SERID研究会　技術講習会

TKP金沢カンファレンスセンター

2025年11月28日(金)10:10 – 11:30

ため池堤体等盛土構造物における設計と施工の連携の重要性

龍岡文夫

東京大学・東京理科大学
名誉教授

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　2/2

5. 盛土の締固め管理の課題と対応策
 5-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 5-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 5-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 5-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 5-5 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての剛性・透水係数
 5-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

6. 全体のまとめ

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性（概論）

①要求性能：社会が盛土構造物に要求する性能

・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と防災機能）、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？

例）レベルII設計地震荷重を適切に設定し、設計で適切に考慮しているか？

・盛土の強度・剛性の設計値は、要求性能の実現に適合し、現実的・合理的か？

盛土のせん断強度に対する締固めの良否の影響を、設計で考慮しているか？

地震時の飽和土には非排水せん断強度を適用し、地震荷重による低下を考慮しているか？

・盛土構造物の長期・災害時における残留変形、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？

設計では、地震時の残留変形を算定して盛土の性能を評価しているか？

③性能施工：①での要求性能の実現を目指し、②性能設計に基づいた施工

・要求性能を保証する物性値を実現できる盛土材管理・締固め管理であるか？

盛土材土質・締固めエネルギー，締固めた盛土の締固め度・含水比・飽和度を、要求性能を保証できるように規定し管理しているか？

赤字部分が、本日のテーマ

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　1/2

1.　要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性（概論）

2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓

3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係

　3-1 排水せん断強度と締固め度の関係

　3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係

　3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係

　3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度

4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携

　4-1 盛土の地震時残留変形

　　・Newmark-D法による剛体すべり解析

　　・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析

　　・旧本堤の崩壊解析（まとめ）

　4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工

　4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

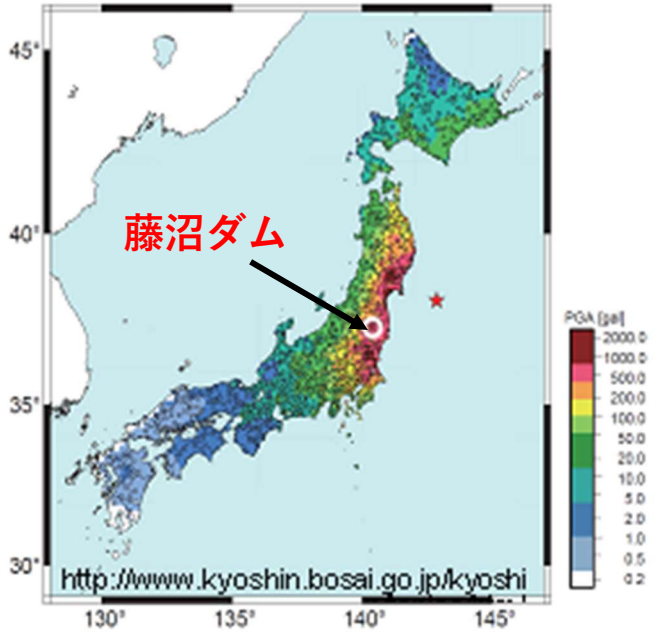
福島県藤沼ダム（崩壊前）

2009年

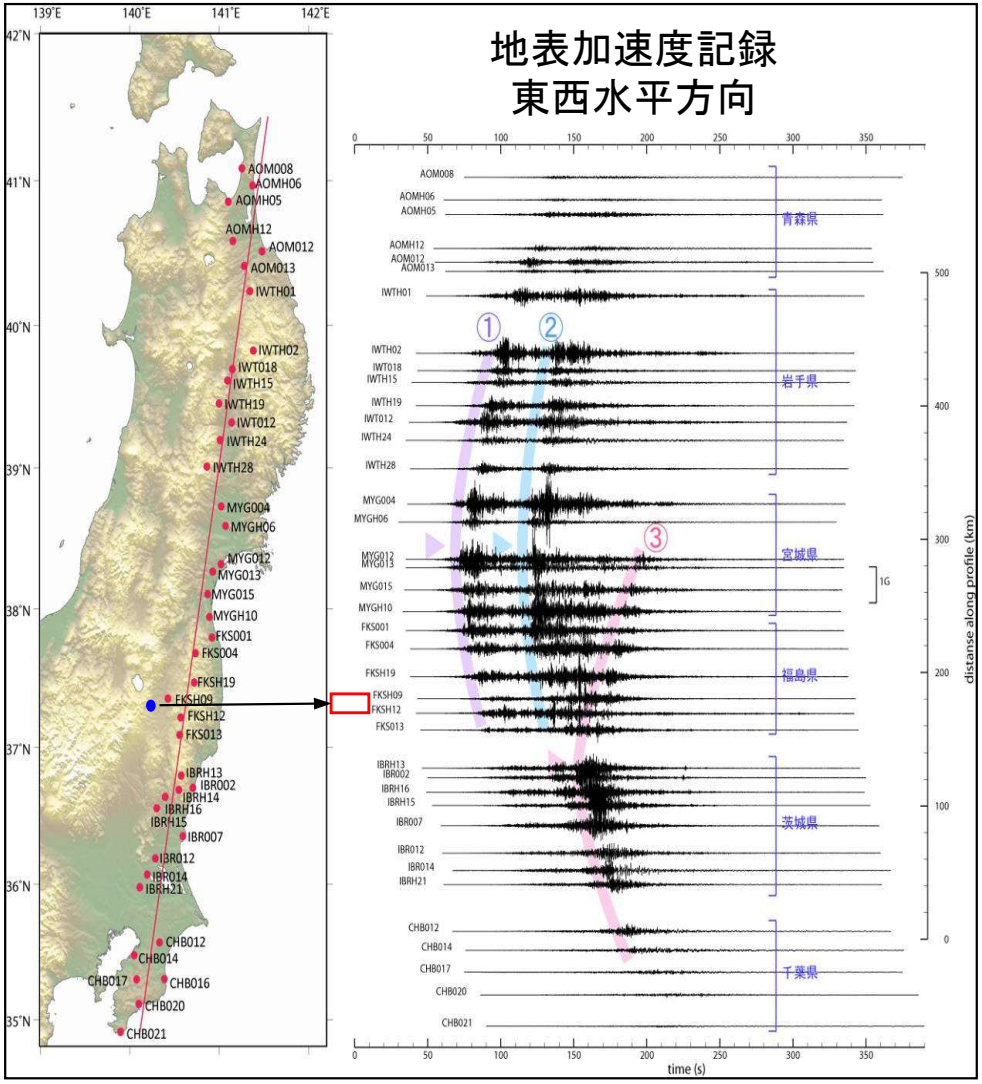
http://damnet.or.jp/cgi-bin/binranA/All.cgi?db4=0483

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

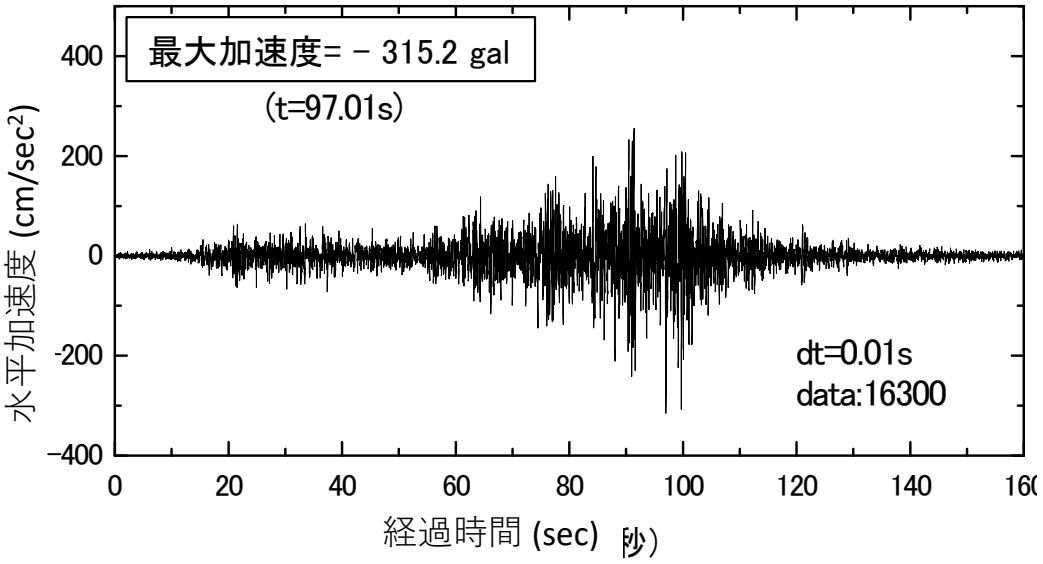
所在地	福島県須賀川市
用途	農業用灌漑
ダム形式	主ダム　：均一型アースダム 副ダム：均一型アースダム
堤頂高さ	主：　18.5m　副：10.5m
堤頂長	主：133.2m　副：72.5m
体積	主：99,000m^3
最大貯水量	1,500,000m^3
有効貯水量	1,480,000m^3
完成	1949



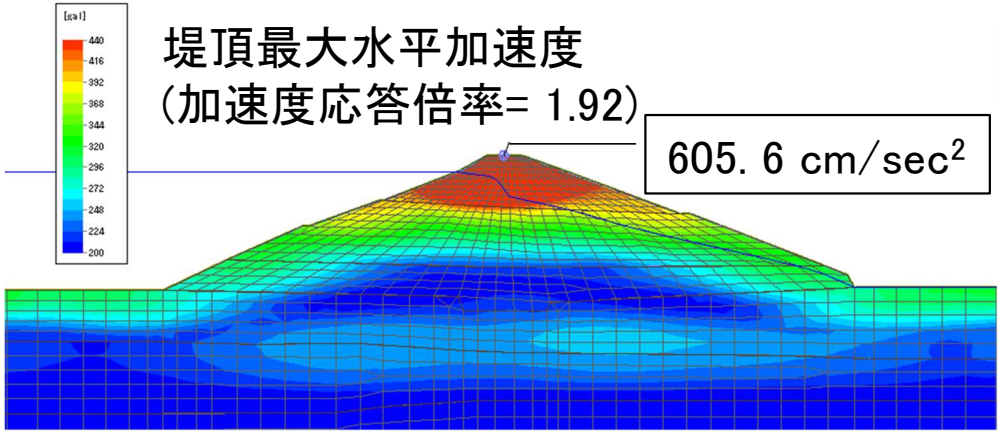
2011年東北地方太平洋沖地震



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」

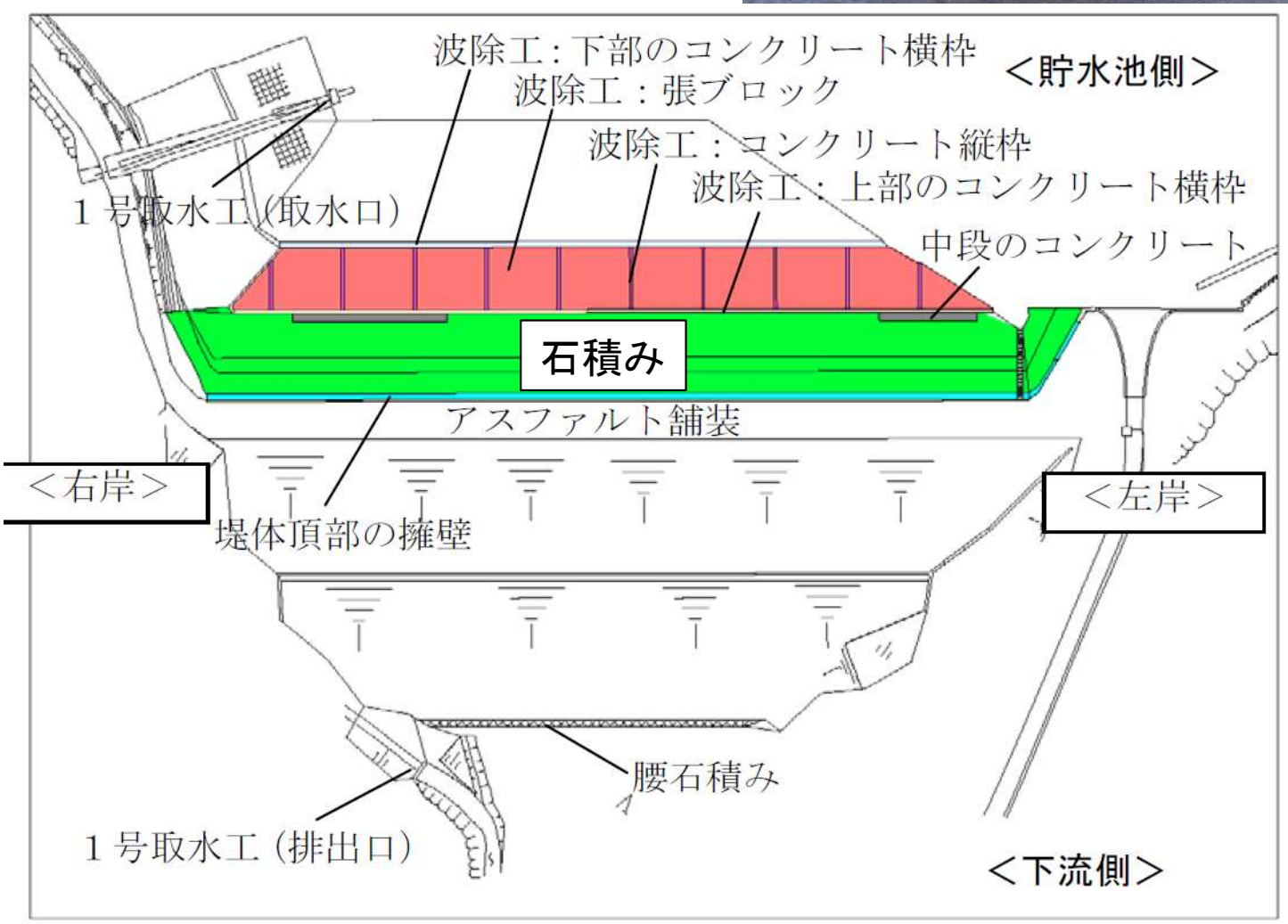


http://outreach.eri.u-tokyo.ac.jp/eqvolc/201103_tohoku/#GMKyoshin）

(Kik-net)

破堤前

石積み


波除工：下部のコンクリート横枠
波除工：張ブロック
波除工：コンクリート縦枠
波除工：上部のコンクリート横枠
＜貯水池側＞
1号取水工（取水口）
中段のコンクリート
石積み
アスファルト舗装
＜右岸＞
＜左岸＞
堤体頂部の擁壁
腰石積み
1号取水工（排出口）
＜下流側＞

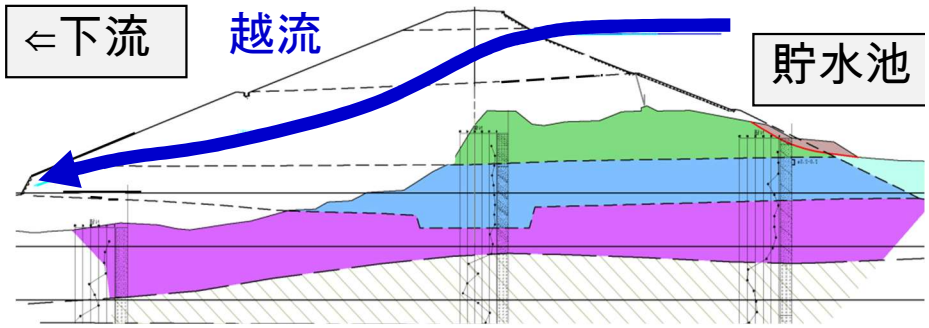
2011東日本大震災　福島県の藤沼本堤

- 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・表面遮水壁が無い均一型)
- 着工1937年4月; 第二次世界大戦で中断; 竣工1949年10月.
- 越流による破堤のため、死者7、行方不明1
- 福島県のため池総数 3,000*. 約750が被災　(* 全国で250,000)

(福島県提供)

藤沼ダムの崩壊

すべり破壊　⇒ 越流
⇒急速な侵食 ⇒ 破堤

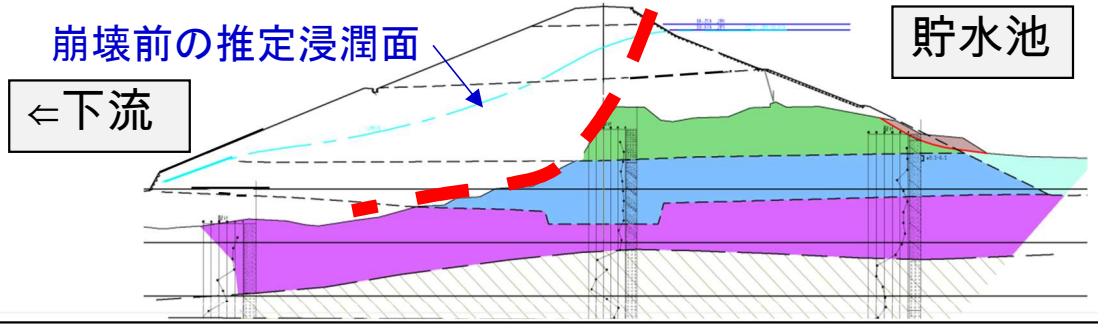


2011年3月11日PM 15:11撮影
地震発生PM 14:46:18直後

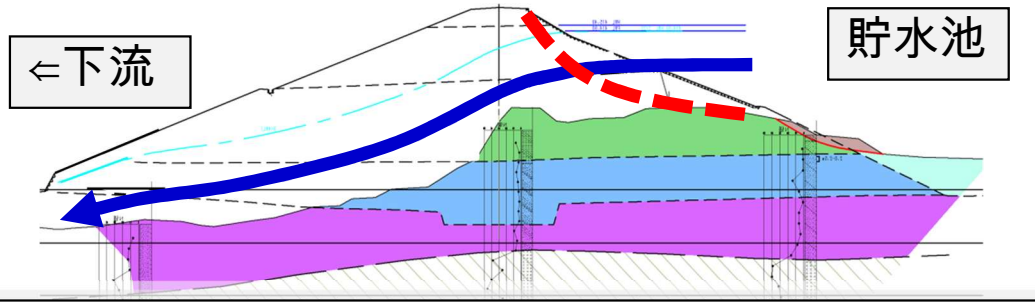
（福島県提供）

藤沼ダムの崩壊メカニズム

（実は、単純ではない）

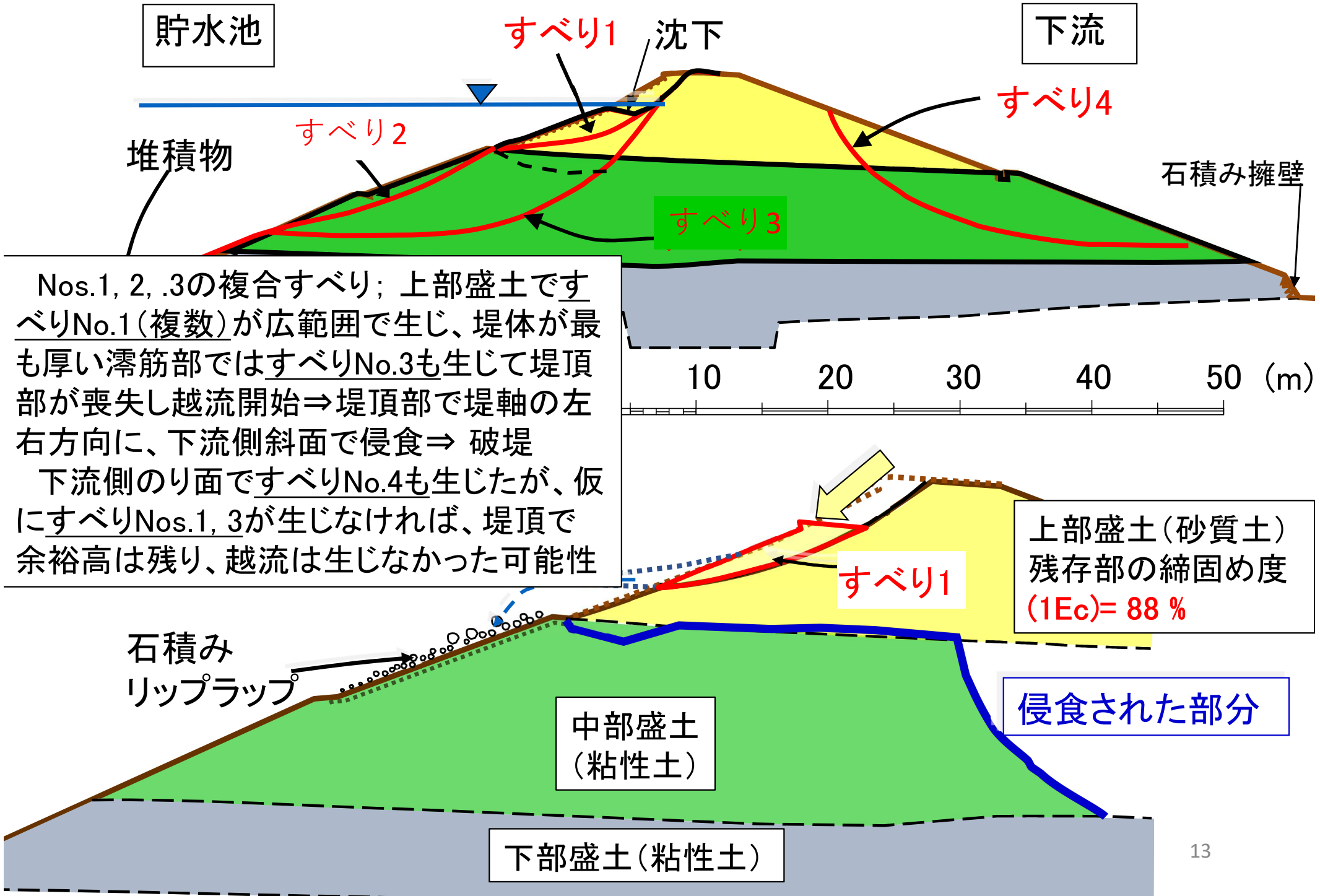


一見、下流側斜面内でのすべり破壊が発端、と見える
・堤体が排水状態の場合、下流側斜面は浸透流のため安全率は低くなり、下流側斜面内で滑りが最初に生じることが想定される
・破堤後の下流側の残存盛土面はすべり面に見える（しかし、実際は越流による侵食面）



破堤後のすべり面調査、盛土締固め状態調査、Newmark−D法等による残留変位・変形解析等によると、上記とは異なる、以下の破壊メカニズムが推定される。
・**上流斜面での堤頂部に至る「貯水池に向かうすべり破壊」**が発端
・**盛土は全体的に非常に緩く、元々低い非排水強度が地震時に大幅に低下⇒飽和状態の上流斜面で大規模な流動的すべり**
・盛土上部での複数のすべり プラス 澪筋での最も深いすべり
⇒澪筋の位置から越流開始⇒堤頂部で堤軸の左右方向に侵食進展、下流側斜面の侵食⇒ 破堤、と推定

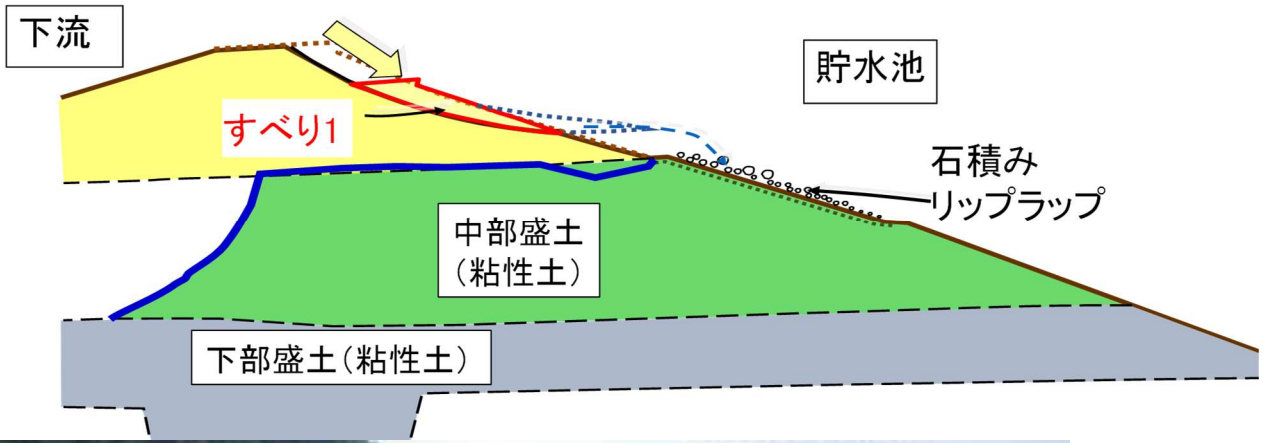
藤沼ダム： 推定されたすべりNo.1 ～4（生起順）



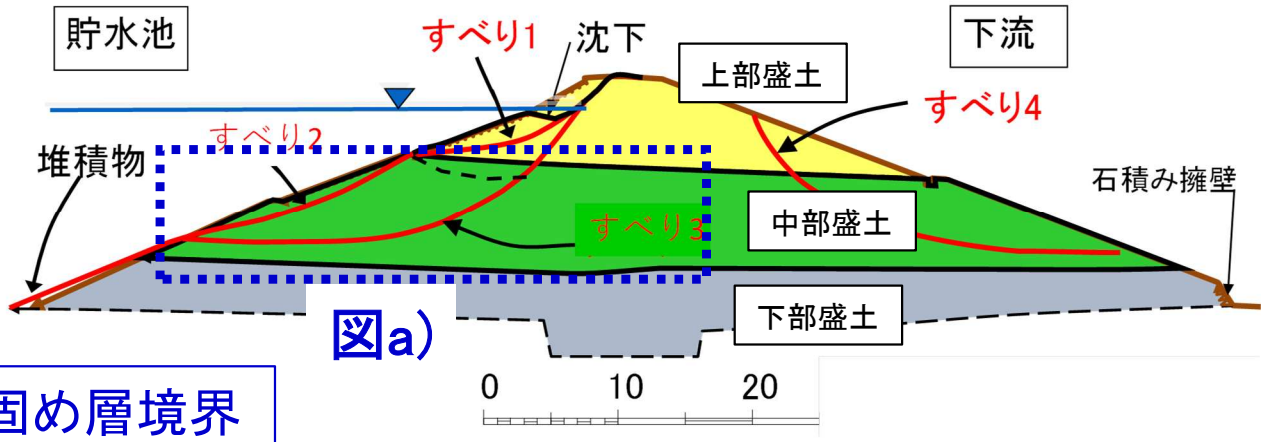
Nos.1, 2, .3の複合すべり；上部盛土ですべりNo.1（複数）が広範囲で生じ、堤体が最も厚い澪筋部ではすべりNo.3も生じて堤頂部が喪失し越流開始⇒堤頂部で堤軸の左右方向に、下流側斜面で侵食⇒ 破堤

下流側のり面ですべりNo.4も生じたが、仮にすべりNos.1, 3が生じなければ、堤頂で余裕高は残り、越流は生じなかった可能性

すべり3のすべり土塊の上面に、上部盛土で先に生じたすべり1によって流れ出した石積みブロックが散乱、すべり3の先方まで到達 ⇒ すべり1がすべり3の前に発生した証拠



明瞭な円弧すべり破壊



図a)

中部盛土では締固め層境界が明瞭⇒一定程度薄層で締め固めたと思われる

貯水池側

下流側

滑落崖

EL408m

移動距離 4 m
(鉛直変位3m)

すべり面

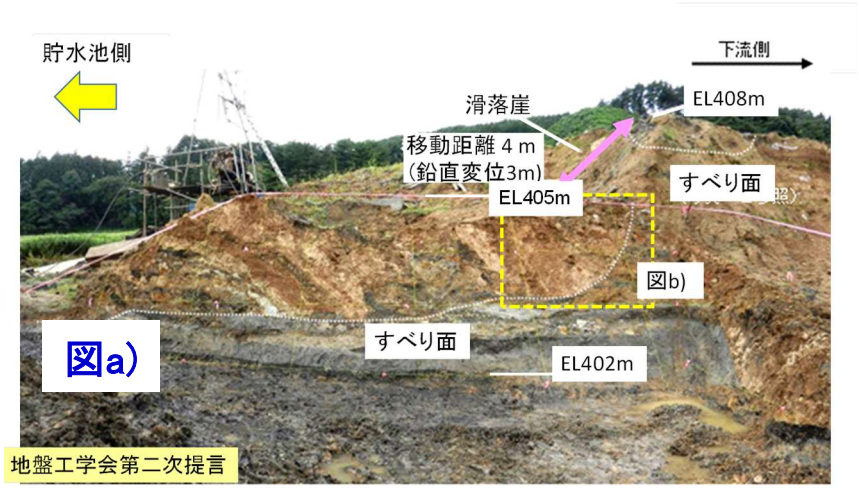
EL405m

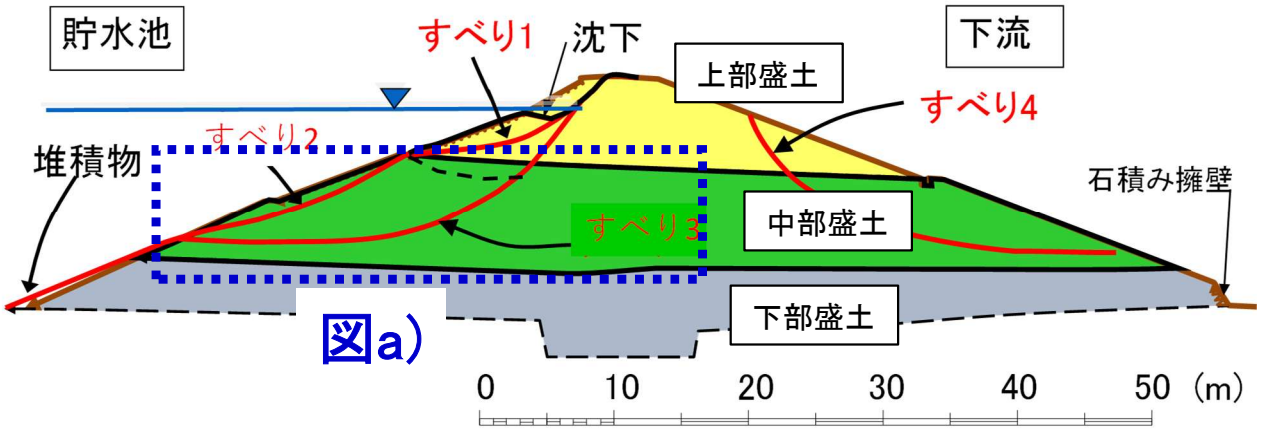
図b)

すべり3

EL402m

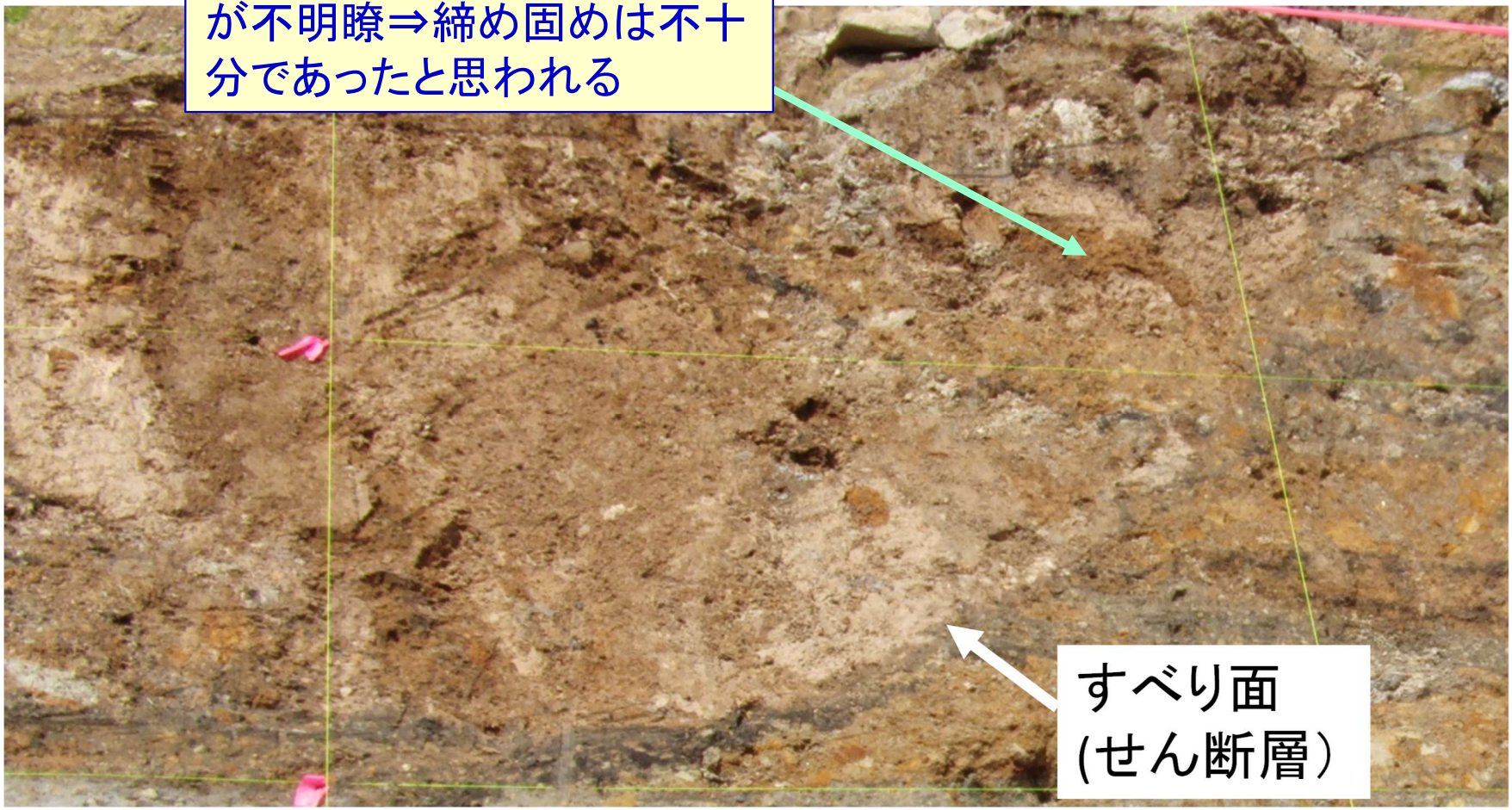
図a)





図b)

上部盛土では締固め層境界が不明瞭⇒締め固めは不十分であったと思われる



旧本堤:

・全体的に締固め度$[D_c]_{1Ec}$は非常に低い

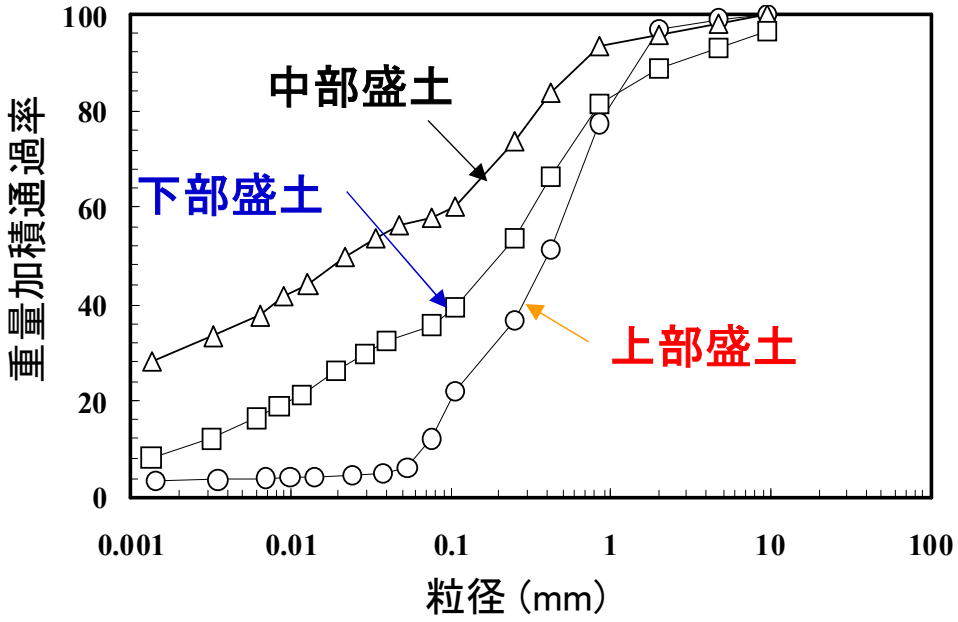
・上部盛土:

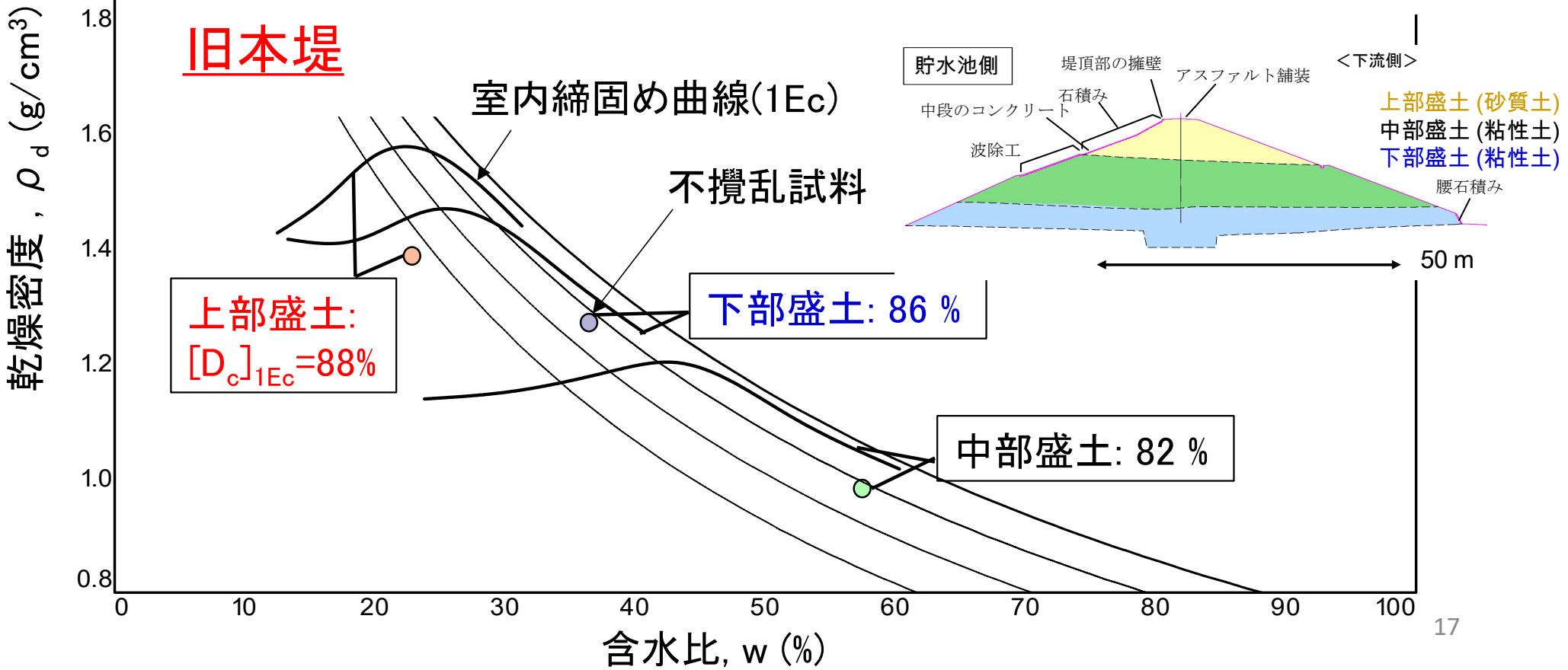
①非常に緩い、$[D_c]_{1Ec}$= 88%

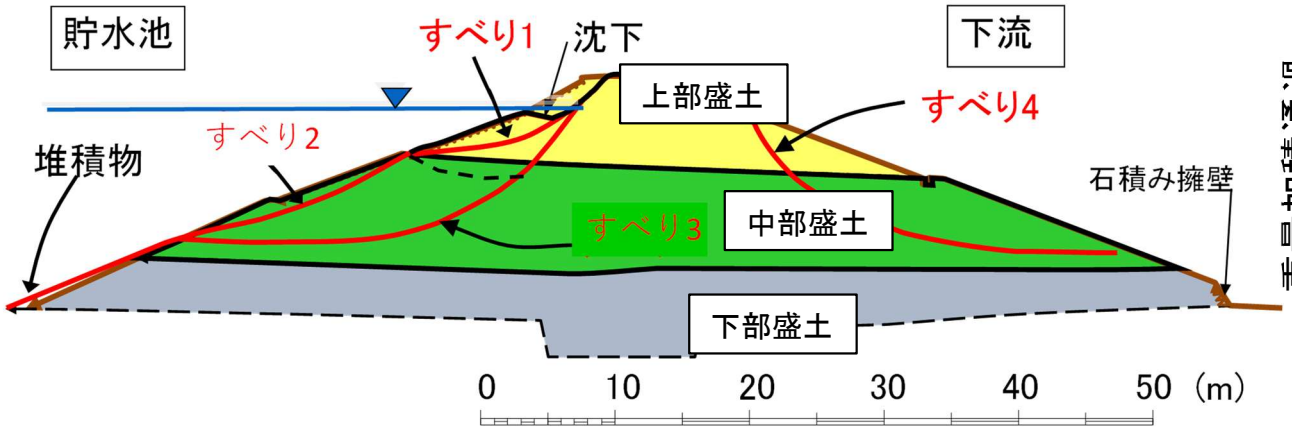
②砂質

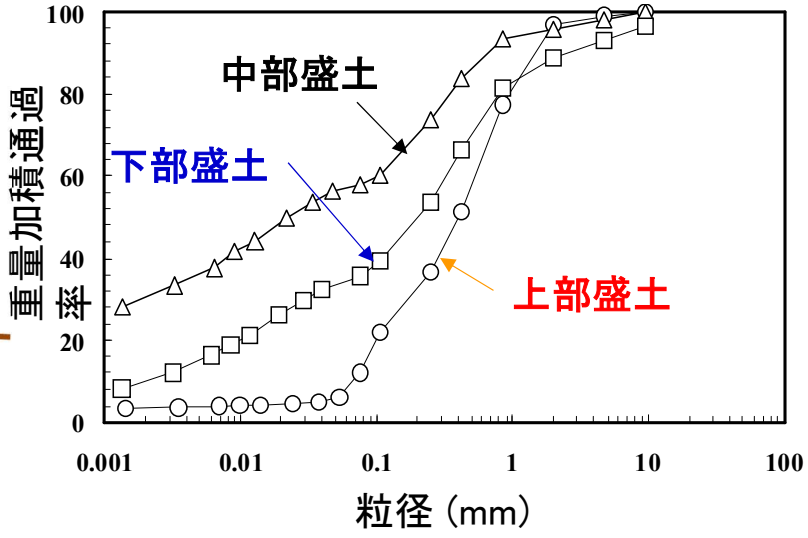
⇒地震時に飽和非排水となるので、著しく弱化しやすい

旧副堤も同様に緩い砂質盛土









■崩壊の原因とメカニズム(推定):

1)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、おそらく適切な含水比管理が無かった ⇒ **全般的に締固め不足で強度不足**

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、締固め不足⇒ 遮水性が低く侵食されやすく、**締固め不足のため飽和非排水せん断強度は低く、地震時に著しく強度低下**

3) **上流側飽和斜面**で、①上部盛土ですべり1が複数広範囲に発生、②堤体が最も厚い澪筋断面で大規模すべり3が上部盛土・中部盛土を貫通して発生⇒ 澪筋断面で堤頂部喪失・越流開始 ⇒堤頂部で堤軸方向と下流斜面で急速な侵食 ⇒破堤

■このような耐震診断・耐震補強が必要なため池は、全国で万を超える！

龍岡文夫・毛利栄征・日申悠汰(2015):連載 地盤工学・技術ノート第21回 盛土の地震時残留すべり計算①, 基礎工月2015年3月号, 100-103頁。

藤沼ダムの強化復旧（2013年度から実施）の設計方針

・要求性能：　崩壊した堤体よりも遥かに安定で、2011年東日本大震災と同レベルの地震動（すなわちレベルII設計地震動）を受けても確実に安定

対応⇒①近代的フィルダム構造，②適切な盛土材の選択、　③十分な締固め、
④これらの効果を反映した安定解析で、要求性能を確認

■設計での安定解析の課題

従来の慣用地震時安定解析:
設計せん断応力（$\tau_w)_d$：　k_h= 0.15（レベルI設計地震動）
設計せん断強度（$\tau_f)_d$：1EcでのD$_c$の管理値90 %での排水せん断強度
→円弧すべり解析による安全率$F_s \geq 1.2$ を確認

この解析法では、①上流斜面のF_sの安全率=1.2弱⇒実際の流動的崩壊は説明不可
②また、強化復旧する堤体が旧堤体よりも遥かに安定になることを示せない

課題: 旧堤体の流動的崩壊と新本堤の高い安定性の両方を示せる解析法が必要！
対応：1)レベルII設計地震動を対象にして、2)新本堤は良く締固めることを前提にして、
3)飽和部分では非排水挙動を想定し、4)地震時には非排水繰返し載荷によって
非排水せん断強度は劣化すること、を考慮して、
・Newmark-D法により剛体すべり変位
・準静的（pseudo-static）非線型FEM解析により連続体としての残留変形
を求め、両者を重畳して地震時挙動を評価　　本日のテーマ

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　1/2

1.　要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性（概論）

2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓

3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係

3-1 排水せん断強度と締固め度の関係

3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係

3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係

3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度

4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携

4-1 盛土の地震時残留変形

・Newmark-D法による剛体すべり解析

・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析

・旧本堤の崩壊解析（まとめ）

4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工

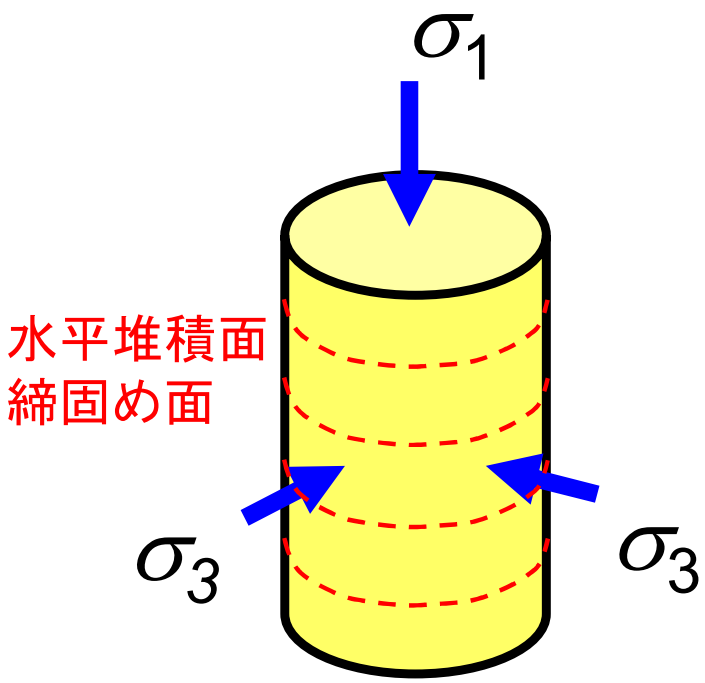
4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

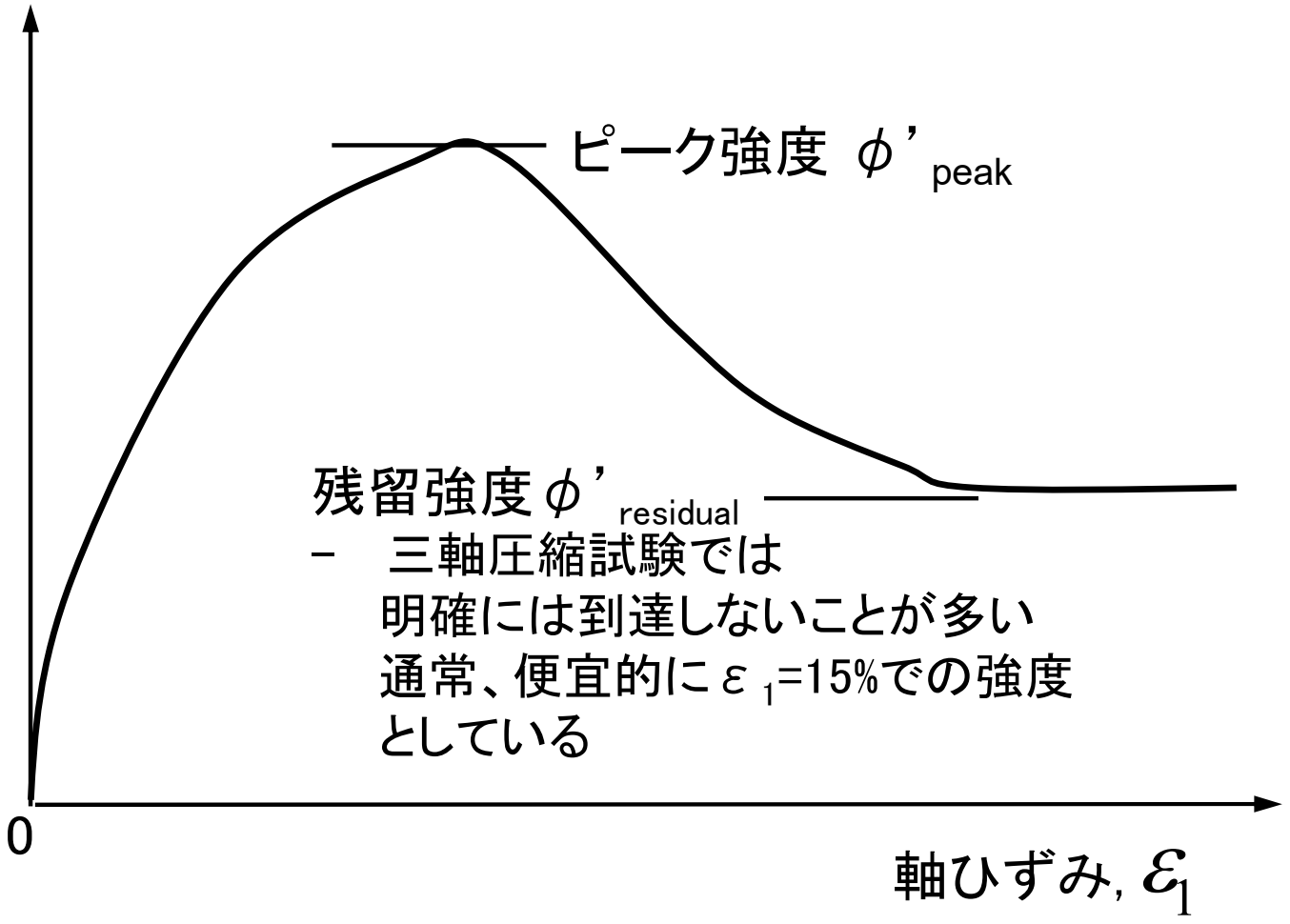
排水三軸圧縮試験でのピーク強度と残留強度

動員された摩擦角:

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

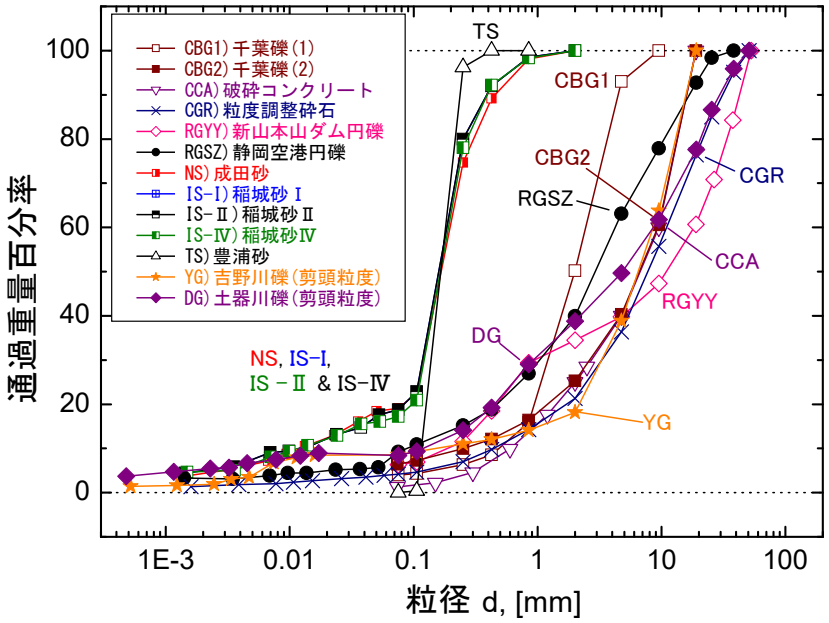
三軸圧縮試験:
$\sigma_1 > \sigma_3$

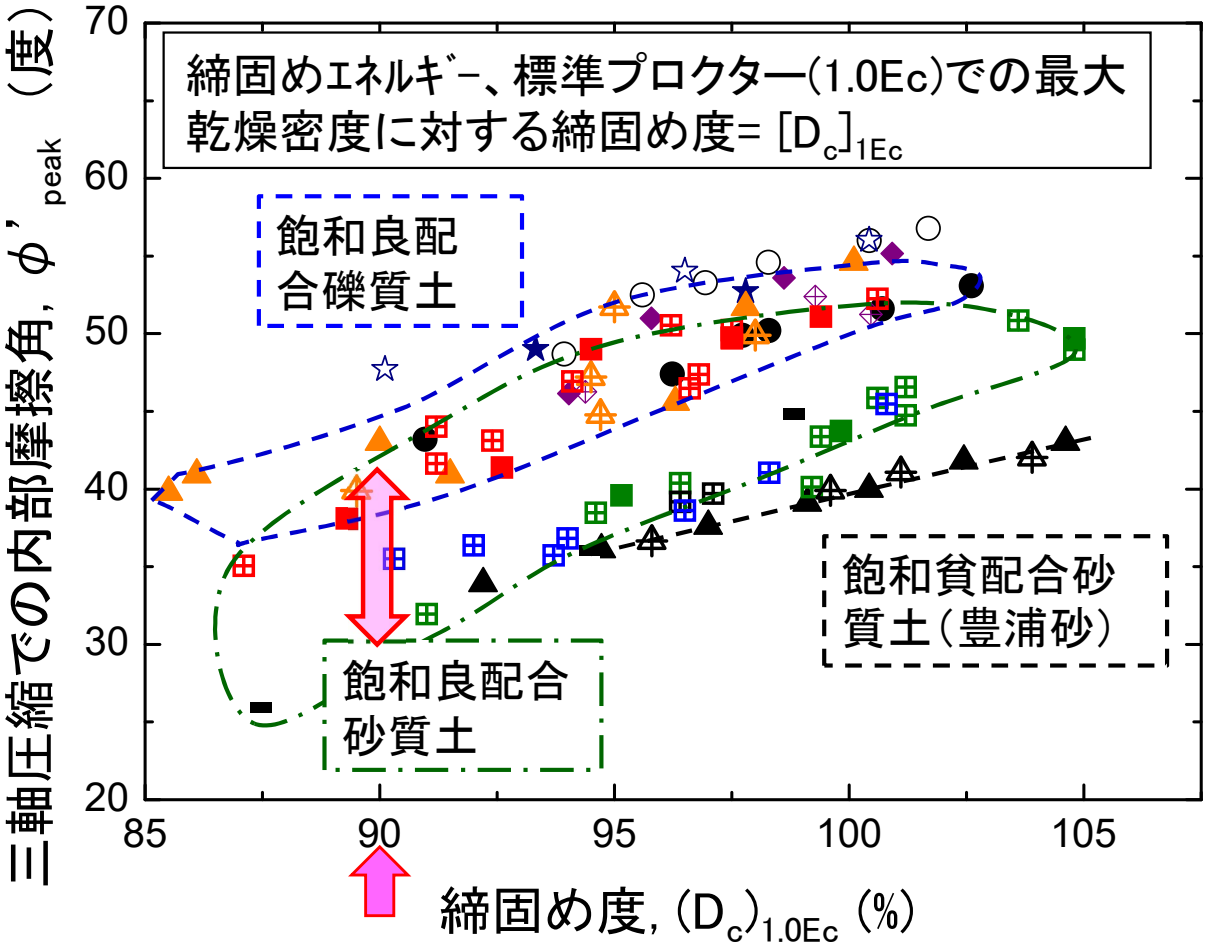




- 三軸圧縮試験では明確には到達しないことが多い
  通常、便宜的にε_1=15%での強度としている

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 $\phi'_{peak} = \arcsin\left[(\sigma_1' - \sigma_3')/(\sigma_1' + \sigma_3')\right]_{peak}$ と締固め度$(D_c)_{1Ec}$の関係





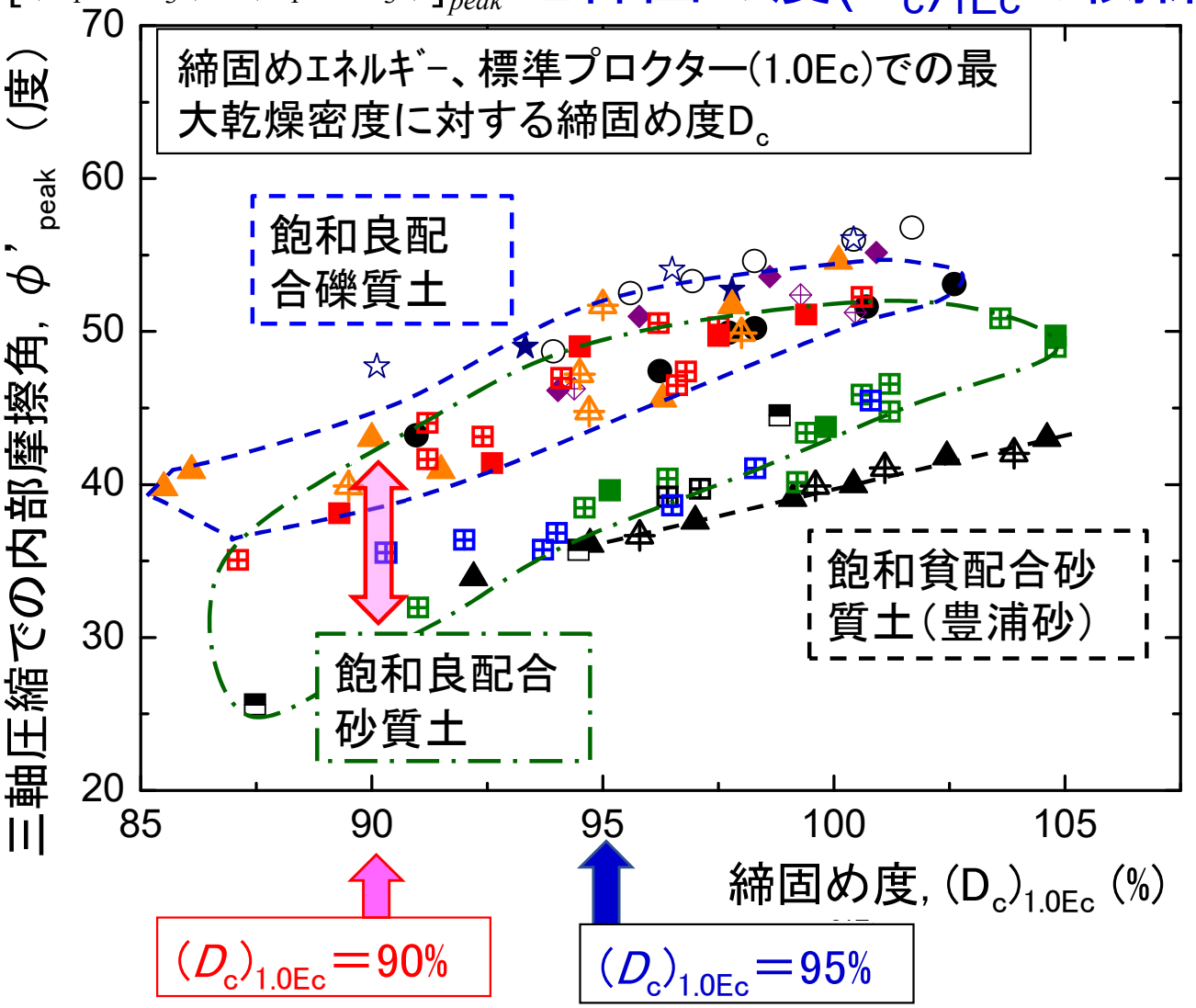
土質グループ毎に明確な関係、ϕ_{peak}に対する締固め度の効果は非常に大きい！
しかし、ため池堤体等の盛土の従来の設計では、**$(D_c)_{1Ec}$=90%程度での排水せん断強度**を用いて、締固め効果を考慮していない場合が多い

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 $\phi'_{peak} = \arcsin\left[(\sigma_1' - \sigma_3')/(\sigma_1' + \sigma_3')\right]_{peak}$ と締固め度$(D_c)_{1Ec}$の関係

従来の一般的な設計排水せん断強度:
- 礫: 40度
  通常の良配合の砂質土: 35度
  貧配合の砂質土: 30度

これらは、$(D_c)_{1.0Ec}$= 90%での値
- かなり緩い状態での値
- 残留強度$\varphi'_{residual}$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
⇒この値を設計値とすると、レベルII設計地震動に対する設計が成り立たなくなる虞

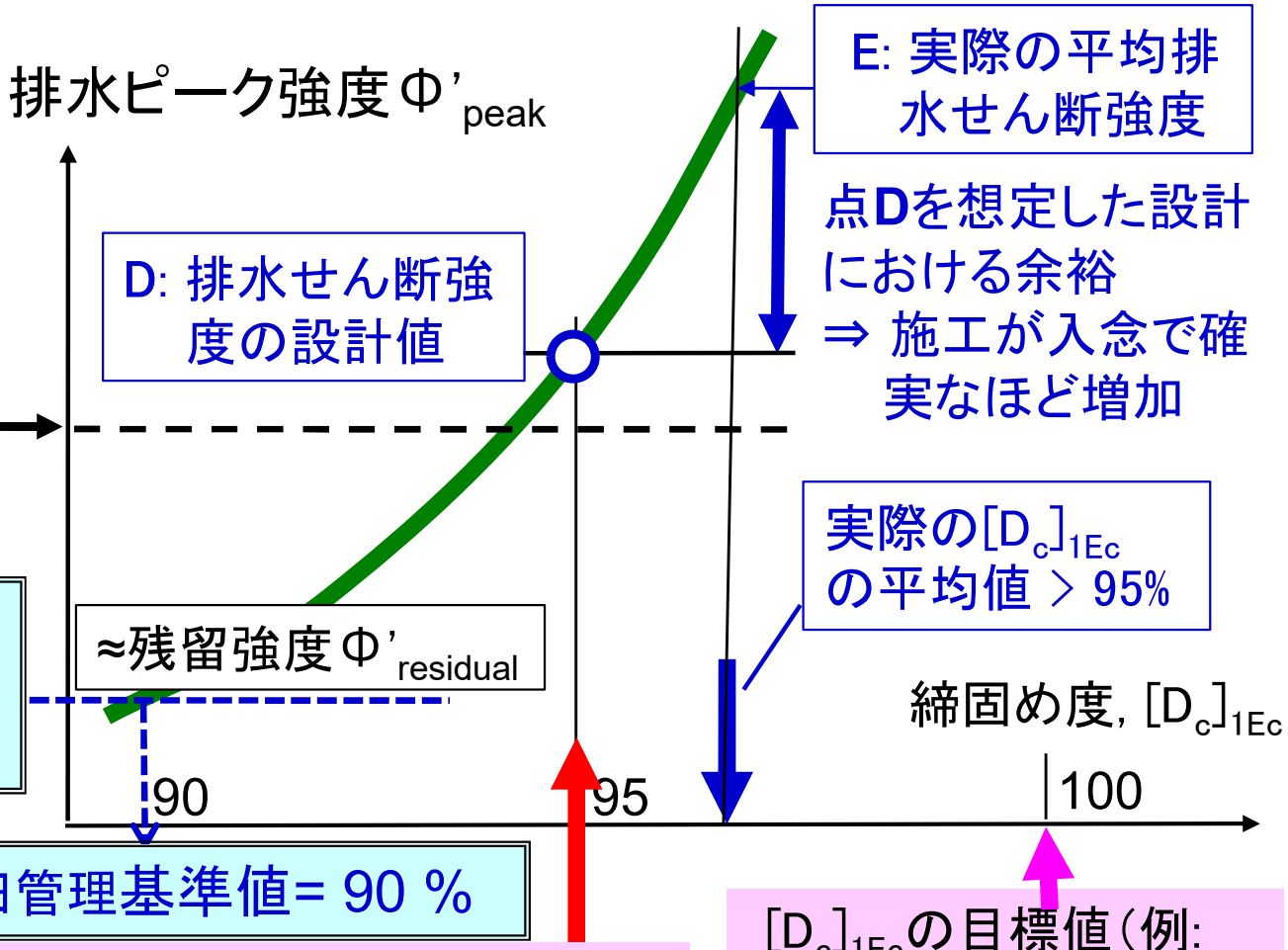


対応策:
①従来よりも5%高い$(D_c)_{1.0Ec}$= 95%を締固め管理基準値(全測定値の許容下限値)
②従来よりも5度程度高い「$(D_c)_{1.0Ec}$=95%でのϕ_{peak}」を設計値
→ 実際の$(D_c)_{1.0Ec}$の全測定値の平均値は95%を越えるので、この設定は安全側

ため池堤体等での要求性能、設計せん断強度、締固め度の管理基準値・目標値の関係(飽和排水条件での枠組み)： 設計と施工は関連している！

レベル2設計地震動に対する安定性などの盛土構造物の要求性能

盛土の要求性能を保証する排水ϕ'_{peak}



従来の設計での排水せん断強度：
この値ではレベル2設計地震動に対して設計できない虞

$(D_c)_{1Ec}$の旧管理基準値= 90 %

引き上げられた$[D_c]_{1Ec}$の管理基準値(許容下限値)= 95 %
設計で$[D_c]_{1Ec}$=95%とすれば、締固め効果を考慮でき、かつ安全側

$[D_c]_{1Ec}$の目標値(例: 100%)： 施工が適切ならば、平均的に実現可

レベル2設計地震動に対して、設計排水せん断強度は、通常$[D_c]_{1Ec}$= 95%での強度D
・実際の$[D_c]_{1Ec}$の平均値 > 95%なので、排水せん断強度Dは設計値として安全側
・締固め施工・管理が確実・入念ならば、設計値を排水せん断強度Eに設定できる ⇒藤沼ダムの復旧では、$[D_c]_{1Ec}$の平均値=目標値100%を想定し、排水せん断強度の設計値はEの値

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

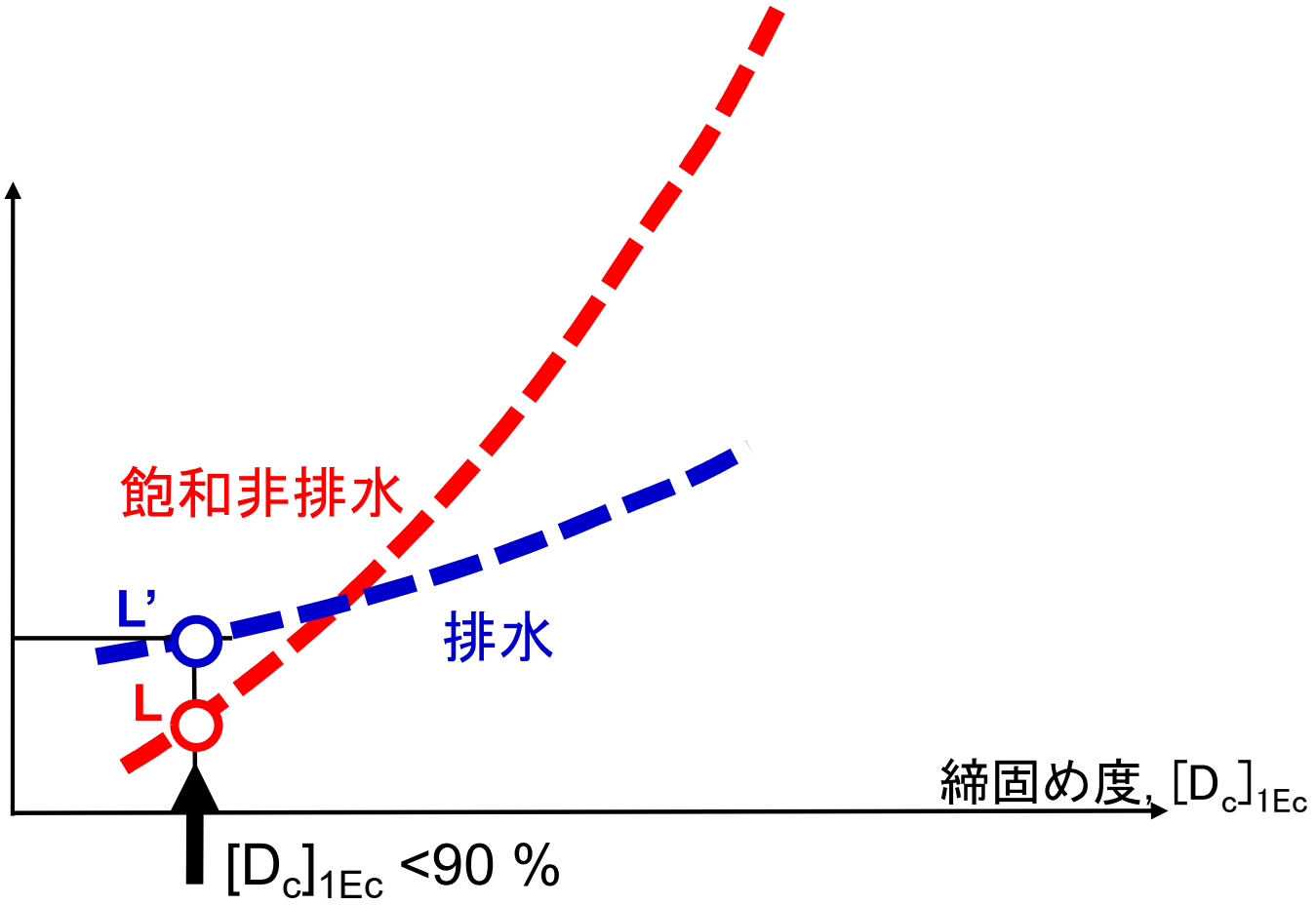
1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

ため池堤体等での要求性能、設計せん断強度、締固め度の管理基準値・目標値の関係(飽和非排水条件の場合)

$[D_c]_{1Ec}$<90 % のように締固めが悪い飽和状態の盛土に排水せん断強度L'を用いると、

⇒ 実際の非排水せん断強度Lを過大評価して、盛土の崩壊の危険性を看過する危険

⇒ 実際の非排水せん断強度Lを用いて安定解析する必要



締固めが良くない場合、

①せん断変形すると負のdilatancy(体積収縮)が生じようとする

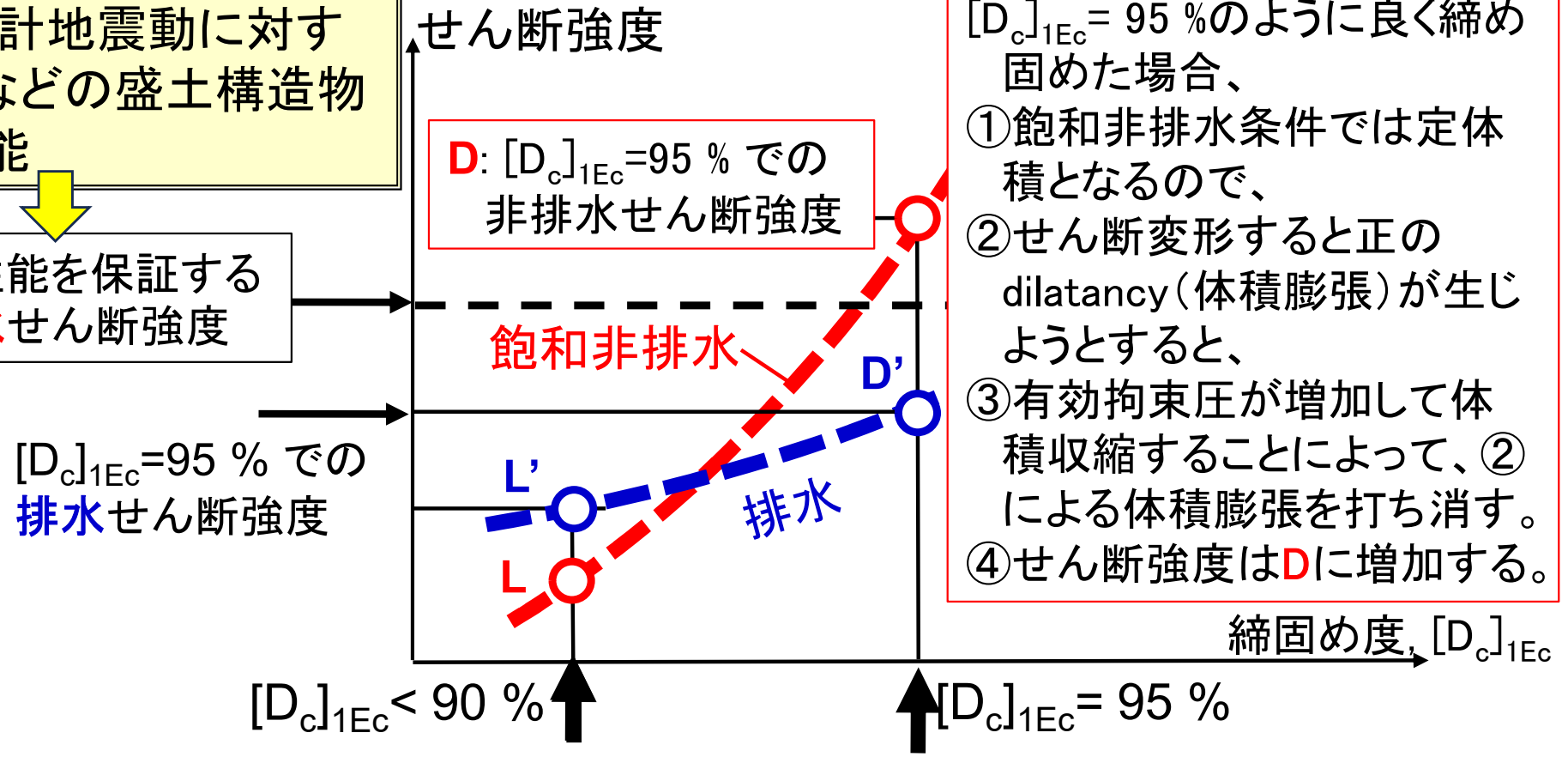
②飽和非排水条件では定体積となるので、有効拘束圧の低下による体積膨張が①による体積収縮を打ち消す。

③有効拘束圧の低下の結果、せん断強度は排水せん断強度L'から非排水せん断強度Lに低下する。

ため池堤体等での要求性能、設計せん断強度、締固め度の管理基準値・目標値の関係(飽和非排水条件の場合)

レベル2設計地震動に対する安定性などの盛土構造物の要求性能

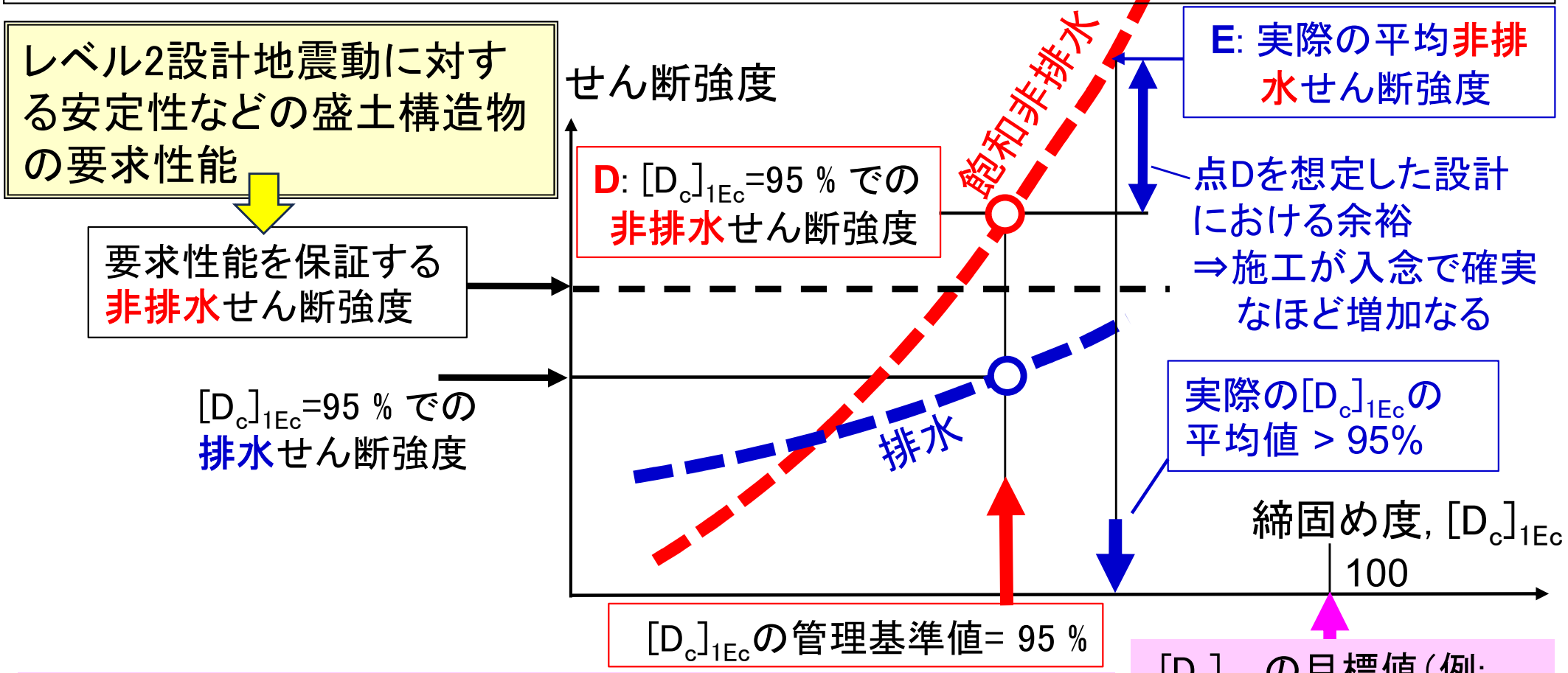
要求性能を保証する非排水せん断強度



[Dc]1Ec= 95 %のように良く締め固めた場合、
①飽和非排水条件では定体積となるので、
②せん断変形すると正のdilatancy(体積膨張)が生じようとすると、
③有効拘束圧が増加して体積収縮することによって、②による体積膨張を打ち消す。
④せん断強度はDに増加する。

[Dc]1Ec=95 % のように良く締固めた飽和盛土に排水せん断強度D'を用いると、
⇒ 実際の非排水せん断強度Dを過小評価する。上図のように、「設計で必要な非排水せん断強度」よりも、非排水せん断強度Dは大きいが排水せん断強度D'は小さい場合は、盛土の崩壊の危険性を過大評価し、不経済な設計となる虞
⇒ 実際の非排水せん断強度Dを用いて安定解析する必要

ため池堤体等での要求性能、設計せん断強度、締固め度の管理基準値・目標値の関係(飽和非排水条件の場合)： 設計と施工は関連！



引き上げた$[D_c]_{1Ec}$の全測定値の許容下限値(管理基準値)= 95 %、設計で$[D_c]_{1Ec}$=95%とすれば、締固め効果を考慮でき、かつ安全側

レベル2設計地震動に対する設計非排水せん断強度は、通常$[D_c]_{1Ec}$= 95%での非排水強度D
・実際の$[D_c]_{1Ec}$の平均値 > 95% なので、非排水せん断強度Dは実際の非排水せん断強度E よりも小さくて、設計値として安全側
・締固め施工・管理が確実・入念ならば、設計せん断強度を Eの値に設定できる⇒藤沼ダムの復旧では、**$[D_c]_{1Ec}$の平均値=目標値100%を想定し、非排水せん断強度の設計値はEの値**

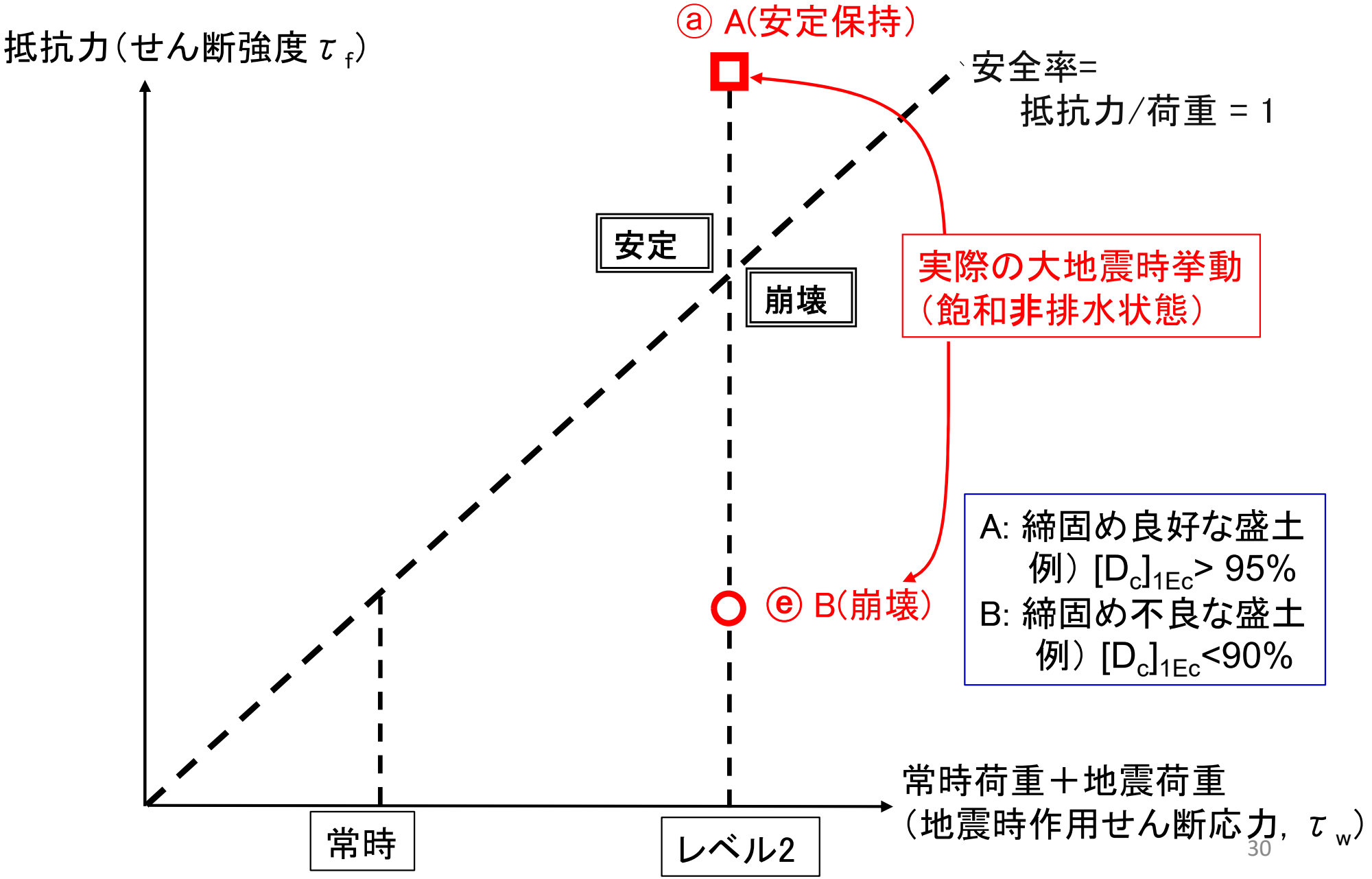
盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

