tan \phi'}{F_s}$$

$$\rightarrow E_P = \frac{C_P + W_P \tan \phi' - F_s K_h W_P}{F_s \cos \beta - \sin \beta \tan \phi'}$$

$E_A = E_P$ より、 F_s を変数とした恒等式に整理する。

$$a(F_s)^2 + b(F_s) + c = 0$$

$$a = (K_h W_A + N_A \sin \beta + K_h W_P) \cos \beta$$

$$b = -(K_h W_A + N_A \sin \beta) \sin \beta \tan \phi' - (N_A \tan \phi' + C_A) \cos^2 \beta - (C_P + W_P \tan \phi') \cos \beta$$

$$c = (N_A \tan \phi' + C_A) \cos \beta \sin \beta \tan \phi'$$

以上の式を解き、 F_s は次のようになる。この F_s が1.2以上となることを確認する。

$$F_s = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

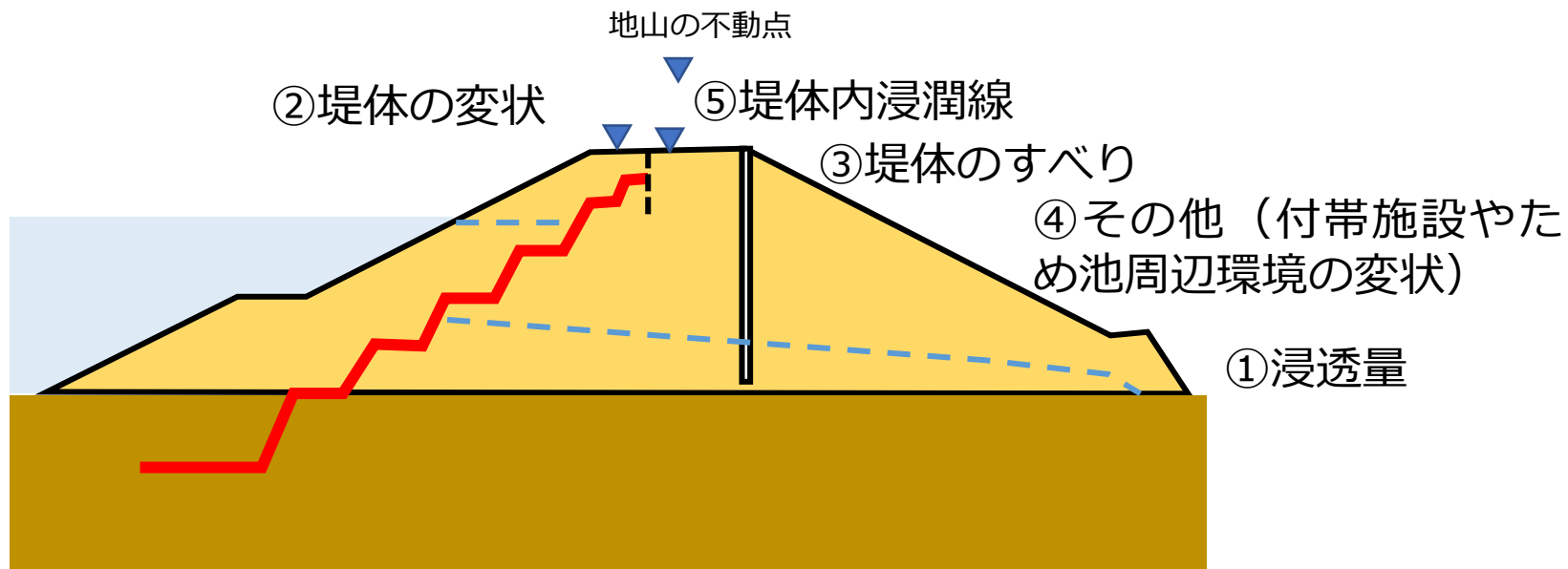
・既往研究において、シートの段切り部前面を結ぶ直線状に潜在的なすべり面が発生することが実験において確認されている。

ベントナイトシート工法的设计・施工マニュアルの作成

- ・ 施工後の維持管理はシート前後の沈下や観測孔を設置して堤体内水位を確認する
- ・ 人工材料による堤体補強の場合、長期耐久性や豪雨・地震時の安全性について評価できる観測項目の設定が重要

3.10 ベントナイト系遮水シートの施工後の維持管理

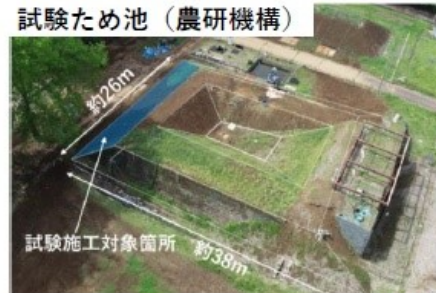
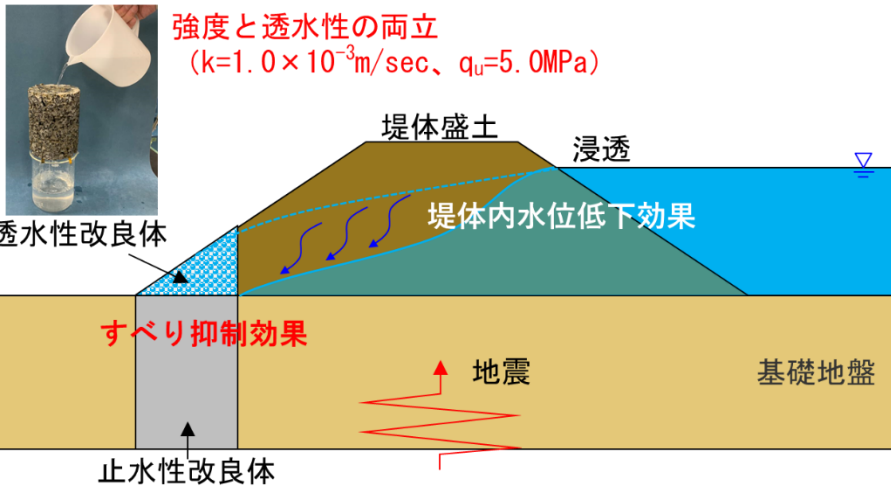
ベントナイト系遮水シートは土の中に埋設されるため、シートそのものの目視による維持管理はできない。このことを踏まえ、施工後の維持管理手法・項目について示す。



透水性改良体によるため池の安定化工法

- ため池堤体下流法尻付近に透水性改良体と止水性改良体を組み合わせて配置することで、浸透時および地震時における堤体の安定性を向上させる工法
- 模型実験や実証試験により安定性および施工性について確認済み
- 農研機構と安藤ハザマとの共同研究

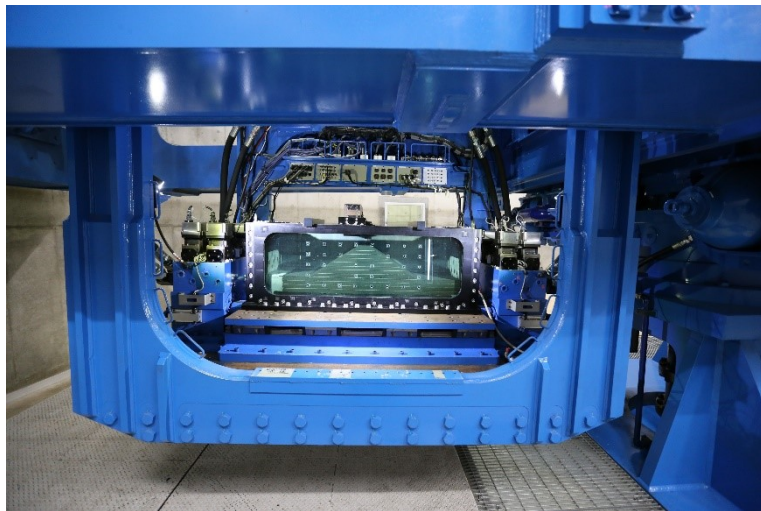
透水性の高い碎石や砂などに少量のセメントスラリーと混和剤を混合した改良体



試験施工写真

遠心載荷装置によるため池の耐震性の検討

- ・農研機構農村工学研究部門では遠心力を模型に作用させて実物と同様の挙動を再現する「遠心載荷装置」を整備
- ・ため池の耐震対策工法の効果の検証等に活用
- ・You Tube「NAROchannel」 「遠心力の力で安心・安全な農村を作る」で紹介



☰ YouTube^{JP} NAROチャンネル 遠心力

農研機構

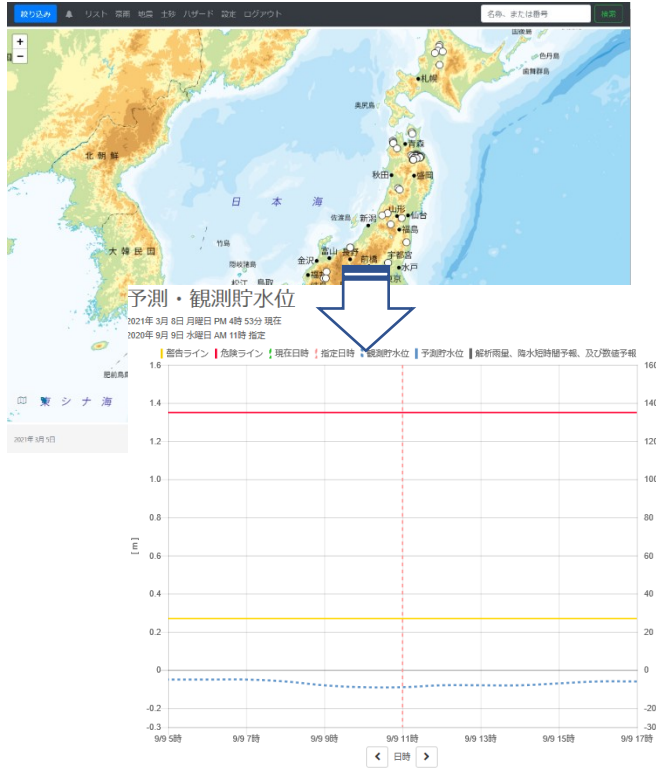
模型 おもり

0:46 / 4:49

遠心力の力で安心・安全な農村を作る

遠隔監視体制の整備の推進

ため池の水位を計測するセンサーや監視カメラを設置して、ため池に異常がないか遠隔で監視する体制の整備が現在推進されている。



ため池防災支援システム



長野県、長野県ため池監視システム

<https://www.pref.nagano.lg.jp/nochi/tameike/tameike-system.html>

「ため池情報ふくい」について <令和5年10月より運用開始>

豪雨時などに迅速な避難行動につなげていただくため、水位計とカメラにより常時インターネット上でため池の情報を確認できる『ため池情報ふくい』を新設しました。設置個所は順次増やしていく予定です。

[「ため池情報ふくい」へのリンク](#)

福井県、ため池情報福井

<https://www.pref.fukui.lg.jp/doc/021605/nouchihozen/tameike.html>

ため池データを共有化「ため池デジタルプラットフォーム」

- ため池の日常管理状況ならびに遠隔監視体制の集約化および共有化
- 全国のため池の写真登録、日常管理点検結果、監視カメラ画像、水位データなどの各種データを登録、閲覧が可能
- 対象ユーザー：国や自治体のため池担当者
- ため池防災支援システムと認証連携



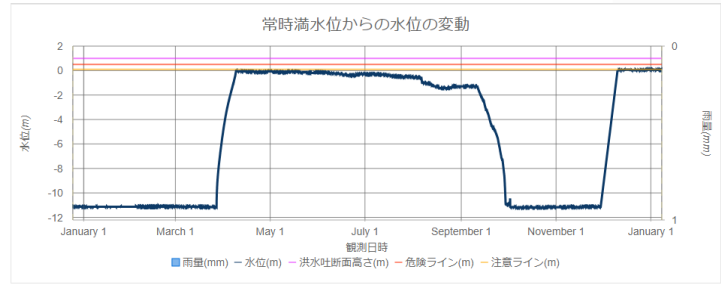
写真閲覧画面



日常点検結果閲覧画面
(ため池管理アプリによる日常点検結果格
付)



監視カメラ画像閲覧画面



水位データ閲覧画面

ため池の防災行動計画の確立

- 地震・豪雨時のため池による下流域の被害への防災・減災として防災行動計画を立案することが重要。
- 岐阜県を例にとると、県営ため池防災対策事業実施要領が策定されており、連絡体制、各種情報システム等を活用したため池の防災行動計画が作成されている。
- ため池に設置した水位計やwebカメラにより、下流住民への避難指示の判断、災害対策初動体制の確立。

第2 事業内容及び要件

1 調査事業（要綱第3の1関連）

調査内容は、ため池や農業用排水路（これらに付帯する関連施設を含む）の防災対策に必要な諸条件等の調査や測量、計画策定等とし、地域の総合的な計画作成を行う場合は、調査対象に前述の施設を含めることとする。

検証とは、豪雨に備えた対策として、水位監視装置の設置や土砂流入に備えた浚渫、流木の流入を抑制する網場の設置などについて、その効果等について行うこととする。

避難対策とは、ため池の浸水想定区域図、連絡体制、各種情報システム等を活用し、ため池の防災行動計画（タイムライン）の作成や図上訓練（DIG）等を行うこととする。

これらの内容については、あらかじめ参考様式1号により承認を受けることとする。

なお、この調査事業では設置の主目的が灌漑とする施設を調査の対象としている。一方で、県営農業用施設緊急改修事業（平成27年10月15日付け農整第299号）は、施設設置の主目的が防災対策となる農業用排水機場などを調査対象としている。

ため池の保全と廃止

営農地域の過疎化や高齢化、担い手不足といった原因から耕作面積の減少により、過去にため池を利用していたが、現在は利用しなくなったため池がある。廃止工事を実施することにより、災害時のため池の決壊による被害を防止する必要がある。

ため池のベネフィット

- 農業用水として貴重な水源
- 地域の歴史、文化の継承や美しい水辺の空間、生態系の保全

ため池のリスク

- 豪雨・地震時の決壊による下流域への被害



ため池には利点（ベネフィット）と危険（リスク）が共存している

貯水が利用されておらず、また適切な維持管理ができないため池については、ため池の災害時の決壊による下流域の住宅や公共施設等への被害が発生するリスクを抱えている。

令和2年10月より施行されている「ため池特措法」の基本方針にため池廃止工事に関する記載。



出典：新潟県、ため池の役割

<https://www.pref.niigata.lg.jp/sec/nochikensetsu/1286139699754.html>

ため池等の耐震診断法について (ニューマークD法および液状化流動)

SERID研究会事務局

デュッティン アントワン
○鈴木 聡

兼務:(株)複合技術研究所
解析技術部 次長

SERID技術講習会 2023年11月17日(金)
10:30～15:20、TKP琵琶湖ホテル、大津

①背景:

- ・東日本大震災における福島県内のため池被災
- ・改定された「ため池整備」(平成27年5月)

②ため池等の耐震診断法

- ・ニューマークD法(すべり変形)の概要、計算例
- ・すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- ・福島県藤沼ダムの検証事例

2011.3.11東北地方太平洋沖地震による旧堤の決壊
2021.2.13福島県沖地震による新堤の挙動評価

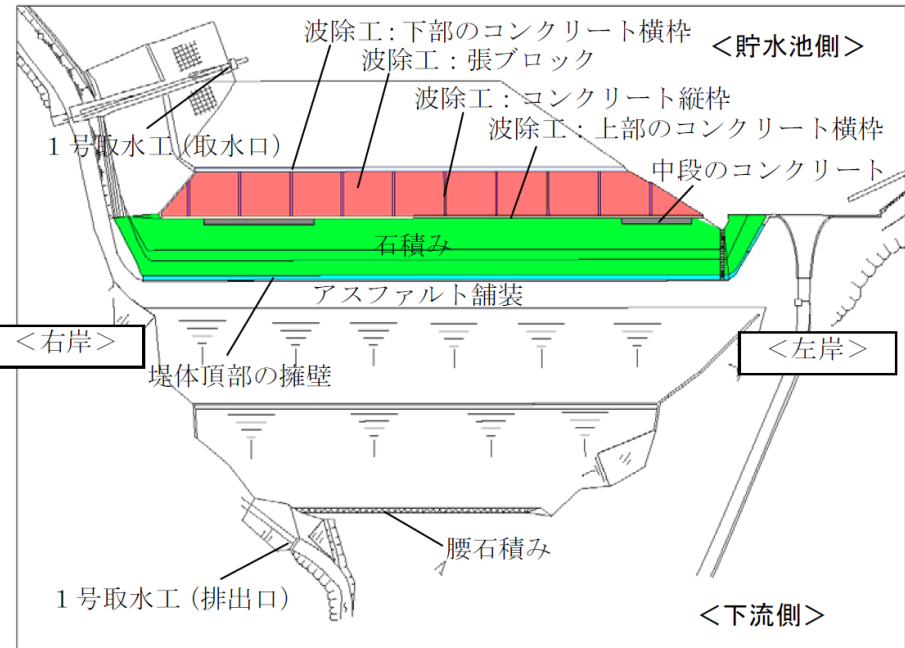
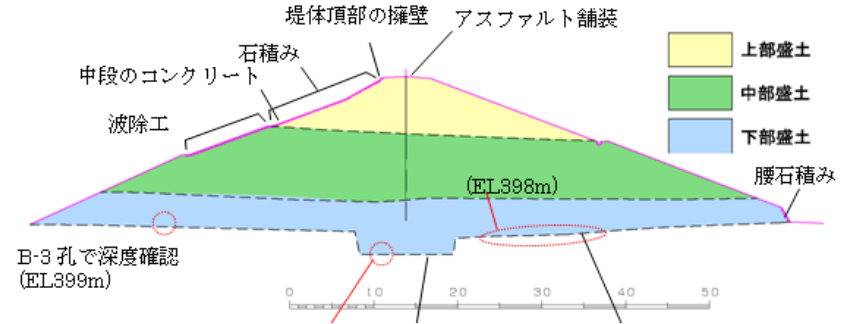
東日本大震災における福島県内のため池の被災例

福島県のため池総数：4,040箇所、この内 745箇所が被災

(ため池総数は、令和3年7月現在の数値)

(東北地方太平洋沖地震：マグニチュード9.0 2011年3月11日14時46分)

被害の程度	個所	名称	形式	堤高(m)	堤頂長(m)	貯水量(m ³)	竣工	主な被害
決壊	1	藤沼貯水池	上、中、下部の3層盛土	18.5	133	1,504,000	1948年	貯水が下流の住宅を直撃(8名の犠牲者)
	2	青田新池	均一型	8.3	275	17,000	1902年	天端にほぼ全面にクラック・下流斜面にすべり発生
	3	中池	均一型	11.4	85	35,000	1995年	底桶設置部分を中心に堤体はほぼ消失
クラックすべり発生	1	三ツ森池	中心コア型	28.5	205	720,000	1939年	天端にほぼ全面に縦断クラック発生
	2	堂前池	均一型	6	84	36,150		同上
	3	荒池	同上	9	75	48,000		漏水
	4	岩根大池		7.5	26.4	59,000		
	5	大谷池		3.8	288	59,000		
	6	蛇ノ鼻中ノ池		6.4	153	55,000		
	7	蛇ノ鼻上ノ池		5.5	81	24,000		
その他9か所								



藤沼貯水池の概要(地震前)

- ・農業用灌漑ため池
- ・アースフィルダム
- ・堤高H=18.5 m ; L= 133.2m
- ・中央コア、表面遮水壁は無い

出典: 第1回ため池研究会(2013.11.12)講演会資料

藤沼貯水池の概要

- 農業用灌漑アースフィルダム(H=18.5 m ; L= 133.2m、中央コア・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.
- 東日本大震災において越流による破堤; 尊い命が失われた
(2011年3月11日14時46分) (死者7、行方不明1)

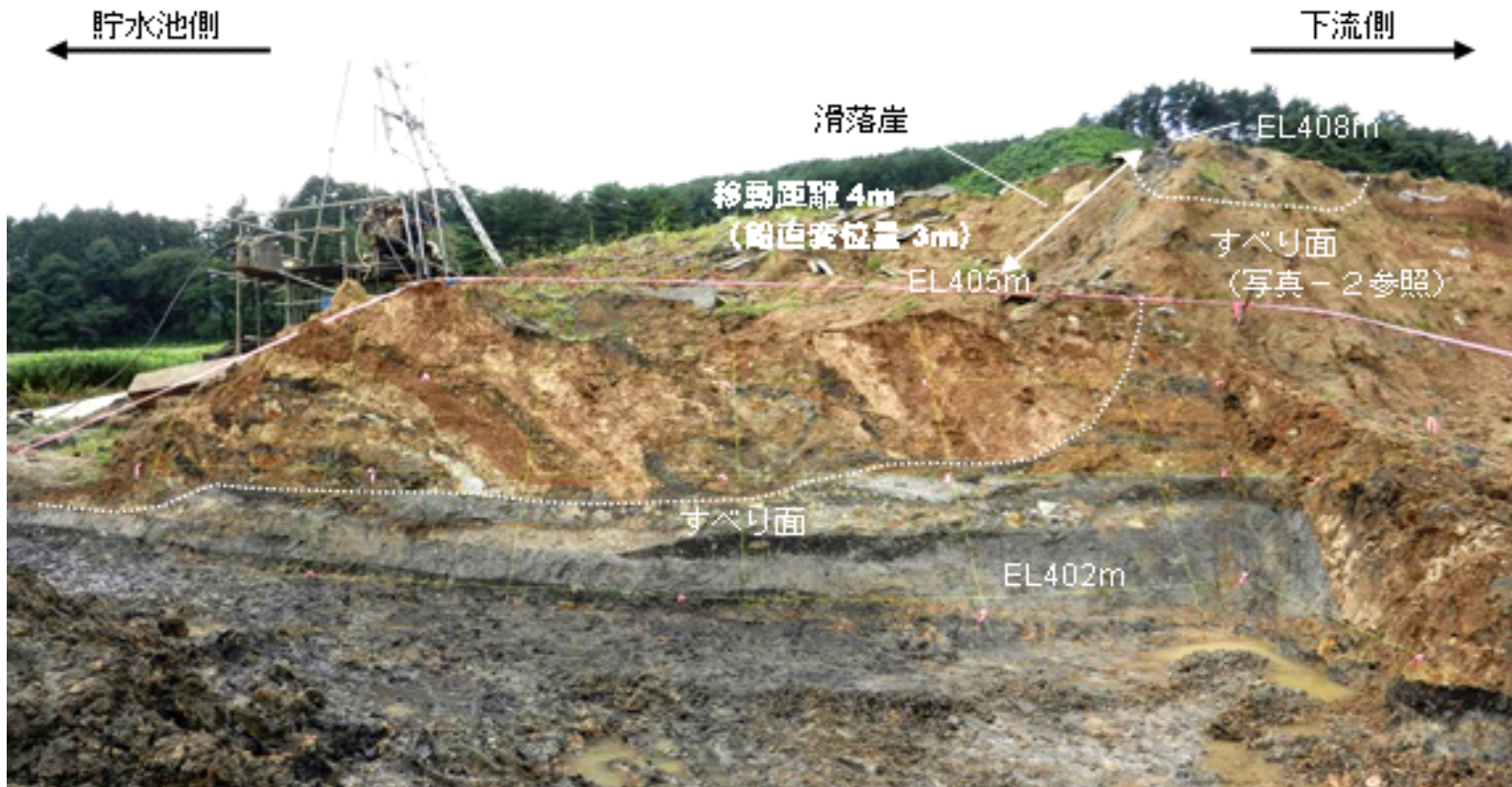


地震により決壊した藤沼貯水池
(堀俊和氏提供)

(地盤工学会第二次提言による)



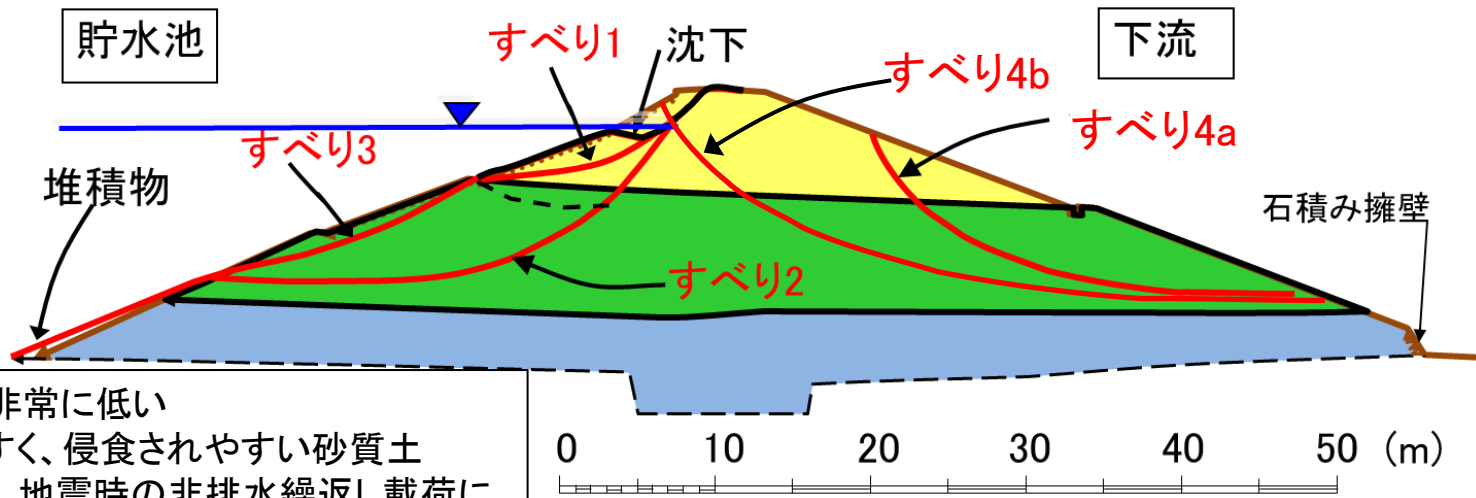
- 委員会による現地調査の結果、明らかなすべり面が形成されていた。
→ 藤沼貯水池の決壊は、主にすべり崩壊に起因する。



福島県藤沼本堤の上流側へのすべり6(福島県提供)

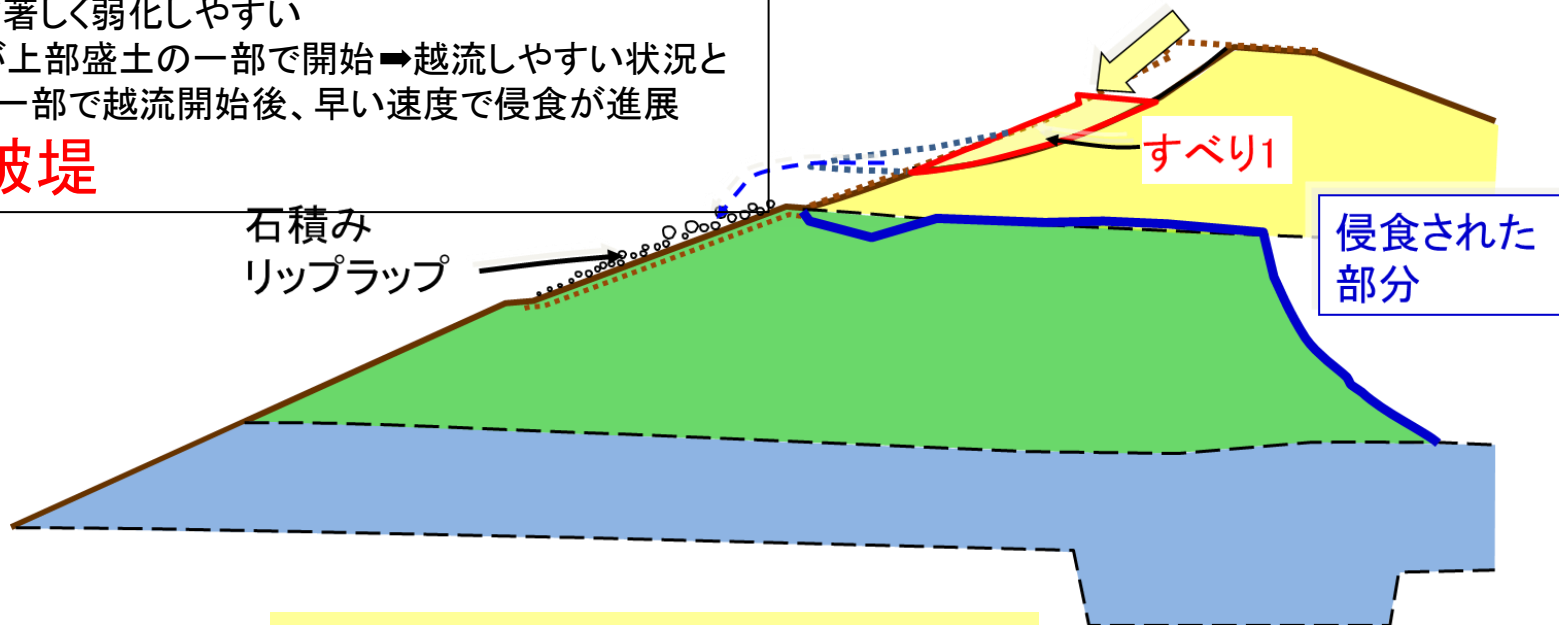
(地盤工学会第二次提言による)

決壊の原因(推定されたすべり線)