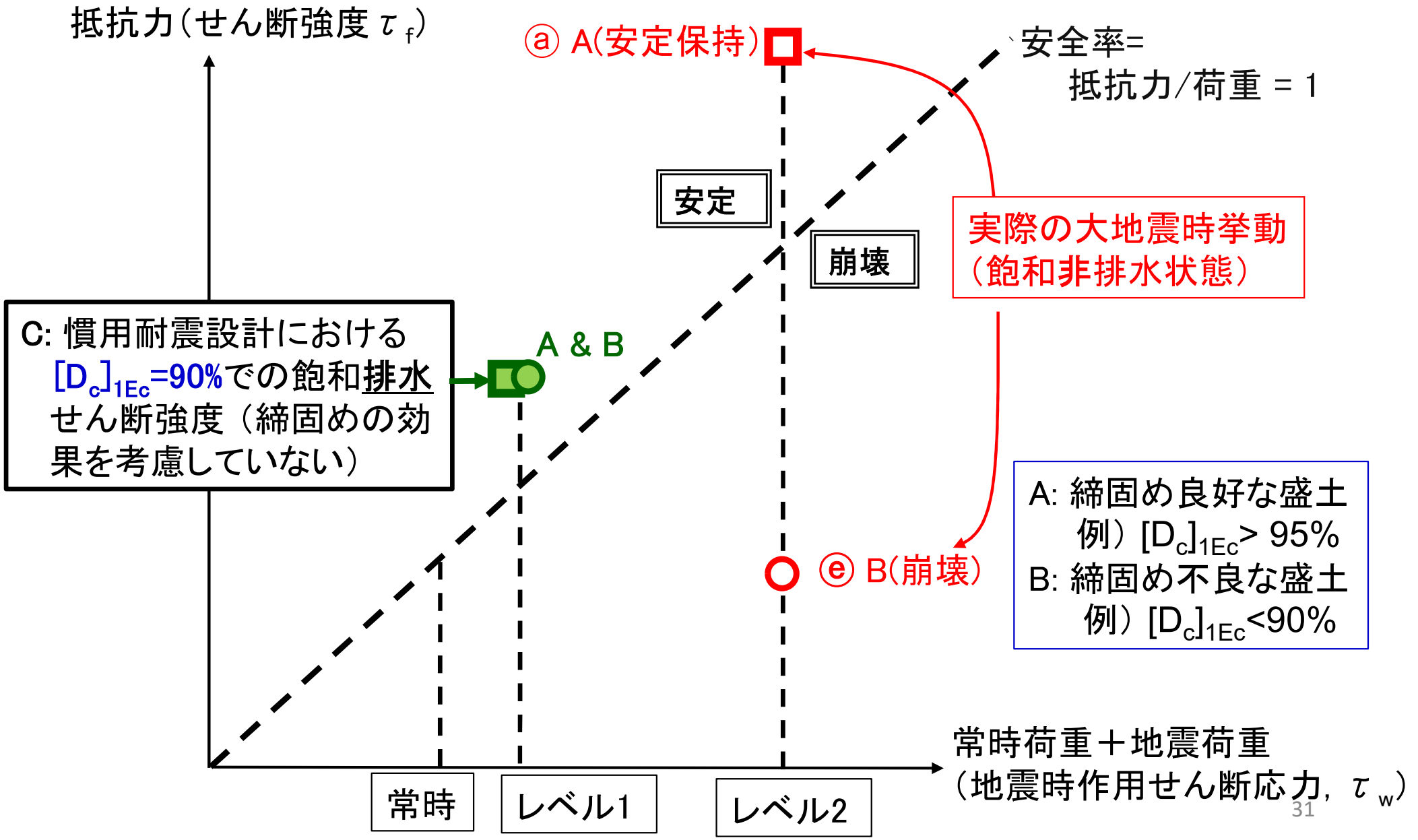
設計地震荷重と設計せん断強度は、関連して設定する必要！

■飽和非排水状態にある盛土のレベル2地震動に対する実際の挙動

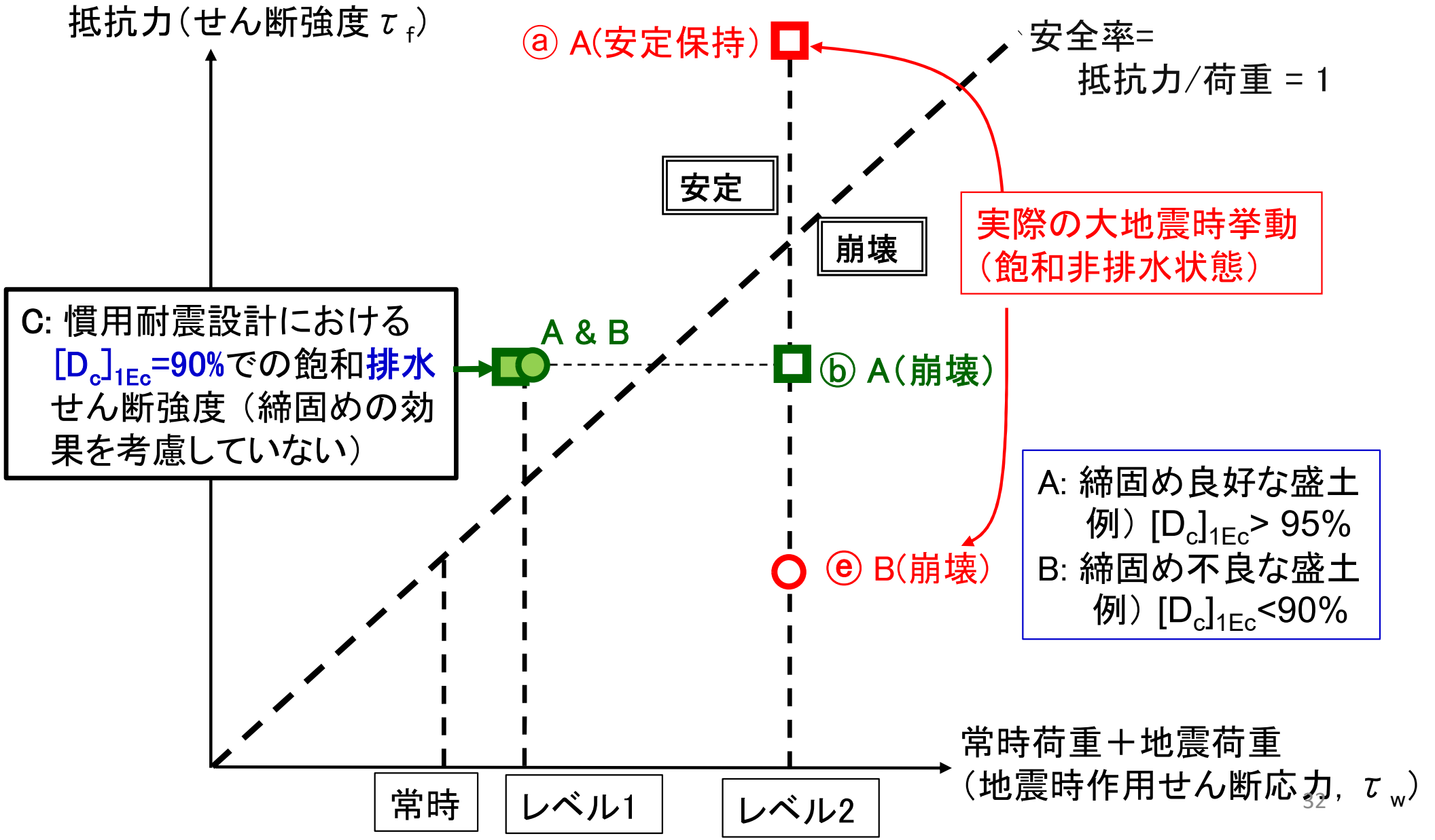
締固め良好の盛土A: ⓐ安定　対　締固め不良の盛土B: ⓔ崩壊



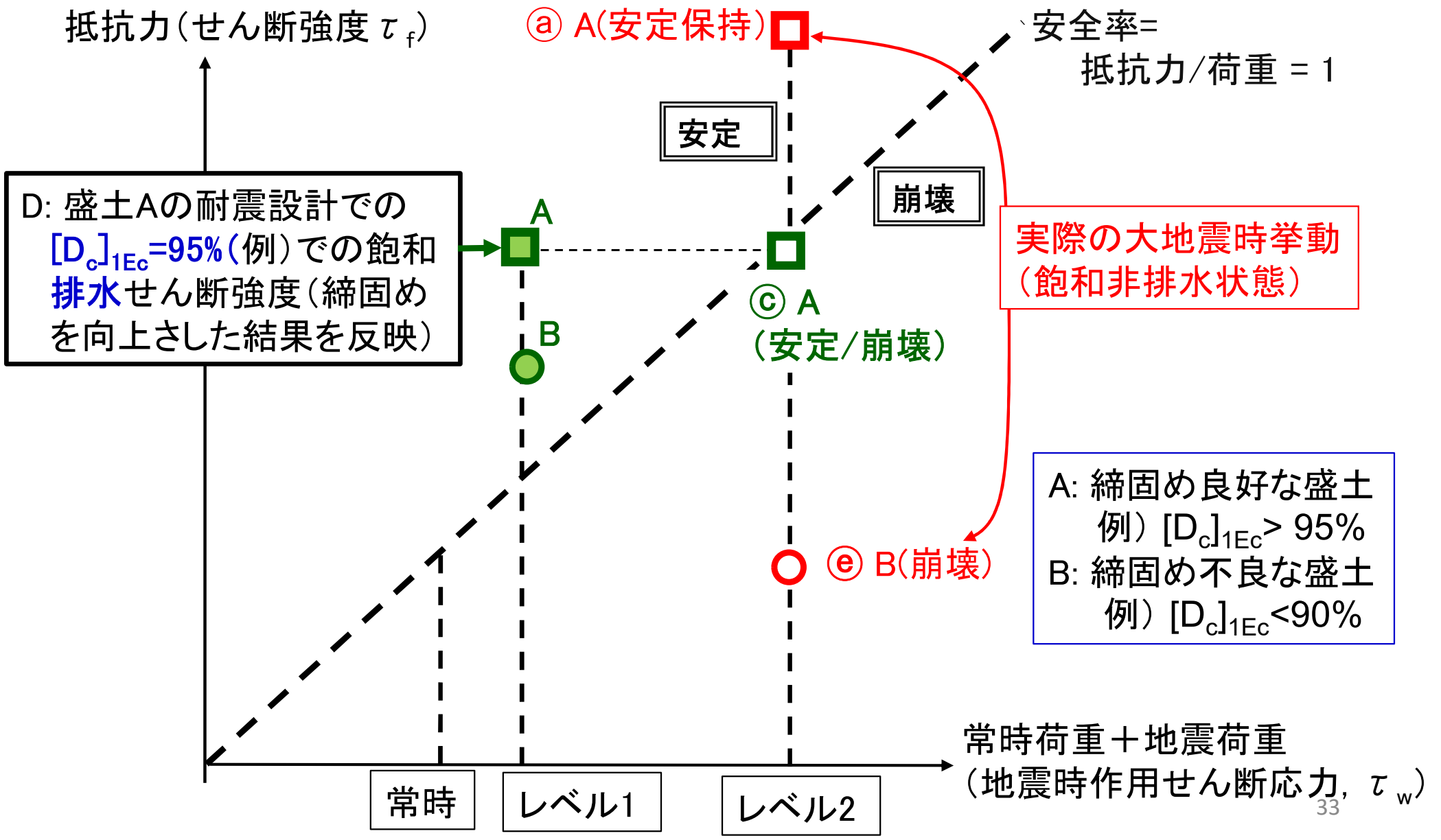
慣用の耐震設計（レベル1設計地震動 + 慣用的排水せん断強度C）による判定では、
・盛土A⇒安定：荷重の過小評価と土の強度の過小評価が偶然バランスした妥当な判定
・盛土B⇒安定：荷重の過小評価と土の強度の過大評価が重畳した非常に危険側の判定　（例、藤沼貯水池の旧堤体など、締固めが悪い飽和した盛土）



盛土A: 荷重をレベル2設計地震動に増加するが、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 ⇒ ⓑ(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)⇒良く締固めた新設盛土の耐震設計と良く締固まった既設盛土の耐震診断が困難になる



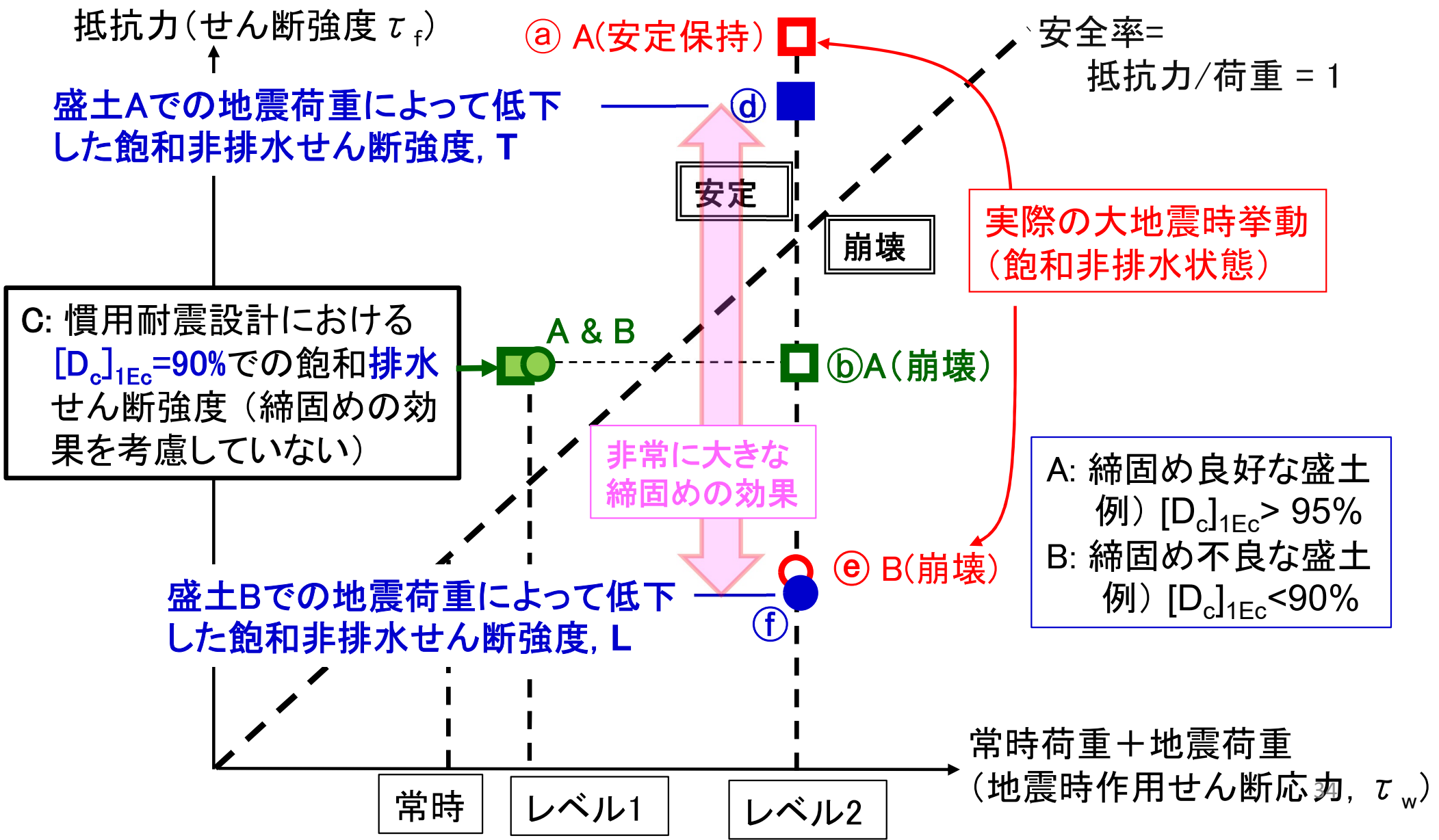
盛土A：排水状態を想定した上で締固めの向上を反映した排水せん断強度Dを使用
・レベル2地震動に対する判定はⓒ：■実際に排水状態ならば、判定ⓒは妥当、安定/崩壊の何れもありうる。■実際は飽和非排水で地震時挙動がAならば、排水強度＜非排水強度なので、排水強度に基づく判定ⓒは安全側



適切な方法は・・・①設計地震荷重はレベル2を採用、②飽和盛土では、締固め効果と地震荷重による低下を考慮した飽和非排水せん断強度，T（盛土A）；L（盛土B）

盛土A: ⓓ十分に安定と判定（適切）⇒ 盛土Aの実務的設計が可能になる

盛土B: ⓕ激しい崩壊と判定（適切）⇒ 盛土Bの耐震補強に展開できる



盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

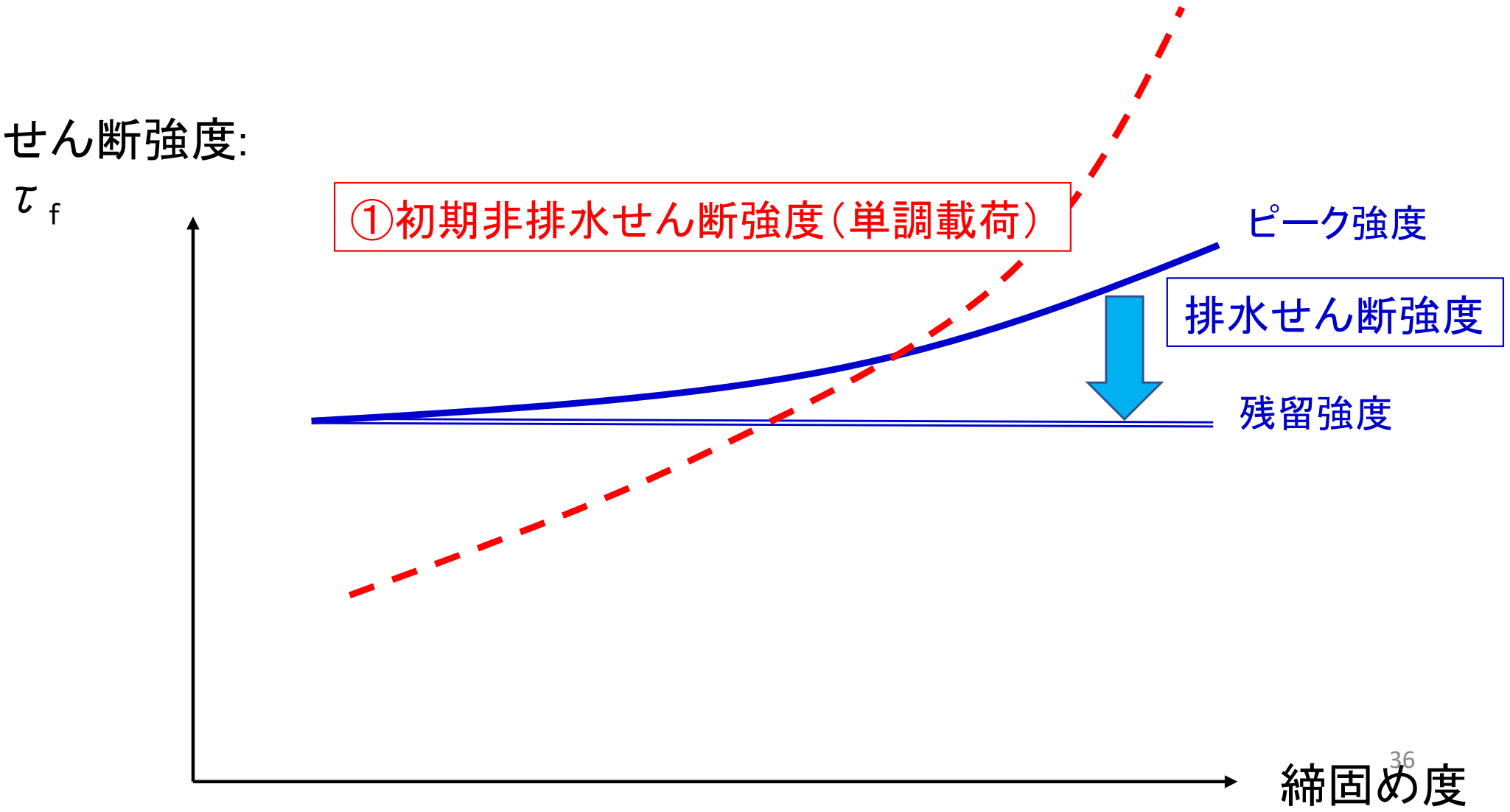
1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

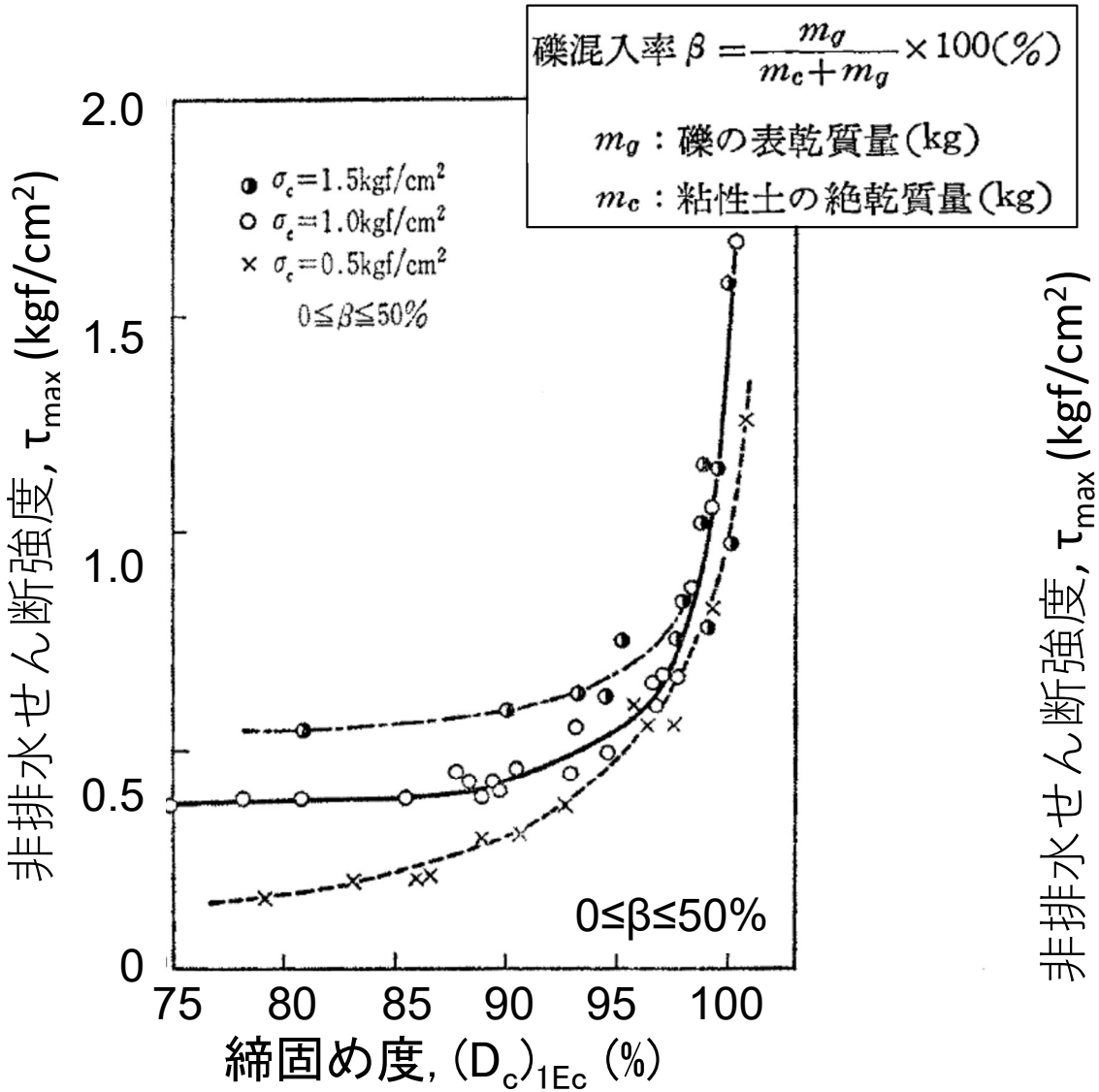
土のせん断強度に対する締固め度の影響（全体像）：

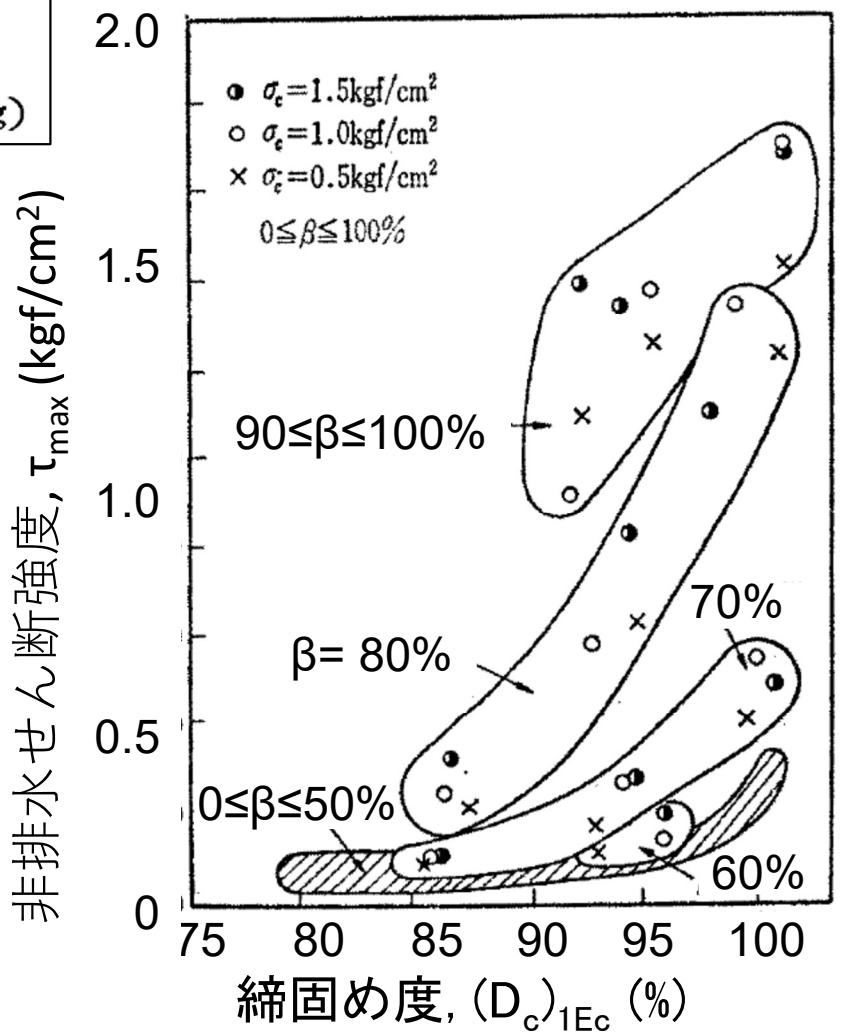
1)排水せん断強度：　ひずみ軟化によって、ピーク強度から残留強度に低下

2)非排水せん断強度：

①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







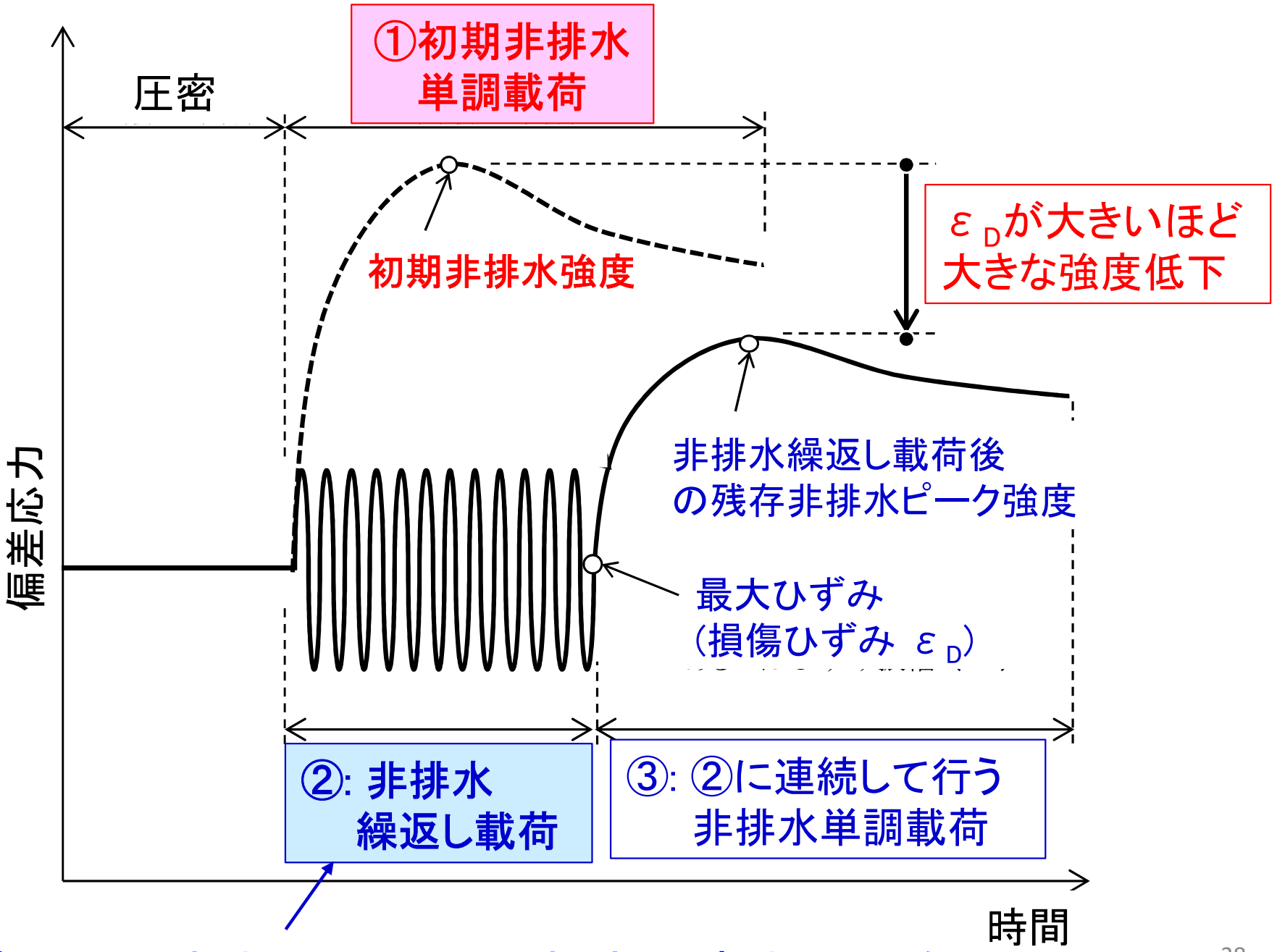
久楽勝行・三木博史・関一雄(1983): 締め固めた礫まじり土の工学的性質に関する実験的研究、土と基礎, 2月号Vol.31, No.2, 39～45頁

礫まじり土のCU三軸圧縮試験（背圧 4.0 kgf/cm²)による非排水せん断強度

$\tau_{max}=(\sigma_1-\sigma_3)_{max}/2$

⇒締固め度$(D_c)_{1Ec}$が90%を越すと増加し始め、95%を越すと急増

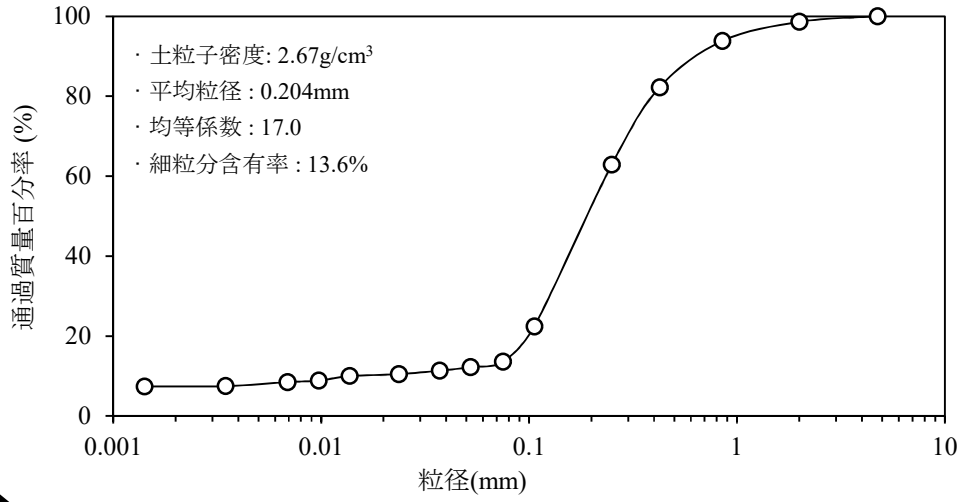
地震時の非排水せん断強度は、どのように求めたら良いのか？

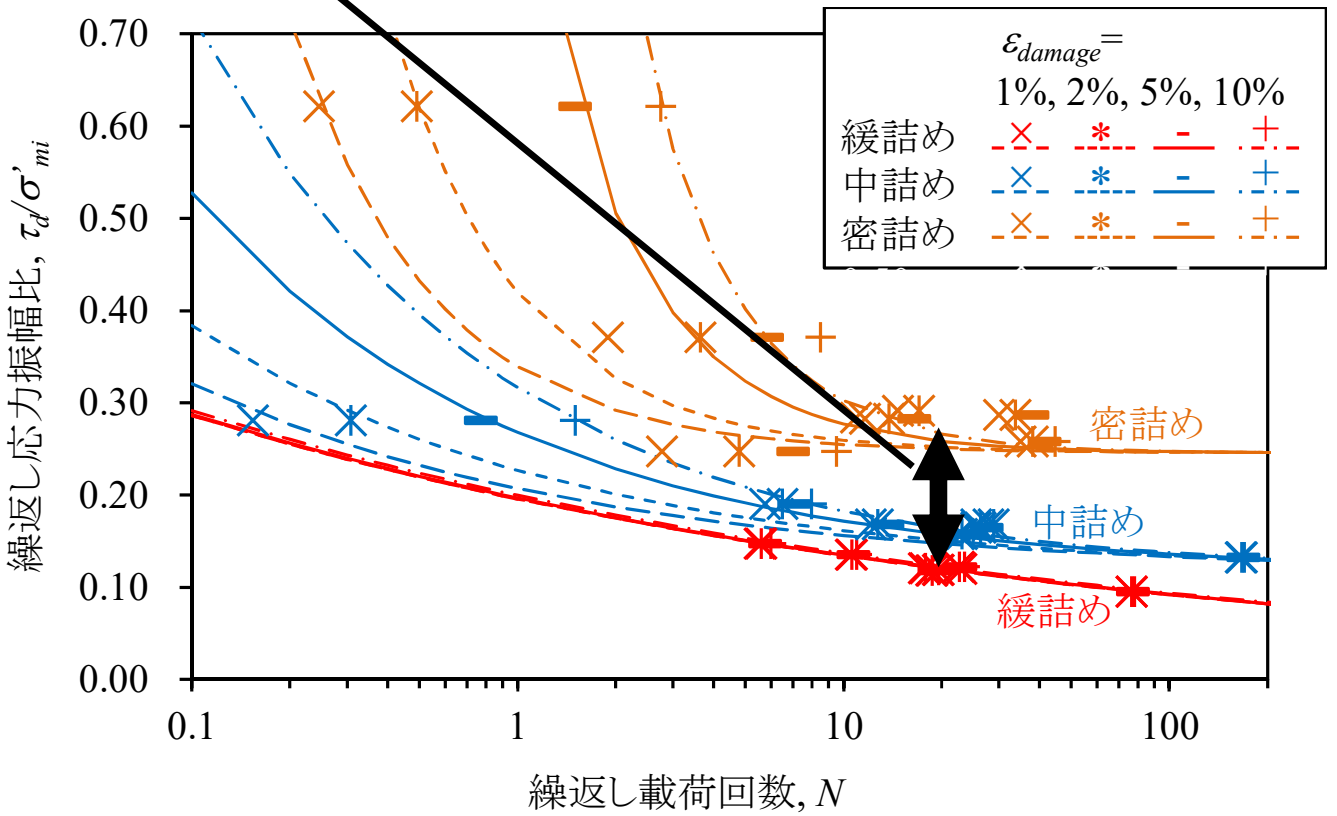


従来から行われている、いわゆる液状化試験

「②非排水繰返し試験」による液状化強度に対する締固めの効果の例（鉾田砂）

いわゆる「液状化強度」とは、
「非排水繰返し載荷に対する強度」
⇒さまざまな定義：　例）
　繰返し載荷回数N=20で両振幅軸ひずみε_D= 5%が発生する繰返し応力振幅
⇒これに対する締固めの影響は、
　意外に小さい





問題点：
a) ②N=20, ε_D= 5%で定義した液状化強度は、締固めた土の実際の液状化現象による流動的崩壊を、誇大に予測する。
b) この②液状化強度は、「円弧すべり安定解析」で用いる「地震荷重を受けている過程で発揮できる非排水ピーク強度」とは異なる。従って、②はすべり安定解析に活用できない。

龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号、79-82頁。

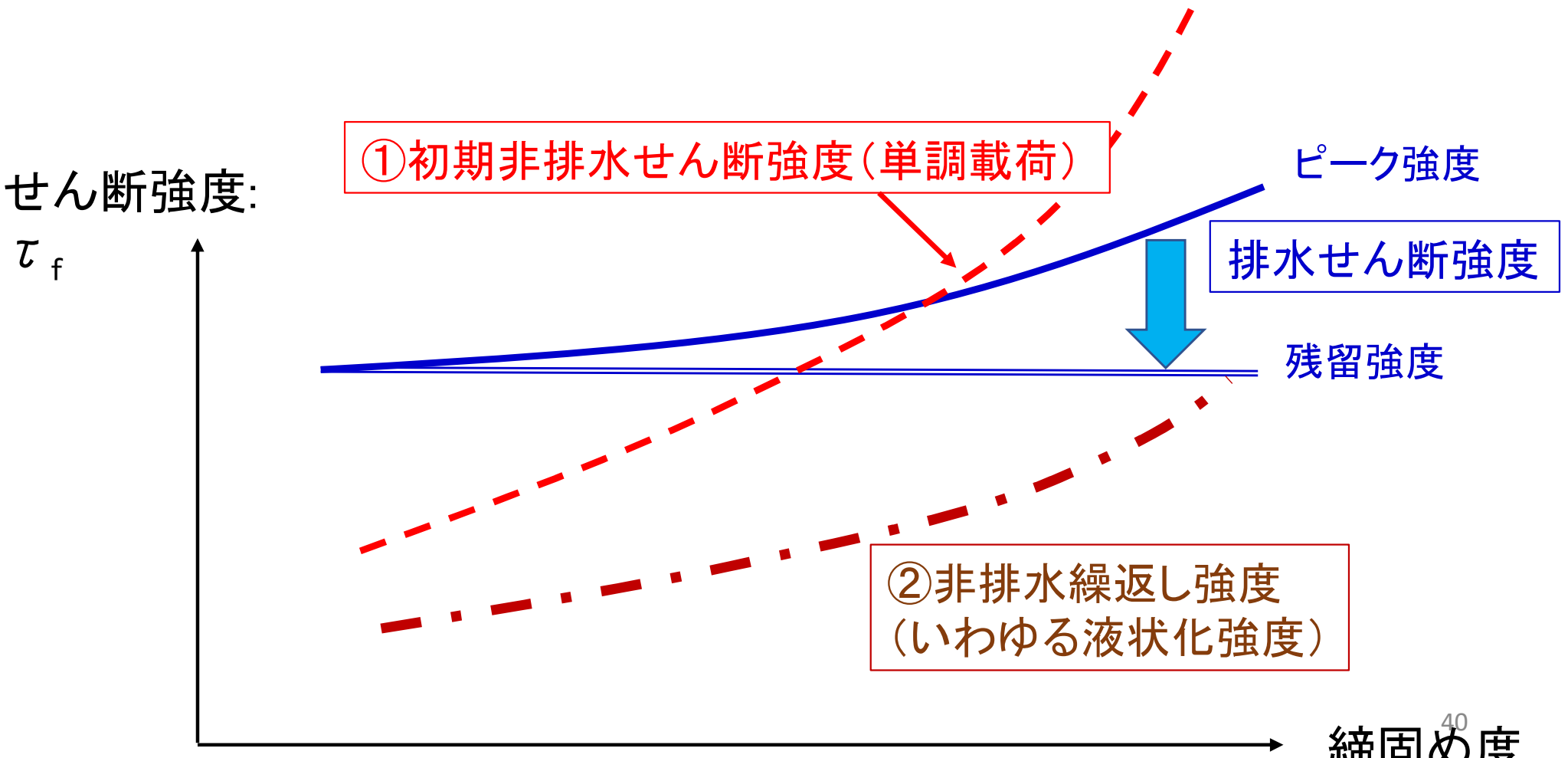
土のせん断強度に対する締固め度の影響（全体像）:

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

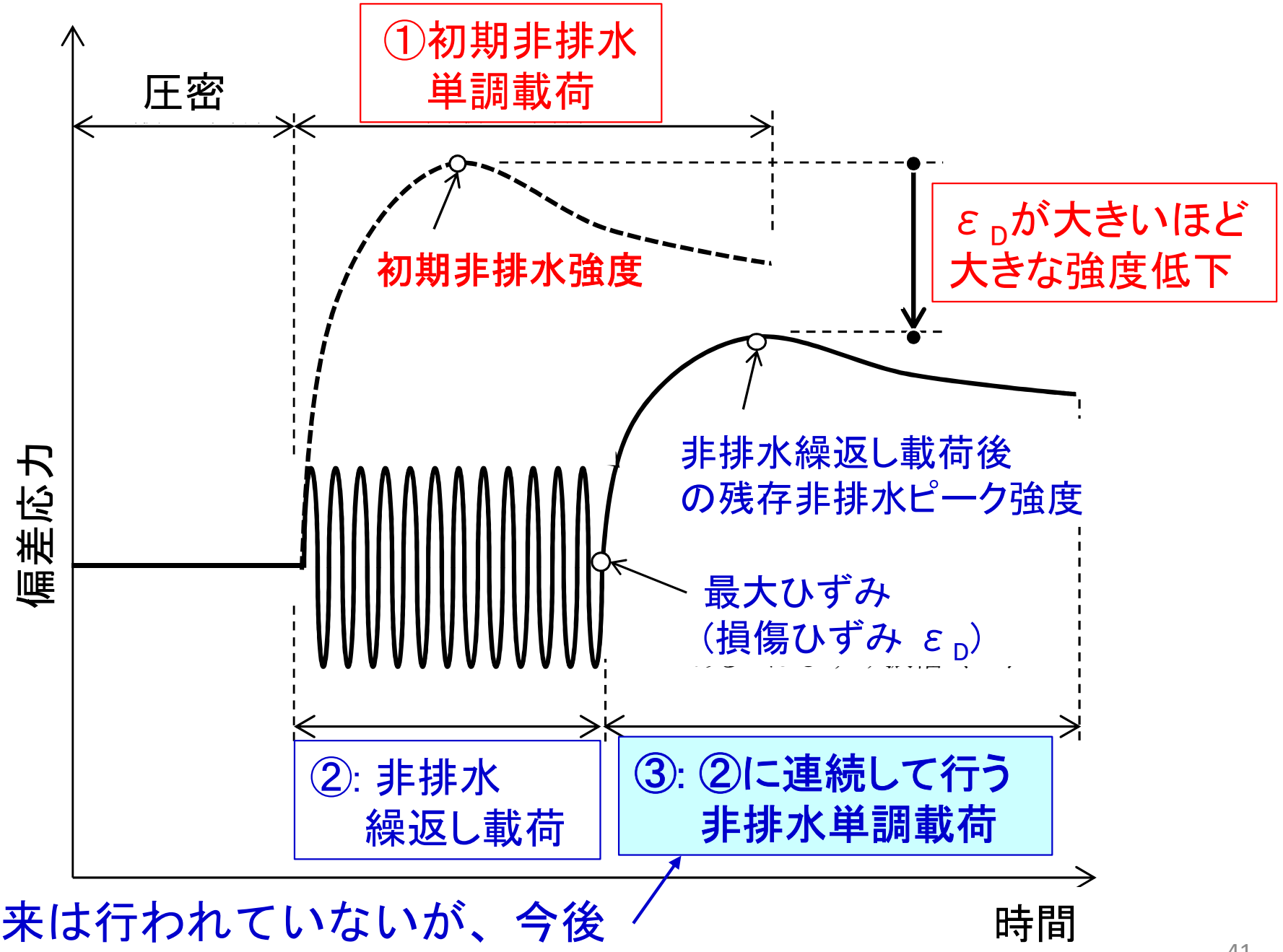
2)非排水せん断強度：

①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*

②非排水繰返し強度（例：N=20, DA=5%; 液状化強度）: a)締固めの影響は小さくはないが①よりも小さい。締固めた土の液状化現象を誇大に予測する。; b)地震時に発揮される非排水ピークせん断強度ではない

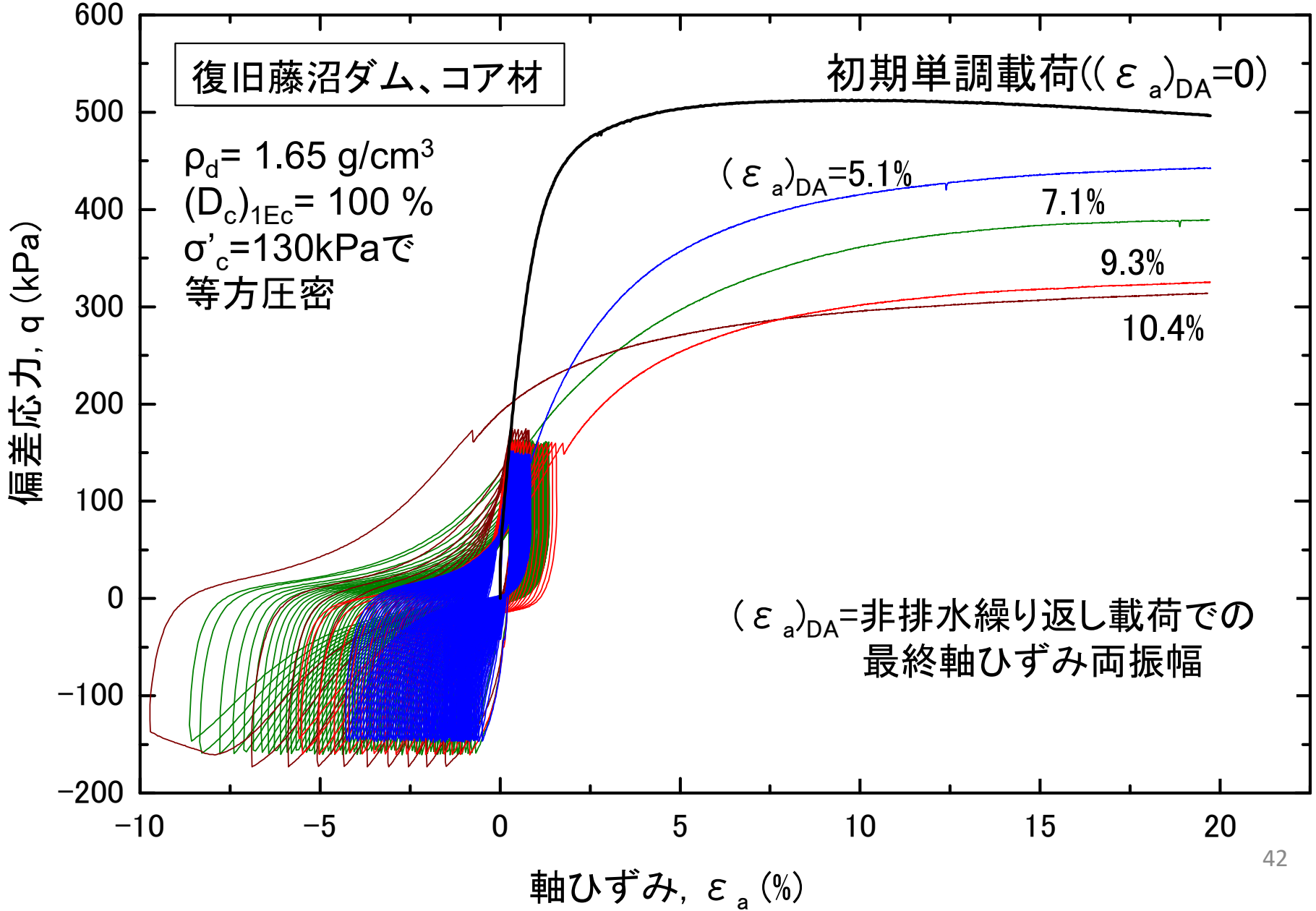


地震時非排水繰返しせん断強度は、どのように求めたら良いのか？
⇒新しい試験法の提案



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の実験例：
非排水繰返し載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、
引き続く③非排水単調載荷でのピーク強度は小さくなる、
それでも、ゼロではなく、一定の値を維持している



土のせん断強度に対する締固め度の影響（全体像）：

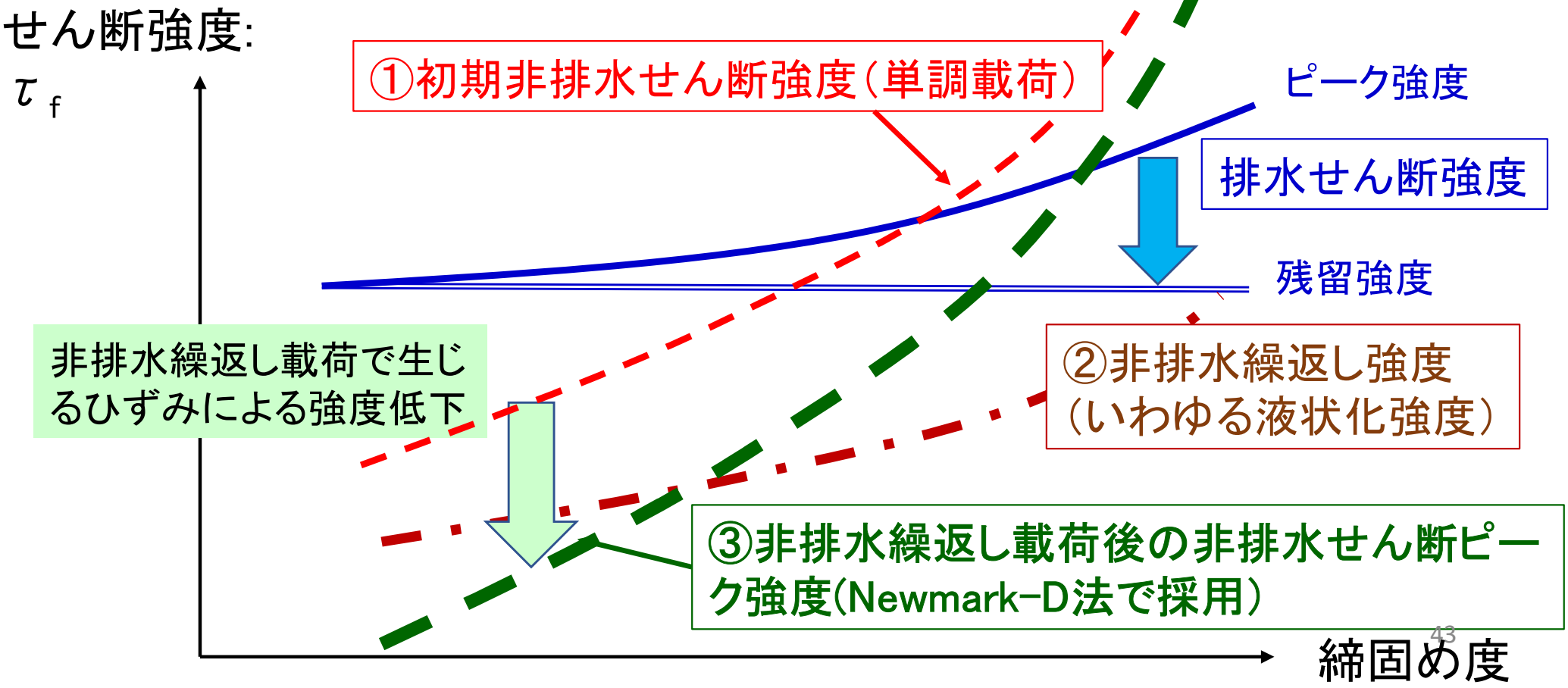
1)排水せん断強度：　ひずみ軟化によって、ピーク強度から残留強度に低下

2)非排水せん断強度：

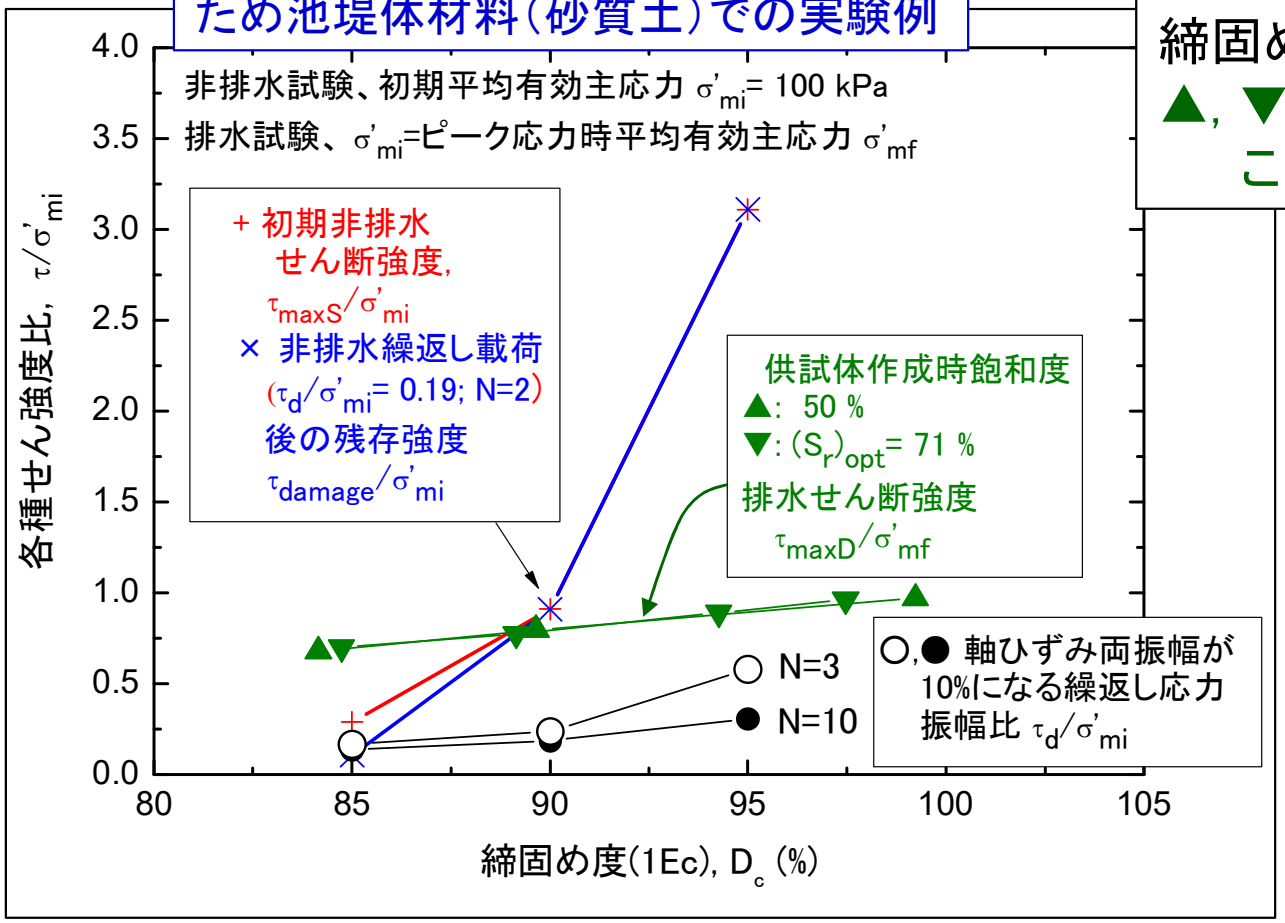
①初期非排水強度：　締固めの影響は、排水せん断強度よりも遥かに大きい*

②非排水繰返し強度（N=20、DA=5%）（いわゆる液状化強度

③非排水繰返し載荷でひずみが生じることによって、非排水せん断ピーク強度は継続的に低下（緩いほど低下率大）⇒締固め効果は非常に大きくなる



ため池堤体材料（砂質土）での実験例



締固め度D_cの影響：

▲, ▼排水せん断強度：影響は大きいが、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）での実験例

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

+ 初期非排水せん断強度, τ_{maxS}/σ'_{mi}
× 非排水繰返し載荷 (τ_d/σ'_{mi}= 0.19; N=2) 後の残存強度 $\tau_{damage}/\sigma'_{mi}$

供試体作成時飽和度
▲: 50 %
▼: $(S_r)_{opt}$= 71 %
排水せん断強度 τ_{maxD}/σ'_{mf}

○,● 軸ひずみ両振幅が10%になる繰返し応力振幅比 τ_d/σ'_{mi}

○ N=3
● N=10

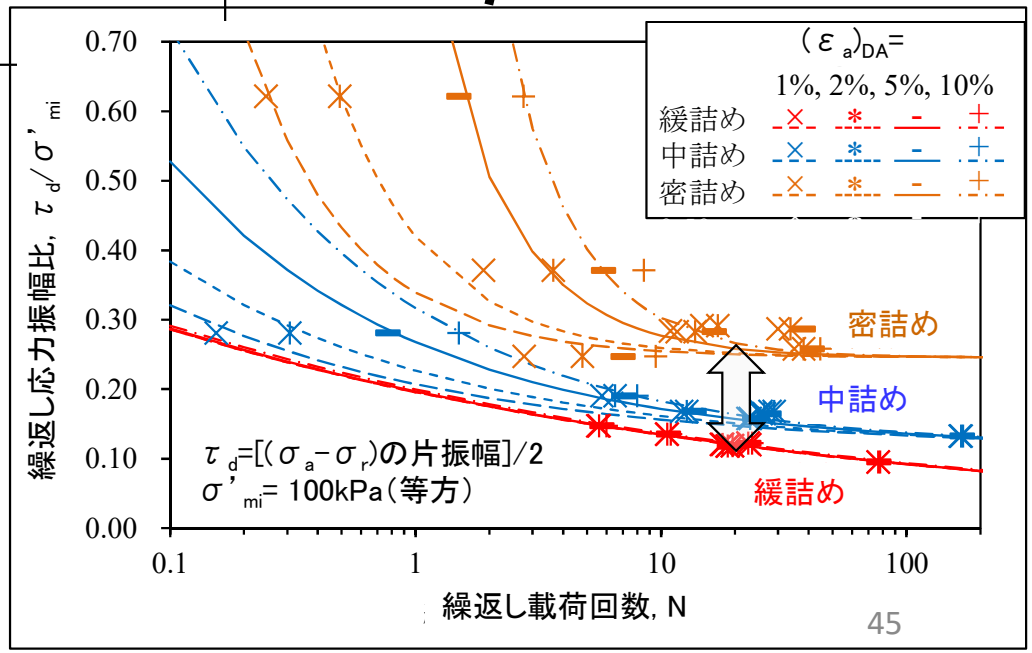
各種せん強度比, τ/σ'_{mi}

締固め度(1Ec), D_c (%)

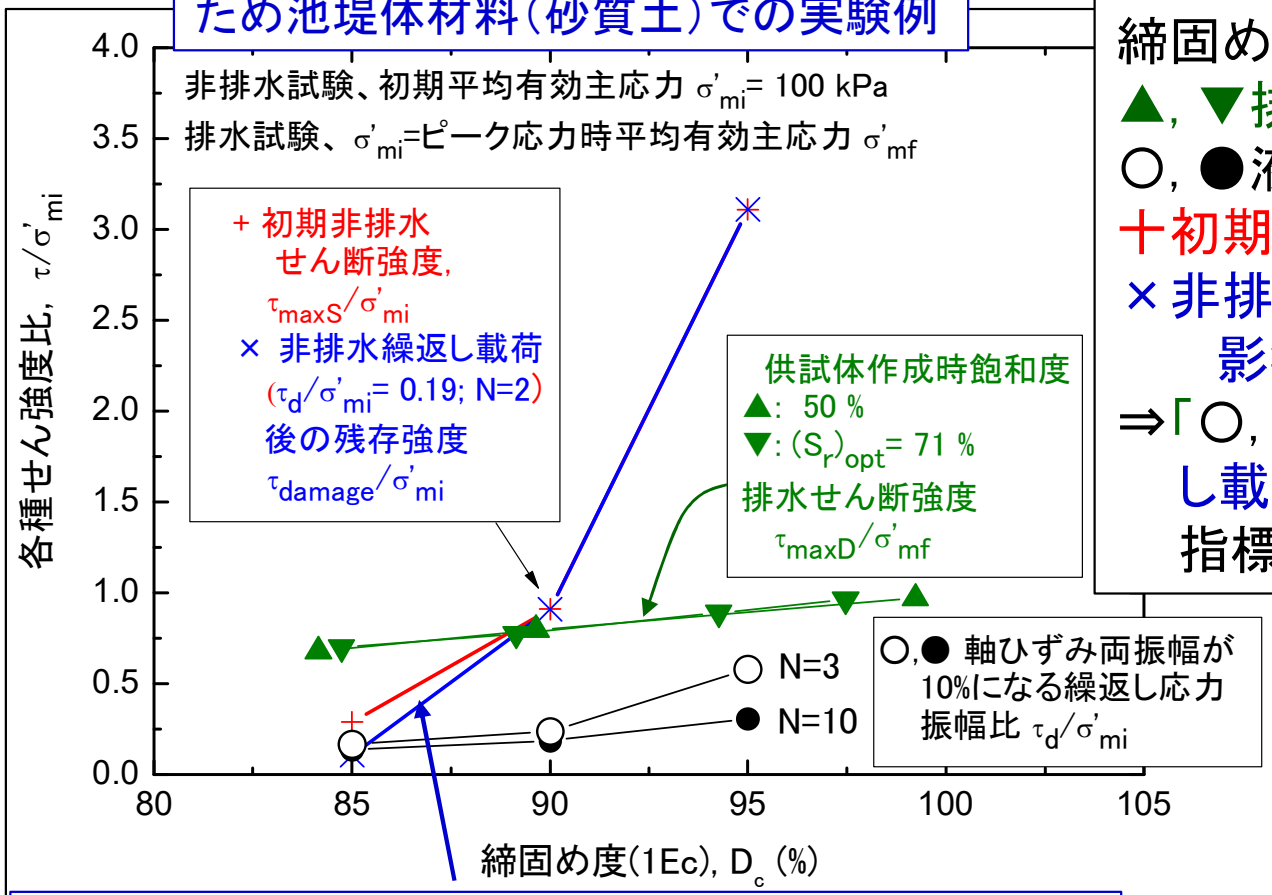
締固め度D_cの影響：

▲, ▼排水せん断強度: 影響は大きいが、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）: 締固めの影響は 意外に小さい



ため池堤体材料（砂質土）での実験例



締固め度D_cの影響：

▲, ▼排水せん断強度: 影響は最小

○, ●液状化強度: 影響は意外に小

十初期非排水せん断強度: 影響は非常に大

×非排水繰返し後の非排水せん断強度: 影響は更に大きい

⇒「○, ●液状化強度」は、「×非排水繰返し載荷後の非排水せん断強度」の適切な指標となっていない

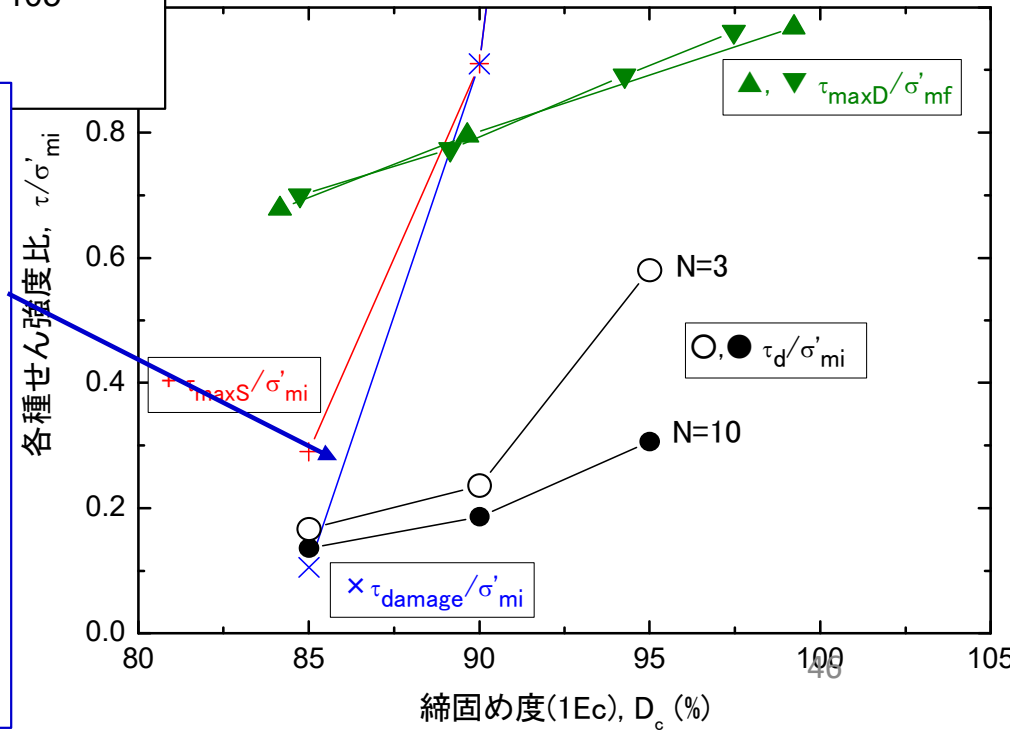
×非排水繰返し載荷後の非排水せん断強度：

⇒緩ければ非常に低いが、良く締固めれば非常に大きくなり、D_c>90%では▲,▼排水せん断強度よりも大きくなる。

①フィルダム・ため池堤体の上流斜面、河川堤防の河川側のり面では、地下水位を下げられない ⇒ 良い締固めによる高強度化が有効。

②新設盛土の耐震化でも、地下水位の低下よりも、良い締固めの方が効果的

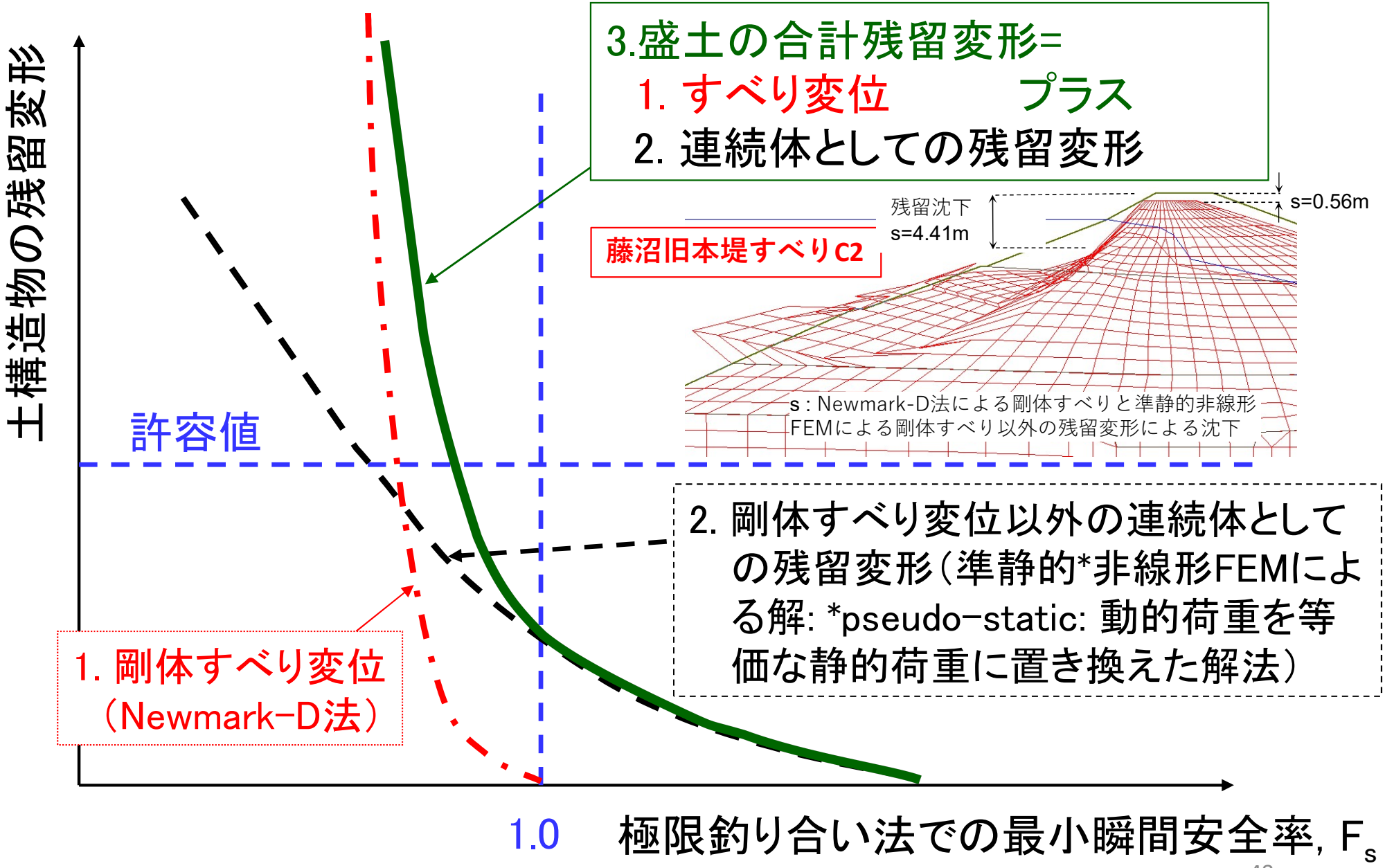
⇒ Newmark-D法は、締固め効果を考慮



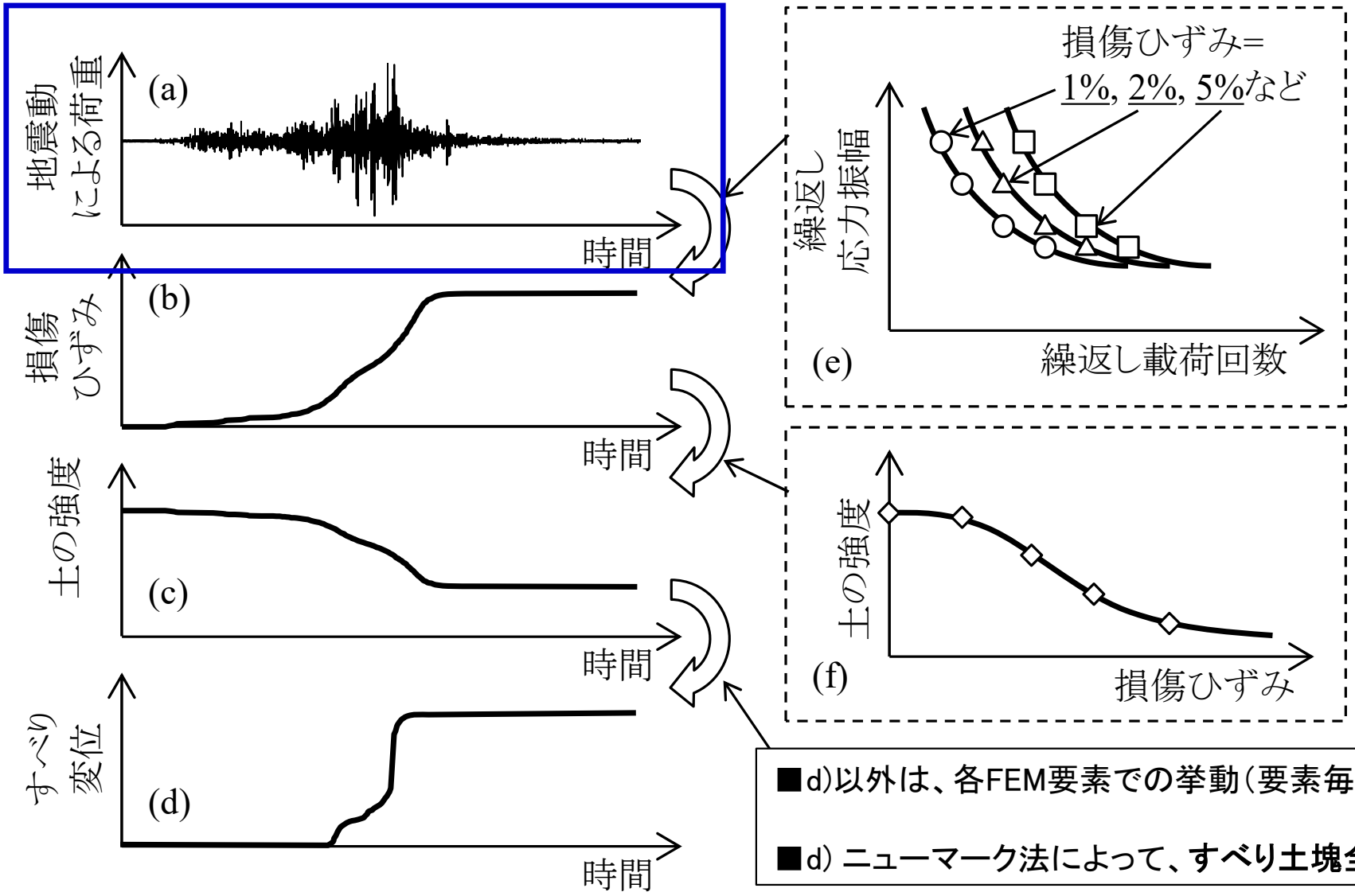
盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

実務的な盛土の耐震設計・耐震診断：
Newmark-D法と準静的非線形FEMの組み合わせ



Newmark-D法による剛体すべり解析の枠組み：数値解析（左欄）と室内せん断試験（右欄）の関係

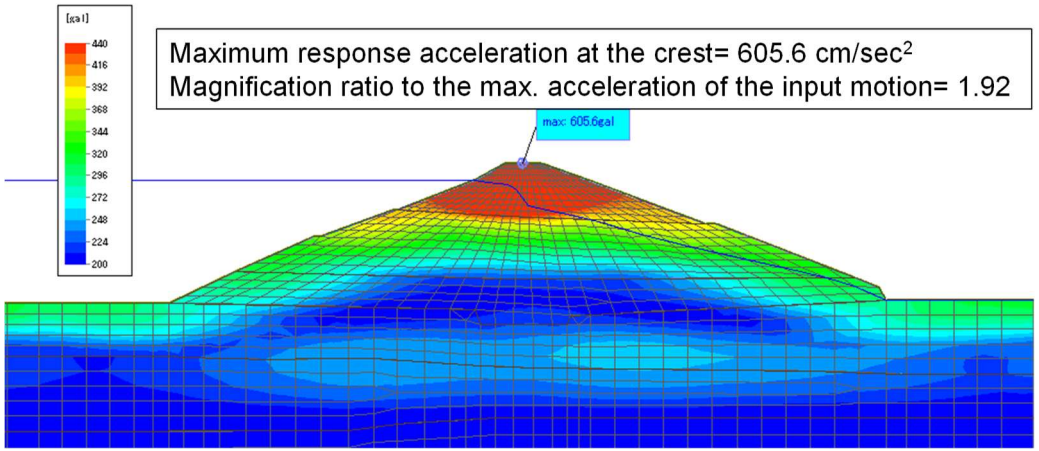


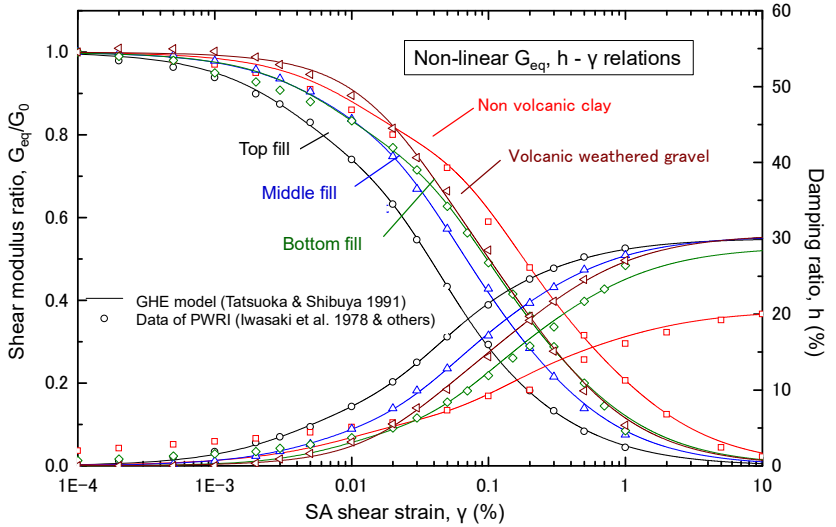
■d)以外は、各FEM要素での挙動（要素毎に異なる）

■d) ニューマーク法によって、**すべり土塊全体の変位**を計算

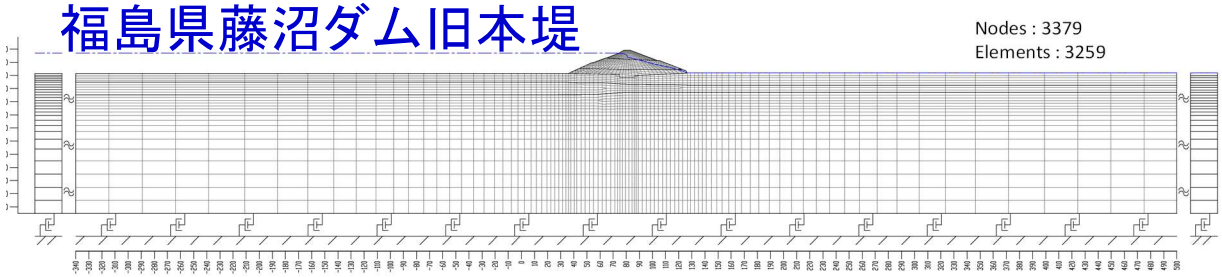
龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

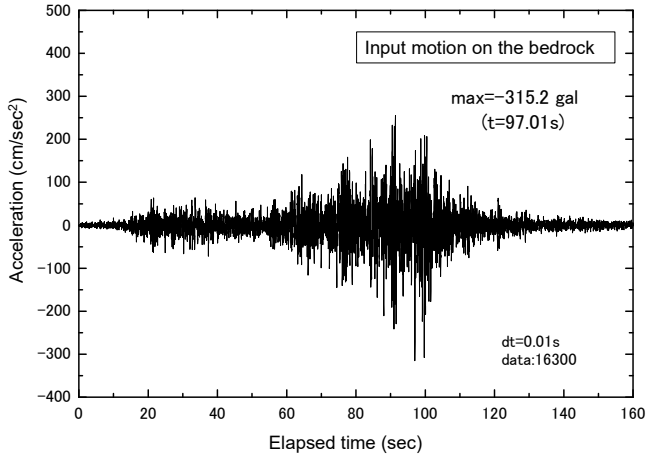
剛性と減衰のひずみ依存性を考慮した等価線形化全応力法地震応答解析





福島県藤沼ダム旧本堤

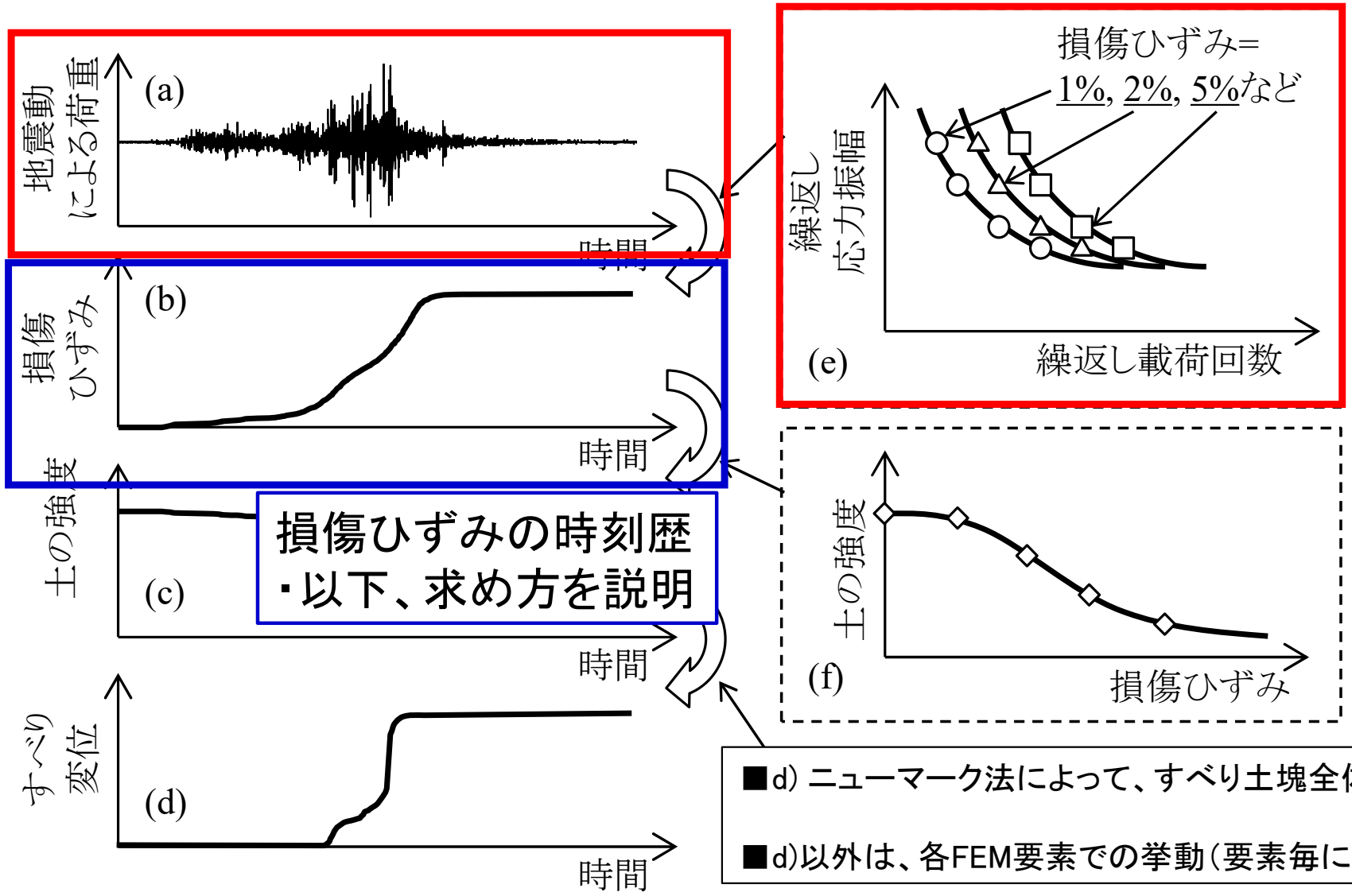




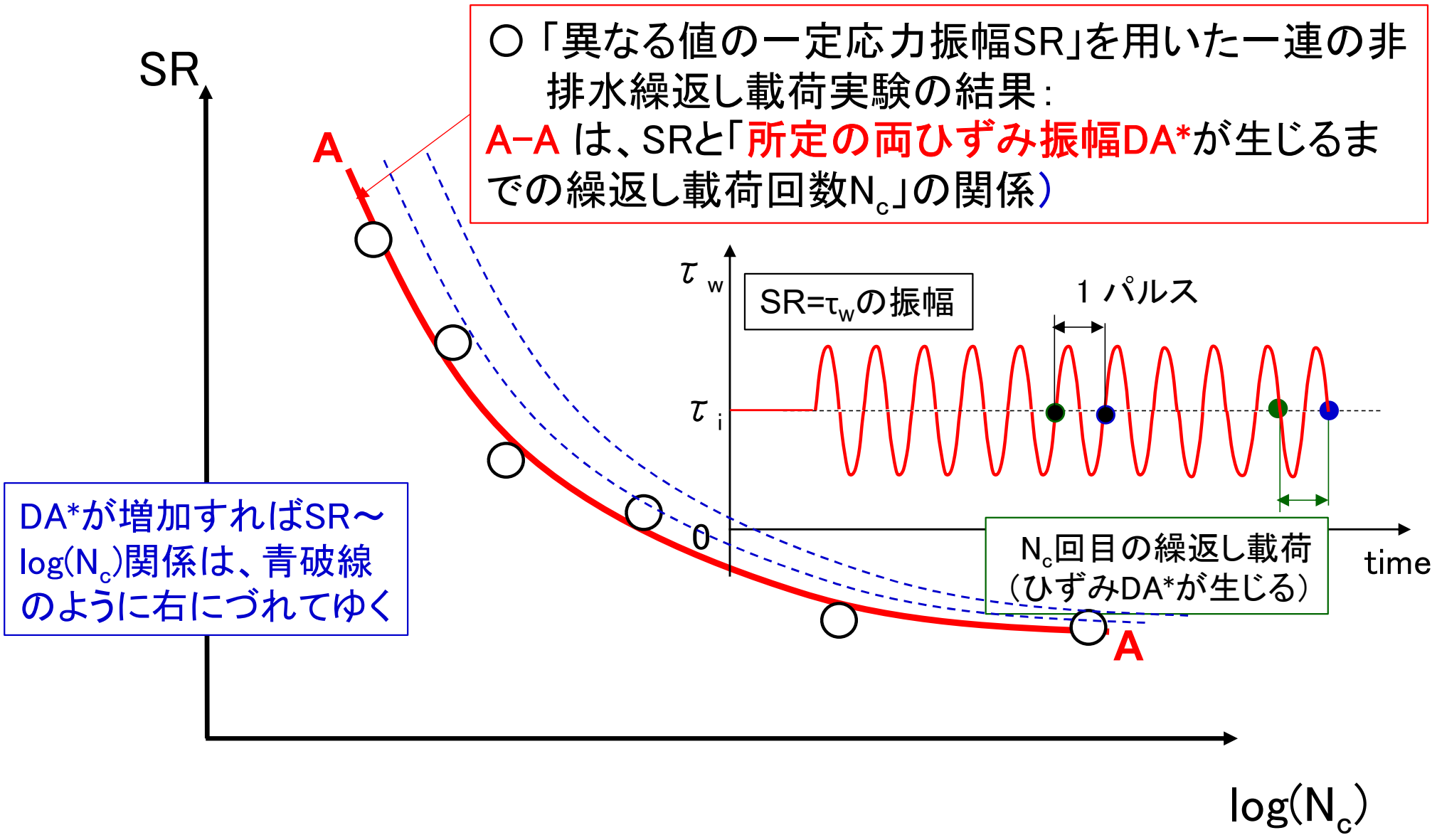
基盤入力地震動：
　2011年東日本大地震で藤沼ダム北西3kmの長沼で記録された地表水平地震動時刻歴から変換した基盤入力波（露頭波）

フィルダム・ため池堤体等の全応力法による地震応答解析：
　全応力法は、地震時の有効応力の低減とすべり変形による固有周期の増加を無視（地震時の固有周期の過大評価）。一方、通常フィルダム等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く、固有周期が短い方が最大応答加速度は大きくなる ⇒ 全応力法は、地震時のフィルダム等の最大応答加速度を過大評価し、堤体・盛土内の地震時最大応力を過大評価する傾向 ⇒ 設計では安全側

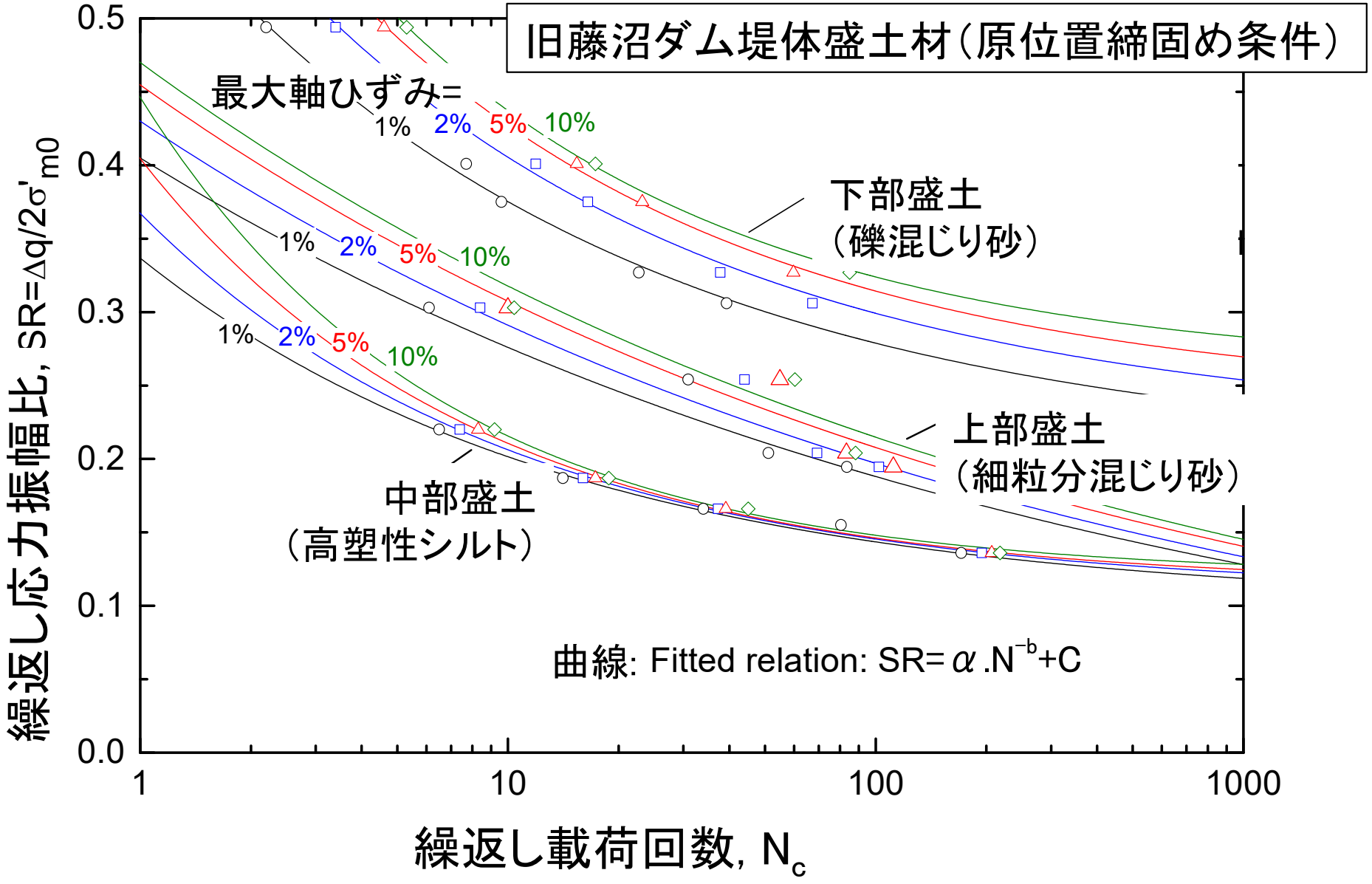
Newmark-D法による剛体すべり解析の枠組み
数値解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係



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


○「異なる値の一定応力振幅SR」を用いた一連の非排水繰返し載荷実験の結果：
A–A は、SRと「所定の両ひずみ振幅DA*が生じるまでの繰返し載荷回数Nc」の関係）
SR
A
DA*が増加すればSR～log(Nc)関係は、青破線のように右にづれてゆく
τ w
SR=τwの振幅
1 パルス
τ i
0
Nc回目の繰返し載荷
（ひずみDA*が生じる）
time
A
log(Nc)

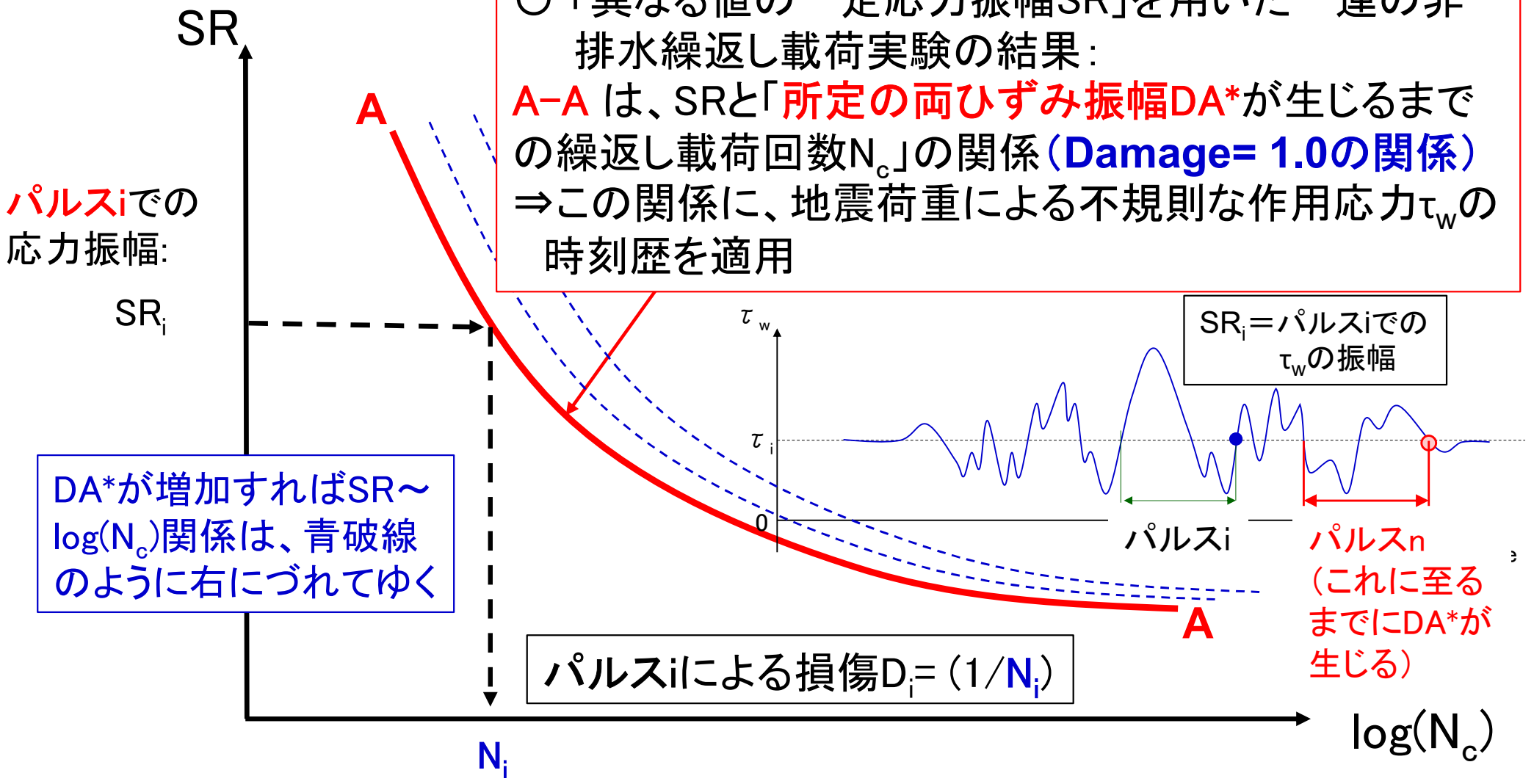
非排水繰り返し三軸試験による繰返し応力振幅～log(載荷回数)関係の例



○「異なる値の一定応力振幅SR」を用いた一連の非排水繰返し載荷実験の結果：

A–A は、SRと「**所定の両ひずみ振幅DA***が生じるまでの繰返し載荷回数N_c」の関係（**Damage= 1.0の関係**）

⇒この関係に、地震荷重による不規則な作用応力τ_wの時刻歴を適用

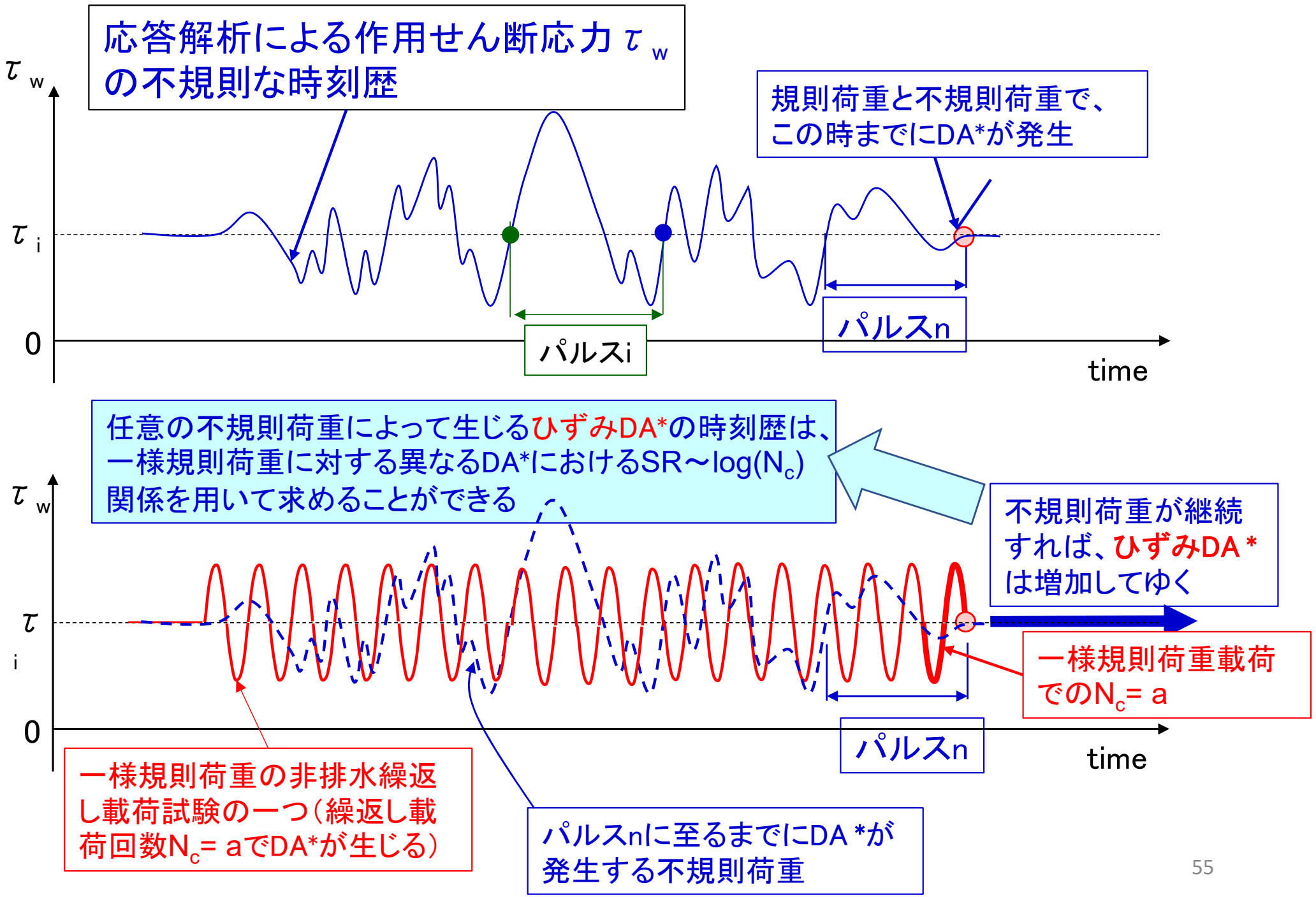


累積損傷度理論 (Cumulative damage concept):

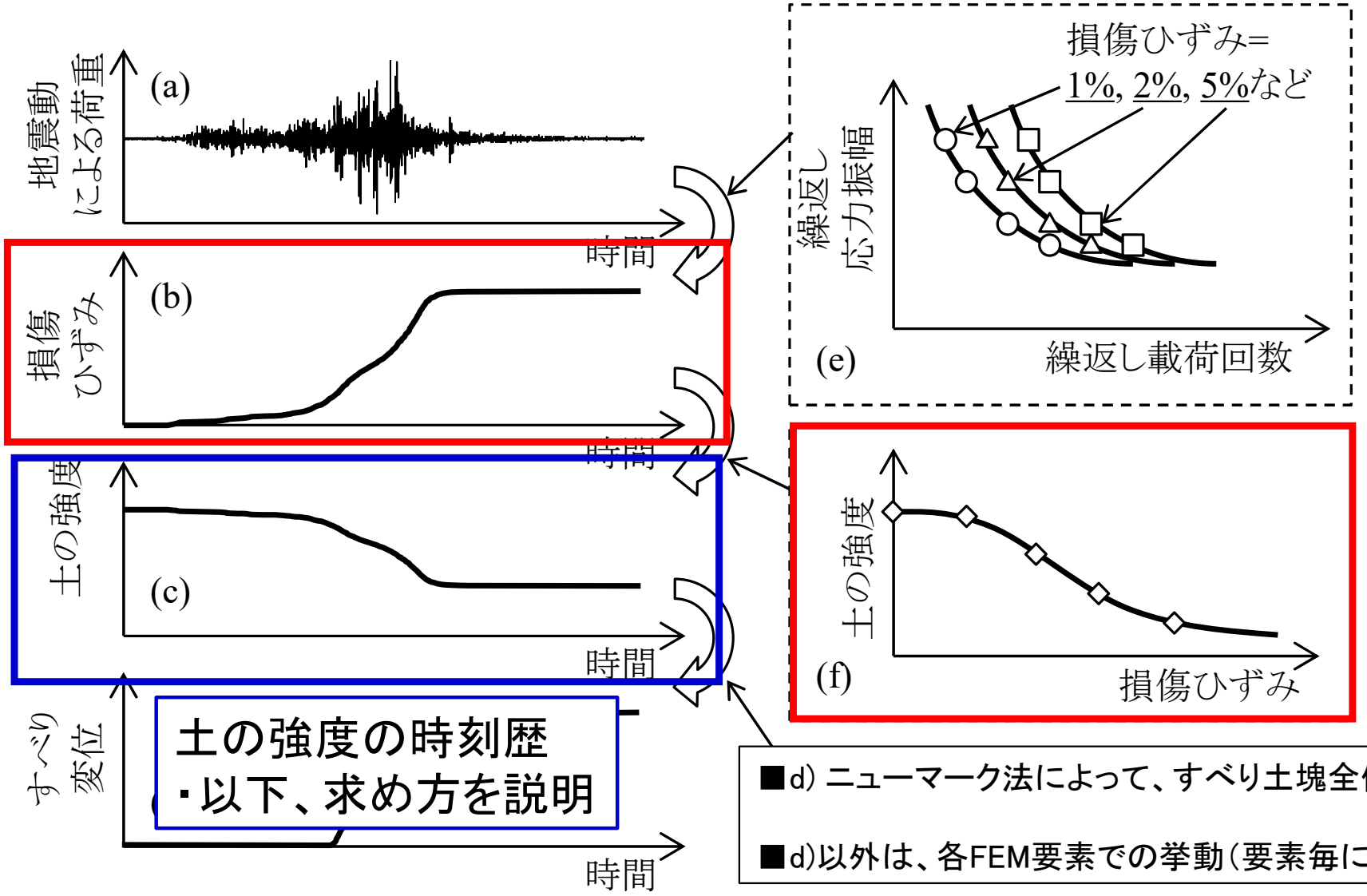
任意の不規則荷重での最初のパルスi=1からパルスi=nまでに生じた全損傷を$D=\Sigma(1/N_i)$とする

⇒パルスnでD= 1.0になれば、パルスnに至るまでに「**ひずみDA***」が生じている、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法による剛体すべり解析の枠組み
数値解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係

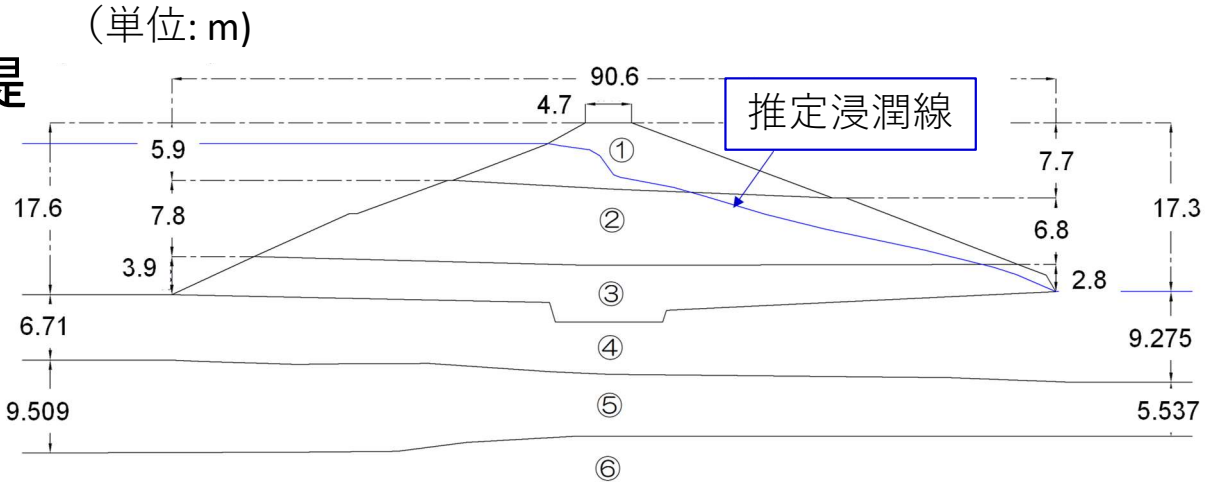


■d) ニューマーク法によって、すべり土塊全体の変位を計算

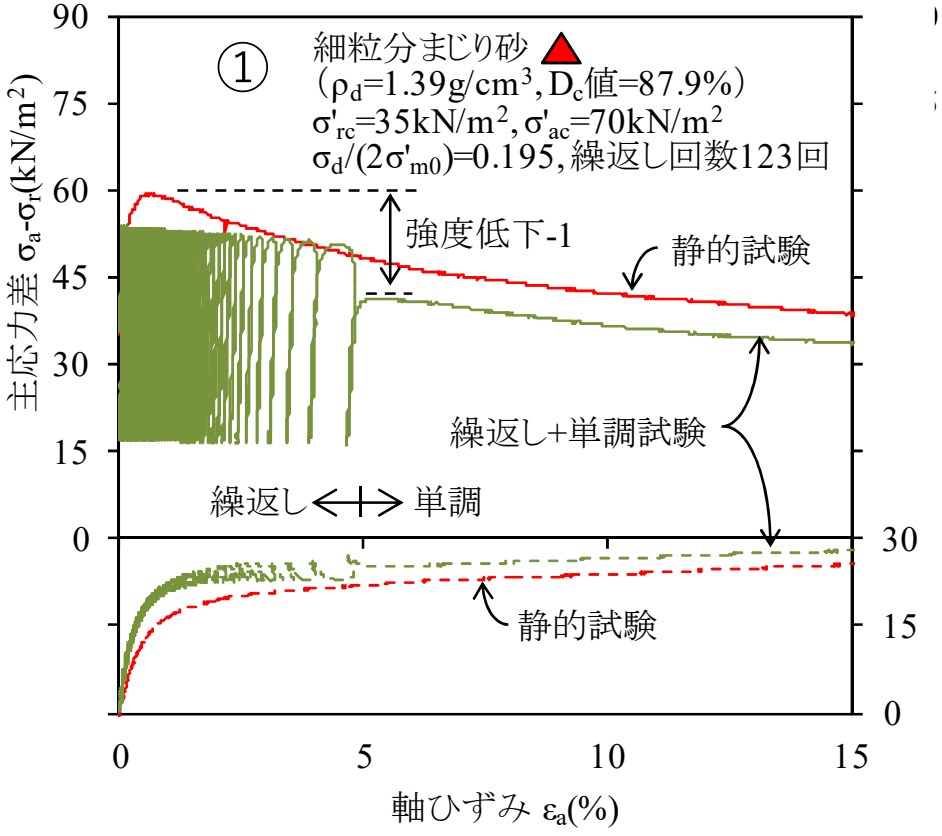
■d)以外は、各FEM要素での挙動(要素毎に異なる)

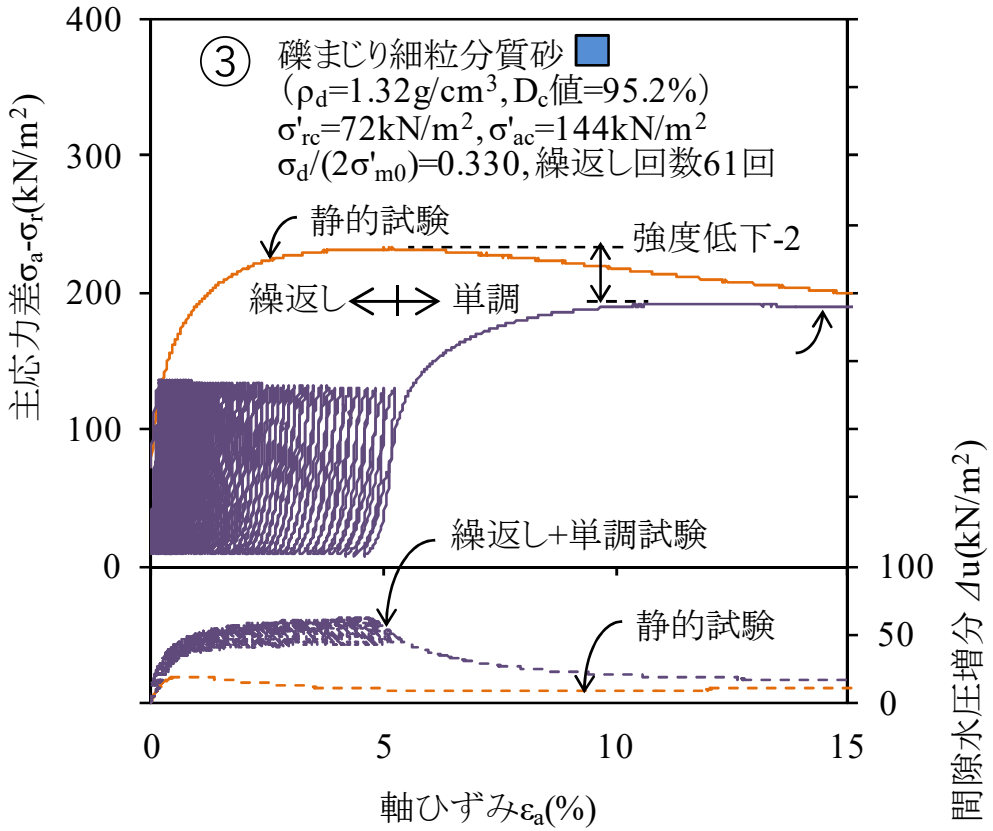
龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

崩壊した旧本堤

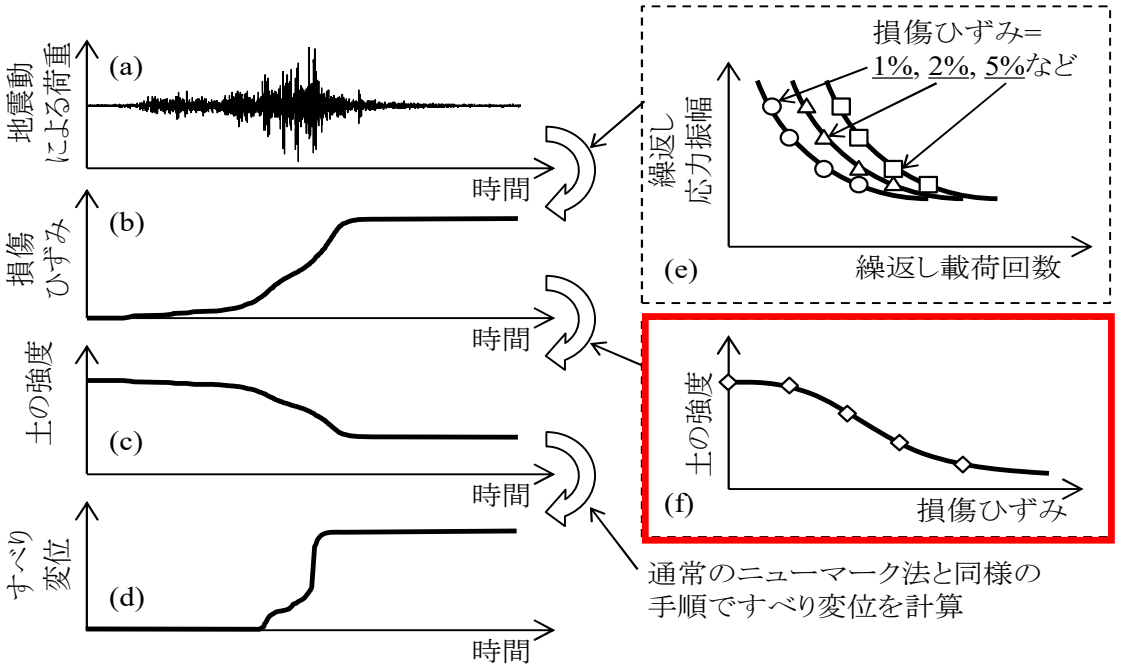


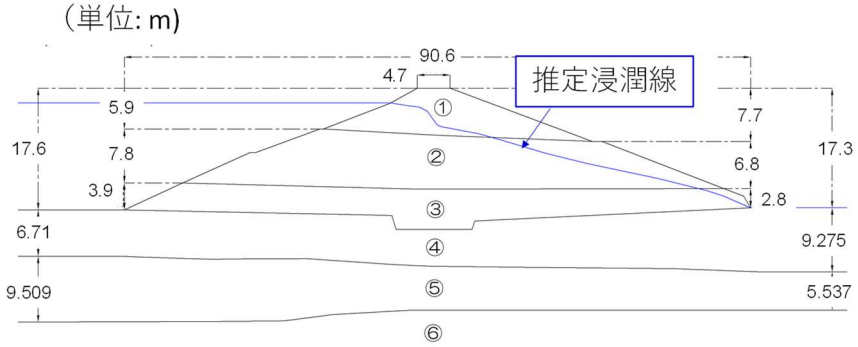
非排水繰返し載荷による非排水せん断強度の低下の実験例

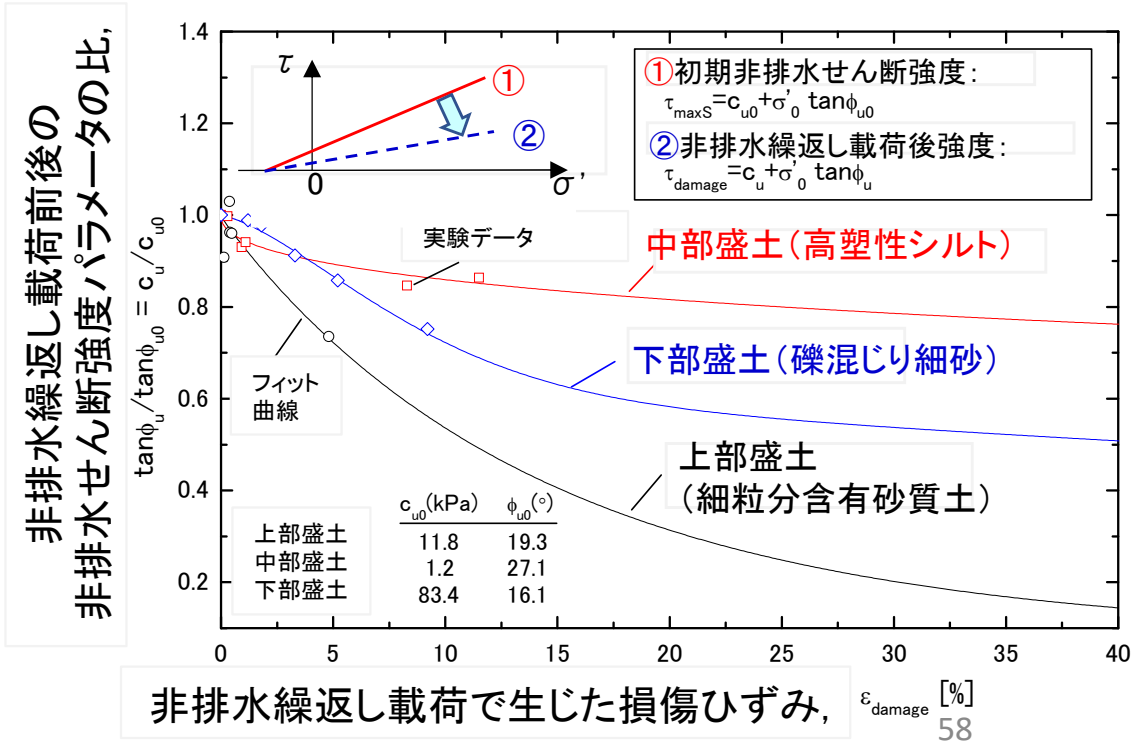




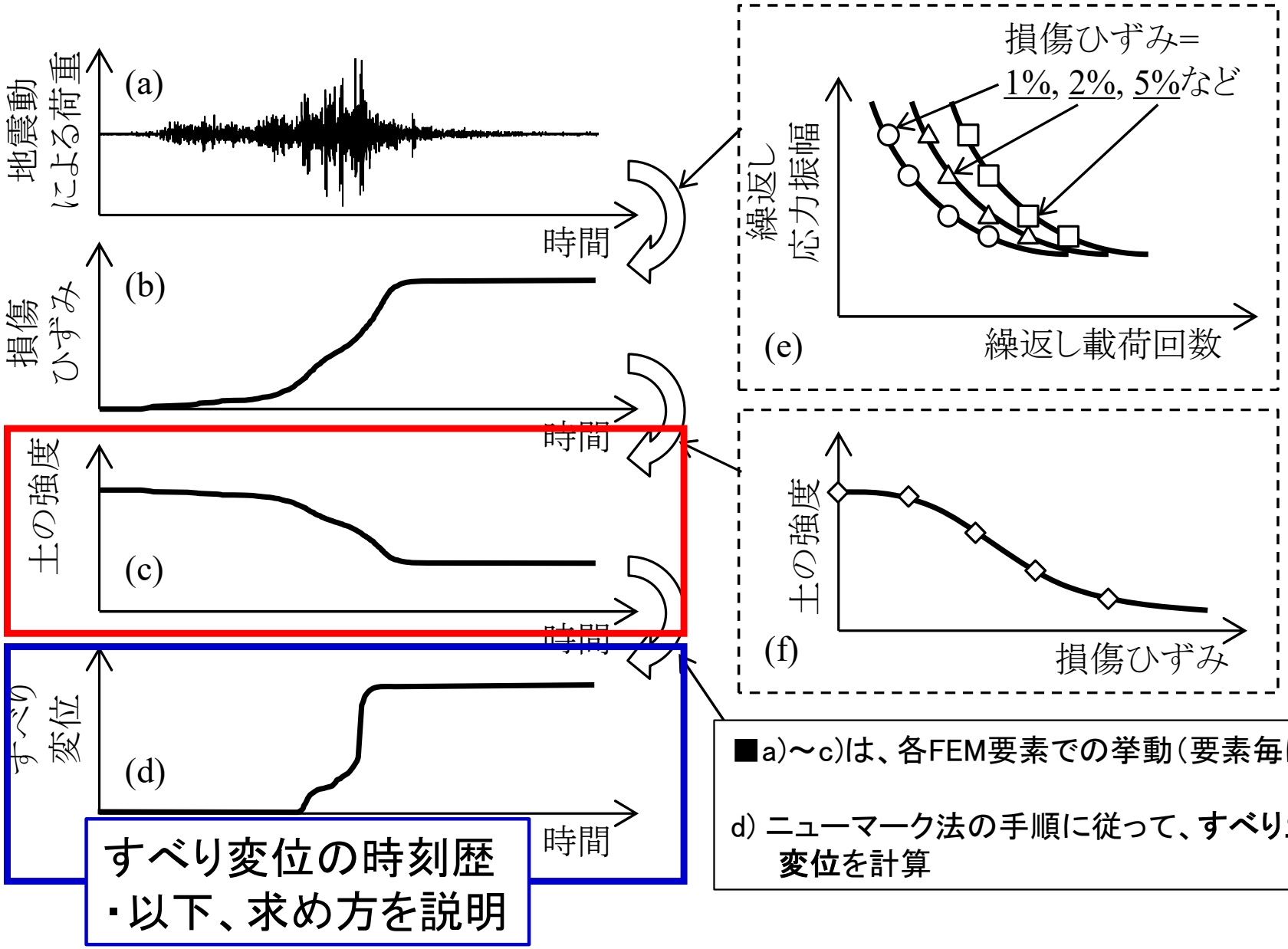
非排水繰返し載荷によって生じた損傷ひずみによる非排水せん断強度の低下（旧藤沼ダム本堤での例）







Newmark-D法による剛体すべり解析の枠組み
数値解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係

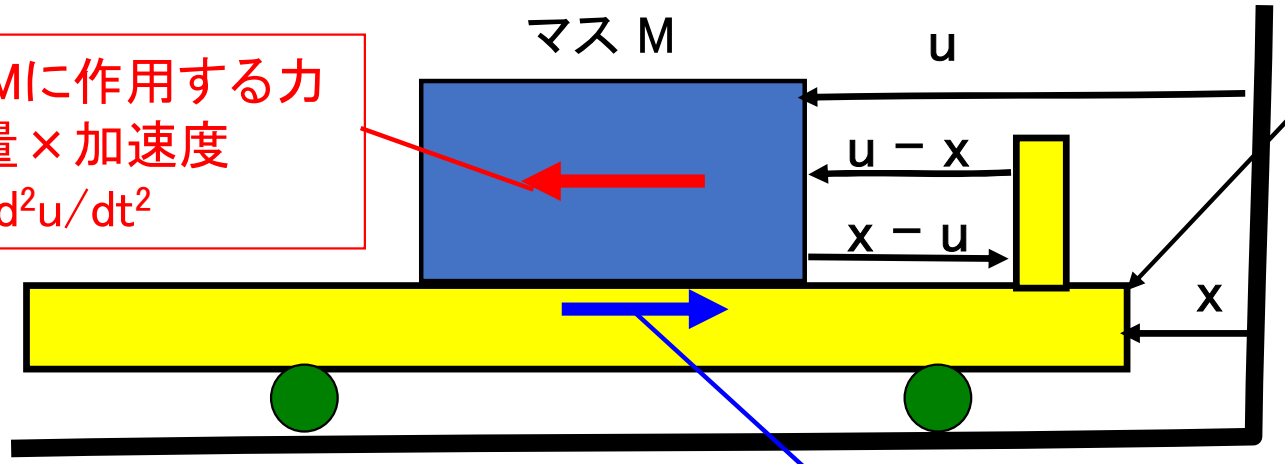


すべり変位の時刻歴
・以下、求め方を説明

■a)～c)は、各FEM要素での挙動(要素毎に異なる)

d) ニューマーク法の手順に従って、**すべり土塊全体の変位**を計算

Newmark法による剛体のすべり変位の算定



マスMに作用する力
=質量×加速度
= M·d²u/dt²

$\frac{d^2x}{dt^2}$：入力加速度

マスMが台に対してu−xが増加する方向に滑る時の摩擦抵抗: − M·g·tanφ$_\mu$

滑り出した後の運動方程式：
（uが増加する方向のMに作用する力を正）

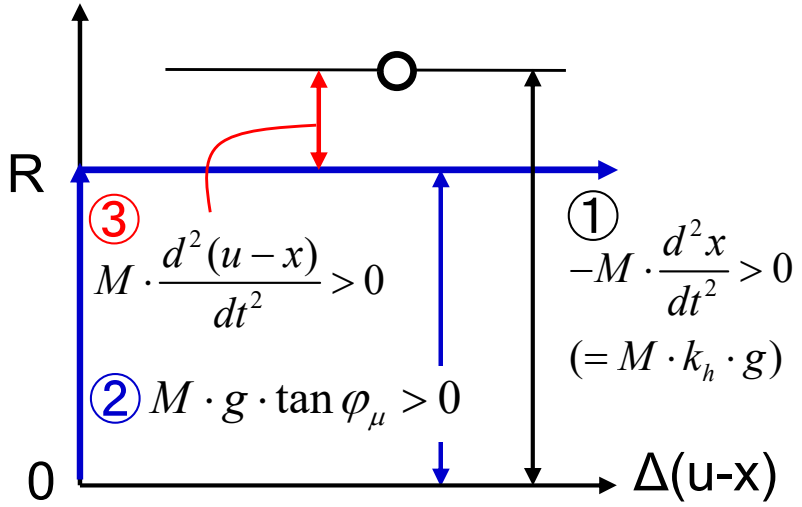
$$M \cdot \frac{d^2u}{dt^2} = -M \cdot g \cdot \tan\varphi_\mu$$

$$\underbrace{M \cdot \frac{d^2(u-x)}{dt^2}}_{③} = \underbrace{-M \cdot \frac{d^2x}{dt^2}}_{①} - \underbrace{M \cdot g \cdot \tan\varphi_\mu}_{②}$$

③ すべりによる動的抵抗（正⇒負）

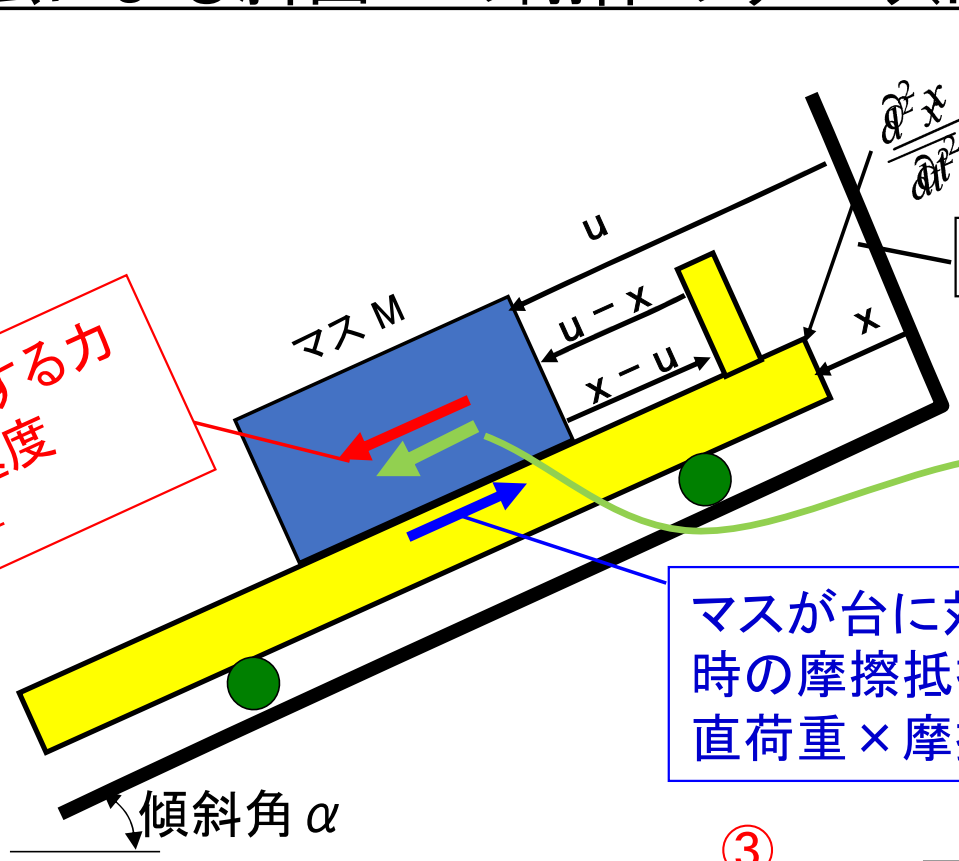
① 動的入力荷重（既知）

② 摩擦抵抗（既知）



⇒右辺の二つの既知量①, ②から
③を求めて、すべり量Δ（u−x）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に作用する力
=質量×加速度
= $M \cdot d^2u/dt^2$

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

マスが台に対して(u−x)が増加する方向に滑る時の摩擦抵抗 = マスの自重による滑り面での直荷重×摩擦係数= $-M \cdot g \cdot \cos\alpha \cdot \tan\varphi_\mu$

滑り出した後の運動方程式：

$$M \cdot \frac{d^2u}{dt^2} = M \cdot g \cdot \sin\alpha - M \cdot g \cdot \cos\alpha \cdot \tan\varphi_\mu$$

$$M \cdot \frac{d^2(u-x)}{dt^2} + M \cdot \frac{d^2x}{dt^2} = M \cdot g \cdot \sin\alpha - M \cdot g \cdot \cos\alpha \cdot \tan\varphi_\mu$$

③ $M \cdot \frac{d^2(u-x)}{dt^2}$ すべりによる動的抵抗（正→負）

$=$

① $-M \cdot \frac{d^2x}{dt^2} + M \cdot g \cdot \sin\alpha$ 動的入力荷重と重力によるせん断荷重（既知）

② $-M \cdot g \cdot \cos\alpha \cdot \tan\varphi_\mu$ 摩擦抵抗（既知）

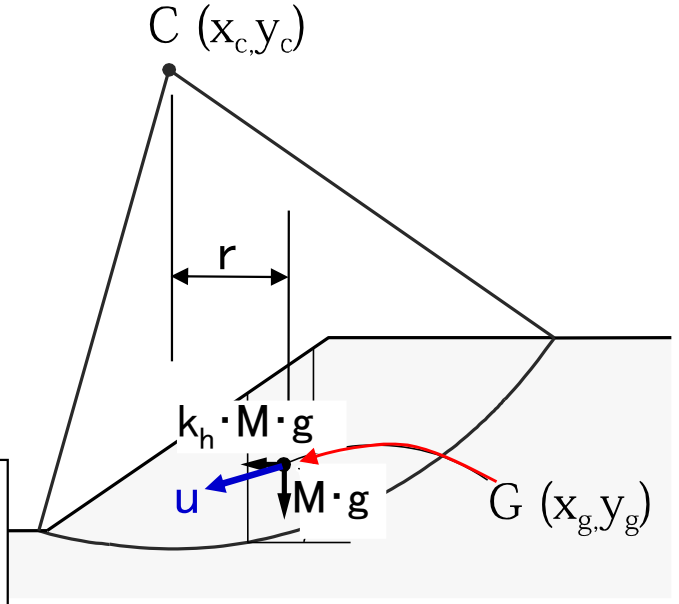
⇒右辺の二つの既知量①, ②から
③を求めて、すべり量Δ(u−x)を求める

Newmark法の円弧すべりへの適用

所与の試行円弧すべり面に沿った運動方程式

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

$$M \cdot R_G \cdot \frac{d^2(u-x)}{dt^2} = -M \cdot R_G \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} + M \cdot g \cdot r - M_r = M_d - M_r$$

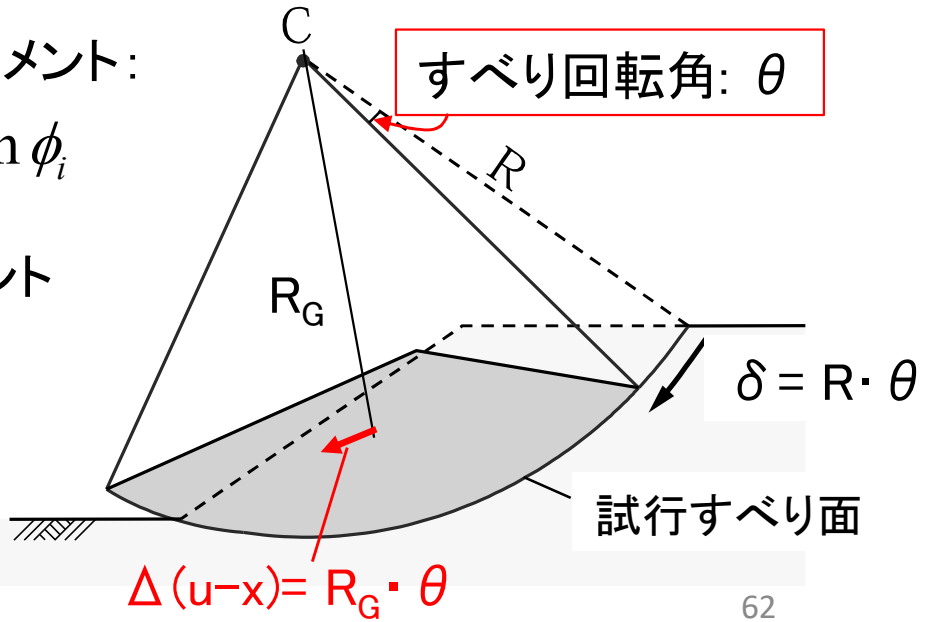


スライス法

uは、すべり土塊の重心における回転方向の変位；
Δu= 安定土塊の変位Δx + すべり変位Δ(u−x)
Δ(u−x)= R_G・θ：すべり土塊と周辺安定土塊との間のすべりによる「すべり土塊の重心における安定土塊に対する回転方向の相対変位」

M_rは、土のせん断強度による円弧すべり抵抗モーメント：

$$M_r = \sum \{R \cdot (\tau_{fi} \cdot l_i)\} \qquad \tau_{fi} = c_i + \sigma_{n.i} \cdot \tan\phi_i$$



M_dは、すべり土塊のマスMに作用する滑動モーメント

$$M_d = -M \cdot R_G \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} + M \cdot g \cdot r$$

地震による入力加速度 $-dx^2/dt^2 (>0)$による動的滑動モーメント荷重

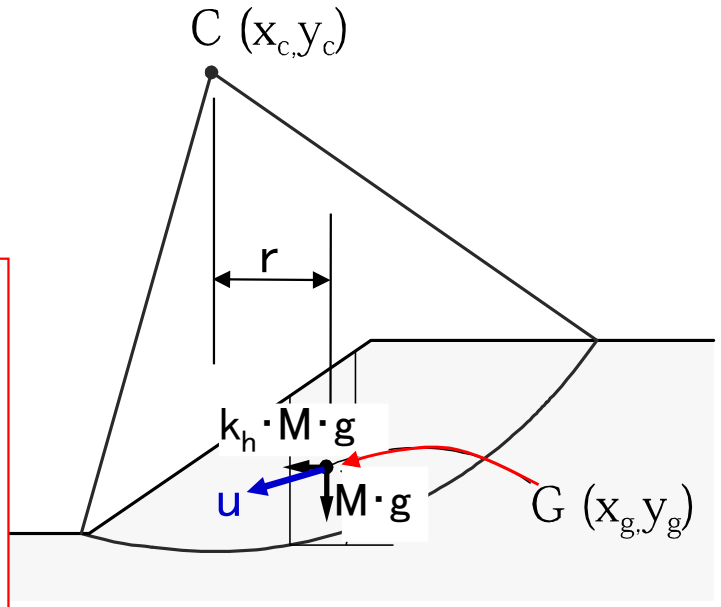
滑り土塊の自重による静的滑動モーメント荷重

円弧すべり滑動モーメント荷重の求め方

$$M_d = -M \cdot R_G \cdot \frac{d^2x}{dt^2} + M \cdot r \cdot g$$

この項は、本来は「剛体であるとしたすべり土塊にすべり面の位置で作用する入力滑動モーメント荷重」。

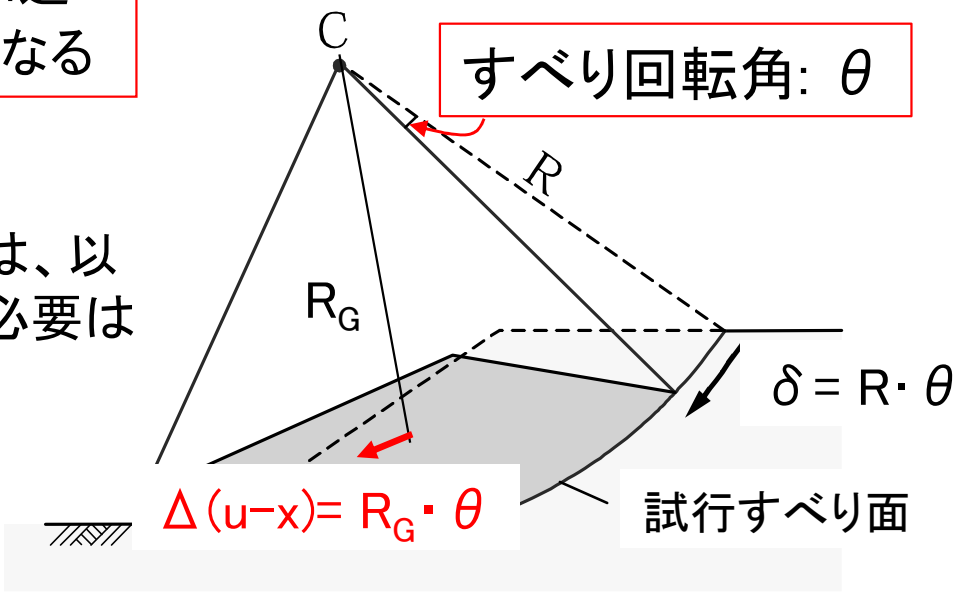
しかし、実際のすべり土塊は剛体でなく、この項はFEM地震応答解析でも求められない。通常、この項は「常にすべりは生じないとしている地震応答解析で得られる滑り土塊内の動的応答変位u（分布値）から得られるすべり土塊に作用する動的応答滑動モーメント」に等しいと仮定する。通常は、すべり土塊内の地震時加速度応答倍率は1.0以上になり、この仮定は安全側となる



スライス法

なお、スライスiの底部に作用するせん断応力 τ_{wi} は、以下の式を満足する。剛体すべり解析では、求める必要はない。

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



τ_{wi} =せん断強度 τ_{fi} となった時にすべりが発生

$F_s=M_r/M_d>1.0$であり、滑り出していない時:

$$M_d < M_r;\quad \Delta(u-x)=0$$

$F_s=M_r/M_d\leq 1.0$であり、滑り出しが開始した後:

$$M_d > M_r;\quad \Delta(u-x)>0$$

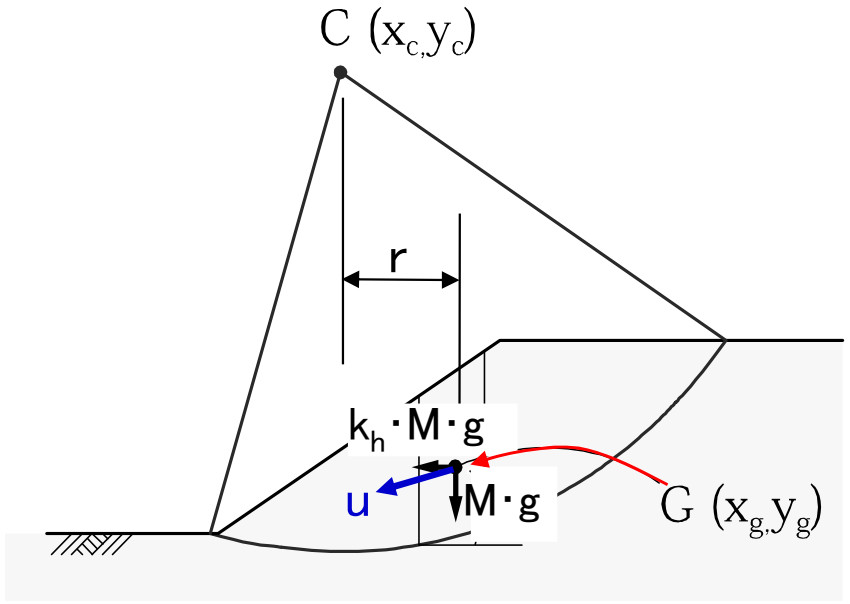
$$M\cdot R_G\cdot\frac{d^2(u-x)}{dt^2}=M_d-M_r$$

従って、

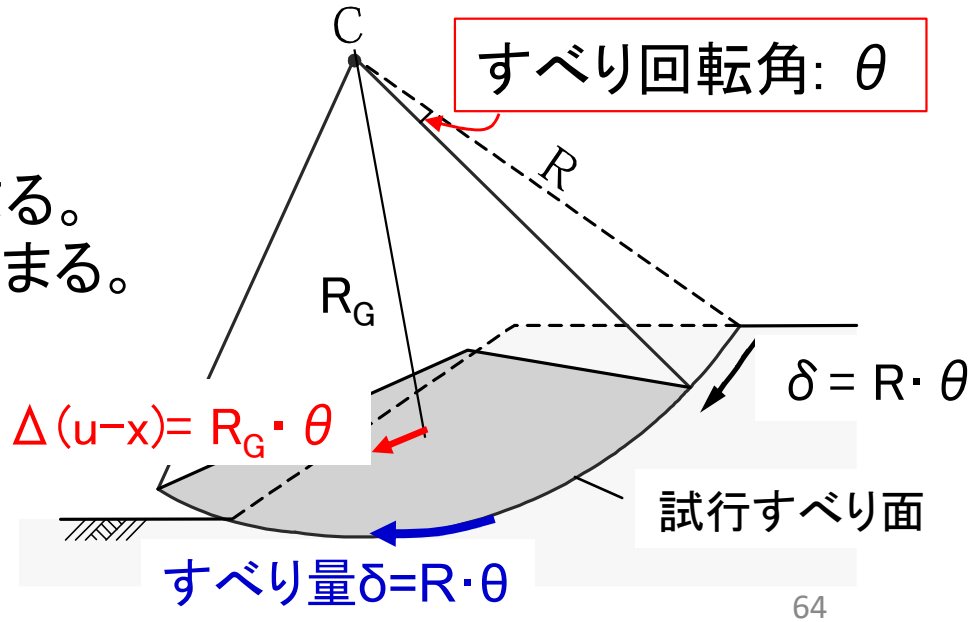
$$M\cdot(R_G)^2\cdot\frac{d^2\theta}{dt^2}=M_d-M_r$$

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

⇒M_dとM_rの時刻歴は既知なので、
$\ddot{\theta}$ の時刻歴が求まり、θ の時刻歴が求まる。
最終的に、すべり量δ=R･θ の時刻歴が求まる。
⇒多数の試行すべり面の内で、すべり量が
最大になる臨界すべり面を探索し、
臨界すべり面での最終すべり量を
その斜面の残留すべり量とする。

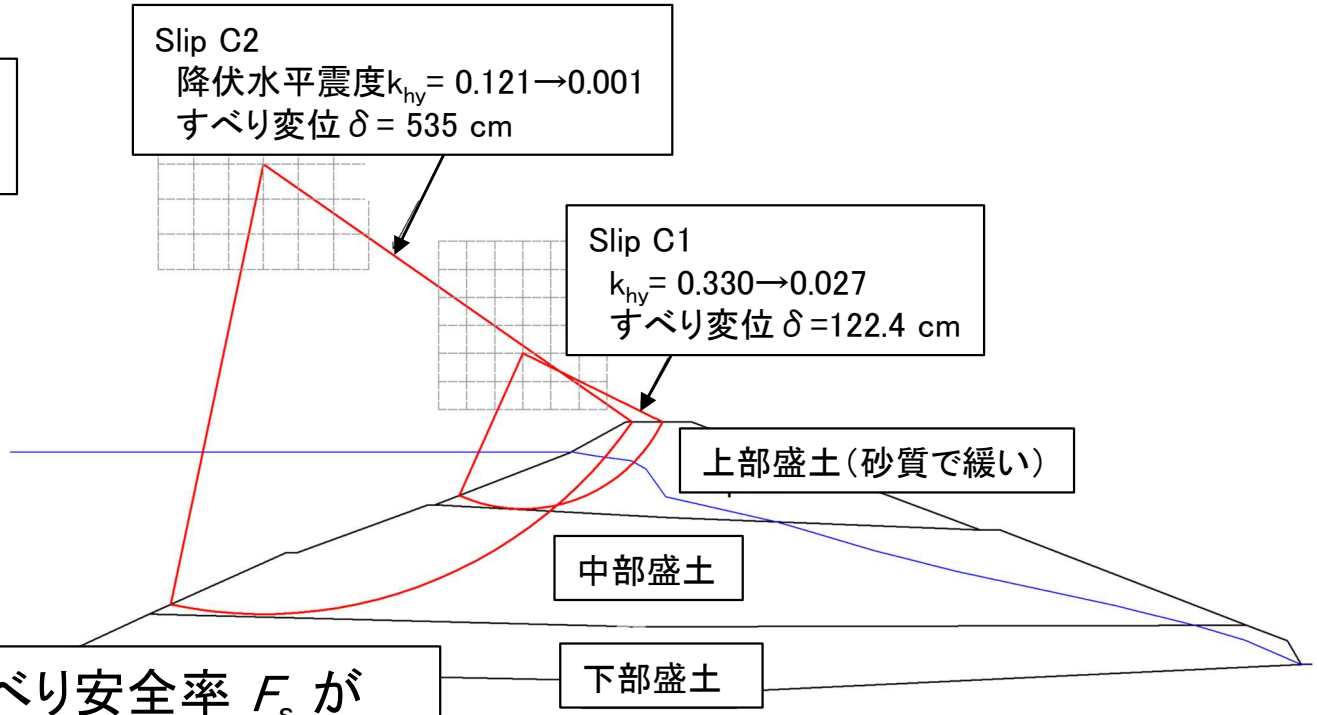


スライス法



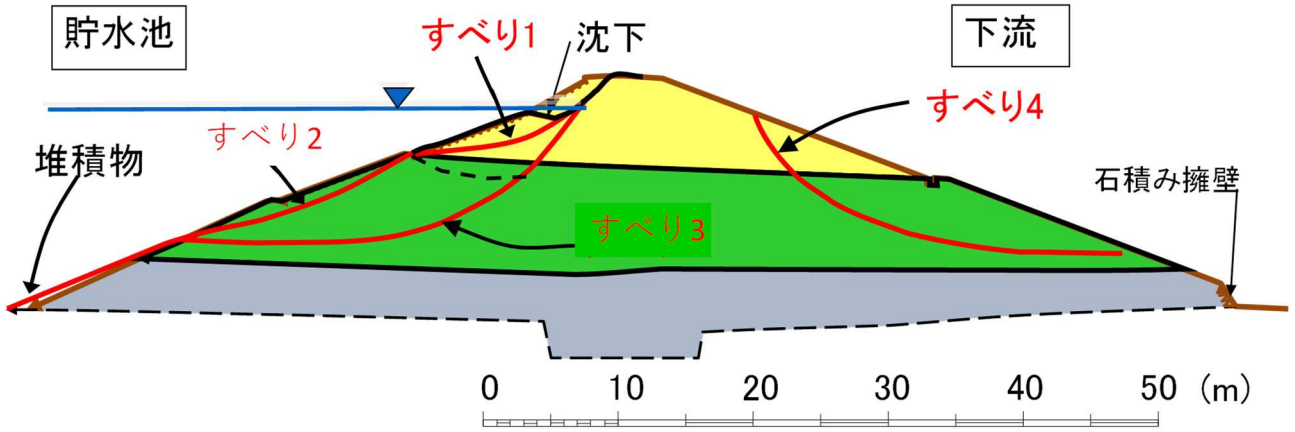
藤沼ダム旧本堤のNewmark-D法による臨界すべり面

円弧すべり安定解析は
修正Fellenius法による



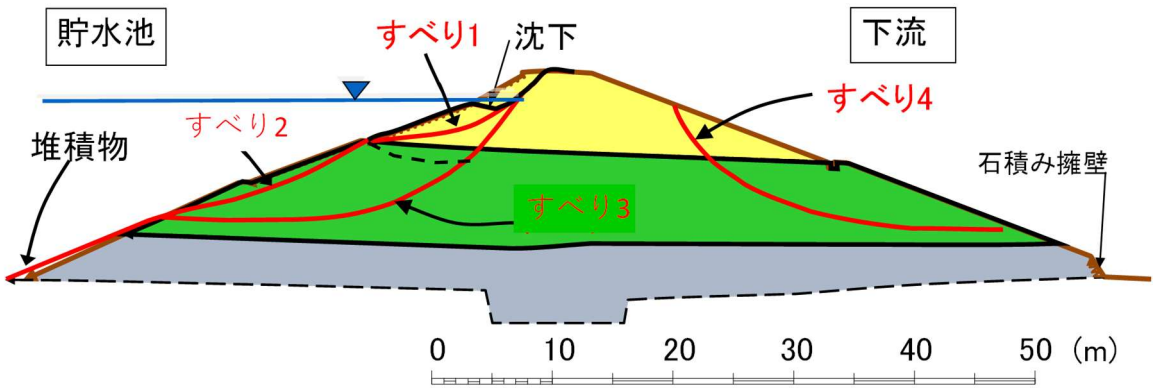
k_{hy}: 降伏震度（全体すべり安全率 F_s が1.0になる水平震度）
⇒盛土斜面の安定性を示す指標
地震時に継続的に低下

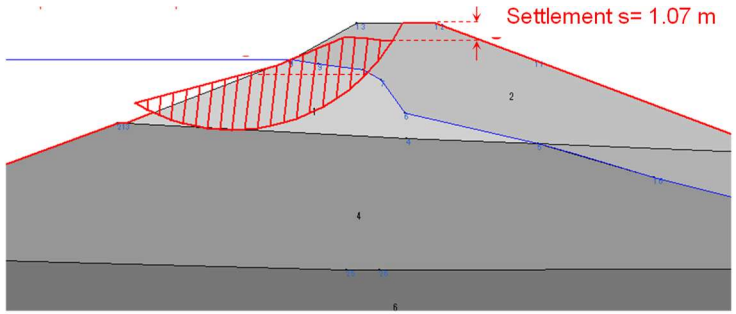
解析による臨界すべり面は、実際のすべりと類似

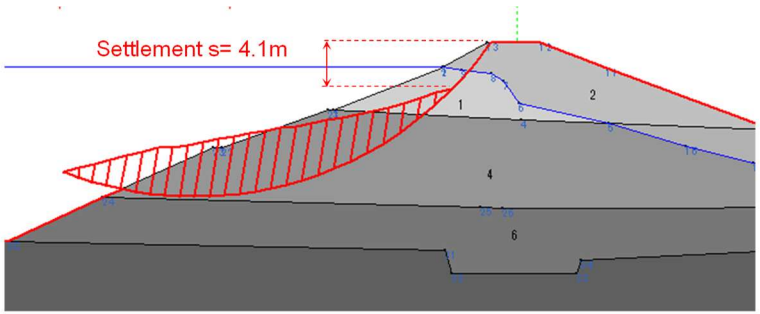


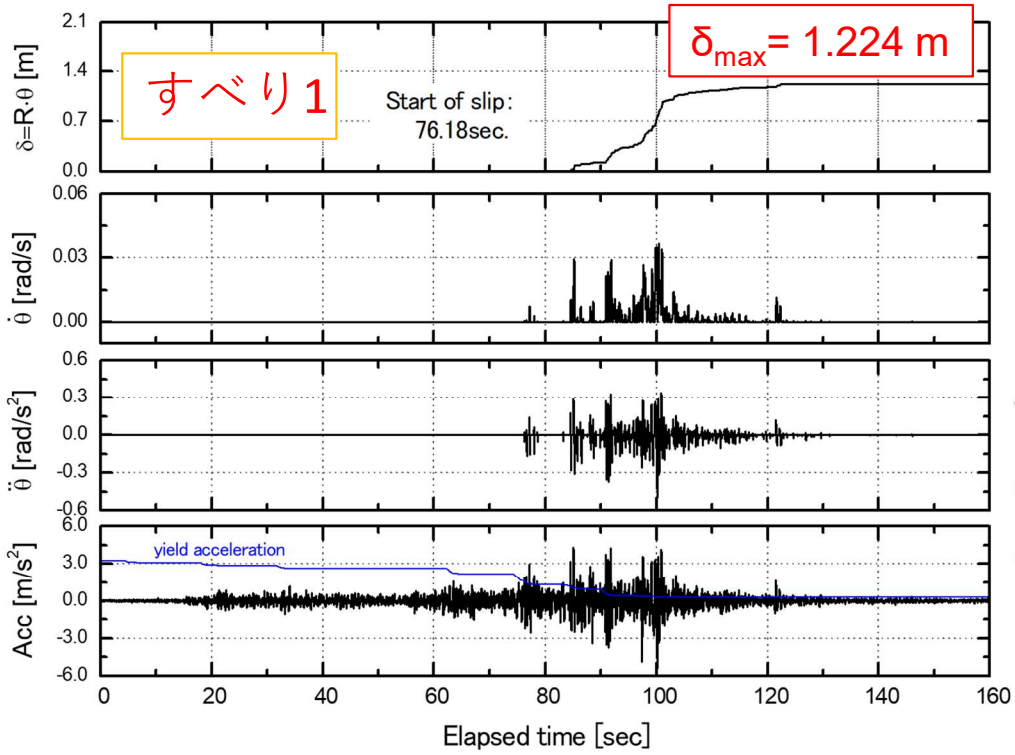
- すべり1, 3では、非排水繰返し載荷による劣化のために最大加速度時(t=97.01秒)の後でもすべりは継続
- 最終的なすべりは、非常に大きい
  ⇒ 実現象と整合

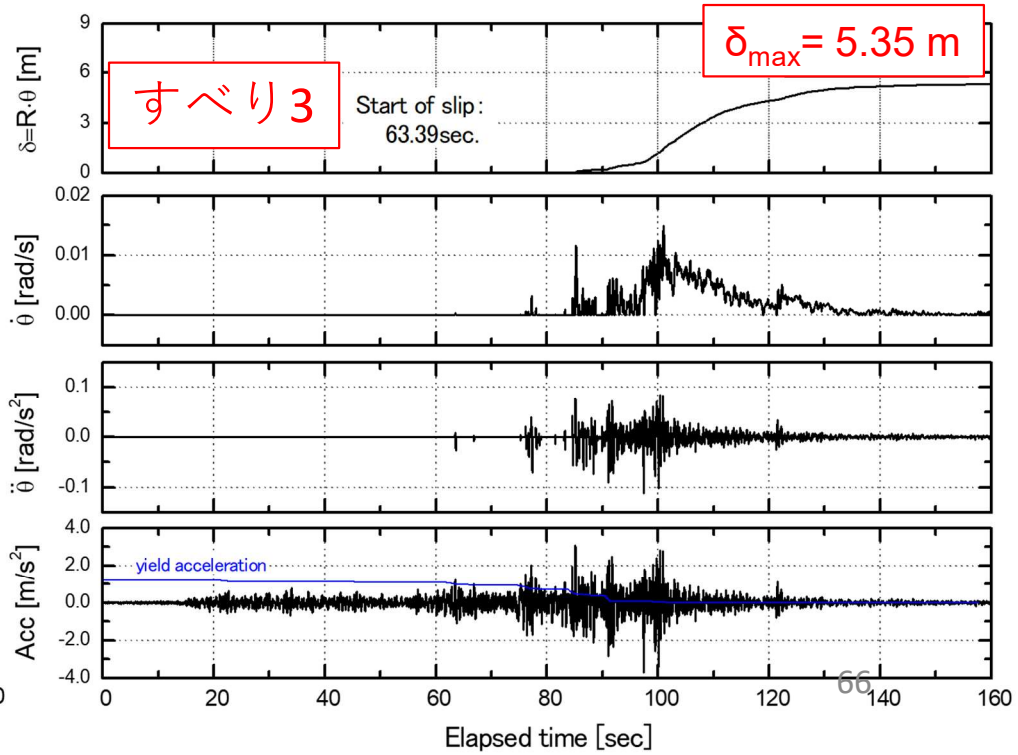
・剛体すべり以外の変形は別途計算





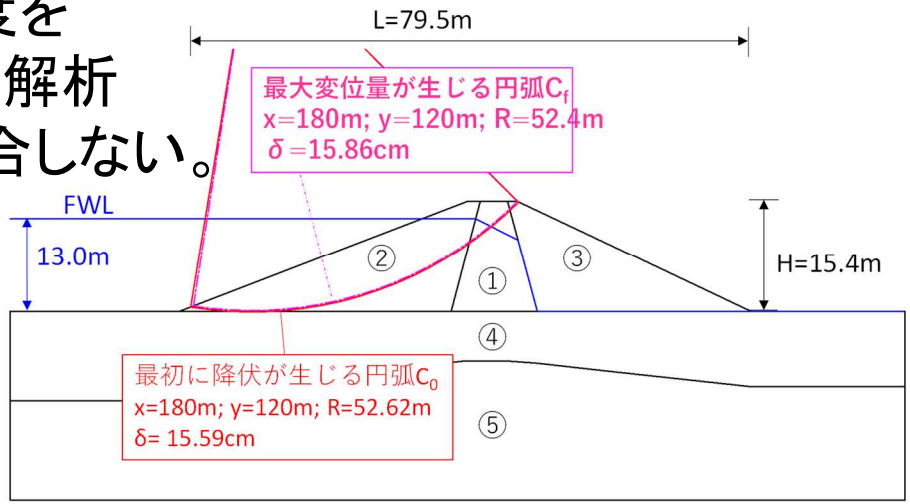






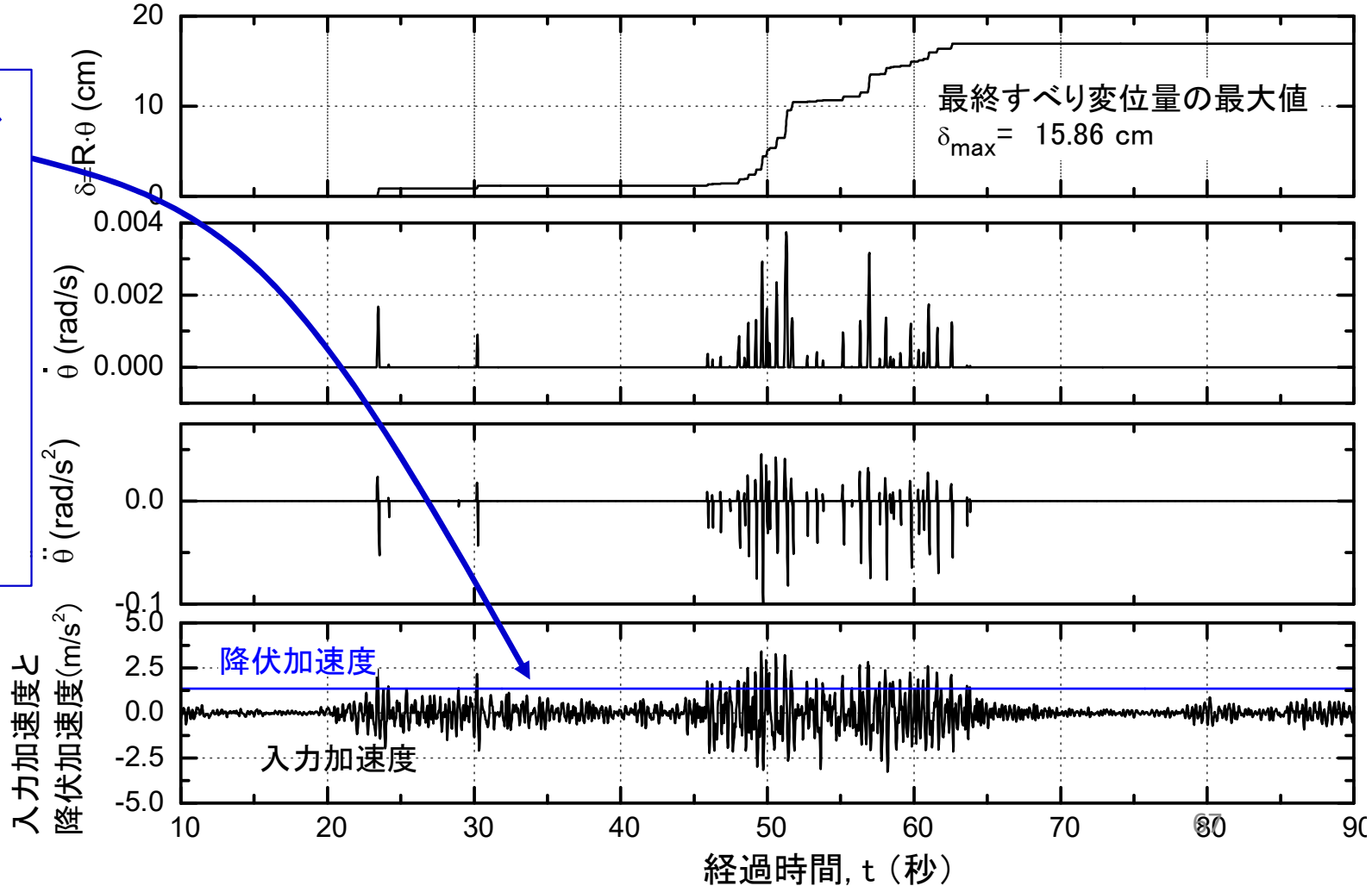
参考： 地震時に一定値を保つ排水せん断強度を用いたNewmark−O法によるすべり変位解析
⇒すべり変位は非常に小さい、実現象と整合しない。

龍岡文夫・デュッティン, アントワン・矢崎澄雄・毛利栄征・上野和広(2016): 連載：地盤工学・技術ノート第32回盛土の地震時残留すべり計算⑫, 雑誌基礎工,2月号, 108−111頁。



排水強度はδが増加しても低下しないで一定、と仮定
⇒降伏加速度=k_{hy}・g は一定値を維持

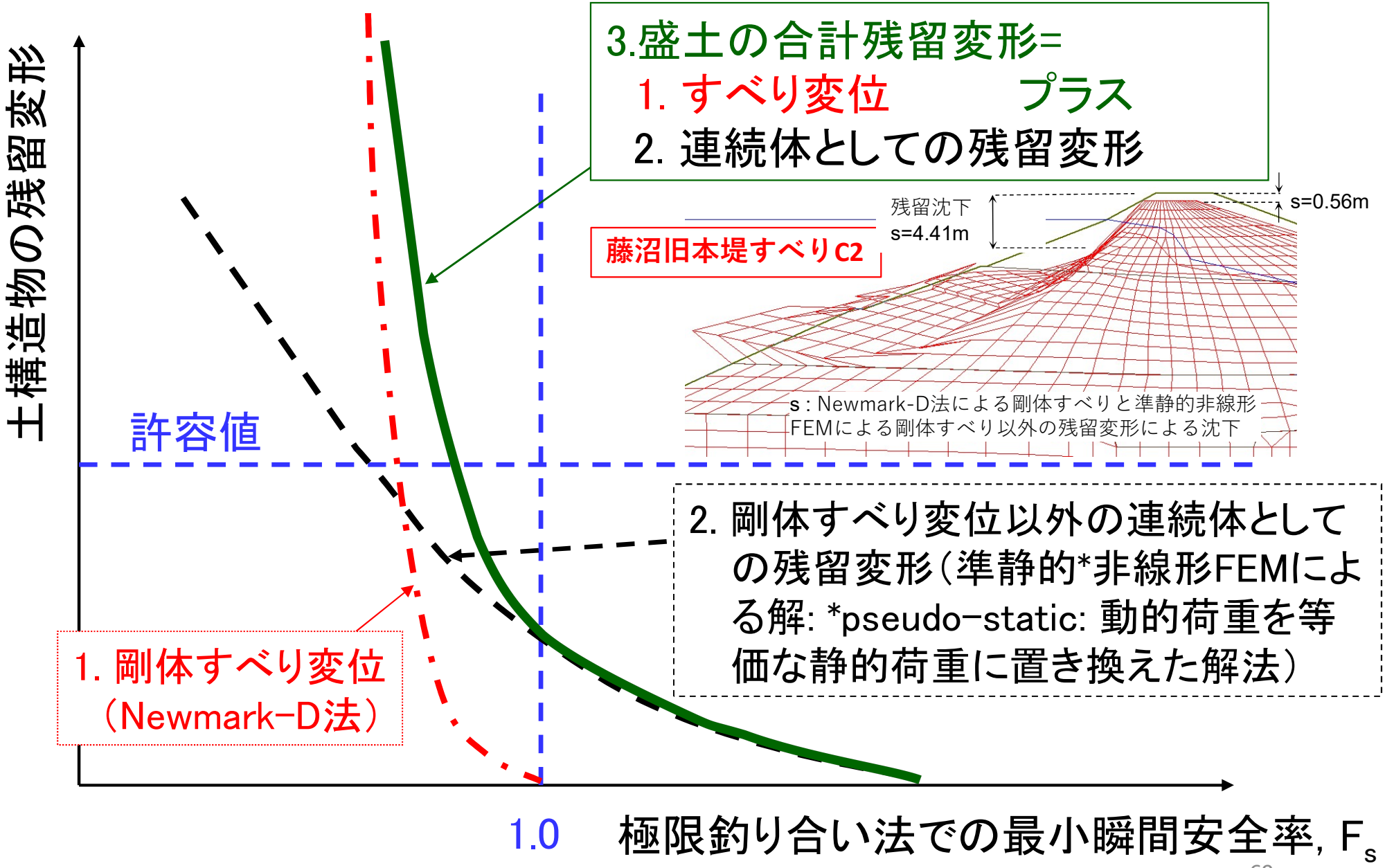
Newmark−O法では、実際の崩壊を説明できない



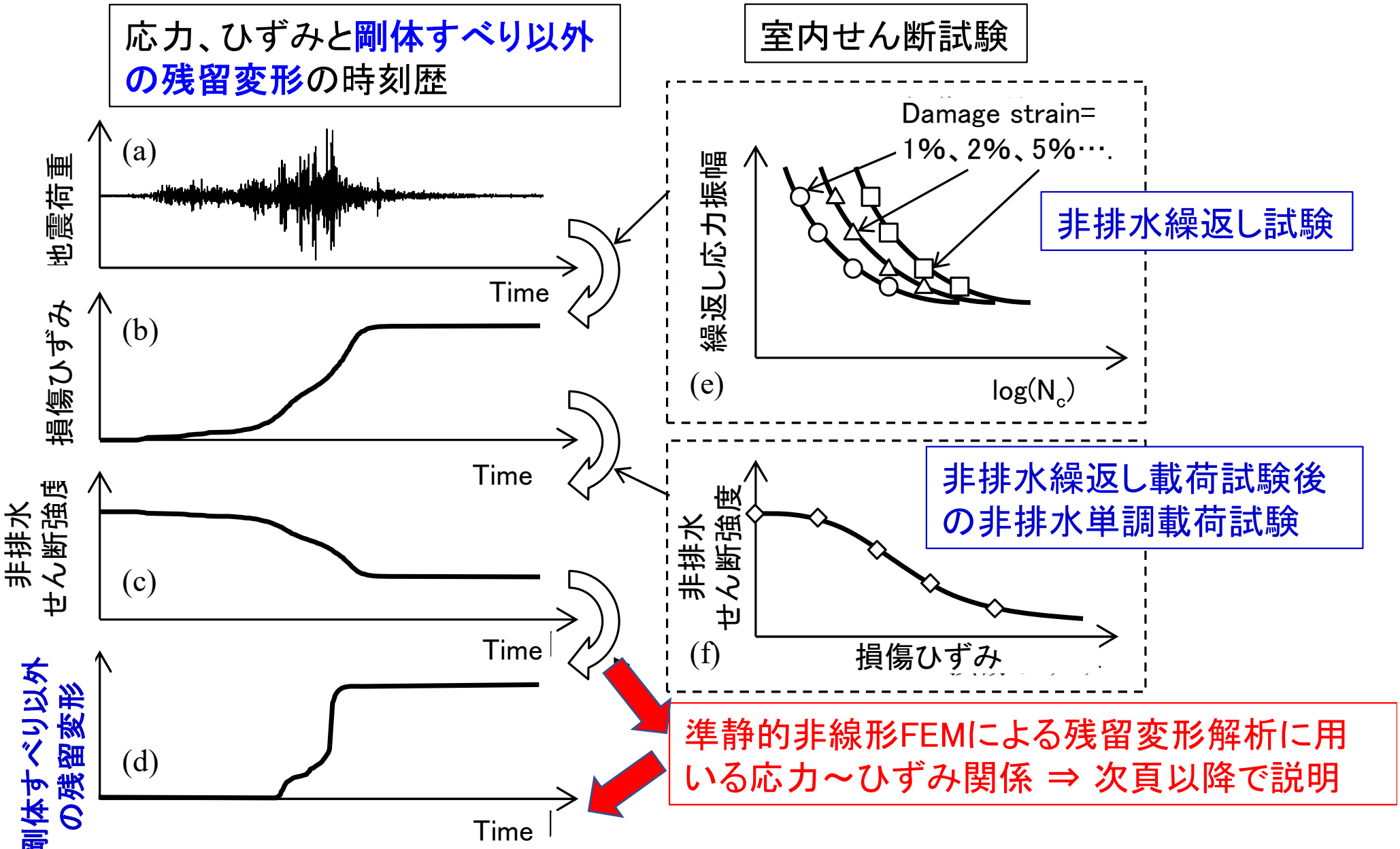
盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