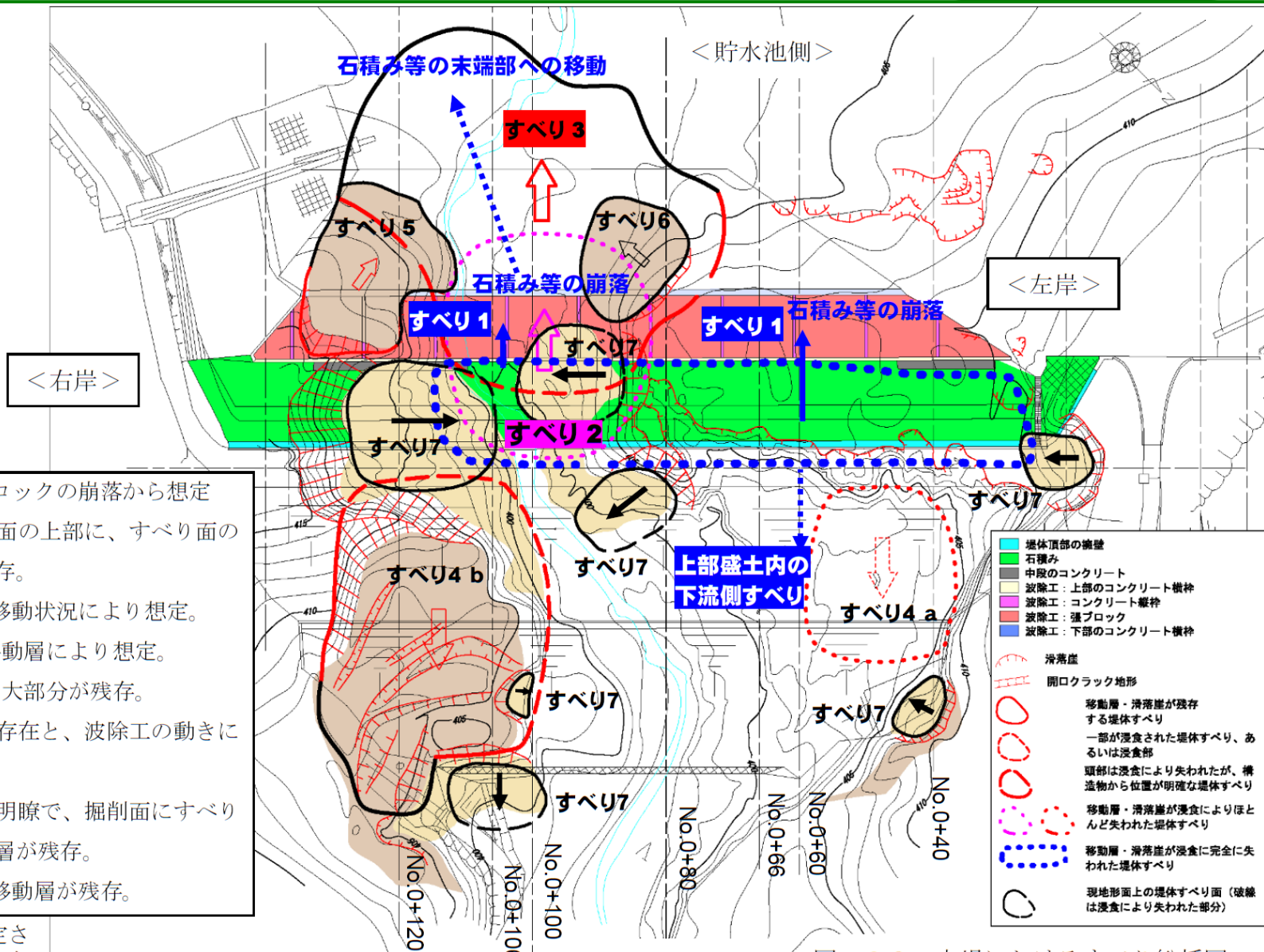
- 全般的に締固め度が非常に低い
- 上部盛土は透水しやすく、侵食されやすい砂質土
・締固め不足の場合は、地震時の非排水繰返し载荷によって著しく弱化する
- 崩壊が上部盛土の一部で開始 → 越流しやすい状況となり、一部で越流開始後、早い速度で侵食が進展

➡ 破堤



(地盤工学会第二次提言による)

崩壊の原因(推定されたすべり線)



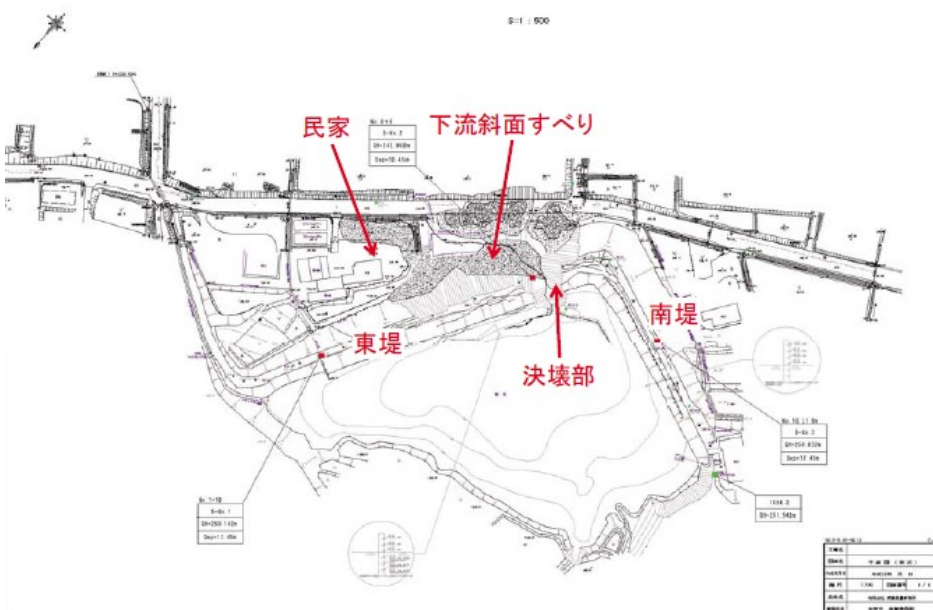
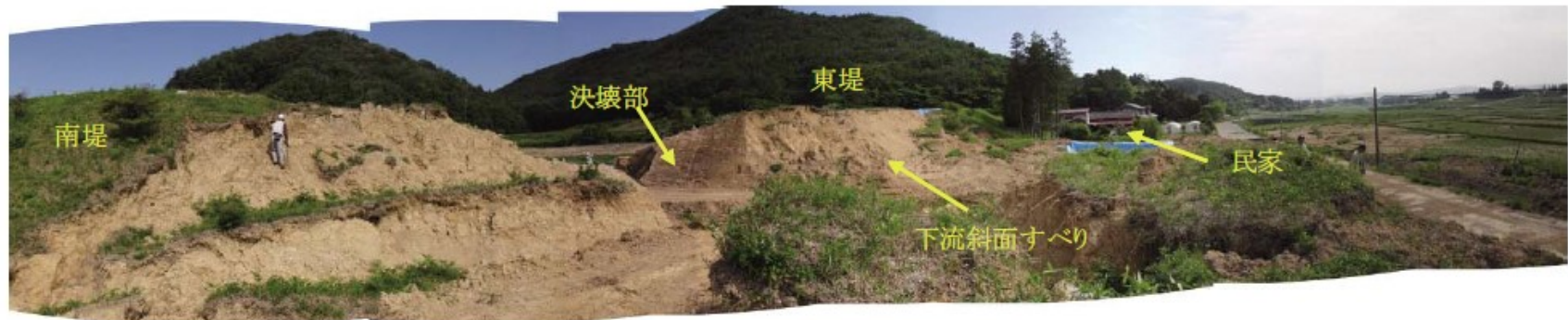
- すべり 1: 石積みブロックの崩落から想定
- すべり 2: 河床掘削面の上部に、すべり面の一部が残存。
- すべり 3: 波除工の移動状況により想定。
- すべり 4a: 末端の移動層により想定。
- すべり 4b: 移動層の大部分が残存。
- すべり 5: 滑落崖の存在と、波除工の動きにより想定。
- すべり 6: 滑落崖が明瞭で、掘削面にすべり面と移動層が残存。
- すべり 7: 滑落崖と移動層が残存。

すべり名は想定される発生順に命名

(地盤工学会第二次提言による)

図-23 本堤におけるすべり総括図

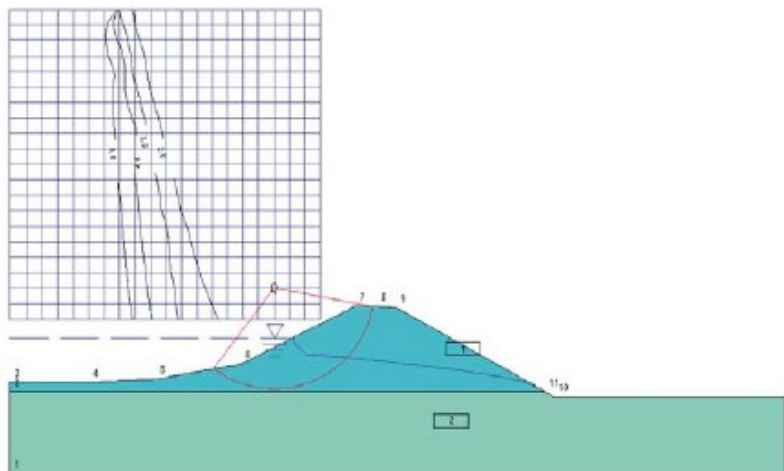
青田新池の被災例(決壊)



- ・東堤と南堤の結合部である屈曲部で決壊
- ・天端にはほぼ全面にクラックが入る。
- ・東堤の下流斜面にすべりが発生
- ・決壊による氾濫水は、民家の横を通り抜け、
下流の水田、ため池(大谷池)まで流下した。
- ・民家の二次災害は無し。

出典：農工研技報No.213,pp.175～199,2012

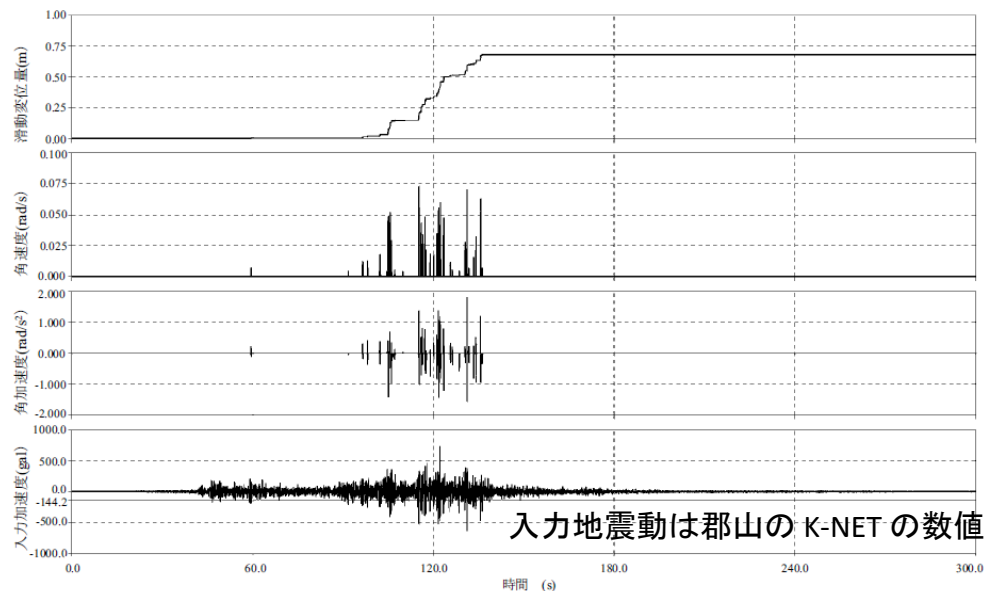
青田新池の安定解析 計算結果



現行の解析法による計算結果の まとめ

	最小安全率	滑動変位量 (m)
上流斜面	1.00以下	0.7
下流斜面	1.00以下	0.3

従来のニューマーク法による青田新池の 滑動変位量計算結果

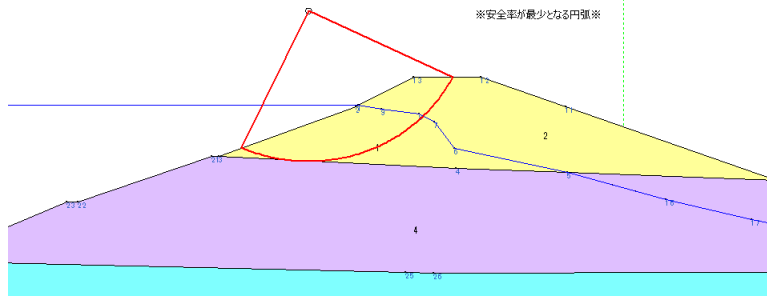


比較的大きな沈下量が発生すると予想されるが、余裕高さが2.0mもあることから決壊は説明できない。

従来のニューマーク法による藤沼貯水池本堤の滑動変位量計算結果

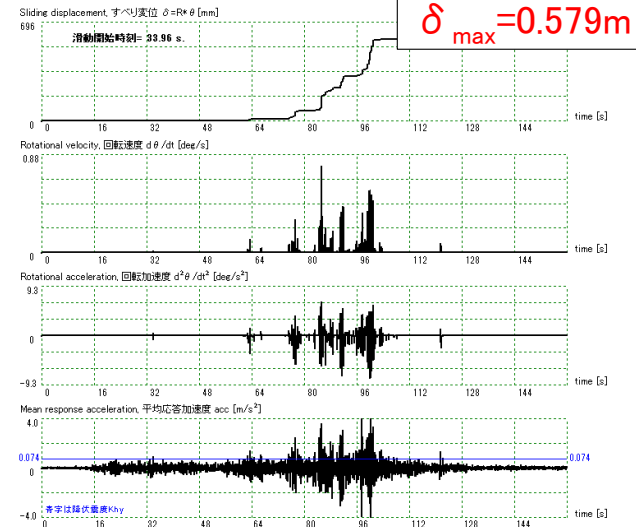
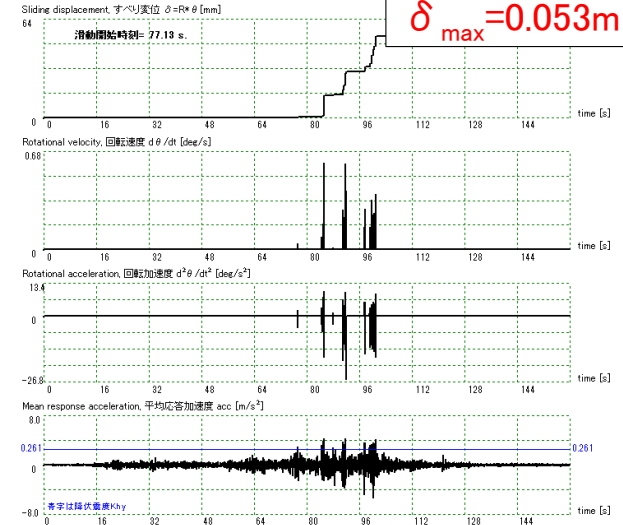
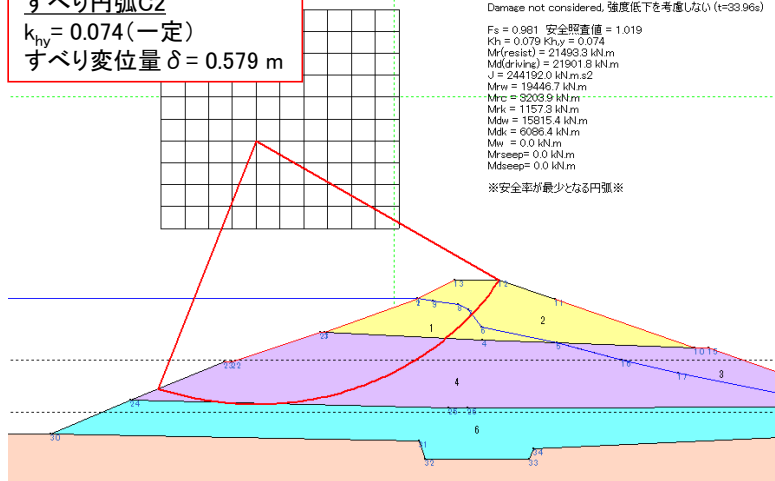
すべり円弧C1
 $k_{hy} = 0.261$ (一定)
 すべり変位量 $\delta = 0.053$ m

Mod. Fellenius Method (drained) #####
 Damage not considered. 強度低下を考慮しない (t=77.13s)
 $F_s = 0.966$ 安全率直値 = 1.035
 $K_h = 0.278$ $K_{hy} = 0.261$
 $M_r(\text{resist}) = 3262.2$ kNm
 $M_d(\text{driving}) = 3377.2$ kNm
 $J = 6921.0$ kNm s²
 $M_{rw} = 1692.3$ kNm
 $M_{rc} = 1843.3$ kNm
 $M_{rk} = 272.4$ kNm
 $M_{dw} = 1729.6$ kNm
 $M_{dk} = 1647.6$ kNm
 $M_w = 0.0$ kNm
 $M_{seep} = 0.0$ kNm
 $M_{sweep} = 0.0$ kNm
 ※安全率が最少となる円弧※



すべり円弧C2
 $k_{hy} = 0.074$ (一定)
 すべり変位量 $\delta = 0.579$ m

Mod. Fellenius Method (drained) #####
 Damage not considered. 強度低下を考慮しない (t=33.96s)
 $F_s = 0.981$ 安全率直値 = 1.019
 $K_h = 0.079$ $K_{hy} = 0.074$
 $M_r(\text{resist}) = 21493.3$ kNm
 $M_d(\text{driving}) = 21901.8$ kNm
 $J = 244192.0$ kNm s²
 $M_{rw} = 19446.7$ kNm
 $M_{rc} = 3203.9$ kNm
 $M_{rk} = 1157.3$ kNm
 $M_{dw} = 15915.4$ kNm
 $M_{dk} = 6086.4$ kNm
 $M_w = 0.0$ kNm
 $M_{seep} = 0.0$ kNm
 $M_{sweep} = 0.0$ kNm
 ※安全率が最少となる円弧※



・従来のニューマーク法(O法, S法)では、藤沼ダム・青田新池の決壊を説明できない。

主な理由:

①最初に貯水池側の法面の崩壊が発生(複合すべり): 堤体は**飽和状態**

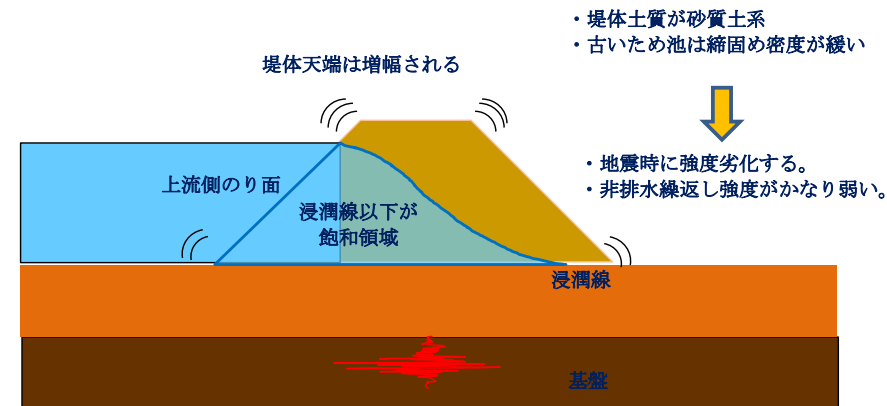
②地震時:**非排水状態**

③堤体盛土の締固めが**緩い砂質土**:

- ・非排水強度が小さい
- ・透水しやすい
- ・侵食されやすい
- ・繰返し荷重(地震荷重)によって強度劣化しやすい

④本震の継続時間が過去の地震と比較して非常に長かった。

(古川の継続時間は178秒)



以上の背景のもとで

- ・非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマーク-D法の開発・検討を開始。
 - ・平成25年度に、(株)複合技術研究所で東京理科大学教授龍岡文夫先生ご指導のもと、プログラミング開始。
 - ・プログラミングを行いながら、藤沼ダムの再現検討を実施。堤体土の非排水繰返し載荷試験による強度低下モデルを用いて解析。
- **崩壊メカニズムを比較的説明できる結果が得られた。**

以上の経緯から、
ため池堤体のレベル2地震に対する耐震診断は、
ニューマーク-D法が実用的で妥当性が高い。

・ニューマーク-D法と命名 (D: Damage)

従来の標準的なニューマーク法による滑動変位量の算定法に加え、非排水繰返し載荷による継続的な強度低下特性を累積損傷度理論によって適切に評価して地震時のすべり変形を算定する手法である。

・種類

ため池等の土構造物の地震時応答特性をFEM動的応答解析で求め、地震時の土の強度低下特性を室内での非排水繰返し試験によって求める**詳細ニューマーク-D法**と、詳細法を簡易化した**SIP^{注)}ニューマーク-D法**の2種類がある。

注:内閣府の研究プロジェクト「戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)レジリエントな防災・減災機能の強化(平成26年~30年)」

並行に

土地改良事業設計指針「**ため池整備**」が改訂
(平成27年5月)

改定後の指針では、
レベル2地震動に対するため池等の耐震性能の照査は、
“**堤体の強度低下を考慮することのできる**”解析法で実施
することになっている。

- ①動的応答解析(弾塑性)
- ②塑性すべり解析(ニューマークD法)

主要な改定項目

- **AA種のため池**でレベル2地震動に対して耐震診断・設計を実施
- **堤体の強度低下を考慮することのできる解析手法によって安全性を照査**
(ニューマークD法、弾塑性動的応答解析など)
- 堤体の天端沈下量で安全性を評価する ==> 性能規定
- レベル2地震動に対する液状化判定を実施して、動的応答解析などによって
詳細検証、対策工の検討
- 設計強度を求める堤体土の締固め度、含水比の範囲を明示
- 現場での締固め管理の許容範囲を明示
- 堤高15m以上の堤体はダム基準によって設計施工

①背景:

- ・東日本大震災における福島県内のため池被災
- ・改定された「ため池整備」(平成27年5月)

②ため池等の耐震診断法

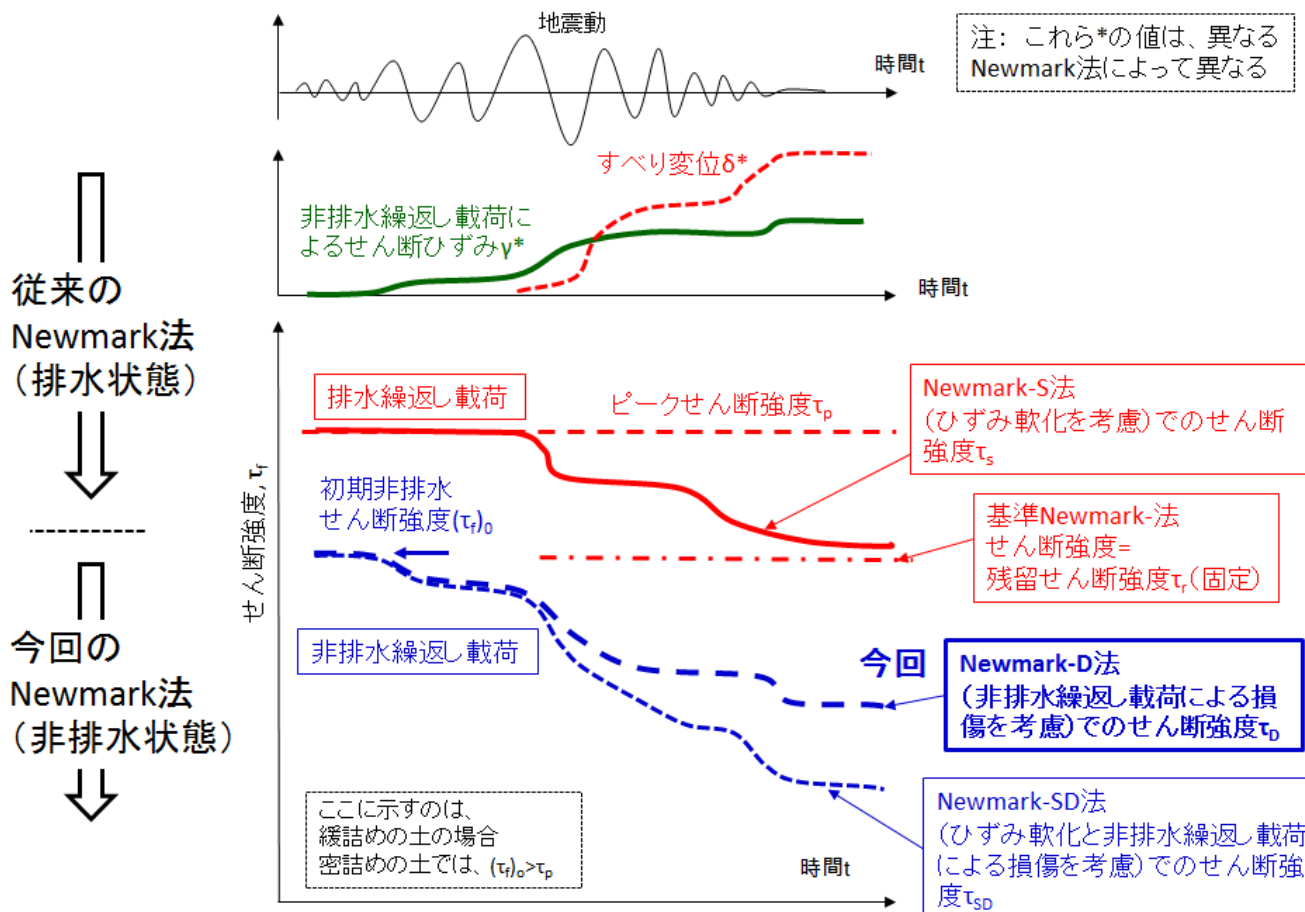
- ・ニューマークD法(すべり変形)の概要、計算例
- ・すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- ・福島県藤沼ダムの検証事例