実務的な盛土の耐震設計・耐震診断：
Newmark-D法と準静的非線形FEMの組み合わせ

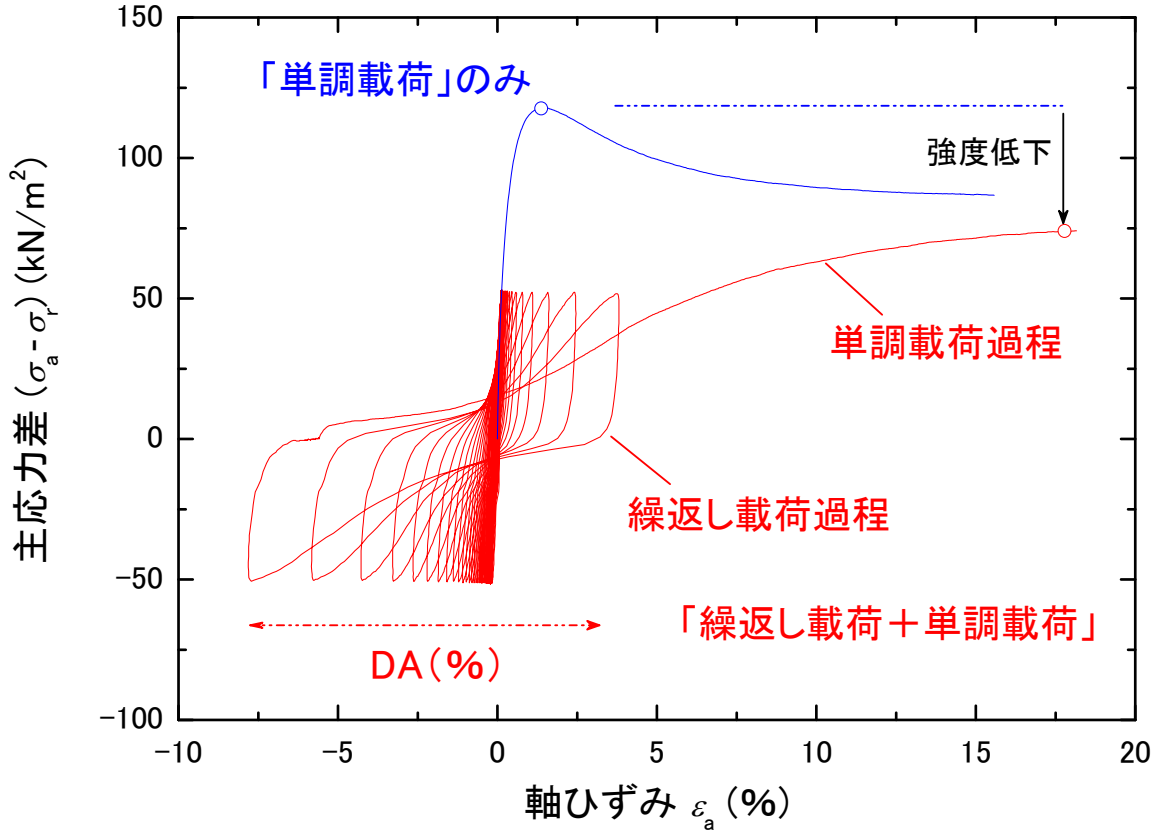


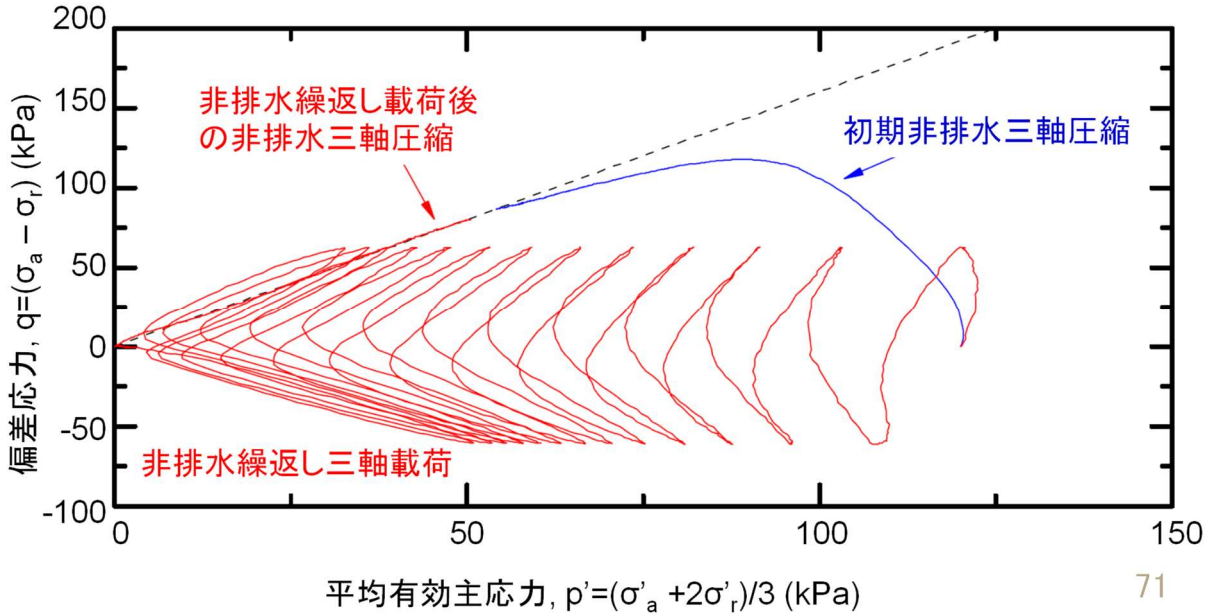
準静的非線形FEMによる剛体すべり以外の残留変形解析



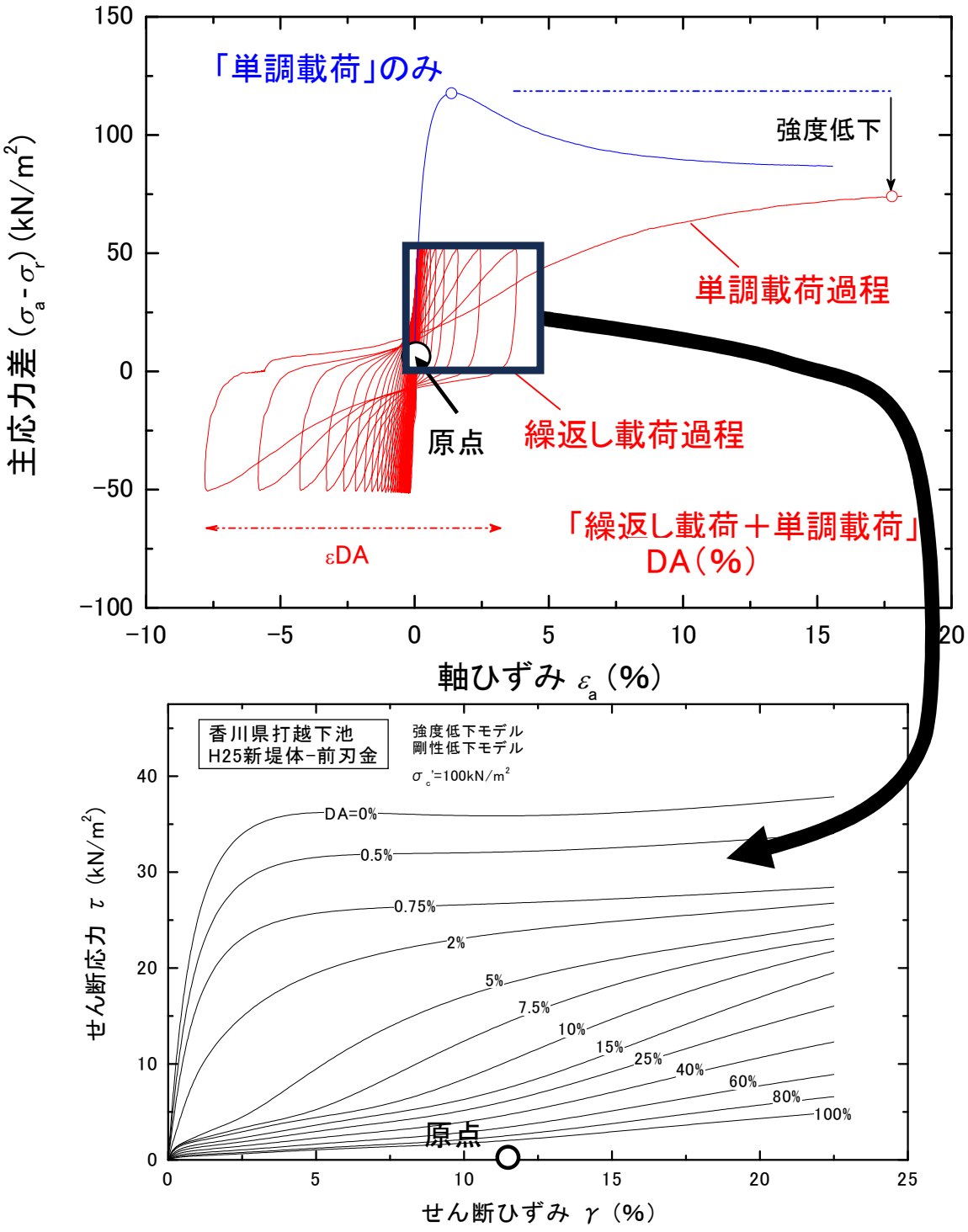
■d)以外は、各FEM要素での挙動（要素毎に異なる）
■d)準静的非線型FEMで剛体すべり以外の連続体としての斜面の変位を計算

非排水繰返し載荷において、
両振幅ひずみ（損傷ひずみ）の
増加に伴って応力～ひずみ関係
は劣化してゆく





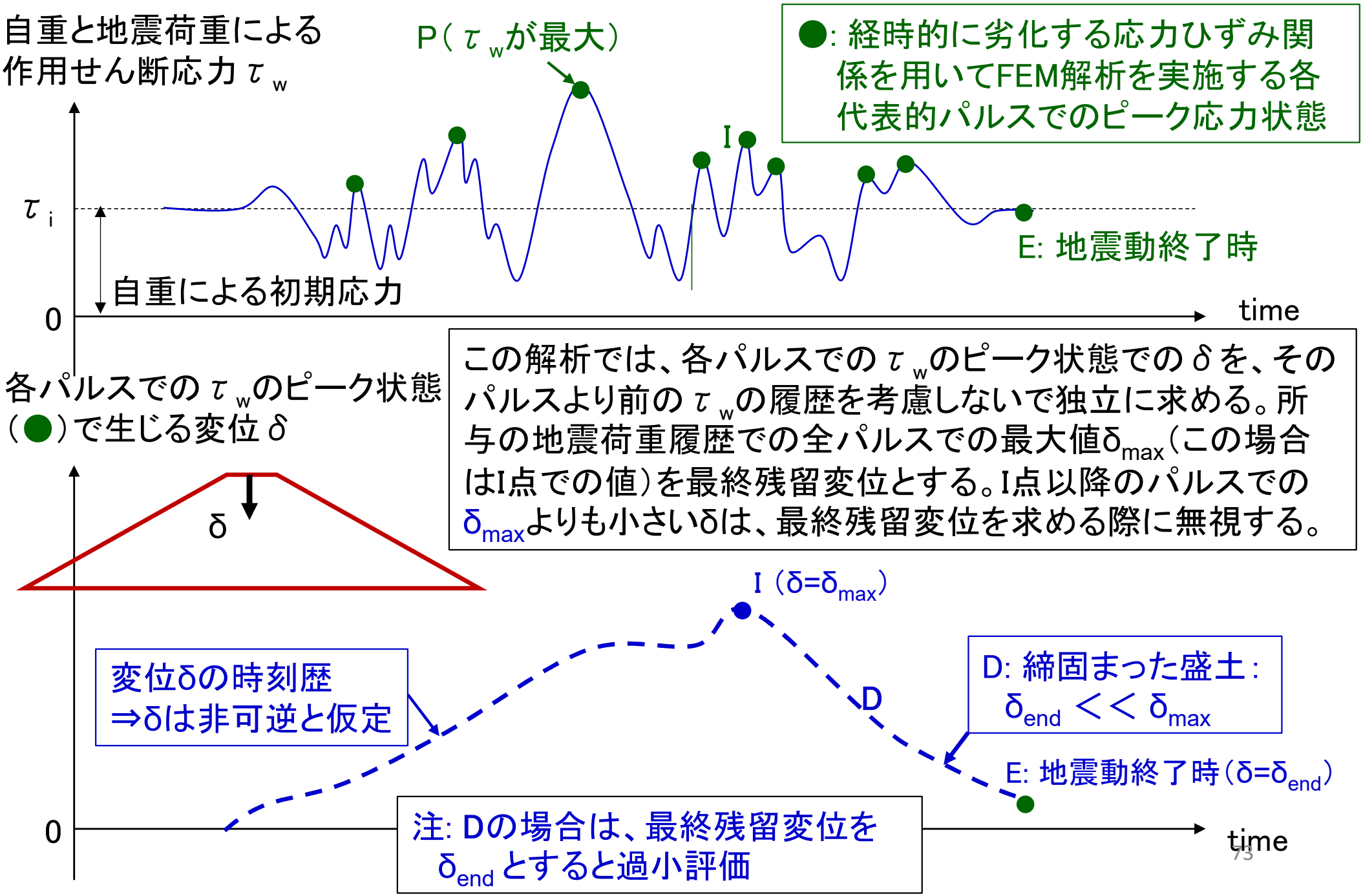
供試体: FC=30.6%、D_{50}=0.24mm、
$(D_c)_{1Ec}$=90.2%、ρ_d=1.588 g/cm^3,
w=21.1%, σ'_c= 120kPa等方圧密



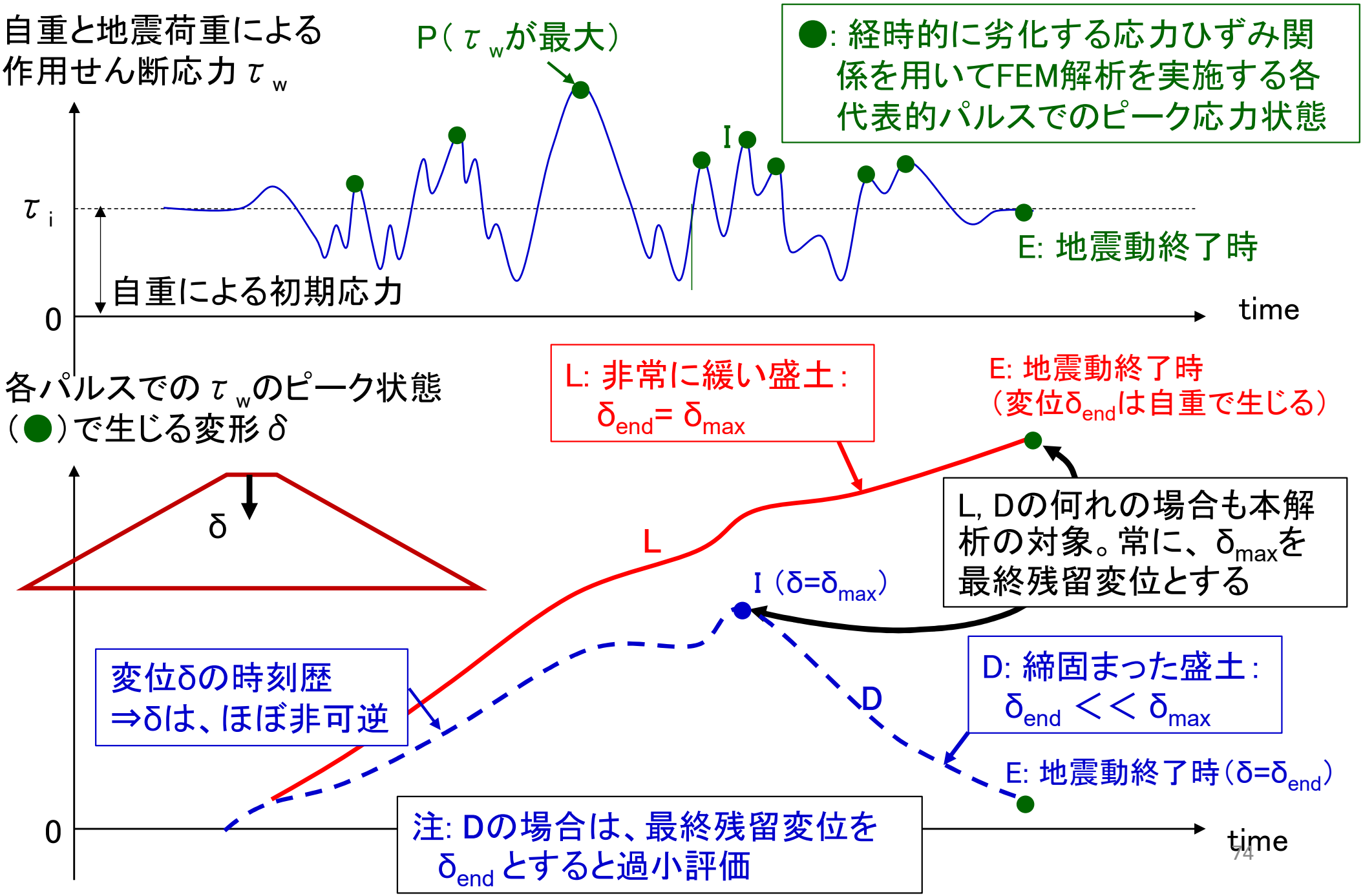
・非排水繰り返し載荷試験で、それぞれの載荷パルスで測定された「載荷途中までの応力～ひずみ関係」から、
幾つかの仮定を用いて、

非排水繰返し載荷を受けて損傷ひずみが増加してピーク強度が低下した後の単調載荷における「載荷開始後の連続的な応力・ひずみ関係」を求める

非排水繰返し載荷によって劣化してゆく応力～ひずみ関係を用いた準静的非線形FEM解析によって「地震中の最大変形」を求めて、最終残留変形と仮定

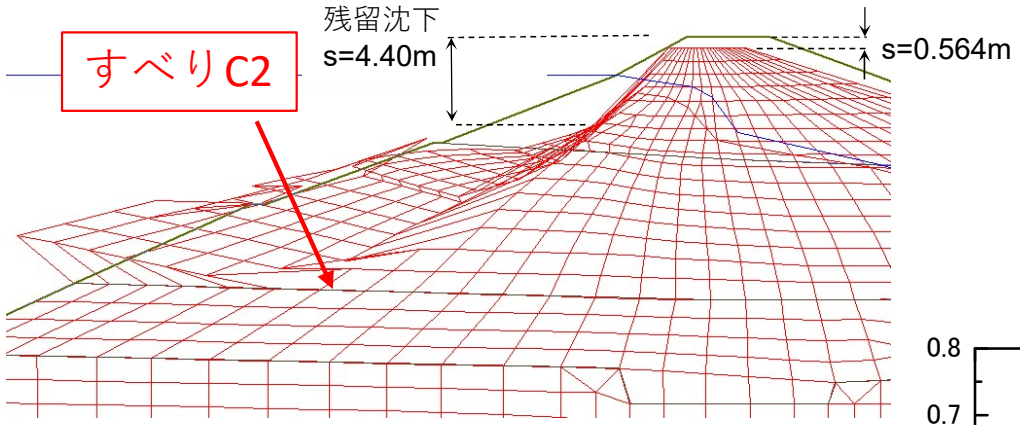


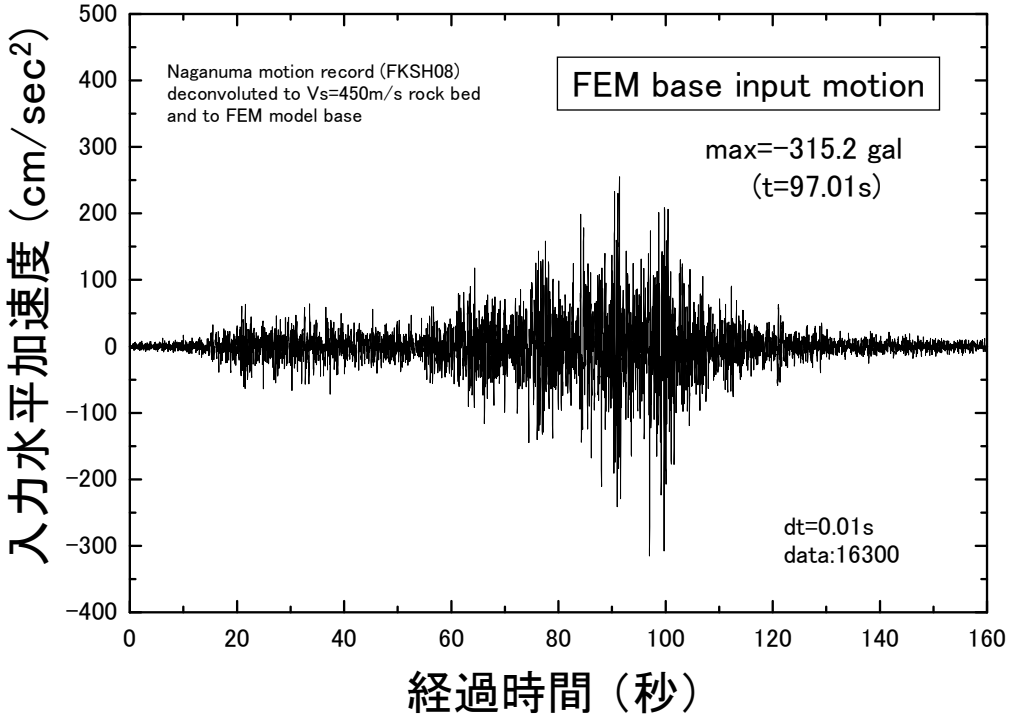
非排水繰返し載荷によって劣化してゆく応力～ひずみ関係を用いた準静的非線形FEM解析によって「地震中の最大変形」を求めて、最終残留変形と仮定



崩壊した藤沼ダム旧本堤の準静的非線形FEMによる残留変形解析

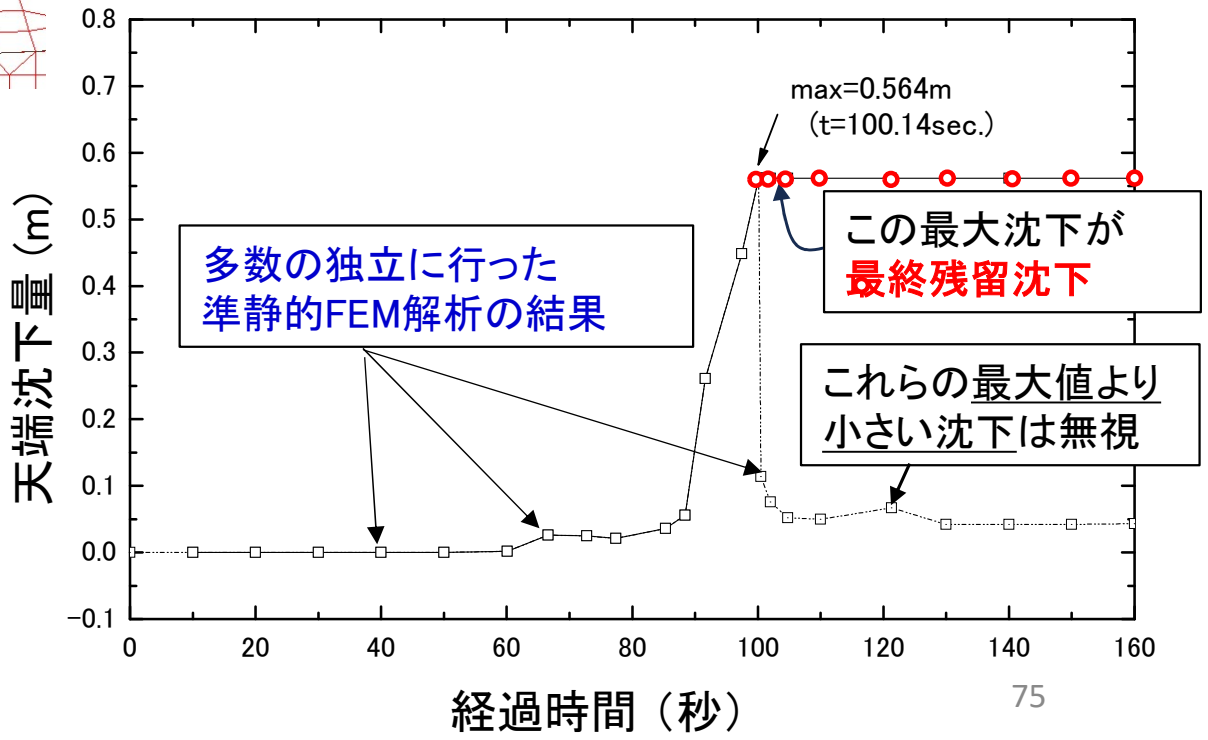
Newmark-D法による剛体すべりと準静的非線形FEMによる連続体としの残留変形を合体した図





多数の独立に行った「異なる時刻での準静的非線形FEMで算定した変形」の最大値を、**連続体としての最終残留変形**とする

⇒このFEM解析による地震終了時天端沈下は 0.564mと、かなり大きい



盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

旧藤沼ダムの最終残留変形

天端沈下量:

① 剛体すべり1によって、1.07 m

② 剛体すべり3によって、3.84m

連続体変形によって、0.56 m

②の合計= 4.40 m

■天端の総沈下量=

①1.07m + ②4.40 m= **5.47 m**:

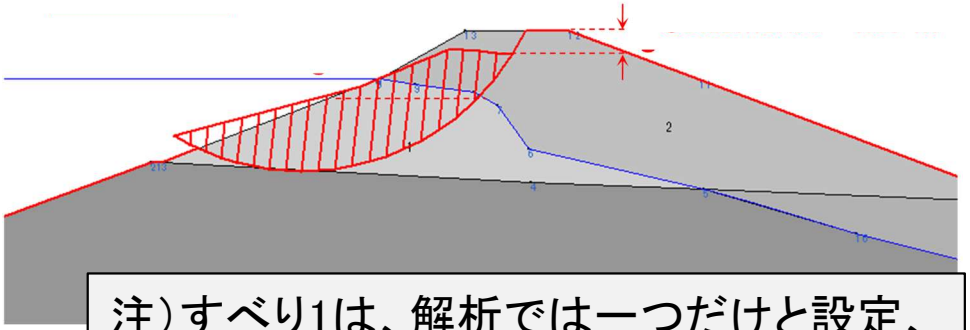
⇒この解析結果は、実際の現象と矛盾しない

① 剛体すべり1 だけが生じた場合
② 剛体すべり3 + 連続体変形

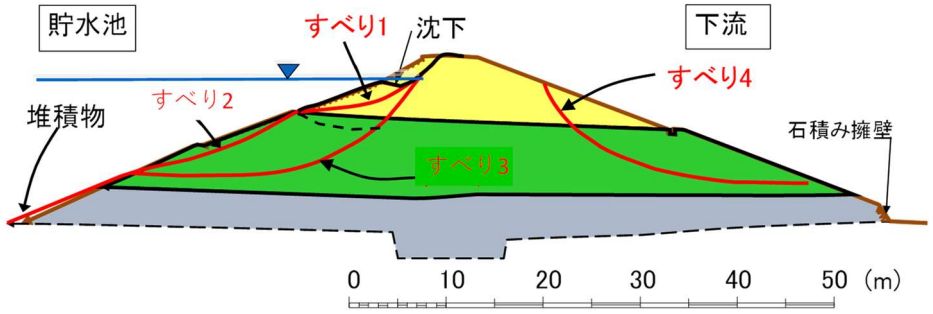
①と②が独立に生じたと仮説

①

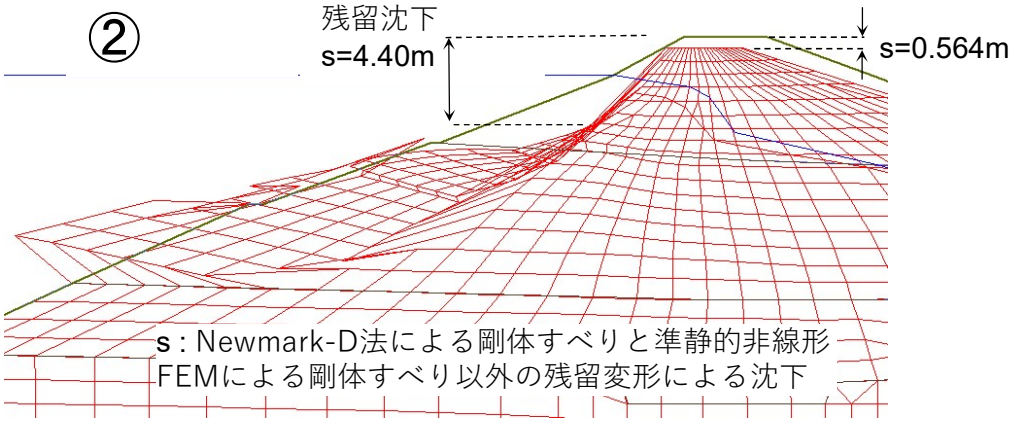
① s= 1.07 m



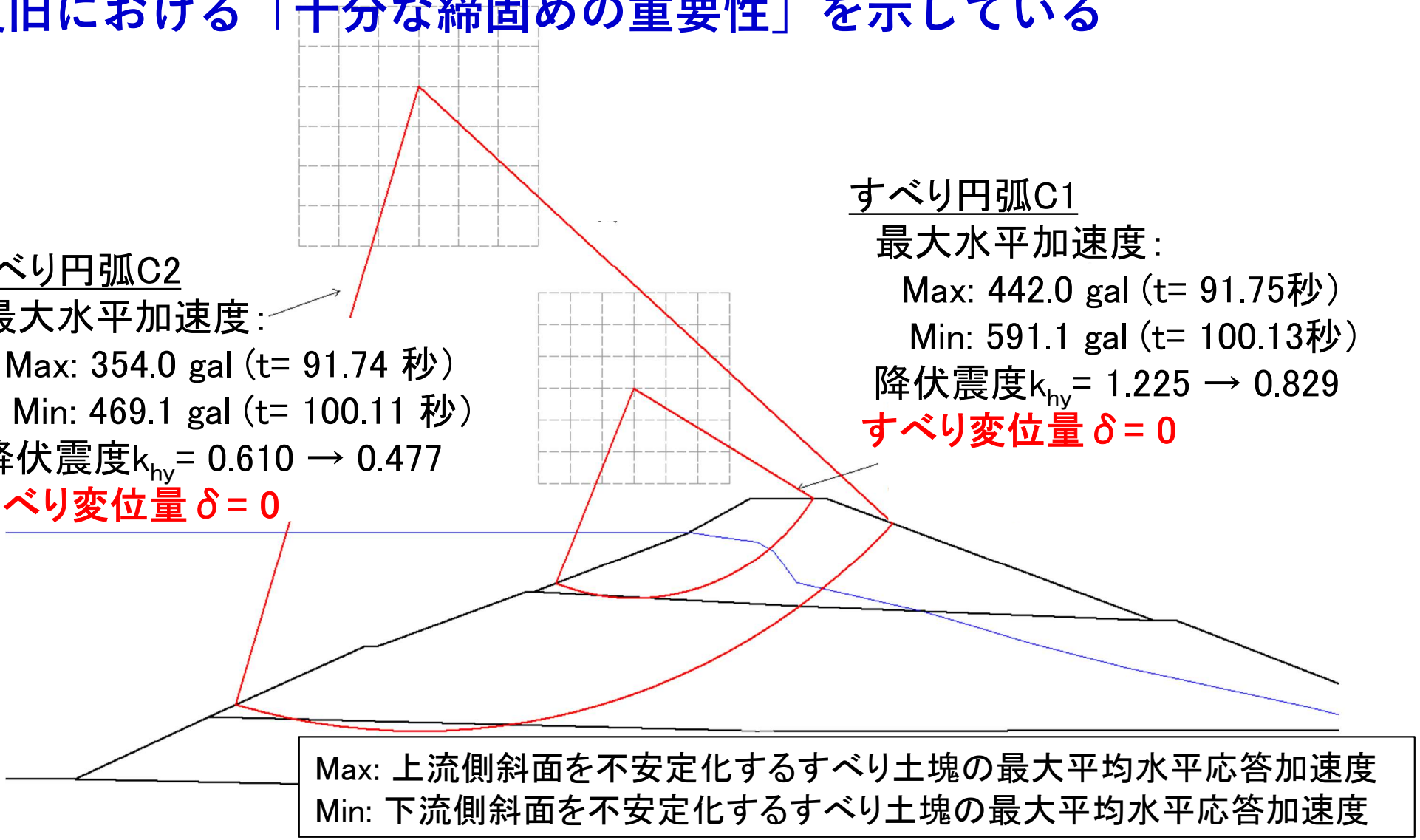
注)すべり1は、解析では一つだけと設定、
実際は、多数が進行的に生じたと推定



②

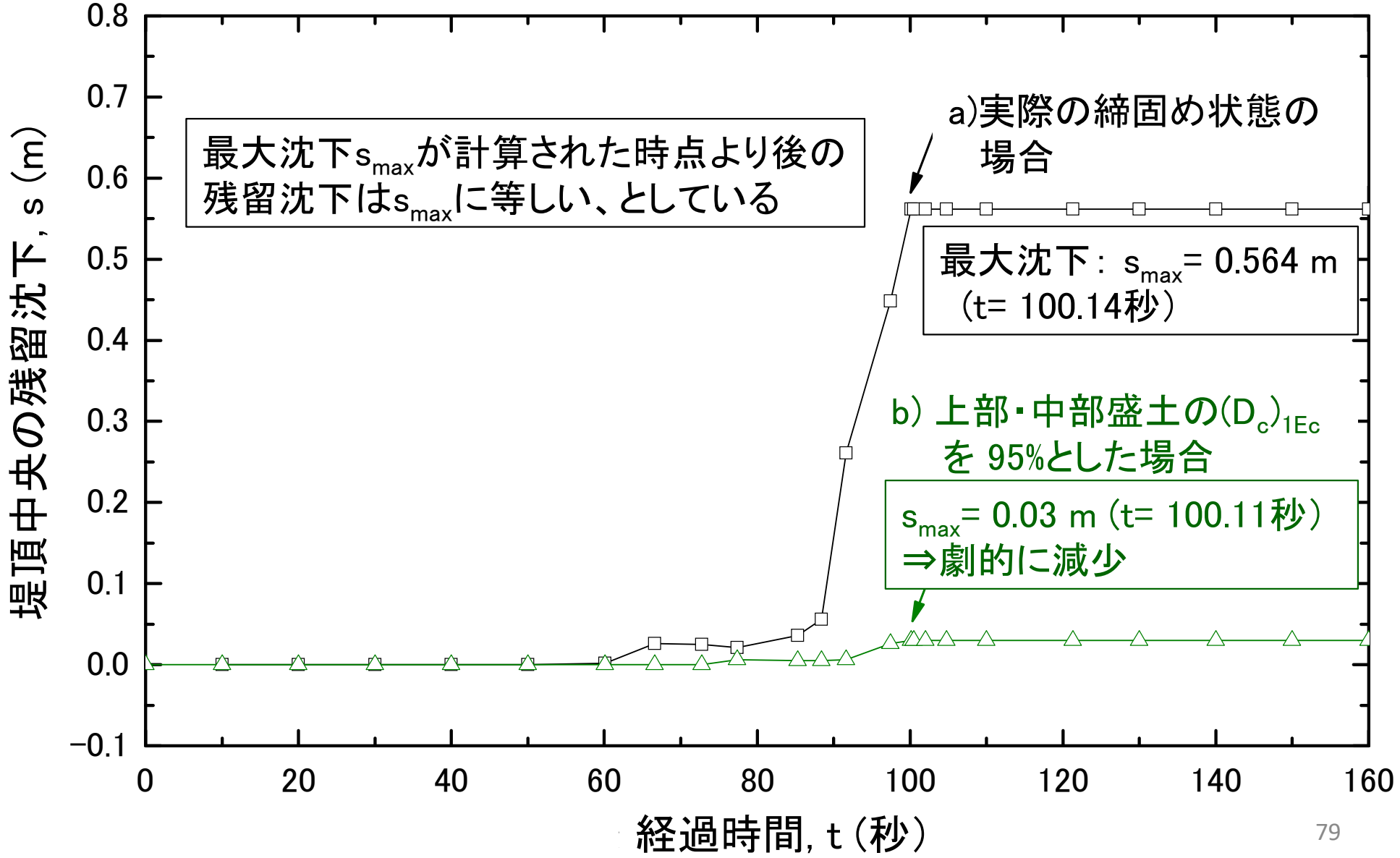


藤沼貯水池旧本堤の上部・中部盛土の$(D_c)_{1Ec}$が仮に95%であった場合
⇒Newmark-D法による二つの臨界すべり面で、すべりは生じない
⇒復旧における「十分な締固めの重要性」を示している



龍岡文夫・デュッティン，アントワン・田中忠治・毛利栄征・上野和広・新保康輝・矢崎澄雄(2017)：連載：地盤工学・技術ノート第50回盛土の地震時残留すべり計算㉚，雑誌基礎工，8月号，98-102頁。

準静的非線形FEM解析による藤沼貯水池旧本堤の堤頂の残留沈下:
上部・中部盛土の$(D_c)_{1Ec}$＝95%であれば、実際よりも遥かに小さい
⇒復旧における「十分な締固めの重要性」を示している。



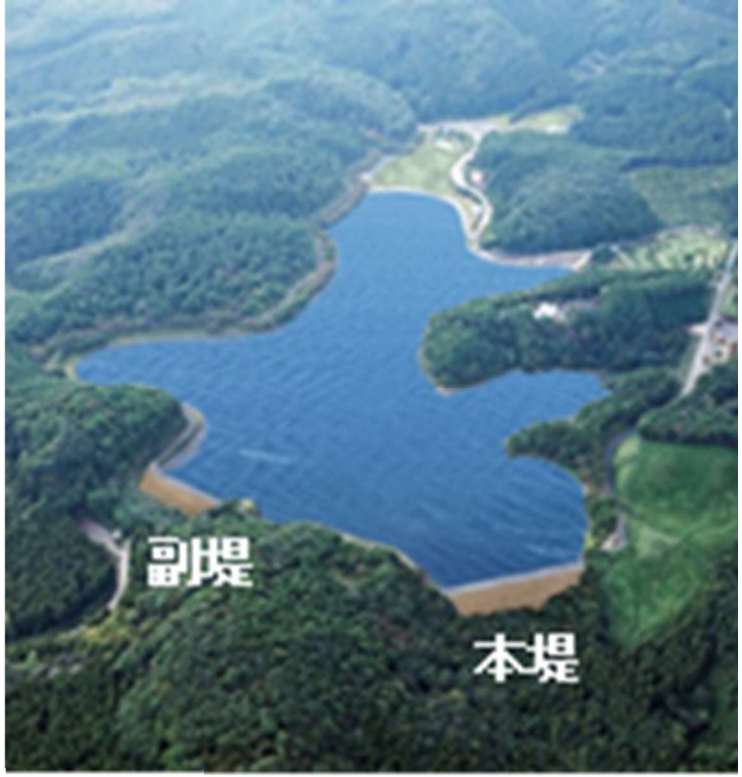
盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

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対応

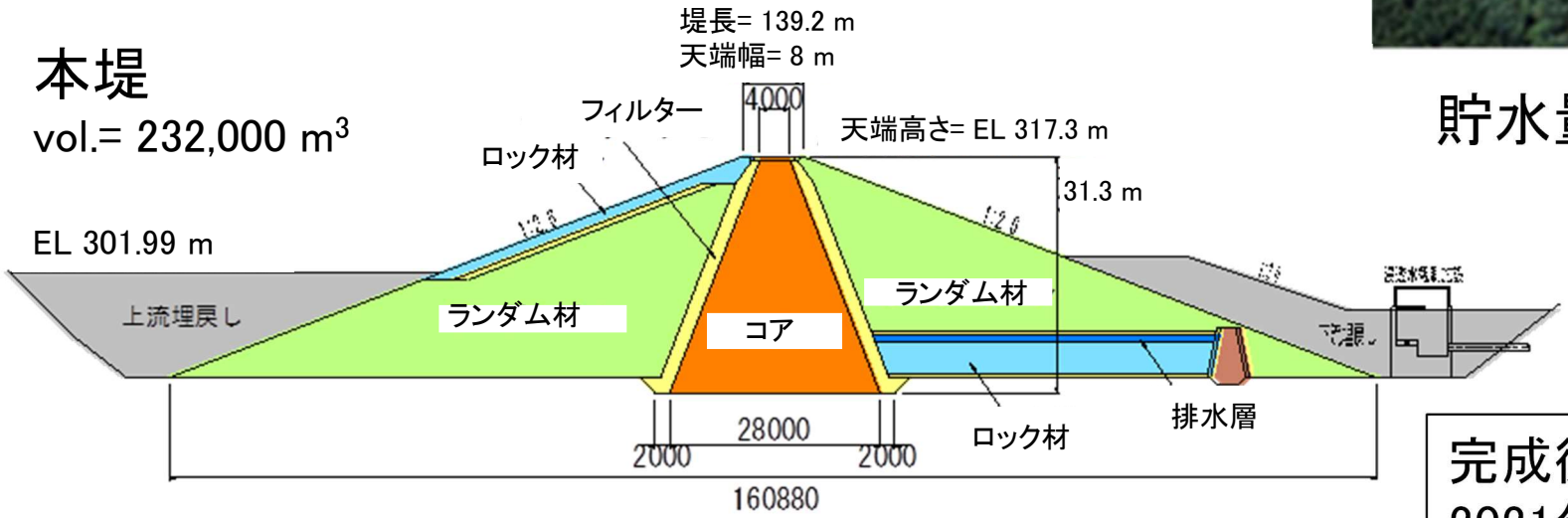


貯水量= 1,500,000 m^3

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

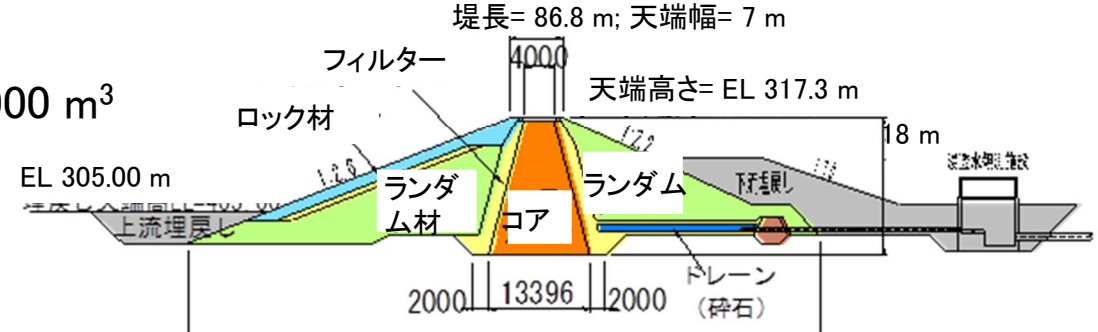
本堤

vol.= 232,000 m^3



副堤

vol.= 38,000 m^3



完成後の最大規模の余震：
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

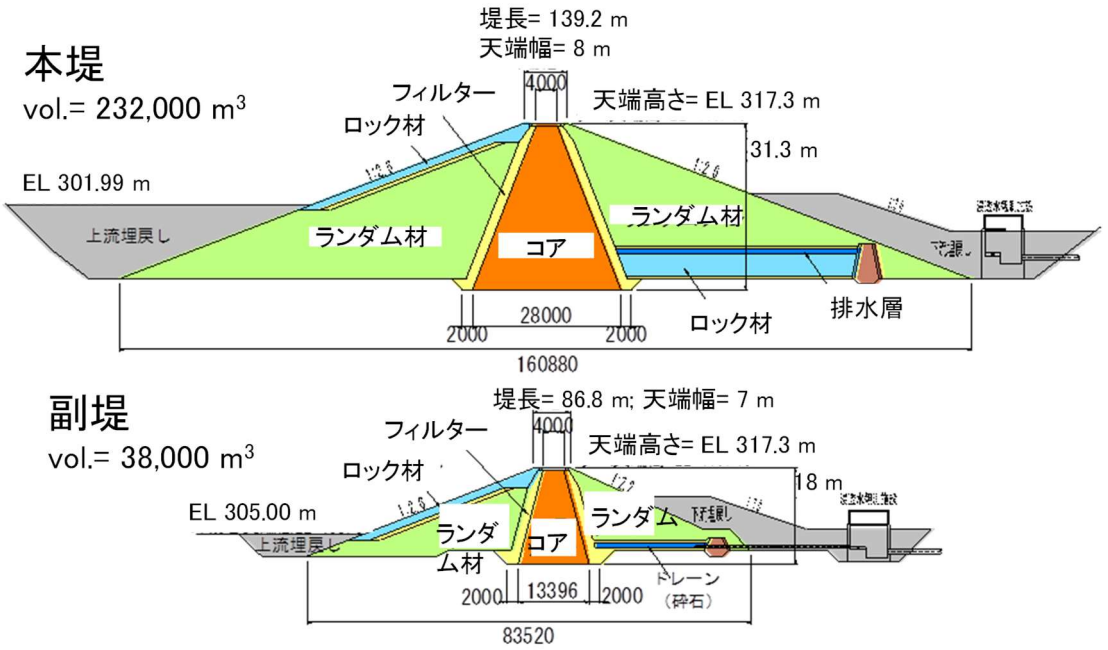
藤沼ダムの強化復旧(2013～2017年)

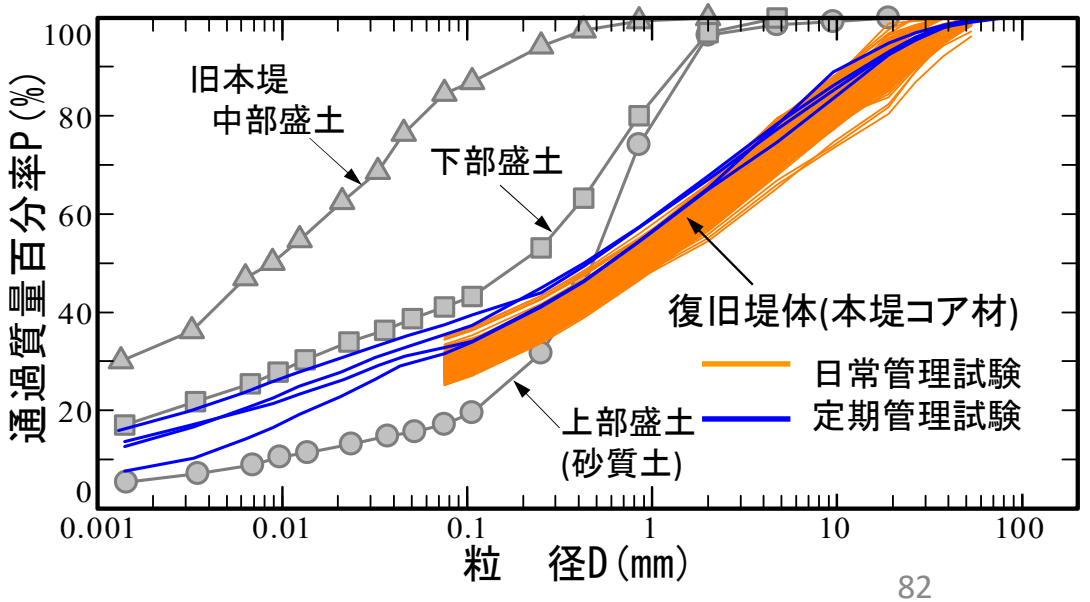
・要求性能1: 旧本堤が崩壊した地震動に対しても確実に安定
・要求性能2: 適切な建設コスト、高い維持管理性能
⇒ ①適切なダム構造
②適切な盛土材
③飽和度管理を重視した締固め管理
で対応

⇒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)によって安定性を照査

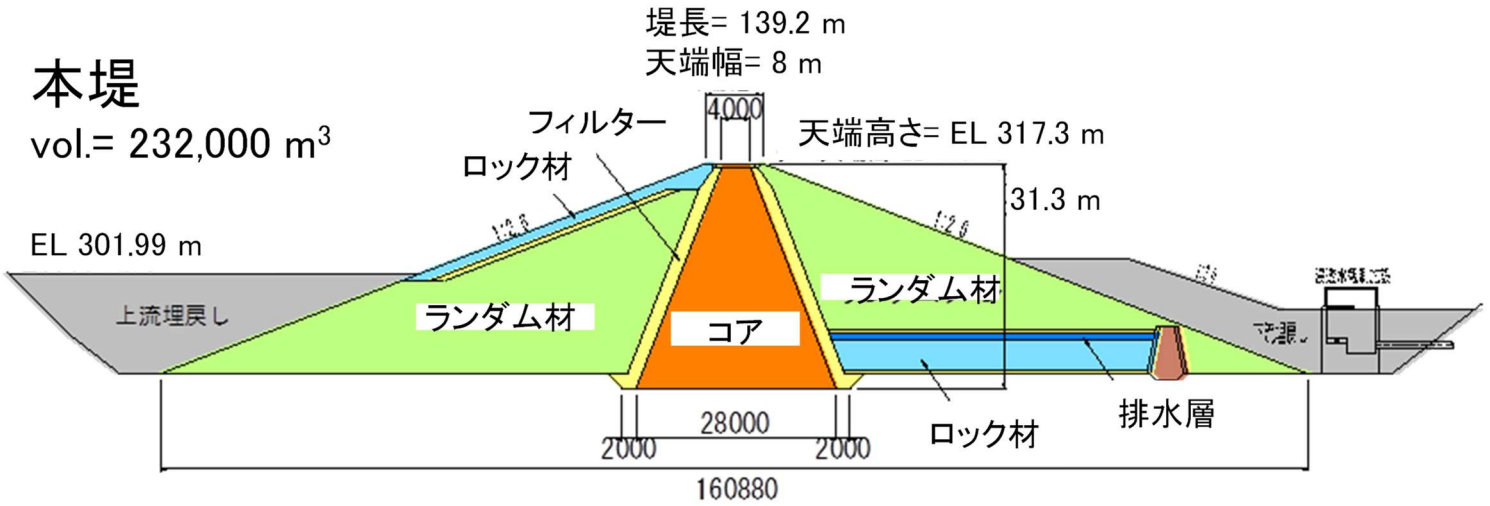
・2021年2月13日の余震(本堤堤頂での水平最大加速度298.5 gal、無被害)の挙動解析による解析法の検証(部分的ではあるが)

以下で説明

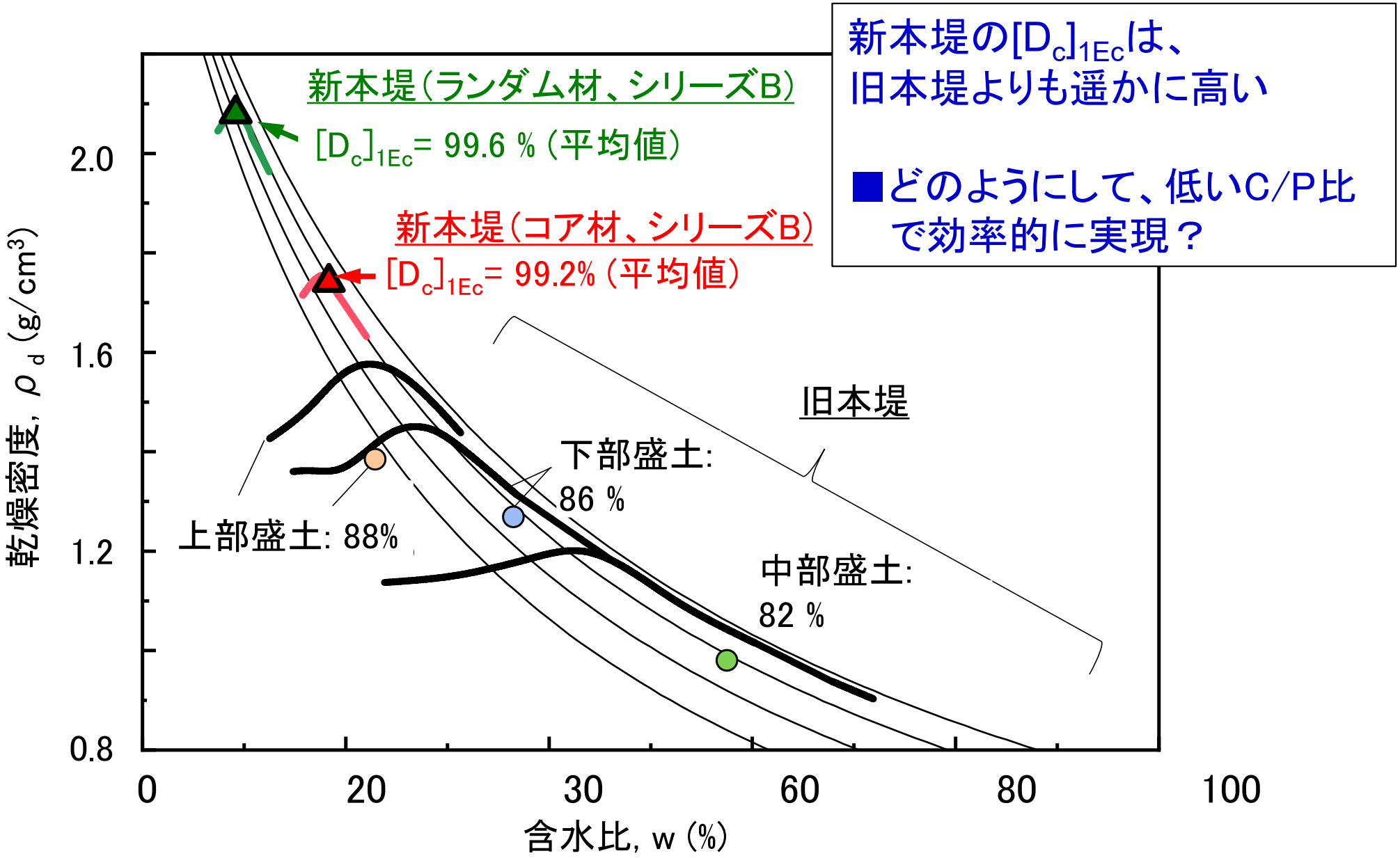




藤沼ダムの強化復旧（2013～2017年）



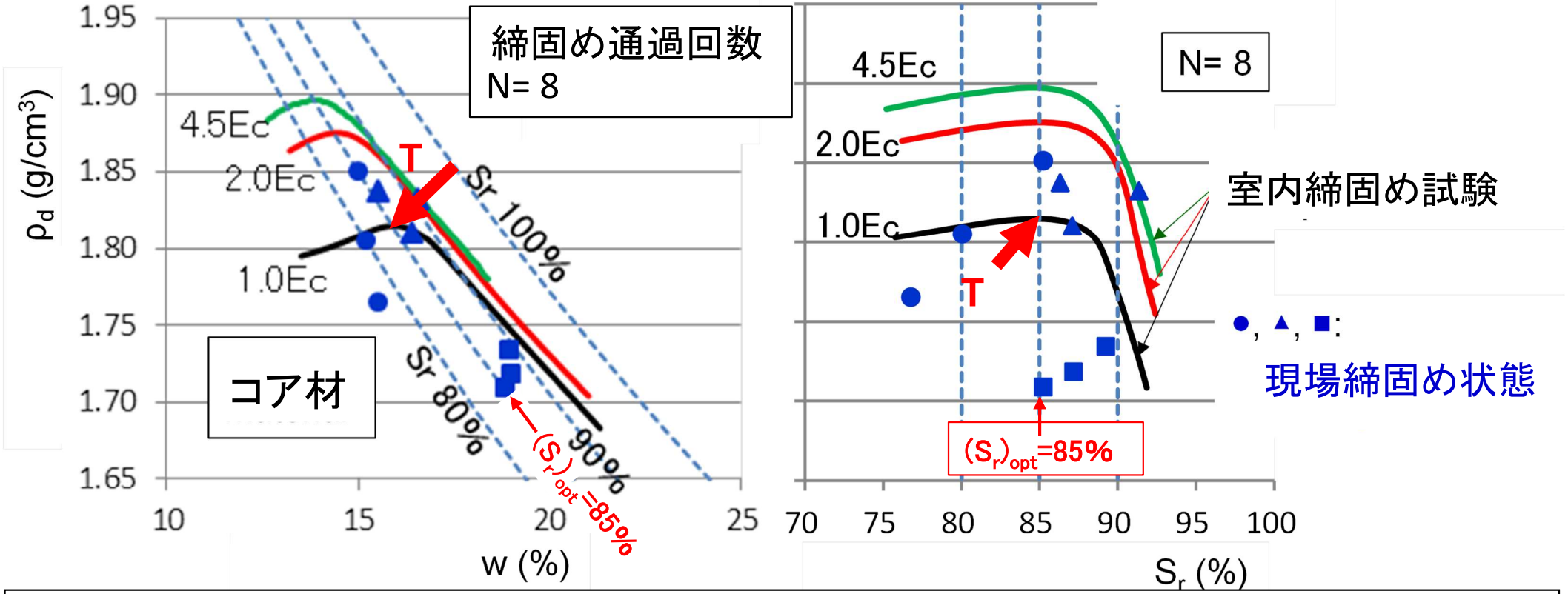
藤沼貯水池： 新旧本堤での締固め状態の比較



コア材の複数含水比での試験施工による締固め管理仕様①～④の決定

20トン級振動
タンピングローラ

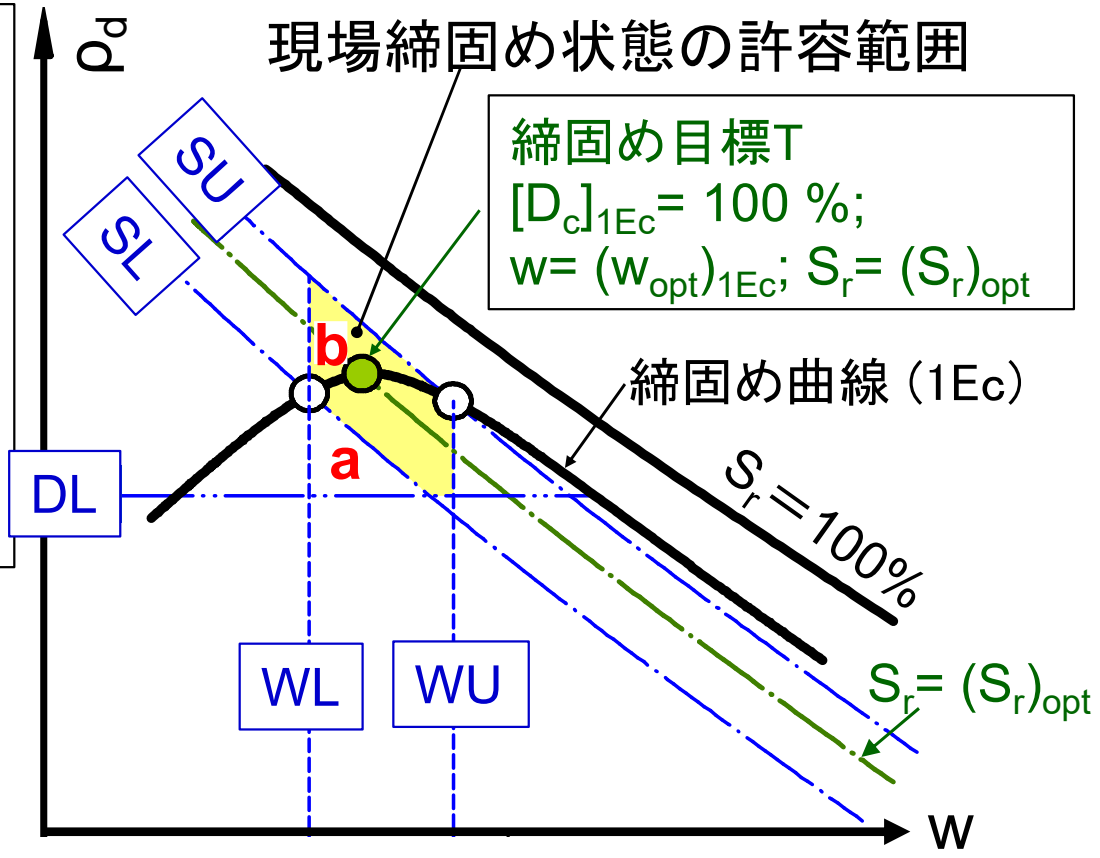
④締固め目標 T の設定:
$[D_c]_{1Ec}$= 100 %; S_r= $(S_r)_{opt}$;
w_{target}= $(w_{opt})_{1Ec}$= 16 %
= $(w_{opt})_{1.5Ec}$ + 0.5%
注）現場CEL≈1.5Ec と想定されるで、盛土材w≈$(w_{opt})_{1Ec}$と調整すれば、現場はやや湿潤状態となる、と想定



①“原位置で$(\rho_d)_{max}$が得られるS_r”≈“室内試験による$(S_r)_{opt}$= 85 %”⇒S_r管理の導入
②現場CEL≈1.5Ec ⇒「確実に実現すべき現場CEL」として1Ecを規定
③慣用的な施工w= $(w_{opt})_{1Ec}$+3%=19%では過転圧/締固め不良
⇒ 施工wの目標値= $(w_{opt})_{1Ec}$= 16%; と施工wの上限値= $(w_{opt})_{1Ec}$+2%= 18%の導入

従来とは異なり、締固め目標Tを設定:

- 目標w= 試験施工での$(w_{opt})_{1.5Ec}$+0.5%
  = $(w_{opt})_{1Ec}$: 実施工で$CEL_f \approx 1.5Ec$
  が想定されるので、このwで締固めた盛土は若干湿潤側となり、透水係数kが極小化することが期待できる
- 目標ρ_d= $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$: 試験施工では確実に実現できたので、無理のない設定



従来のρ_dとw の管理に加えて、新たにS_rの上下限値(SU 及び SL)の管理を追加

■目的 :

ρ_d= $(\rho_d)_{max}$となるS_r= $(S_r)_{opt}$の実現

■S_rの許容下限値(SL)の目的:

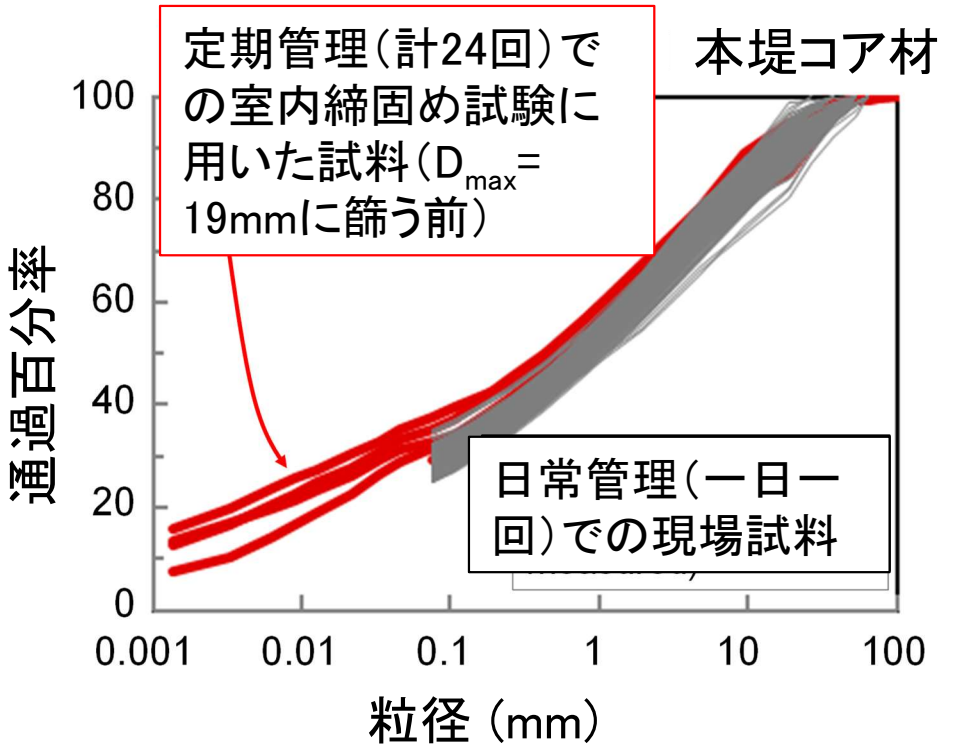
①SLによって、ρ_dとS_rが低すぎてkが高くなり湿潤時コラプスが大きくなる締固め不良領域**a**を排除する。

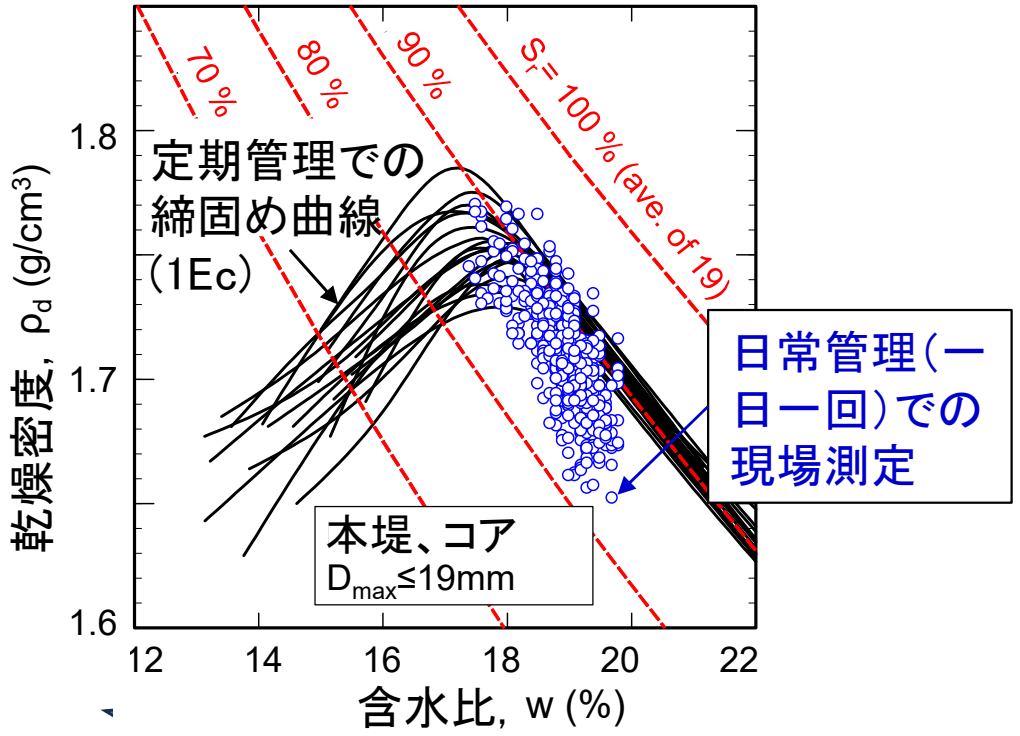
②SLによって領域**a**を一貫して排除した状態で、wの許容下限値を下げることによってρ_dとS_rが高い領域**b**を拡大できて、領域**b**での良質の締固めを促進できる。

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: w下限値	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%
WU: w上限値	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 2.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 1.0%
DL: ρ_d下限値	$[D_c]_{1Ec}$= 95%	$[D_c]_{1Ec}$= 95%
SL: S_r下限値	**$(S_r)_{opt}$－5%**	**$(S_r)_{opt}$－15%**
SU: S_r上限値	**$(S_r)_{opt}$＋5%**	**$(S_r)_{opt}$＋6%**

N= 20 ton級振動タンピングローラの通過回数

盛土材の粒度分布と締固め施工の結果



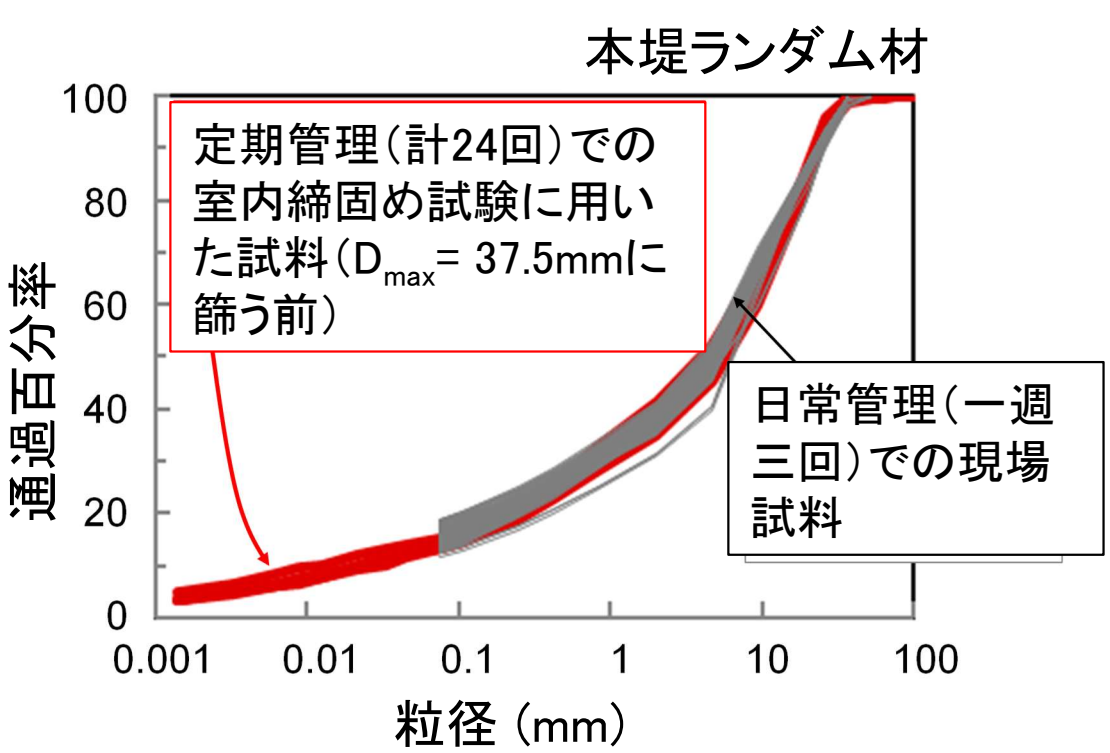


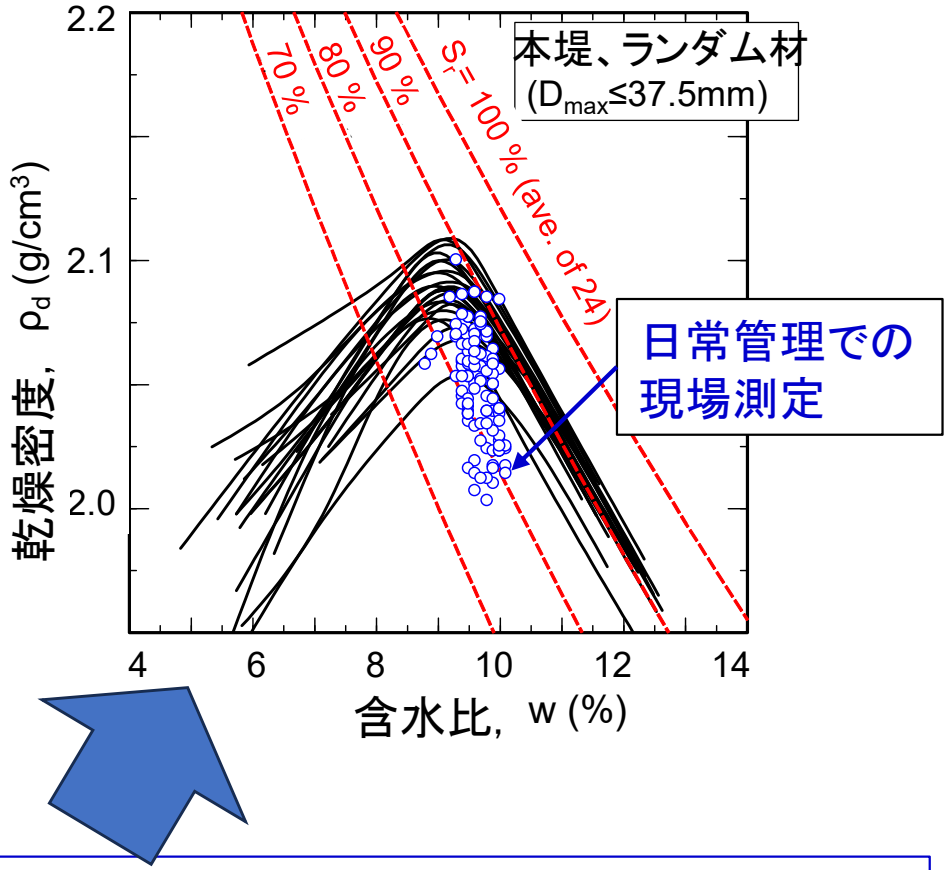
コア材：　（右図）D_{max}=19mmに篩った後の「各代表試料の締固め曲線」と「現場試料の締固め状態」

⇒現場試料の強度・変形特性と透水係数は、現場締固め盛土内のD_{max}= 19mmの部分での値に等しいと仮定

■D >19mmの土粒子の割合は小さいので、この仮定による誤差は小さい。また、誤差があっても安全側

盛土材の粒度分布と締固め施工の結果





ランダム材：（右図）D_{max}=37.5mmに篩った後の「各代表試料の締固め曲線」と「現場試料の締固め状態」
⇒現場試料の強度・変形特性と透水係数は、現場締固め盛土内のD_{max}= 37.5mmの部分での値に等しいと仮定
■D > 37.5mmの土粒子の割合は小さいので、この仮定による誤差は小さい。また、誤差があっても安全側

（下左図）定期管理での3,000 m^{3}毎の盛土材から採取した代表試料の室内締固め試験による締固め曲線は、長期工事のため盛土材がばらつき、大きくばらついた。

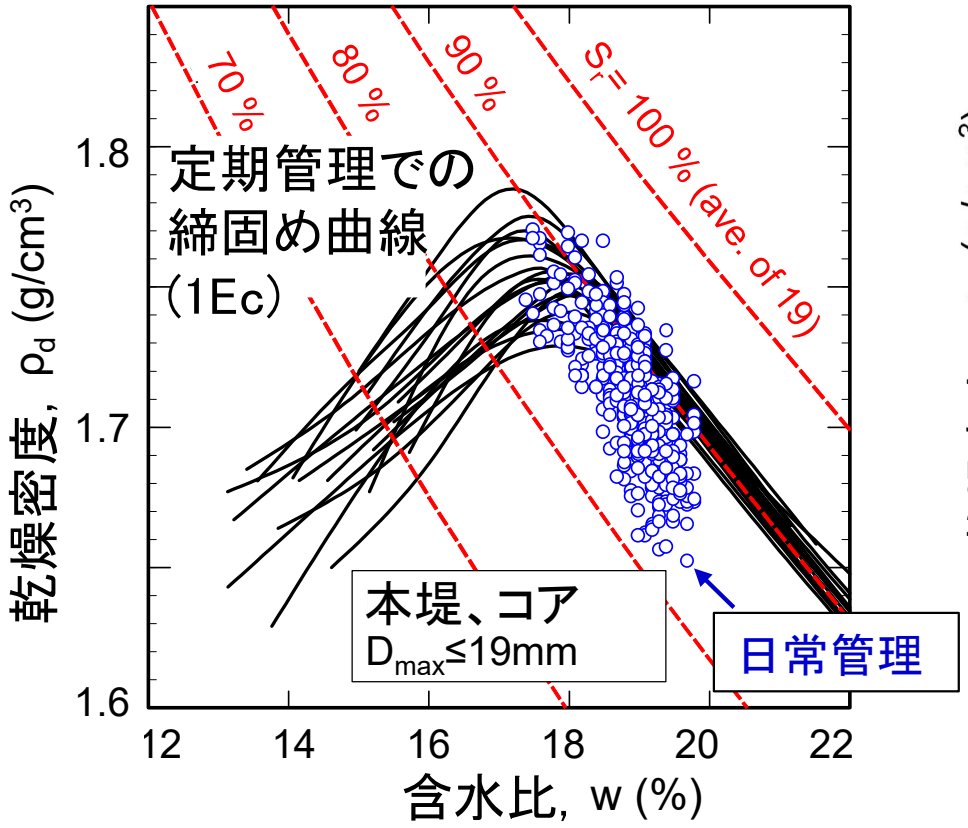
日常管理: 原位置締固め状態（○印）は、さらに大きくばらついた。二つの理由：

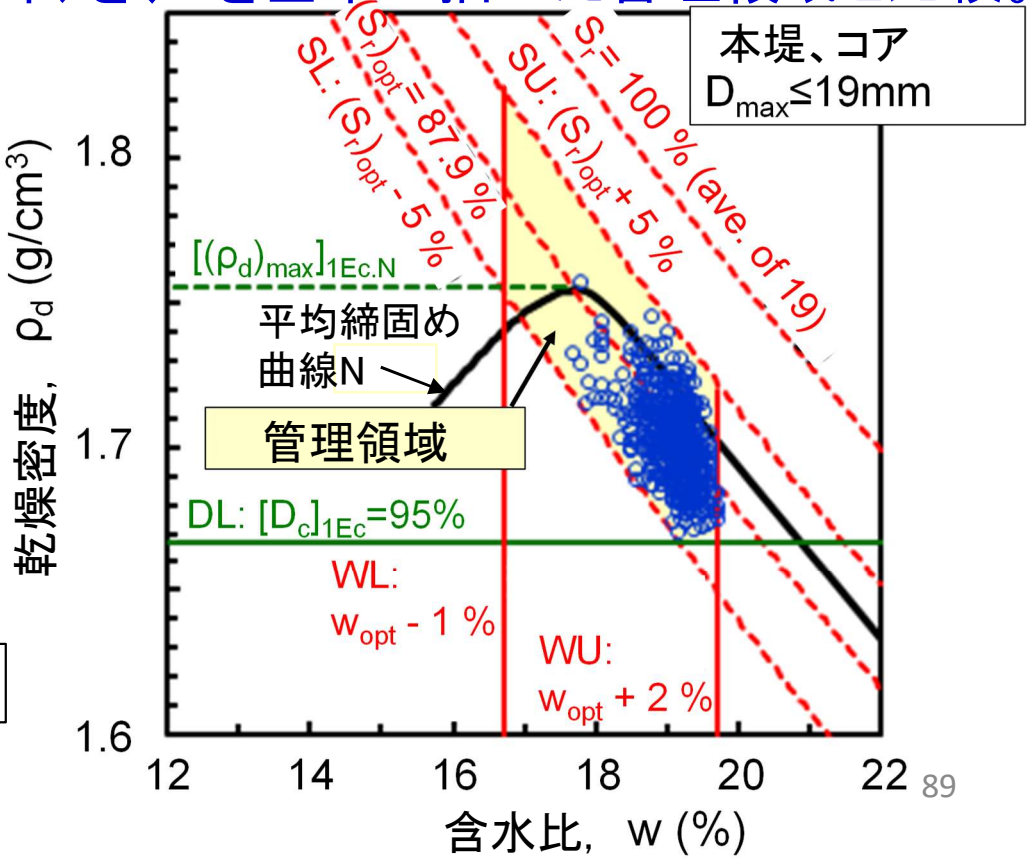
① 3,000 m^{3}毎の代表試料の締固め曲線は、大きくばらついた。

② 各原位置締固め状態は、各代表試料の締固め曲線に対して大きくばらついた。

⇒下左図では、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。

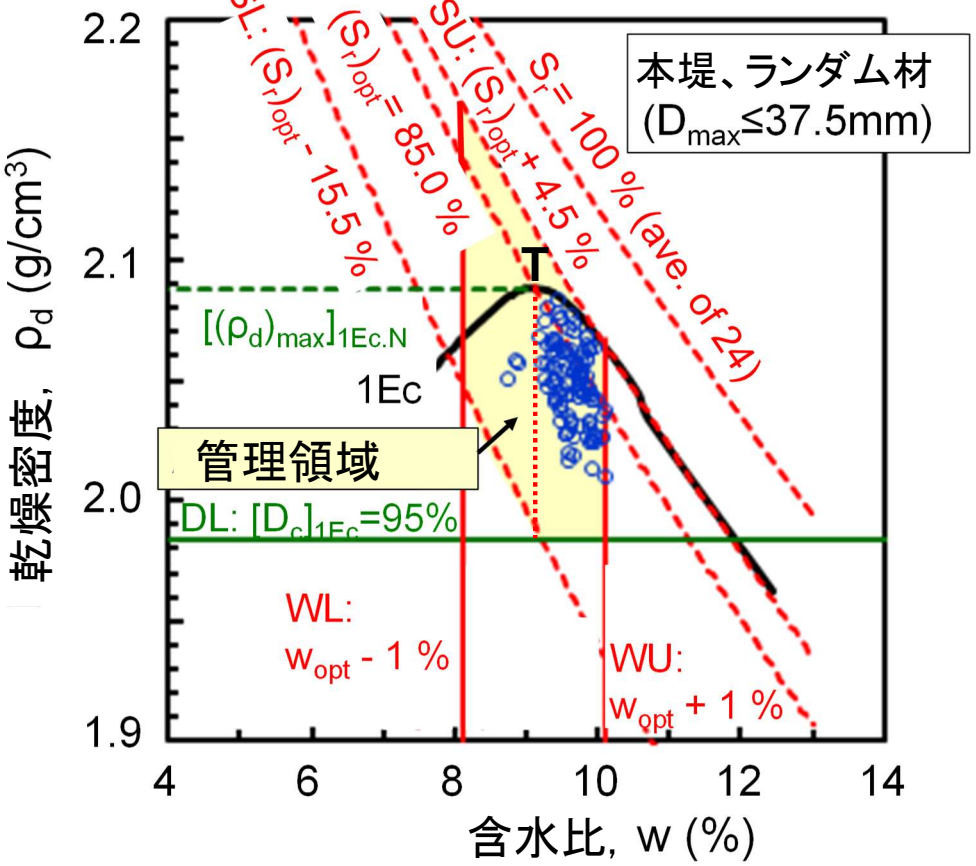
⇒①下右図に、①定期管理試験で得た多数の締固め曲線の平均曲線Nをプロット。②それぞれの現場締固め状態（ρ_d, w)（○印）を、平均締固め曲線Nに対して再プロット。その際、1) 原位置でのS_rの値に維持し、2)締固め度を「現場 ρ_d」/「対応する代表試料の締固め曲線での$(\rho_d)_{max}$」の比に維持　⇒ 締固め曲線Nに対してプロットした現場締固め状態（○印）を、Nを基本に描いた管理領域と比較。

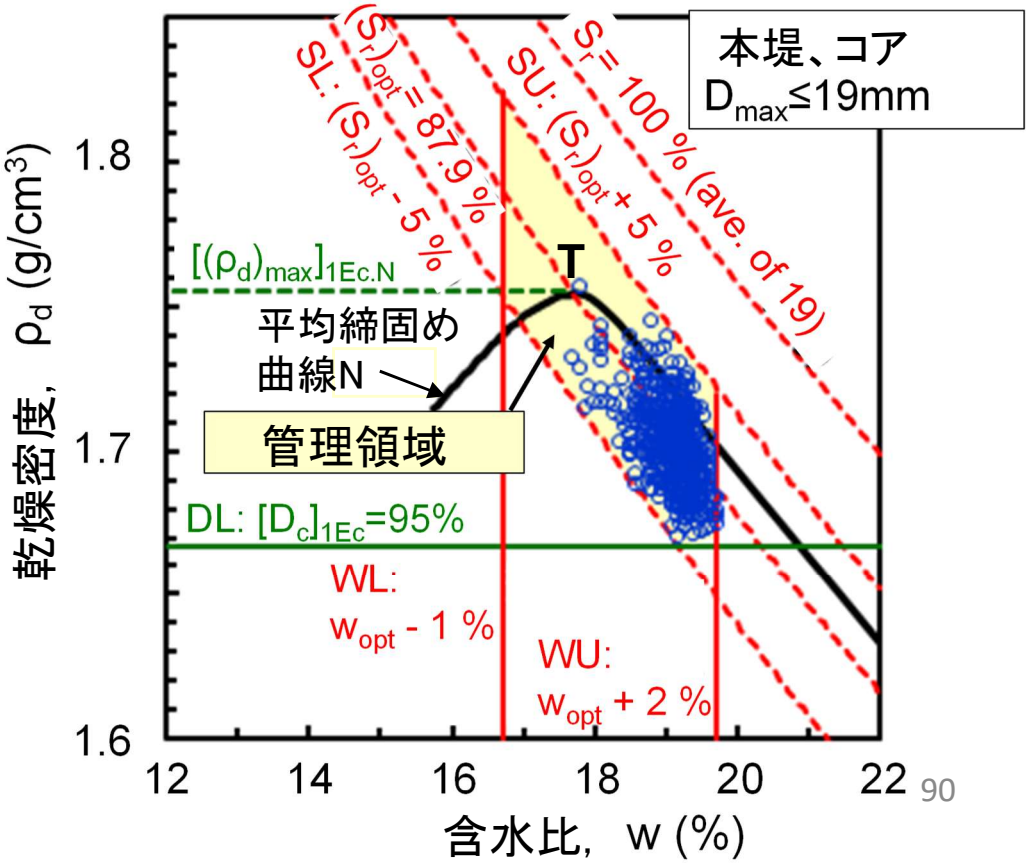




・全ての現場締固め状態(○印)は、管理領域内に位置⇒実施された盛土工は承認
・飽和度の上下限値管理は、通常通りの施工において無理なく実施できたことを確認

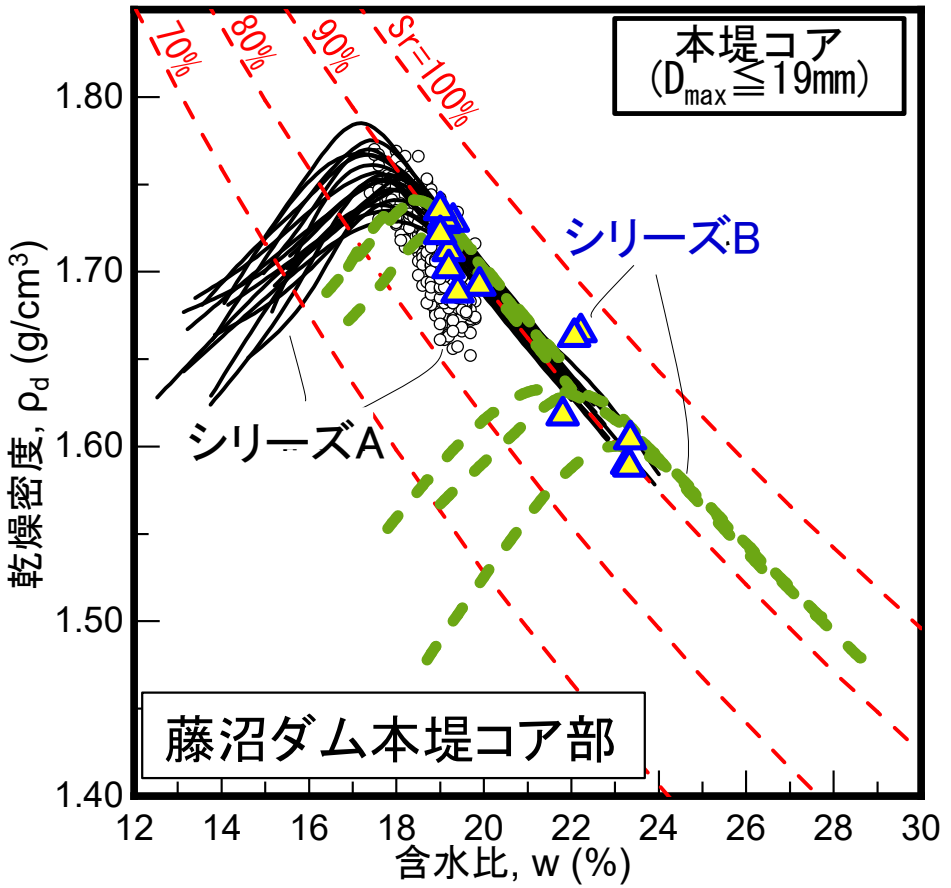
しかし、現場締固め状態(○印)は管理領域内の湿潤・低乾燥密度側に著しく偏在。この傾向は、ランダム材よりも細粒分が多いコア材で明瞭。さらに、コア材では細粒分が多いほど湿潤・低乾燥密度側に偏る傾向を確認
⇒設計時では目標Tでの現場締固め状態を想定して強度等の設計値を設定し、レベル2設計地震動に対して安定解析をしている。従って、このような現場締固め状態(○印)の偏りが事実かどうか、確認することになった。





シリーズA（施工中の通常の管理）：実線は、施工中の定期管理での約3,000m^{3}毎の代表試料注）を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線　○印は、現場締固め状態