2011.3.11東北地方太平洋沖地震による旧堤の決壊

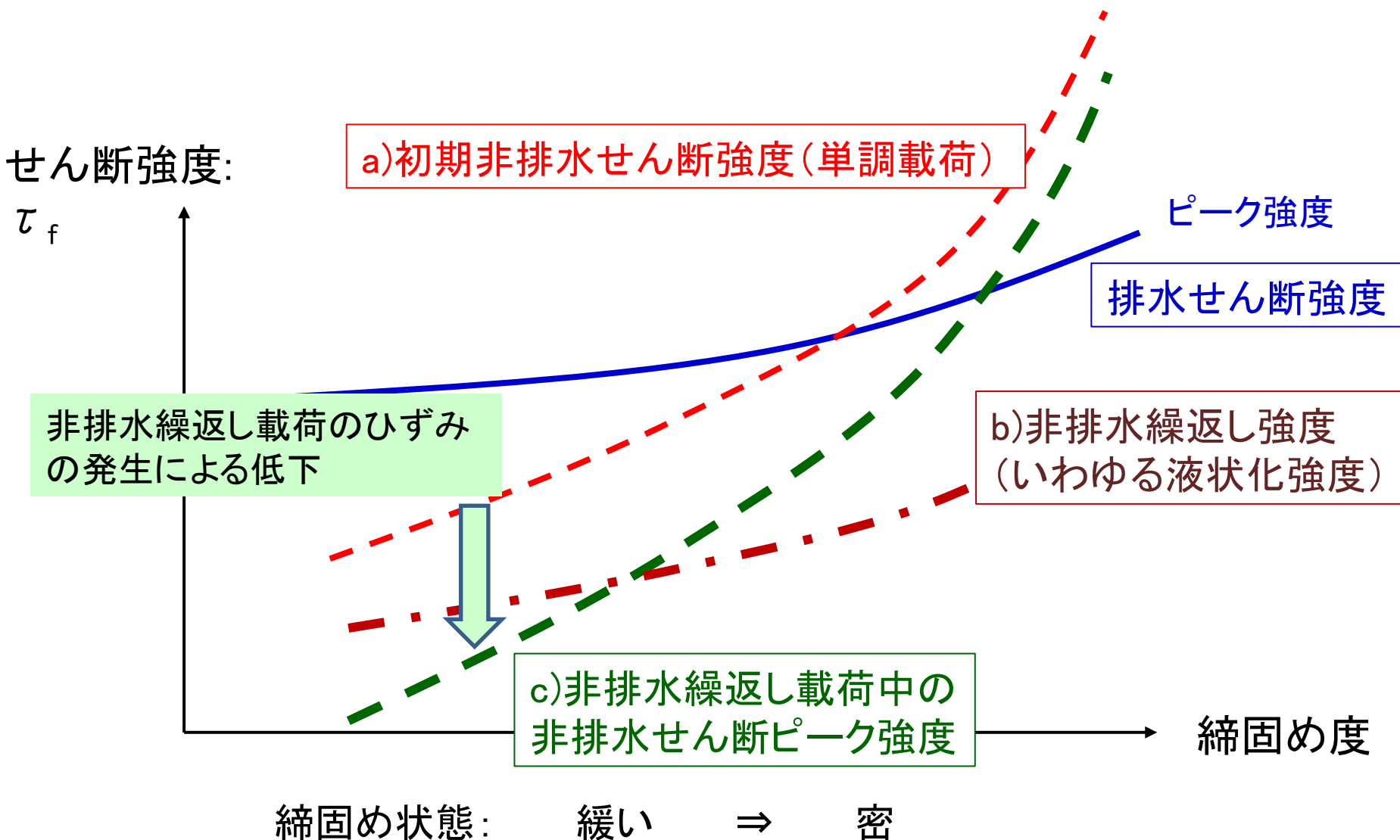
2021.2.13福島県沖地震による新堤の挙動評価

ニューマーク法の種類

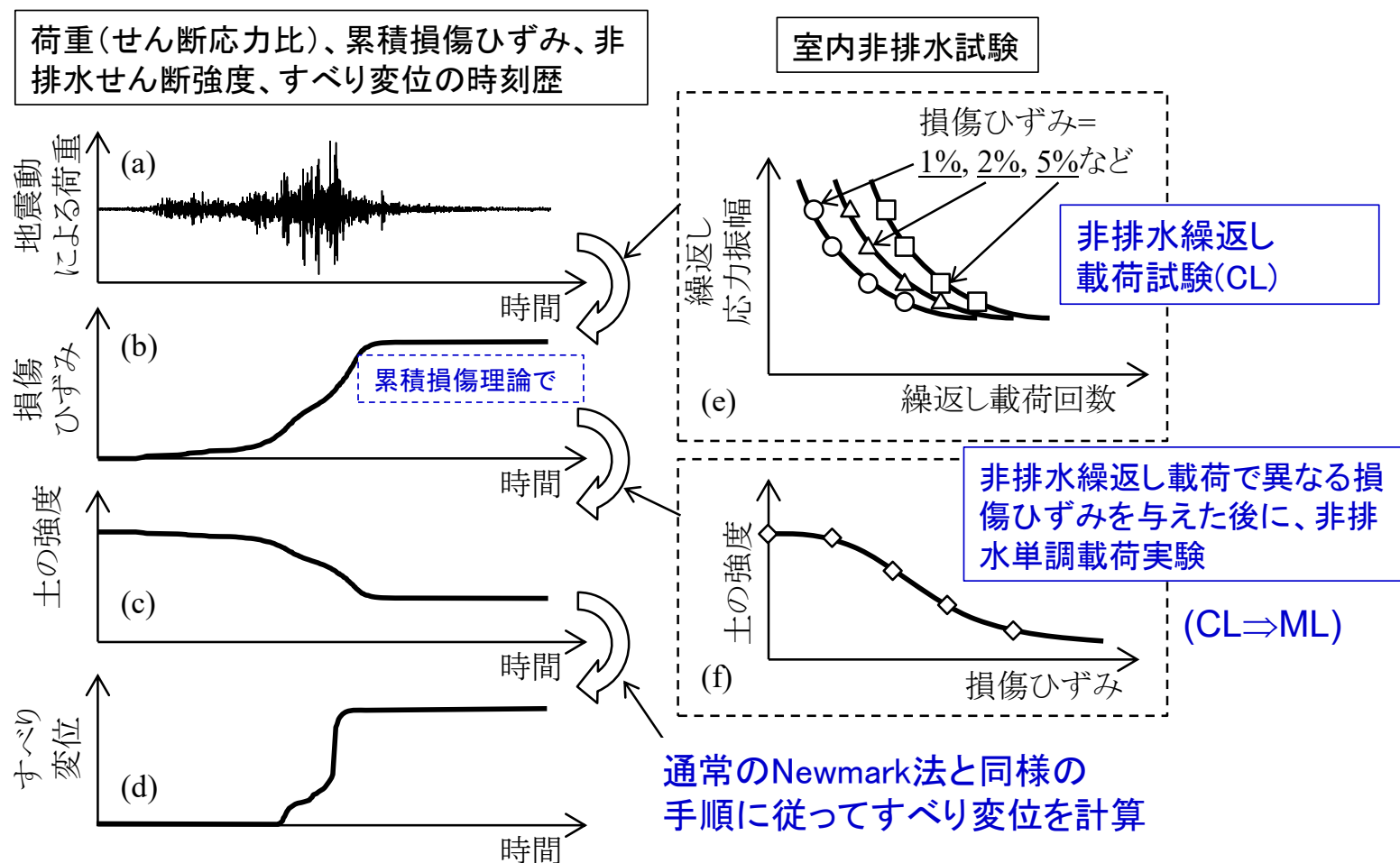
種類		飽和・排水条件	せん断強度の取り扱い
Newmark-O法	Original	飽和/不飽和 排水	残留せん断強度(一定)
Newmark-S法	Strain		すべり変位に伴うひずみ軟化を考慮
Newmark-SO法			残留せん断強度(即時低下)
Newmark-D法	Damage	飽和 非排水	繰返し载荷による累積損傷による強度低下を考慮
Newmark-SD法			ひずみ軟化と累積損傷による強度低下を考慮



地震時の砂質土のせん断強度特性



Newmark-D法の枠組み: すべり変位解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係



変形解析	内容	特徴
詳細 ニューマーク-D法	ため池地点での地震波形の推定	KiK-net, J-SHIS, 地域防災会議等の地震波
	堤体強度の設定	地震時の非排水繰返し载荷による土の強度低下を考慮
	土質試験	非排水三軸圧縮試験 非排水繰返し载荷試験
	堤体内応力等の推定	地震応答解析 (FEM動的応答解析)
SIP ニューマーク-D法	ため池地点での地震波形の推定	KiK-net, J-SHIS, 地域防災会議等の地震波-
	堤体強度の設定	SIP強度低下モデル を採用
	土質試験	非排水三軸圧縮試験
	堤体内応力等の推定	応答分布 の設定

堤高	堤体の状況	適用する手法	必要な調査・試験	備考
$H \geq 10m$		詳細 ニューマーク-D法	<ul style="list-style-type: none"> ・原位置試験 (PS検層、密度検層、標準貫入試験等) ・乱れの少ない試料採取 ・動的変形試験 ・物理試験一式 ・締固め試験 ・詳細ニューマークD法適用に必要な室内試験一式 	
$5m \leq H < 10m$	堤体構造が複雑な場合	詳細 ニューマーク-D法		
	堤体構造が比較的単純な場合 (例えば、均一型等)	SIP ニューマーク-D法	<ul style="list-style-type: none"> ・原位置試験 (PS検層、密度検層、標準貫入試験等) ・乱れの少ない試料採取 ・締固め試験 ・物理試験一式 ・三軸試験 (圧密非排水) 	堤体の地層構成、地質モデルおよび強度低下モデルに適用する締固め度を含む土質特性等を把握すること。
$H < 5m$		SIP ニューマーク-D法		

注) : 堤高が低く、規模が小さい場合でも重要度が高いと判定される場合には詳細ニューマーク-D法による

最大加速度

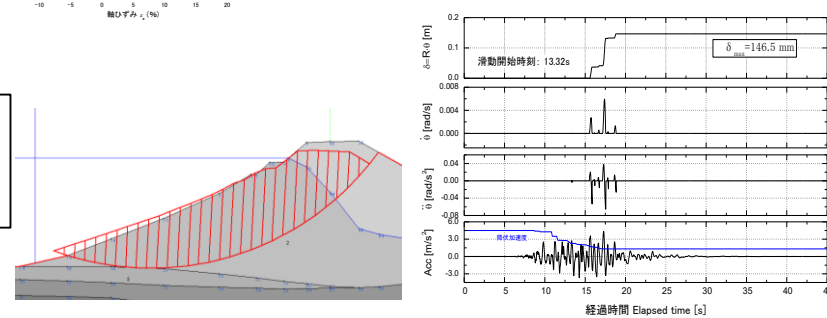
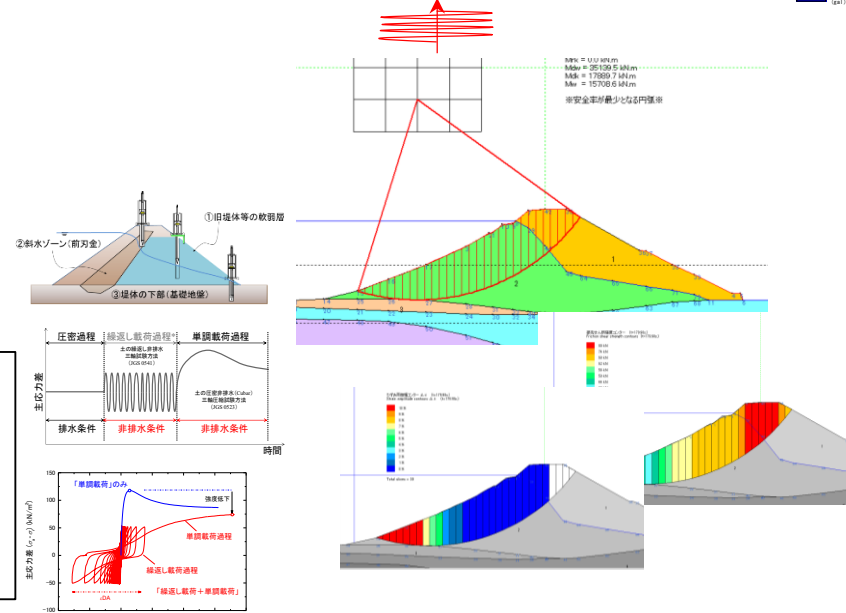
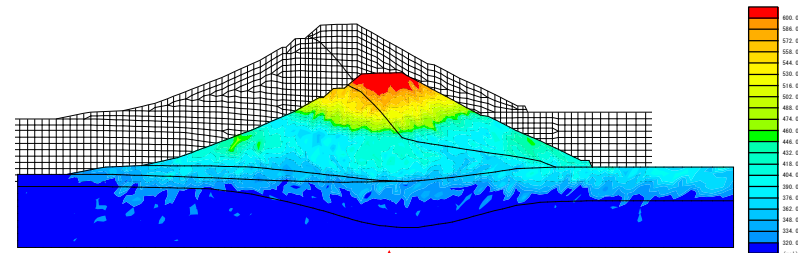
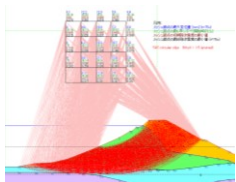
①2次元FEM動的応答解析
(等価線形化解析など)

②極限釣り合い準静的安定計算
(飽和土は非排水強度、
スライス法)

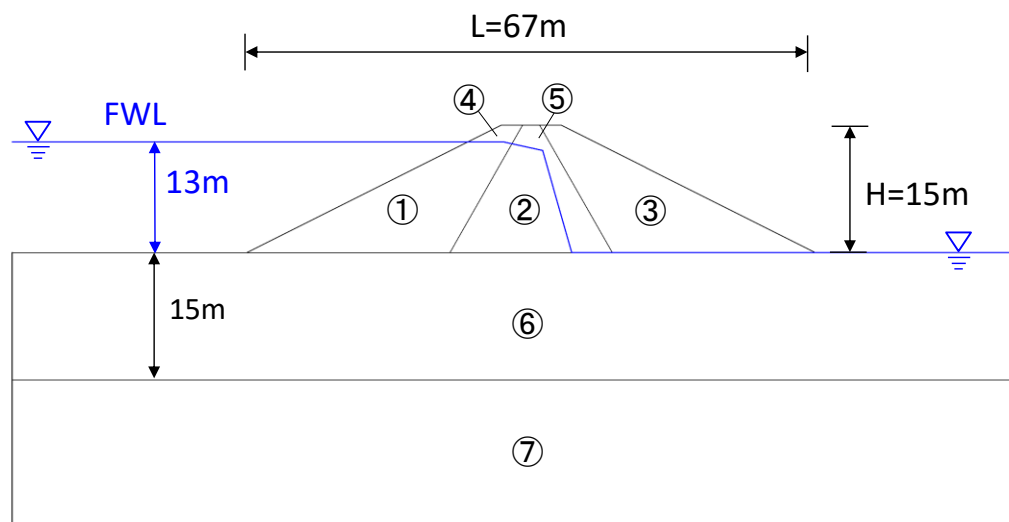
③非排水繰返し試験による強度及び
FEM解析による応力を用いて**累積損傷理論**に基づきひずみ振幅・強度低下を計算

④低下していく強度を用いて
Newmark法による残留変位置算

⑤最大変位置量
円弧すべり面
を探索



Duttine et. al. (2015): ため池堤体・フィルダムの非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマーク法による地震時残留変形評価法, 地盤工学会誌, ため池・アースダム特集63巻、3号、2015年3月号



$D_c = 90\%$

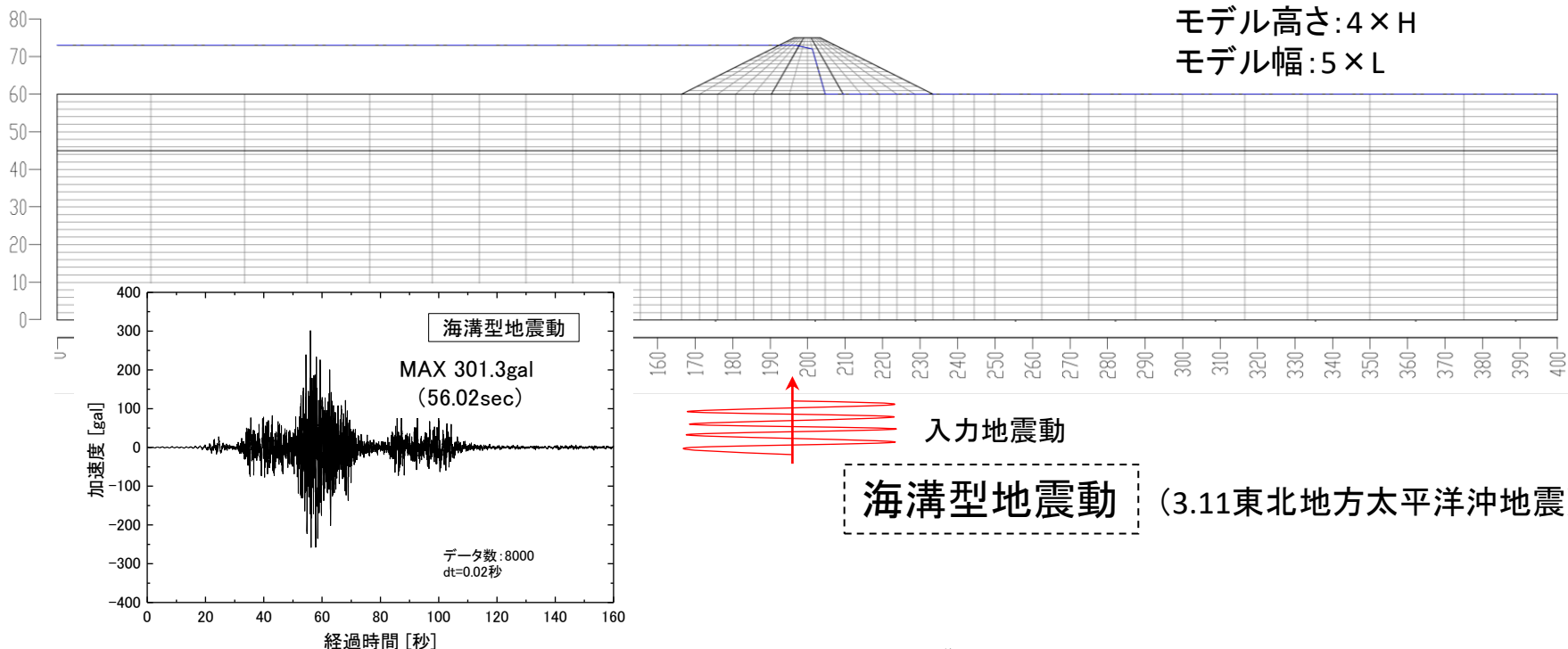
排水せん断強度

非排水せん断強度(全応力法)

	地層	γ_t (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	c' (kPa)	Φ' (deg)	c_u (kPa)	Φ_u (deg)
①	ランダム(飽和)	17.2	19.2	18	13	15	25
②	コア(飽和)	18.0	19.1	12	19	18	13
③④	ランダム(不飽和)	17.2	19.2	18	13	15	25
⑤	コア(不飽和)	18.0	19.1	12	19	18	13
⑥	地盤(N値20)	21.0	21.0	26	21.5	26	21.5
⑦	基盤(N値50)	21.0	21.0	37	31.5	37	31.5

⇒ 簡易化した新設ダムの場合 (ランダム材は現場の粘砂: 砕石C40=1:3、コア材は粘砂: 礫=1:1の購入材)

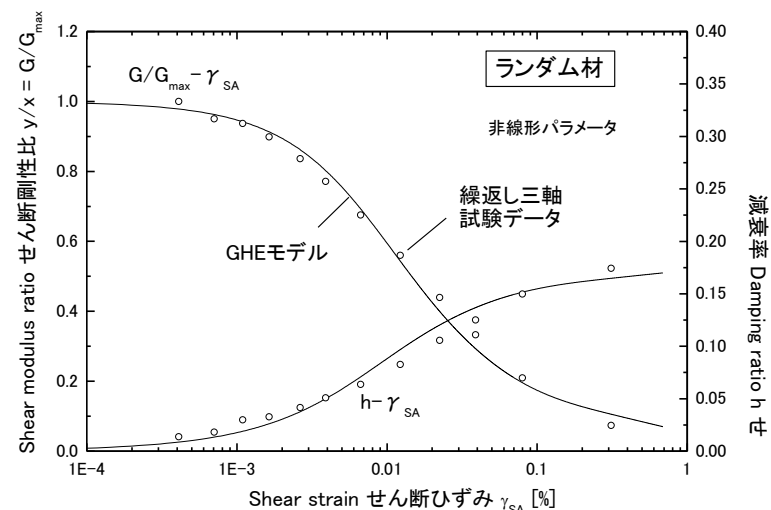
ステップ①:FEM地震応答解析



⇒ 過剰間隙水圧の上昇*、消散を計算せず
(*ニューマーク-D法では、この強度に対する影響を累積損傷度理論で考慮)

⇒ 簡単な土の挙動モデル:
双曲型モデル
(HDモデル、GHEモデル)

⇒ 簡単な方法: 等価線形法を適用



応答解析法	特徴	複雑さ 計算時間・経費	プログラム名称例
等価線形化解析(全応力)	<ul style="list-style-type: none"> ・周波数領域の解法 ・残留変形を求められない ・強度低下を考慮できない 	低	FLUSH系, SRA-X
非線形解析(全応力)	<ul style="list-style-type: none"> ・時間領域の解法(逐次積分) ・非線形弾性(ソフトによる弾塑性) ・残留変形を求められる ・強度低下を考慮できない 	中	AFIMEX, SRA-X, SOILPLUS, NONSOLAN
非線形解析(有効応力)	<ul style="list-style-type: none"> ・時間領域の解法(逐次積分) ・弾塑性構成式 ・残留変形を求めらる ・強度低下を考慮できる 	高	FLIP, LIQCA, NONSOLAN

⇒ ニューマークD法で**等価線形化応答解析**を採用することが多い。

理由は

- ・最も**安定する**応答解析(収束、結果、パラメータ感度)
- ・計算が最も**早い**
- ・最も**安全側**の結果(応答加速度・作用せん断応力)
- ・残留変形を求められない、また強度低下を考慮できないが、ニューマークD法の方では、その強度低下および円弧すべりによる残留変形を求める

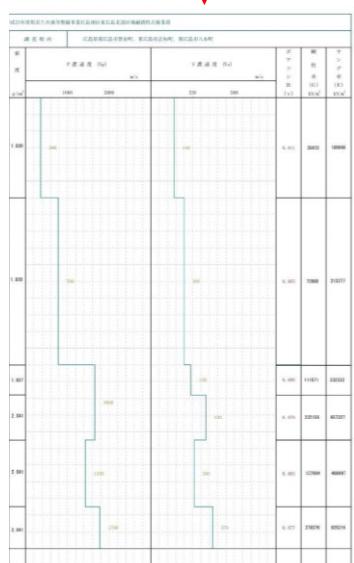
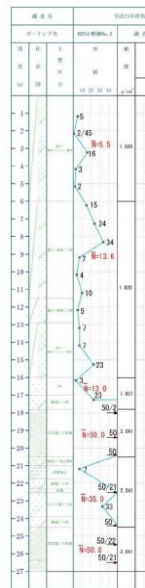
ステップ①:FEM地震応答解析

	地層	Dc (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	N値	E50 (MPa)	ポアソン比 ν	S波速度 Vs(m/s)	初期剛性G0 (MPa)	ポアソン比 ν	減衰係数 h(%)
① ② ③	コア・ランダム	95	18.2	19.8	--	11.7	0.30	172.8	60.0	0.45	非線形
		90	16.9	19.2	--	9.1	0.30	163.6	52.5	0.45	非線形
		85	16.3	18.7	--	7.8	0.30	153.6	42.5	0.45	非線形
⑥	地盤(N値20)	-	21.0	21.0	20	25.2	0.30	236.8	120	0.45	2.0
⑦	基盤(N値50)	-	21.0	21.0	50	139.9	0.30	290	180	0.45	2.0

PS検層又はN値から推定

PS検層又は文献式

载荷試験
又は
文献式



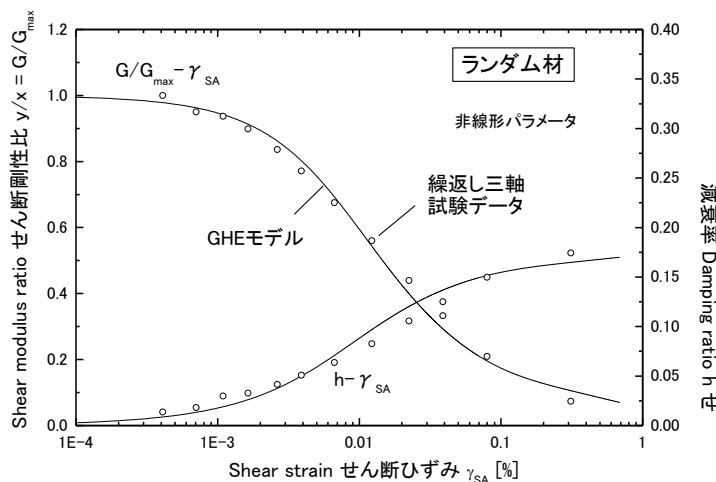
貫入試験
N値

PS検層

試験
(新設)

繰返し载荷試験

文献式



安田・山口の式

$$\frac{G}{G_0} = (A_1 + A_2 \log D_{50}) \left(\frac{\sigma'_m}{98} \right)^{(B_1 + B_2 \log D_{50})}$$

$$h = (C_1 + C_2 \log D_{50}) \left(\frac{\sigma'_m}{98} \right)^{(D_1 + D_2 \log D_{50})}$$

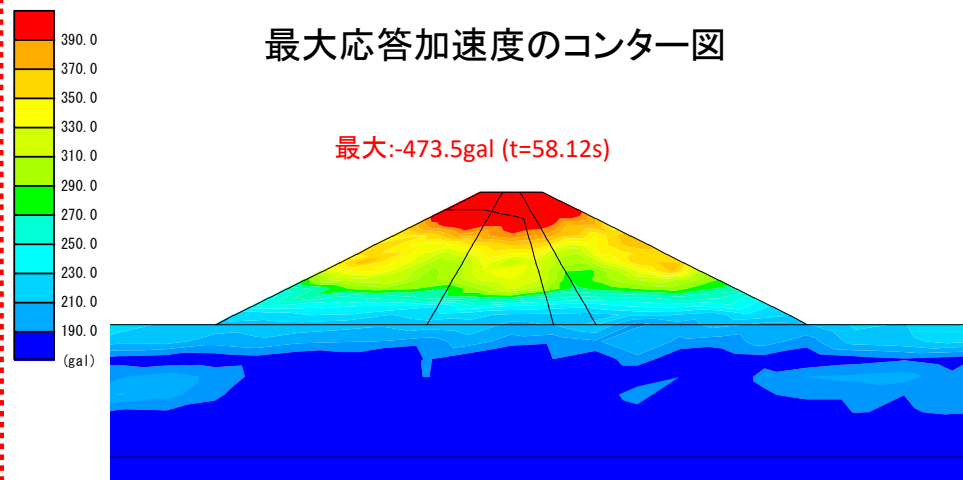
適用範囲
19.6 ≤ σ'_m ≤ 294 kPa
0.002 ≤ D_{50} ≤ 1 mm

概略
北海道から九州までの13箇所103個の不攪乱資料に関する動的変形試験を基にした提案式。
適用範囲は粘土から粗砂までの広い範囲で、そのすべてに同じ式が適用できるという意味で実務者には便利な式である。

海溝型地震動

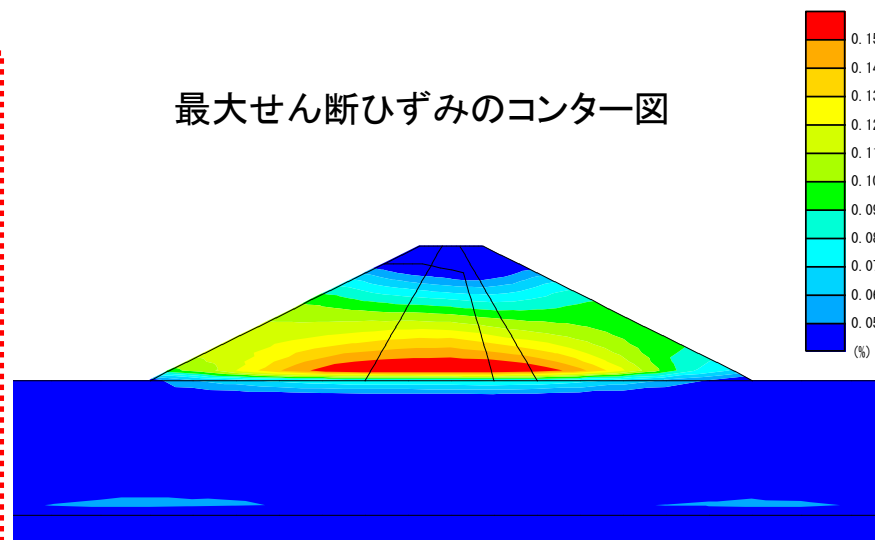
最大応答加速度のコンター図

最大:-473.5gal (t=58.12s)



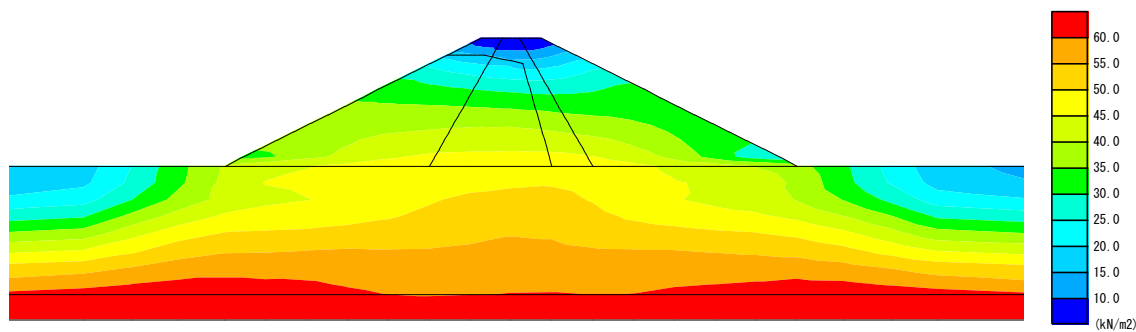
⇒ 堤体上位ほど増加、
堤体天端/入力:約1.56倍の増幅率

最大せん断ひずみのコンター図



⇒ 最大0.15%と小さい値 (数%を超える場合、
非線形・時刻歴応答解析)

最大せん断応力のコンター図



NewmarkD法に用いる結果

ステップ②: すべり安定計算

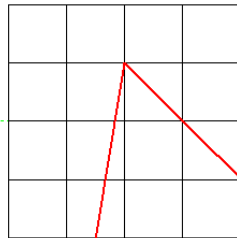
非排水せん断強度 (全応力法)

	地層	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (deg)	c_u (kPa)	Φ_u (deg)
①	ランダム(飽和)	17.2	19.2	18	13	15	25
②	コア(飽和)	18.0	19.1	12	19	18	13
③④	ランダム(不飽和)	17.2	19.2	18	13	15	25
⑤	コア(不飽和)	18.0	19.1	12	19	18	13
⑥	地盤(N値20)	21.0	21.0	26	21.5	26	21.5
⑦	基盤(N値50)	21.0	21.0	37	31.5	37	31.5

三軸 $\bar{C}U$ 試験
(通常のL1検討
でも実施)

初期降伏震度が最小となる円弧の例

Critical slip circle
限界円弧すべり
xc = 175 m.
yc = 105 m.
R = 45 m.
Total slices = 30

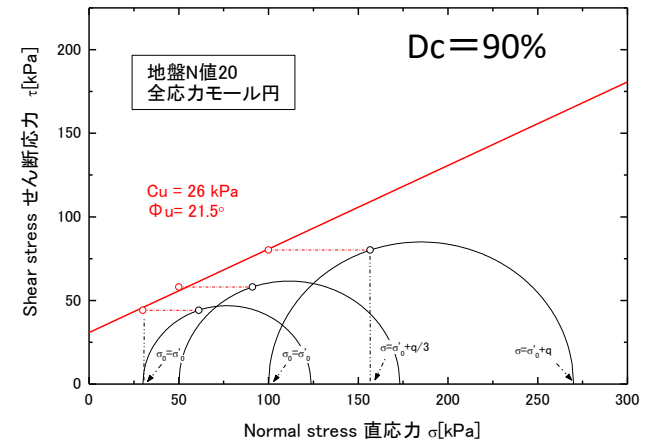


Mod. Fellenius Method (undrained)

Damage considered, 強度低下を考慮した (t=0.02s)

Fs = 1.929 安全照査値 = 0.519
Kh = 0.000 Kh,y = 0.190
Mr(resist) = 69340.1 kN.m
Md(driving) = 35954.5 kN.m
J = 817867.7 kN.m.s²
Mfw = 36553.0 kN.m
Mfc = 30797.1 kN.m
Mfk = 0.0 kN.m
Mdw = 66908.9 kN.m
Mdk = 18.9 kN.m
Mw = 30973.3 kN.m