シリーズB（新たに実施）：破線は、現場締固め状態（△印）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（現場試料の本当の締固め曲線）。これらは、代表試料の締固め曲線とは大きく異なる



注）シリーズAにおいて、盛土材の各ロットから採取した代表試料をD<19mmに篩い分けて室内締固め試験用の試料を得た。その際、細粒子の塊を礫粒子とみなして一定程度排除したと思われる。

このため、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、シリーズAでの締固め曲線はシリーズ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。

なお、シリーズAとBでの締固め曲線の差は、現場締固めによる粒子破砕による締固め曲線の変化では説明できないことは確認した。

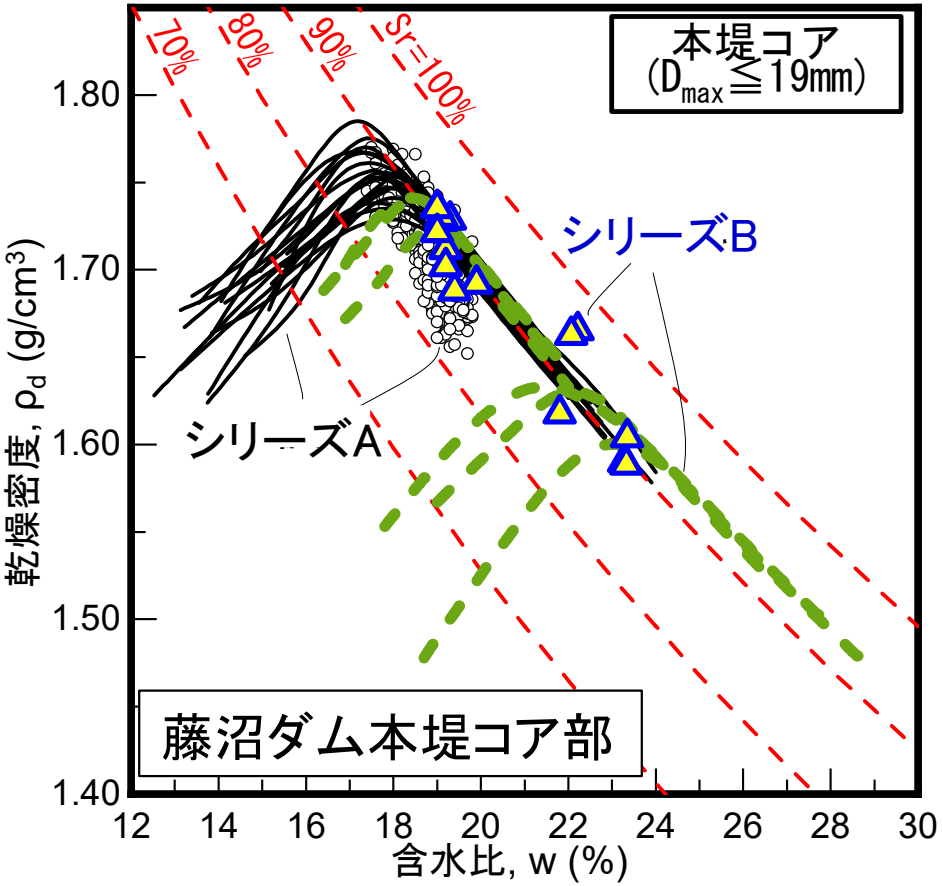
シリーズA（施工中の通常の管理）：実線は、施工中の定期管理での約3,000m^{3}毎の代表試料注）を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線　○印は、現場締固め状態

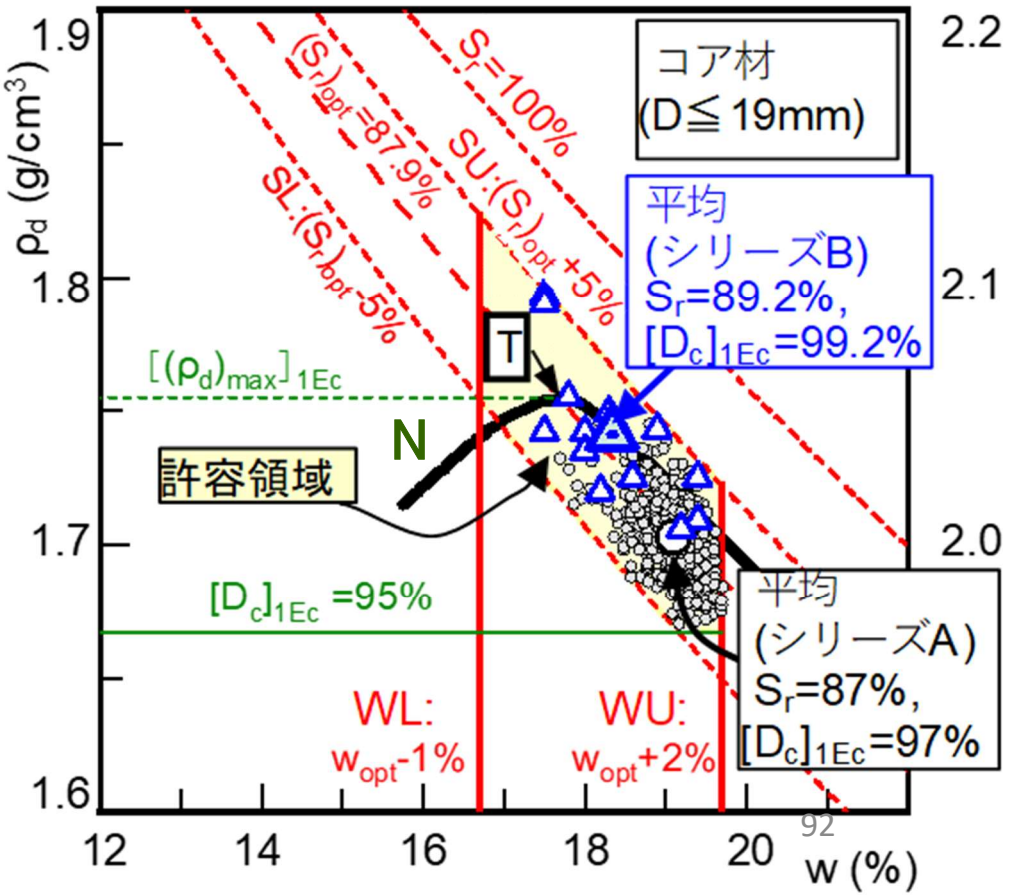
シリーズB（新たに実施）：破線は、現場締固め状態（△印）を測定した箇所から採取した試料を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線（現場試料の本当の締固め曲線）。これらは、代表試料の締固め曲線とは大きく異なる

N: シリーズAでの締固め曲線の平均曲線

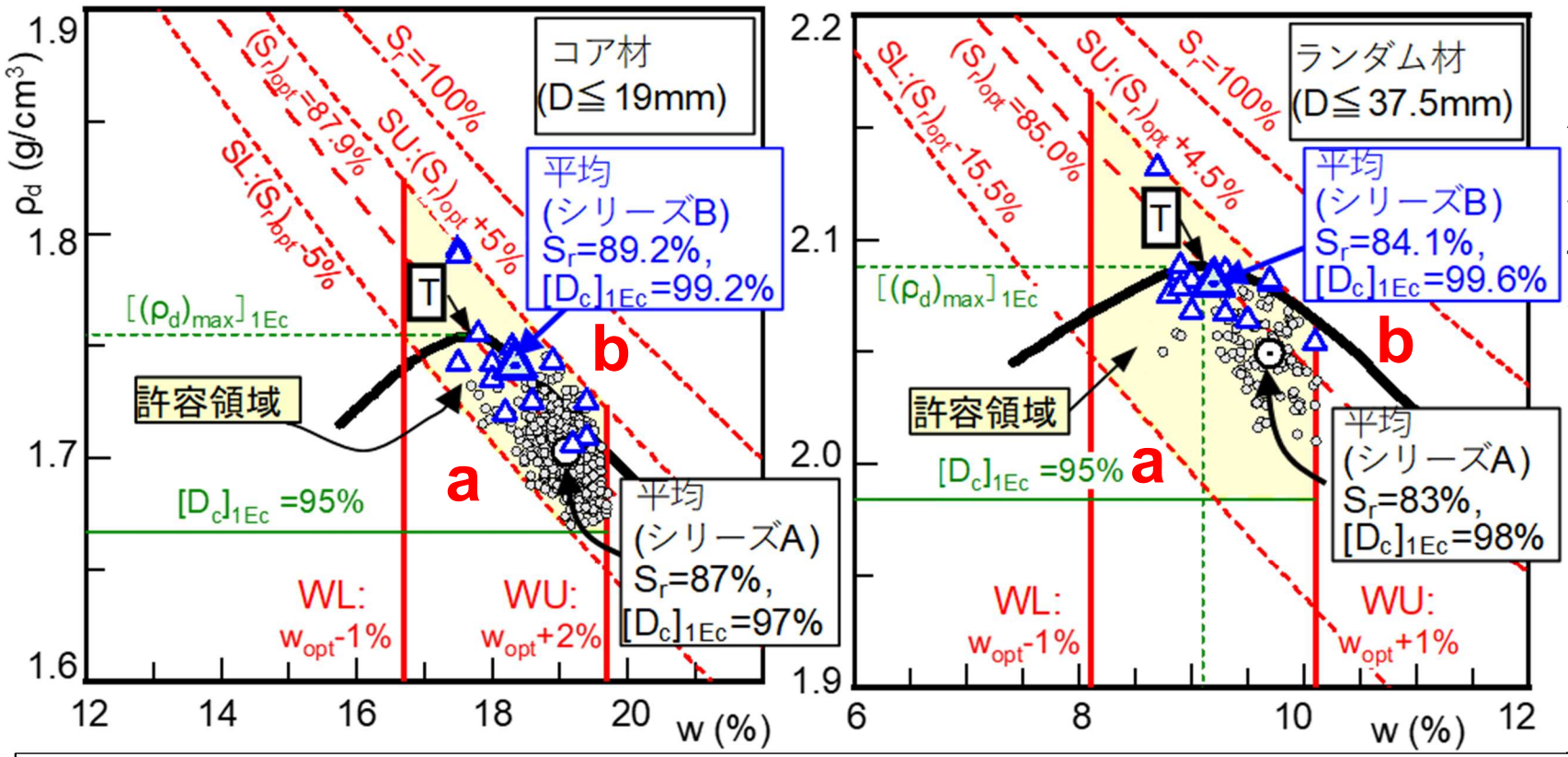
○：シリーズAでの個々の現場締固め状態をNに対して再プロットした結果

△: 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）。各△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(1Ec)で求めた$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$」で除した値であり、信頼できる（ただし、この図でのρ_dの値は、現場での値を平均的に0.1g/cm^{3}程度過大評価）





締固め目標T:　w=「試験施工（現場CEL$_f$≈1.5Ec）でのw$_{opt}$」+0.5%=(w$_{opt}$)$_{1Ec}$;　ρ$_d$= [(ρ$_d$)$_{max}$]$_{1Ec}$



シリーズB: 現場ρ$_d$の測定地点の試料で室内[(ρ$_d$)$_{max}$]$_{1Ec}$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[(ρ$_d$)$_{max}$]$_{1Ec}$を測定→[D$_c$]$_{1Ec}$は不正確で、シリーズBでの値よりも低い傾向

■シリーズBでの全ての現場締固め状態（△）は、シリーズAでの現場締固め状態（○）よりも締固め曲線**N**(1Ec)の締固め目標Tの近くに位置し、現場[D$_c$]$_{1Ec}$の平均値はほぼ100%と高いこと（設計時の想定）を確認できる。

■現場CELと土質を管理した上で、含水比に加えて飽和度を管理することで、

①平均S$_r$≈(S$_r$)$_{opt}$が実現でき、その結果現場各地点でのCELと土質にはバラツキがあるにもかかわらず、平均[D$_c$]$_{1Ec}$≈100%を実現できた。

②透水係数が高すぎコラップス性が高い低S$_r$・低ρ$_d$の領域**a**を効率的に排除できた。

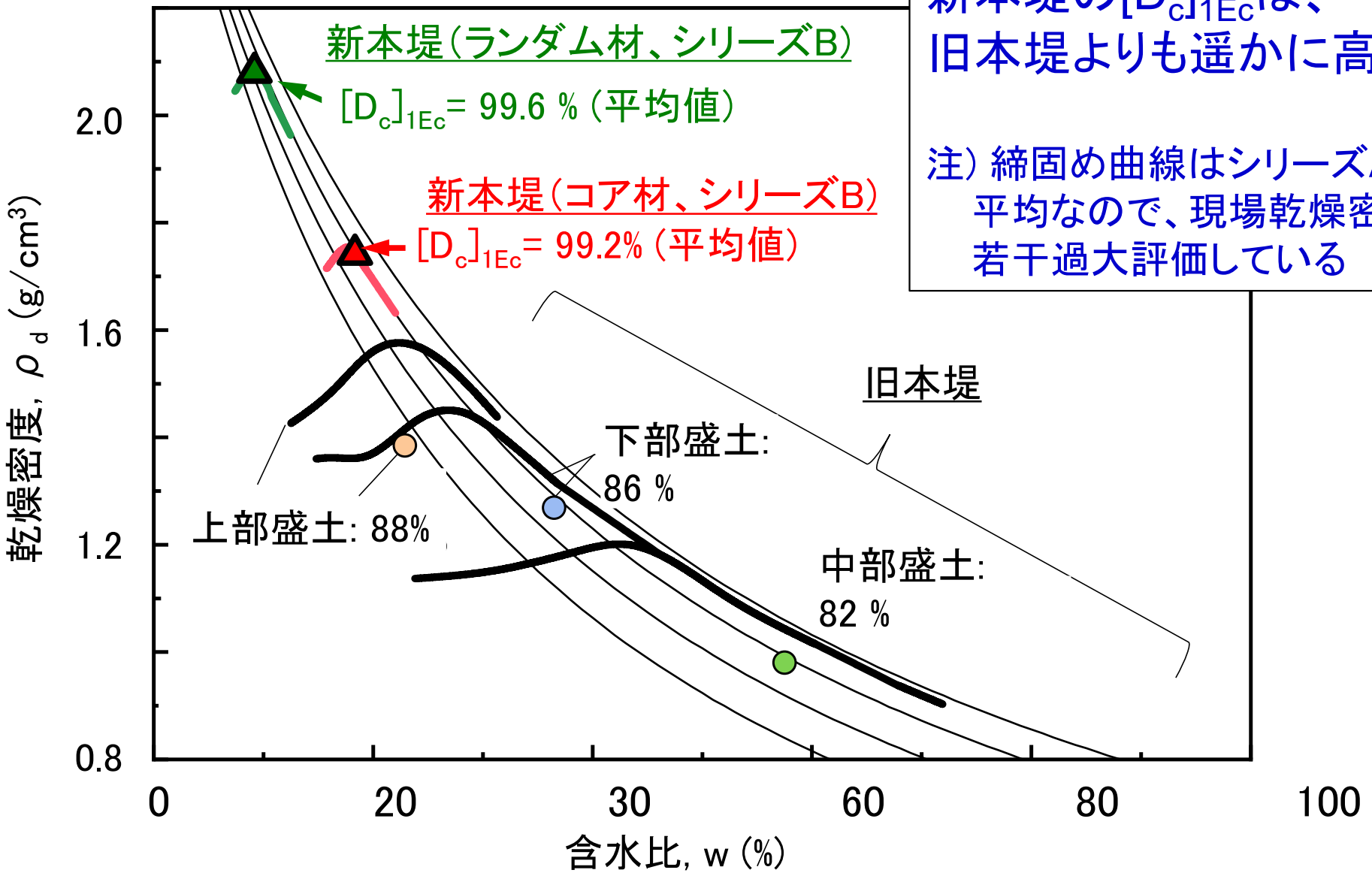
③強度・剛性が低く過転圧の危険性が高い高S$_r$・低ρ$_d$の領域**b**を効果的に排除できた。

■以上を、通常の施工・管理コストで実現できた。

完成した主ダム(2017年3月)

（福島県提供）

藤沼貯水池： 新旧本堤での締固め状態の比較

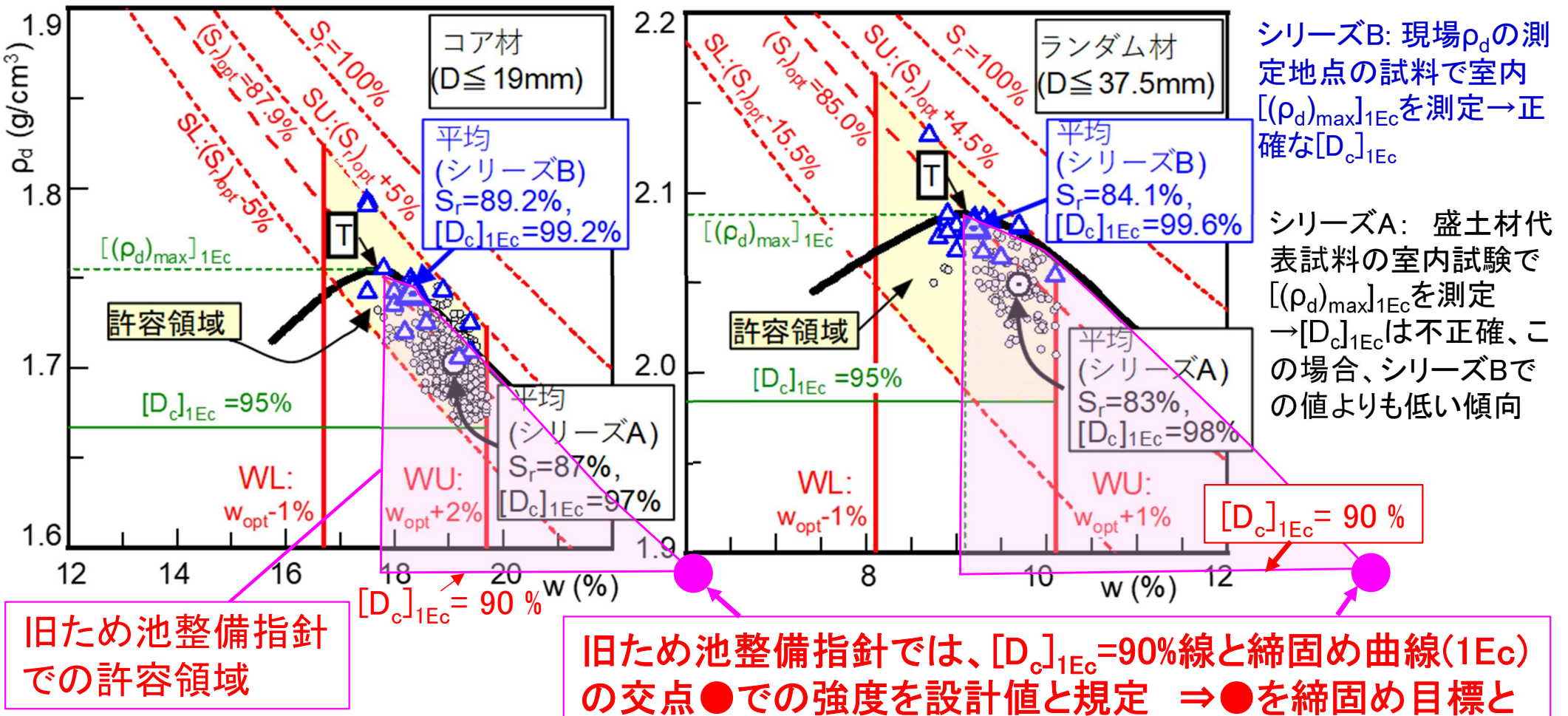


新本堤の$[D_c]_{1Ec}$は、
旧本堤よりも遥かに高い

注）締固め曲線はシリーズAでの
平均なので、現場乾燥密度を
若干過大評価している

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= 「試験施工（現場CEL_f≈1.5Ec）でのw_{opt}」 +α ≈ $(w_{opt})_{1Ec}$; $\rho_d = [(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$



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、シリーズBでの値よりも低い傾向

旧ため池整備指針での許容領域

旧ため池整備指針では、$[D_c]_{1Ec}$=90%線と締固め曲線(1Ec)の交点●での強度を設計値と規定 ⇒●を締固め目標と誤解すると、Tを実現する努力の意義が見失われる。

●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（$[D_c]_{1Ec}$≈100%、S_r≈ $(S_r)_{opt}$）を実現 ⇒ 目標締固め状態Tを、ほぼ達成

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

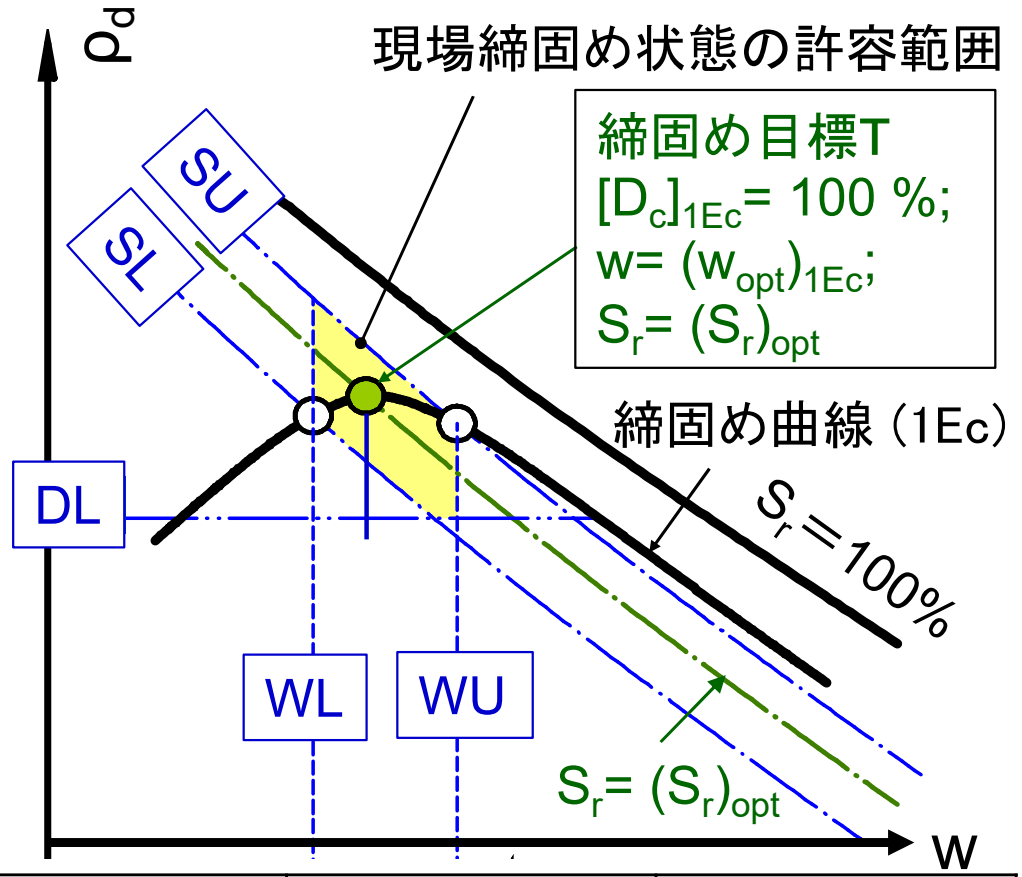
設計せん断強度を求める締固め状態

藤沼新堤:

■実質的耐震設計は、レベル2設計地震動に対する残留変位・変形解析:
①Newmark−D法による残留すべり解析と
②準静的非線形FEM解析による残留変位・変形解析

・締固めた盛土の設計せん断強度:
a)浸潤面より上: 排水せん断強度
浸潤面より下:非排水せん断強度(地震荷重による劣化を考慮)
b) 設計地震荷重が実際的な「レベル2設計地震動」であることから、実際的なせん断強度を設計強度と採用できるとして、右に示す締固め規定を満足する盛土施工が確実に実施されることを前提にした。
⇒ 締固め目標Tでのせん断強度を設計せん断強度として採用

藤沼新堤の締固め規定



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: w下限値	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%
WU: w上限値	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 2.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 1.0%
DL: ρ_d下限値	$[D_c]_{1Ec}$= 95%	$[D_c]_{1Ec}$= 95%
SL: S_r下限値	**$(S_r)_{opt}$ − 5%**	**$(S_r)_{opt}$ − 15%**
SU: S_r上限値	**$(S_r)_{opt}$ + 5%**	**$(S_r)_{opt}$ + 6%**

設計せん断強度を求める締固め状態

藤沼新堤の締固め規定に加筆

一般のため池堤体に対する提案:

■従来の設計法に準じた方法:

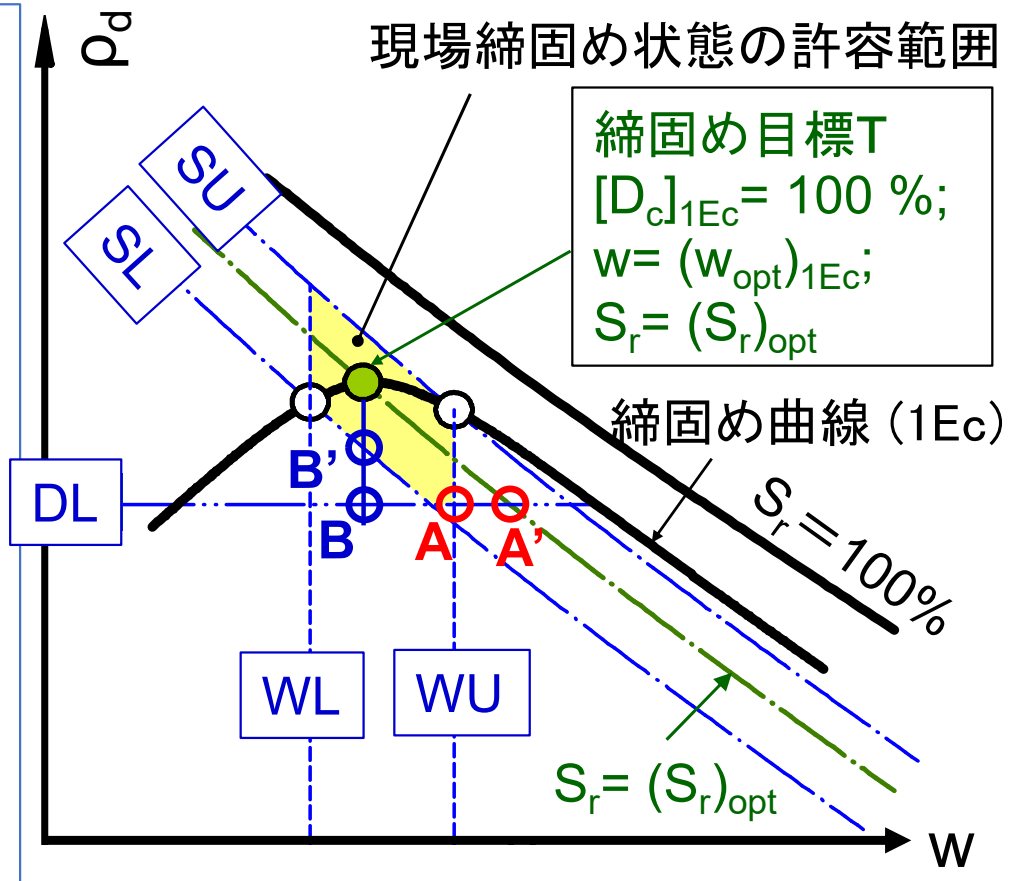
①レベル1設計地震荷重（水平震度）に対して円弧すべり安全率を求める

②設計せん断強度：飽和、不飽和に関わらず，排水せん断強度：平均$w \approx (w_{opt})_{1Ec}$となるように施工管理する場合は、点B($[D_c]_{1Ec}$= 95%)での排水強度。設計段階で上記の確認が難しい場合は、安全側として、点Aもしくは A’ での強度

■レベル2設計地震動に対して ①Newmark−D法＋②準静的非線形FEMによる残留変形・変位解析を行う場合：

・浸潤面より上：排水せん断強度
浸潤面より下：非排水せん断強度（地震荷重による劣化を考慮）

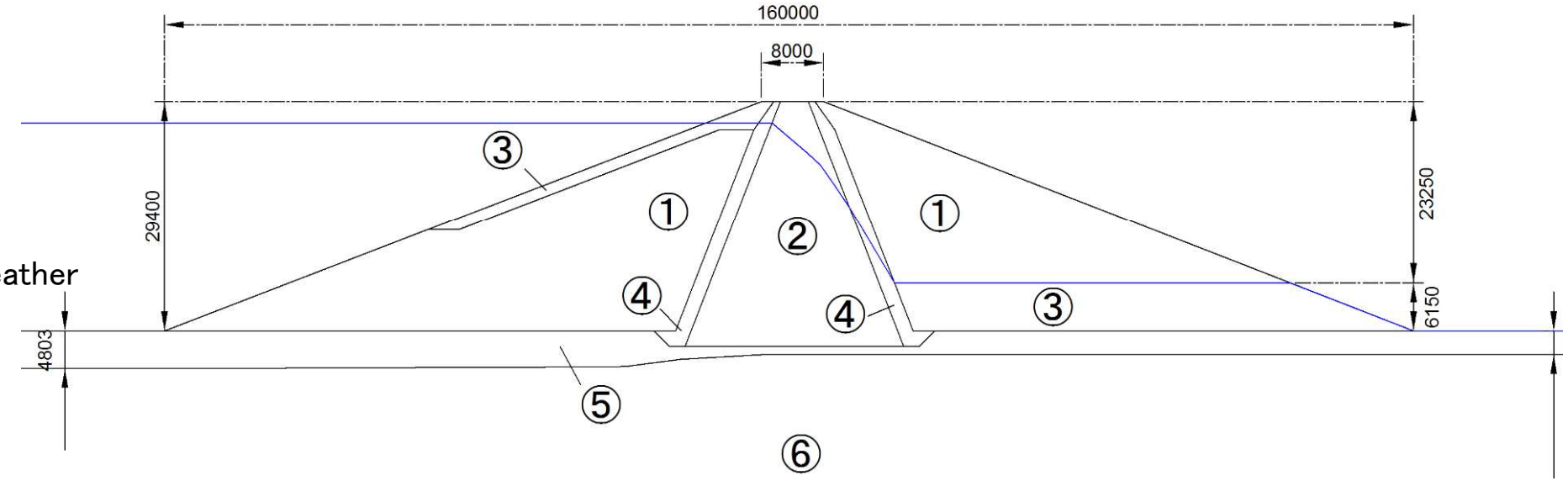
・設計せん断強度：締固め目標Tと許容範囲を設定して入念に締固め管理する場合は、目標Tでの強度を採用できるとする。ただし、設計段階であり上記の管理の確認が難しい場合は、安全側として、点Bもしくは点B’での強度の採用を検討することを提案する。

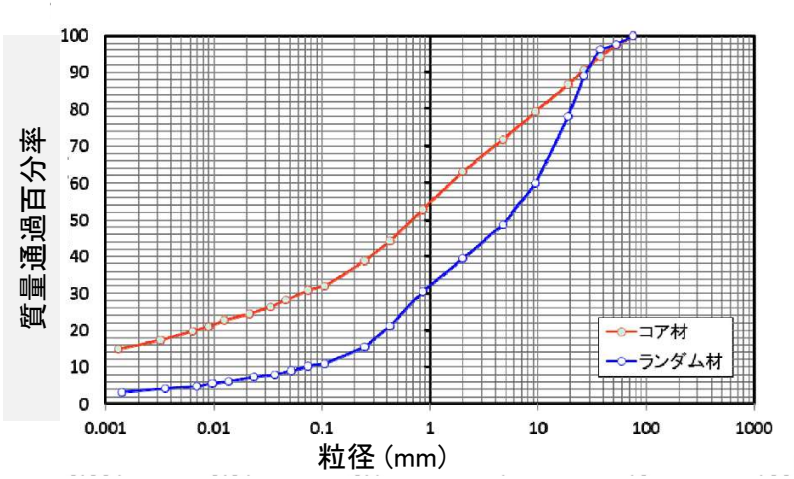


盛土材 / 管理境界	コア材 (Lift= 25 cm; N= 8)	ランダム材 (Lift= 25 cm; N= 8)
WL: w下限値	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%
WU: w上限値	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 2.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 1.0%
DL: ρ_d下限値	$[D_c]_{1Ec}$= 95%	$[D_c]_{1Ec}$= 95%
SL: S_r下限値	**$(S_r)_{opt}$ − 5%**	**$(S_r)_{opt}$ − 15%**
SU: S_r上限値	**$(S_r)_{opt}$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

強化復旧した藤沼新本堤の施工実績に基づく確認安定解析

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





完成ダムで実測した現場締固め状態（下記）を再現した供試体を用いた室内せん断試験の結果に基づく確認解析

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%

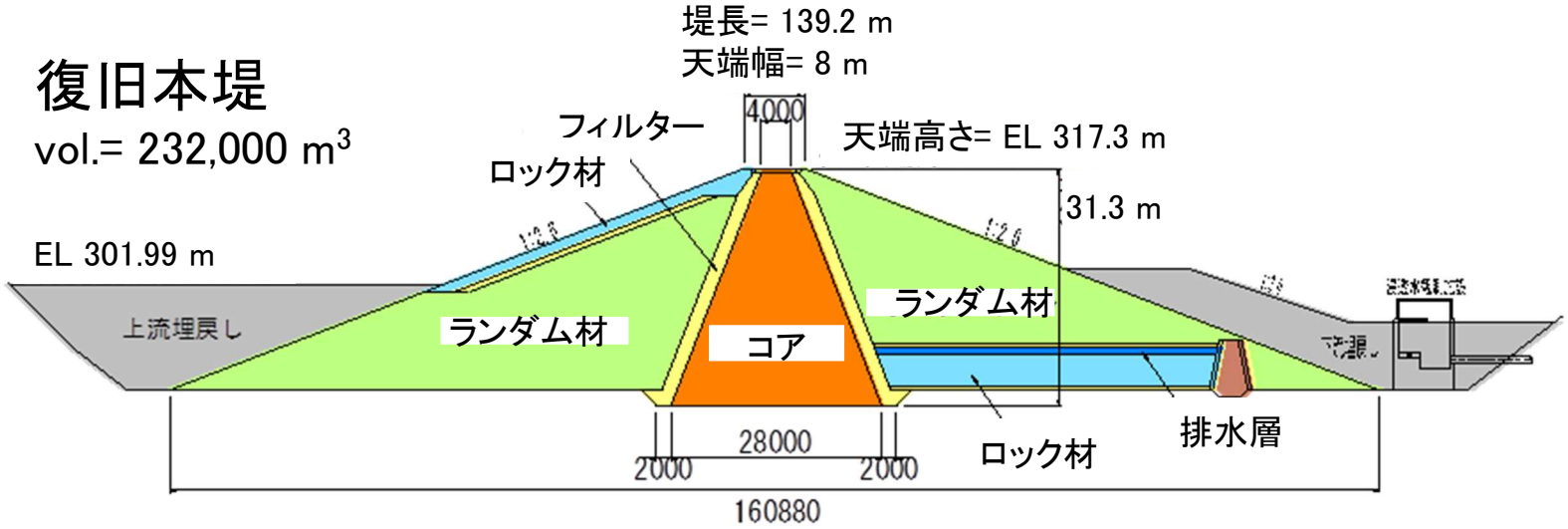
これら*は、設計時に想定した目標締固め状態（$[D_c]_{1Ec}$= 100%, S_r= $(S_r)_{opt}$）とほぼ同じ。従って、以下に示す確認解析の結果は、設計段階で行った目標締固め状態に対する解析の結果とほぼ同じ

*: これらの締固め度は、“現場ρ_d”の“現場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$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$”に対する比であり、多数のデータの平均値（前述の締固め管理シリーズBの結果）。

すなわち、この締固め度は、ρ_dと$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$を同一の盛土材試料で測定した正確な値。

復旧本堤

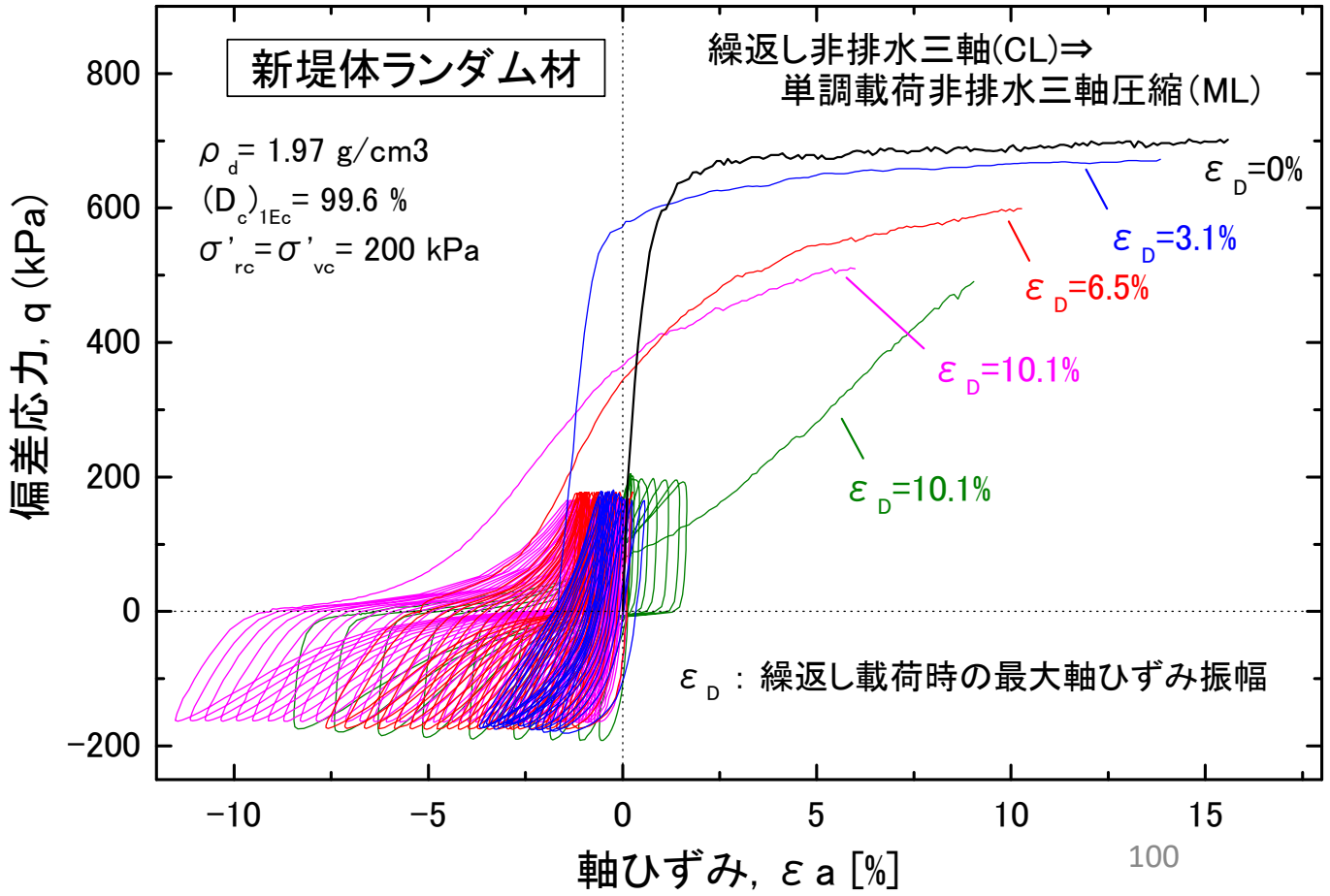
vol.= 232,000 m^3



非排水三軸試験の例

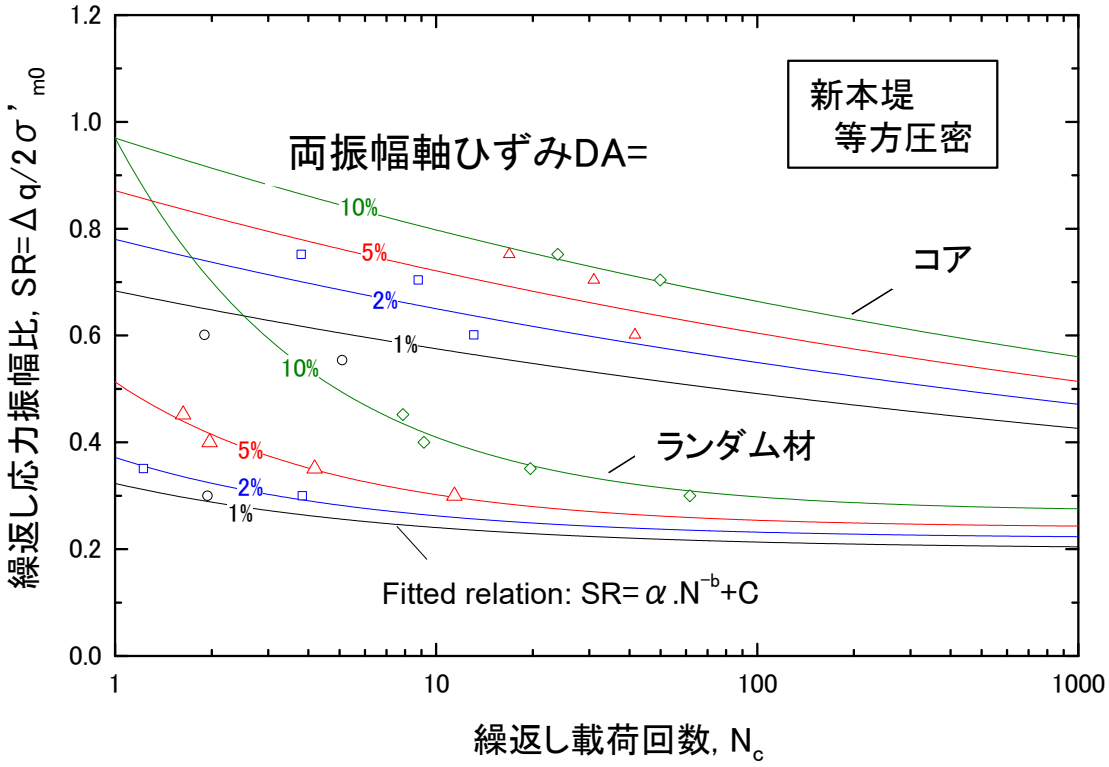
（供試体は、ダム完成時の締固め状態で作成）：

- 締固め良いため、損傷ひずみによる強度低下が小さい



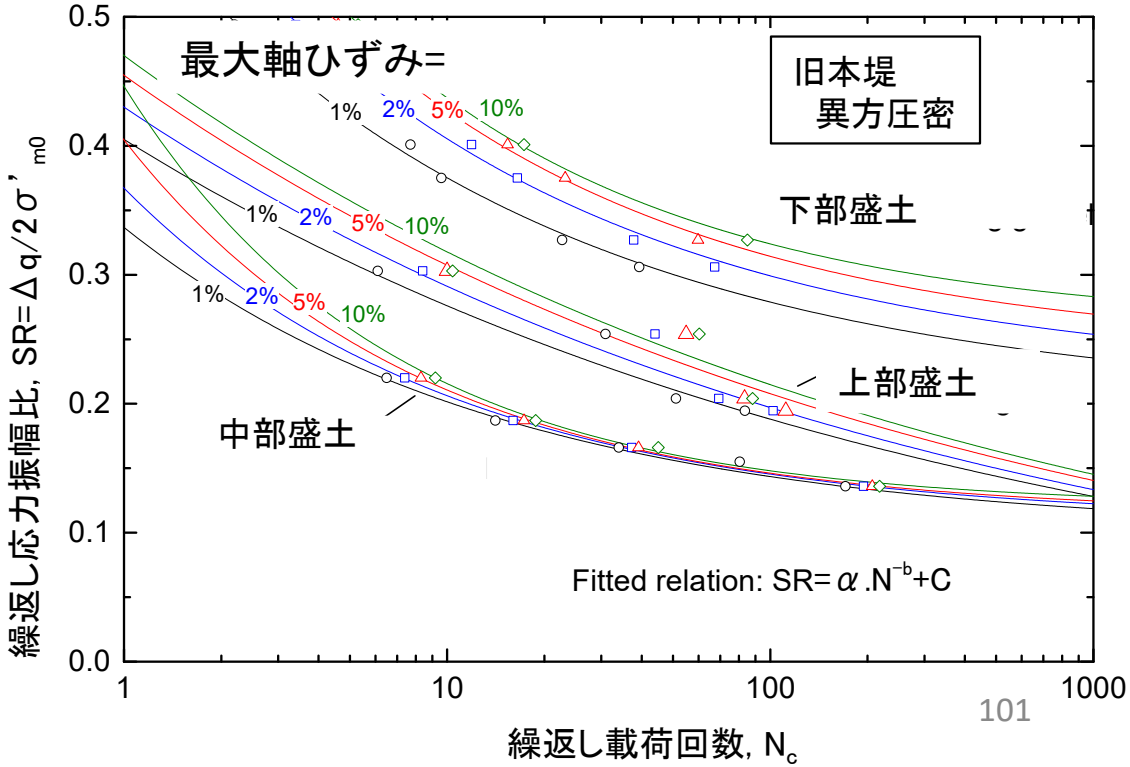
新本堤(完成時締固め状態):
非排水繰返し載荷強度
・かなり大きい

⇒ 同一の地震荷重で生じる
損傷ひずみは小さい

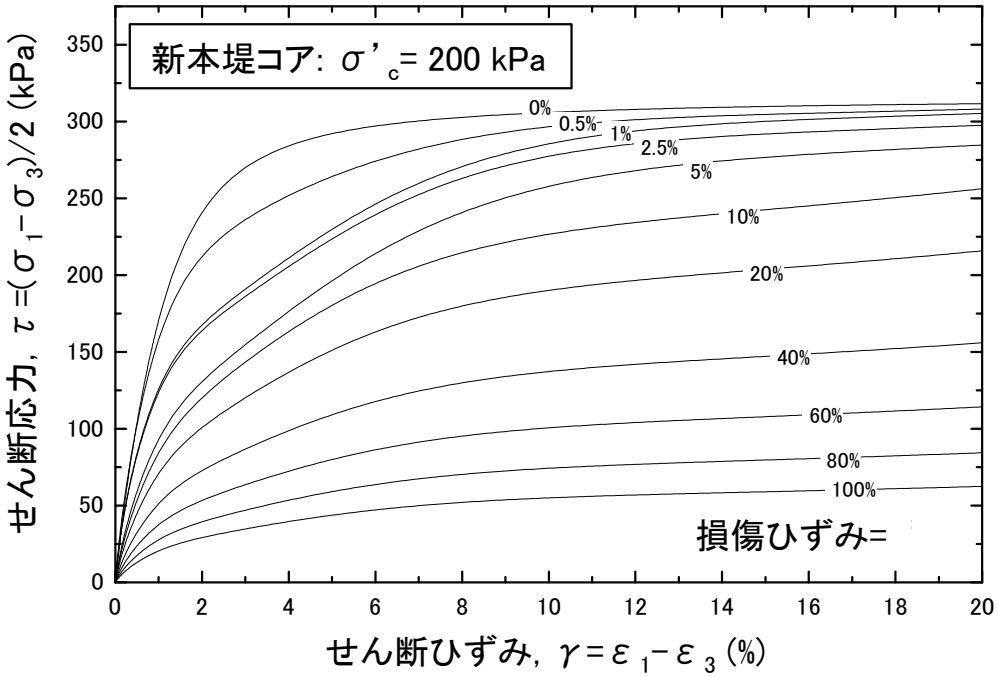


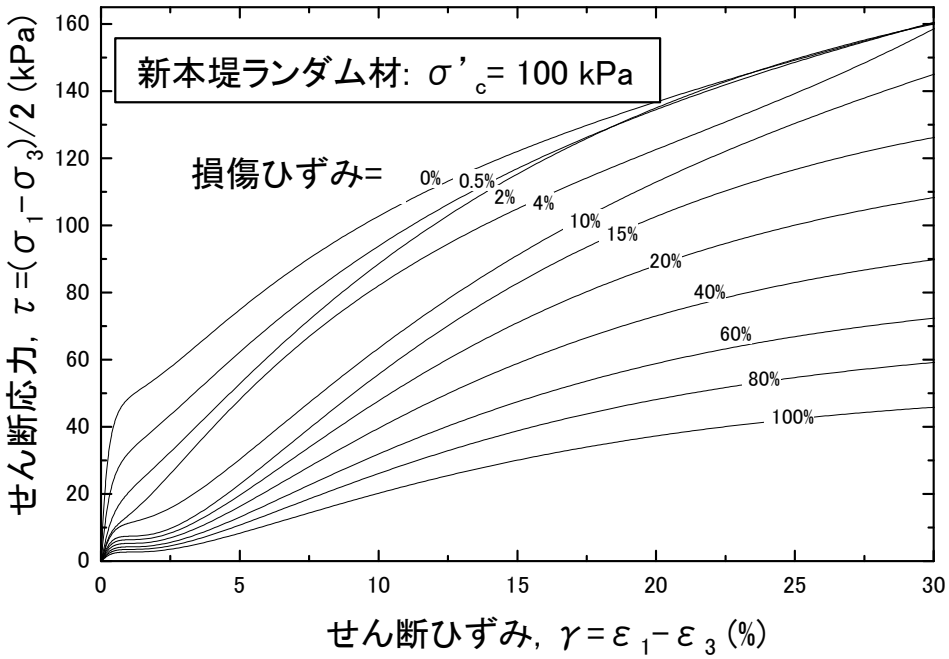
旧本堤:
非排水繰り返し載荷強度
・かなり低い

⇒ 同一の地震荷重で生じる
損傷ひずみは大きい

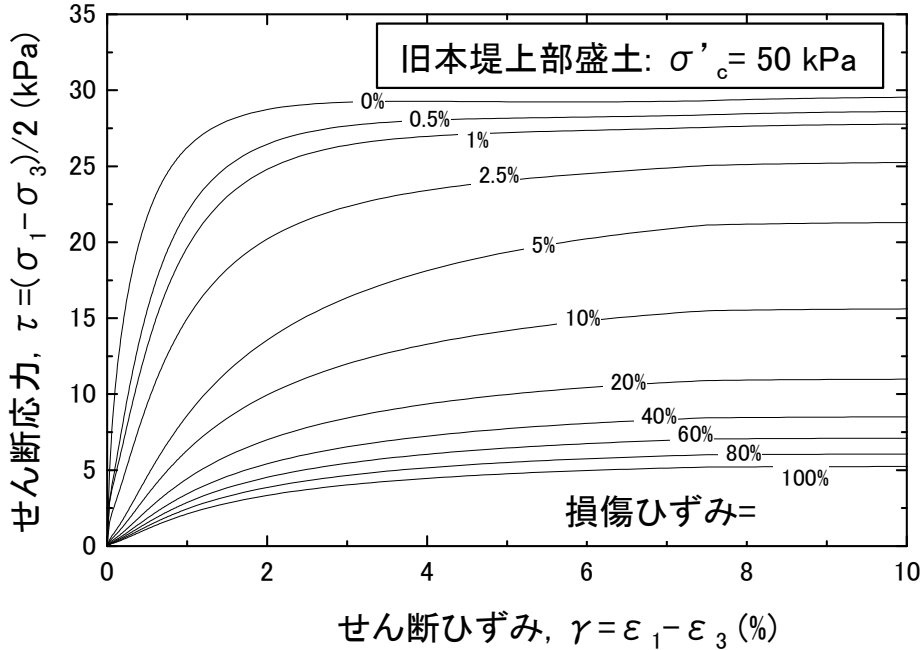


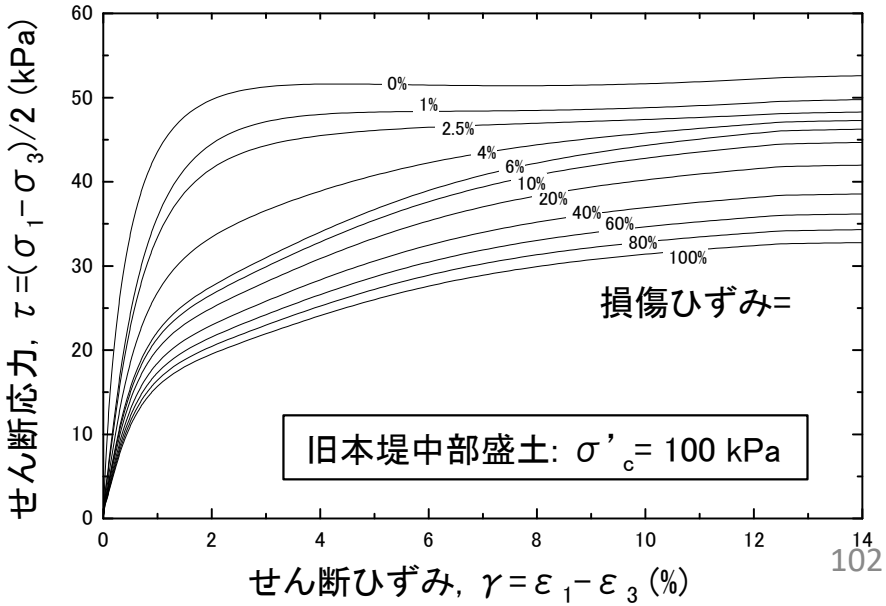
新本堤： 非排水強度（初期強度、非排水載荷後強度）の例 ⇒ かなり大きい





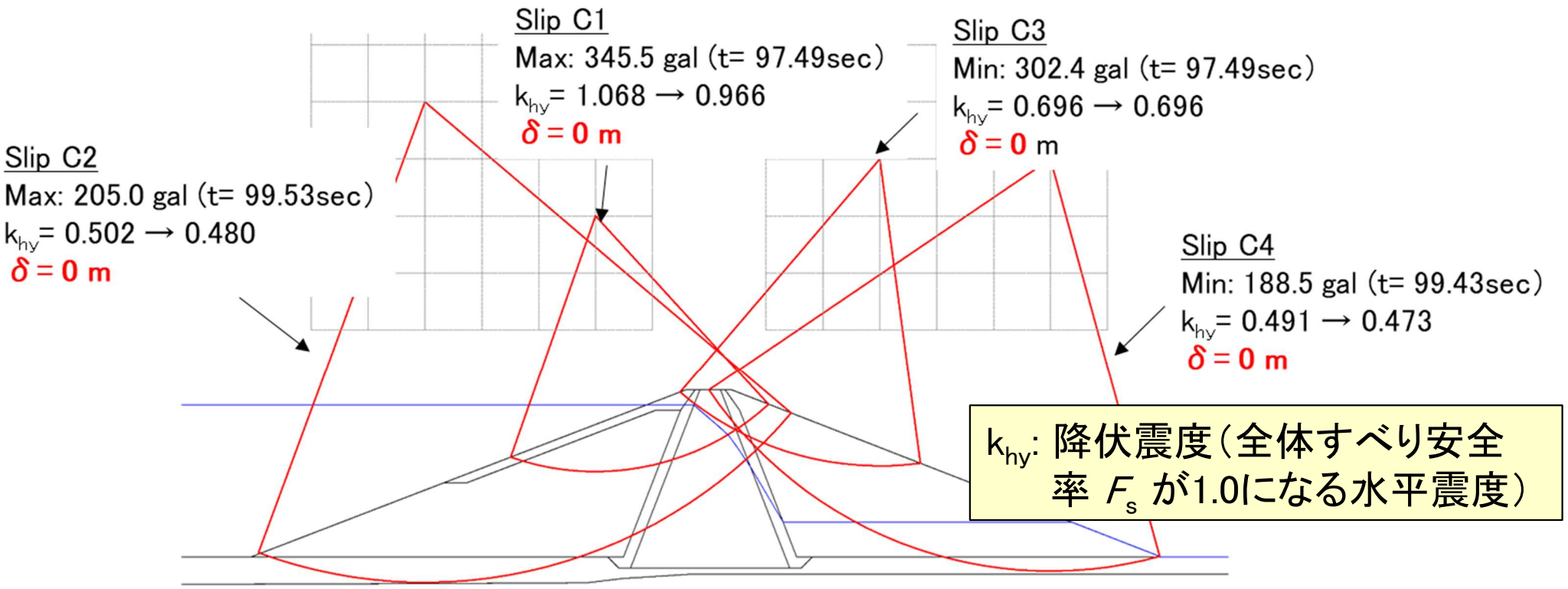
旧本堤：非排水強度（初期強度、非排水繰返し載荷後強度）の例 ⇒ かなり低い
（注：τ／σ'cの値で比較してもかなり低い）





強化復旧した藤沼新本堤の施工実績に基づく確認安定解析

Newmark-D法による剛体すべり解析



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）

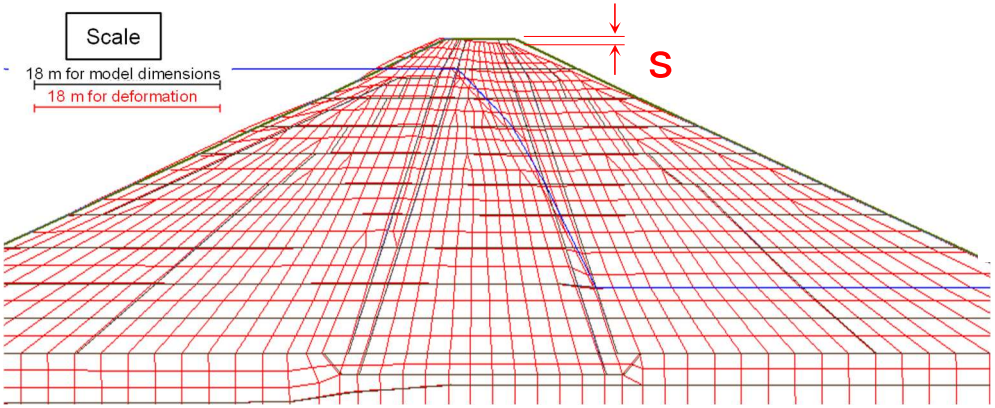
Slip C2: k_{hy}（初期値は0.502と高く、低下後の最終値も0.480と高い）

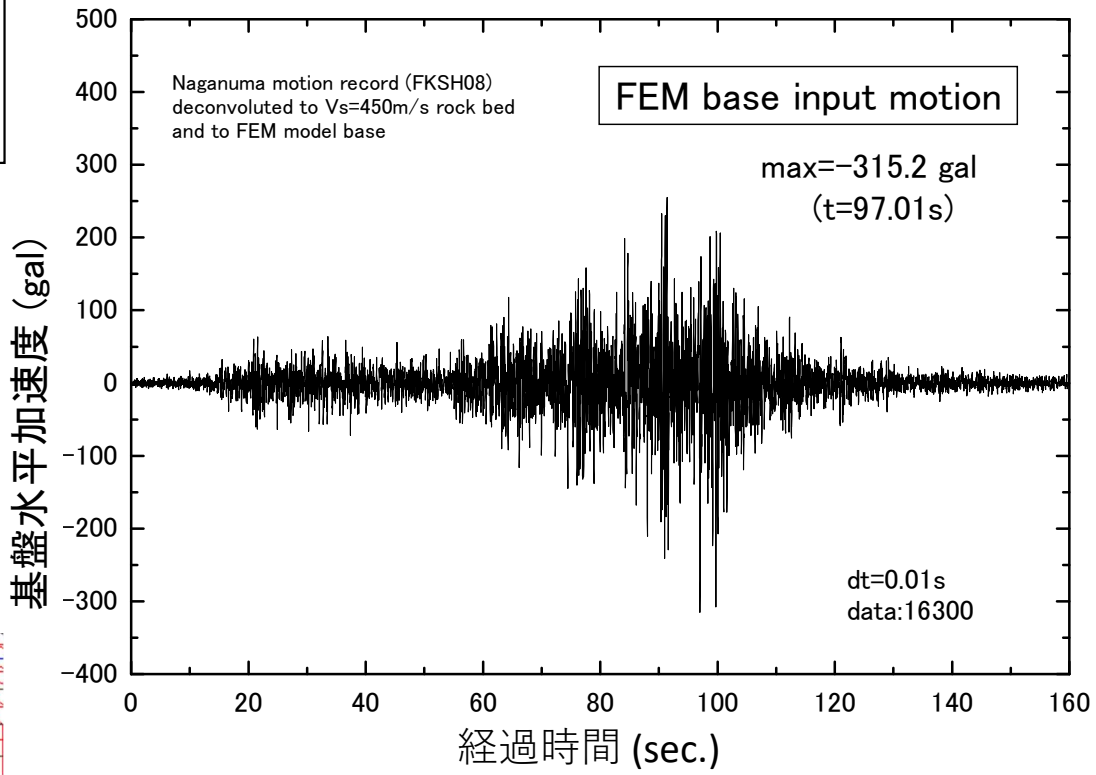
→ 臨界すべり面C1～C4のいずれでも、すべりは生じない

この確認解析の結果は、設計段階で行った設定した目標締固め状態に対するNewmark-D法による剛体すべり解析の結果と殆ど同じ

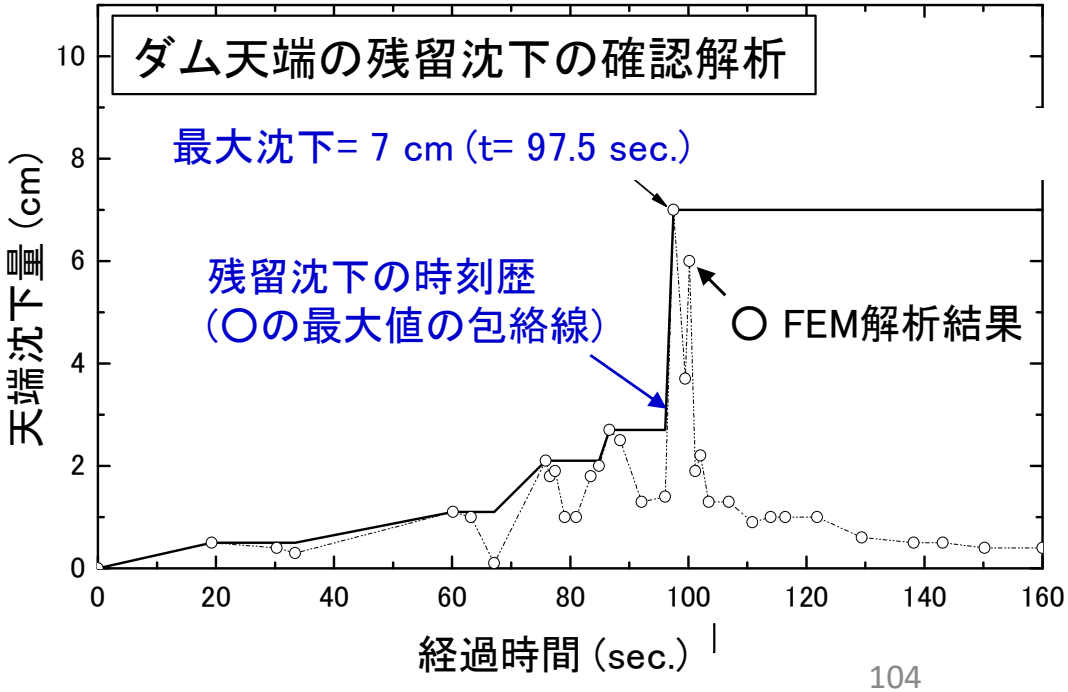
準静的非線形FEMによる連続体としての残留変形の確認解析

堤頂の残留沈下 s= 7 cm;
s/H= 0.2%, 非常に小さい



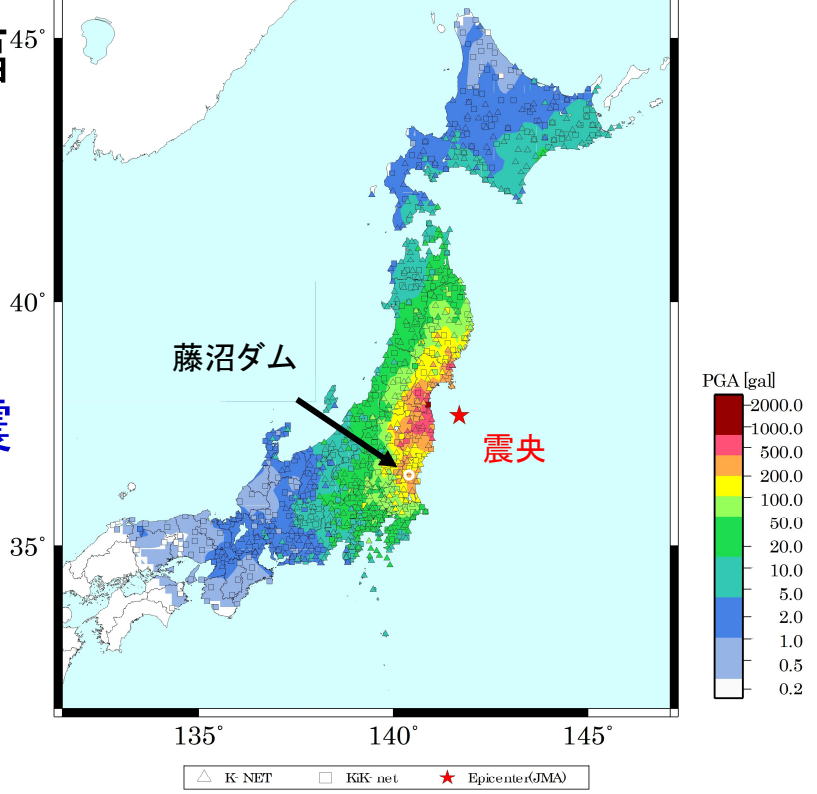


施工後の状態に対する「Newmark-D法による剛体すべり変位」と「準静的非線形FEMによる残留変形」の確認解析によって、
①設計時の解析の妥当性を確認し、
②新堤体はレベル2設計地震動に対して十分に安定、と判断
⇒湛水試験（変形は非常に小さく、全く問題なし）
⇒設計・施工の全過程を終了



藤沼ダムでの最大級の余震（2021年2月13日福島県沖地震）での本堤の挙動の解析によるNewmark-D法 & 非線型FEMの検定

□レベル2ではないが、比較的大きな地震荷重
□実挙動では、残留変形なし
□実挙動を解析で再現 ⇒解析法のLevel2設計地震動に対する妥当性を、部分的ではあるが実証

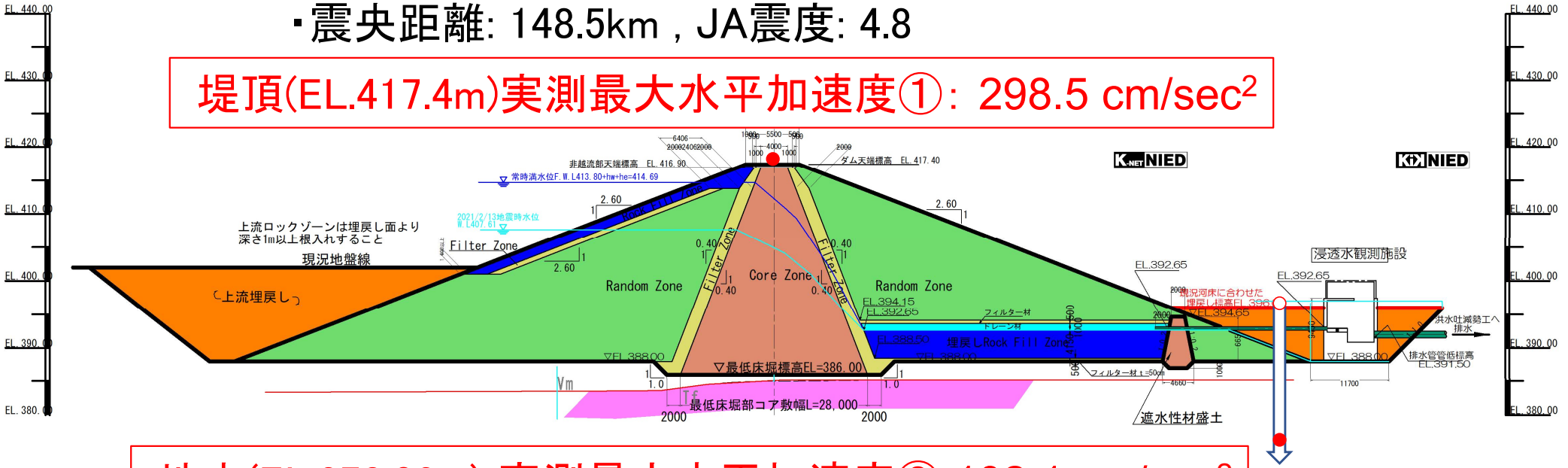


2021/02/13- 23:08 37.728N 141.698E 55km M7.3

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)実測最大水平加速度①: 298.5 cm/sec^2



地中(EL.378.02m) 実測最大水平加速度② 102.1 cm/sec^2

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モデルの底面に引き戻し、入力地震動とした
⇒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

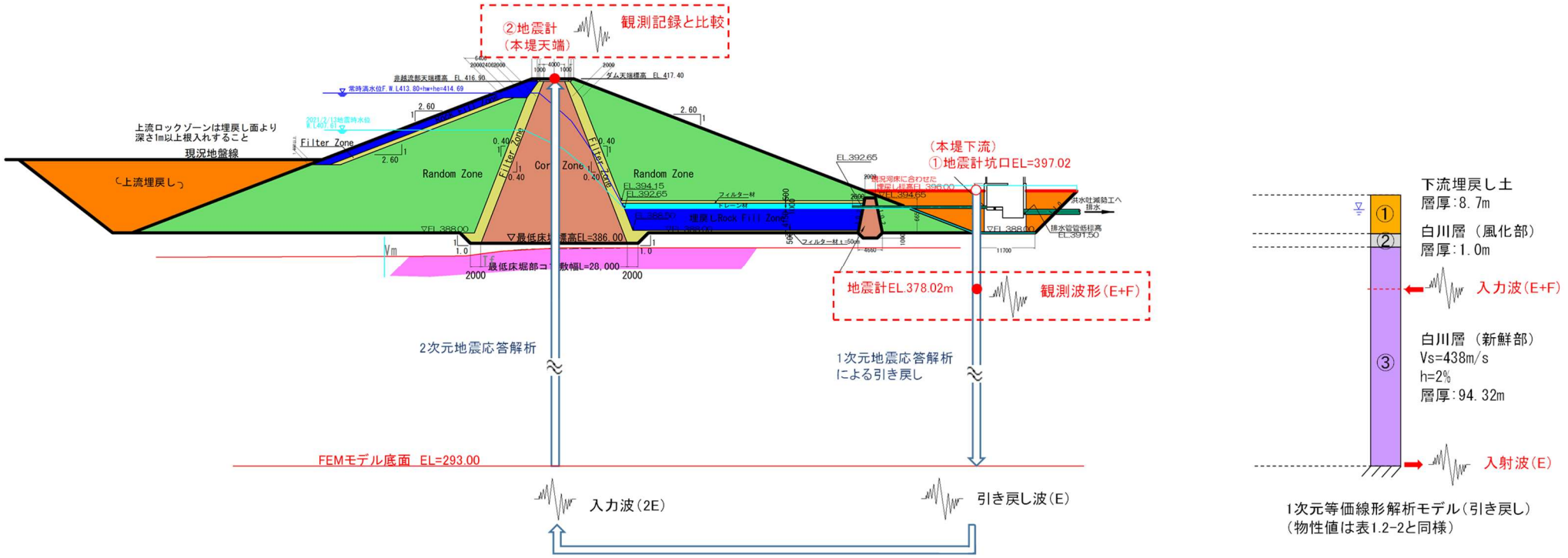


図1.2-2 入力地震動の設定方法

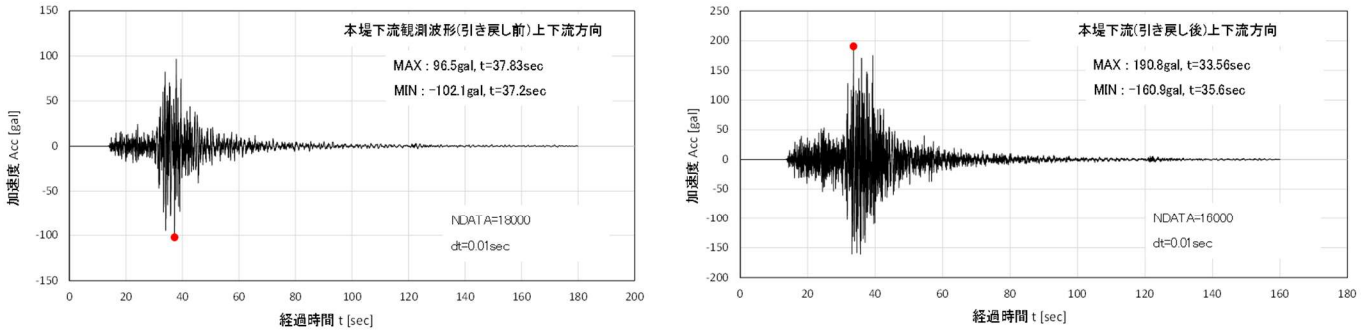


図1.2-3 引き戻し前後の入力地震波形

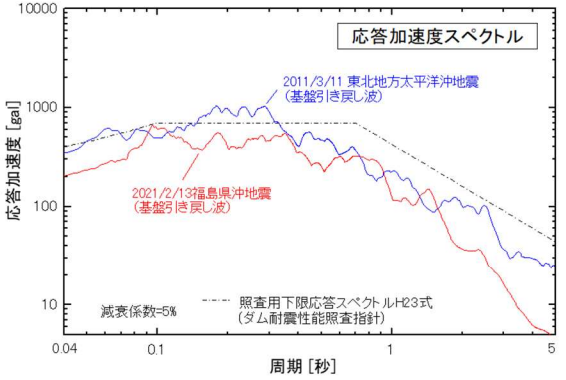
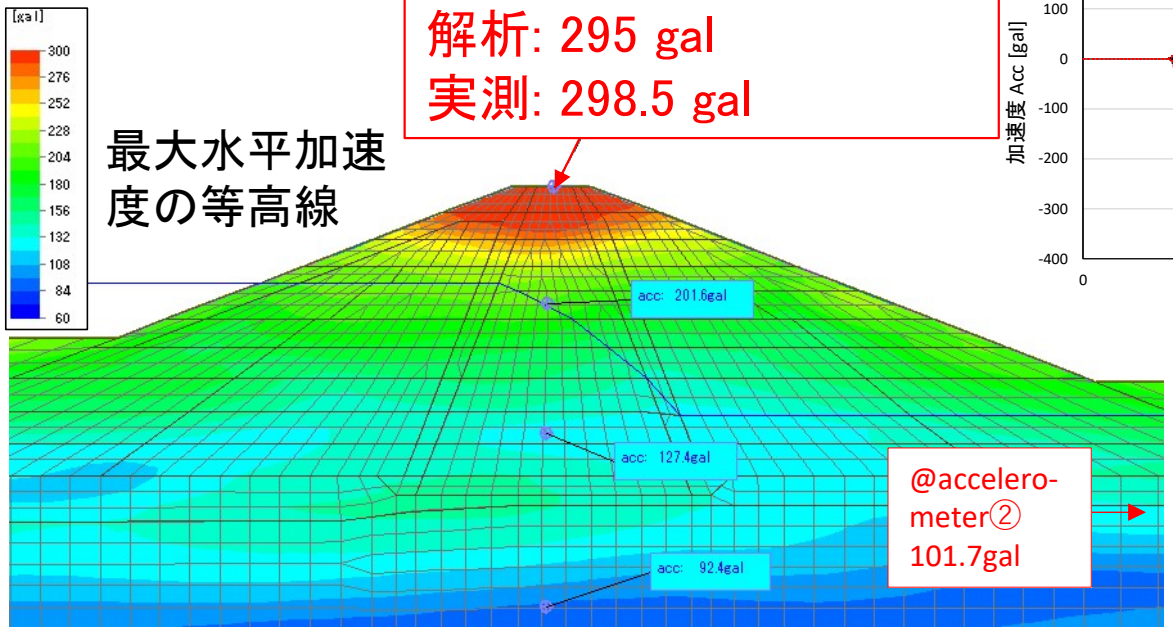


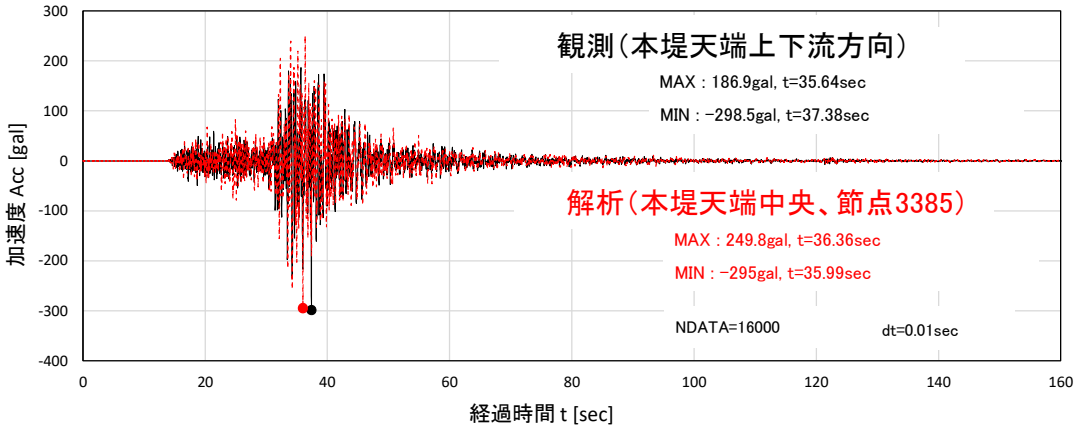
図1.2-4 加速度応答スペクトル比較

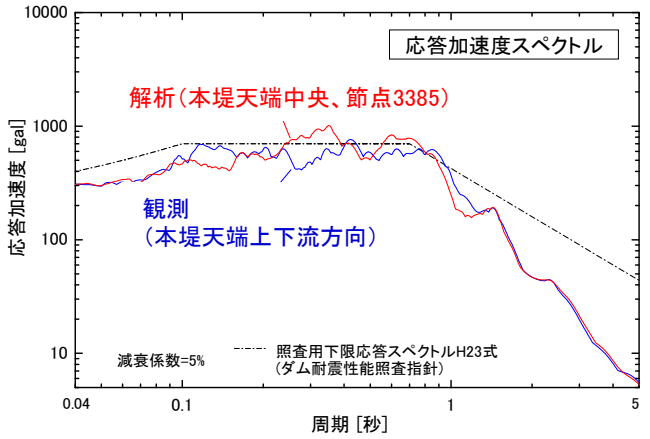
二次元FEM解析の結果： 実測と良く一致

天端最大水平加速度：
解析: 295 gal
実測: 298.5 gal

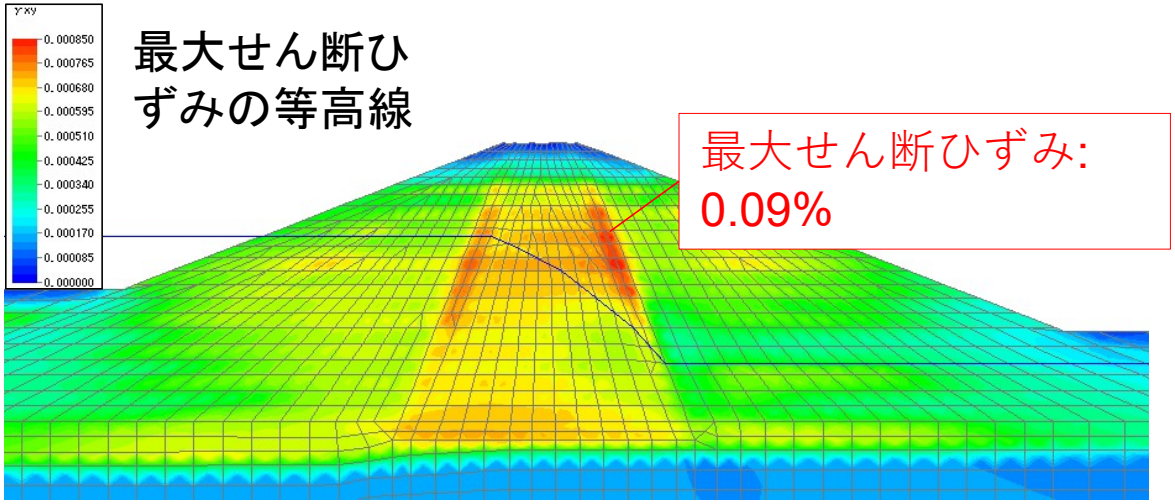
最大水平加速度の等高線



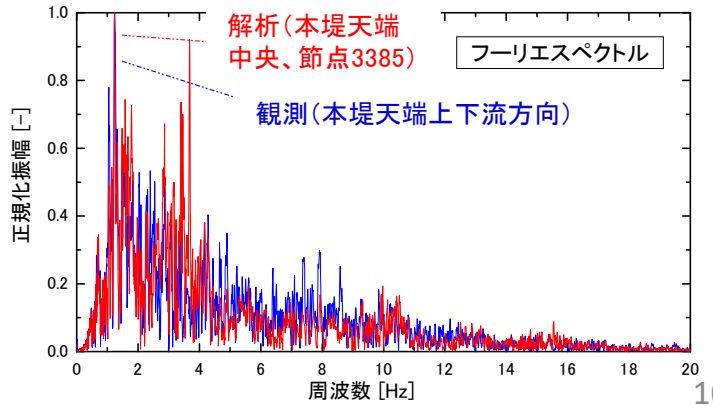




最大せん断ひずみの等高線

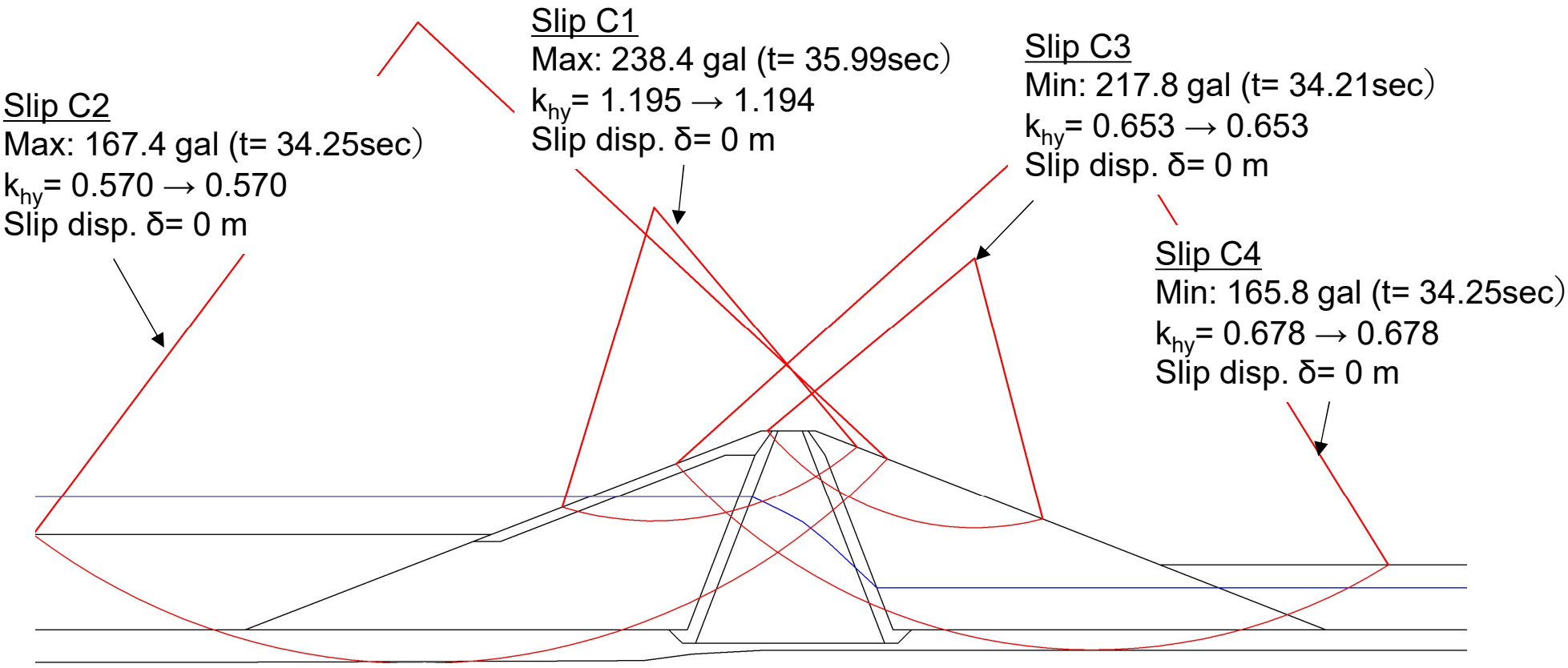


最大せん断ひずみ:
0.09%



藤沼ダムでの最大級の余震（2021年2月13日福島県沖地震）での本堤の挙動解析による解析法の検証　①Newmark-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



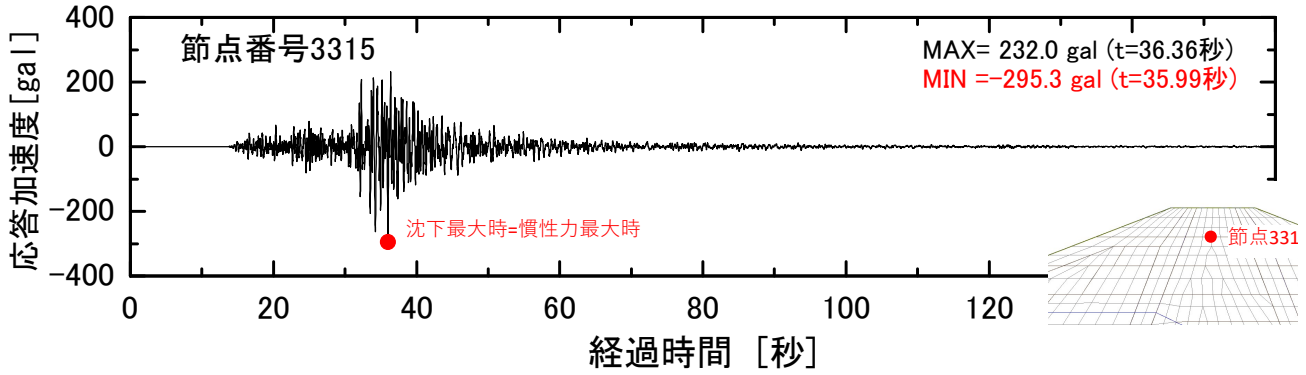
k_{hy}: 全体すべりに対する安全率F_s= 1.0になる水平震度 k_h
（盛土のせん断強度の指標）

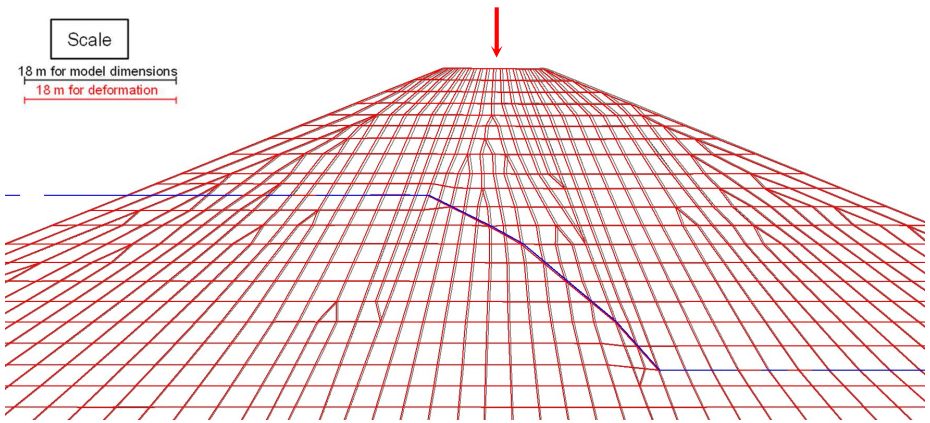
→　すべりC1～ C4で、k_{hy}の初期値は非常に高い、
地震荷重によるk_{hy}の低下は殆ど無い ⇒ すべりは全く生じない

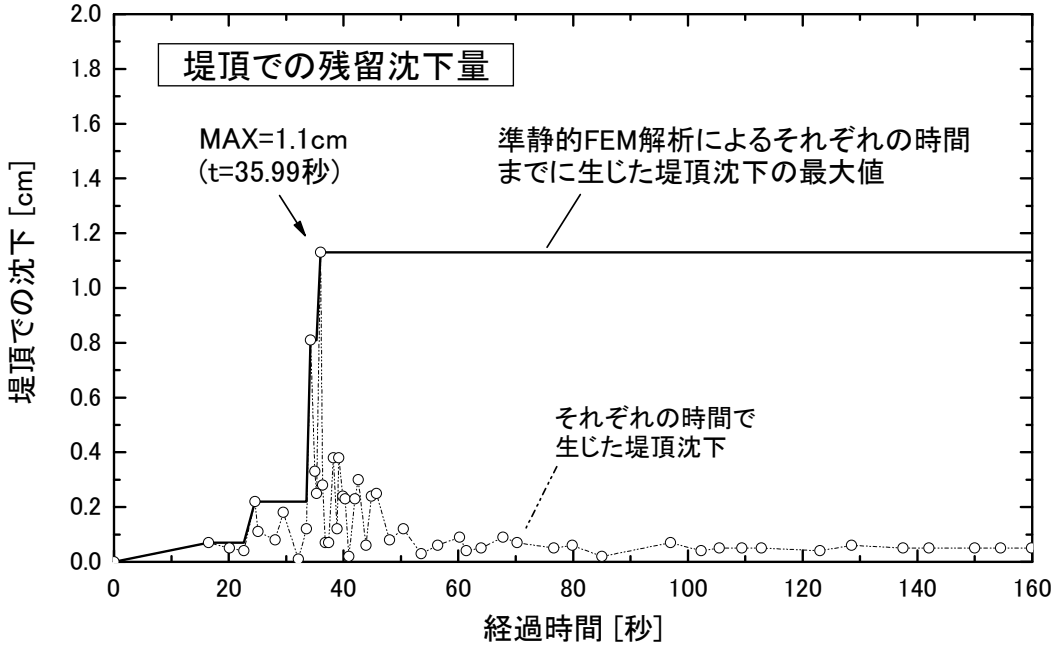
藤沼ダムでの最大級の余震（2021年2月13日福島県沖地震）での本堤の挙動解析による解析法の検証

②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: 実質ゼロ
- 解析: 1 cm程度
  ⇒実測に対応している





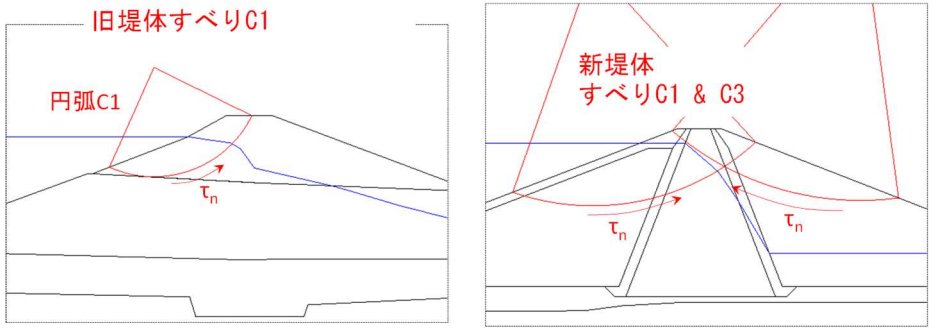


盛土構造物における設計と施工の連携の重要性 1/2

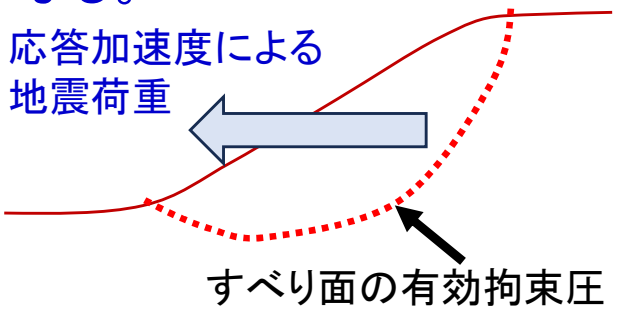
1. 要求性能を実現するための設計と施工の連携の重要性(概論)
2. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊からの教訓
3. 盛土の耐震設計におけるせん断強度、締固め度、地震荷重の関係
   3-1 排水せん断強度と締固め度の関係
   3-2 飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
   3-3 設計地震荷重と盛土の設計せん断強度の関係
   3-4 地震時に発揮される飽和土の非排水せん断強度
4. 藤沼ダム崩壊の強化復旧における設計と施工の連携
   4-1 盛土の地震時残留変形
      ・Newmark-D法による剛体すべり解析
      ・準静的(pseudo-static)非線形FEMによる残留変形解析
      ・旧本堤の崩壊解析(まとめ)
   4-2 強化復旧における性能設計と盛土締固めの性能施工
   4-3 Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

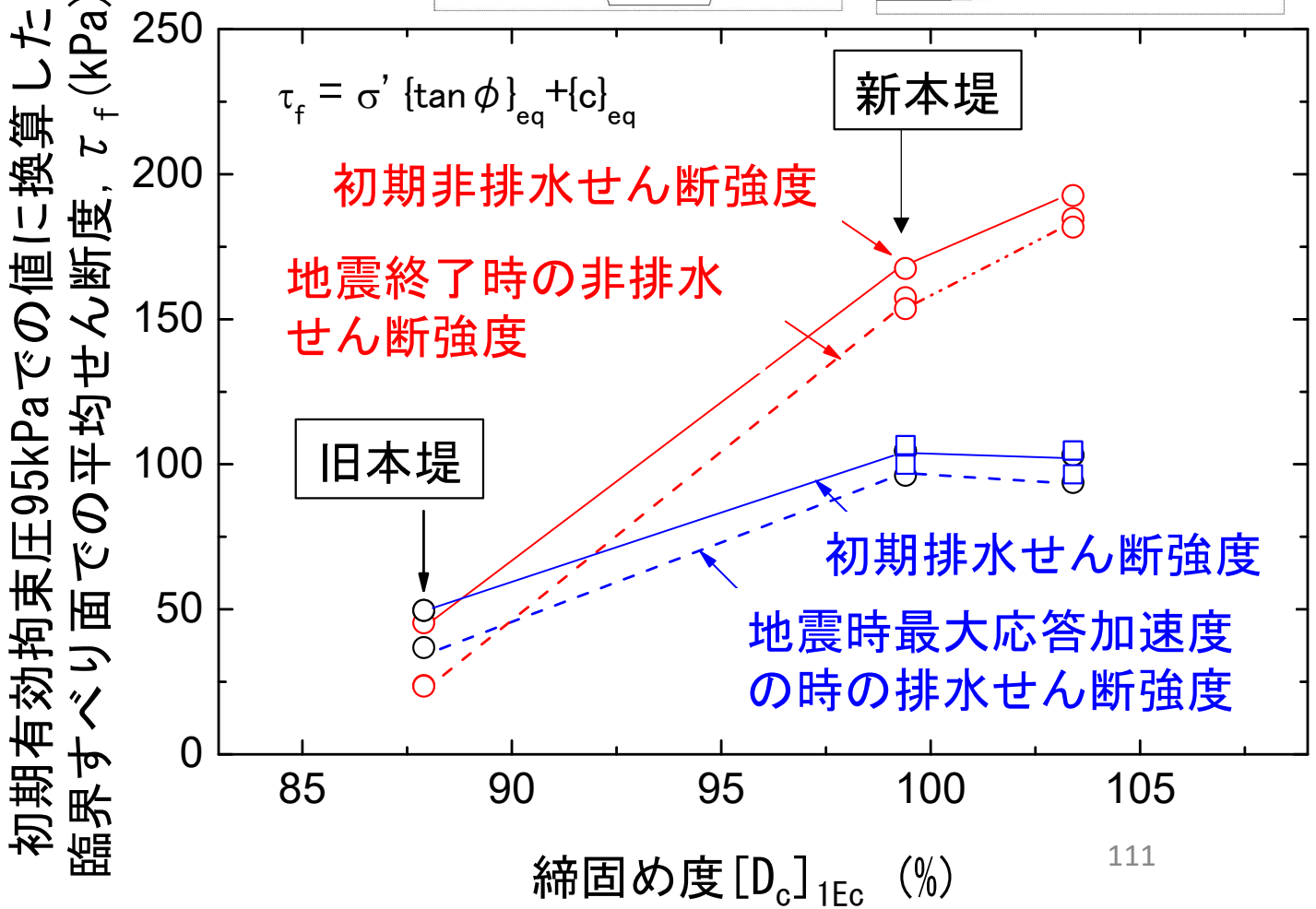
Newmark-D法による「藤沼ダムの盛土上部での臨界すべり面での平均せん断強度」と締固め度$[D_c]_{1Ec}$の関係

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

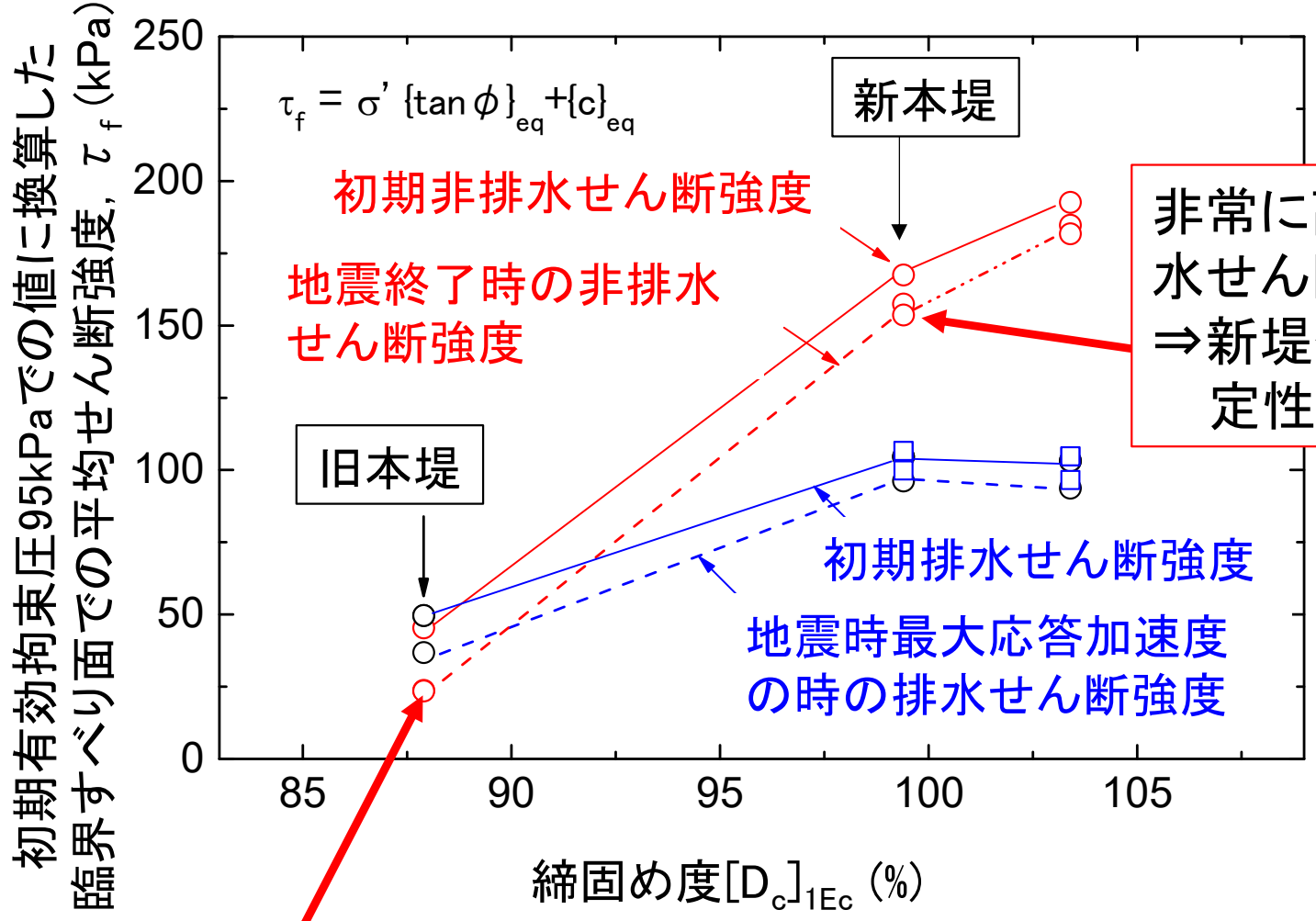


注）地震時に，
- 非排水せん断強度は、非排水繰返し載荷によって経時的に低下する。
- 排水せん断強度は、斜面にすべりが生じる方向に最大の応答加速度が発揮されて有効拘束圧が最も低下した時に最小値となる。





藤沼ダムのNewmark-D法による解析では、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、飽和状態の盛土の耐震性確保のために極めて有効



非常に高い残留非排水せん断強度
⇒新堤体の地震時安定性は非常に高い

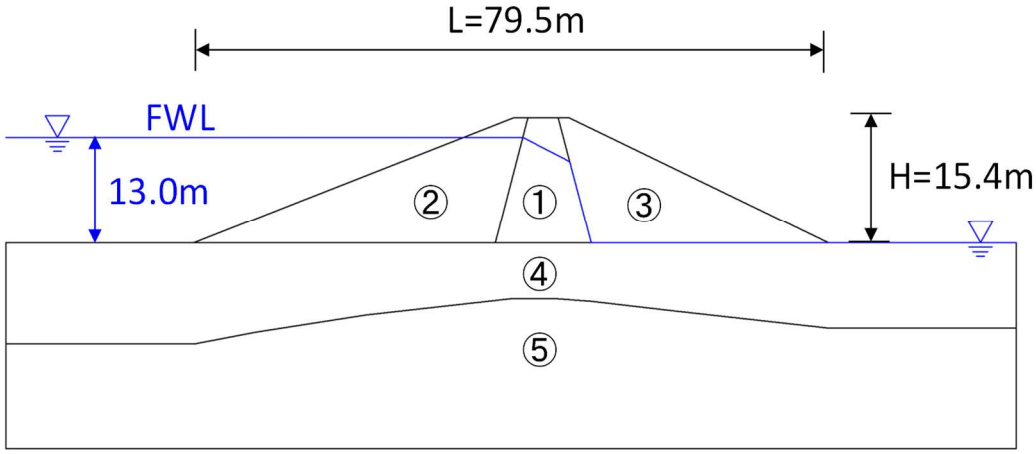
非常に低い残留非排水せん断強度
⇒旧堤体の流動的崩壊

Newmark法の留意点：地震時非排水せん断強度の設定法が異なると「すべり変位～締固め度関係」が大幅に変化 – 試算例

[飽和領域の盛土のせん断強度]

- **Newmark-D法：** 地震時に損傷ひずみによって低下する非排水せん断強度
- **Newmark-O法：** 地震時に一定値を維持する排水せん断強度
- **Newmark-Δu法：** 地震時に非排水せん断強度は過剰間隙水圧Δuの増加に伴って低下する、と設定。原理は正しいが、通常Δuを正しく算定しておらず、締固めるほど非排水せん断強度を著しく過小評価

DUTTINE, Antoine・龍岡文夫・矢崎澄雄・毛利栄征(2015):ニューマーク法による地震時残留すべり解析に適用する非排水繰返しによる 強度低下モデルについて、地盤工学会（札幌）



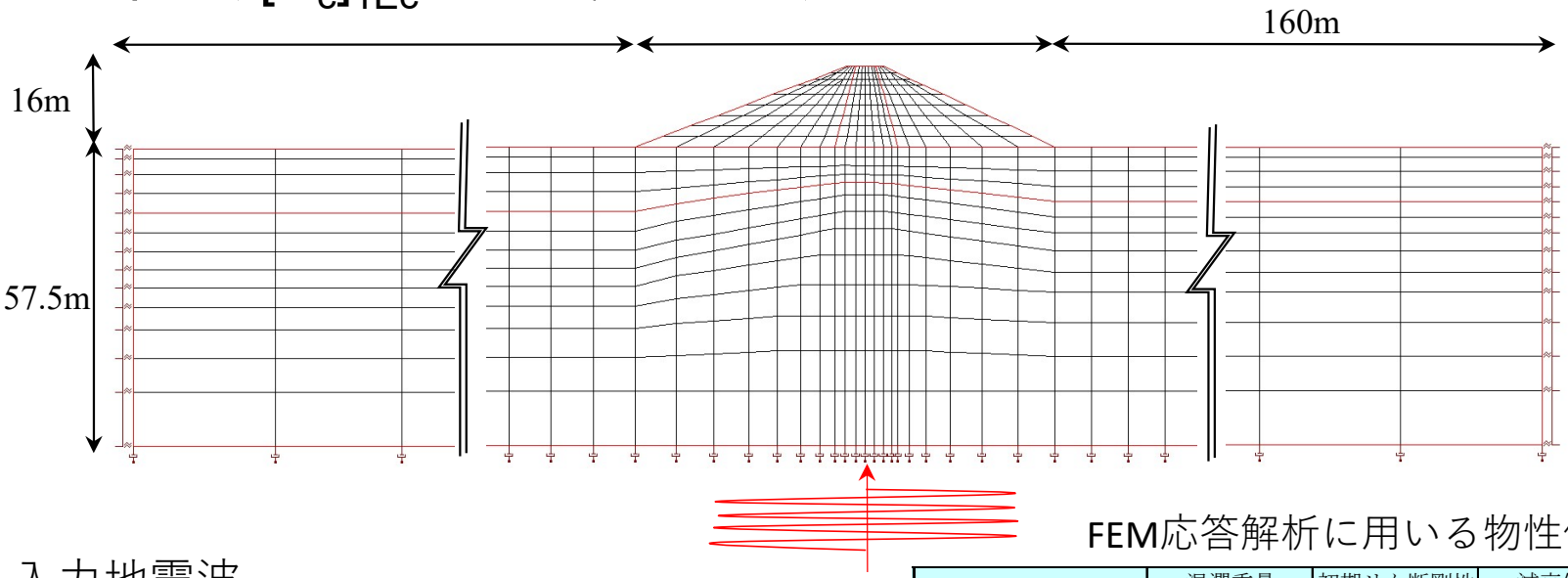
ため池堤体のモデルで試算

異なる締固め度 $[D_c]_{1Ec}$= 85%; 90% ; 95%（標準プロクターによる）を想定

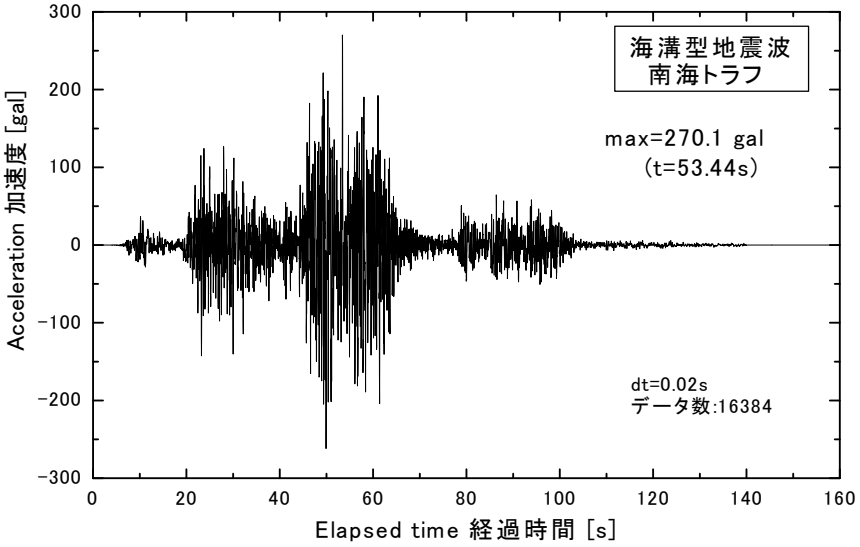
各強度試験に基づいて設定した解析に用いる土質特性

地層		単位体積重量 (kN/m³)		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

$[D_c]_{1Ec}$ = 95 %での動的応答解析（等価線形化法）の結果
（この結果は、$[D_c]_{1Ec}$ = 85%, 90%に、また三つのNewmark法に共通して適用）

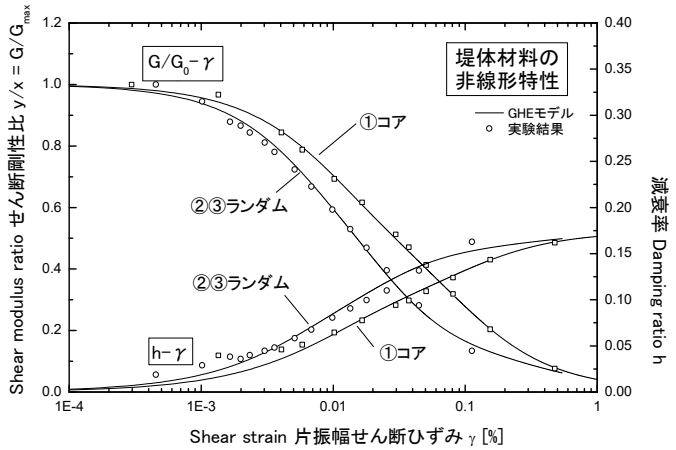


入力地震波

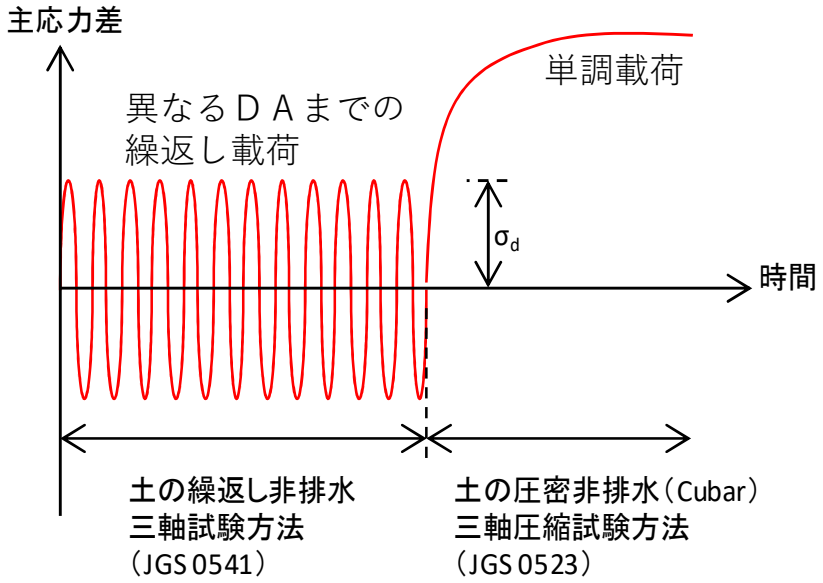


FEM応答解析に用いる物性値 Dc=95%

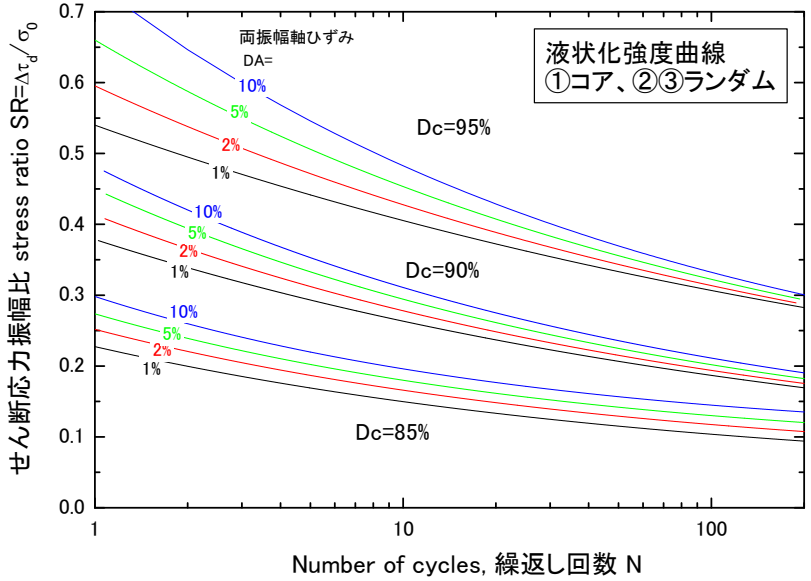
地層名	湿潤重量 γ_t [kN/m^3]	初期せん断剛性 G0 [MPa]	減衰係数 h [%]	ポアソン比 ν
コア（飽和）	19.1	150.0	非線形特性参照	0.3
ランダム1（飽和）	19.1	300.0	非線形特性参照	0.3
ランダム2（不飽和）	17.0	300.0	非線形特性参照	0.3
基盤N20（飽和）	17.4	150.0	3.0	0.45
基盤N50（飽和）	17.4	370.0	3.0	0.45



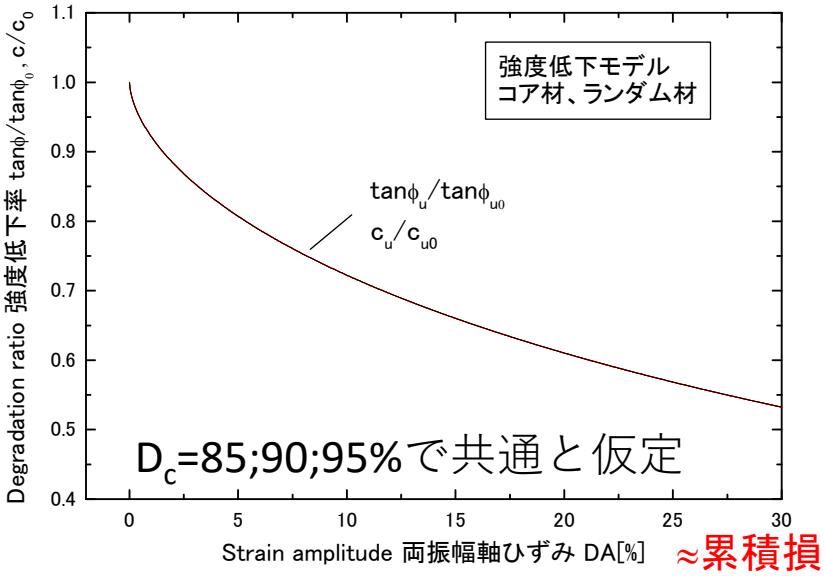
非排水繰返し載荷試験の結果から解析で用いる地震時非排水せん断強度を求める方法



①非排水繰返し強度曲線



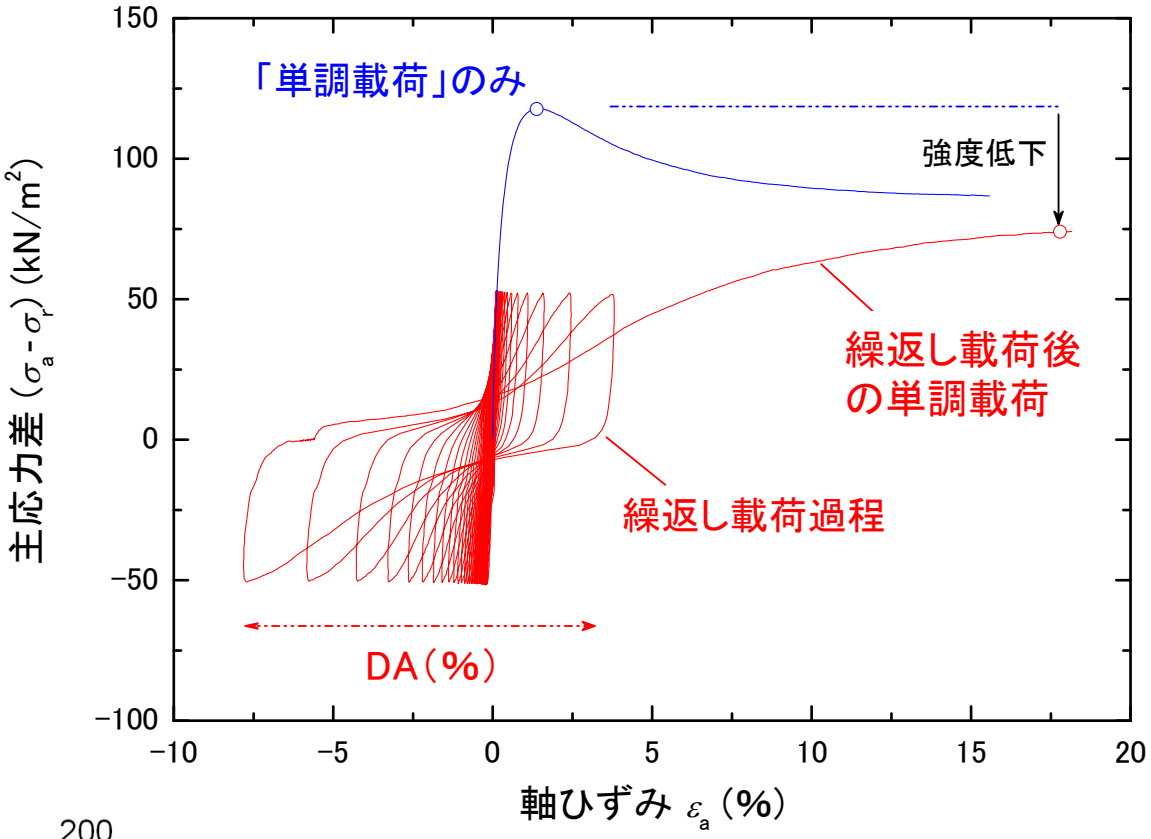
②Newmark-D法に用いる強度低下率

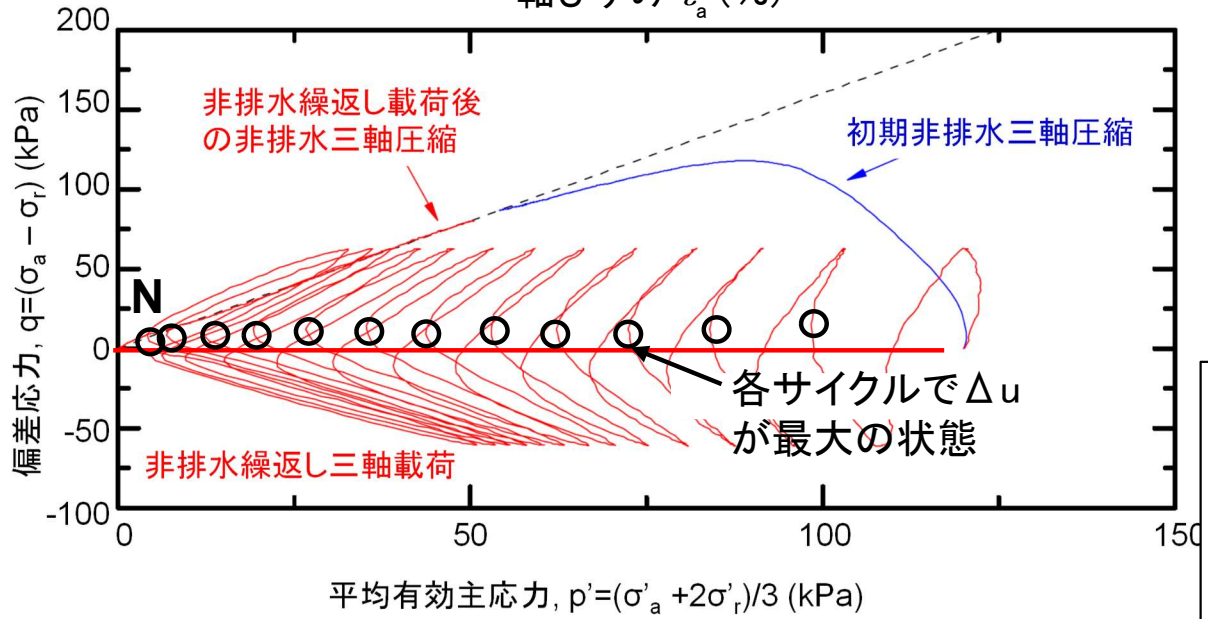


≈累積損傷度

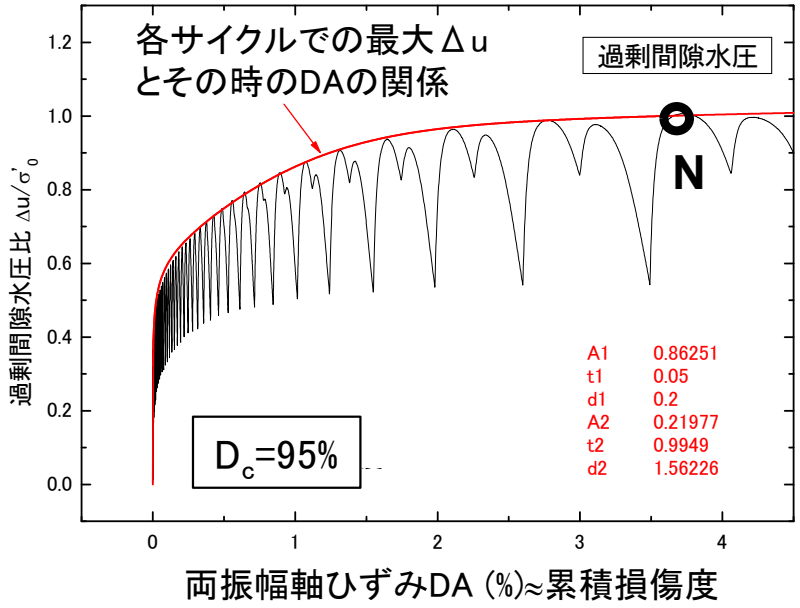
③通常のΔu法での地震時の非排水せん断強度の求め方

Δu法:「地震時の各時刻で、すべり面に発揮される非排水せん断強度τ」=[初期有効拘束圧σ'_0 – Δu] × tanφ‘



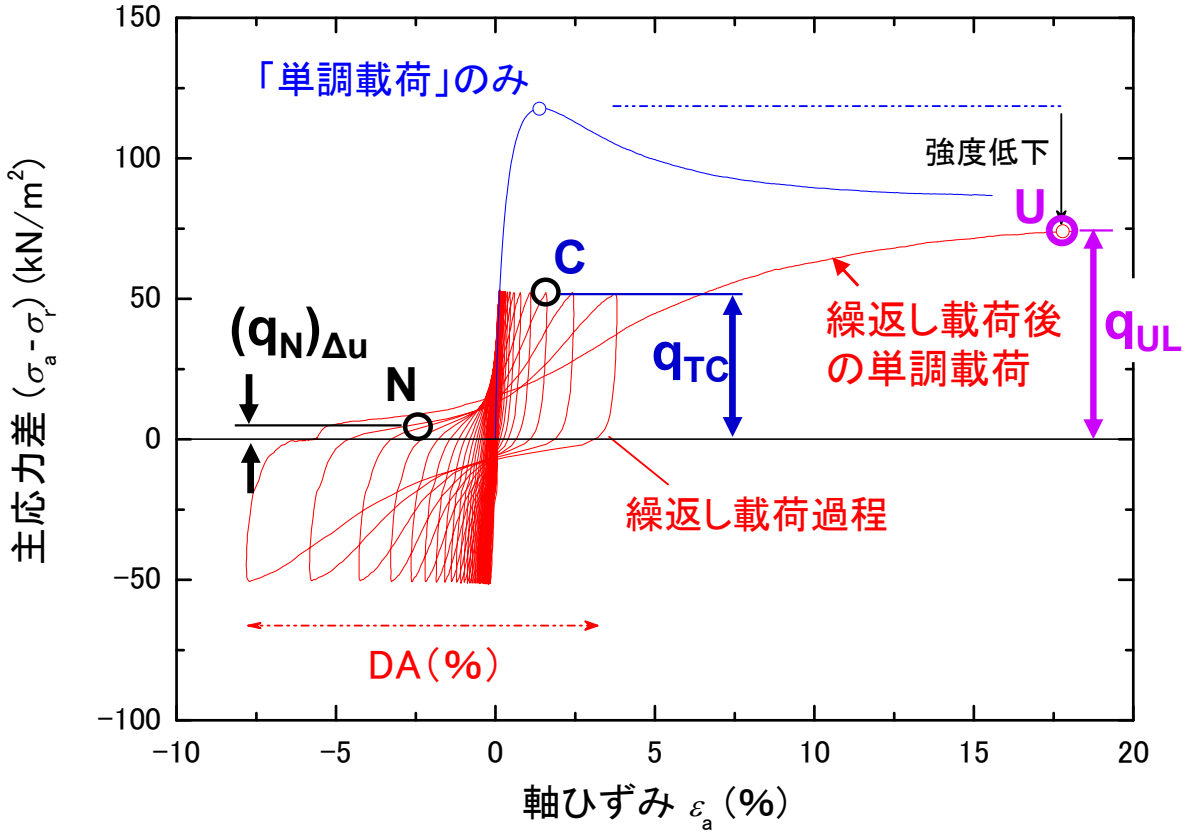


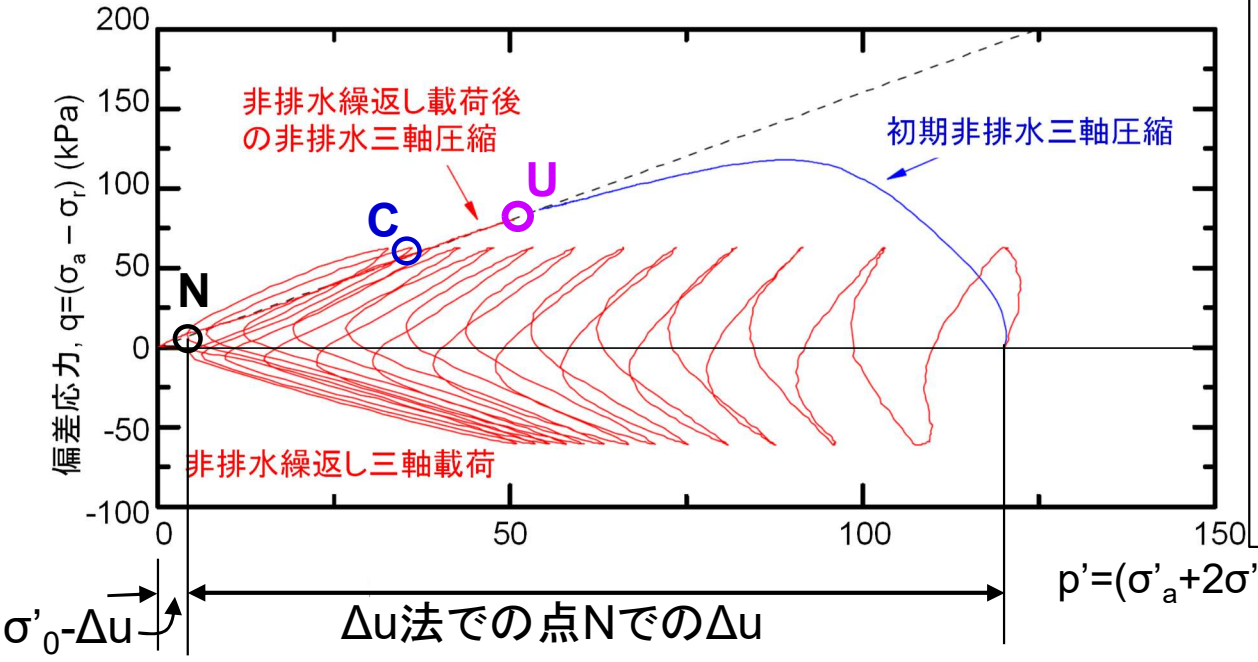
Δu=各サイクルでの過剰間隙水圧の最大値（例: Nでの値）



Δuは時間tに連続で、DAは不連続。
従って、各Δu値に対応するDAの値は、DAとtのデータ群を連続関数でフィッティングして、その関数に各Δuが生じた時間tを代入して読み取って、上図のΔuとDAの連続した関係を求めた

供試体: FC=30.6%、D_{50}=0.24mm、$(D_c)_{1Ec}$=90.2%、ρ_d=1.588 g/cm^3, w=21.1%, σ'_c= 120kPa等方圧密





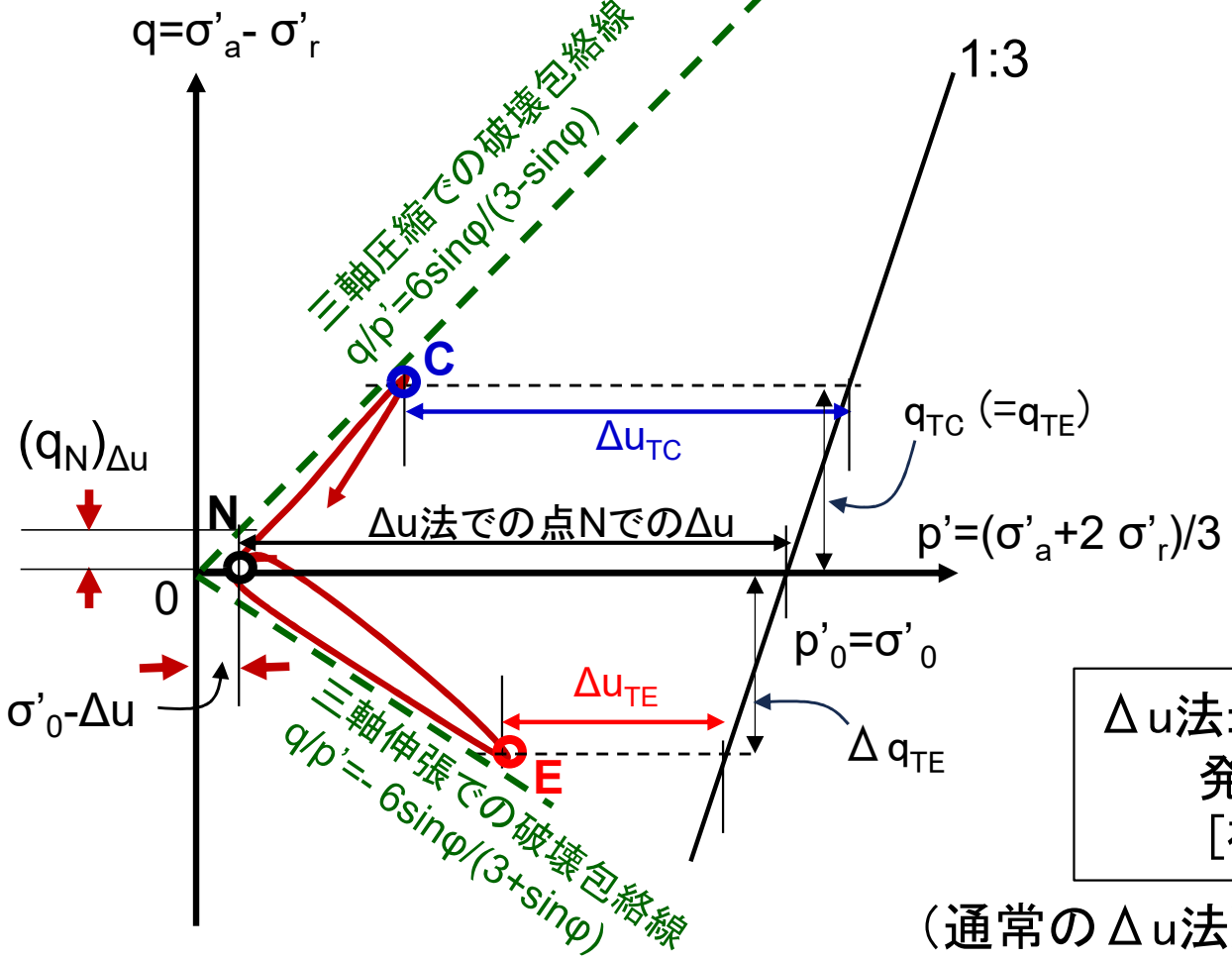
非排水繰返し三軸試験での三軸圧縮強度求め方（まとめ）

$(q_N)_{\Delta u}$: 通常のΔu法で用いる値
- 例えば、DA=5%程度の場合は、N点での値
- しかし、この強度は、実際に測定されている強度q_{TC}, q_{UL}よりも遥かに低い、非現実的な強度

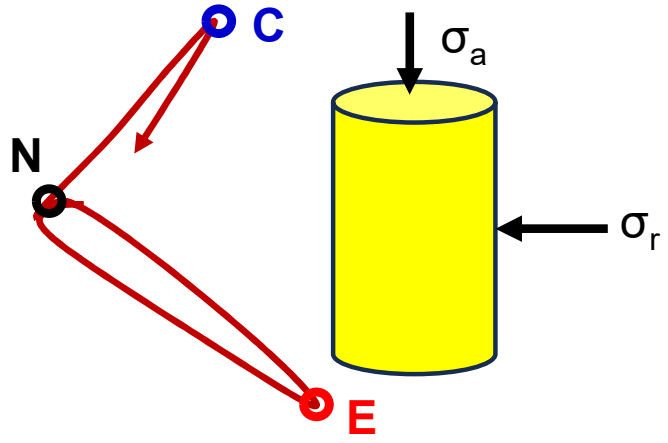
q_{TC}: 非排水繰り返し試験中の点Cでの実測値

q_{UL}: 点Uでの実測値、
- **Newmark-D法で、DAの関数として用いる値**

⇒通常のΔu法は、締固まった場合ほど強度を過小評価する



繰返し非排水三軸試験で、軸ひずみ振幅が 5%程度になり液状化したと判定された時の有効応力経路



Δu法:「地震時の各時刻で、すべり面に発揮される非排水せん断強度」=
[初期有効拘束圧$\sigma'_0 - \Delta u$] × tanφ‘

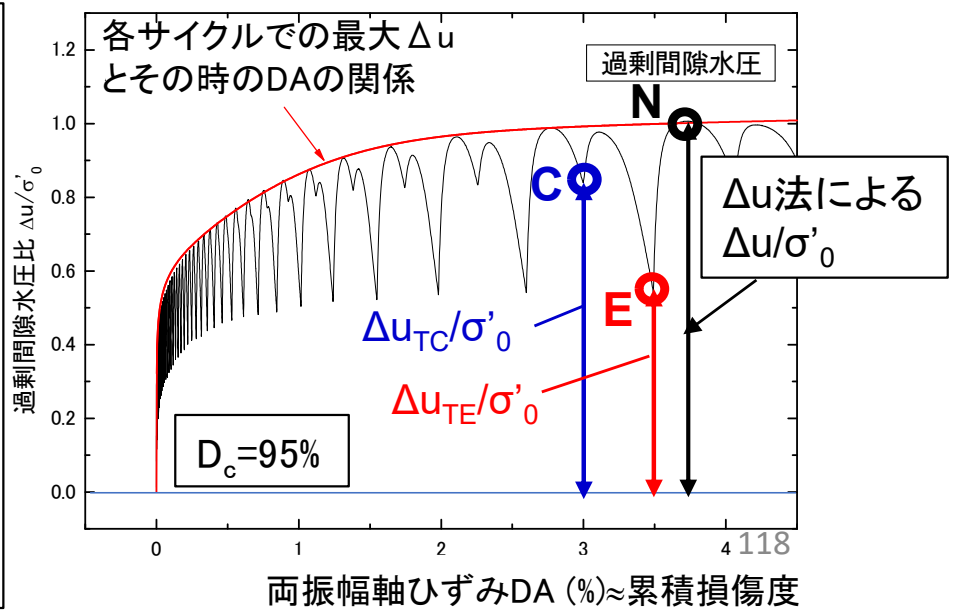
（通常のΔu法）Δu=各サイクルでの最大値（Nでの値）

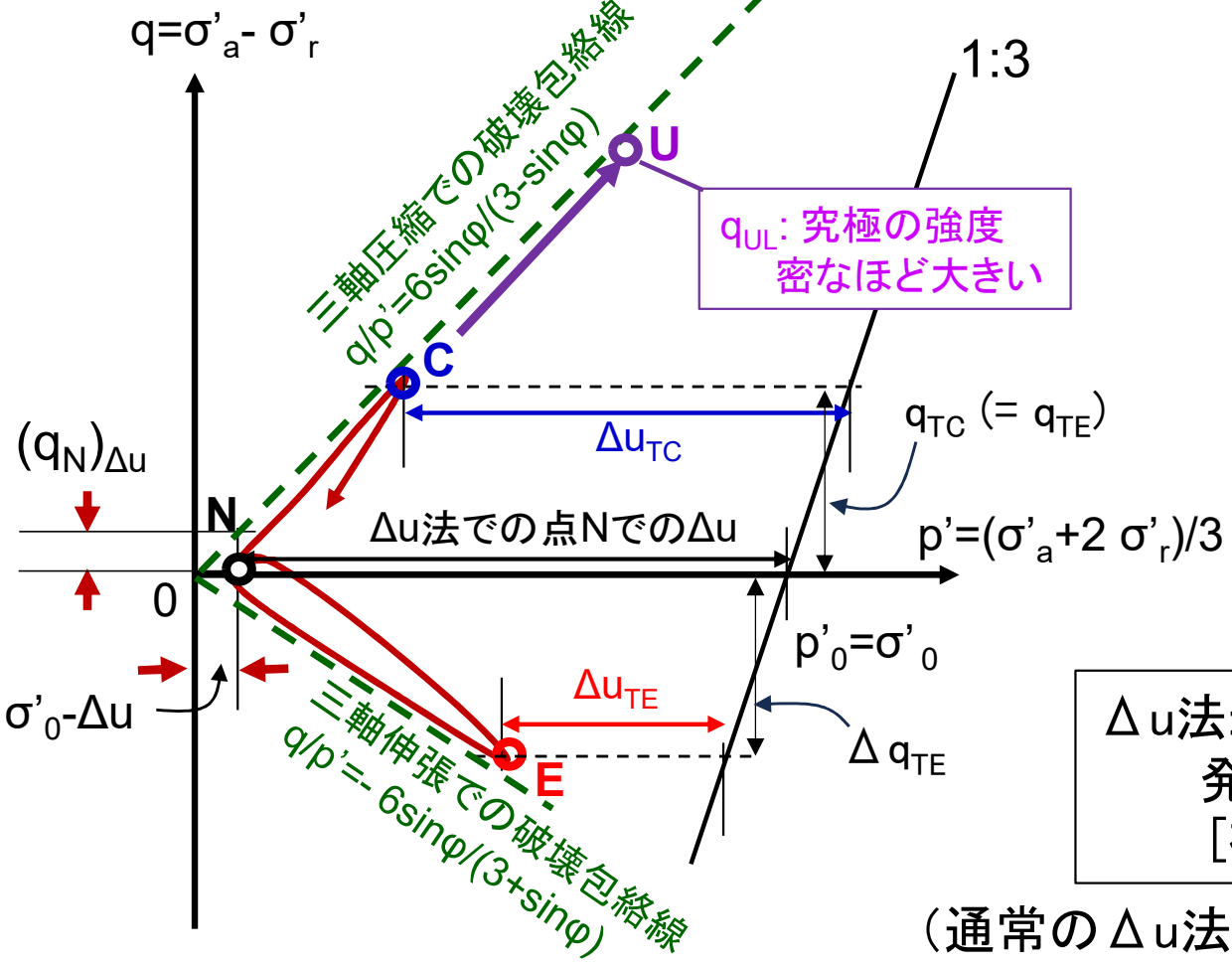
通常のΔu法: 点Nでの$\sigma'_r = \sigma'_0 -$（点Nでの Δu）は非常に小さい⇒N点での非排水圧縮強度

$(q_N)_{\Delta u} = \sigma'_a - \sigma'_r = [(\sigma'_a/\sigma'_r)_{max} - 1.0] \times$（点Nでの$\sigma'_r$）

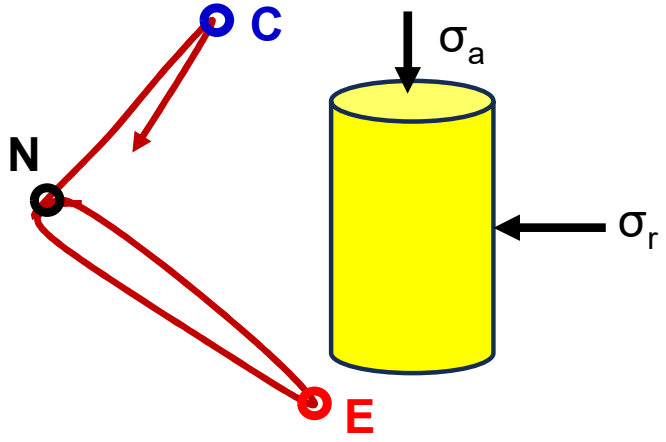
は、非常に小さくなる。しかし、点Cでの値Δu_{TC}は載荷に伴うダイレイタンシーによって、点Nでの Δuよりも小さくなる（負にもなる）。E点でも同様。

⇒「C点でのσ'_r」$= \sigma'_0 - \Delta u_{TC}$は、点Nでの$\sigma'_r$よりも大きく、C点では$(q_N)_{\Delta u}$よりも遥かに大きな強度$q_{TC}$が発揮される（密なほど、小さなひずみで）。



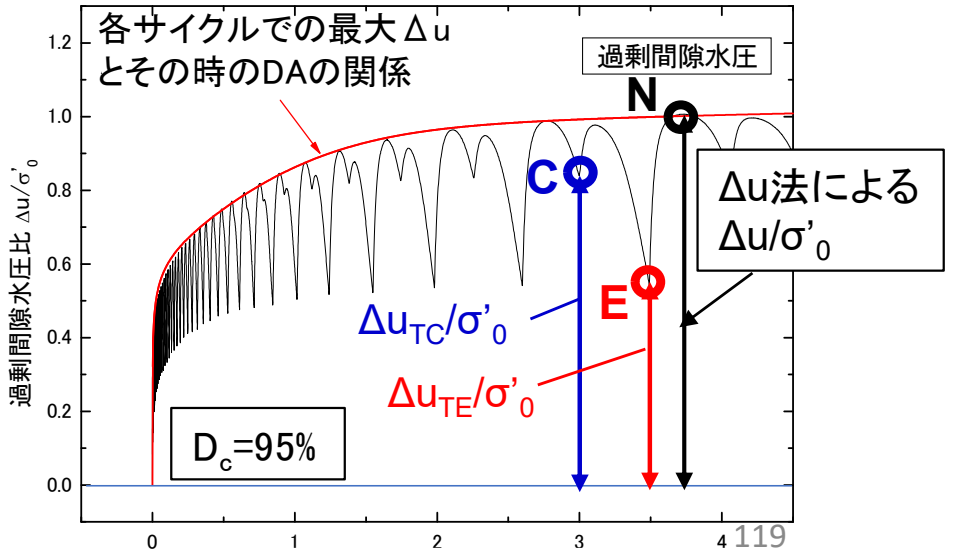


繰返し非排水三軸試験で、軸ひずみ振幅が 5%程度になり液状化したと判定された時の有効応力経路



Δu法:「地震時の各時刻で、すべり面に発揮される非排水せん断強度」=
[初期有効拘束圧$\sigma'_0 - \Delta u$] × tanφ'

(通常のΔu法)Δu=各サイクルでの最大値(Nでの値)



C点を越えて載荷を継続した時のU点での究極の強度q_{UL}は、C点での強度よりもさらに大きくなる。この傾向は、密なほど強くなる。
(注:初期静水圧(背圧)が低い場合は、究極強度はその値によって制約を受ける)

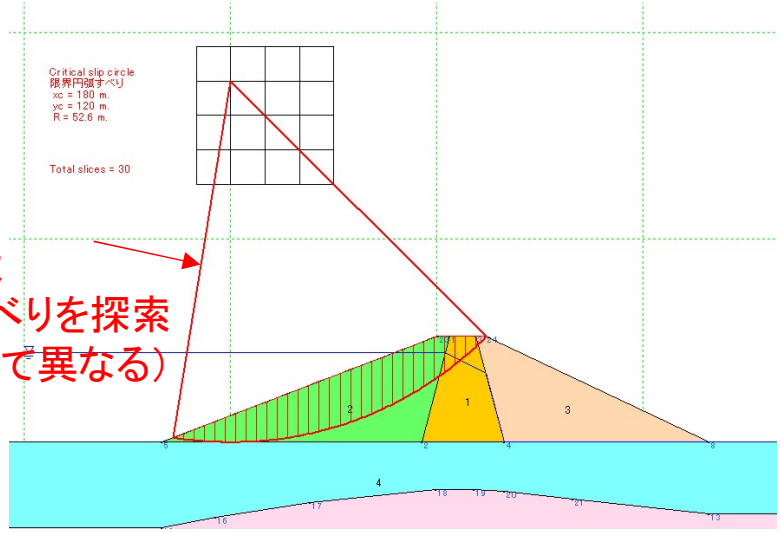
⇒通常のΔu法は、締め固まった土の地震時の非排水せん断強度を著しく過小評価

Newmark−D法:

・地震中は損傷ひずみに応じて低下してゆく非排水せん断強度に基づいて解析

・締固めが地震時非排水せん断強度に与える影響は、非常に大

⇒「締固めのすべりに対する非常に大きな効果」を正当に評価



Newmark−O法 (O: original)

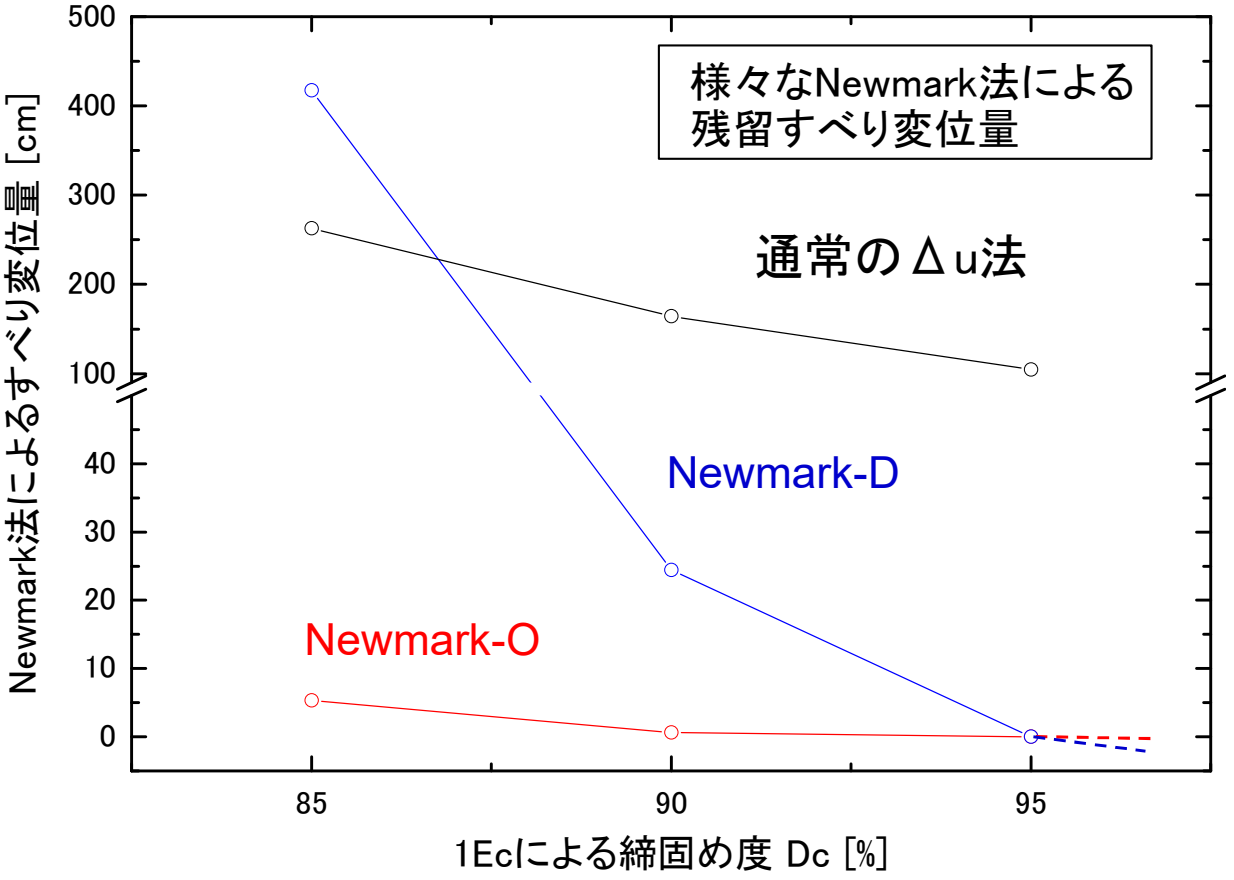
・締固め度によって増加する排水強度を用いる。しかし、地震時に一定値を維持する

・D_cが85%のように低いと、飽和非排水盛土の滑り量よりも著しく小さな滑り量を予測

⇒Newmark−O法で緩い飽和非排水盛土の滑り量を予測すると、非常に危険

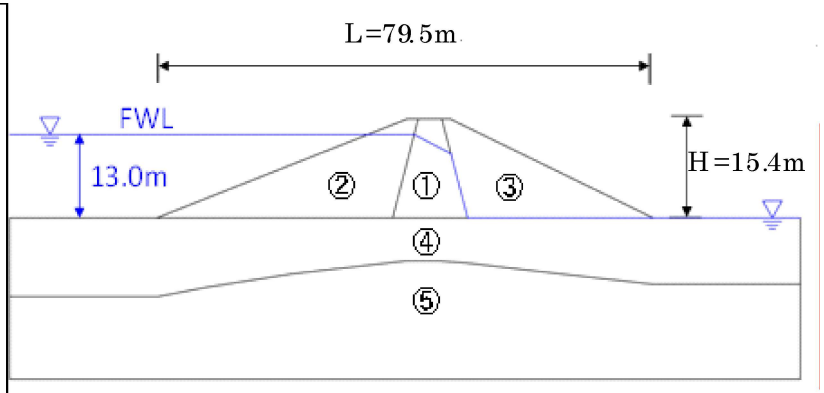
・D_c=95%以上に良く締め固めた盛土では、飽和非排水盛土での滑り量よりもやや大きな滑り量を予測

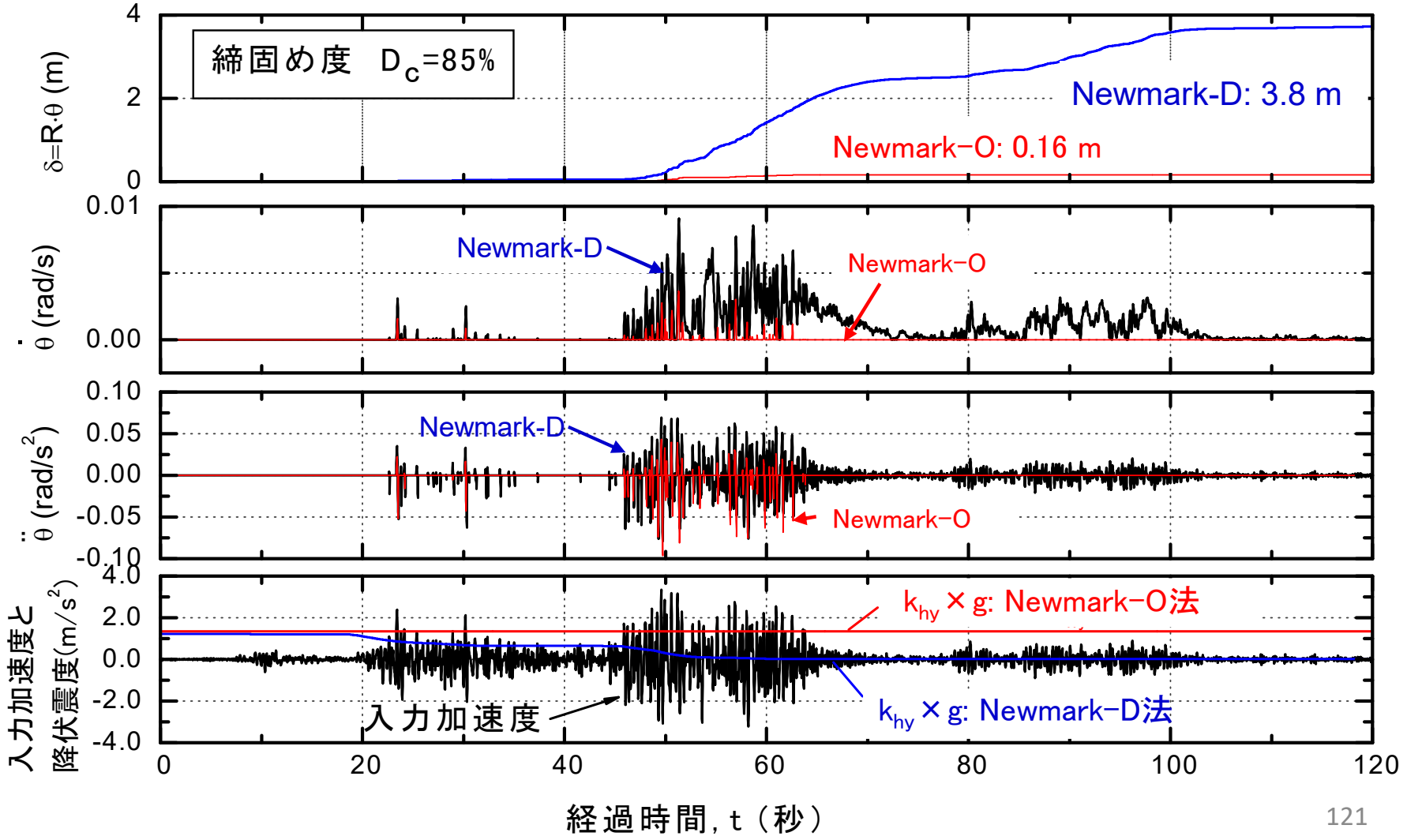
⇒Newmark−Oは、非常に密な飽和非排水盛土に対してやや安全側



Newmark−O法：
排水せん断強度（地震時に一定値を維持）

Newmark−D法： 非排水繰返し載荷による
低下を考慮した非排水せん断強度

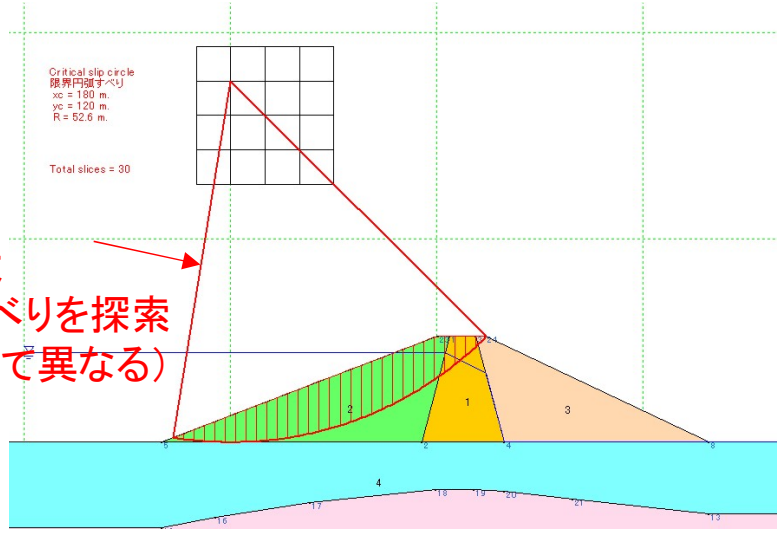




Newmark−D法:

・地震中は損傷ひずみに応じて低下してゆく非排水せん断強度に基づいて解析

・締固めが地震時非排水せん断強度に与える影響は、非常に大 ⇒締固めのすべりに対する非常に大きな効果を正当に評価

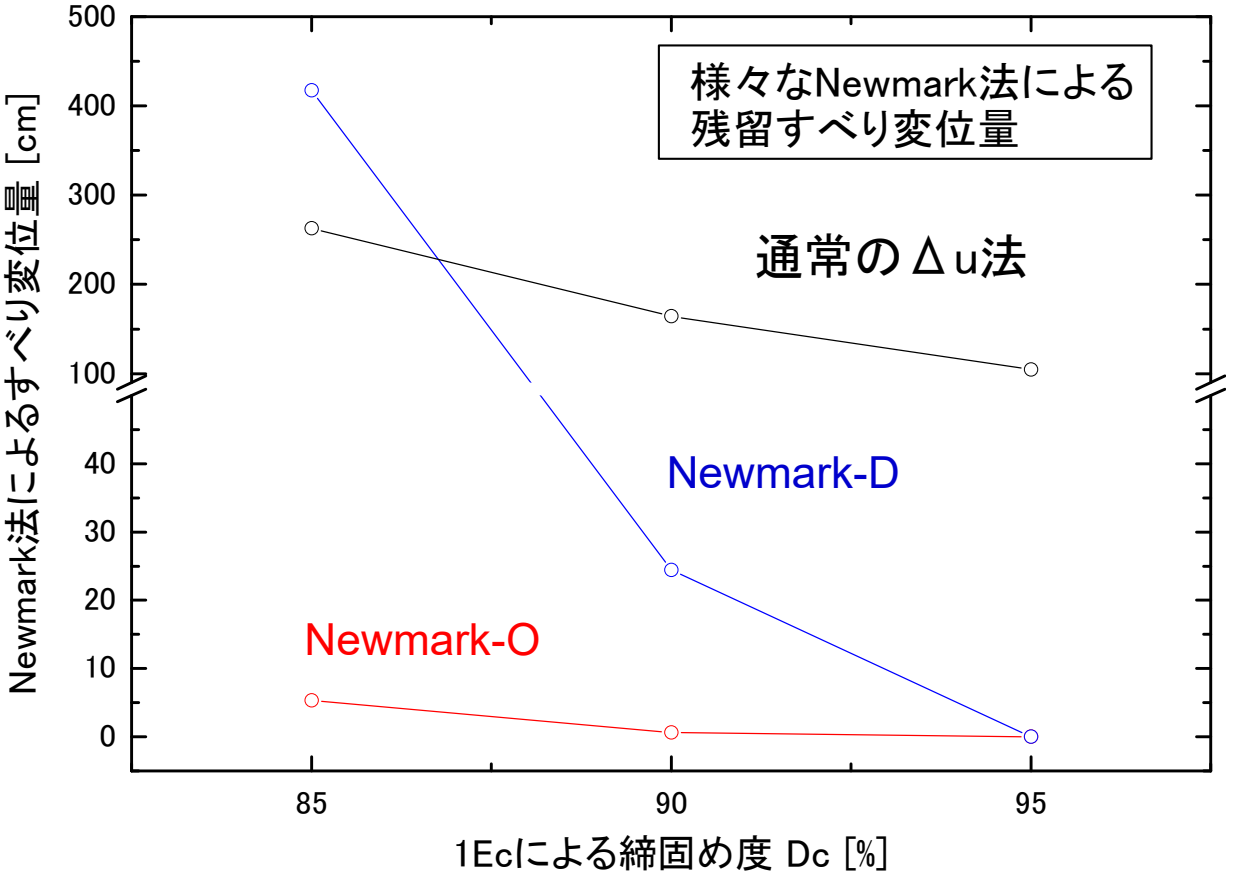


Newmark(通常のΔu法)

・非排水せん断強度=[σ'_0−Δu]・tanφ'
（Δuは各サイクルでの最大値）

・D_cが低い場合は、妥当な結果が得られる可能性
⇒締め固めていない飽和非排水盛土には、近似法として適用できる

・しかし、D_cが高くなると、Δuを著しく過大評価して、非排水せん断強度を著しく過小評価し、滑り量を著しく過大評価
⇒締固めの効果を著しく過小評価して、良く締固めても耐震性不足と判定され、耐震設計が実施困難になる虞



Newmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

①**飽和盛土の非排水せん断強度に対する締固めの効果は非常に大きく**、地震荷重に受けると更に大きくなる。

②飽和盛土のレベル2設計地震動に対する安定解析では、排水せん断強度ではなく、**非排水せん断強度**を用いる必要がある。

③飽和土の非排水せん断強度は、地震荷重による**非排水繰返し載荷によって継時的低下**してゆく。この特性を求めるための、新しい非排水単調載荷/繰返し載荷三軸試験法とデータ解析法を提案した。

④排水/非排水条件の影響、締固め効果、及び地震荷重による低下を考慮した飽和盛土のせん断強度・剛性に基づいて盛土の地震時残留変形を算定する実務的な解析法として、

・**Newmark-D法による剛体すべり解析**と

・**準静的(pseudo-static)非線形FEMによる連続体としての残留変形解析**

を提案した。これらの解析法によって、

・締固めが悪い飽和盛土の地震時の危険性を示すことができる。

・締固めが良い飽和盛土の地震時の高い安定性を示すことができる。

これらの結果、締固めの重要性を定量的に示すことができる。

Newmark-D法 +準静的非線型FEM解析の四大特長　1/3

従来の耐震設計では、

1)レベル1設計地震荷重(水平震度)を用い、

2)**飽和盛土でも排水せん断強度**を用い、

3)円弧すべり安全率で安定性を判断。

4)また、非排水繰返し載荷回数20回で軸ひずみ両振幅が5%になる繰返し応力振幅を液状化に対する強度としたF$_L$法で液状化判定。液状化すると判定された場合は、対策を講じる。

一方、本解析法では、

1)レベル2設計地震動を用い、

2)飽和盛土では**締固めの影響を強く受ける非排水せん断強度**を用い、

3)液状化すると判定した場合も含めて、残留変形を求めて安定性を判断。

⇒従来の耐震設計に様々な限界を克服するNewmark-D法の四大特長（次頁）

Newmark-D法 +準静的非線型FEM解析の四大特長 2/3

①締固めが悪い飽和盛土では、**地震時非排水せん断強度は排水せん断強度より著しく小さくなる**。従来の設計法では排水せん断強度を用いるので、この点で地震時安定性を過大評価し、その結果崩壊を見逃す危険性がある。一方、本解析法は、飽和盛土では非排水せん断強度を用いるので、この危険性を予測できる。

②良く締固めた飽和盛土では、**地震時非排水せん断強度は排水せん断強度よりも大きくなる**。従来の設計法では飽和盛土でも排水せん断強度を用いるので、この点で盛土の地震時安定性を過小評価し、締固めの有効性を過小評価する。一方、本解析法は、飽和盛土では非排水せん断強度を用いるので、締固めの有効性を正当に評価できる。

③円弧すべり解析で地震時安全率を算定すると、締固めた盛土でも安全率が1.0より小さくなる場合がある。従来の耐震設計では1.0以下の安全率を許容しない。しかし、一定以上締固めた盛土では、安全率が1.0を割る場合でも、本解析法で求めた残留変形は十分に小さく、安定と判断できる場合がある。

Newmark-D法 +準静的非線型FEM解析の四大特長 3/3

④ 従来の耐震設計では、非排水繰返し載荷回数20回で軸ひずみ両振幅が5%になる繰返し応力振幅を「液状化に対する強度」としたF$_L$法によって液状化判定をしている。しかし、この判定法は、良く締固めた土の実際の液状化現象による流動的崩壊を、誇大に予測する。そのため、液状化対策が過剰となる場合がある。

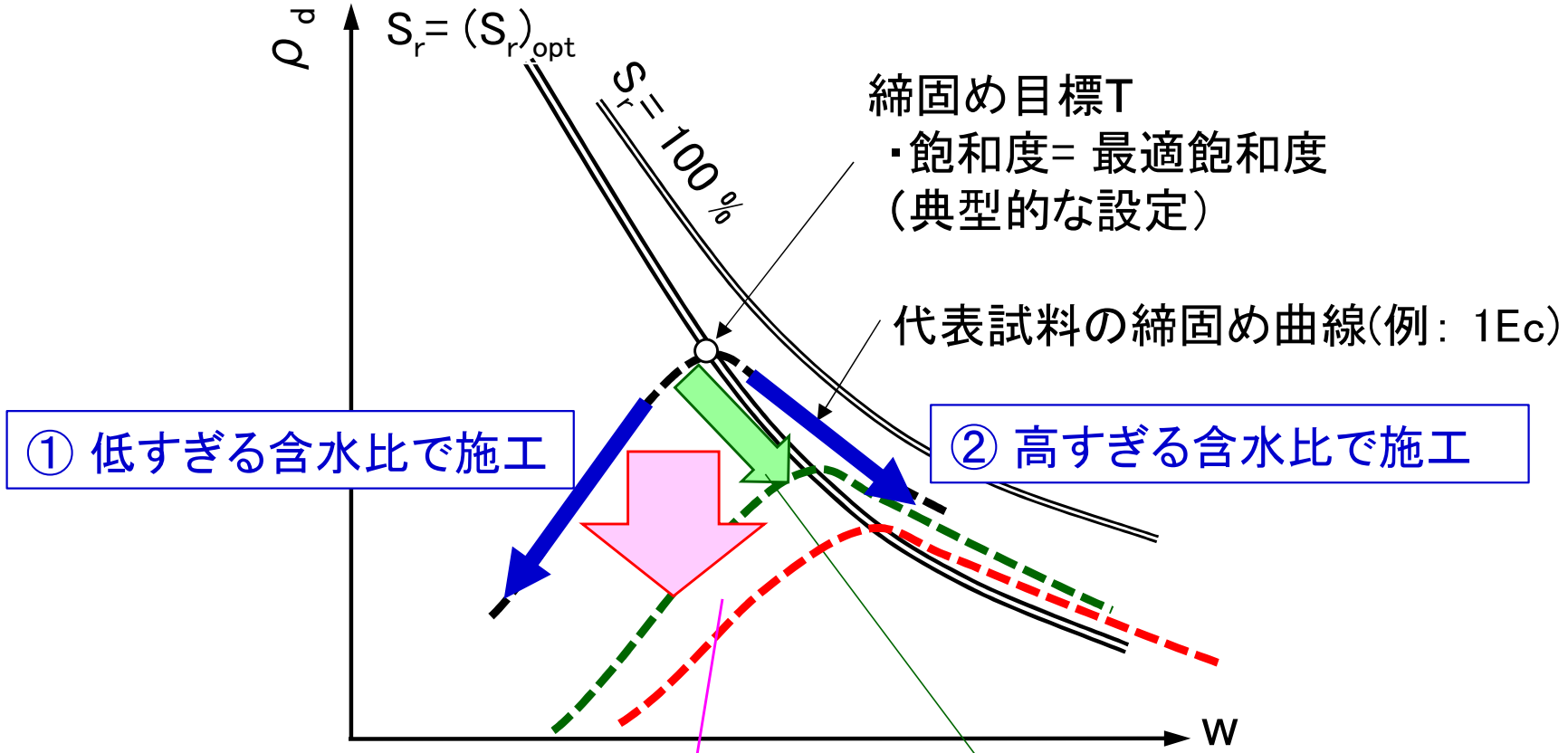
本解析法では、実際的な非排水せん断強度に基づいて算定した残留変形に基づいて安定性を判断するので、一定以上締固めた盛土・地盤では、F$_L$法によって液状化すると判定された場合でも限定された残留変形が予測されて、**過剰な液状化対策を避けることができる場合がある**。

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　2/2

5. 盛土の締固め管理の課題と対応策
 5-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 5-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 5-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 5-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 5-5 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての剛性・透水係数
 5-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

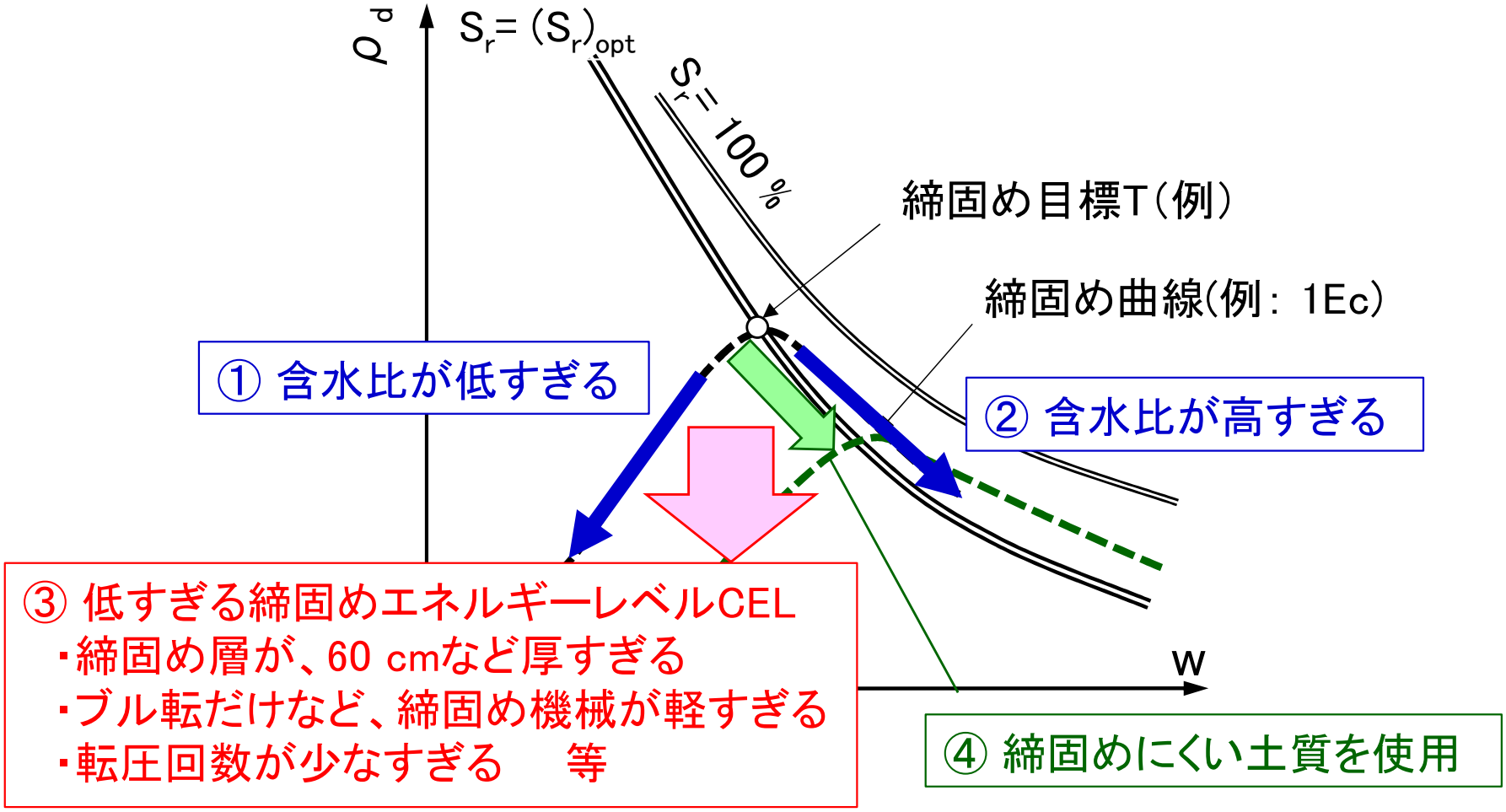
6. 全体のまとめ

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、コスト増を理由に省略されがち。中でも、①と②を防止する盛土の含水比管理は、十分には実施されない傾向（特に②への対応）⇒以下、対応策を検討