※初期降伏震度が最少となる円弧※

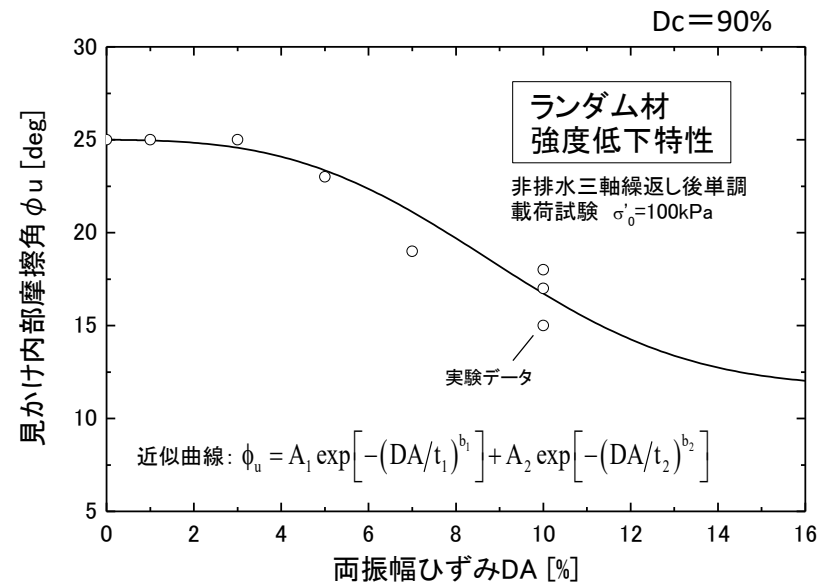
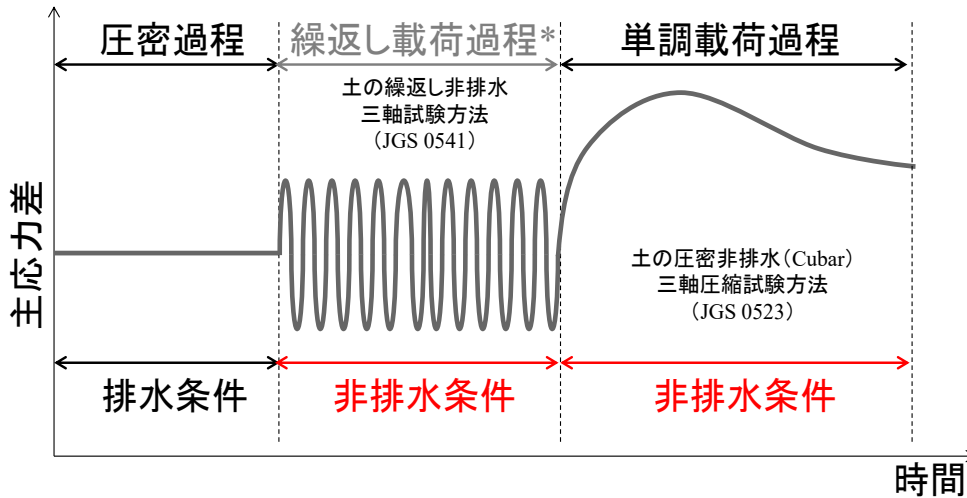
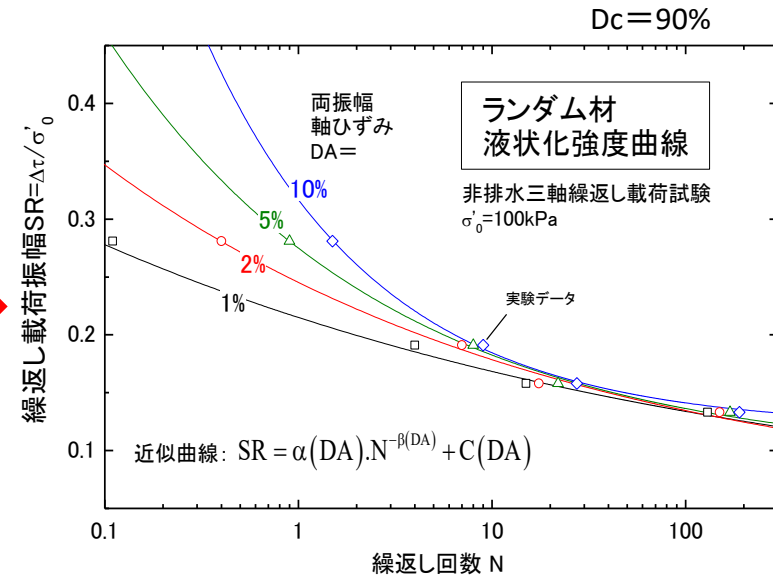


ステップ③: 各スライス底面で土が受ける損傷度および強度低下

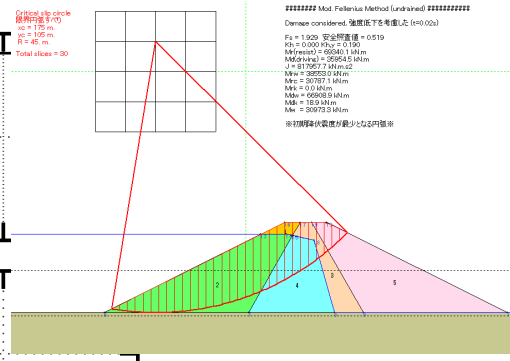
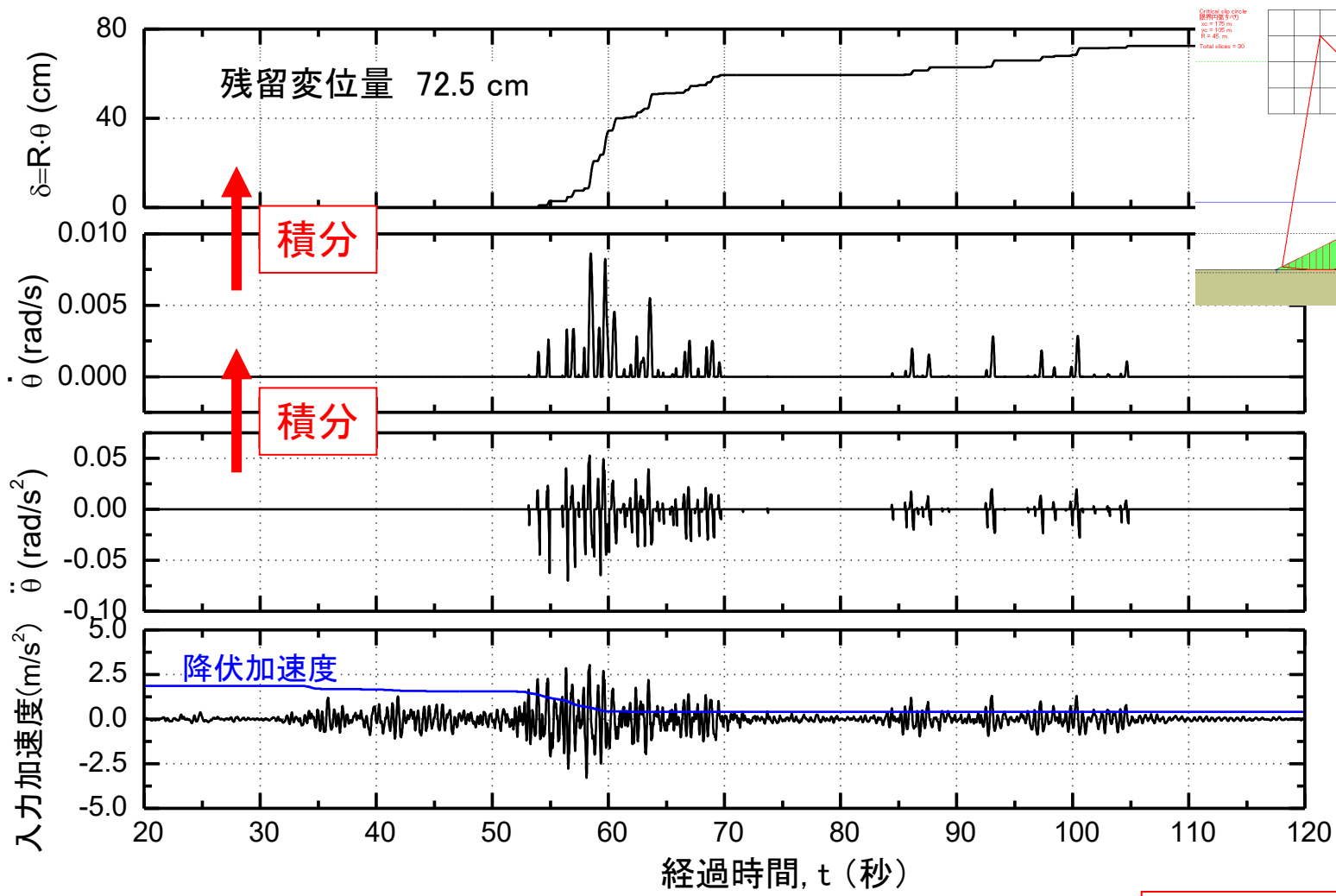
必要な試験本数: 8本 (少なくとも6本)

試験概要	拘束圧 (kN/m ²)	繰返し応力振幅 (kN/m ²)	繰返し载荷から単調载荷へ移行するひずみ(%)		
繰返し+単調試験	100*	30**	10%	1. 非排水繰返し载荷過程で増加する損傷を算出	
		40**			
		50**			
		60**			
		50**	7%		2. 損傷の増加に伴って継続的に低下する非排水強度を算出
			5%		
	3%				
	1%				

* 試料採取深さによって異なる ** (損傷度無し) 初期せん断強度によって異なる



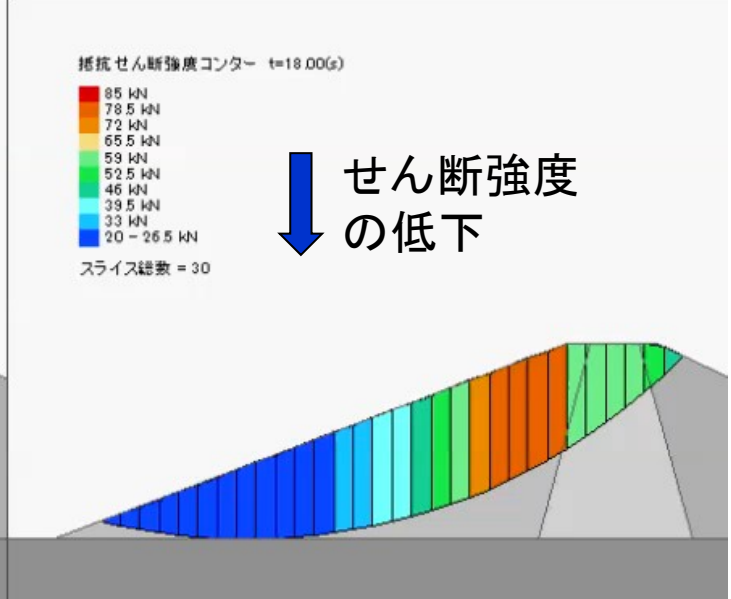
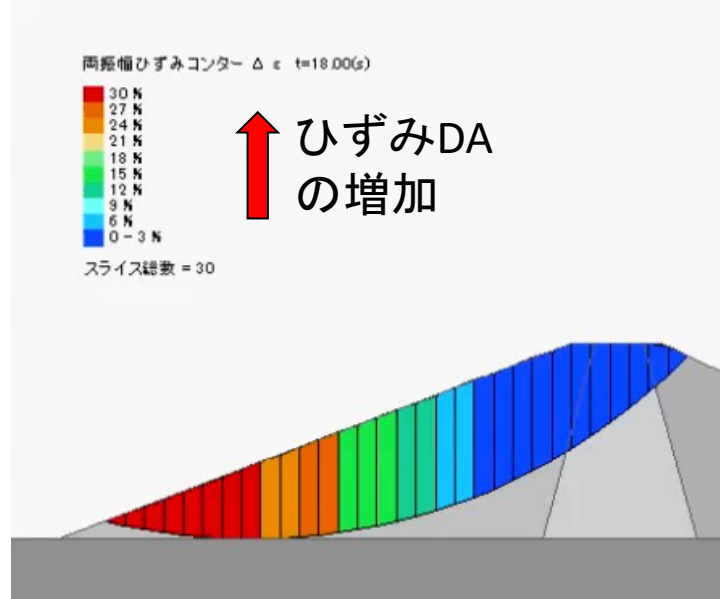
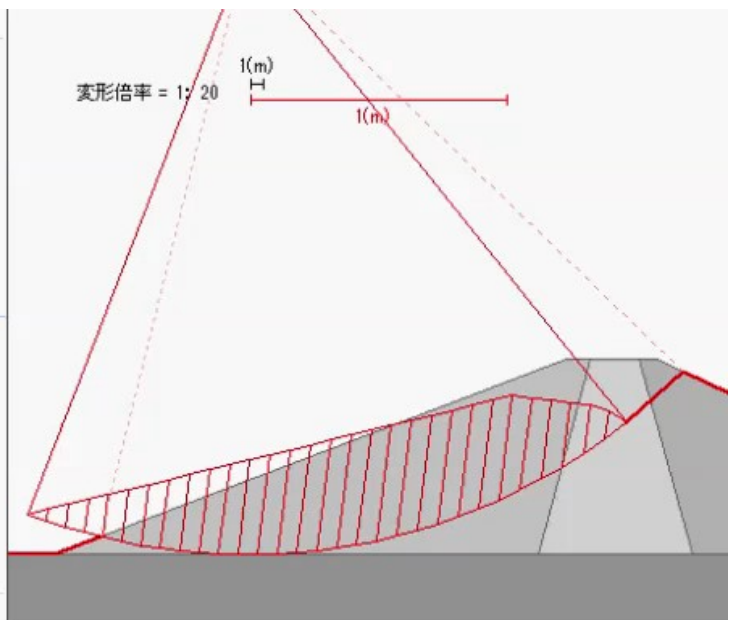
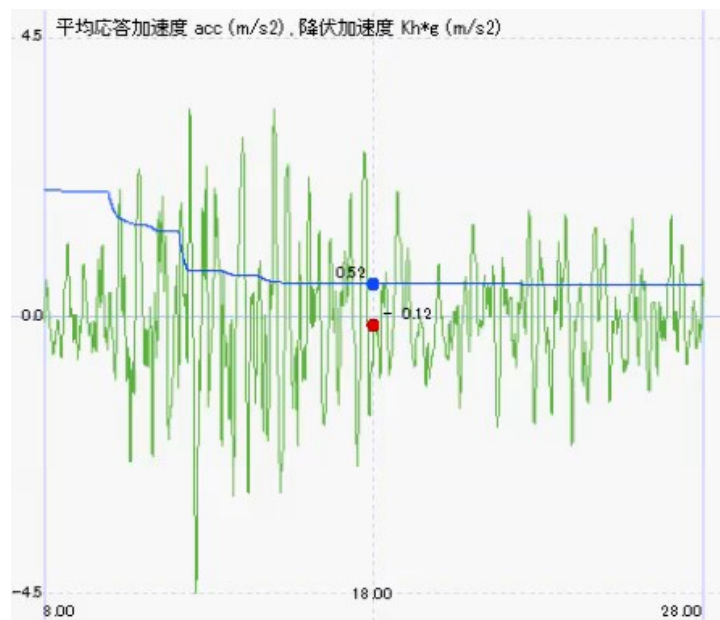
ステップ④: 詳細ニューマークD法による残留変位



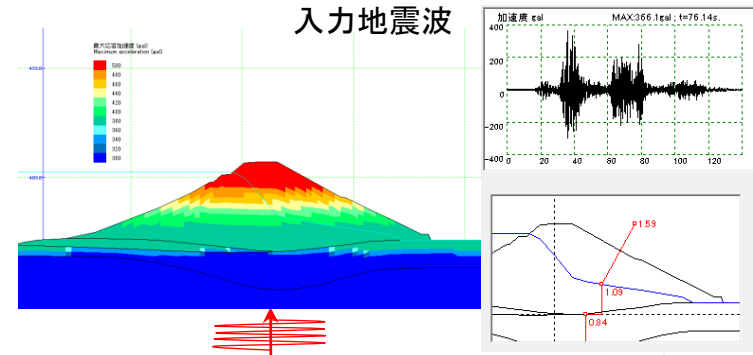
⇒すべり量 (x-u) = R · θ を求める

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

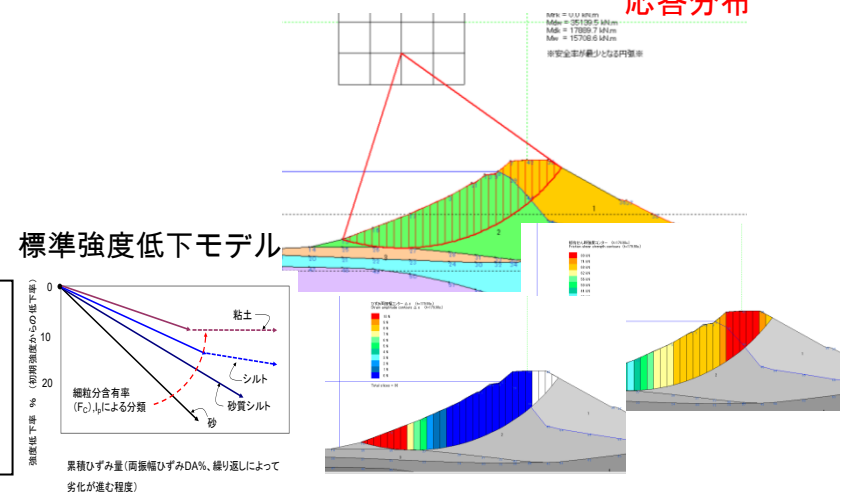
ステップ④: 詳細ニューマークD法による残留変位



①堤体内応答分布を推定
(応答分布モデルに基づく推定
または1次元等価線形化解析)



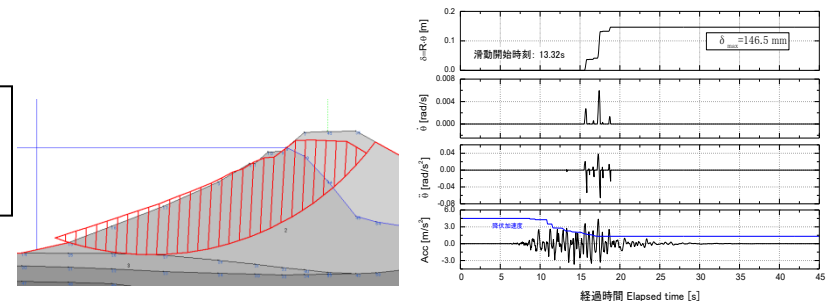
②極限釣り合い準静的安定計算
(飽和土は非排水強度、
スライス法)



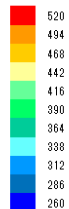
⑤最大変位量
円弧すべり面
を探索

③標準強度低下モデルを用いて
累積損傷理論に基づきひずみ振
幅・強度低下を計算

④低下していく強度を用いて
Newmark法による残留変位量計算

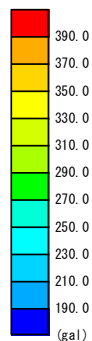
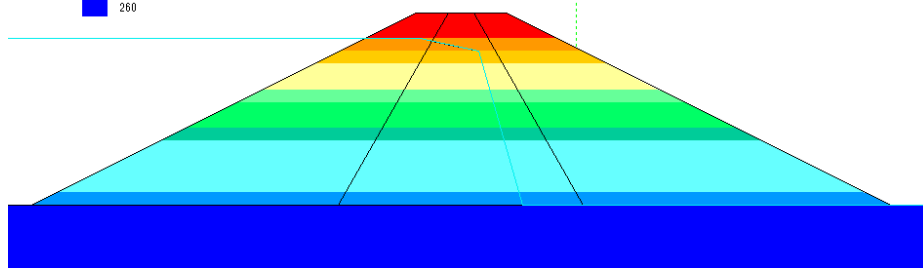


最大応答加速度 (ea)
Maximum acceleration (gal)

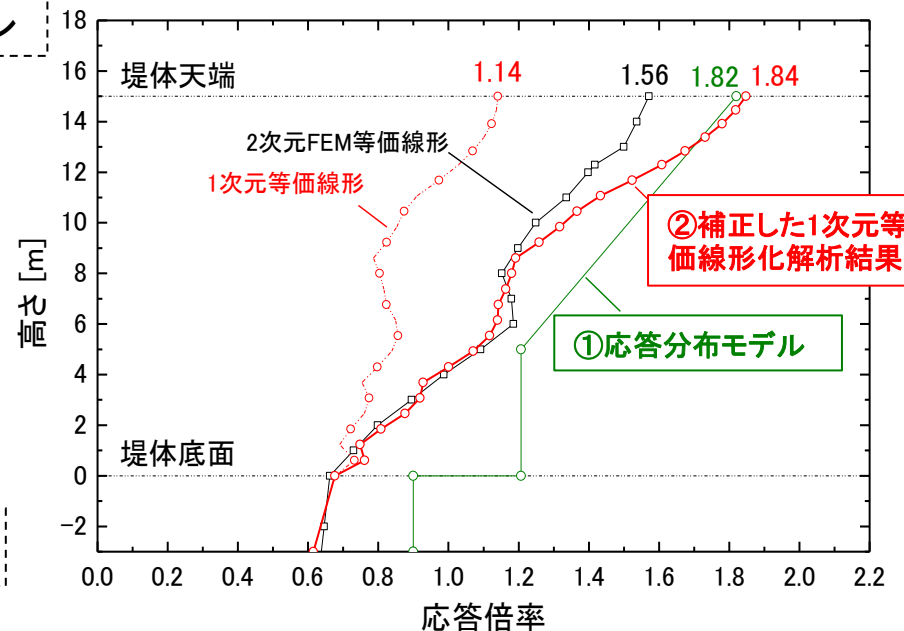
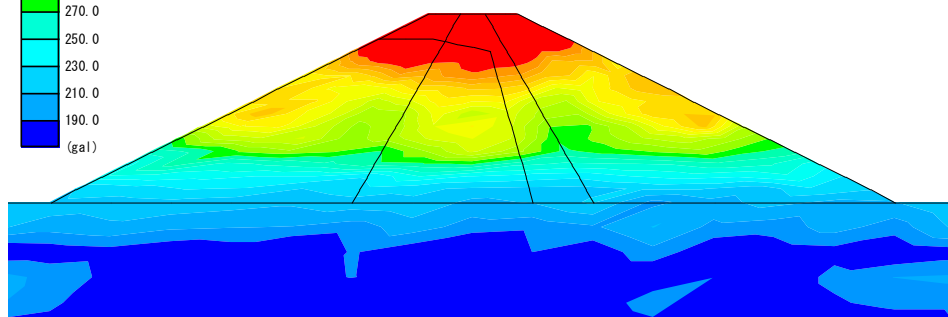


最大応答加速度のコンター図

SIPニューマークD法: 応答分布モデル



詳細法: 2次元FEM(等価線形)

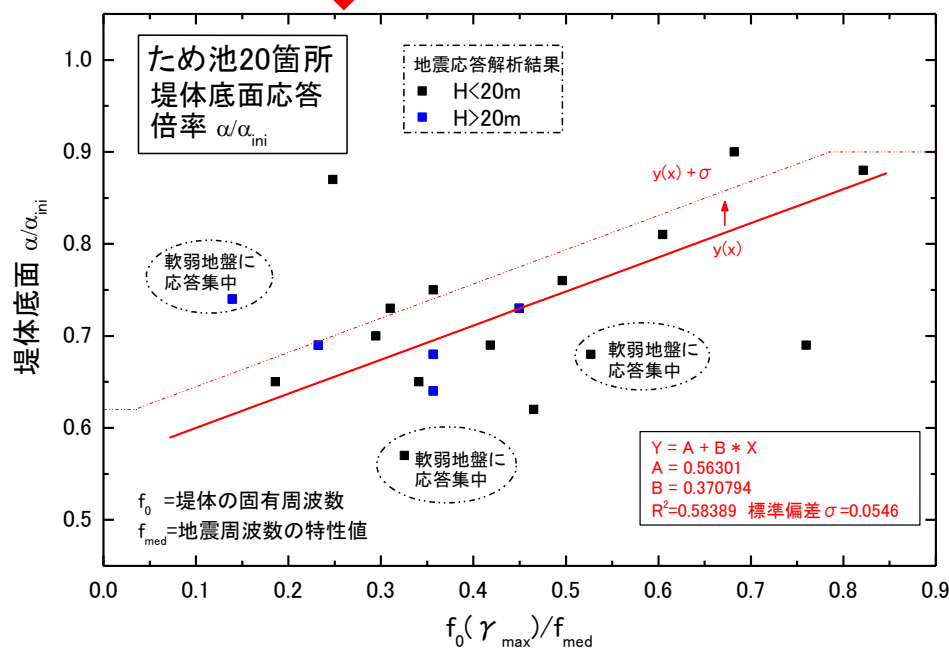
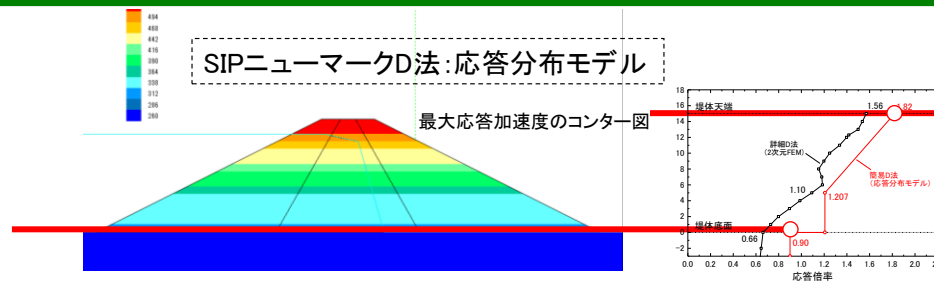


① 応答分布モデル

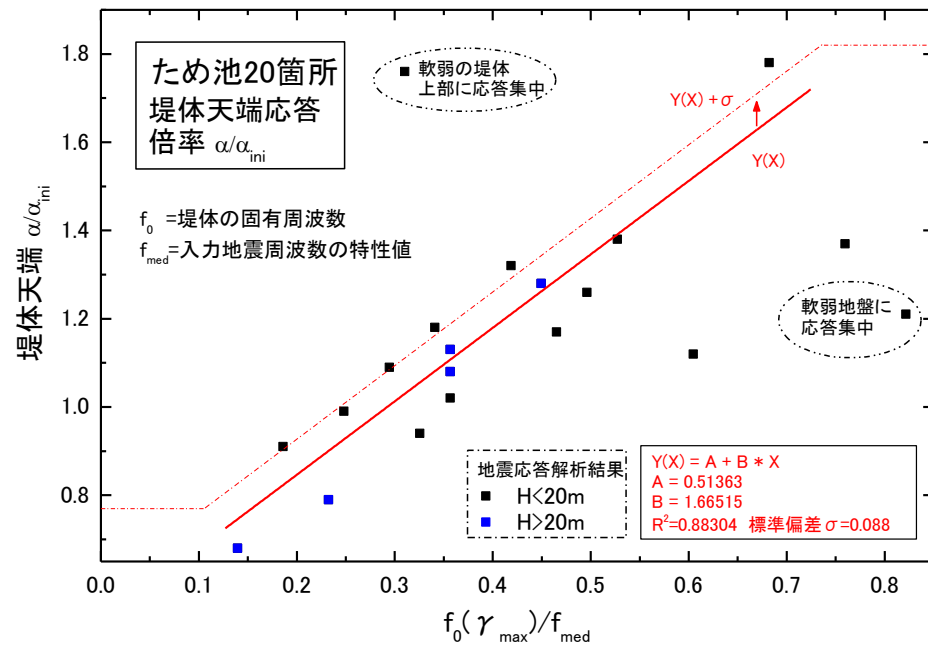
あるいは

② 補正した1次元等価線形化解析結果

① 応答分布モデル



$$\text{応答倍率} = 0.61761 + 0.37079 \cdot f_0 / f_{med}$$

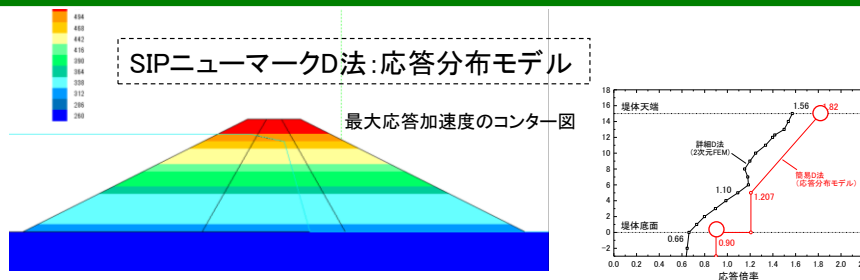


$$\text{応答倍率} = 0.60163 + 1.66515 \cdot f_0 / f_{med}$$

⇒ 応答倍率の推定に用いる指標: f_0/f_{med}

- ・ f_0 : 堤体の固有振動数
- ・ f_{med} : 地震周波数の特性値

① 応答分布モデル



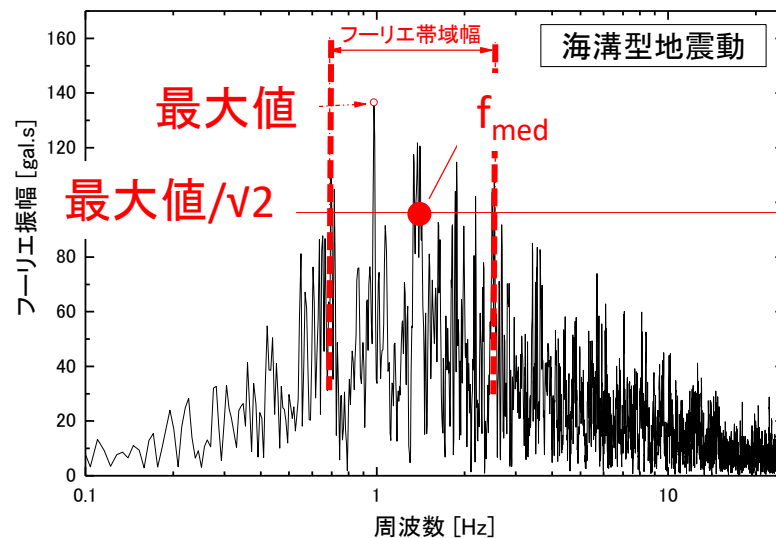
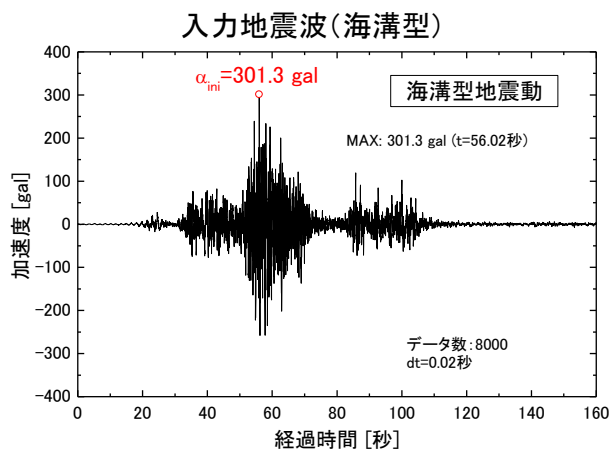
※ f_0 : ひずみ依存性を考慮した堤体の固有振動数

$$f_0(\gamma_{\max}) = 1.55 \cdot \frac{V_{s0}}{4H} \sqrt{\frac{1}{1 + \gamma_{\max} / 0.02}}$$

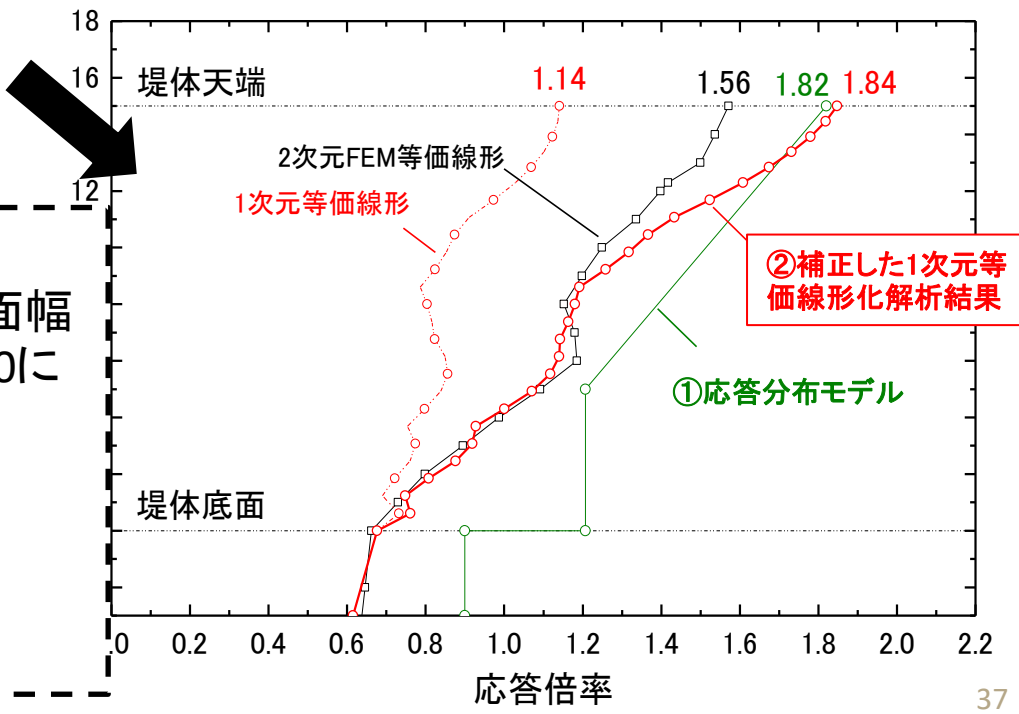
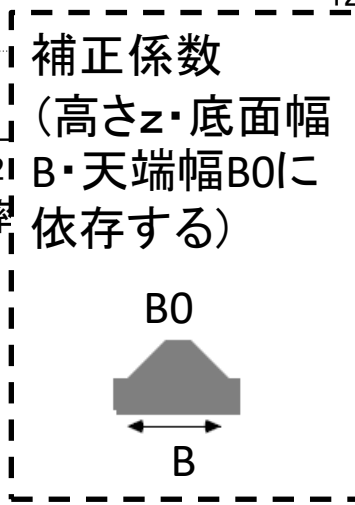
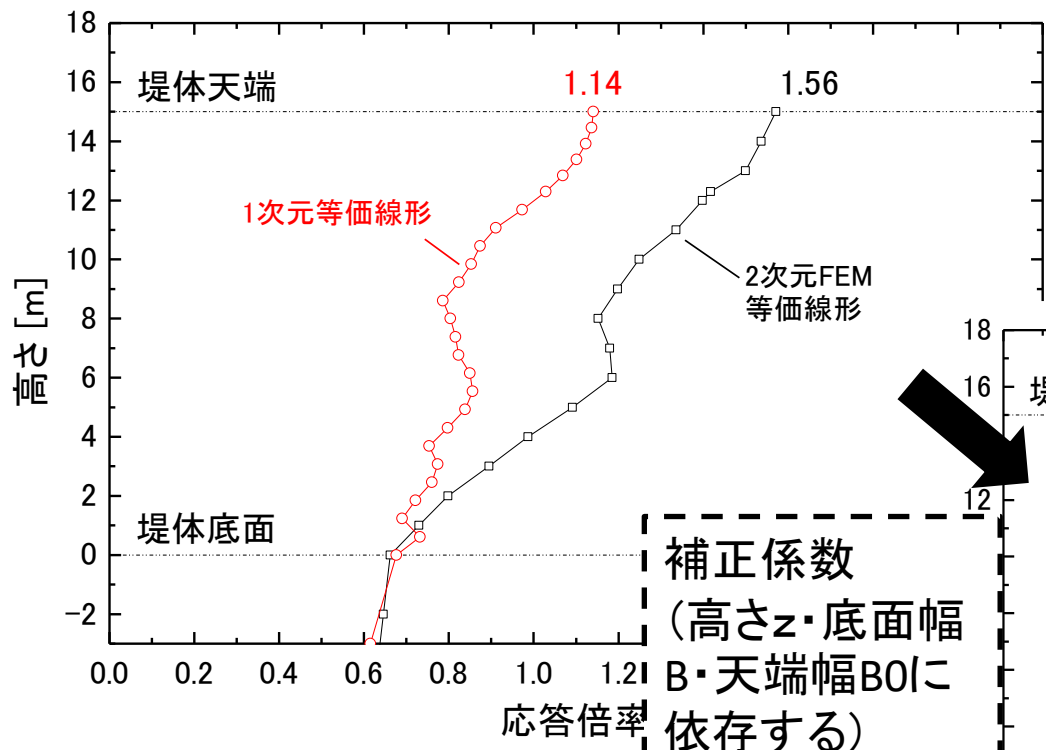
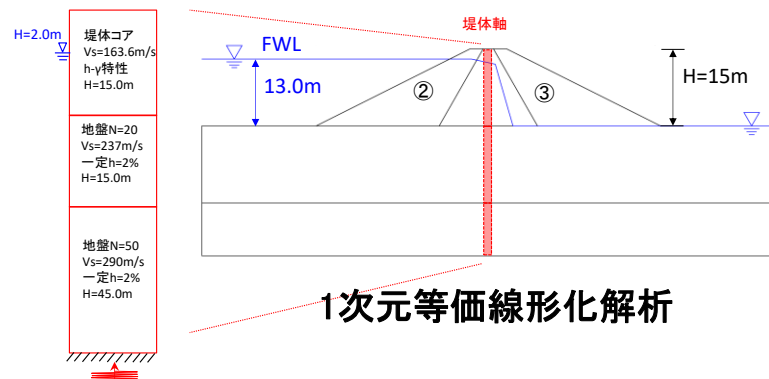
$$\gamma_{\max} = -0.28 + 0.15903 \cdot \exp\left[0.79595 \cdot \frac{\alpha_{\text{ini}}}{V_{s0} \cdot f_{\text{med}}}\right]$$

V_{s0} : 平均S波速度 (m/s); H : 堤高 (m); γ_{\max} : 堤体内最大ひずみ (%); α_{ini} : 入力地震最大加速度 (gal)

※ f_{med} : 地震周波数の特性値=フーリエ帯域幅の中央



②補正する1次元等価線形化解析結果



・戦略的イノベーション創造プログラム (SIP、H26～H30年)の「レジリエントな防災・減災機能の強化」課題の研究成果 (全国127試料の試験結果の整理)により令和1年度にモデル改定

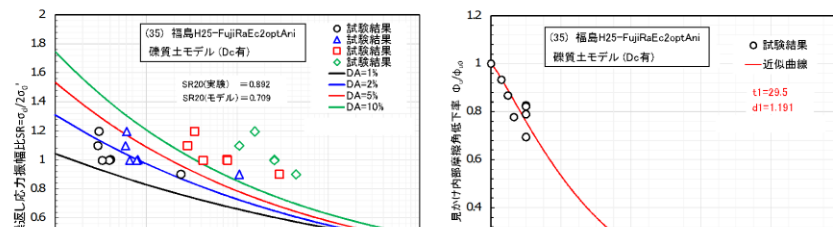
・土質による区分
 礫質土モデル
 砂質土モデル
 粘性土モデル

・液状化特性とせん断強度低下特性を推定

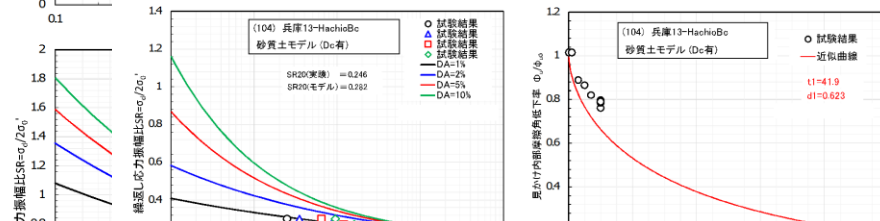
【必要な土質特性】

- ・乾燥密度 ρ_d 、もしくは1Ecによる締固め度Dc
- ・粒度分布 (粘土分C、細粒分含有率Fc、平均粒径D50)及び塑性指数Ip
- ・非排水せん断強度 c_u 、 Φ_u (全応力)

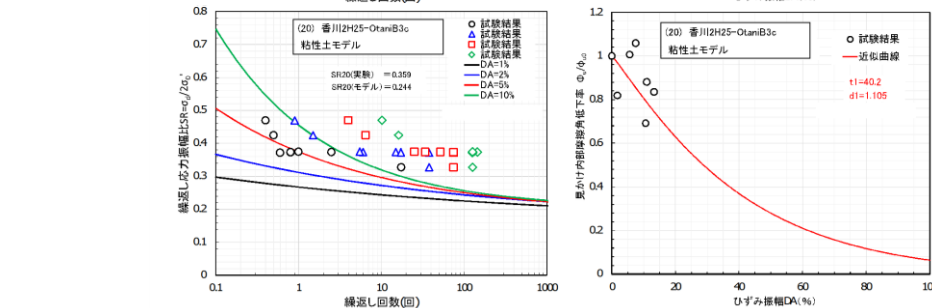
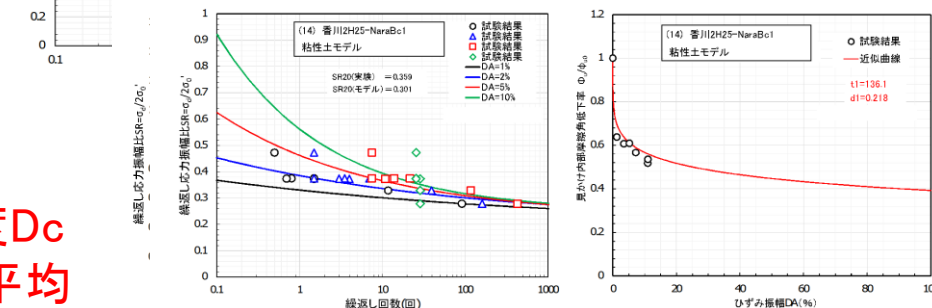
礫質土(2/11)



砂質土(2/15)



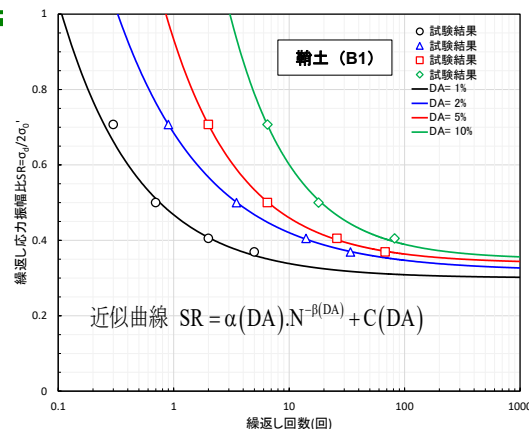
粘性土(1/7)



※液状化特性(疲労曲線)

$$\begin{cases} SR(DA, N) = SR_{20} \left[\alpha(DA) \cdot N^{-\beta(DA)} + C(DA) \right] \\ \alpha, \beta, c(DA) = A_0 + A_1 \cdot \left[1 - e^{-DA/A_2} \right] + A_3 \cdot \left[1 - e^{-DA/A_4} \right] \end{cases}$$

ここに、SR20：標準液状化強度
A0～A4：係数



		A0	A1	A2	A3	A4
礫質土	$\alpha(DA)$	0.11	1.153	0.529	1.667	100
	$\beta(DA)$	0.02	0.122	0.954	0.1	16.9
	C(DA)	0.02	0.323	7.073	0.17	100
砂質土	$\alpha(DA)$	0.2	0.815	0.712	4.532	100
	$\beta(DA)$	0.02	0.267	2.624	0.21	16.143
	C(DA)	0.12	0.465	1.898	0.318	34.189
粘性土	$\alpha(DA)$	0.1	0.406	0.787	3.615	62.229
	$\beta(DA)$	0.05	0.184	0.56	0.463	11.805
	C(DA)	0.4	0.25	0.426	0.358	14.446

【必要な土質特性】

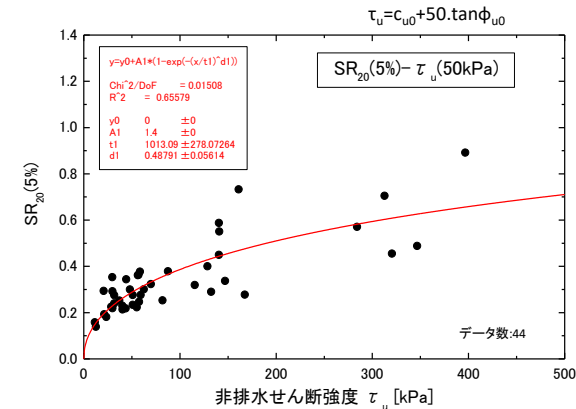
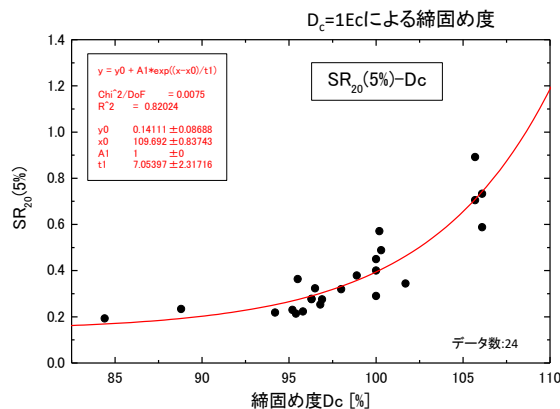
- ・乾燥密度 ρ_d 、OR 1Ecによる締固め度 D_c
- ・非排水せん断強度 c_u, Φ_u (全応力)

【礫質土】

$$\begin{cases} SR_{20} = 0.14111 + \exp\left[\frac{(D_c - 109.692)}{7.05397}\right] & D_c \text{ 値がある場合} \\ SR_{20} = 1.4 \cdot \left[1 - \exp\left\{-\left(\tau_{u,50} / 1013.09\right)^{0.48791}\right\} \right] & D_c \text{ 値がない場合} \end{cases}$$

ここに、 D_c は1.0Ecによる締固め度(%)、
 $\tau_{u,50} = c_u + 50 \times \tan \Phi_u$ (kN/m²)
ただし、 $82.5 \leq D_c \leq 110$ 、 $0 \leq \tau_{u,50} \leq 500$

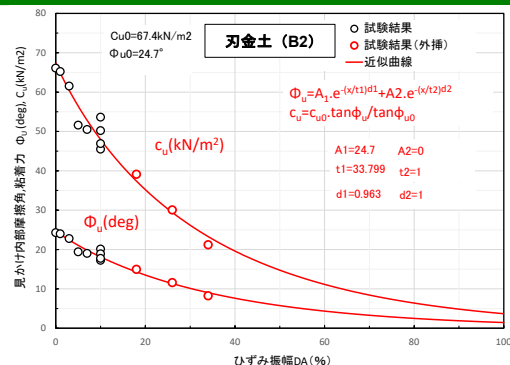
- ・ D_c 値があれば、 D_c を用いる推定式は精度が最も高いため、その推定式が優先
- ・ D_c 値がなければ、 $\tau_{u@50kPa}$ を用いる推定式を採用



※強度低下特性

$$\phi_u(DA) / \phi_{u0} = \exp\left[-(DA/t_1)^{d_1}\right]$$

$$c_u / c_{u0} = \tan \phi_u(DA) / \tan \phi_{u0}$$



ここに、 t_1, d_1 : 係数

【必要な土質特性】

- ・乾燥密度 ρ_d 、OR
- ・ $1E_c$ による締固め度 D_c
- ・粒度分布(粘土分 C 、細粒分含有率 F_c 、平均粒径 D_{50}) 及び塑性指数 I_p
- ・非排水せん断強度 c_u, Φ_u (全応力)

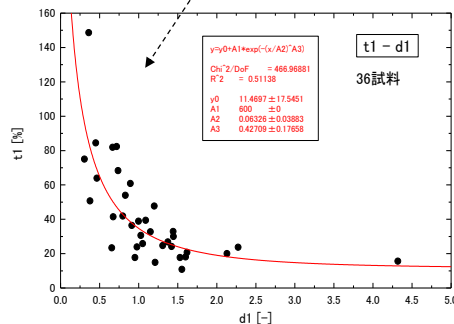
【礫質土】

ϕ_u/ϕ_{u0} 関数を以下のように推定する

- ① d_1 を推定する
- ② t_1 を d_1 から得る

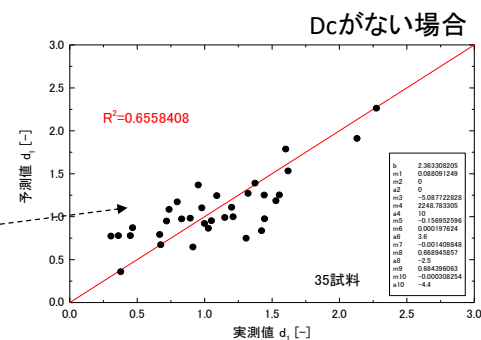
$$\left\{ \begin{aligned} d_1 &= 2.36 + 0.09\rho_d - 5.09F_c + 2249F_c^{10} - 0.16D_{50} + 1.98 \cdot 10^{-4} D_{50}^{3.6} \\ &\quad - 1.41 \cdot 10^{-3} c_u + 0.67c_u^{-2.5} + 0.68 \tan \phi_u - 3.08 \cdot 10^{-4} \tan \phi_u^{-4.4} \\ d_1 &= 17.5 + 98.7\rho_d - 115\rho_d^{0.9} - 0.42F_c - 0.02F_c^{-1.7} - 0.09D_{50} \\ &\quad + 1.77 \cdot 10^{-6} D_{50}^{5.4} + 0.02D_c \end{aligned} \right.$$

$$t_1 = 11.47 + 600 \cdot \exp\left[-(d_1/0.06)^{0.43}\right]$$

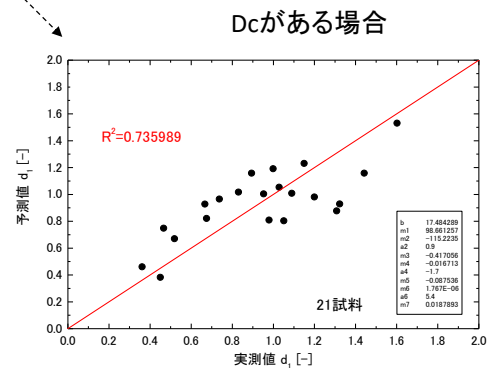


ただし、 $1.50 \leq \rho_d \leq 2.04$, $0.096 \leq F_c \leq 0.494$, $0.16 \leq D_{50} \leq 12.8$,
 $84 \leq D_c \leq 106$, $0.7 \leq c_u \leq 352$, $9.7 \leq \phi_u \leq 42.2$, $20 \leq t_1$

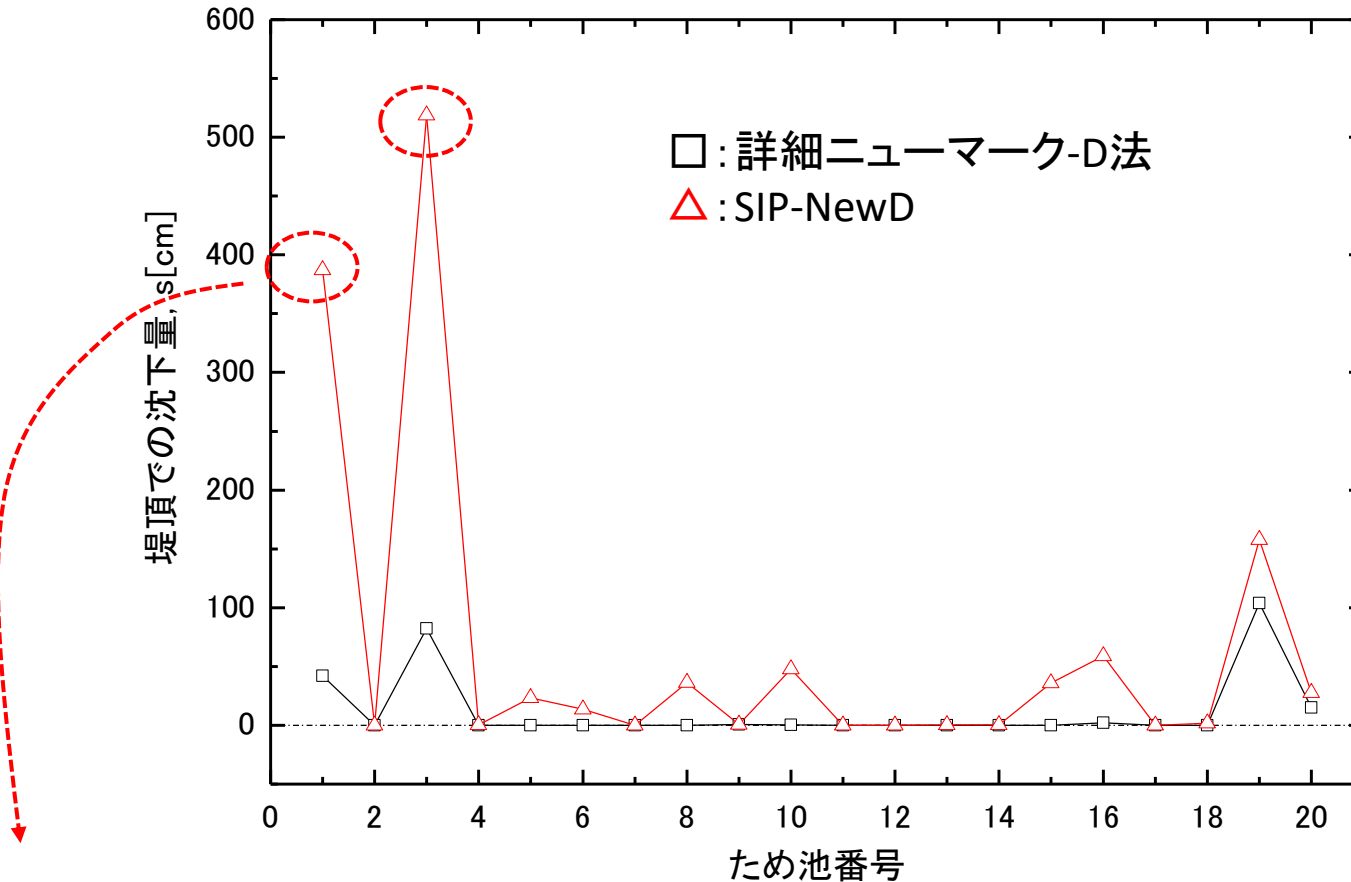
【礫質土】



Dc値があれば、Dcを用いる推定式は精度が最も高いため、その推定式が優先



詳細ニューマークD法解析結果より安全側



- ・入力地震動が大きい(最大加速度750gal以上)
 - ・盛土材の強度が元々非常に低い
- の2乗効果によって、解析結果が大きく安全側

1,3を除いた場合、
標準偏差 $\sigma=20.9\text{cm}$

①背景:

- ・東日本大震災における福島県内のため池被災
- ・改定された「ため池整備」(平成27年5月)

②ため池等の耐震診断法

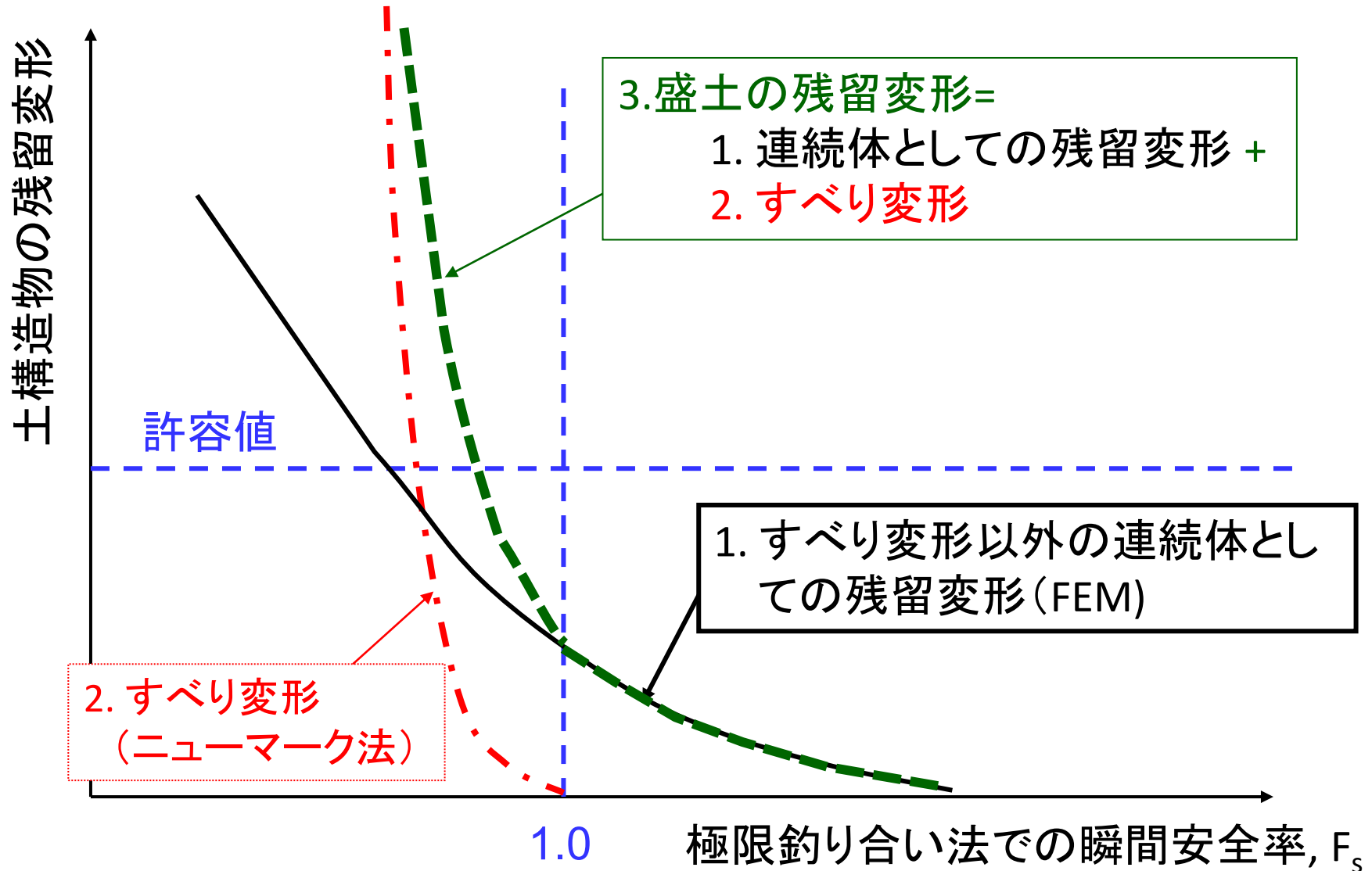
- ・ニューマークD法(すべり変形)の概要、計算例
- ・すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- ・福島県藤沼ダムの検証事例