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…

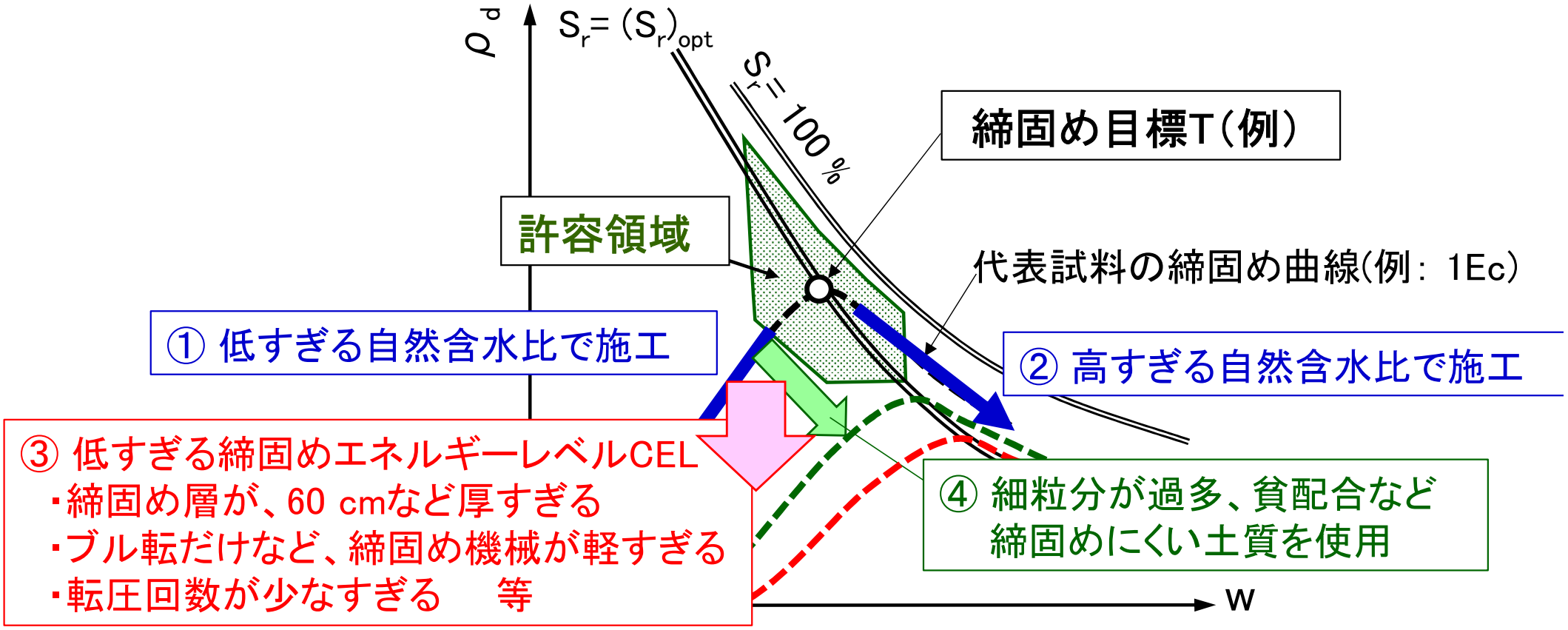


基本対応−1: 対象土構造物の要求性能を実現できる適切な締固め目標Tを設定

- 目標飽和度S_rは、**最適飽和度$(S_r)_{opt}$**が基本（理由は後ほど説明）
- 要求性能を保証する十分大きな乾燥密度を目標最大乾燥密度に設定

⇒　現場締固め状態が締固め目標の状態になるように、各種の対応

締固めのレベルを低下させる四大要因を抑制するには…

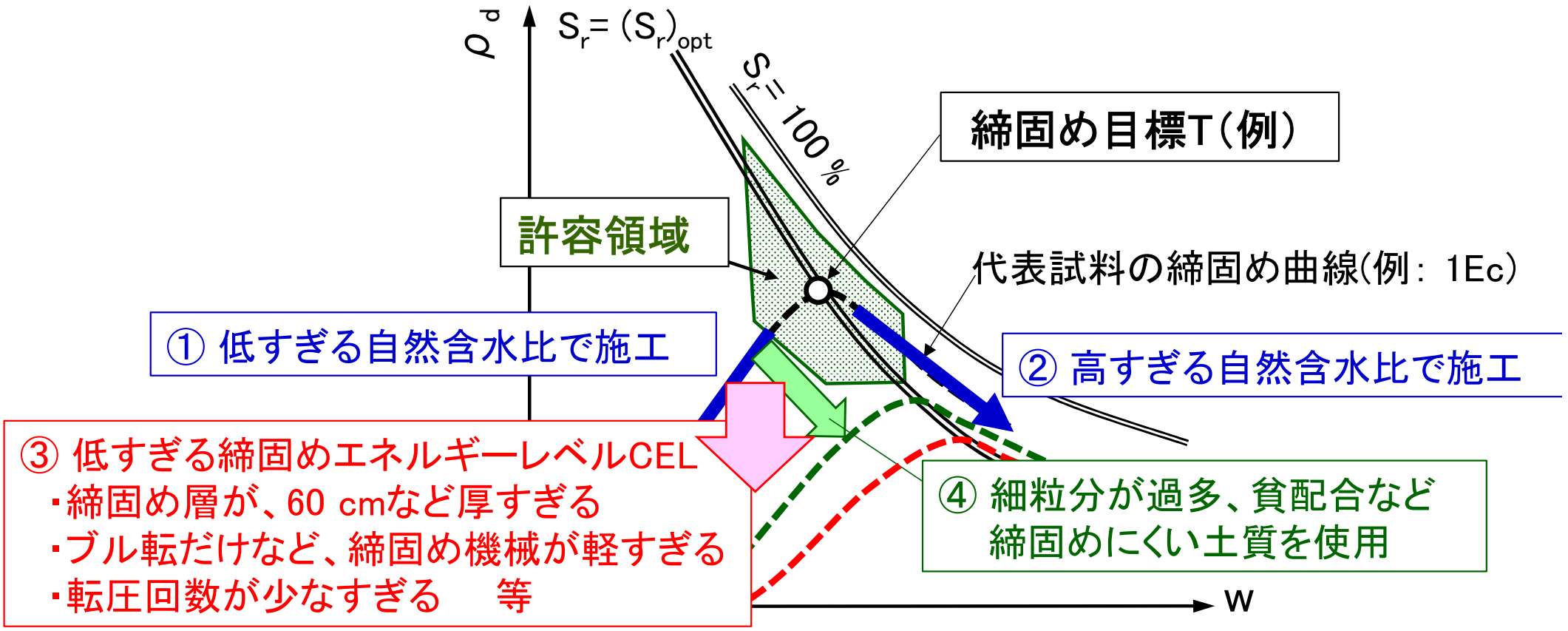


基本対応−2：

・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及び飽和度S_r）に対する許容領域**を設定

→飽和度管理の設定の有効性と方法は、後ほど説明

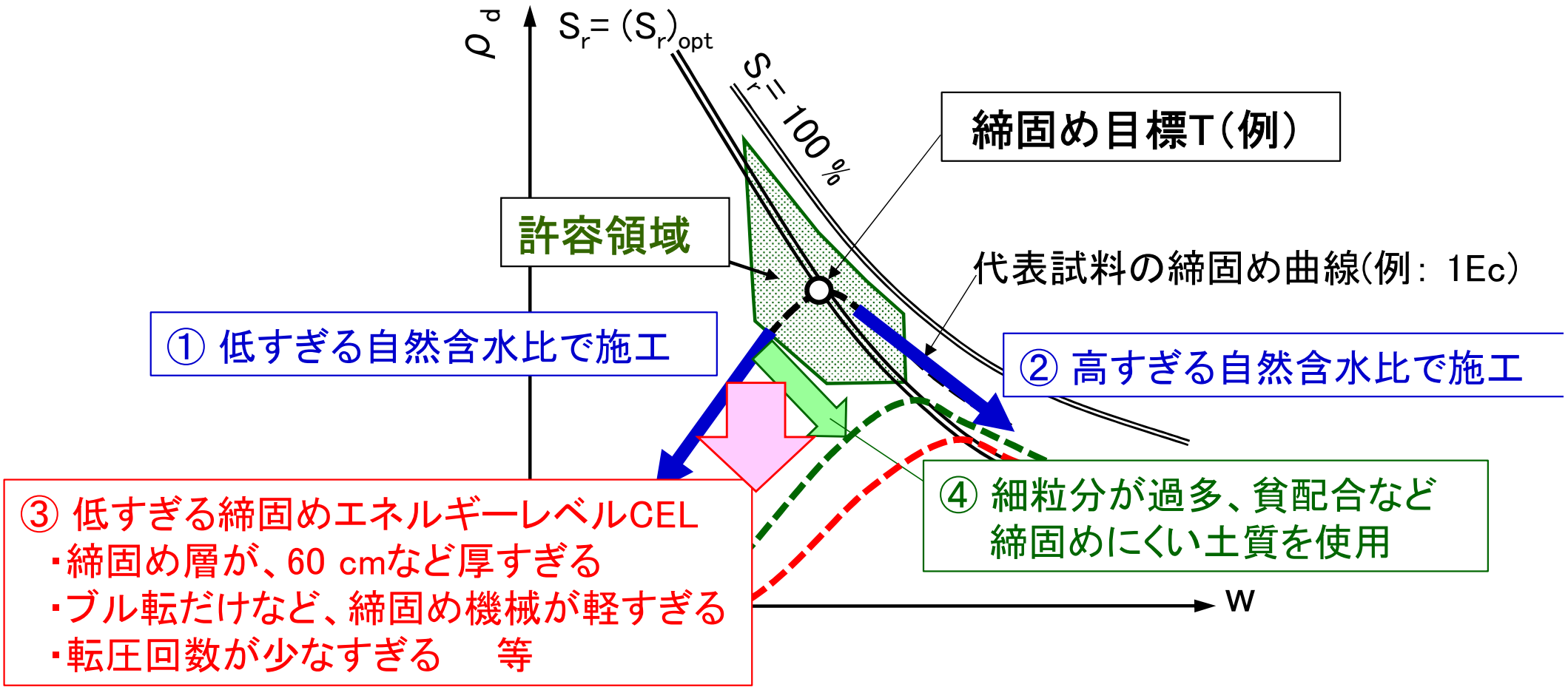
締固めのレベルを低下させる四大要因を抑制するには…



基本対応−3:　締固め度D_cの全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
- D_c管理は広く実施されているが、適切な盛土材の管理、CELの管理、含水比の調整・管理が伴わないと、高いD_cを効率的に実現できない

締固めのレベルを低下させる四大要因を抑制するには…

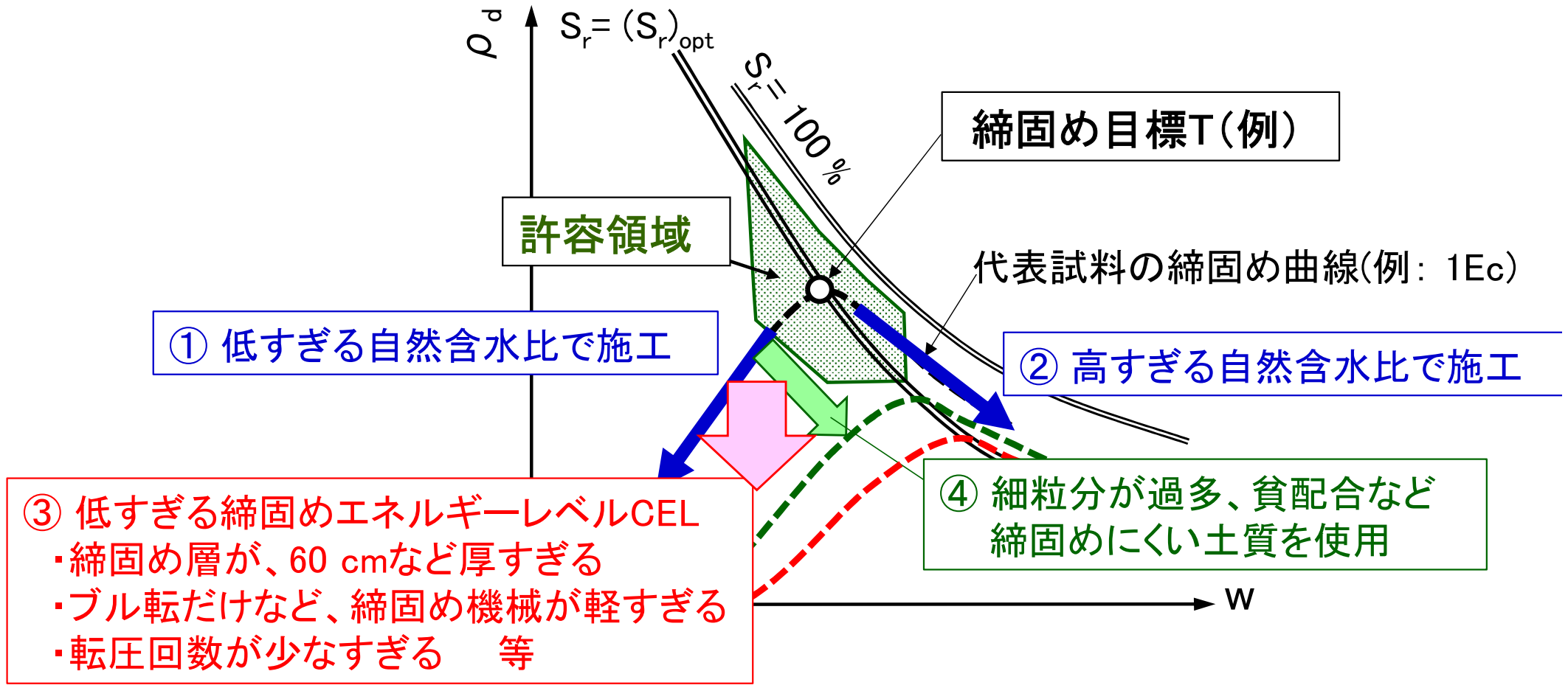


基本対応−4

③への対応: 十分な締固めエネルギーレベル（特に、薄層締固め）

④への対応: 盛土材の土質の管理（盛土材を選択できない場合もあるが）

締固めのレベルを低下させる四大要因を抑制するには…



基本対応 - 5: ① & ②への対応:

Proctor則（次頁）に基づく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

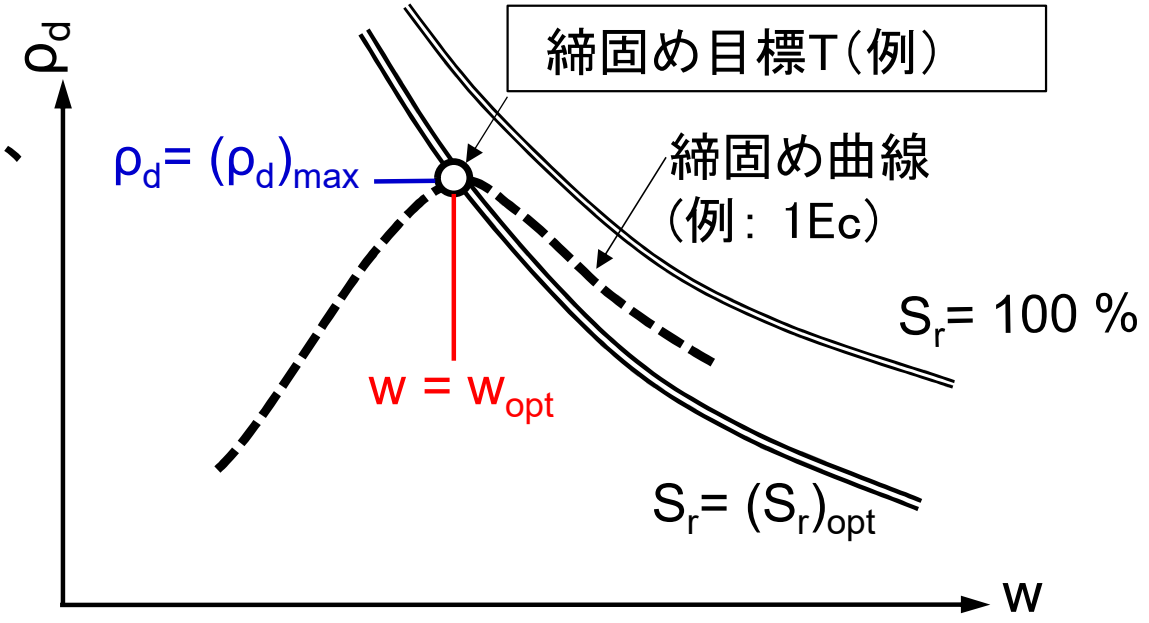
⇒原理は明解、しかし実際には最も難しい課題

Proctor則の復習：

・乾燥側($w < w_{opt}$)で締固めた土は、強く硬いが、湿潤化/飽和化で著しく弱化・軟化する傾向

⇒締固めの良否は、締固め直後の強さ・硬さでは判断できない

・湿潤側($w > w_{opt}$)になるほど、締固めは非効率になる。



・飽和化・湿潤化後の強度・剛性は、乾燥密度ρ_d（締固め度D_c）が大きいほど大きい。透水係数もρ_dが大きいほど低下するが、締固め時の飽和度の影響を強く受ける（別途議論）

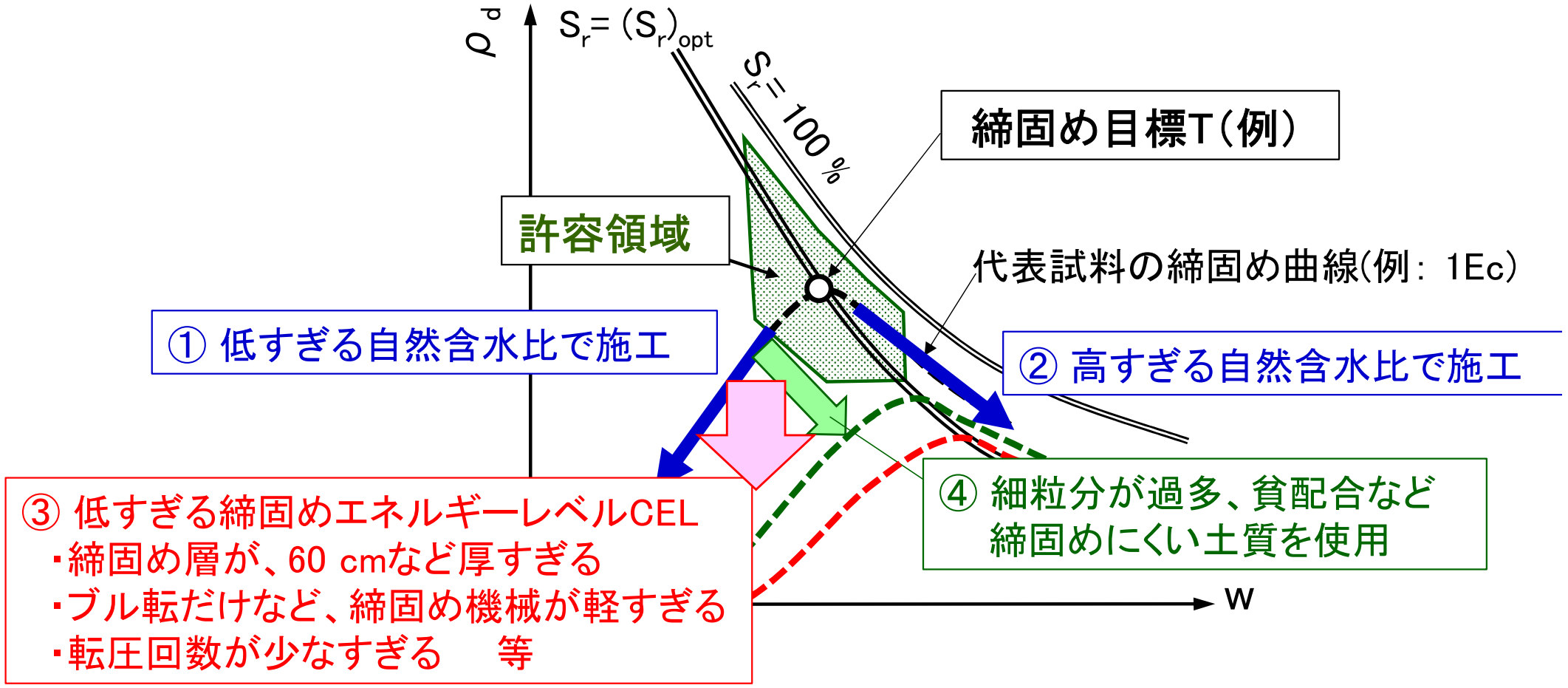
これらの事実に基づいて、

1）締固めの良否を締固め度D_cの大小で判断するのが基本

2）D_c= 100%となるρ_d=「各現場条件での$(\rho_d)_{max}$」の実現を目指して、盛土材の含水比wを「現場各地点での最適含水比w_{opt}」と一致するように調整。ただし、現場w_{opt}はばらつくので、締固め後S_rが「ばらつきの少ない最適飽和度$(S_r)_{opt}$」と一致するように締固め管理する方が合理的（別途議論）

含水比管理（あるいは飽和度管理）は非常に有効！ しかし、コスト面から締固め度管理に比して軽視・回避され、自然含水比での施工を許容する傾向

締固めのレベルを低下させる四大要因を抑制するには…



① & ②への対応における二つの実務問題

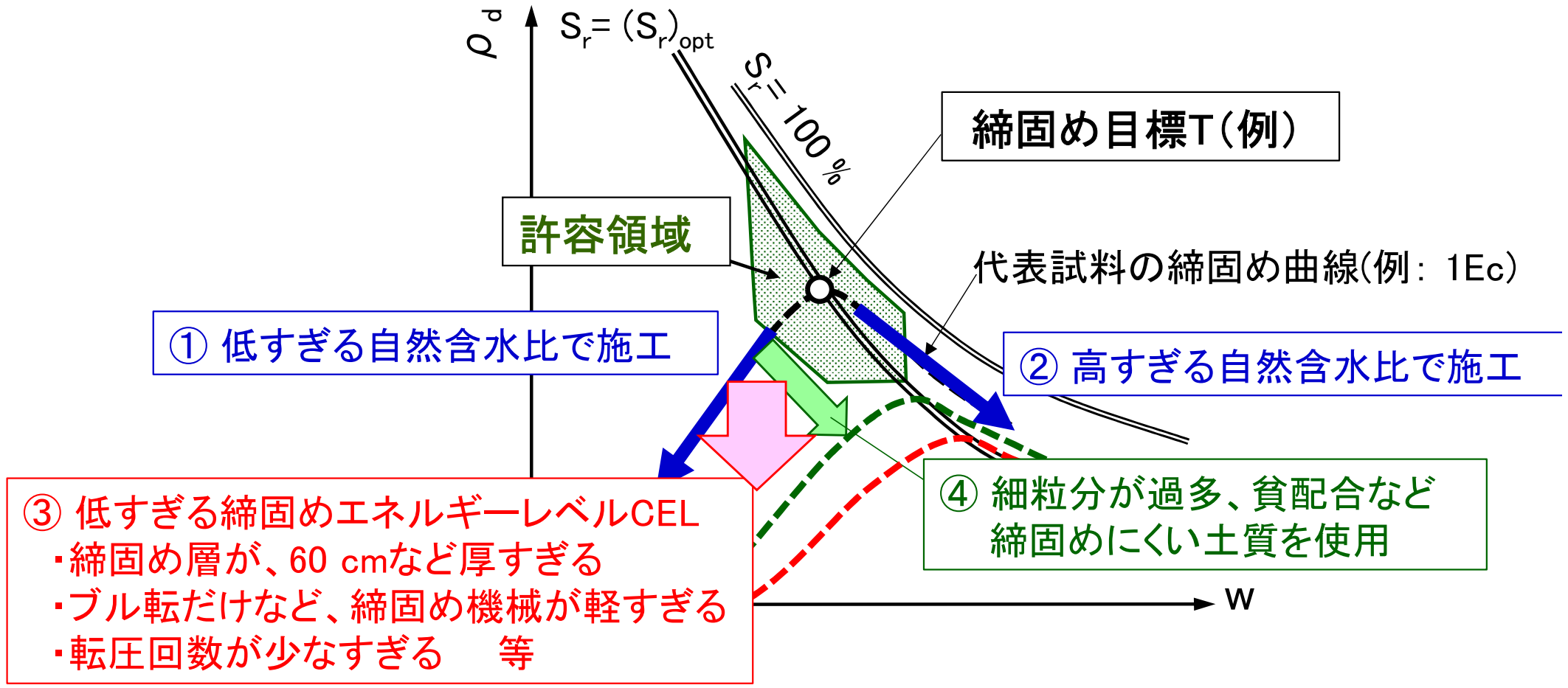
1) Proctor則を無視し、自然含水比での施工を許容する場合での対策は？
2) 空気間隙率v_a管理の誤用による高含水比での施工を回避するには？
　→v_a管理の正しい理解と適切な運用が必要

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　2/2

5. 盛土の締固め管理の課題と対応策
 5-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 5-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 5-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 5-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 5-5 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての剛性・透水係数
 5-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

6. 全体のまとめ

締固めのレベルを低下させる四大要因を抑制するには…



① & ②への対応での二つの実務問題

1) Proctor則を無視し、自然含水比での施工を許容する場合での対策は？

2) 空気間隙率v_a管理の誤用による高含水比での施工を回避するには？

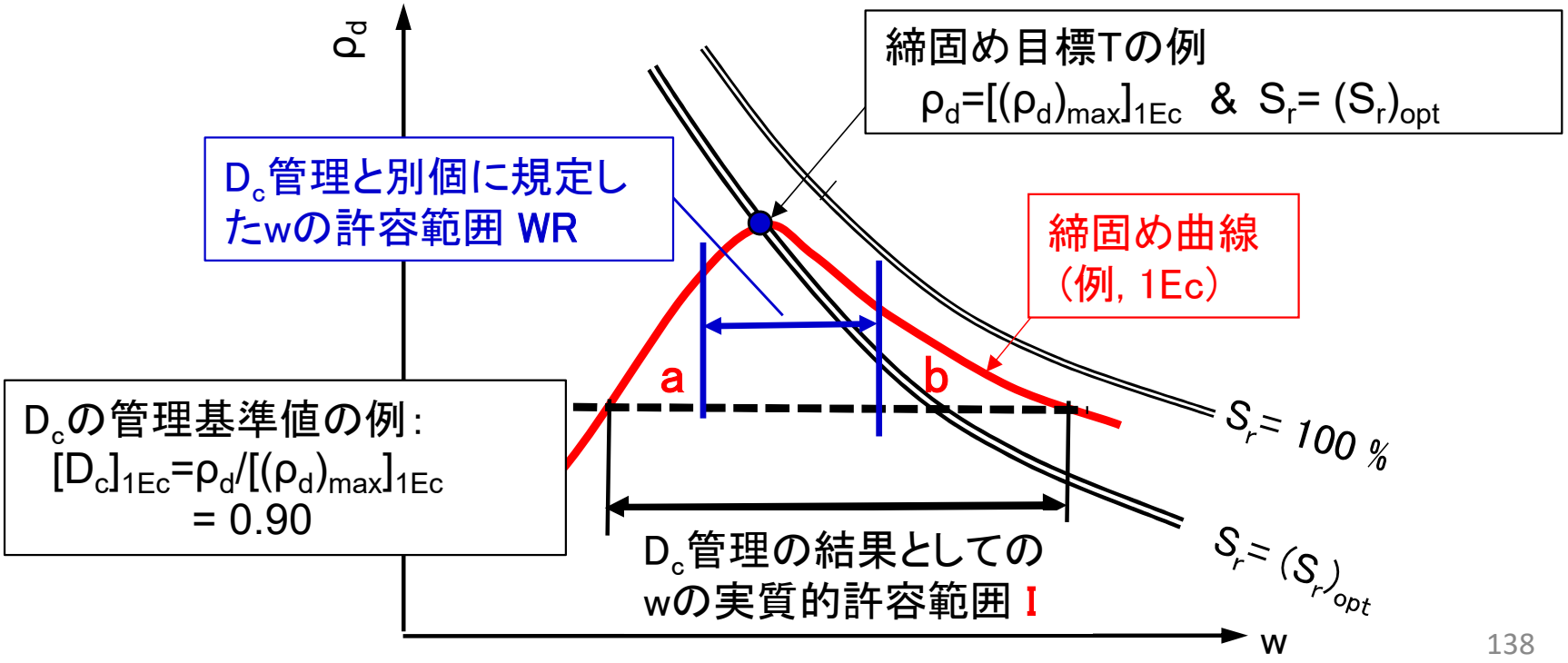
→v_a管理の正しい理解と適切な運用が必要

従来法: wの許容範囲は規定せず自然含水比での施工を許容して、D_c管理

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

D_c管理と別に含水比の許容範囲WRを規定すれば、締固めが不十分な「ρ_dが低くS_rが低すぎる領域a」と「ρ_dが低くS_rが高すぎる領域b」を排除できる。

しかし、盛土材の含水比の管理、現場含水比の測定は手間が掛かるので、WRの規定を導入せず自然含水比で施工を許容すると、wの実質的許容範囲は下図のⅠとなる⇒　締固め不良領域a, bを排除できない



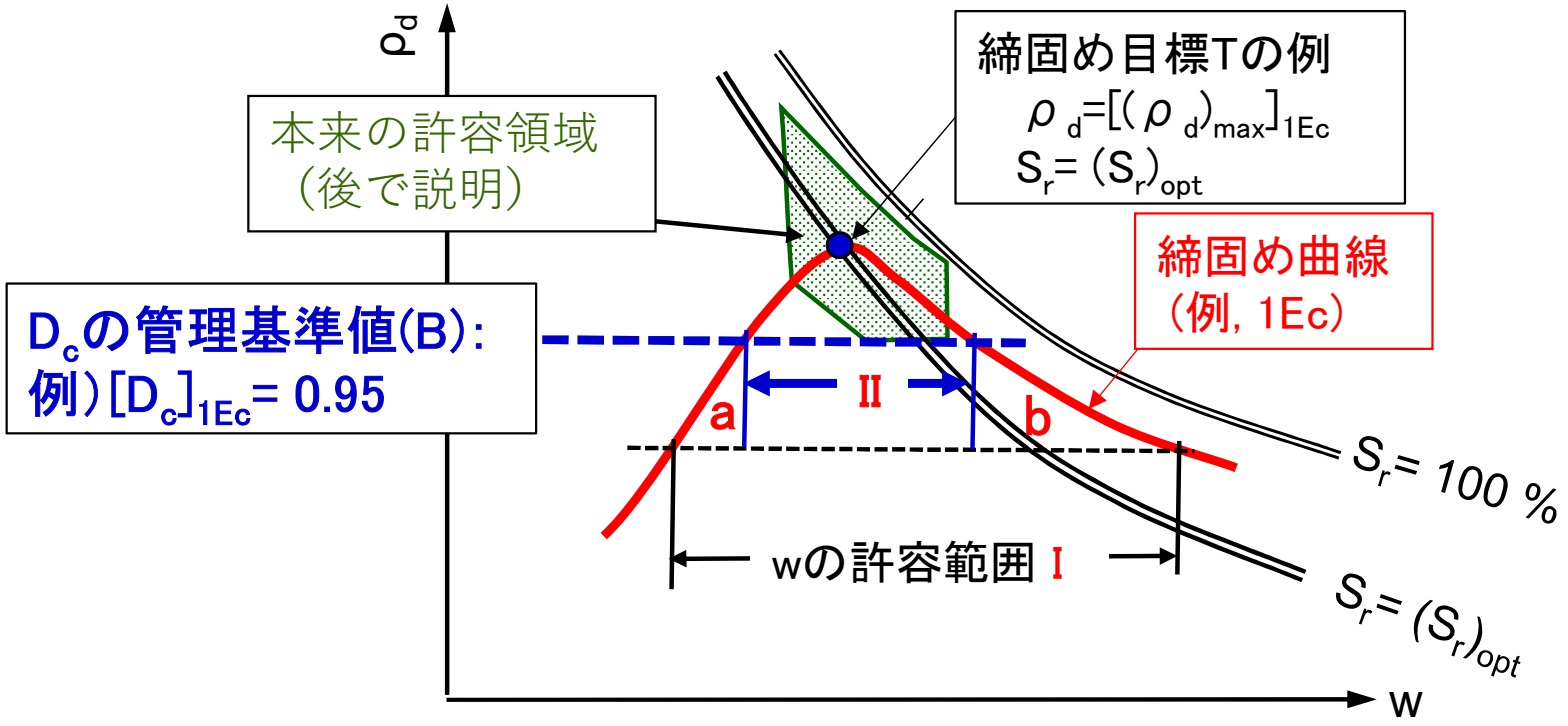
盛土の含水比管理・現場含水比測定を行わない場合の次善の対応策:

別途含水比の許容範囲を規定しない替りに、$[D_c]_{1Ec}$の管理基準値を5%引き上げて95%とした場合、wの実質的許容範囲は II と狭くなる

⇒$[D_c]_{1Ec}$の実現範囲は95%以上と改善し、かつ締固め不良領域a, bを排除できて、本来の許容領域に到達しやすくなる！

⇒次善の策であるが、実行しやすく効果的

… $[D_c]_{1Ec}$の管理基準値95%は、改定されたため池整備指針で採用

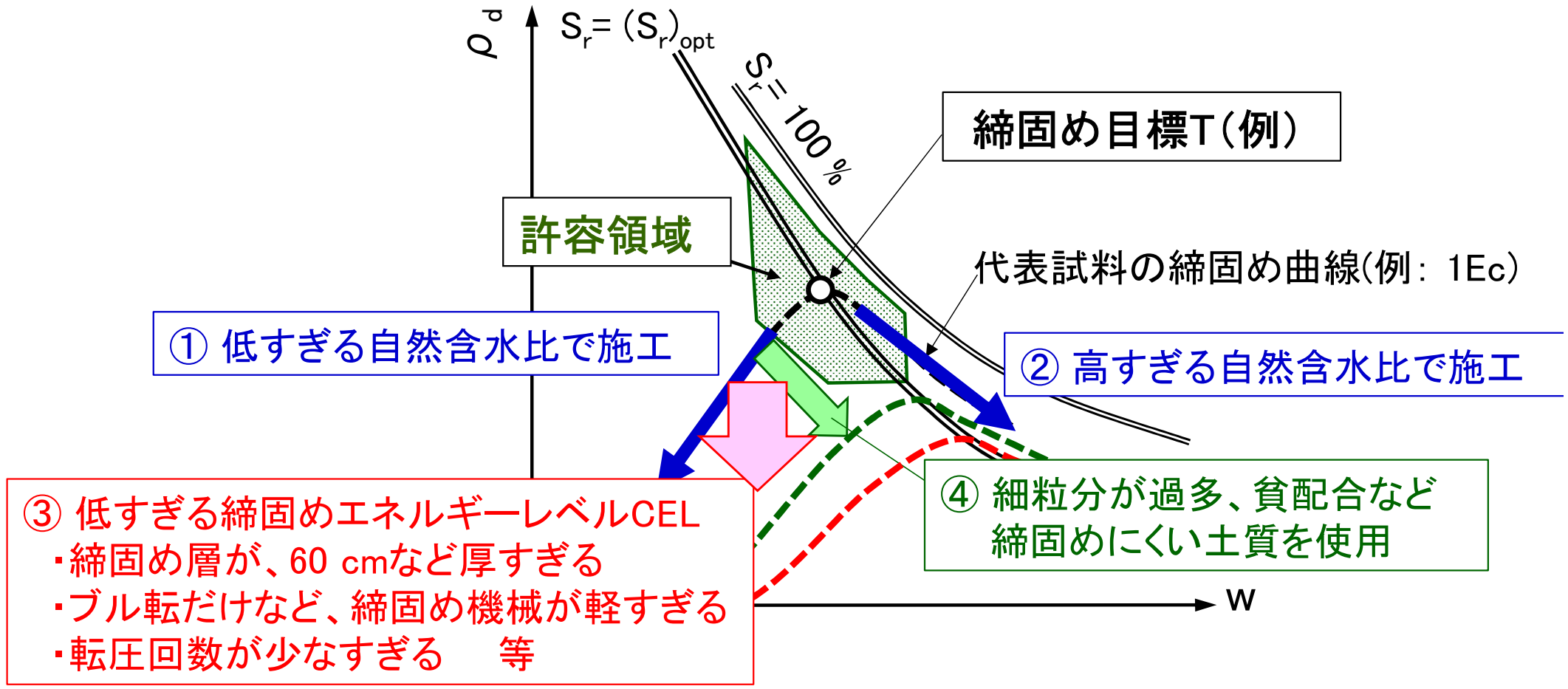


盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　2/2

5. 盛土の締固め管理の課題と対応策
 5-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 5-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 5-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 5-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 5-5 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての剛性・透水係数
 5-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

6. 全体のまとめ

締固めのレベルを低下させる四大要因を抑制するには…



① & ②への対応での二つの実務問題

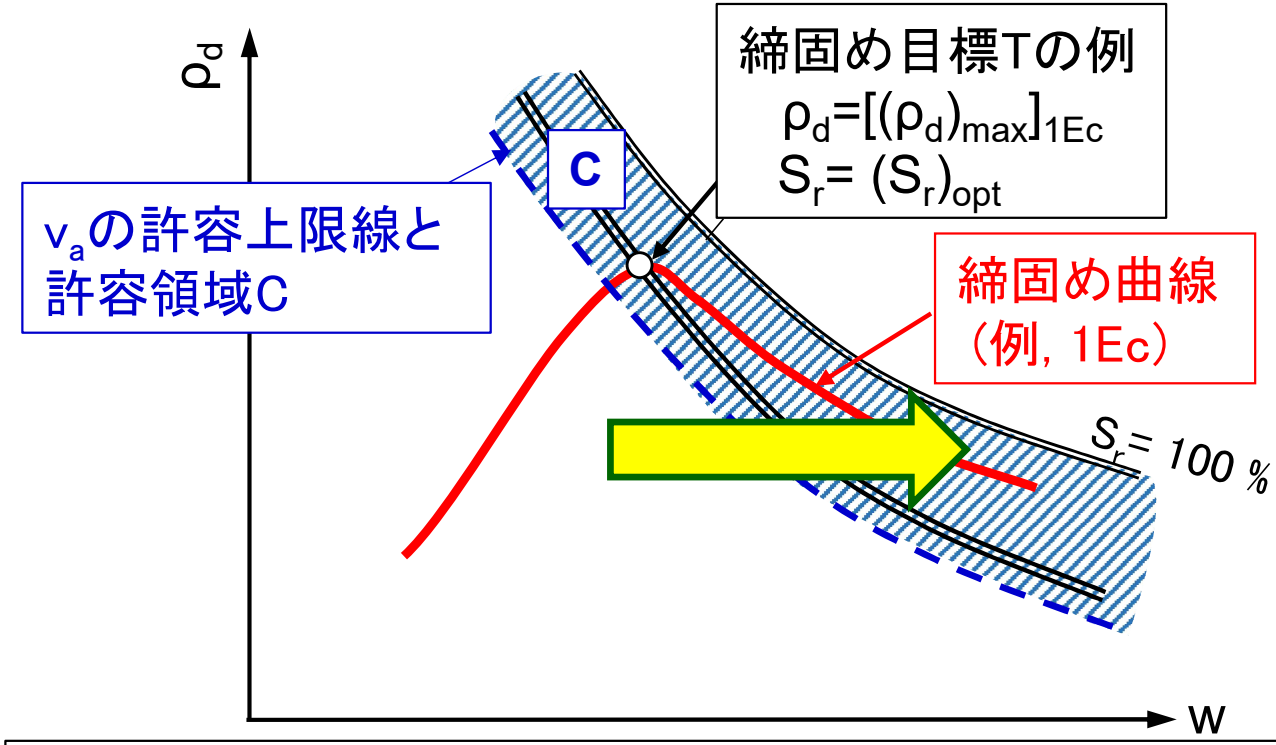
1) Proctor則を無視し、自然含水比での施工を許容する場合での対策は？

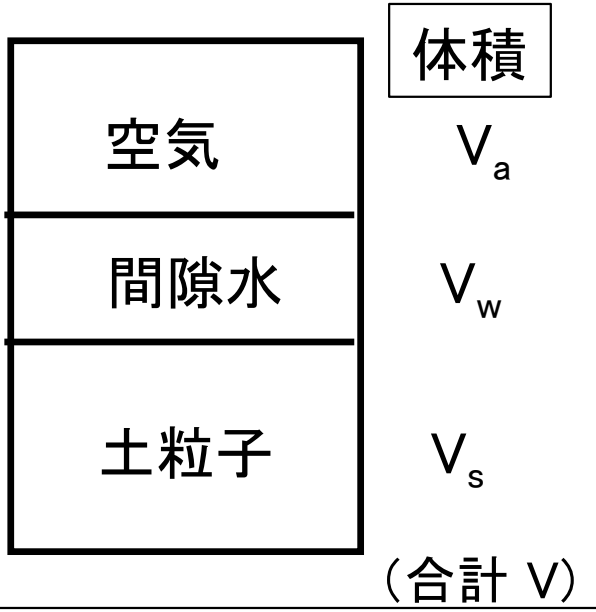
2) 空気間隙率v_a管理の誤用による高含水比での施工を回避するには？

→v_a管理の正しい理解と適切な運用が必要

空気間隙率管理の誤用問題：

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 ⇒ しばしば誤用





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

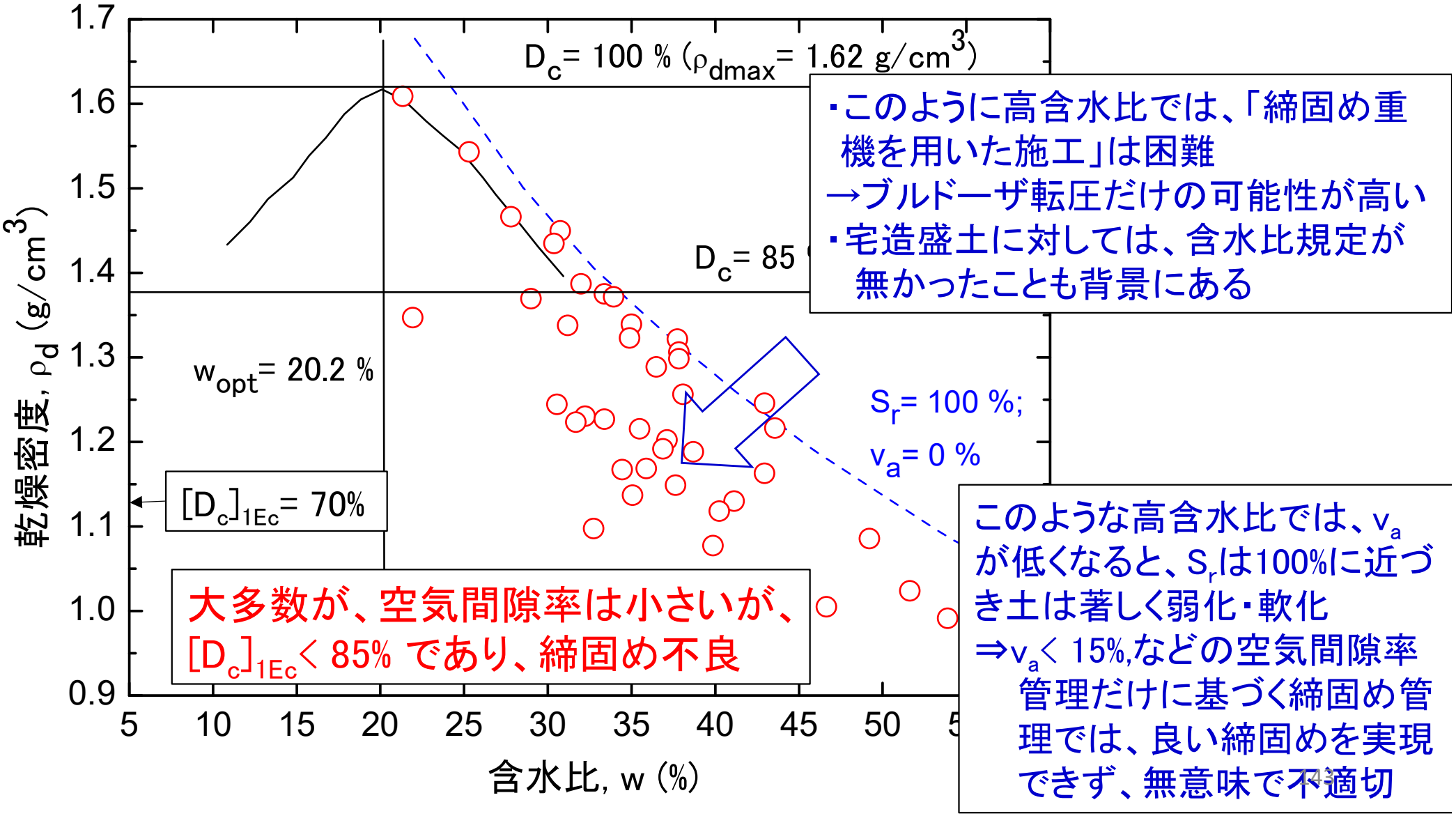
v_a管理は、$(\rho_d)_{max}$を基準にしたD_c管理と異なり、盛土材の締固め試験が不要、
また締固め曲線が求めにくい土にも適用可 ⇒ 迅速、省力化 ⇒ 普及

しかし、①v_aだけからはρ_dは求まらない ⇒ v_a管理では、ρ_dの管理はできない
②v_aの上限値管理による締固め管理は「v_a減少は、常に盛土の品質向上」が前提
だが、「ρ_d一定でv_a減少」（上図 ⇨ ）では盛土の強度・剛性は著しく低下する。

■v_a管理を誤用し、高含水比盛土材の使用を正当化する場合がある！

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)

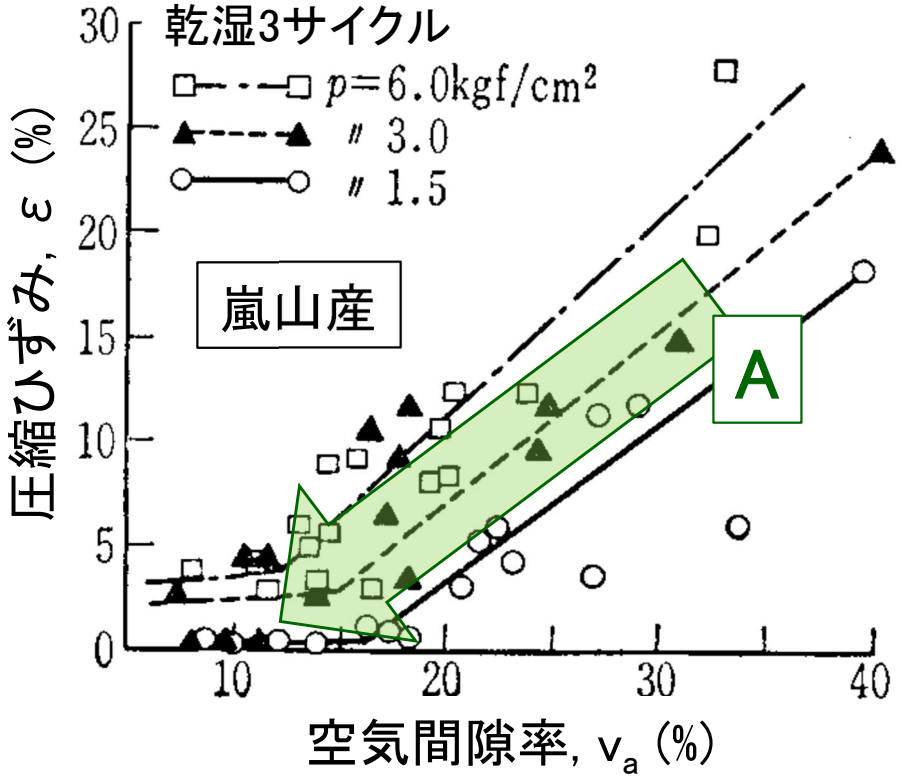
佐藤真吾・栗谷将晴・南陽介(2014): 東北地方太平洋沖地震における谷埋め盛土造成宅地に被害と復旧課題、第47回地盤工学研究発表会、八戸、論文E-08, 1477-1478頁



島博保，今川史郎：スレーキング材料（ぜい弱岩）の圧縮沈下と対応策，土と基礎，vol.28, 1980.

スレーキング盛土材の乾湿サイクルによる圧縮ひずみ ε は、v_aが減少するほど小さくなることを示している。

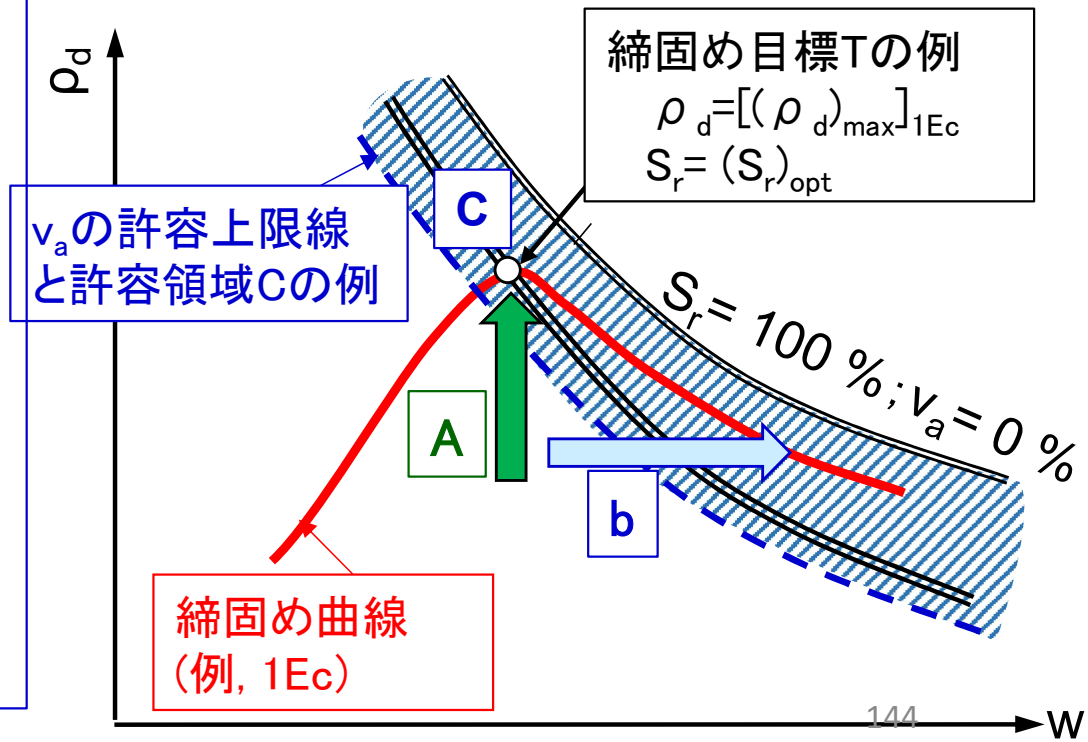
この結果は、「$v_a \leq 15\%$ を規定する空気間隙比管理」の根拠として、しばしば引用される。



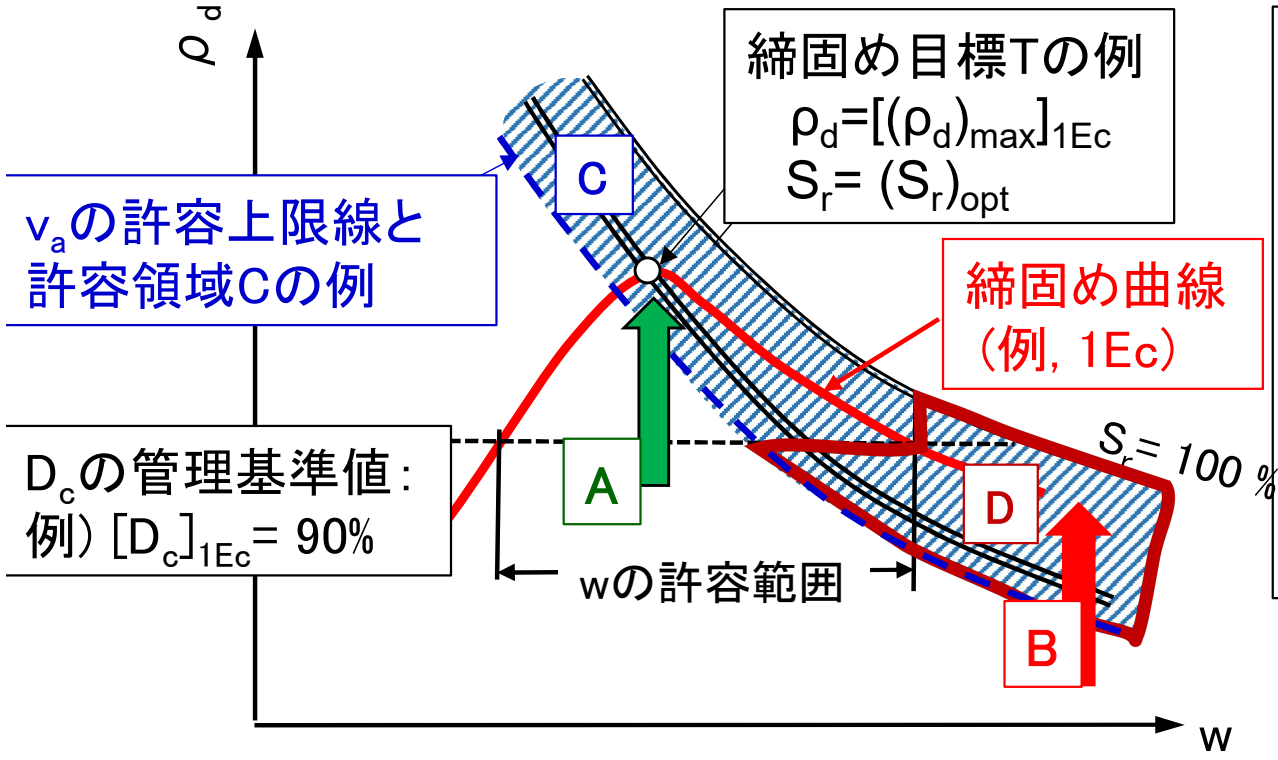
しかし、この関係は経路Aのようにw一定で締め固めた供試体で得られた結果であり、圧縮ひずみ ε の減少の主因は ρ_dの増加である。v_aの減少は、ρ_dの増加に伴った従属的現象。

経路bのようにρ_d一定でv_aが減少（即ちS_rが増加）すれば、土は弱化・軟化⇒v_aの減少自体は盛土品質を低下させる

⇒実施工において、v_aを15%以下に減少させて高い品質が得られるのは、Aのような適切なwでの締固めの場合



許容上限値（例、15%）に基づくv_a管理の正しい運用は・・・・・・
①Aのようにw_{opt}に近いwにおいて十分高いCELで施工して，
②v_aの減少の確認によって高いD_cの実現を確認



しかし、上記を無視し、高すぎる自然含水比で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%（例）と規定する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た締固め不良領域Dを規定して、Dを排除！
①D_cとwの測定・管理によって領域Dを排除 ⇒ 適切、しかし手間が掛かる
②頻度高く実施しやすい次善の策：コーン貫入抵抗などの強度指標やK値等地盤剛性指標の許容下限値を規定 ⇒ 領域Dをできるだけ排除
③可能であれば、v_a管理だけに頼らず、締固め目標の実現を目指す管理（D_cの下限値管理+wの上下限値管理+S_rの上下限値管理）の実施　⇒ 次に説明

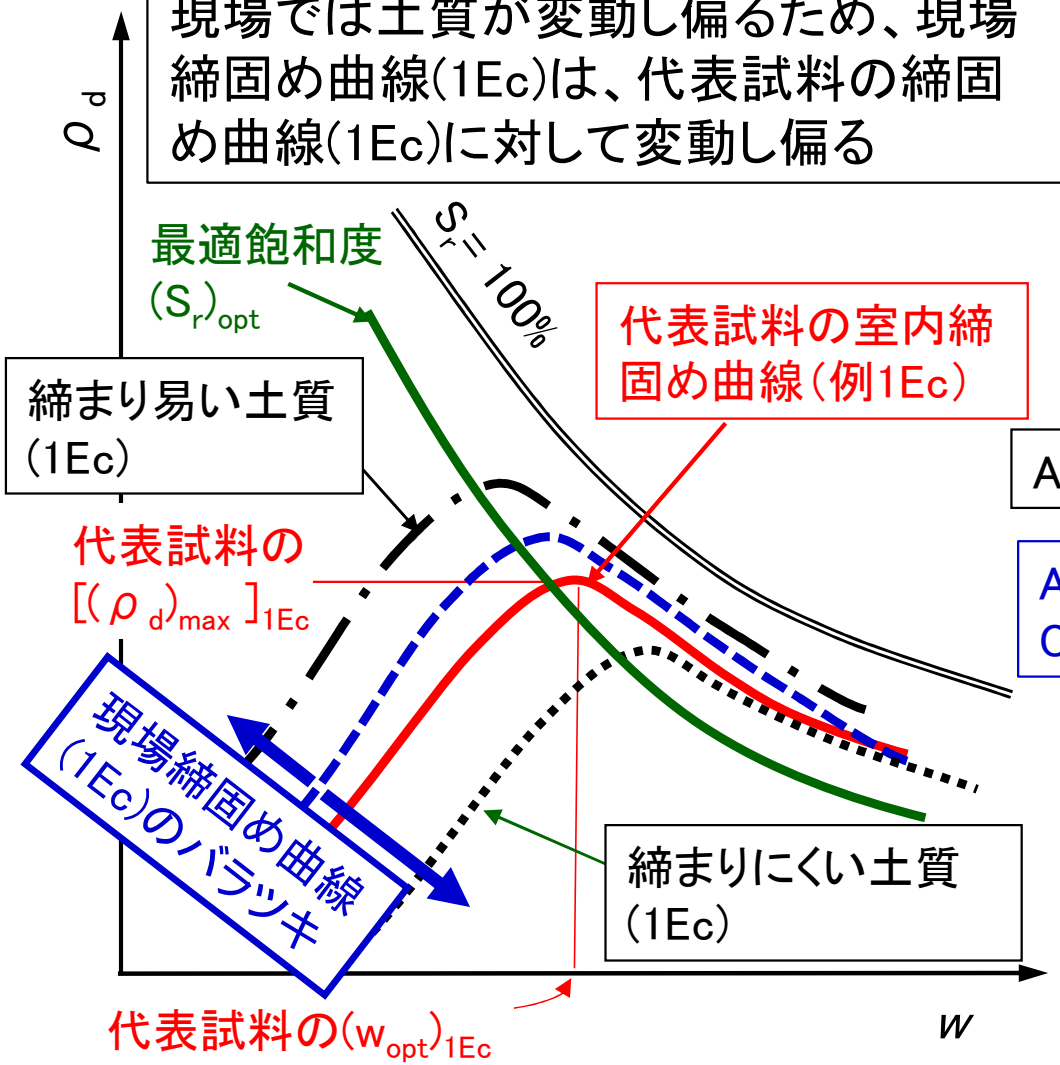
盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　2/2

5. 盛土の締固め管理の課題と対応策
 5-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 5-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 5-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 5-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 5-5 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての剛性・透水係数
 5-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

6. 全体のまとめ

なぜ、締固め管理において、飽和度管理を重視するのか？

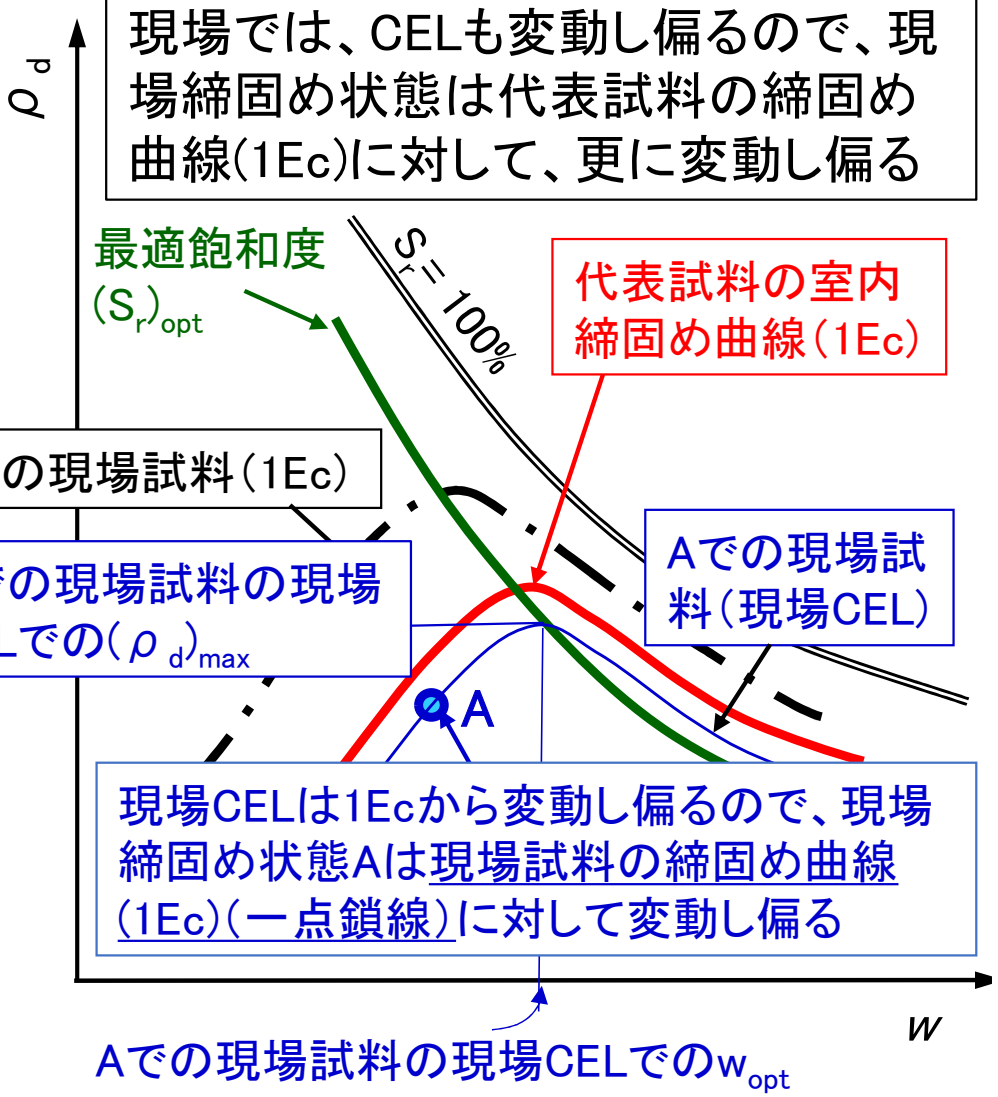
現場では土質が変動し偏るため、現場締固め曲線(1Ec)は、代表試料の締固め曲線(1Ec)に対して変動し偏る



・現場各地点の土質での締固め曲線(1Ec)は変動し、各曲線の$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$, $(w_{opt})_{1Ec}$の値は変動する

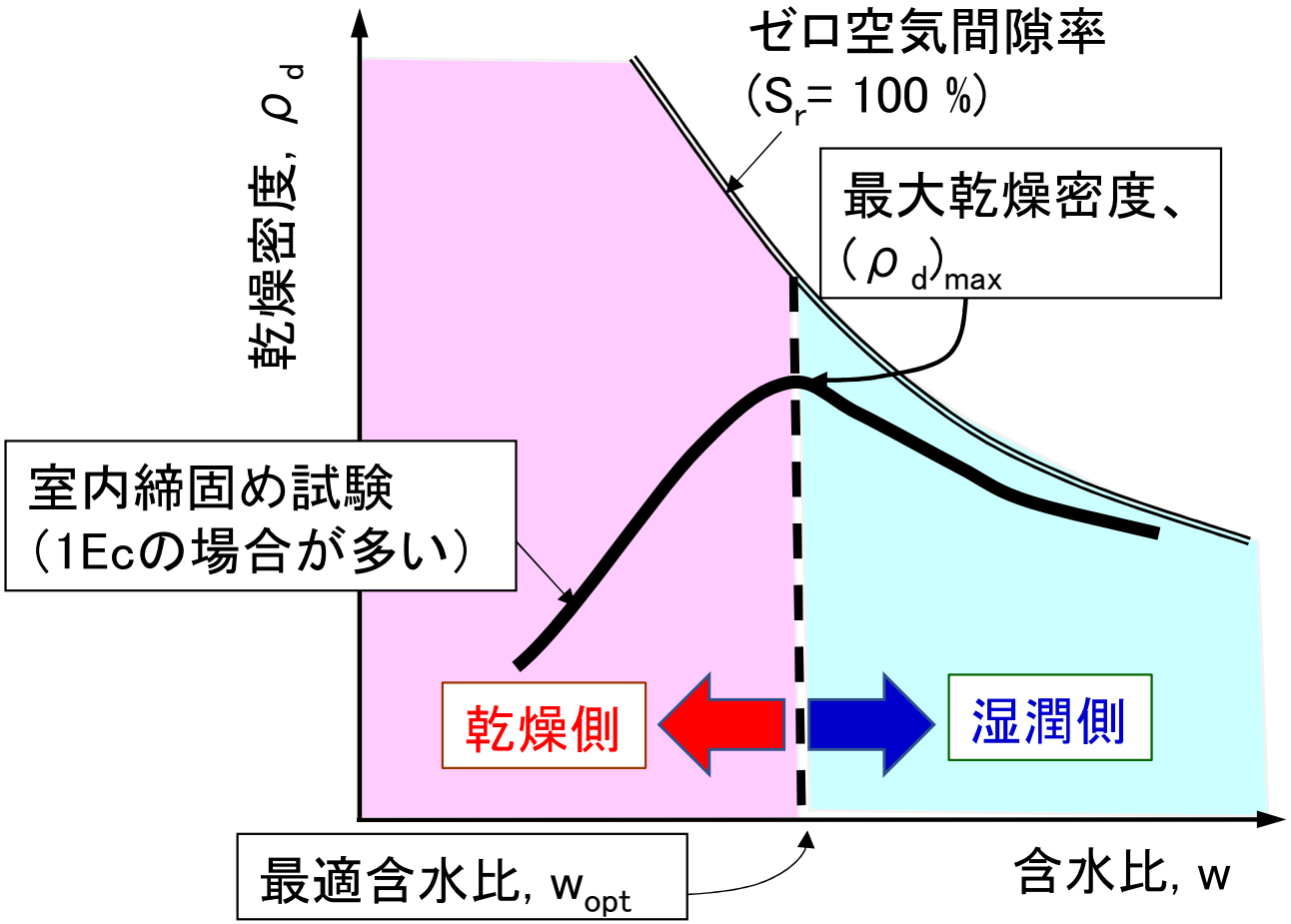
⇒これらは、代表試料の室内試験による締固め曲線(1Ec)、$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$, $(w_{opt})_{1Ec}$の値に対して、変動し偏る

現場では、CELも変動し偏るので、現場締固め状態は代表試料の締固め曲線(1Ec)に対して、更に変動し偏る



現場各所での本来の締固め目標である「現場の土質とCELにおける$(\rho_d)_{max}$とw_{opt}」は、現場の土質とCELが変動するので、代表試料の1Ecでの値から変動し偏り、見失ってしまう　⇒　解決策は？

伝統的なProctor則に基づく含水比に基づく盛土の締固め管理



最適含水比w_{opt}の定義は簡明であるが、現場での値は、

①土質とCELの不可避的変動によって変動し、

②代表試料を用いた標準室内締固め試験(例1Ec)による値に対して、変動し、偏り、不明になる

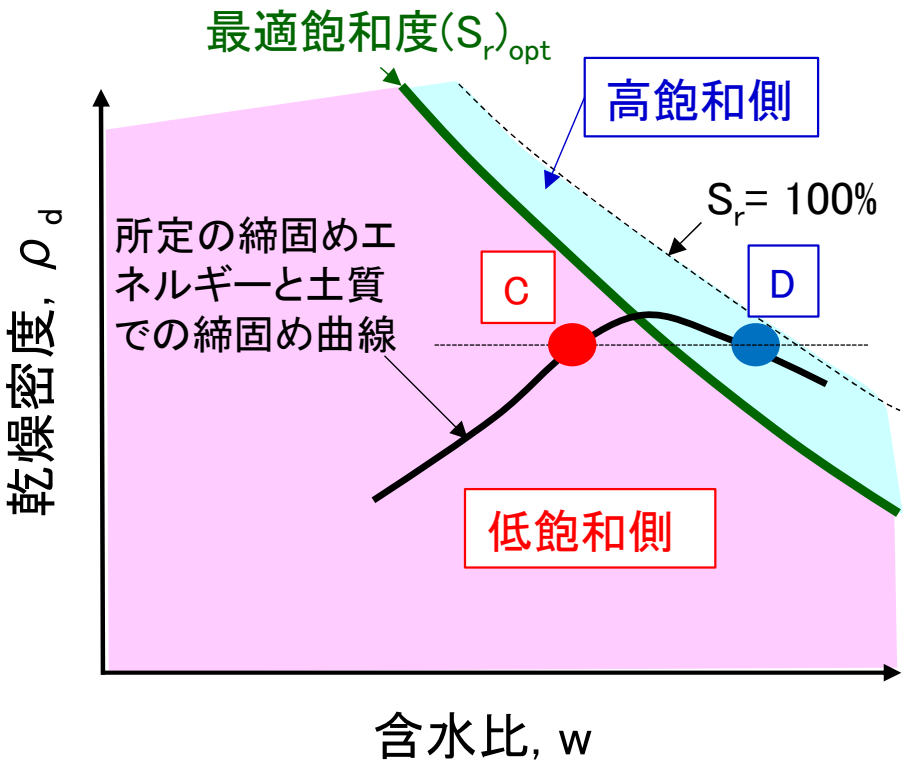
→代表試料の$(w_{opt})_{1Ec}$に基づく乾燥側/湿潤側の区別は客観的ではない！解決策は？

現場管理の例： D_cの全測定値 ≧ 所定の管理値 の確認

$w_{opt} + \alpha \geqq w \geqq w_{opt} - \beta$ の確認

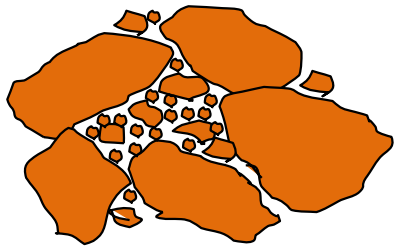
飽和度S_rに基づくと解決

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

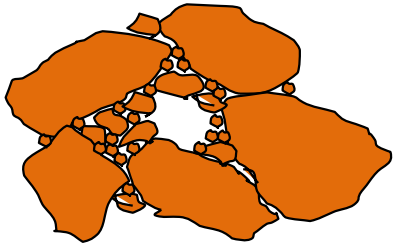
D



分散型(dispersed)
粒子骨格構造

サクション小 ⇒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

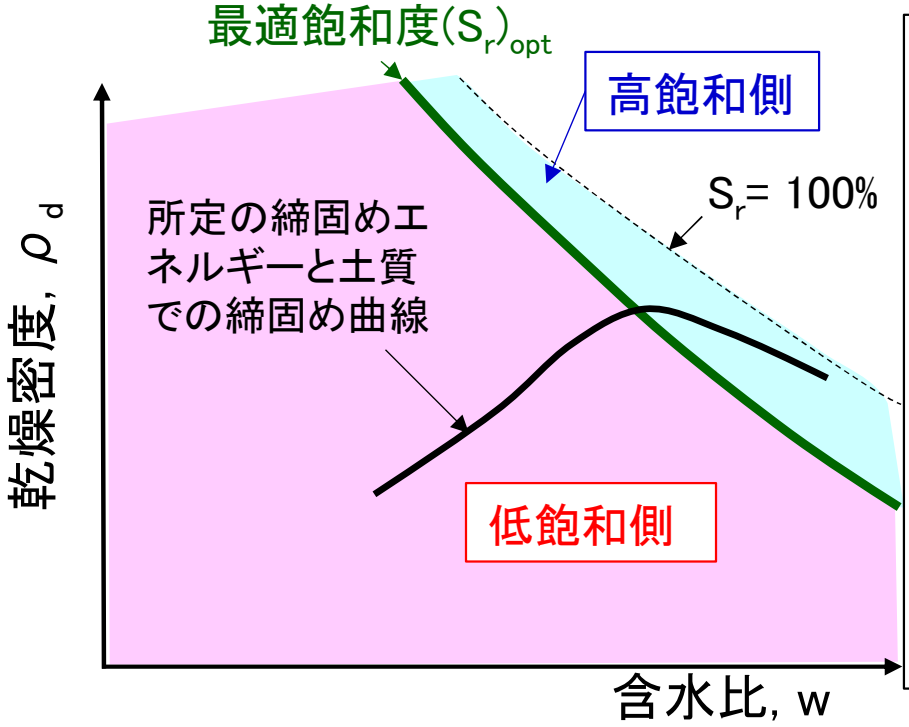


凝集型(coherent)
粒子骨格構造*

サクション大 ⇒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

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



現場での$(S_r)_{opt}$は、

①土質とCELの変化に対して、安定

②代表試料を用いた標準室内締固め試験（例1Ec）で得た値を、土質とCELが変動し偏る現場に適用できる

→<u>安定した$(S_r)_{opt}$に基づく低飽和側/高飽和側の区別</u>は客観的であり実務的

現場管理の例：　D_cの全測定値 ≧ 所定の管理値　の確認

$$w_{opt} + \alpha \geqq w \geqq w_{opt} - \beta$$

$(S_r)_{opt} + \alpha' \geqq S_r \geqq (S_r)_{opt} - \beta'$　の確認

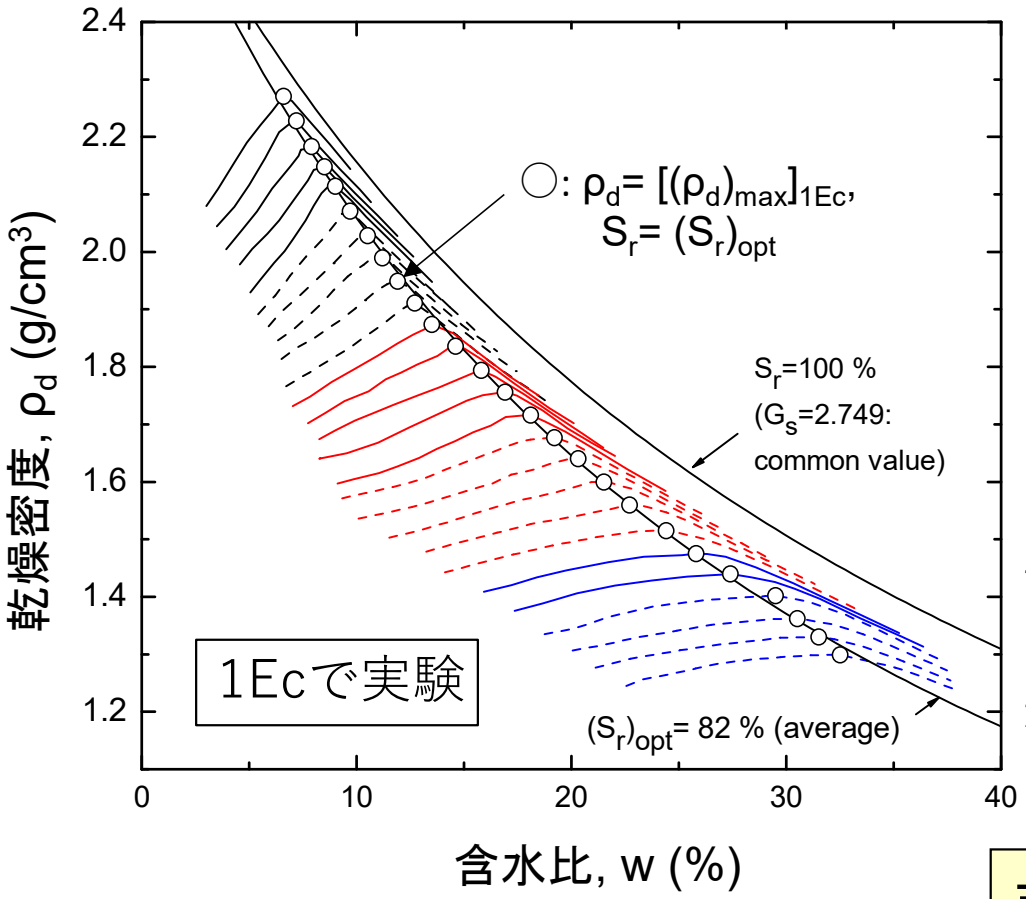
①最適飽和度$(S_r)_{opt}$と正規化締固め曲線$(D_c)_t=\rho_d/(\rho_d)_{max}$～$S_r$-$(S_r)_{opt}$関係は、土質とCELが変動し偏っても安定

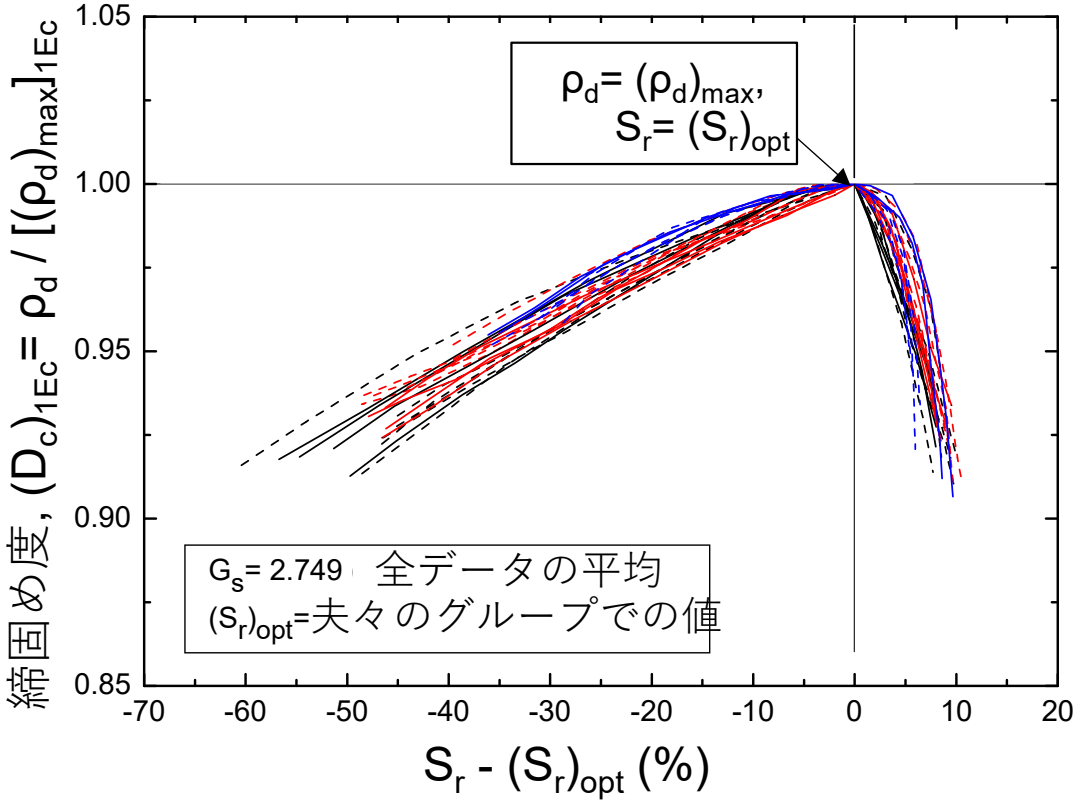
②飽和化後の強度・剛性、透水性等は、「締固め時$S_r=(S_r)_{opt}$」の時にほぼ最適化

①&②⇒ $S_r=(S_r)_{opt}$を目指す締固め管理は、効率的で客観的な盛土品質管理

飽和度で正規化した締固め曲線に対する土質の影響

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、各グループで平均化





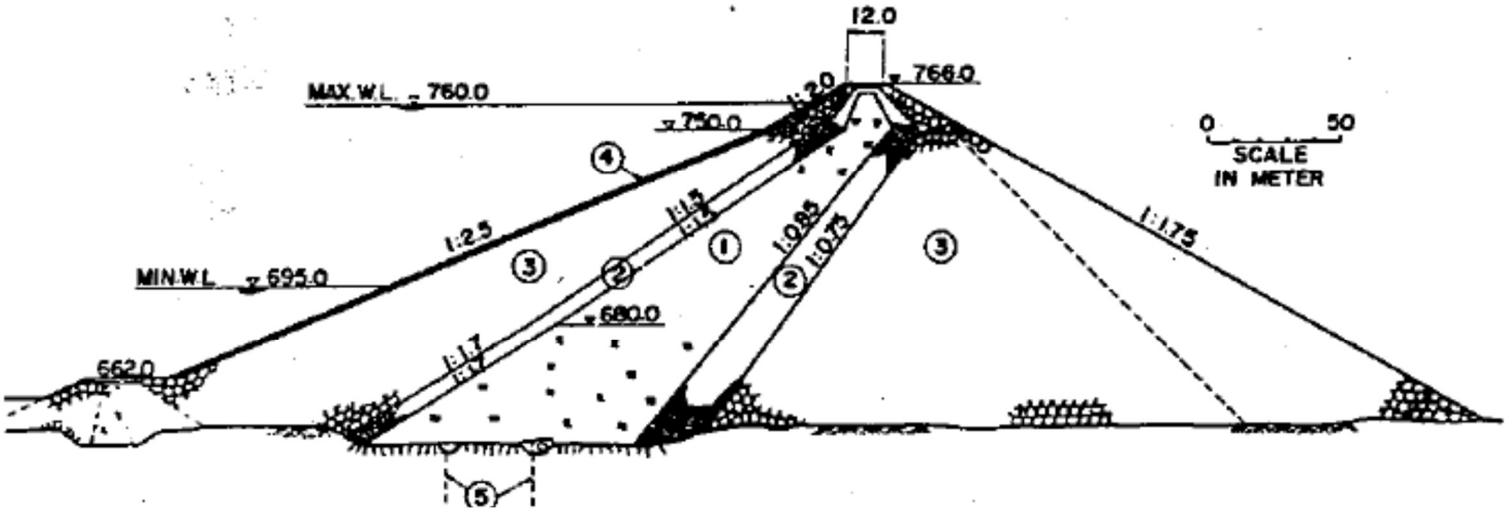
Joslin, J. G. (1959): Ohio's typical moisture-density curves, *ASTM STP239, Proc. of Symposium on Application of Soil Testing in Highway Design and Construction,* 111-118.