2011.3.11東北地方太平洋沖地震による旧堤の決壊

2021.2.13福島県沖地震による新堤の挙動評価

- ・今まで説明したニューマーク法によって求められる残留変形は、すべりに起因する変形
- ・地震時の変形は、すべりによる変形だけではない。
 - ①地震時の剛性の低下に伴う変形
 - ②過剰間隙水圧消散による沈下もある。

厳密にはこれらの変形をすべて考慮する必要がある。

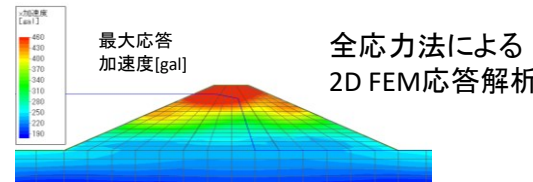


- ①地震応答解析(等価線形法:地震中に劣化しない等価な剛性)
- ②ニューマーク-D法解析(地震中に低下するせん断強度):すべりを伴う変位
- ③準静的FEM解析(地震中に低下する剛性・強度+慣性力):すべりを伴わない変位

→ 過剰間隙水圧消散による変位も算定可能

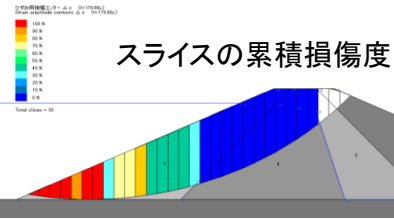
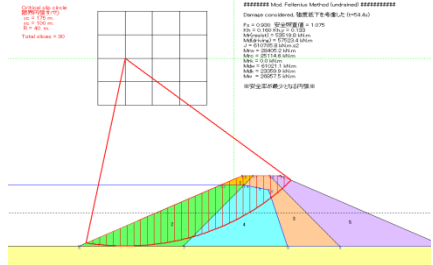
①地震応答解析

非排水条件での
極限つり合い安定解析

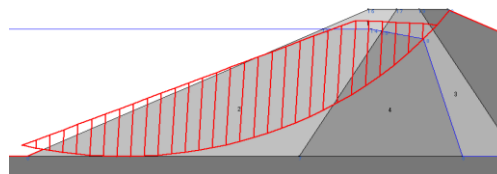


②ニューマーク-D法

応答応力状態



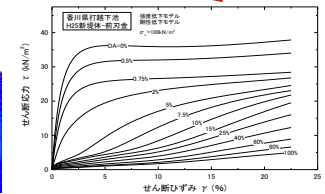
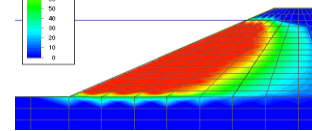
Newmark-D法による変形



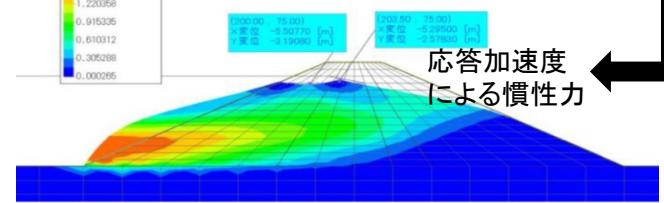
③準静的FEM (SENPS)

損傷度

各要素の
累積損傷度



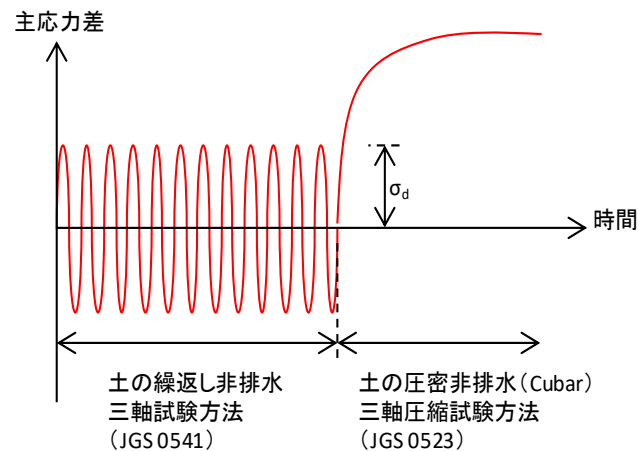
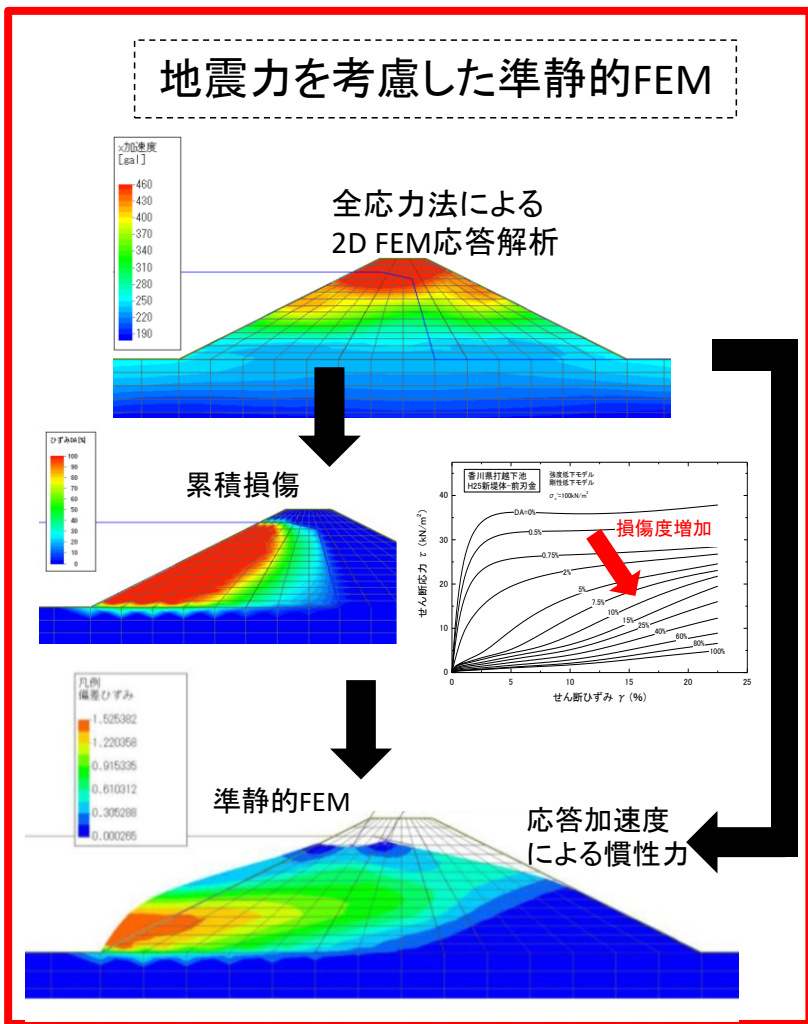
慣性力
係数 α



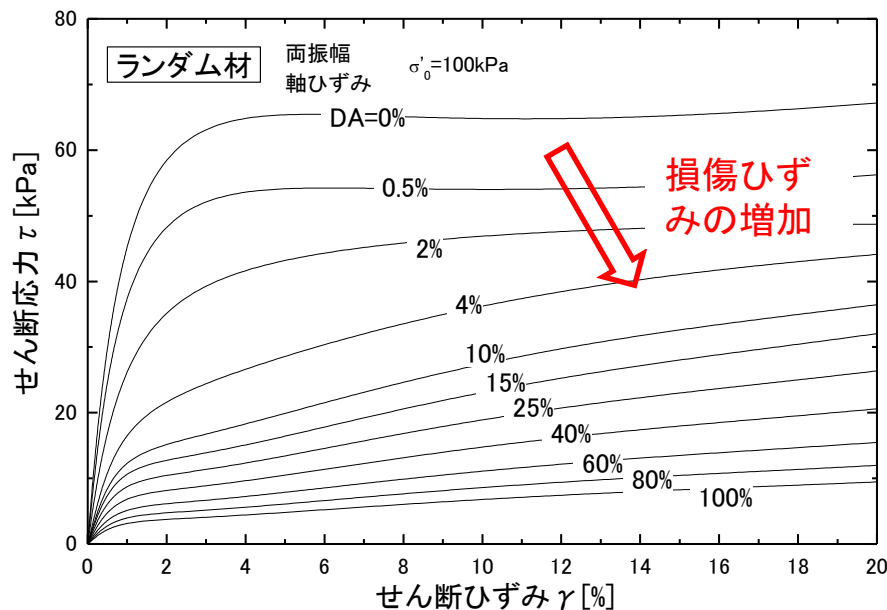
準静的FEMによる変形

土塊すべりの
応答加速度

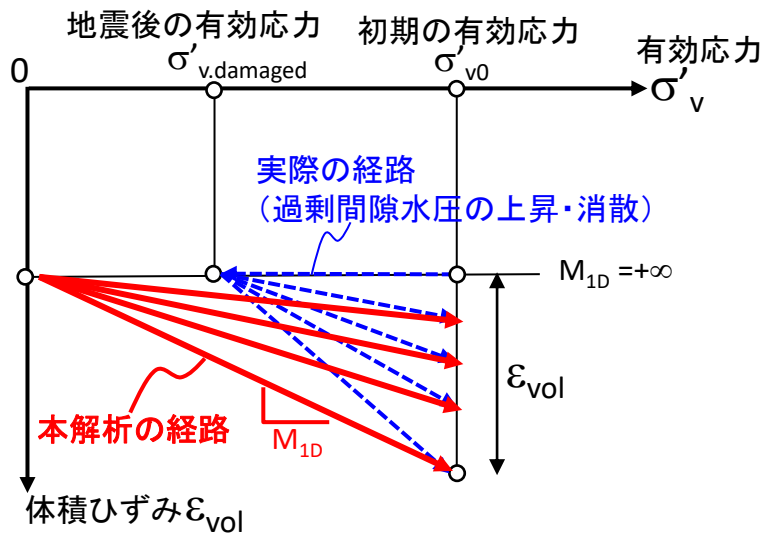
地震力を考慮した準静的FEM



詳細ニューマークD法との同じ試験結果から
応力・ひずみ関係の劣化をモデル化



- 龍岡ら、石原らの実験結果を再整理した実験式により、液状化後の体積ひずみ ϵ_{vol} を算定
- 初期(地震前)の自重解析の応力 σ'_{v0} を算定
- σ'_{v0} を外力とし、体積ひずみ ϵ_{vol} が生じるように、1次元圧密状態の沈下量を算定



龍岡ら、石原らの実験結果

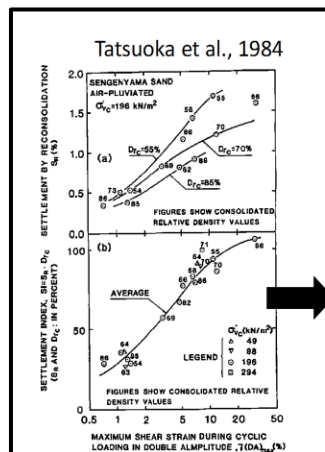


Fig. 9 Relationship between $\gamma(DA)_{max}$ and (a) settlement S_p or (b) settlement index $SI=S_p \cdot D_{rc}$.

Ishihara&Yoshimine, 1992
Nagase & Ishihara, 1988

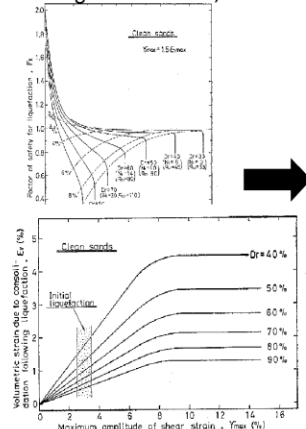


Fig. 8. Summarized relationships between re-consolidation volume change and shear strain

締固め度 D_c と地震後の両振幅 DA による体積ひずみ ϵ_{vol} 算定

$$\epsilon_{vol} = \epsilon_{vol,MAX} \cdot \left[1 - \exp \left\{ 1 - \left(1 + DA/A_1 \right)^{A_2} \right\}^{A_3} \right]$$

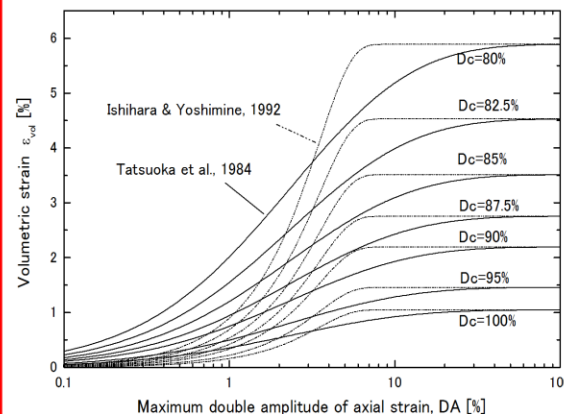
$$\epsilon_{vol,MAX} = B_1 + B_2 \cdot \exp(-D_c/B_3) \quad D_c \geq 80\%$$

ϵ_{vol} : 液状化後体積ひずみ (%)
 DA : 最大軸ひずみ両振幅 (%)
 D_c : 締固め度 (%)

本解析で採用

Tatsuoka et al., 1984	A1=0.832	B1=0.534
	A2=1	B2=62897
	A3=0.4433	B3=8.537

Ishihara&Yoshimine, 1992	A1=25.294	B1=0.534
	A2=1.327	B2=62897
	A3=11.24	B3=8.537



①背景:

- ・東日本大震災における福島県内のため池被災
- ・改定された「ため池整備」(平成27年5月)

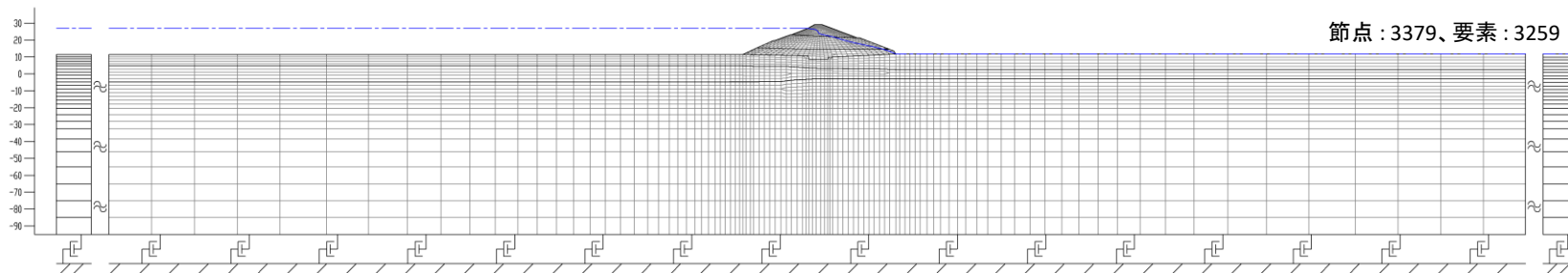
②ため池等の耐震診断法

- ・ニューマークD法(すべり変形)の概要、計算例
- ・すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- ・福島県藤沼ダムの検証事例

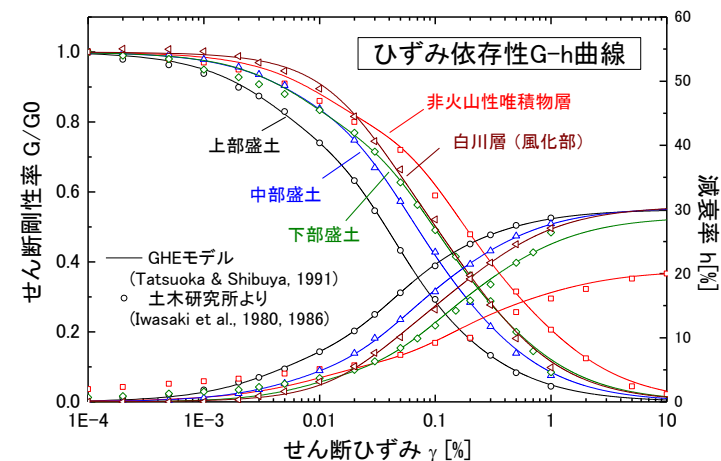
2011.3.11東北地方太平洋沖地震による旧堤の決壊

2021.2.13福島県沖地震による新堤の挙動評価

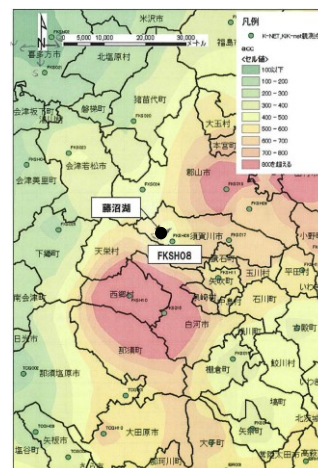
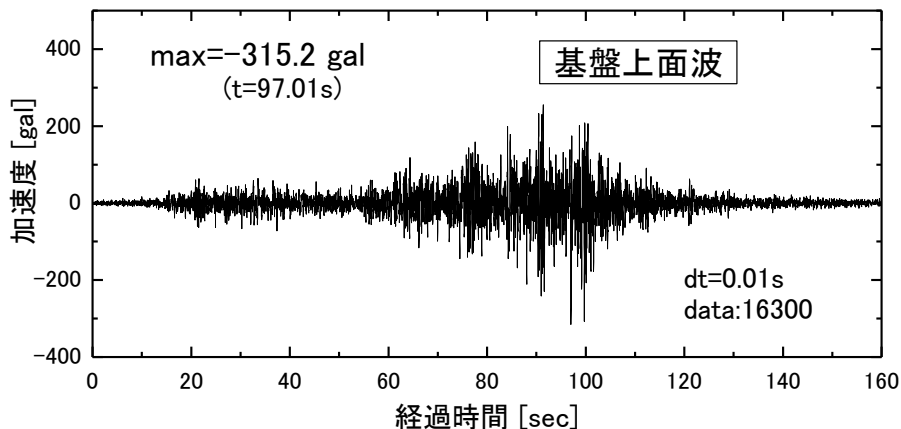
➡ ①旧堤体:地震応答解析(等価線形化法)



		γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	V_s (m/s)	G0 (MPa)	ポアソン比 ν	G-h- γ 特性
上部盛土		16.8	18.4	163	50	0.353	文献(土研式)
中部盛土		13.9	15.7	154	37.9	0.364	文献(土研式)
下部盛土		16.4	17.9	192	67.2	0.491	文献(土研式)
地盤	非火山性唯積物層	20	20	156	49.6	0.469	文献(土研式)
	白川層(風化部N<50)	17.7	17.7	287	150	0.441	文献(土研式)
	白川層(新鮮部N≥50)	19.6	19.6	438	380	0.449	線形体 h=2.0%



Kik-net長沼(FKSH08)での基盤上面波

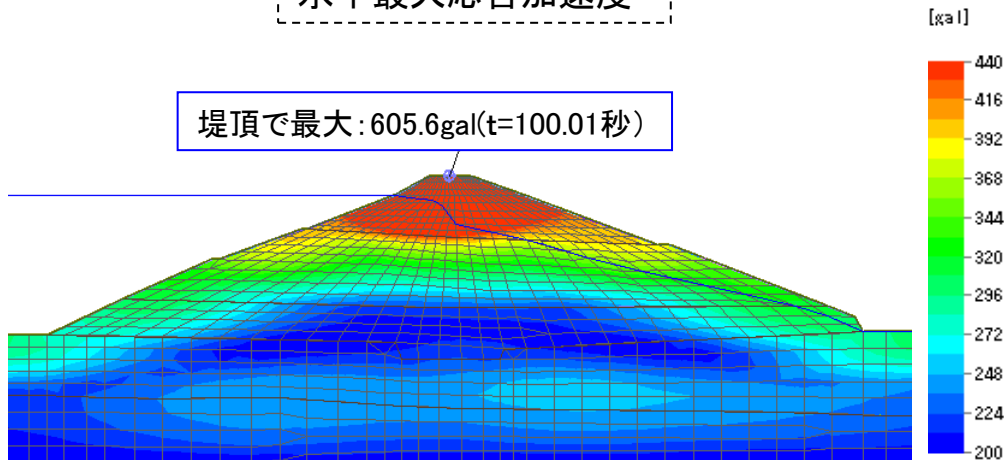


地表面で観測した
波形を基盤上面
($V_s=450\text{m/s}$)に
引き戻した

⇒ ①旧堤体:地震応答解析結果(等価線形化法)

水平最大応答加速度

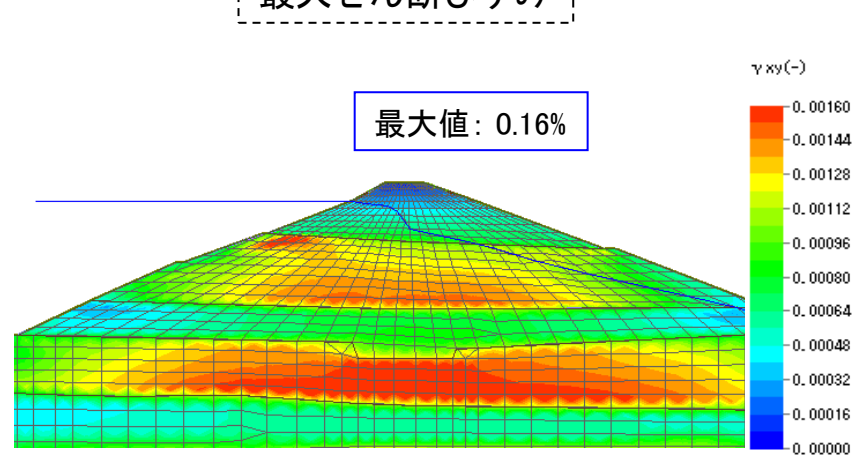
堤頂で最大: 605.6gal(t=100.01秒)



堤頂での最大値: 605.6gal。入力最大加速度に基本すると、堤頂での増幅度(応答倍率) = 1.92

最大せん断ひずみ

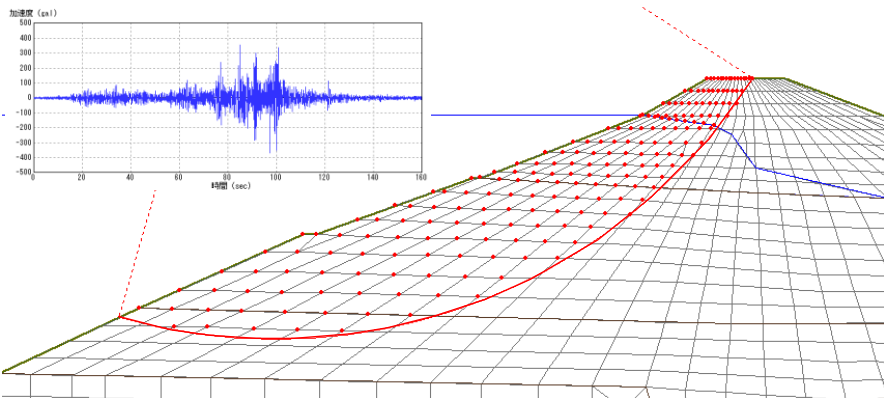
最大値: 0.16%



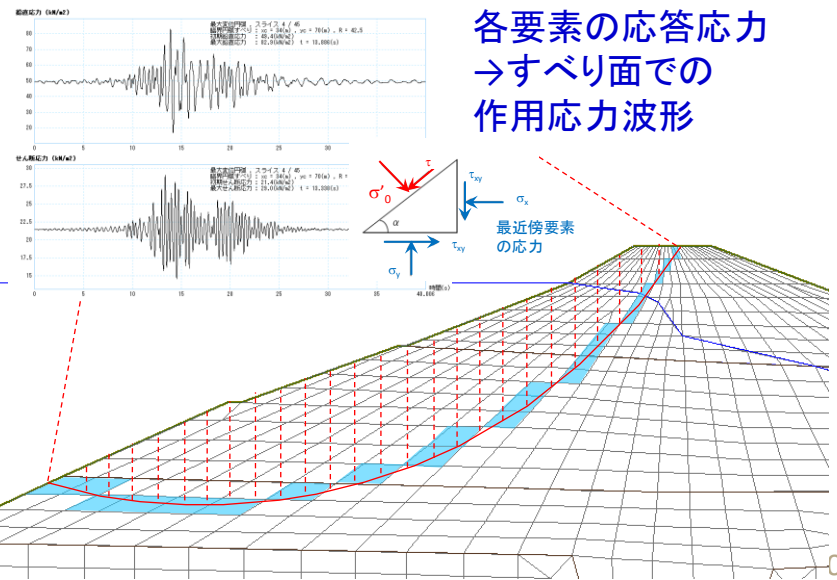
最大せん断ひずみ=0.16%。等価線形化法の適用範囲以内

⇒ 以下の結果に基づき、ニューマークD法を実施

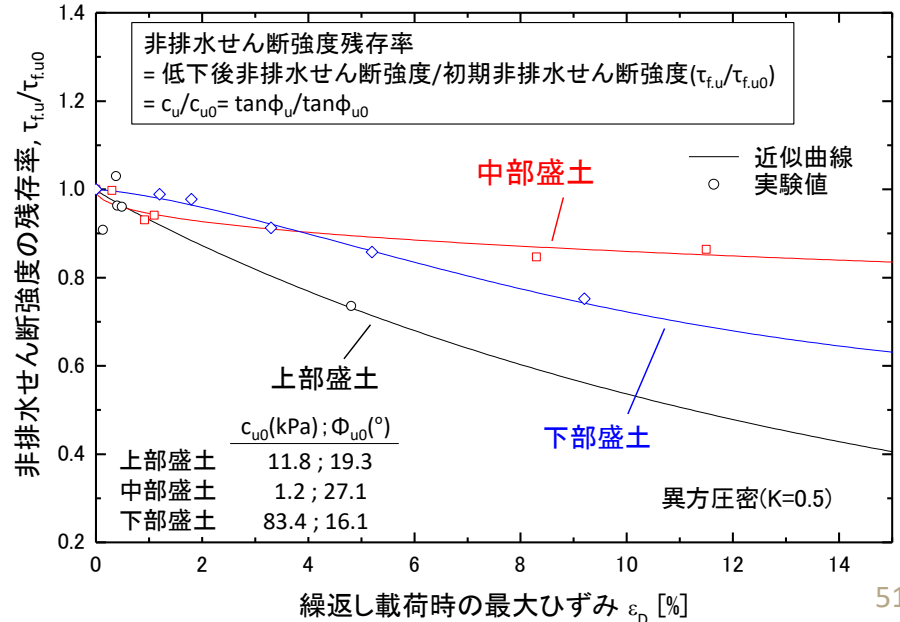
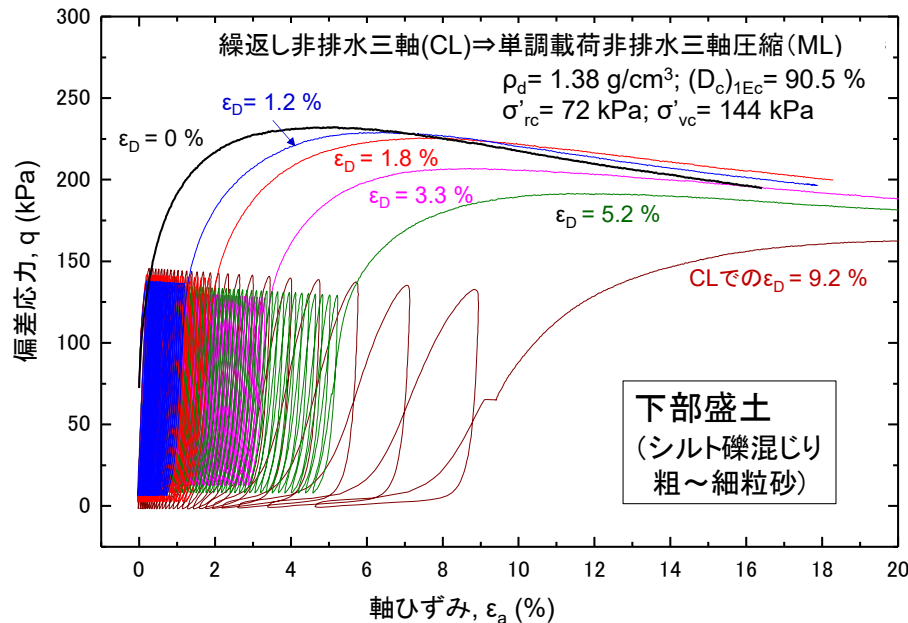
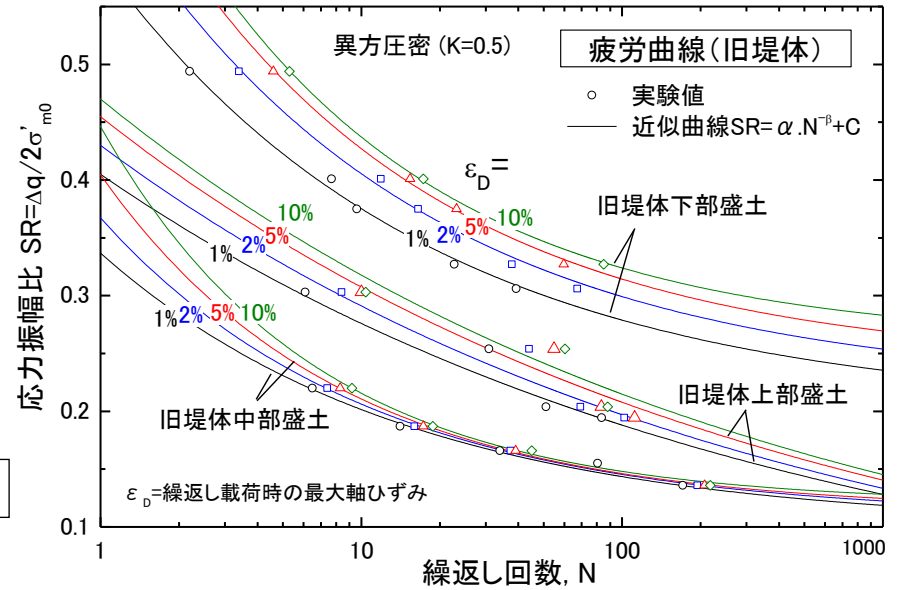
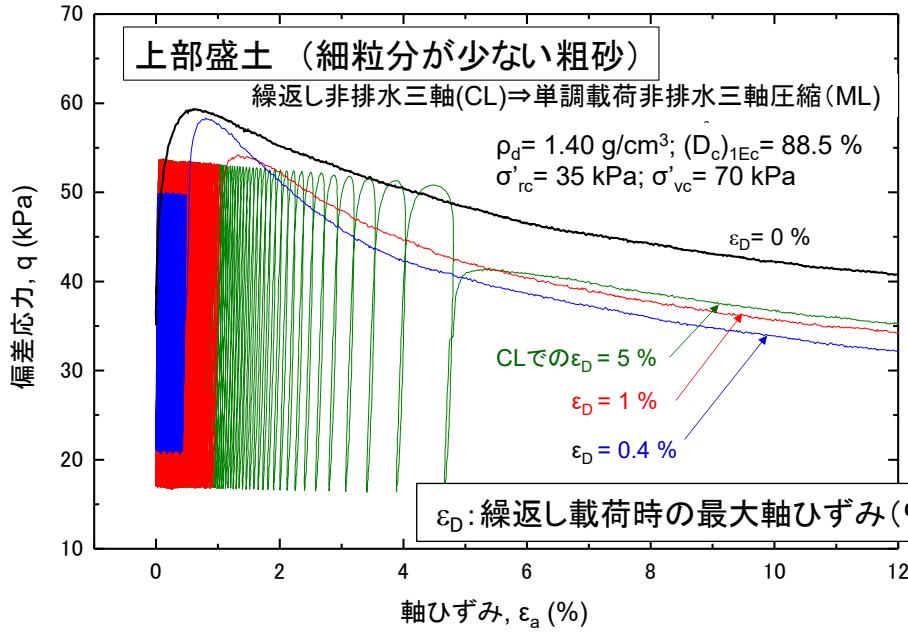
各節点の応答加速度
→すべり土塊の平均応答加速度波形



各要素の応答応力
→すべり面での作用応力波形



⇒ **旧堤体**: 堤体残存部から試料を採取し、原位置の $(D_c)_{1Ec}$ で締固めて供試体作製
 ⇒ 異方圧密後に非排水繰返し载荷試験 (CL) ⇒ 非排水単調载荷試験 (ML)



旧堤体: Newmark-D法による解析結果

すべり円弧C2

MAX: 308.1 gal
($t = 85.11$ 秒)

$k_{hy} = 0.121 \rightarrow 0.001$

すべり変位置量 $\delta = 5.35$ m

すべり円弧C1

MAX: 432.2 gal ($t = 85.11$ 秒)

$k_{hy} = 0.330 \rightarrow 0.027$

すべり変位置量 $\delta = 1.224$ m

すべり円弧C4b

MIN: 393.5 gal ($t = 97.42$ 秒)

$k_{hy} = 0.101 \rightarrow 0.028$

すべり変位置量 $\delta = 0.786$ m

すべり円弧C4

MIN: 341.7 gal ($t = 97.38$ 秒)

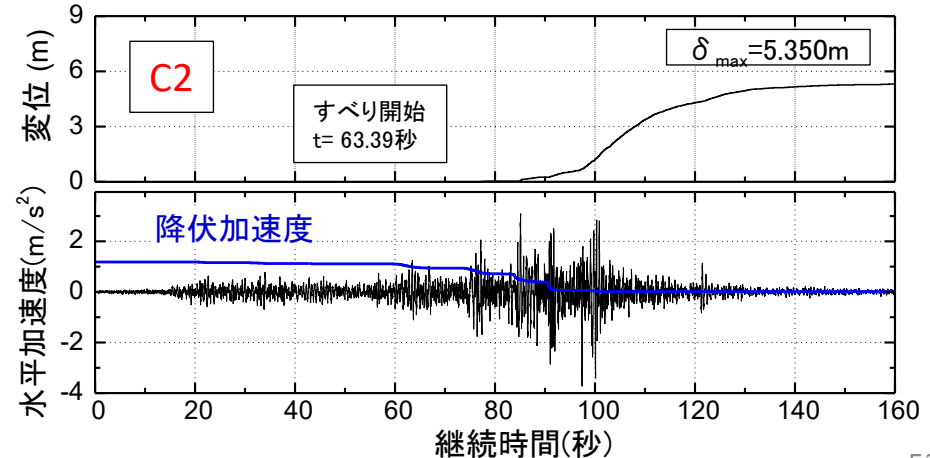
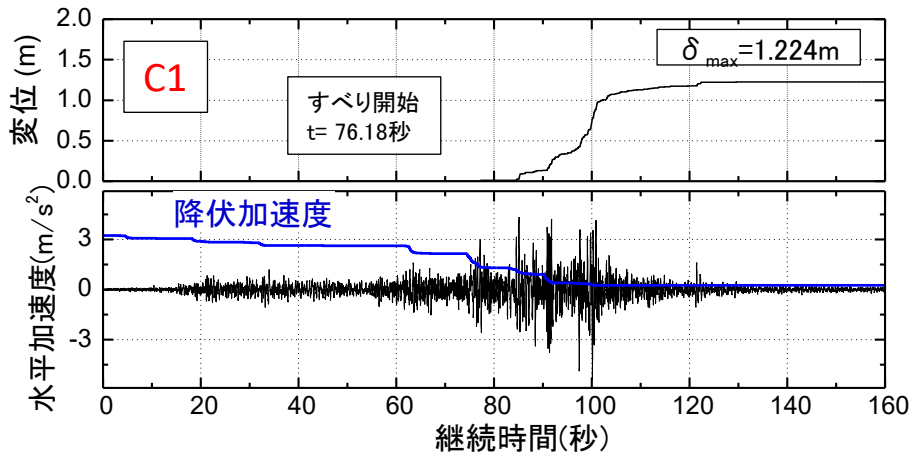
$k_{hy} = 0.147 \rightarrow 0.061$

すべり変位置量
 $\delta = 0.187$ m

k_{hy} : 降伏水平震度
(安全率 F_s が1.0となる水平震度)

Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

降伏加速度(盛土材のせん断強度の指標)は大幅に低下し、非常に大きな変位置量が発生



旧堤体: Newmark-D法による解析結果

すべり円弧C2

MAX: 308.1 gal

(t= 85.11秒)

$k_{hy} = 0.121 \rightarrow 0.001$

すべり変位置量 $\delta = 5.35$ m

すべり円弧C1

MAX: 432.2 gal (t= 85.11秒)

$k_{hy} = 0.330 \rightarrow 0.027$

すべり変位置量 $\delta = 1.224$ m

すべり円弧C4b

MIN: 393.5 gal (t= 97.42秒)

$k_{hy} = 0.101 \rightarrow 0.028$

すべり変位置量 $\delta = 0.786$ m

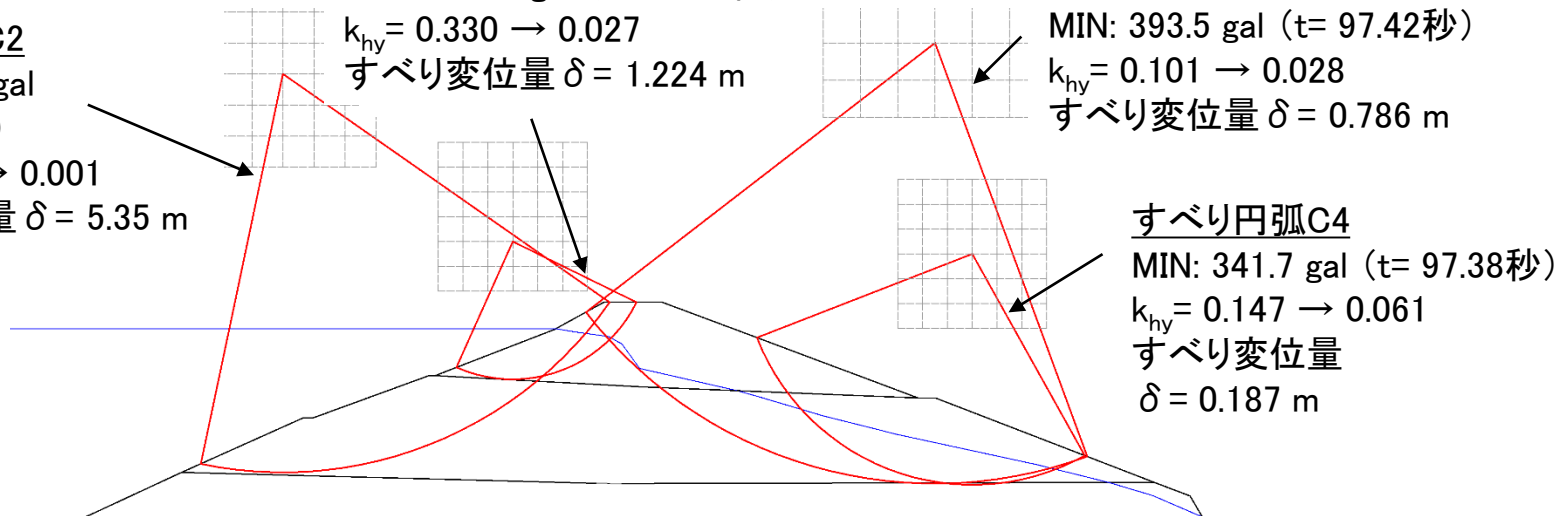
すべり円弧C4

MIN: 341.7 gal (t= 97.38秒)

$k_{hy} = 0.147 \rightarrow 0.061$

すべり変位置量

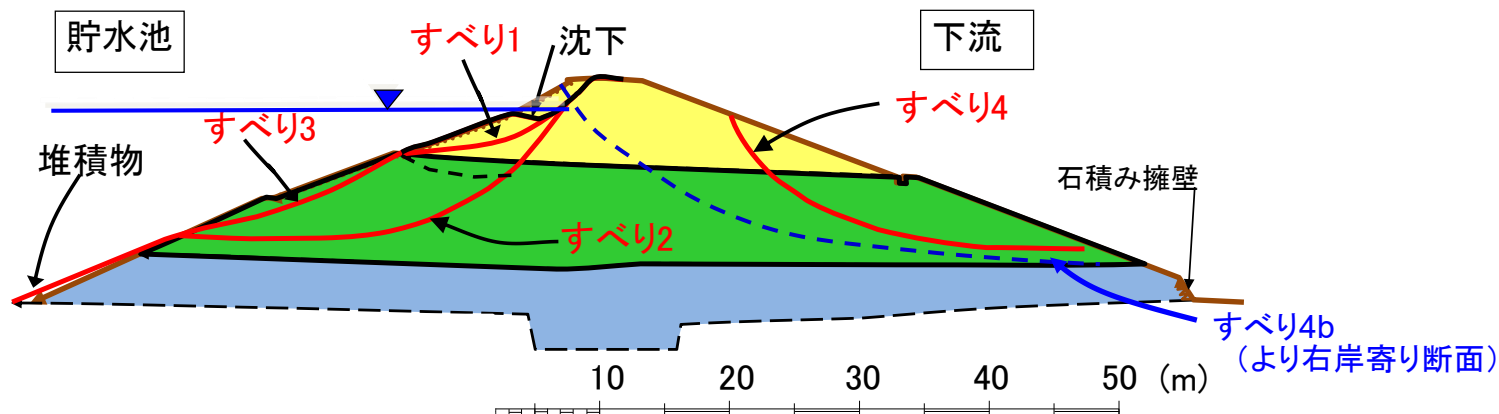
$\delta = 0.187$ m

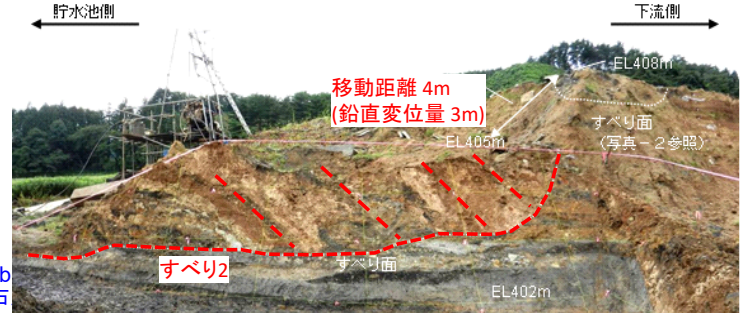
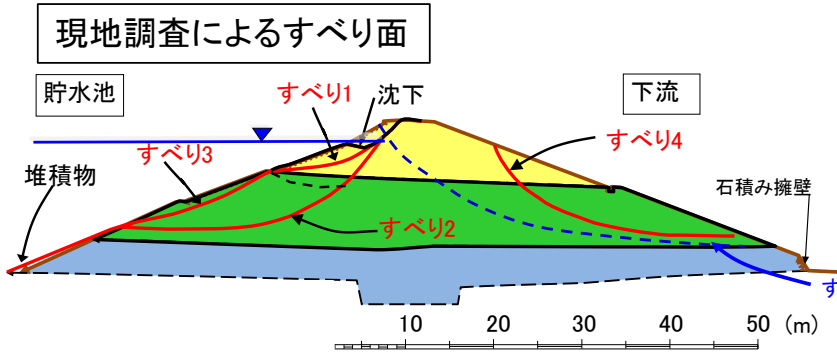


k_{hy} : 降伏水平震度
(安全率 F_s が1.0となる水平震度)

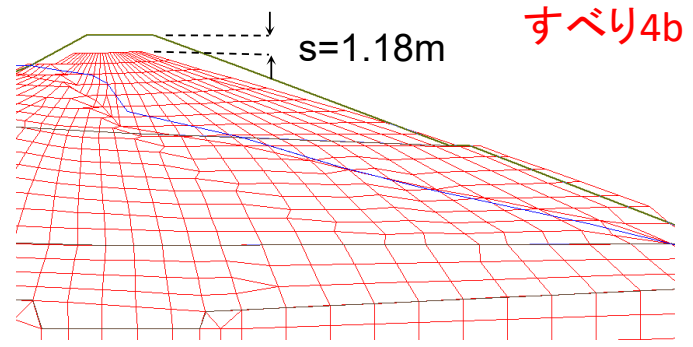
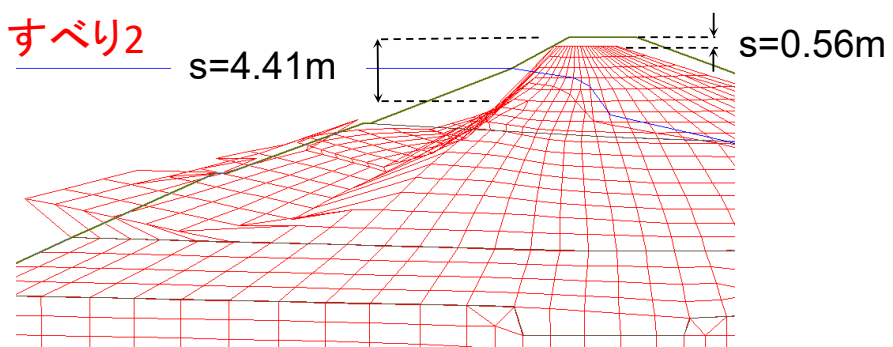
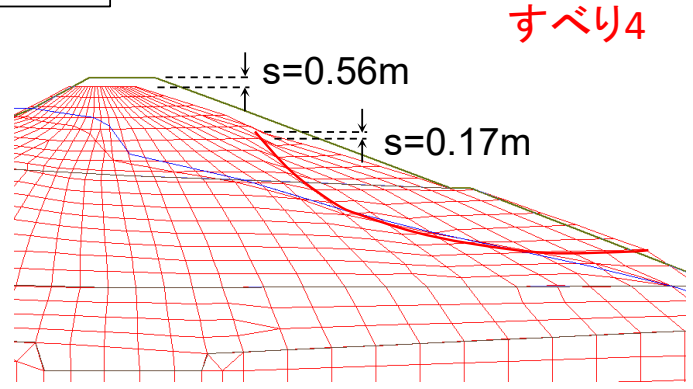
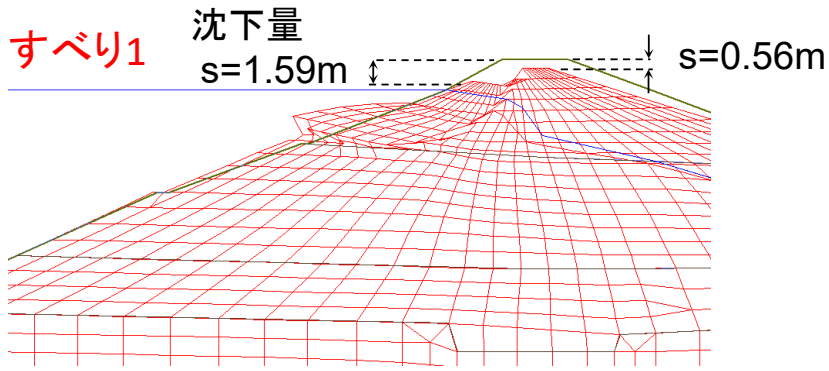
Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

崩壊した旧堤体で実際に生じたすべり面1~4bと整合

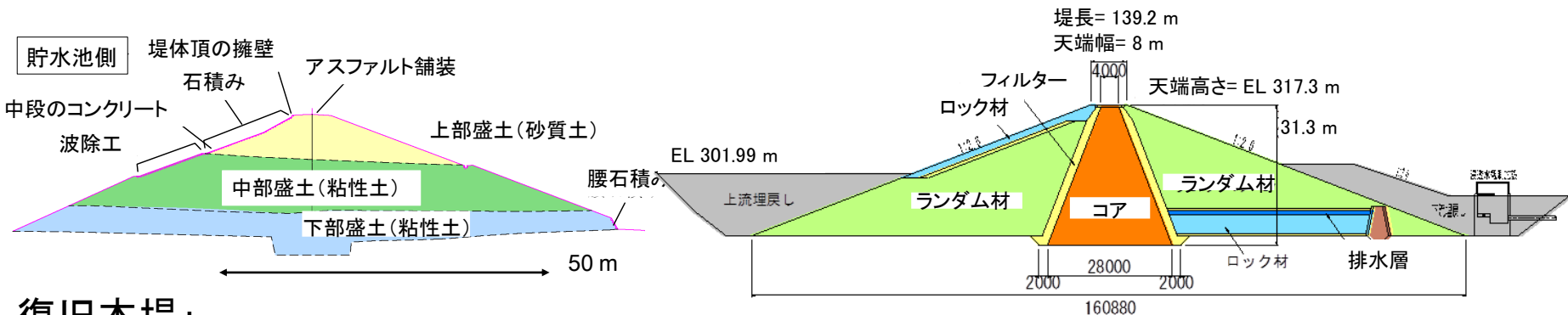




Newmark-D法による変形 + 準静的FEMによる変形



藤沼ダム、旧本堤と復旧本堤の締固め状態の比較



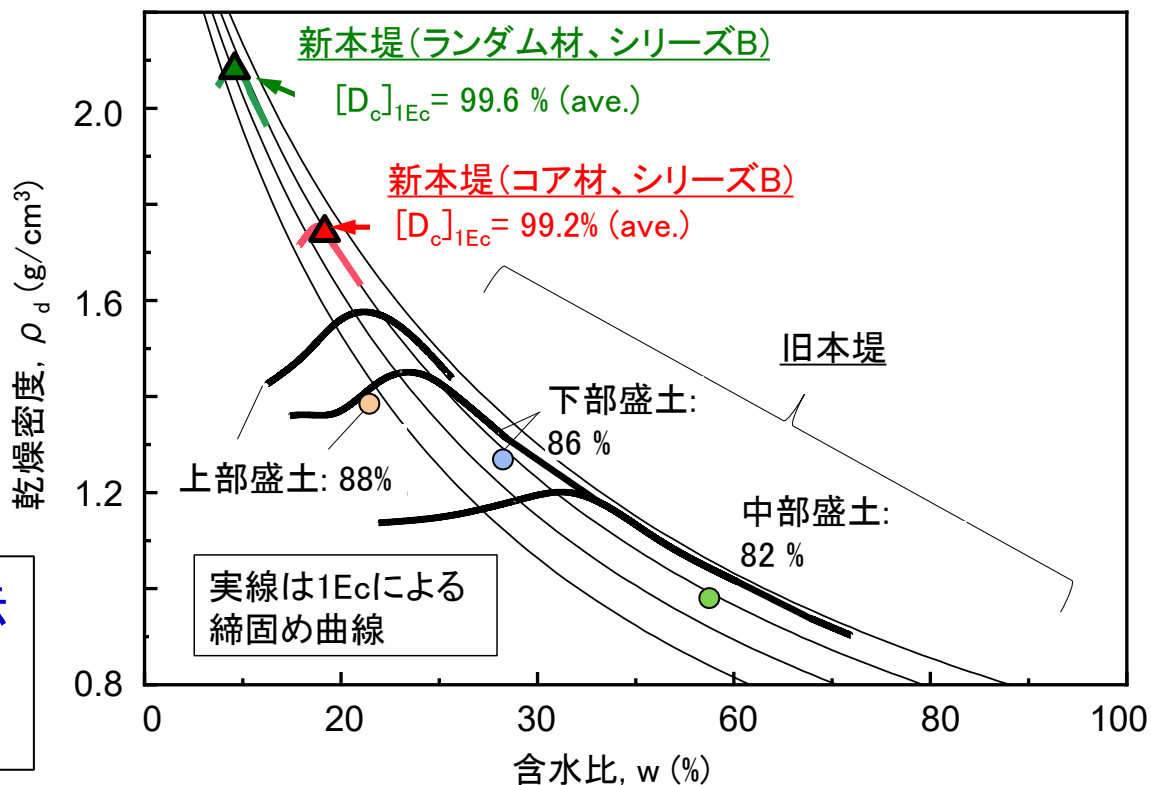
復旧本堤:

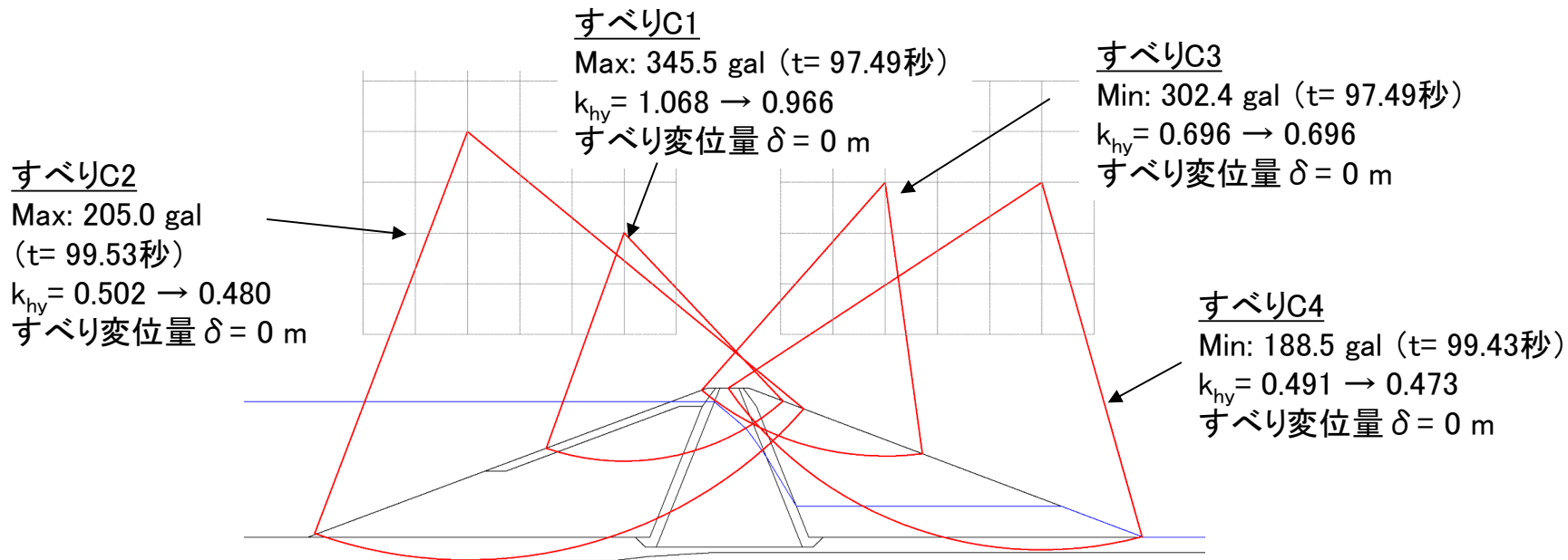
- ・締固め度 $[D_c]_{1E_c}$ は、
ほぼ100%で非常に高い
- ・乾燥密度も高い(粒度分布が良いことも要因)
- ・ほぼ、締固め曲線のピークでの最大乾燥密度状態(すなわち、最適飽和度状態)

⇒ 十分に高い遮水性と耐震性を確保

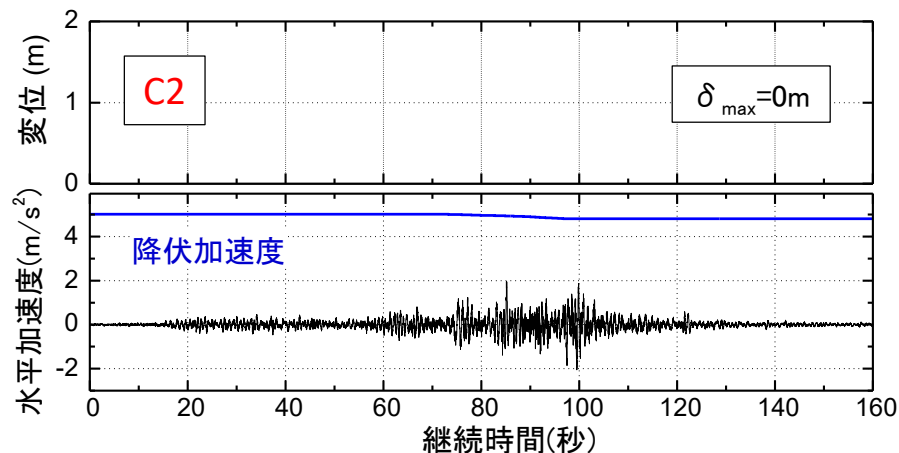
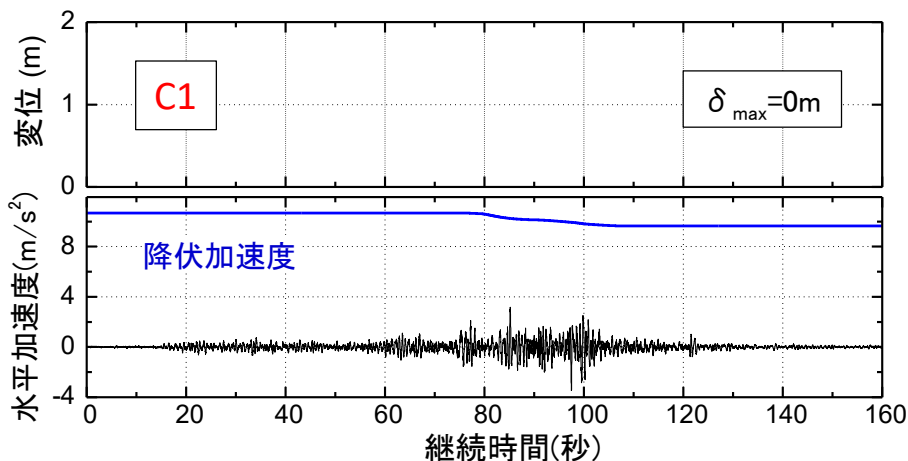
新たな枠組みの締固め管理法によって、適切な建設コストで実現できた

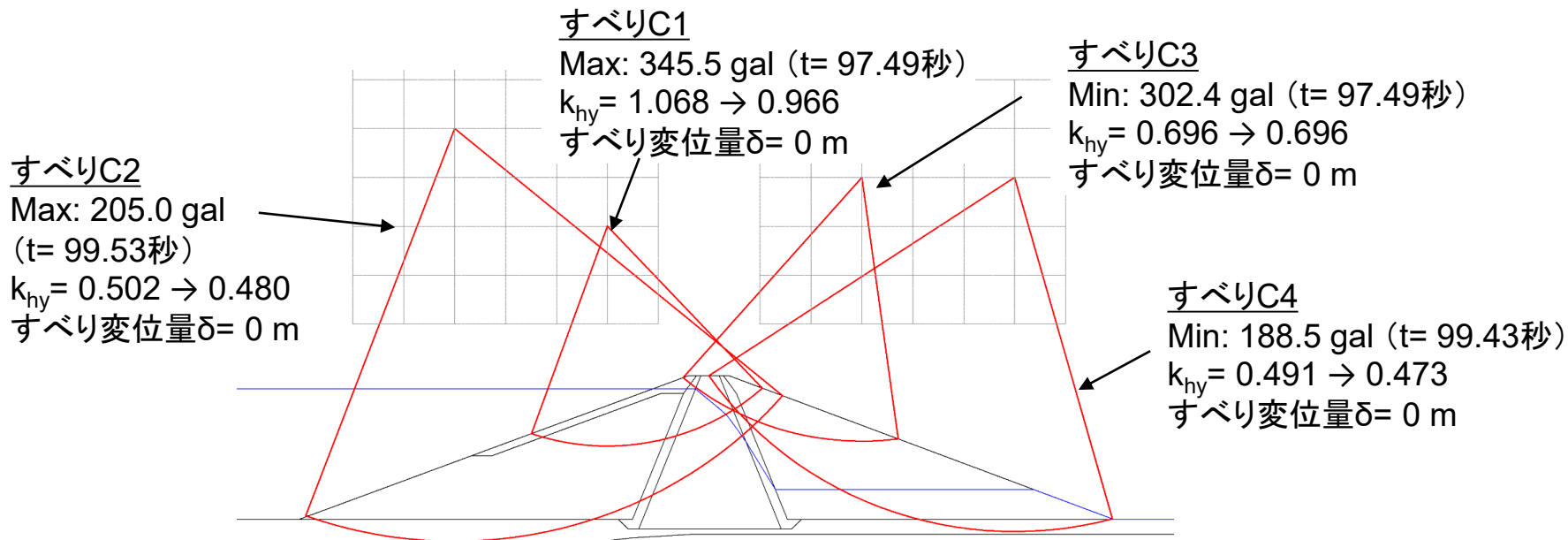
平均的締固め状態 ($1E_c =$ 標準プロクター)



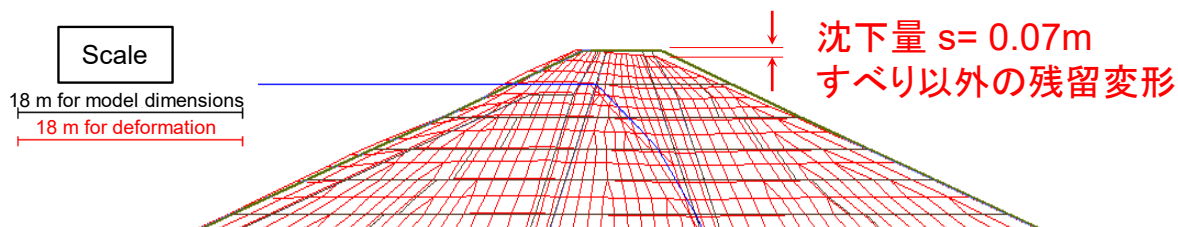


Newmark-D法： 降伏加速度(堤体材せん断強度の指標)はあまり低下しないため、すべりは全く発生しない





Newmark-D法：すべりが発生しない、準静的FEM：沈下量が小さい



2011東日本大震災で崩壊した藤沼ダムおよび復旧した藤沼ダムの安定解析を同じ非排水三軸試験法と地震時安定解析法で実施。

- ・旧本堤の崩壊を再現するとともに、
- ・締固めによってダムの地震時安定性がはるかに向上

①背景:

- ・東日本大震災における福島県内のため池被災
- ・改定された「ため池整備」(平成27年5月)

②ため池等の耐震診断法

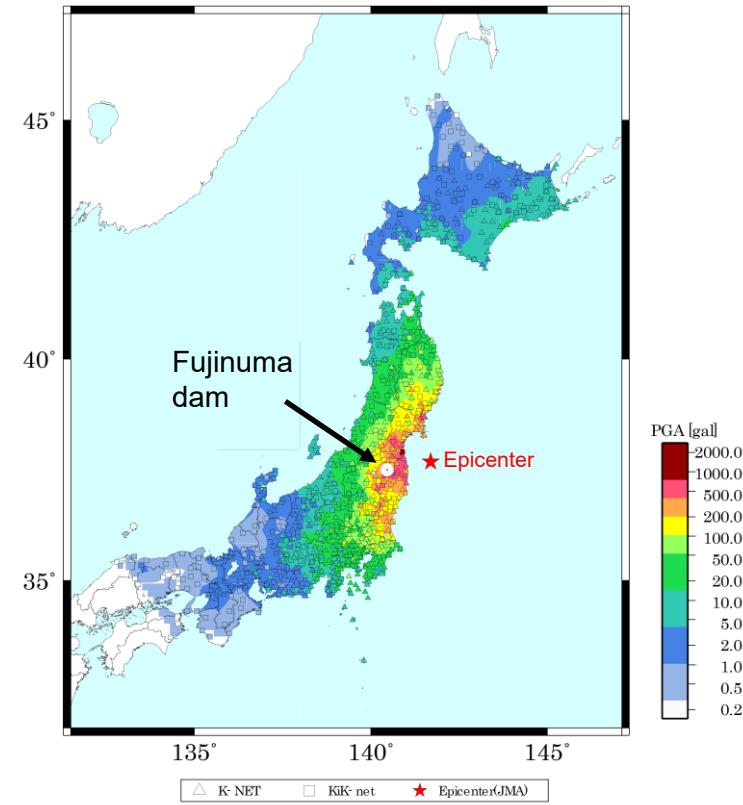
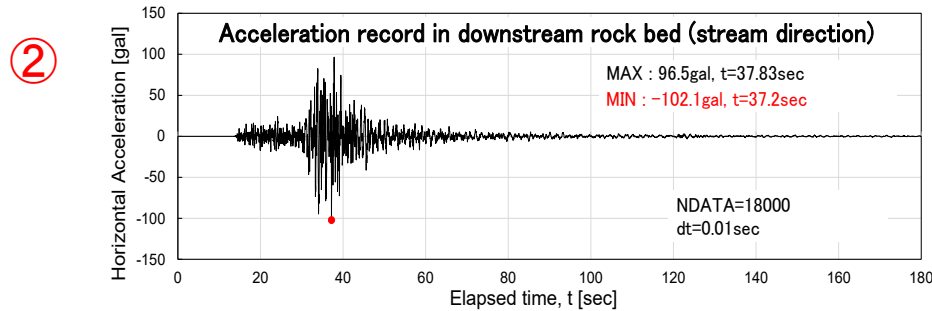
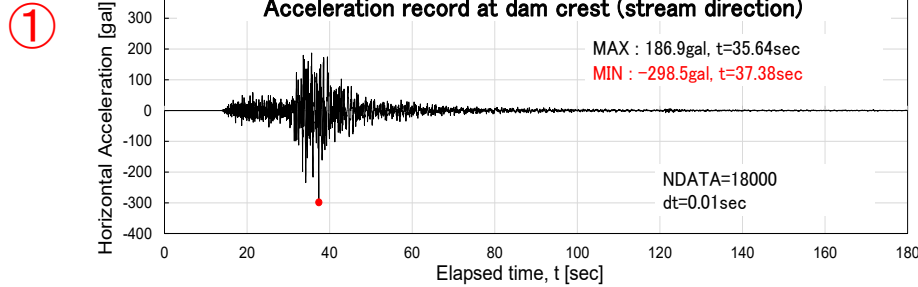
- ・ニューマークD法(すべり変形)の概要、計算例
- ・すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- ・福島県藤沼ダムの検証事例

2011.3.11東北地方太平洋沖地震による旧堤の決壊
2021.2.13福島県沖地震による新堤の挙動評価

2021年2月13日:23時08分頃 福島県沖地震(M7.3)

→2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の余震であると推定

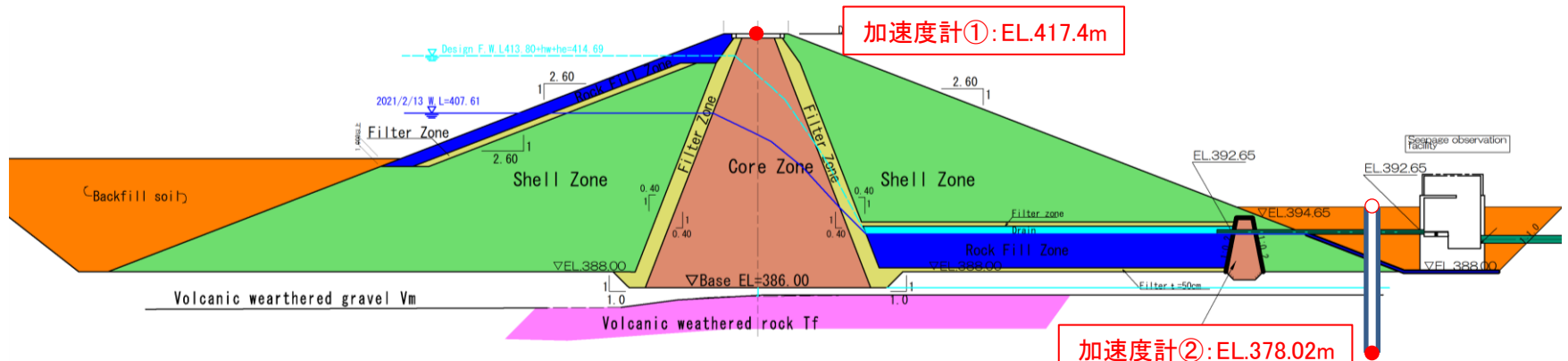
→藤沼ダムとの距離:148.5km, 震度4.8



2021/02/13- 23:08 37.728N 141.698E 55km M7.3

K-NET NIED

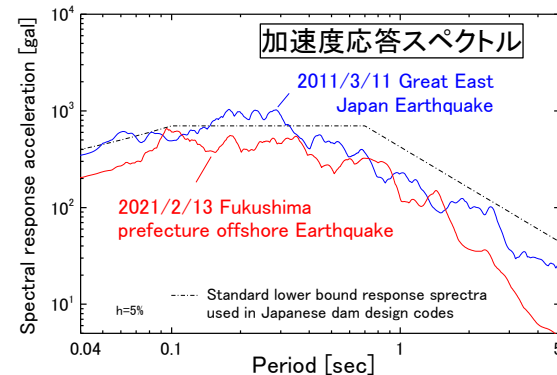
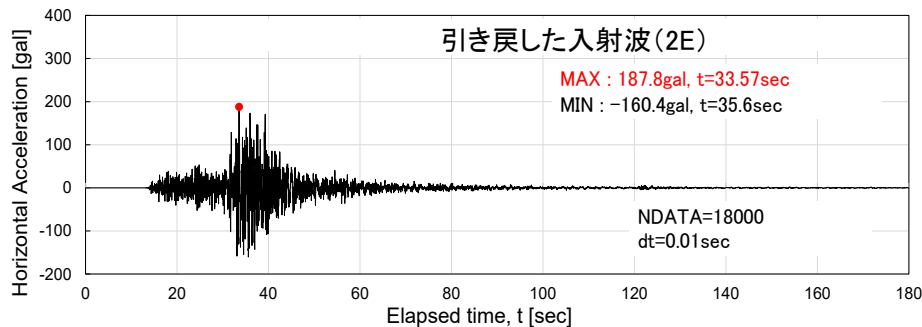
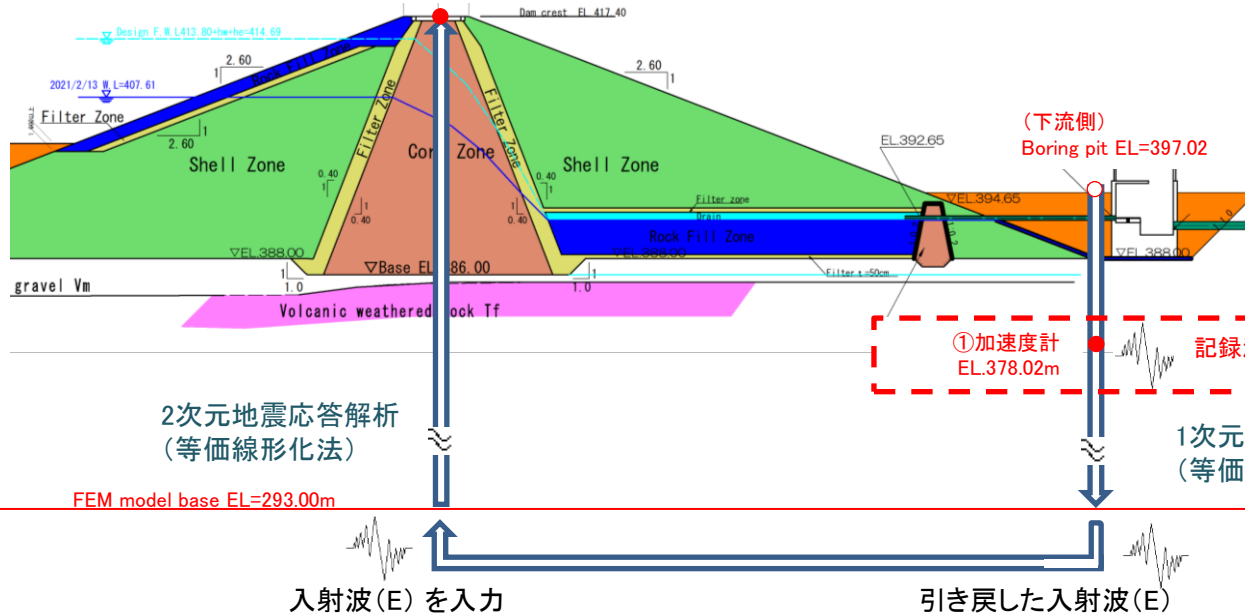
KIK-NET NIED



2次元地震応答解析(等価線形化法)に用いる入力地震動

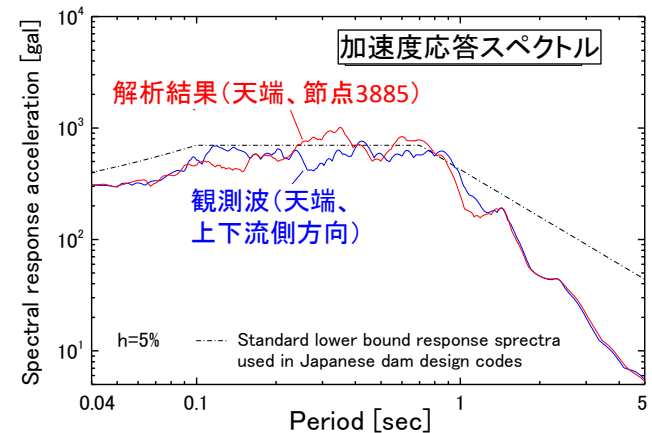
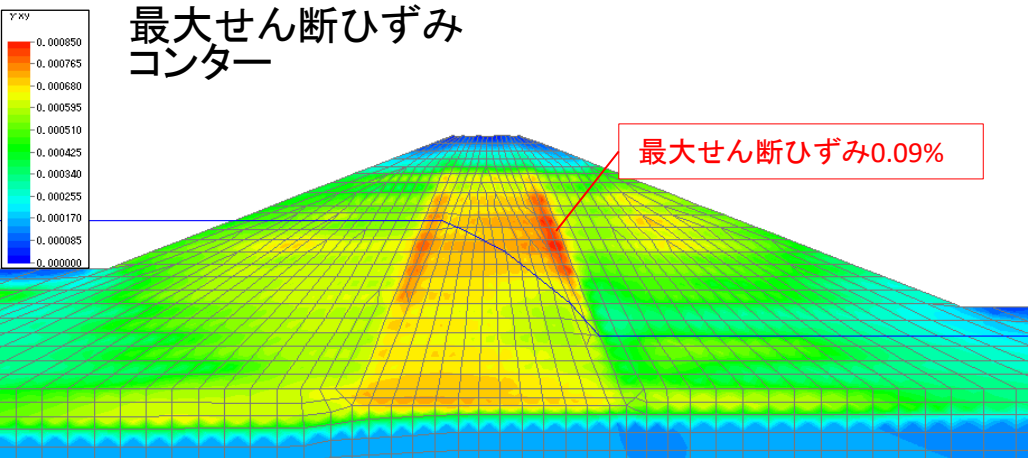
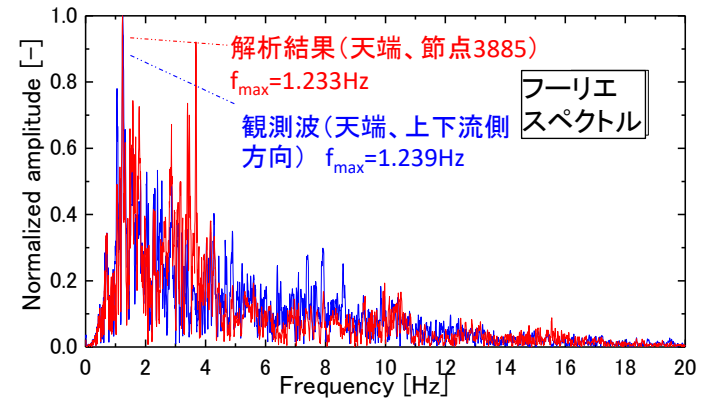
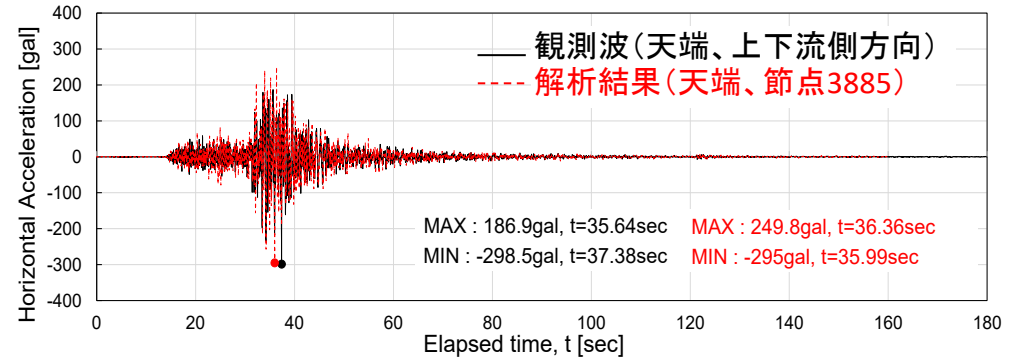
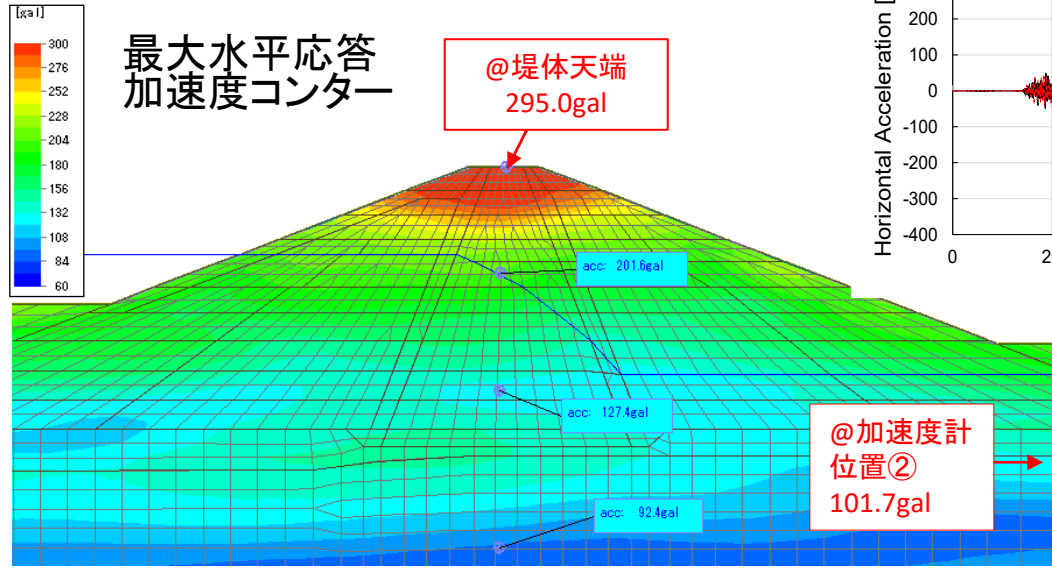
- ・FEM入力地震波は、本堤下流の地震計(EL378.02m,地盤N値50の中)の観測波形を用いてFEMモデル底面までに引戻した波とする

② 堤頂での記録波形
FEM解析結果と比較

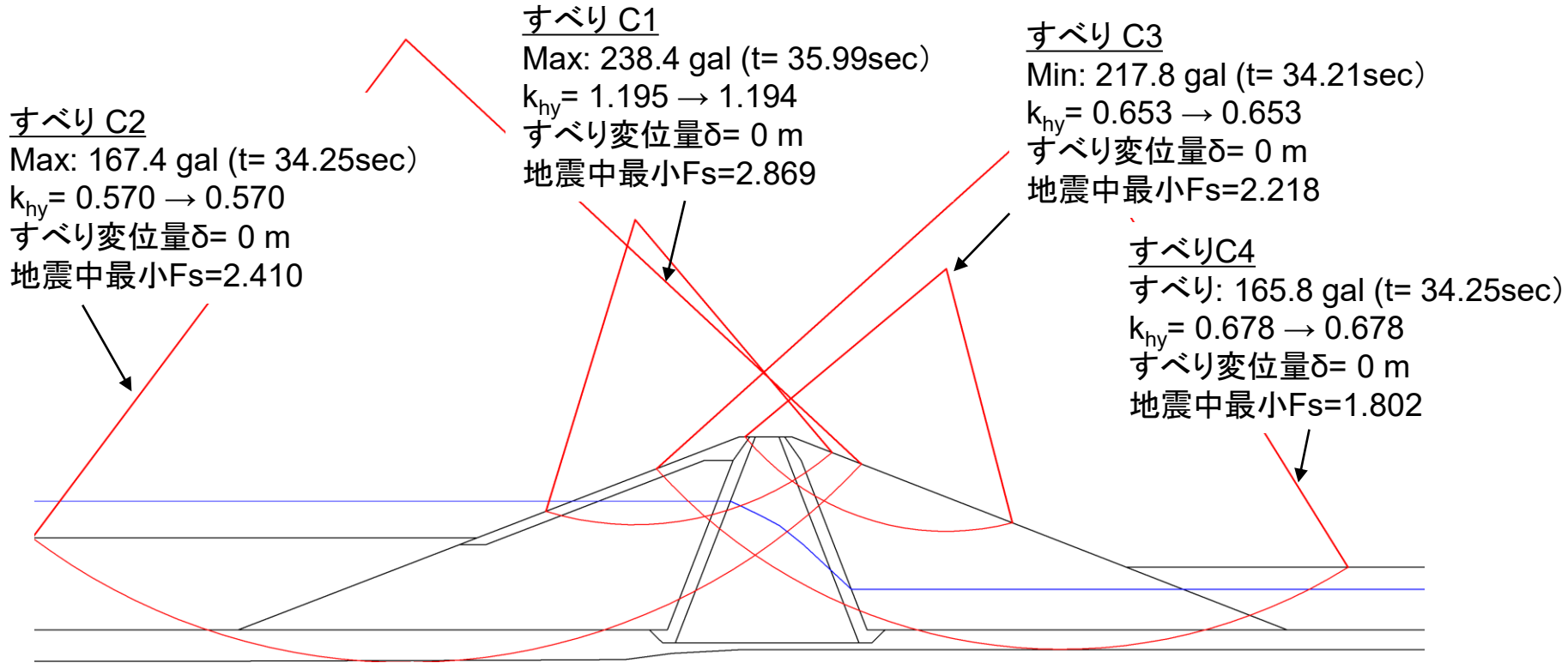


2次元地震応答解析結果(等価線形化法)

- ・最大加速度、フーリエスペクトルなどは同程度の値を得るため、**解析結果と観測波形がよく一致している**



Newmark-D法による解析結果



k_{hy} : 降伏水平震度
 (安全率Fsが1.0となる水平震度)

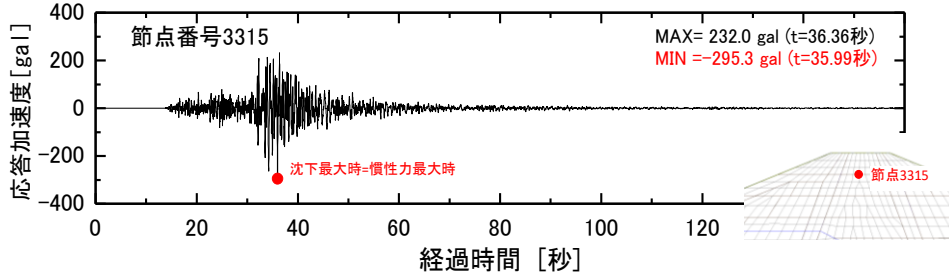
Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
 Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

- 堤体上下流側の円弧すべり面で発揮される**強度の低下**
 (降伏加速度の低下)は**微小**
- 地震中それぞれの円弧すべりに対して**安全率Fsが高く**
 $Fs = 1.802 \sim 2.869$, すべりが発生しない(回転変位量=0)結果

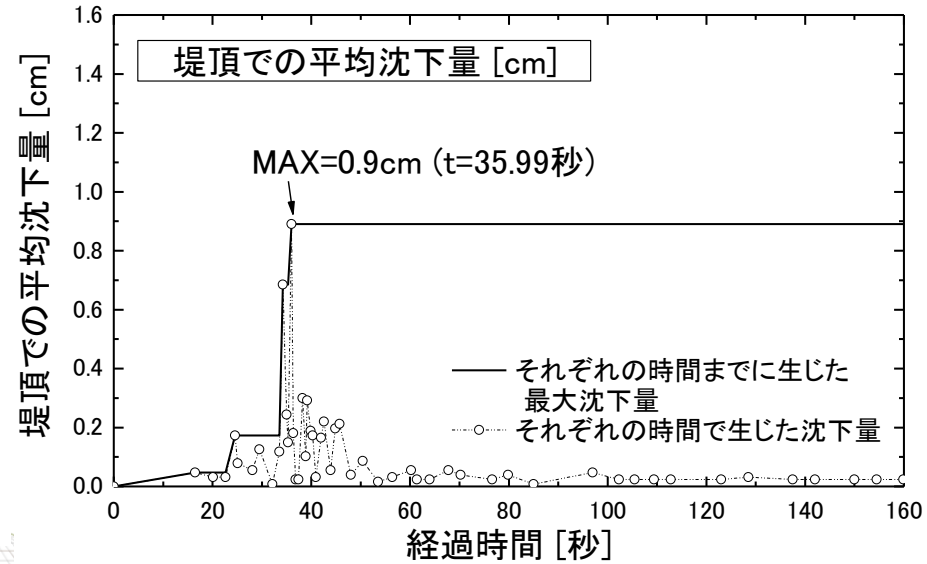
準静的FEM解析結果 (SENPS)

応力ひずみ関係の劣化と地震慣性力とのバランスによって最大残留沈下が堤頂での加速度最大時で生じる、**0.9cmと非常に小さい。**

代表的加速度時刻歴(堤体上部)

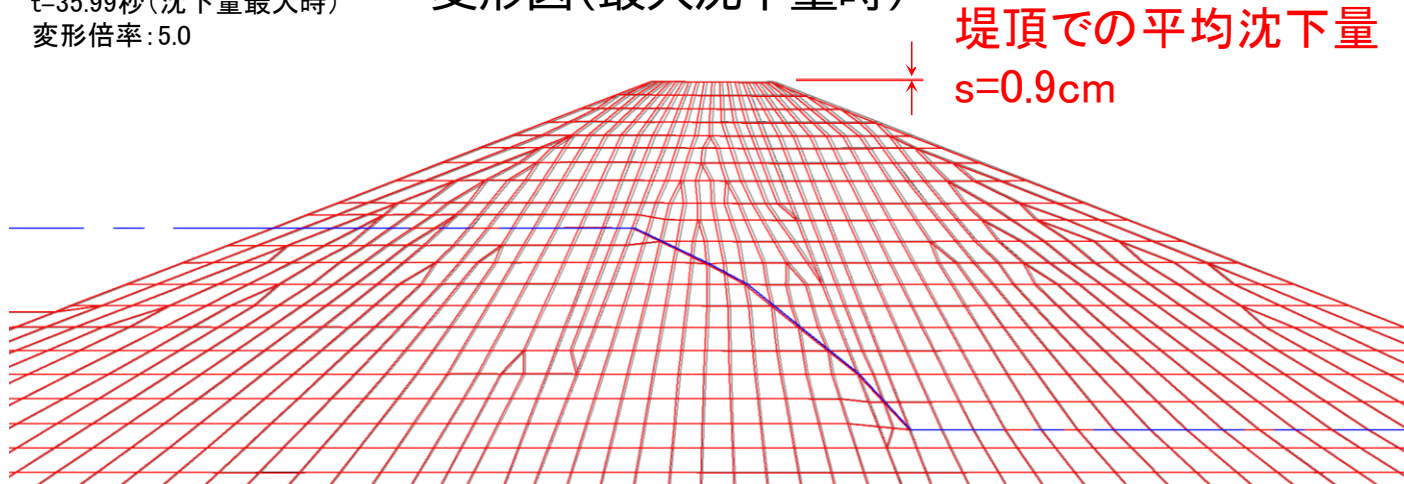


堤頂で平均沈下量時刻歴



t=35.99秒 (沈下量最大時)
変形倍率: 5.0

変形図(最大沈下量時)



おわり。
ご清聴ありがとうございました。

SERID技術講習会 2023年11月17日(金)
10:30～15:20、TKP琵琶湖ホテル、大津