非常に広範囲の土質に対して、
最適飽和度$(S_r)_{opt}$と正規化締固め曲線:
$(D_c)_{1Ec} = \rho_d/[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$～$S_r$-$(S_r)_{opt}$関係
は、安定している

飽和度で表現した正規化締固め曲線に対するCELの影響

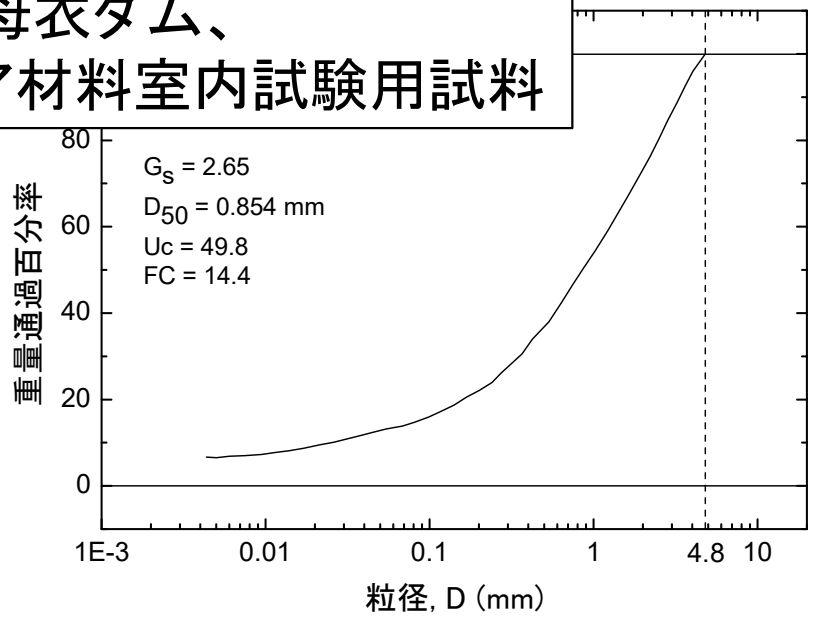
ロックフィルダム
高さ: 131 m
完成: 1961年

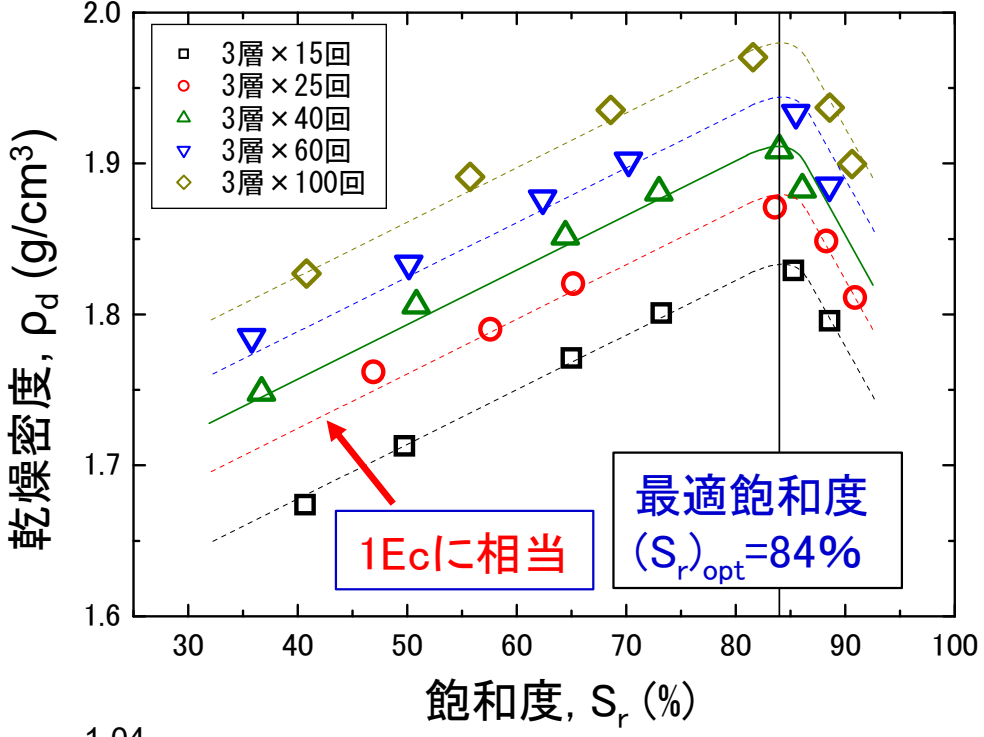
調査設計段階で、非常に系統的な土質試験を実施
⇒データは、締固め特性は飽和度で正規化できて、透水特性は締固め時の飽和度の強い関数であることを示している

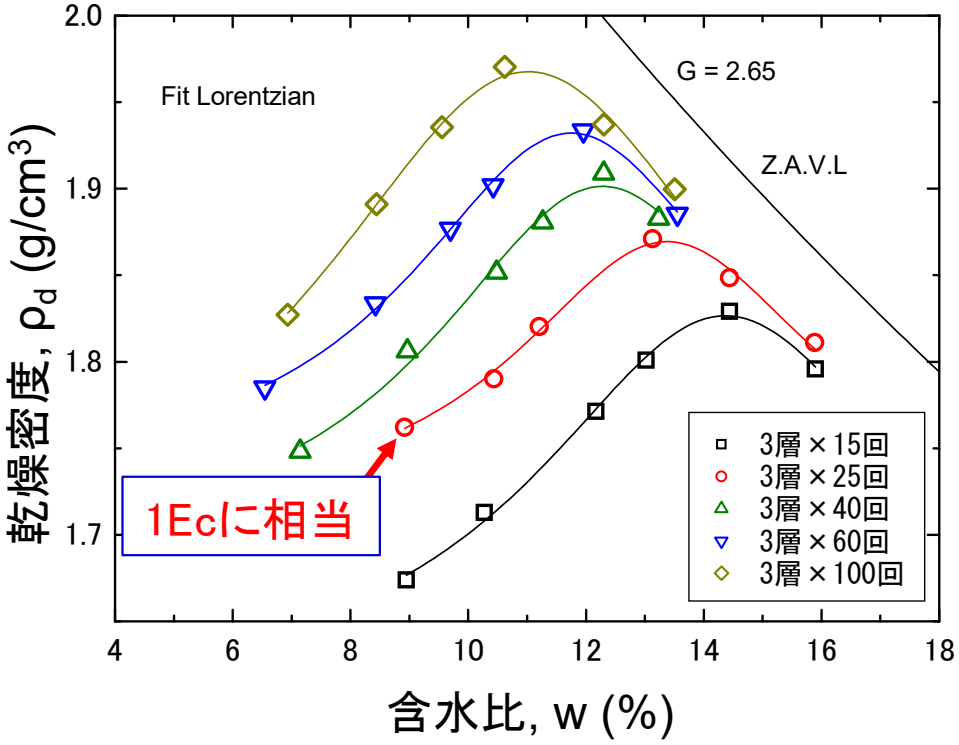


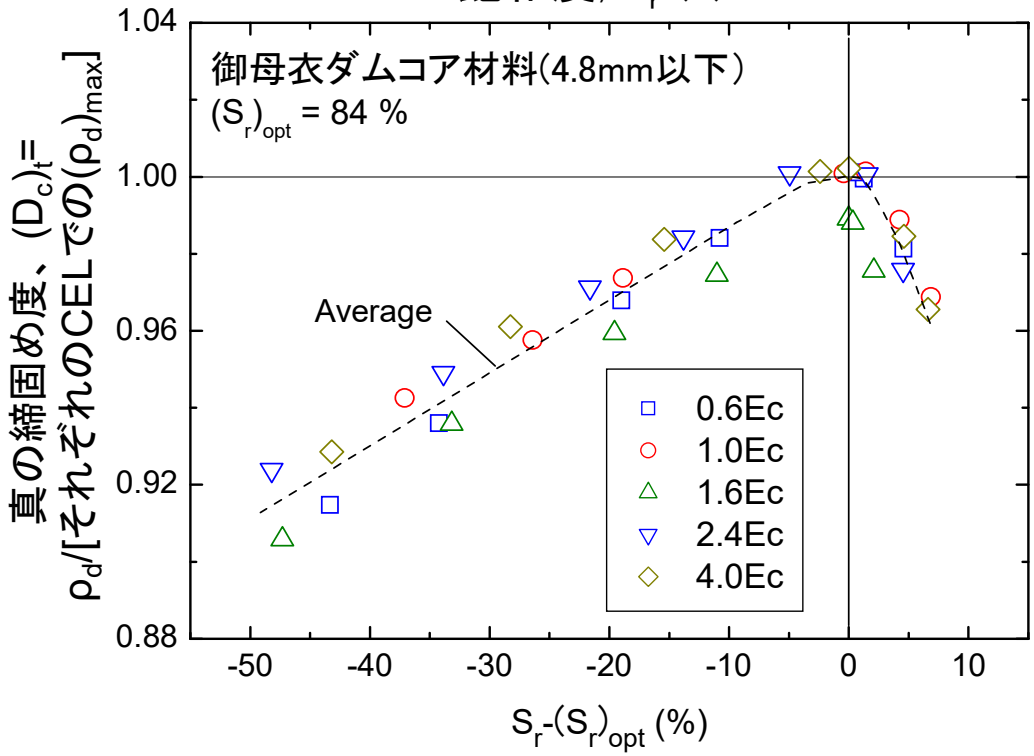
① コア
② フィルター
③ ロックフィル
④ リップラップ
⑤ グラウトカーテン

御母衣ダム、コア材料室内試験用試料





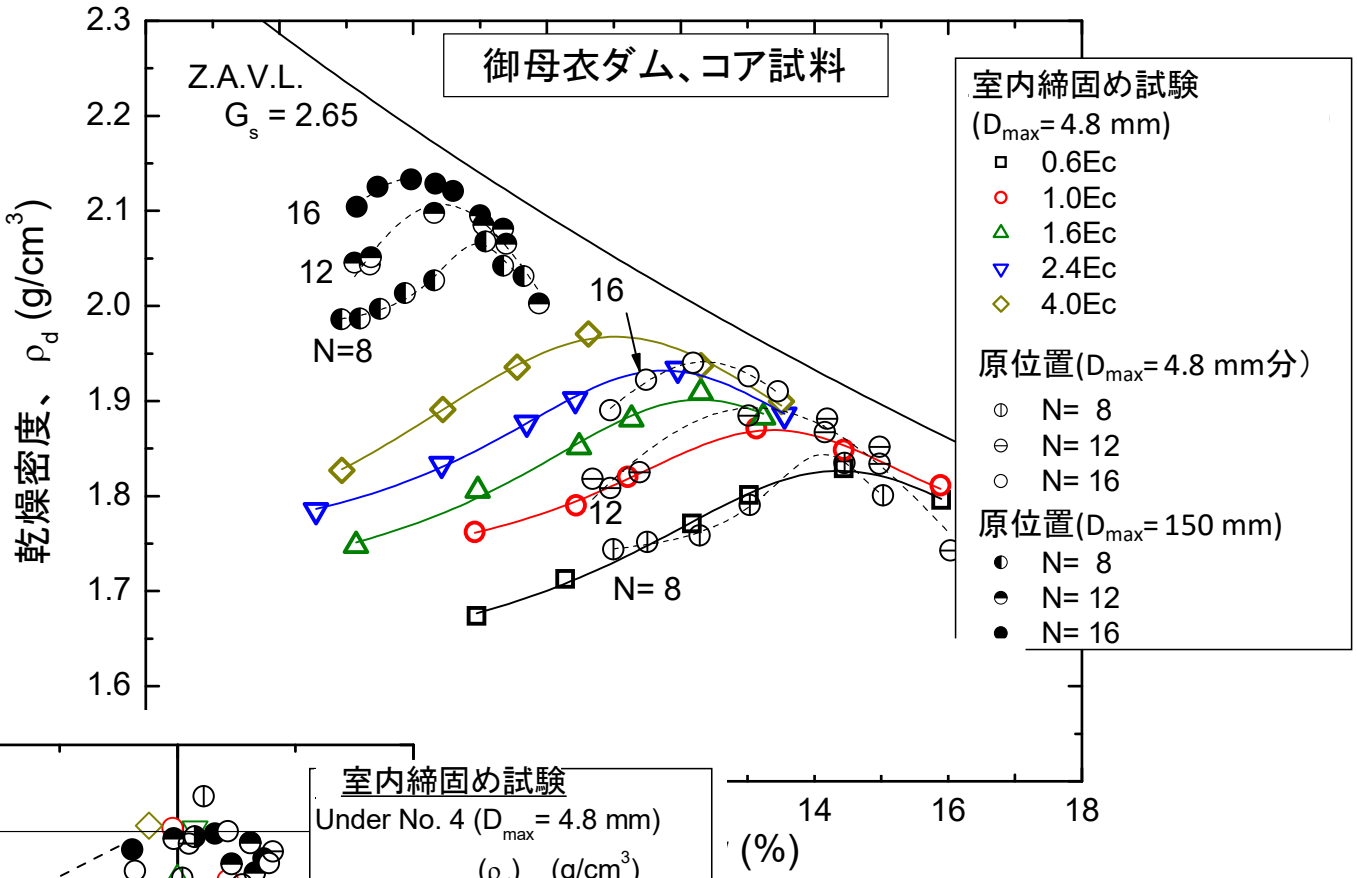


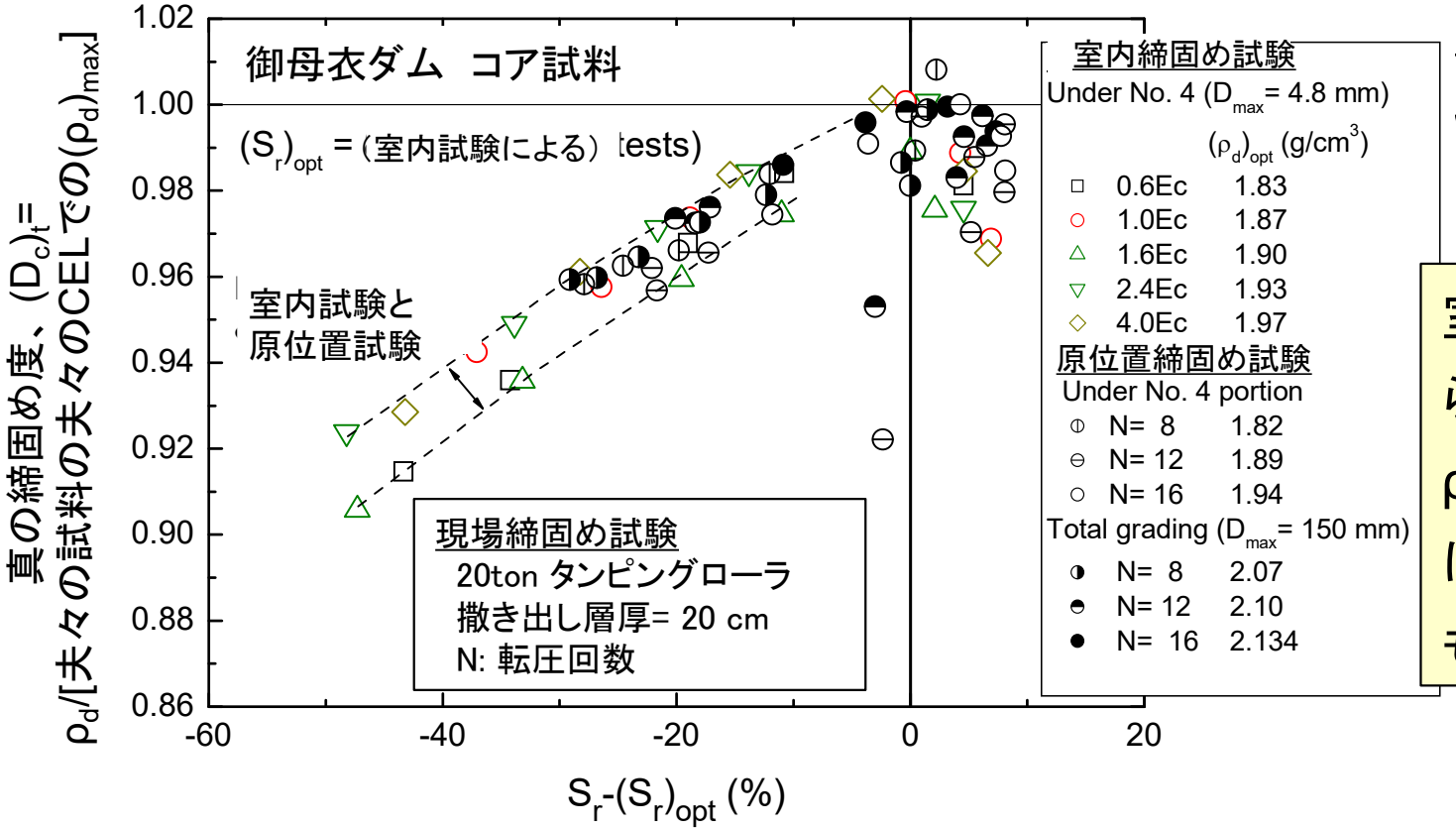


三国英四郎(1962): フィルダムしゃ水壁材料の性質と締固めに関する研究(その1)、土と基礎、10(1): 3-12
浅尾　格(1963): 御母衣ダムについて、第8回国際大ダム大会課題第31関係論文, 大ダムNo.27, 33-33.

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.

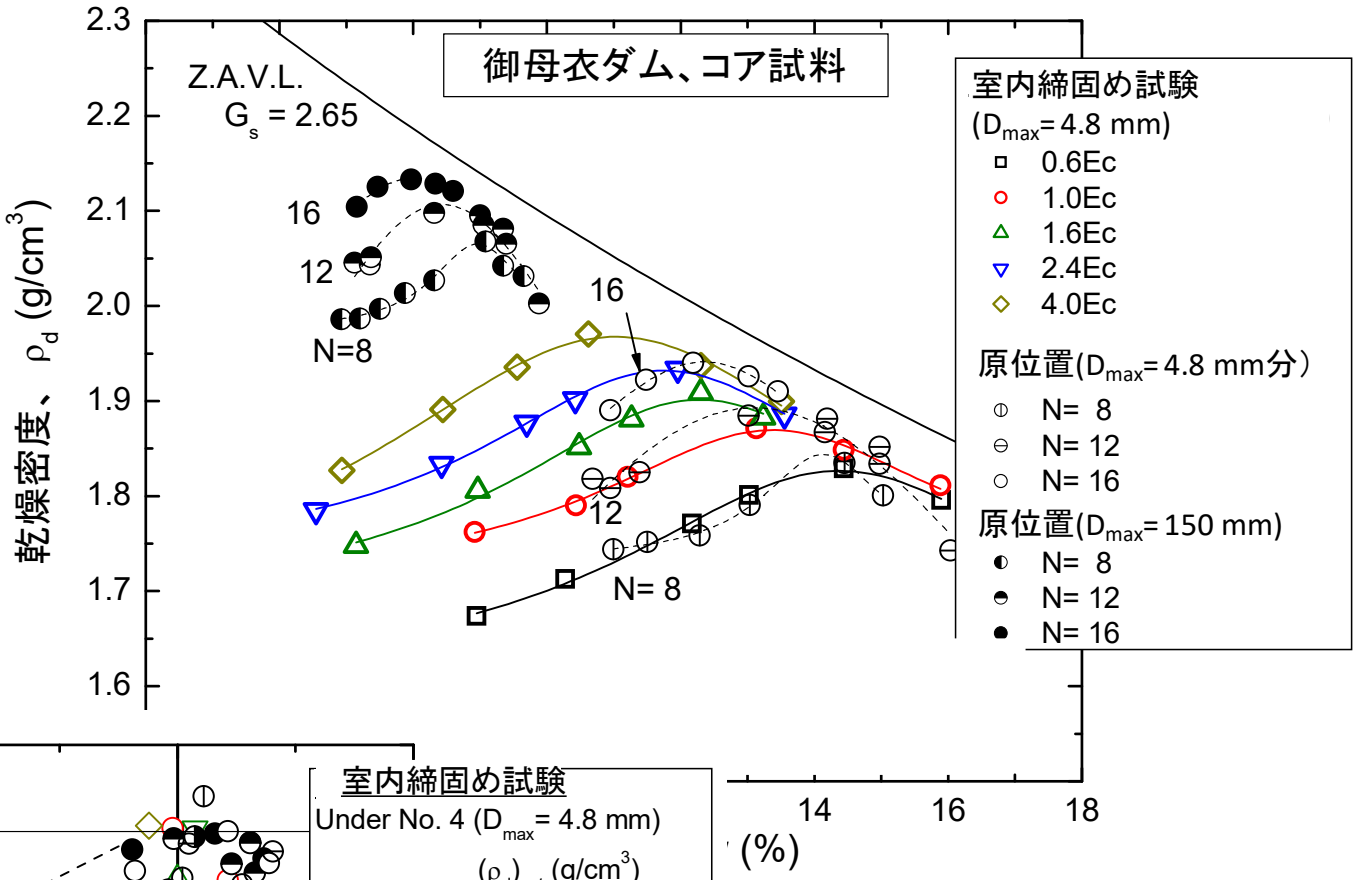


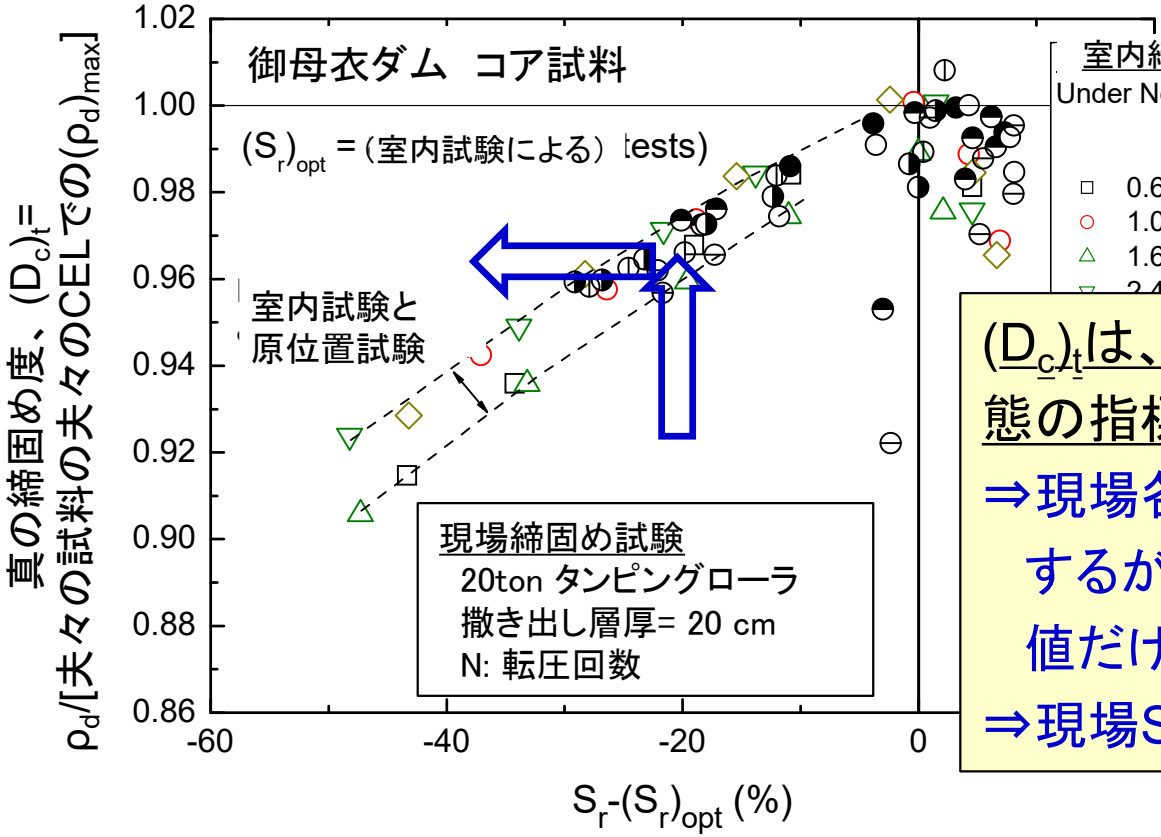


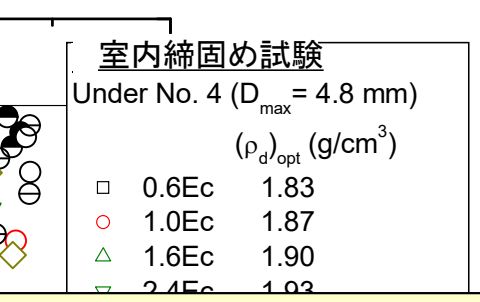
室内試験と原位置試験で得られた$(S_r)_{opt}$の値と$(D_c)_t$= $\rho_d/(\rho_d)_{max}$～S_r-$(S_r)_{opt}$関係はほぼ同じであり、いずれもCELに独立

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.





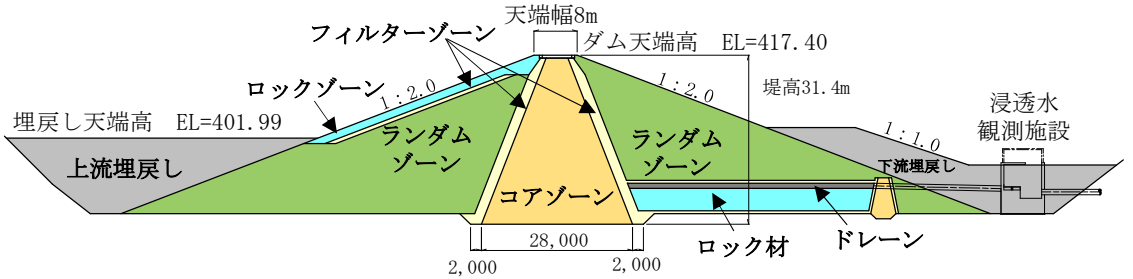


$(D_c)_t$は、それぞれの締固め条件での締固め状態の指標 (100%が最善):

⇒現場各箇所の土質とCELは不可避的に変動するが、$(D_c)_t$の値は$(S_r)_{opt}$(既知)と現場S_rの値だけから左図のように推定できる。

⇒現場S_rを管理すれば$(D_c)_t$を管理できる

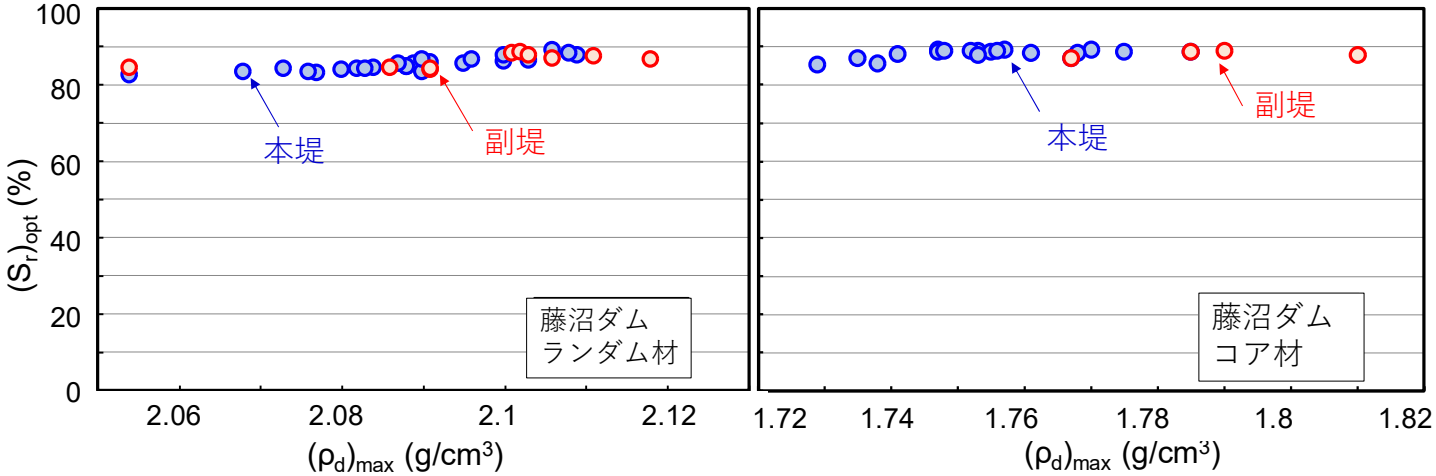
強化復旧した藤沼ダム

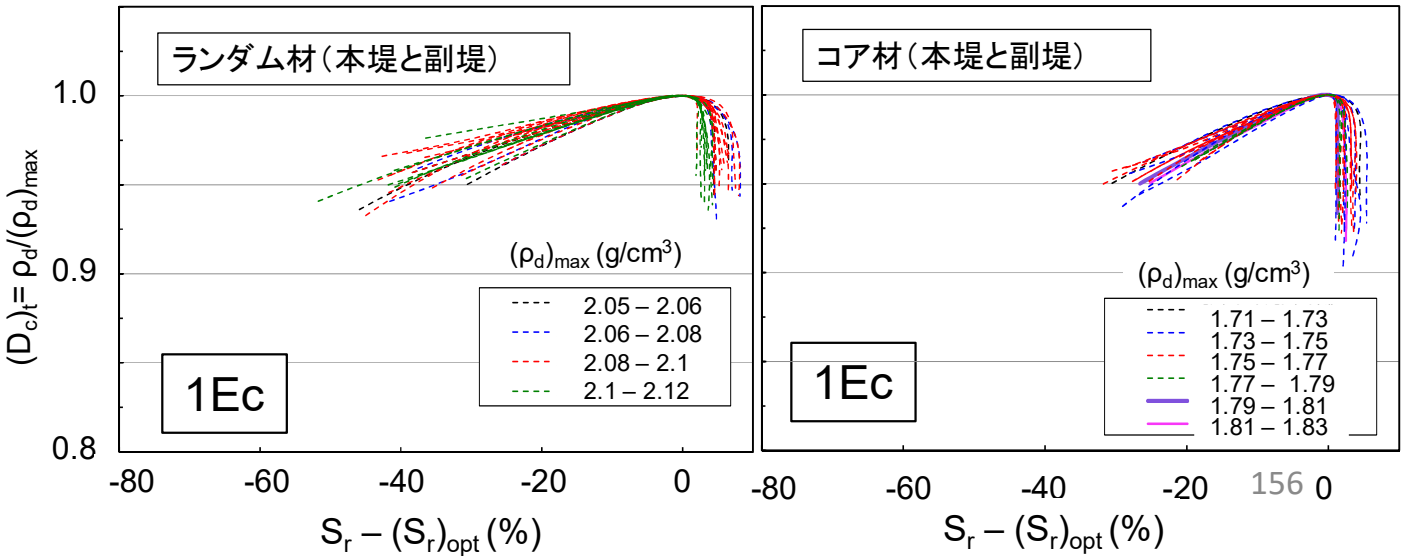


長期の建設の間、盛土材の土質は一定の範囲で変化して$(\rho_d)_{max}$は変化。しかし、コア材とランダム材のそれぞれで、最適飽和度$(S_r)_{opt}$と正規化締固め曲線$(D_c)_t=\rho_d/(\rho_d)_{max}$～$S_r$-$(S_r)_{opt}$関係はほぼ一定

注）この室内締固め試験では、$(D_c)_t=(D_c)_{1Ec}$

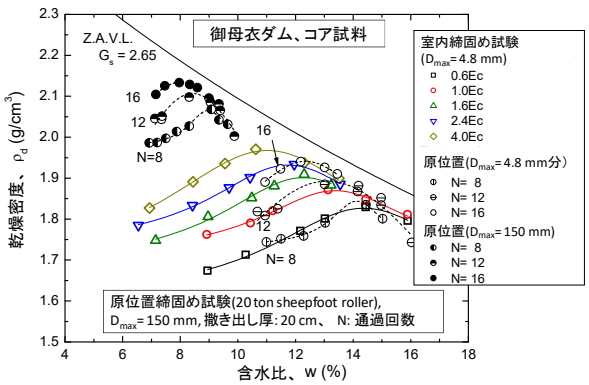
⇒それぞれの現場で、コア材とランダム材のそれぞれで、一定と仮定できる



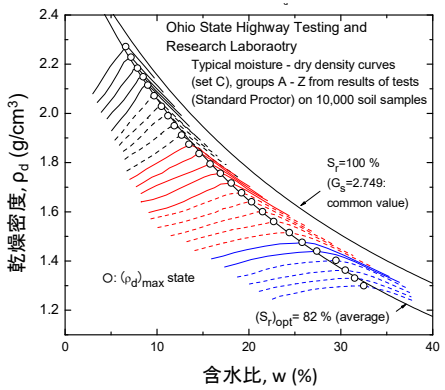


三浦亨・龍岡文夫・田中忠次・毛利栄征・石本敏樹・三反畑勇: フィルダムでの飽和度管理を重視した締固め実施例、第53回地盤工学研究発表会、大宮, 2019.

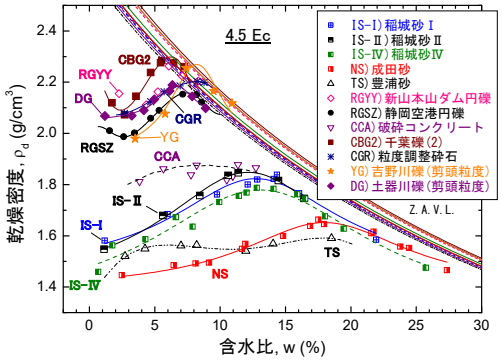
多数の室内・現場締固め試験による正規化締固め曲線のまとめ



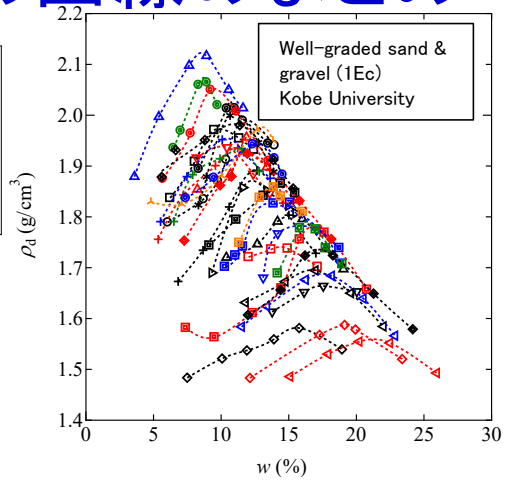
御母衣ダムコア材



米国オハイオ州

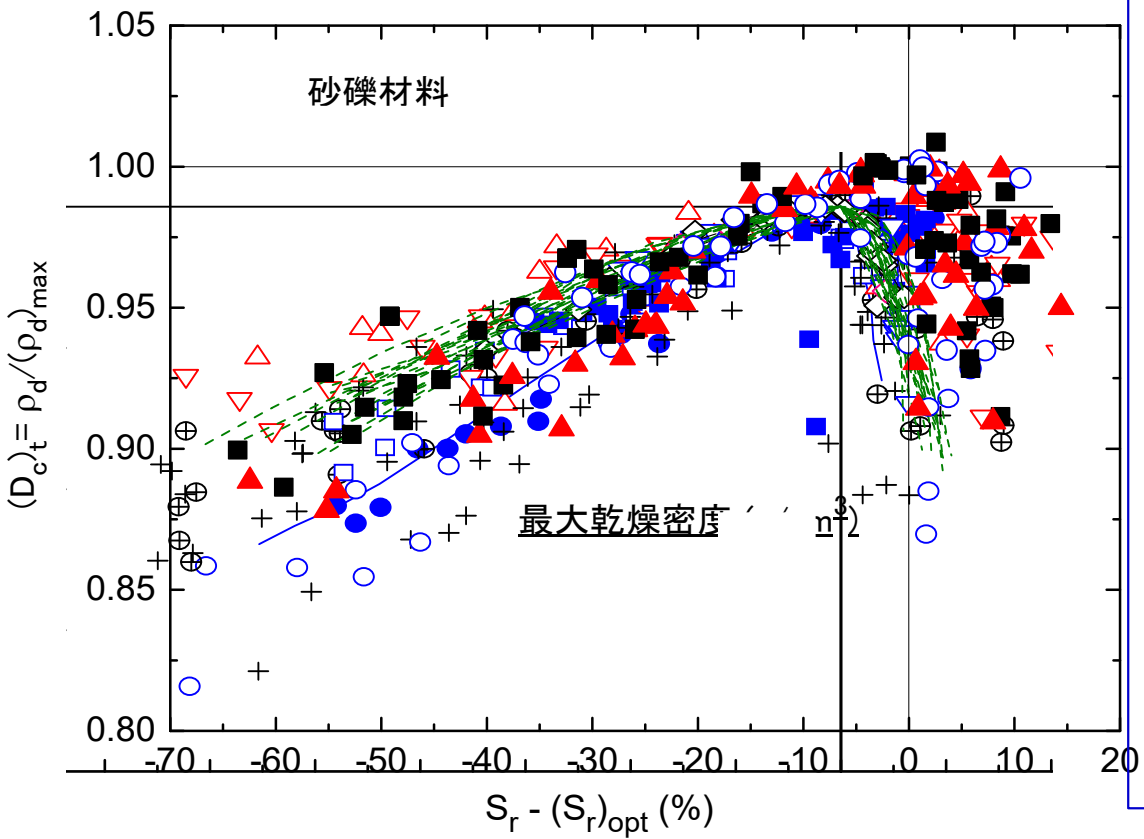


東京理科大学



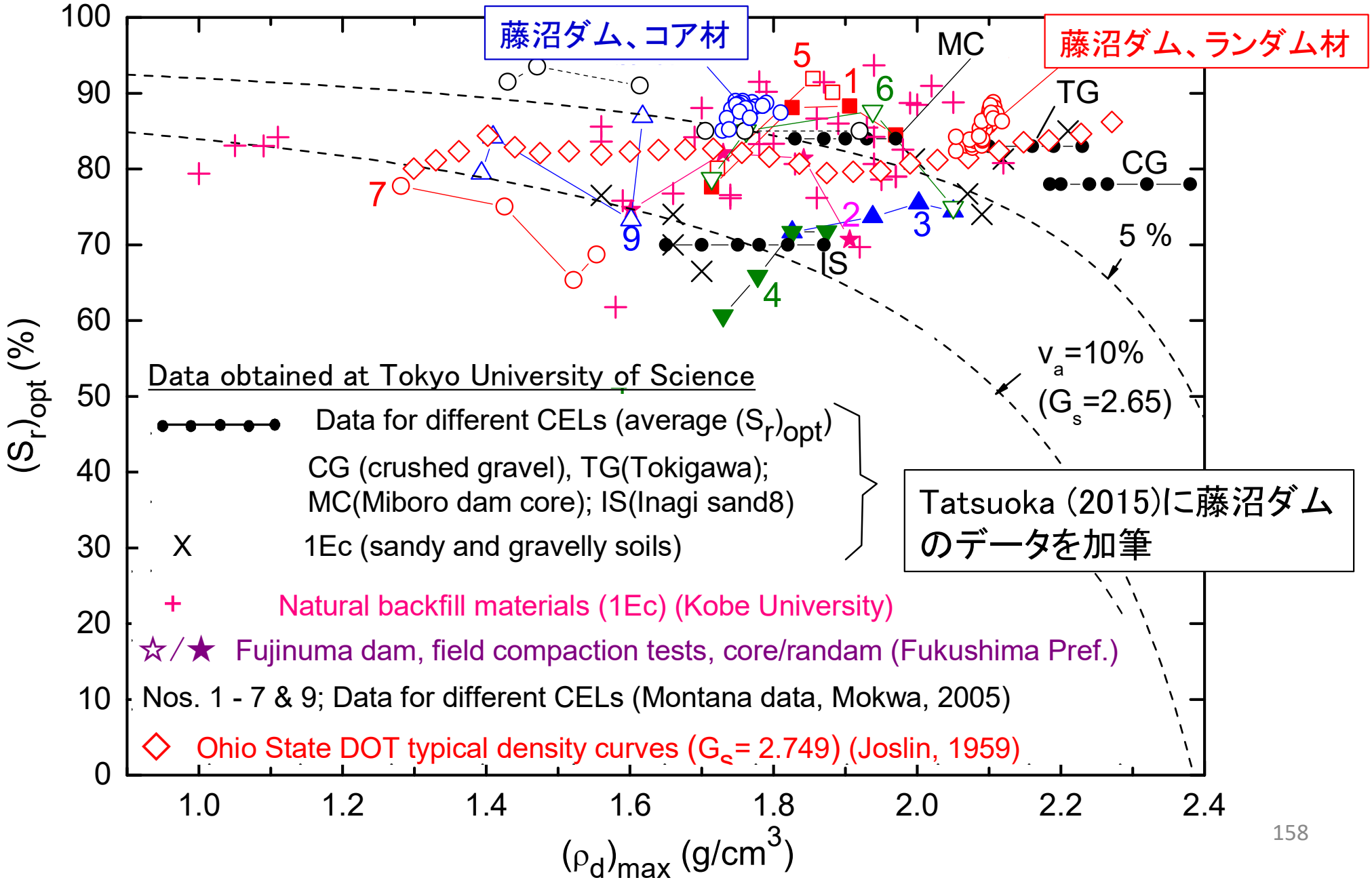
神戸大学

プラス 他のデータ



- $(D_c)_t=\rho_d/(\rho_d)_{max}$～$S_r$-$(S_r)_{opt}$関係は、土質, CEL、現場/室内に関らず類似
- 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
- しかし、個々の現場において土質とCELが管理されて変動が限定的な場合は、$(D_c)_t$= $\rho_d/(\rho_d)_{max}$～S_r-$(S_r)_{opt}$関係の安定性は高い
  ⇒ このような場合は、一定と仮定できる

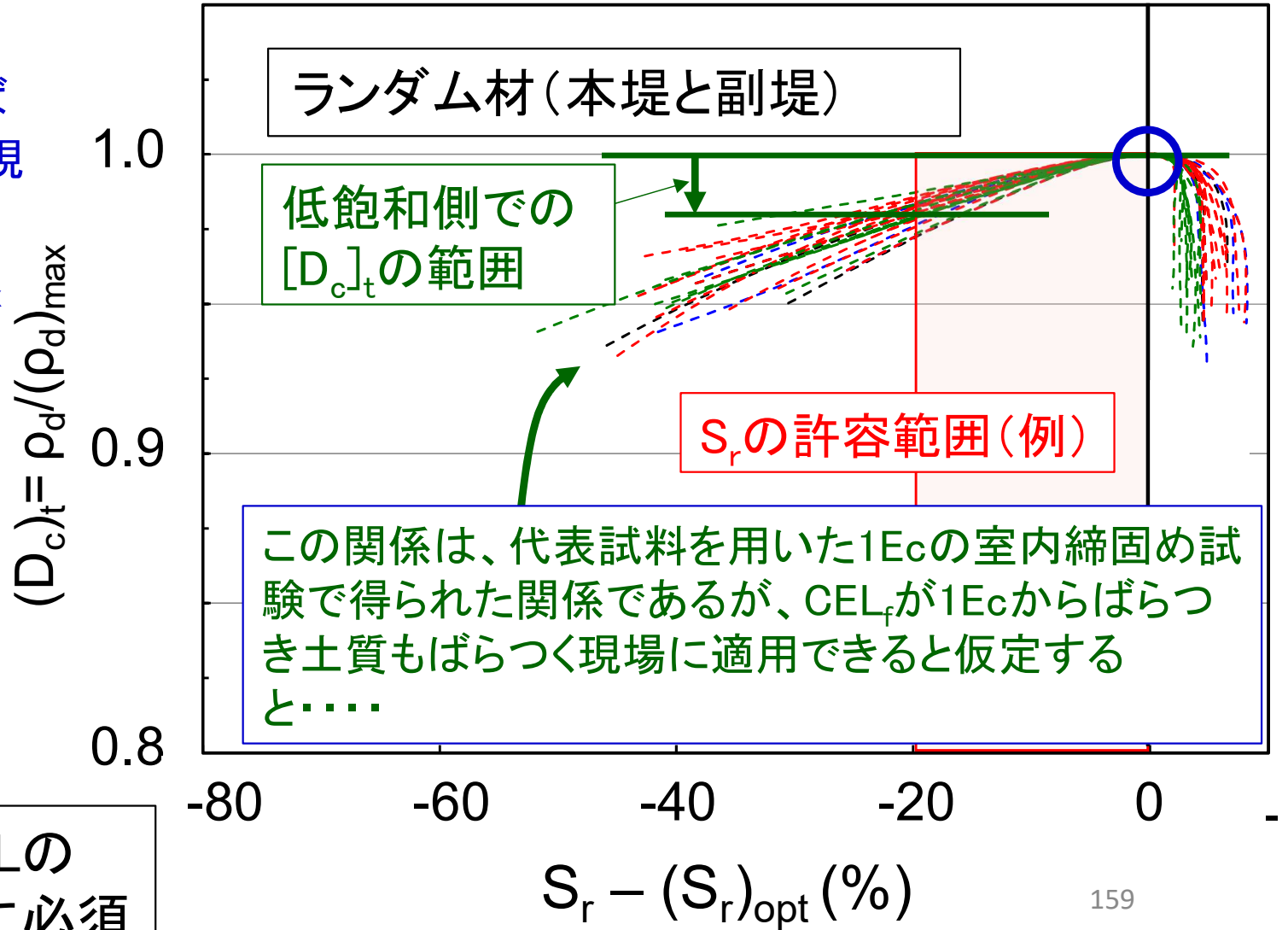
①最適飽和度$(S_r)_{opt}$は、多種多様な土質とCELに対して、バラツキはあるが、全体として一定： ②個々のprojectでは、ほぼ一定



通常の締固めでは、含水比一定でS_rが低飽和側（$S_r < (S_r)_{opt}$）から増加する。その場合、現場S_r を仮に「$(S_r)_{opt}$- 20%～$(S_r)_{opt}$」の範囲内になるように管理した場合
⇒現場の土質とCELに変動と偏りがあっても、
　真の締固め度$[D_c]_t=\rho_d/$[現在のCELでの$(\rho_d)_{max}$]
は、0.98～1.0 の狭い範囲で高い値となる

仮に、
①$S_r \approx (S_r)_{opt}$を実現すれば
　→$[D_c]_t \approx 1.0$ (100%)が実現
②現場CELを大きな値に
　維持すれば、現場$(\rho_d)_{max}$
　は大きくなる
①&②から、現場ρ_d=
　$[D_c]_t \cdot (\rho_d)_{max} \approx (\rho_d)_{max}$は
大きな値となる

締固め状態の指標：
$[D_c]_{1Ec}=\rho_d/[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$
の値を大きく保てる



現場飽和度と現場CELの
管理は、良い締固めに必須

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　2/2

5. 盛土の締固め管理の課題と対応策
 5-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 5-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 5-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 5-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 5-5 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての剛性・透水係数
 5-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

6. 全体のまとめ

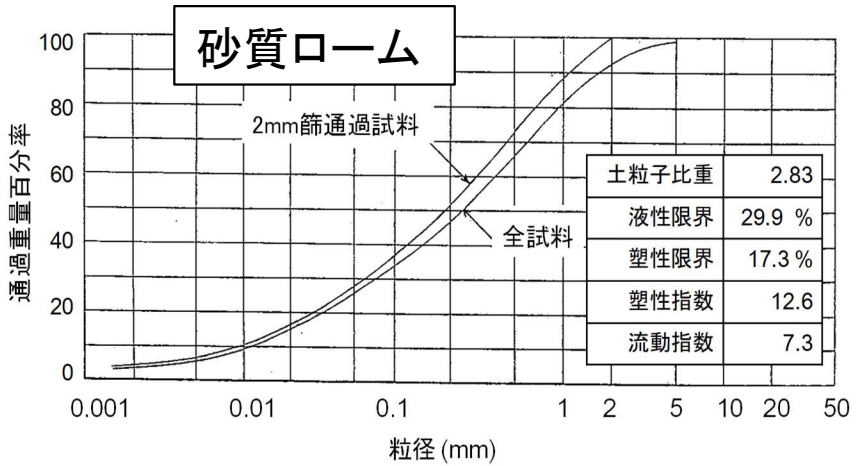
強度・剛性は、乾燥密度と飽和度の関数

旧建設機械化研究所での実大締固め試験

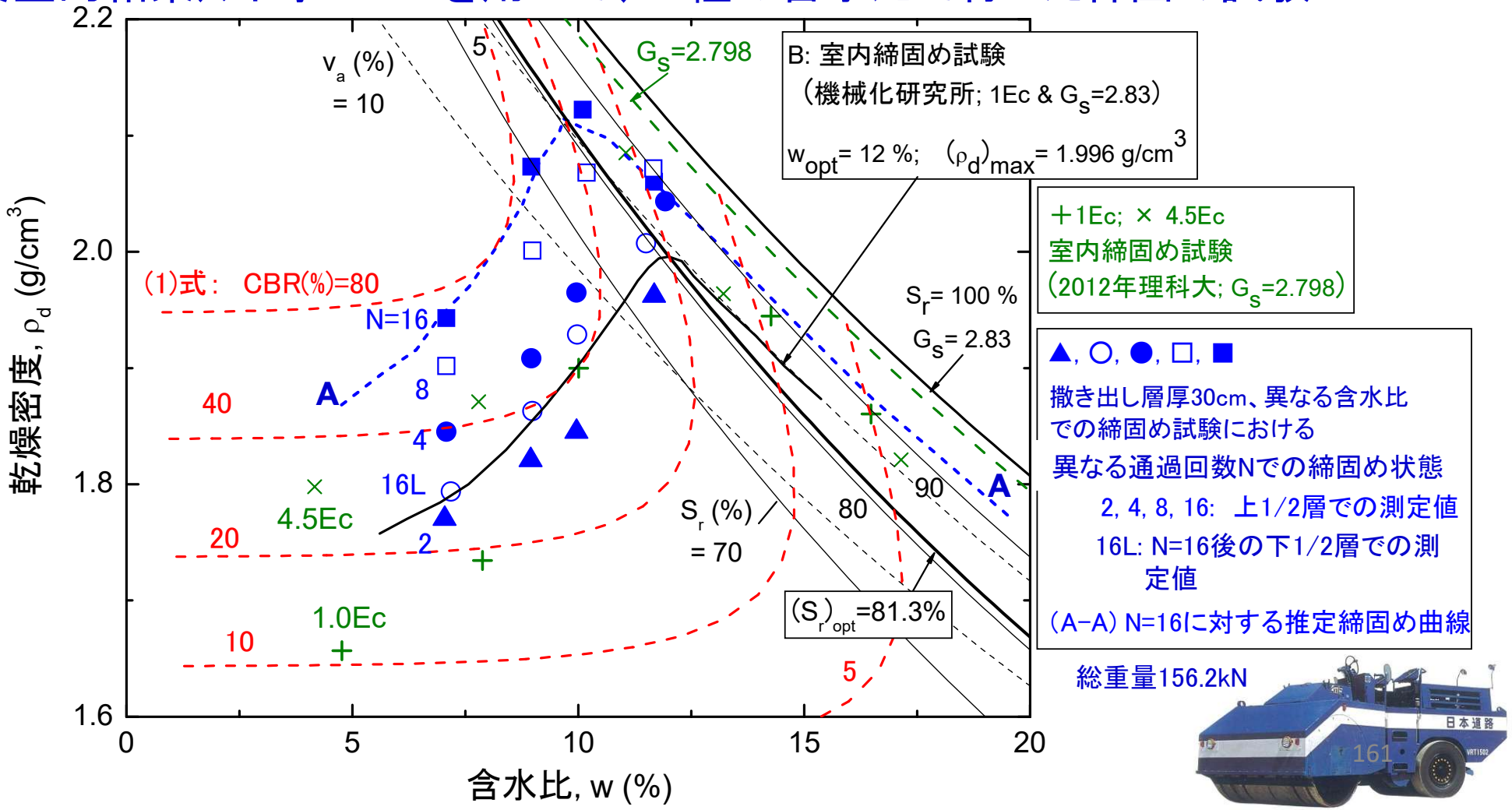
(1965−1990年): 178の試験土層を作製し

44種の締固め機械で実験、現場CBR測定！

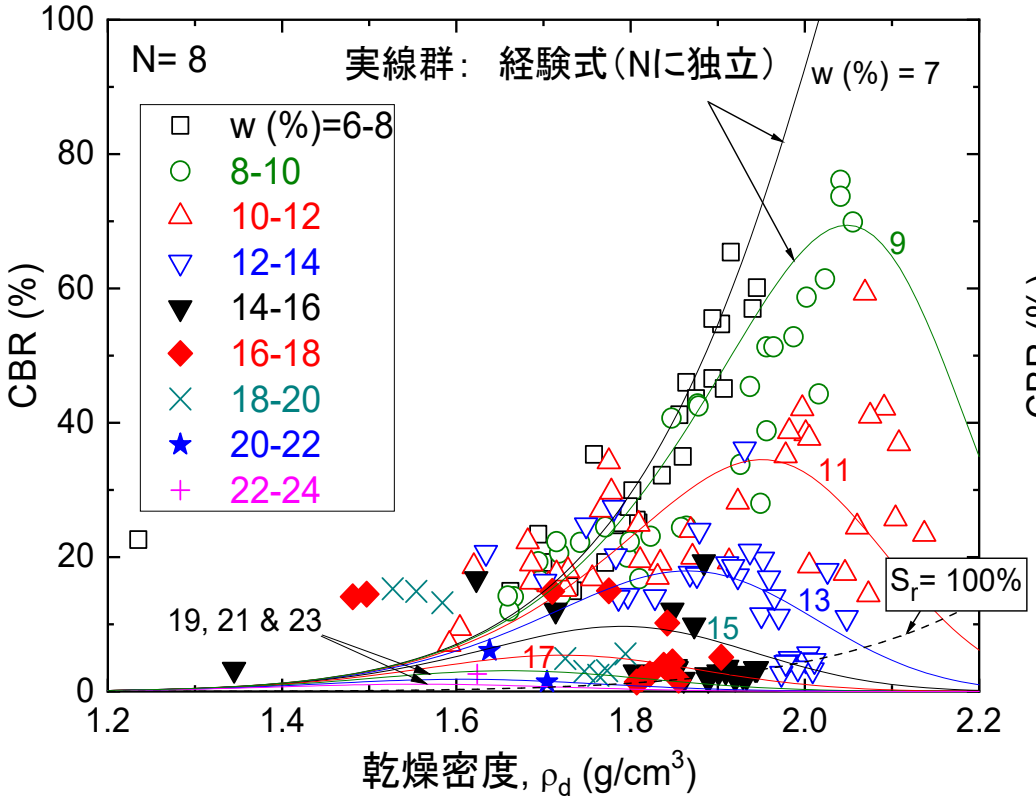
(原データ)根本忠・佐々木隆男: 土の締固め特性, 創立30周年論文集, 建設機械化研究所, pp.45−58, 1994.

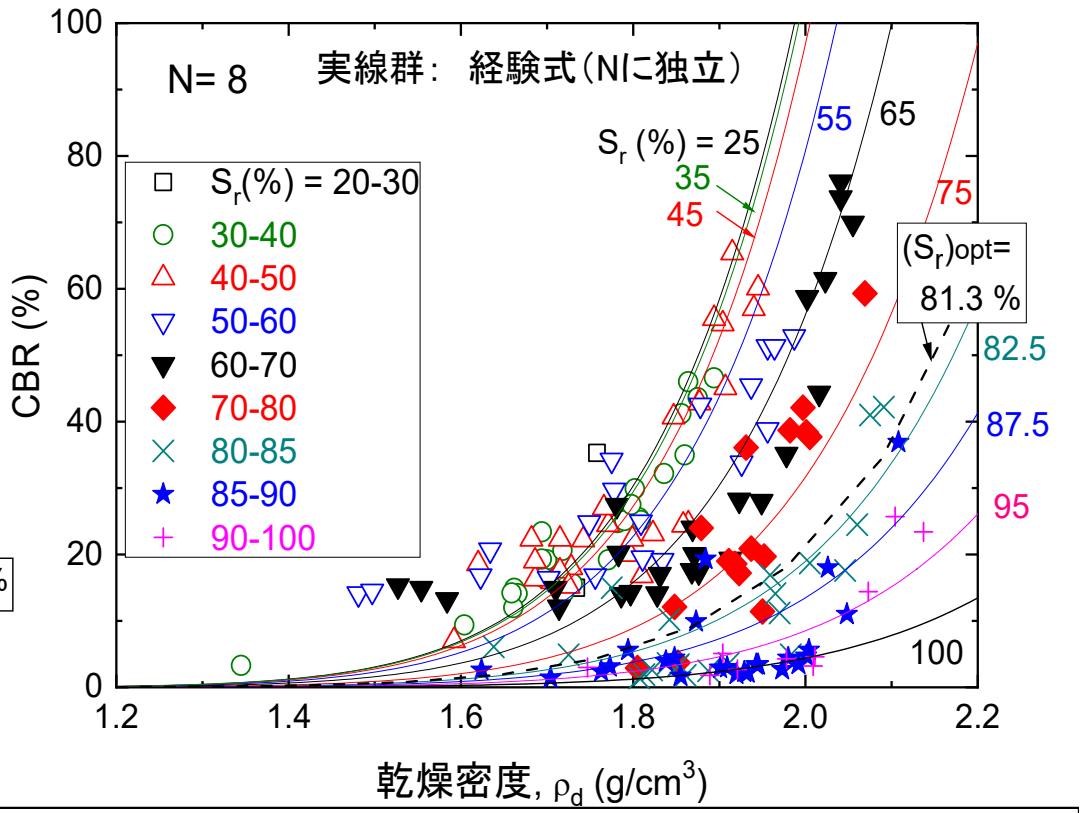


(典型的結果)川崎KVR15を用いて、四種の含水比で行った締固め試験



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





異なる含水比wごとのCBR～ρ_d関係:
① CBR～ρ_d関係に対するwの影響は非常に大きい。
② w一定の締固め過程でρ_dが増加すると、CBRは増加傾向から、一定、減少傾向に変化
⇒それぞれのwでのCBR～ρ_d関係に基づいても、CBRの値からρ_dを推定することはできない
⇒CBR≥許容下限値 になるように締固め管理しても、wが低いほど低いρ_dを許容してしまう

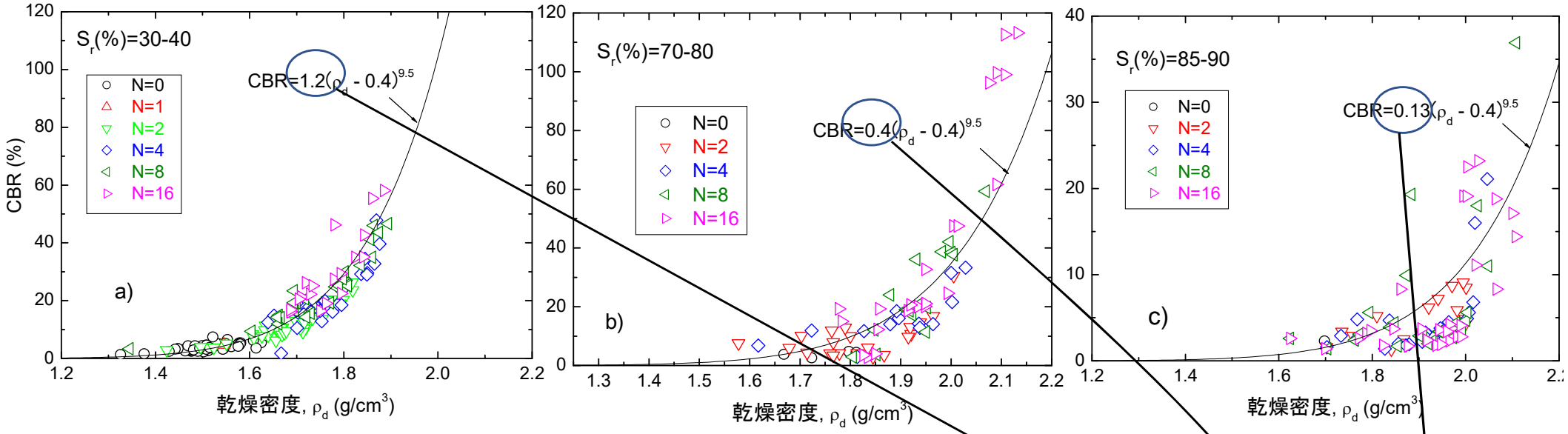
異なる飽和度S_rごとのCBR～ρ_d関係: S_r一定でρ_dが増加すればCBRは一貫して増加傾
⇒締固めた土の変形・強度特性の影響要因は、土質とρ_d及び締固め時S_r（wではない）
⇒締固め時S_rが既知ならば、CBRからρ_dを推定可 ⇒ S_rとCBRに基づく締固め管理が可能

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.

①締固め機械，通過回数が異なっても、それぞれのS_rで一義的なCBR～ρ_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が増加すると著しく低下する　⇒関数$f_{CBR}(S_r)$！



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

$f_{CBR}(S_r)$:　S_rの単調減少関数

$g_{CBR}(\rho_d) = (\rho_d/\rho_w - 0.4)^{9.5}$:

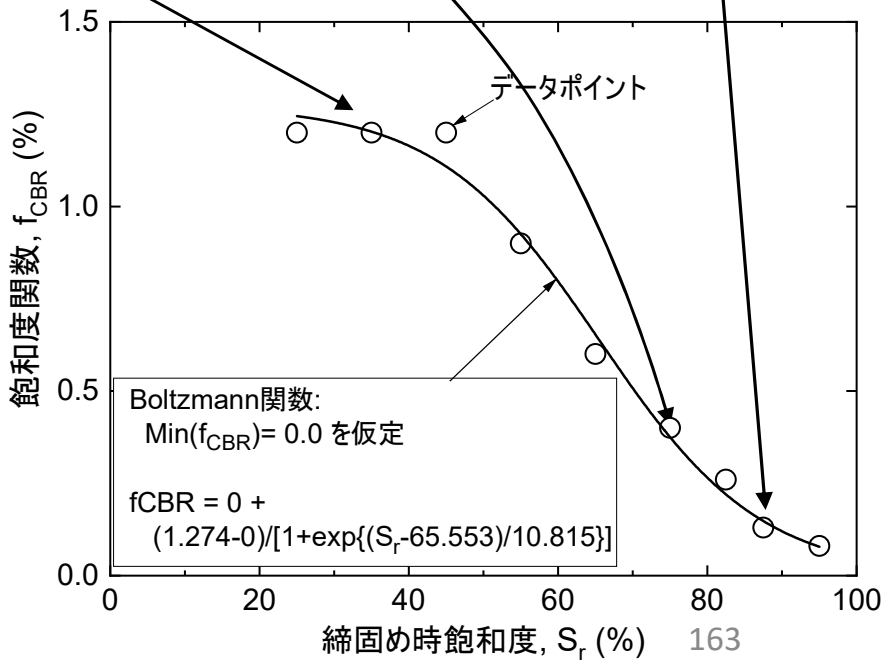
ρ_dの単調増加関数

式1:　締固め機種、転圧回数等に独立、つまり締固めエネルギーレベル（CEL）に独立

⇒締固められた盛土のCEL履歴は不明、しかし、

ρ_dとS_rが測定できれば、式1でCBRを推定できる！

⇒CBRとS_rを測定すれば、ρ_dの推定・管理が可能



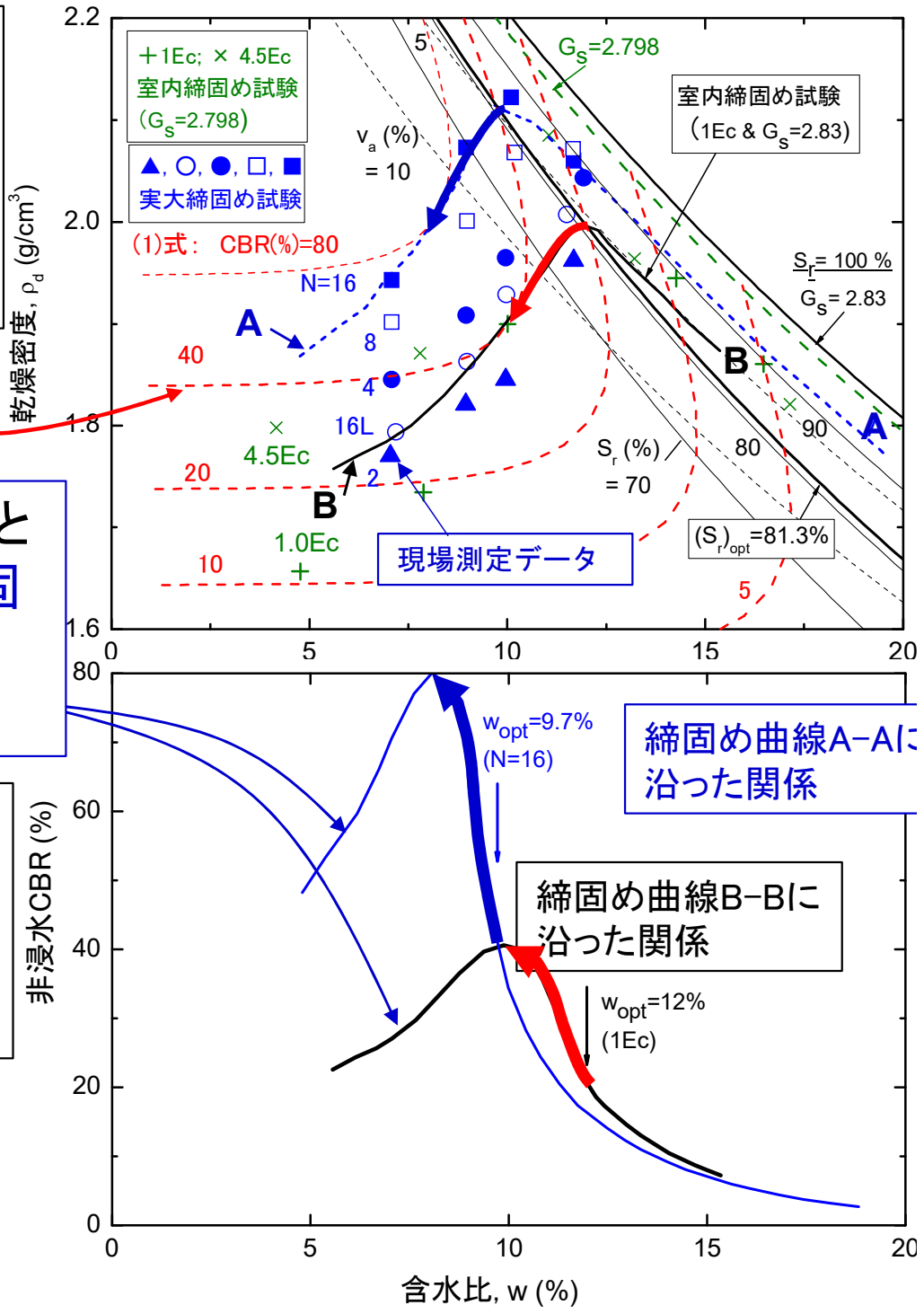
締固めた直後での関係：

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

→ ρ_d～w面上でのCBRの等高線群

(B)室内締固め試験(1Ec)での締固め曲線と(A)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

各締固め曲線に沿ってwがw_{opt}から減少するとρ_dは低下、しかしCBRは増加！
すなわち、CBRの増加を確認しても、ρ_dの増加は確認できない！



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・・・・

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

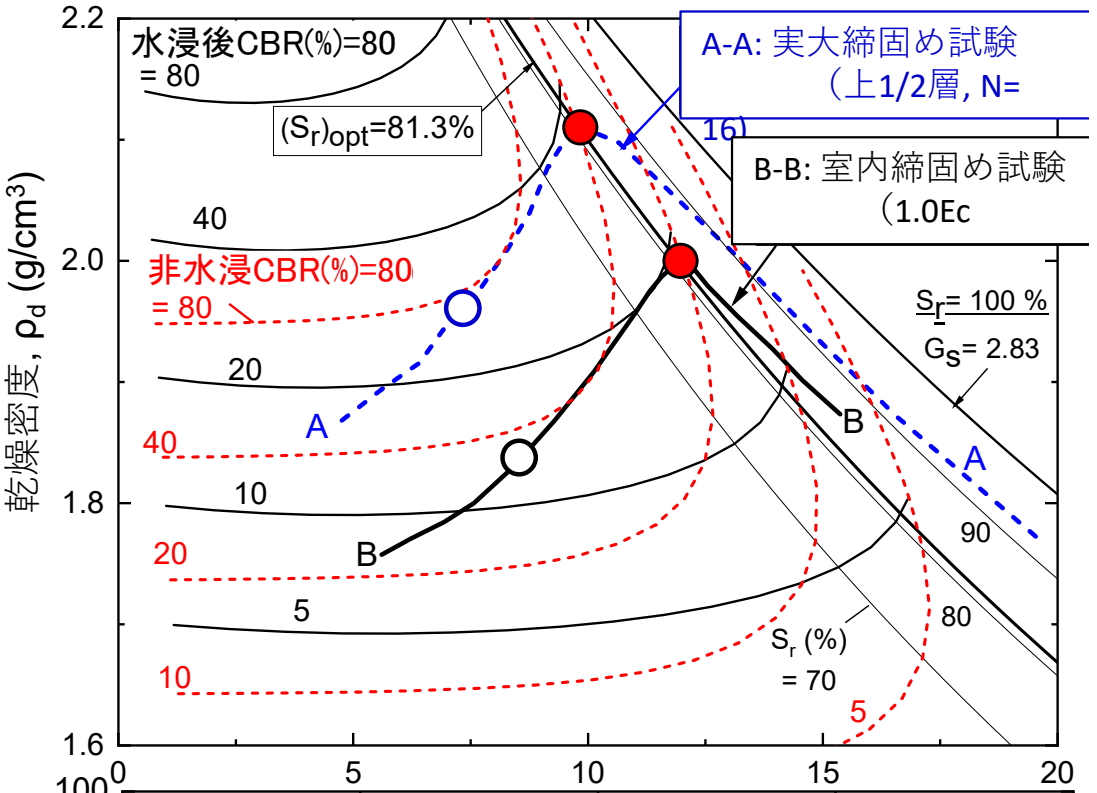
- ●$S_r \sim (S_r)_{opt}$：水浸による強度低下は小さく、水浸後の強度は高い(締固め曲線に沿ったwの変化に対する極大値に近い)

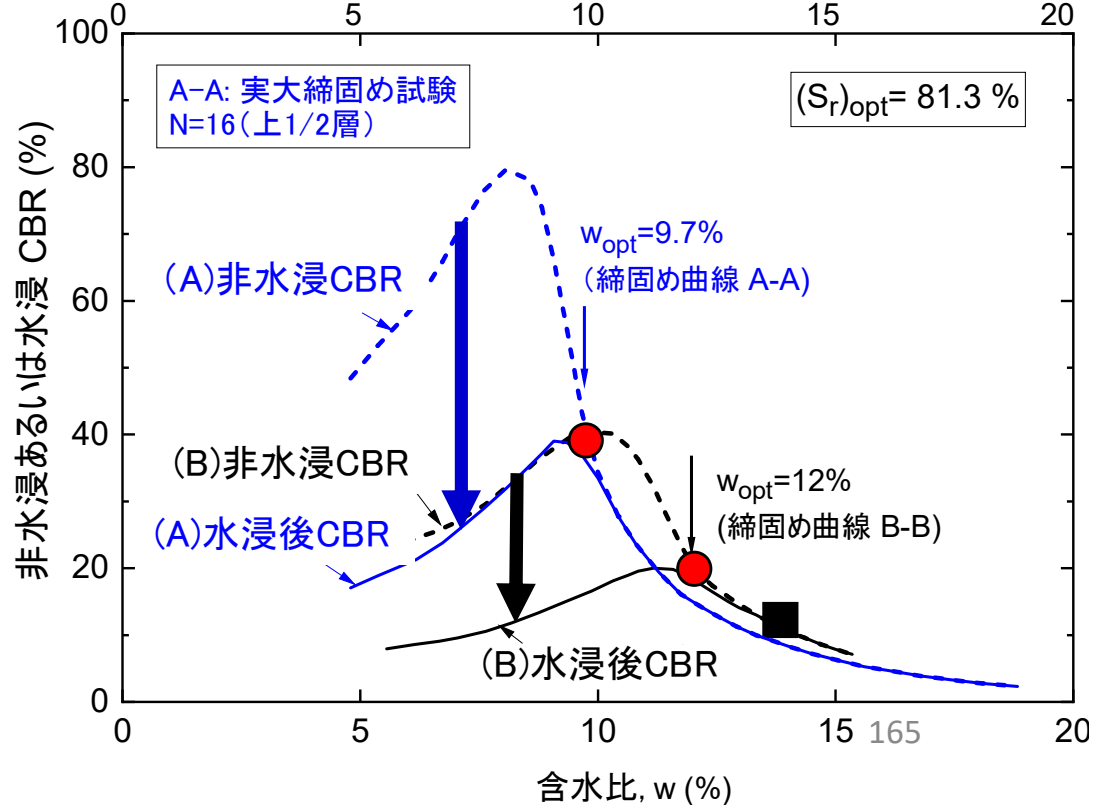
- ■$S_r > (S_r)_{opt}$：水浸による強度低下は殆どないが、水浸前から強度は低すぎる

・これらは、Proctor則に基づく締固め管理「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

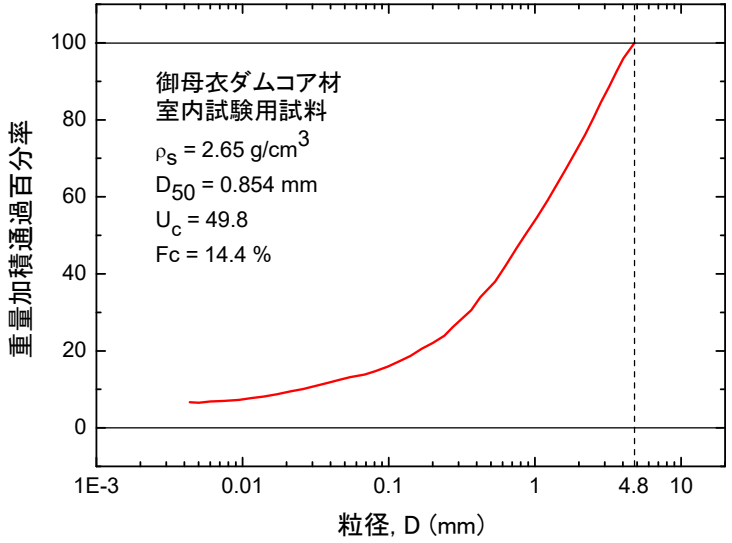
⇒●最適飽和度 $(S_r)_{opt}$状態は、土質とCELに関わらず、適切な締固め目標

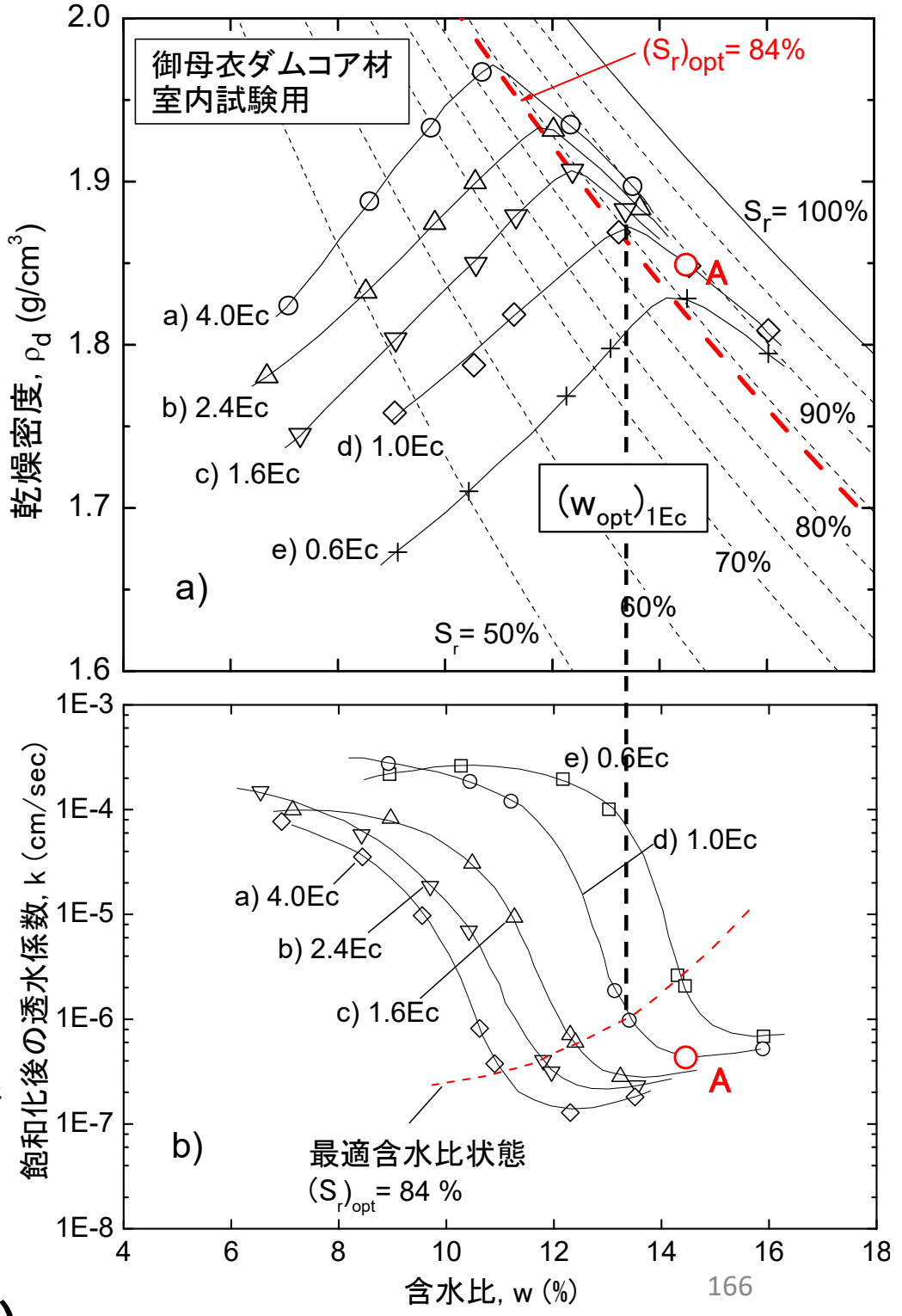




御母衣ダムコア材の室内締固め試験と透水試験

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、もしくは推奨
- 通常、確実に湿潤側となるように、A点でのw (= $(w_{opt})_{1Ec}$+1.25%) を越えたw (= $(w_{opt})_{1Ec}$+4%程度)で施工！

しかし、この規定・施工法は合理的ではない。

近年、1Ec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1Ecを超えるCEL$_f$を用いて施工をすると、

ρ_dは微増、kは微減するだけ、

むしろ、過転圧の危険性がある

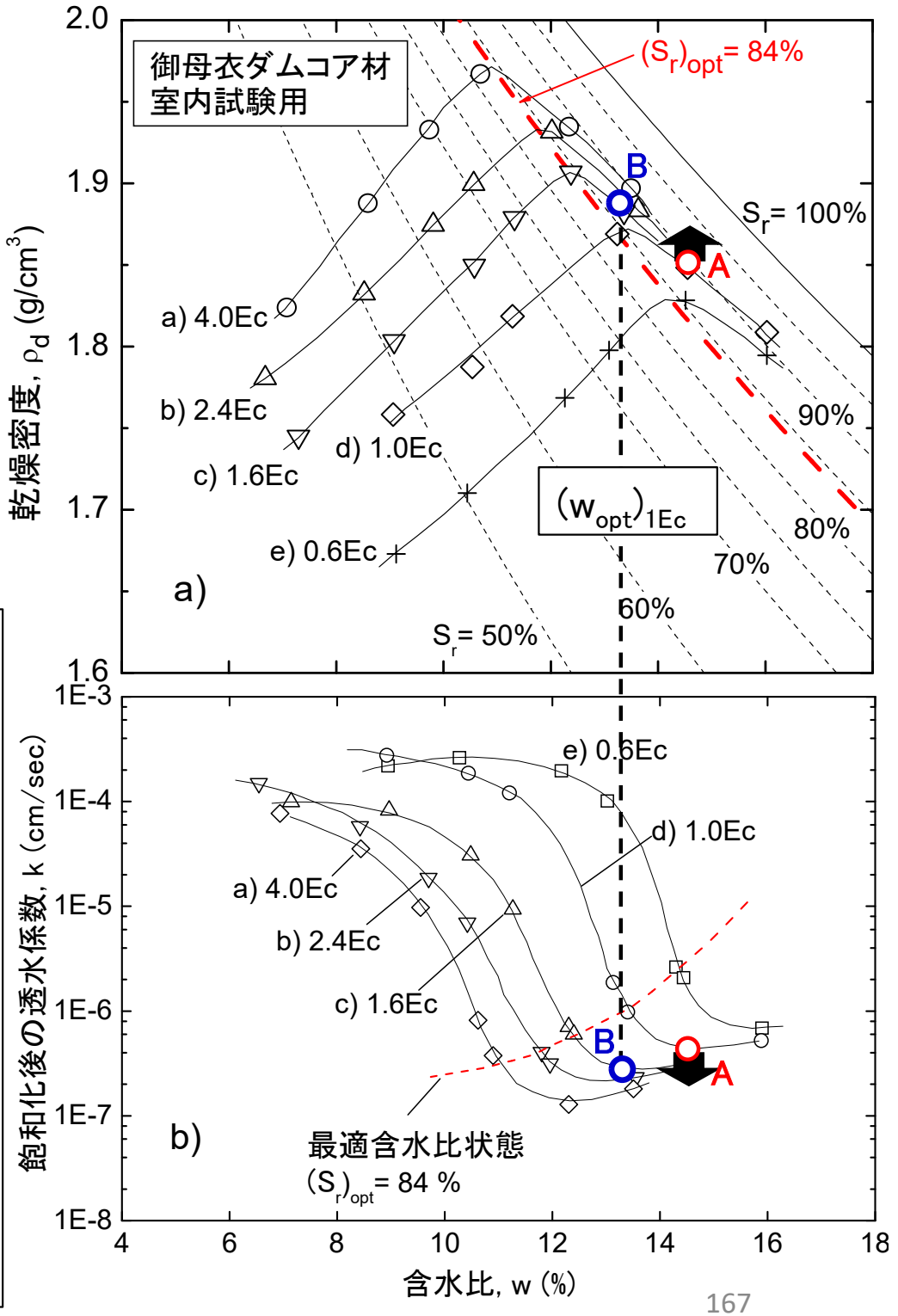
⇒現場では、CEL$_f$を抑制して施工することになる （非合理的）

仮に、現場CEL$_f$= 1.6Ecの場合、

点Bでのw (= $(w_{opt})_{1Ec}$）で施工すると、点Aでのw (= $(w_{opt})_{1Ec}$+1.25%)で施工した場合よりも、kは減少し、より大きなρ_dが得られる

⇒ 点Aを締固め目標とするのは、含水比が高すぎて不合理

・点B、もしくはその周辺が合理的な締固め目標



そもそも、夫々の締固め曲線に沿った“飽和化後k～**締固め時w**”曲線（右下）は、

1) CELに依存 ⇒通常現場のCELは不明

⇒k管理の基本情報である現場k～w曲線が不明となる！

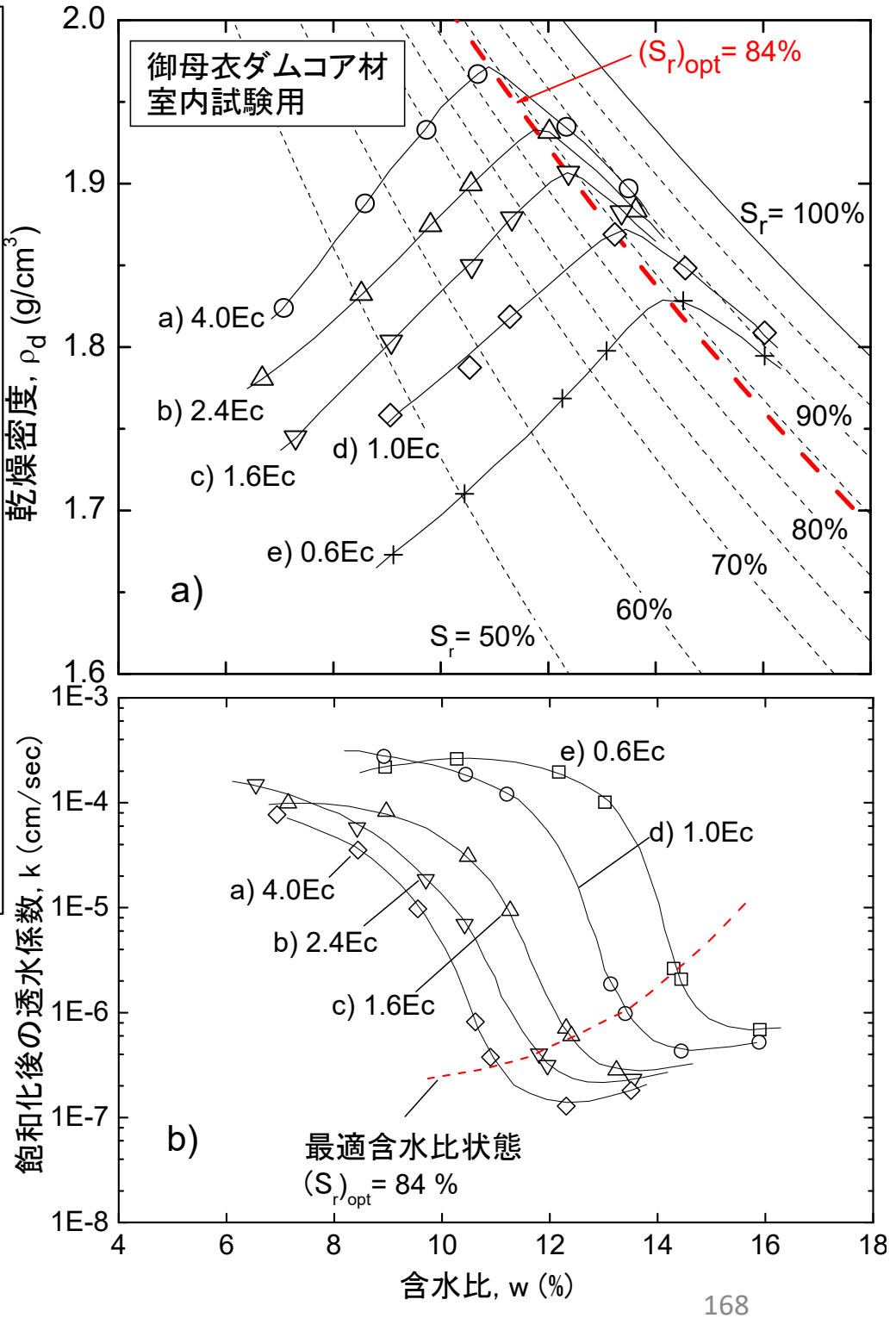
2)非常に複雑な法則性、把握できない

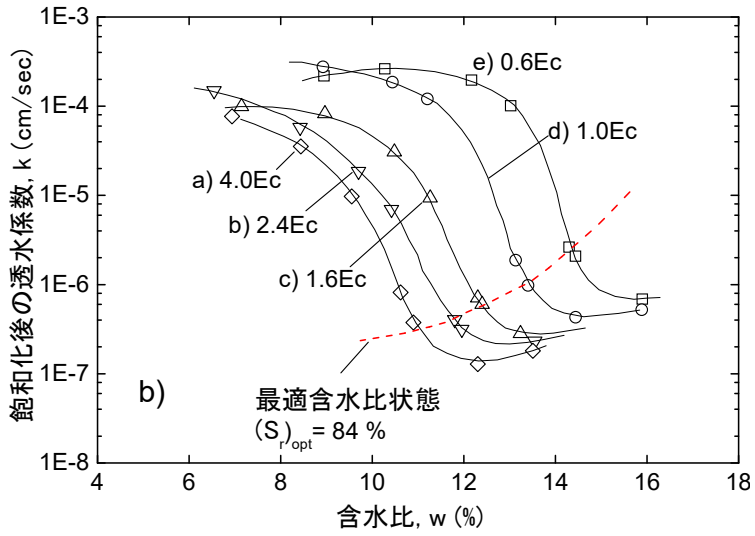
⇒締固め状態(**w**, ρ_d)からkを予測するのは困難

⇒十分に小さな飽和化後kの実現を目指す締固め管理は、含水比wに基づくと非常に複雑となり、混乱する

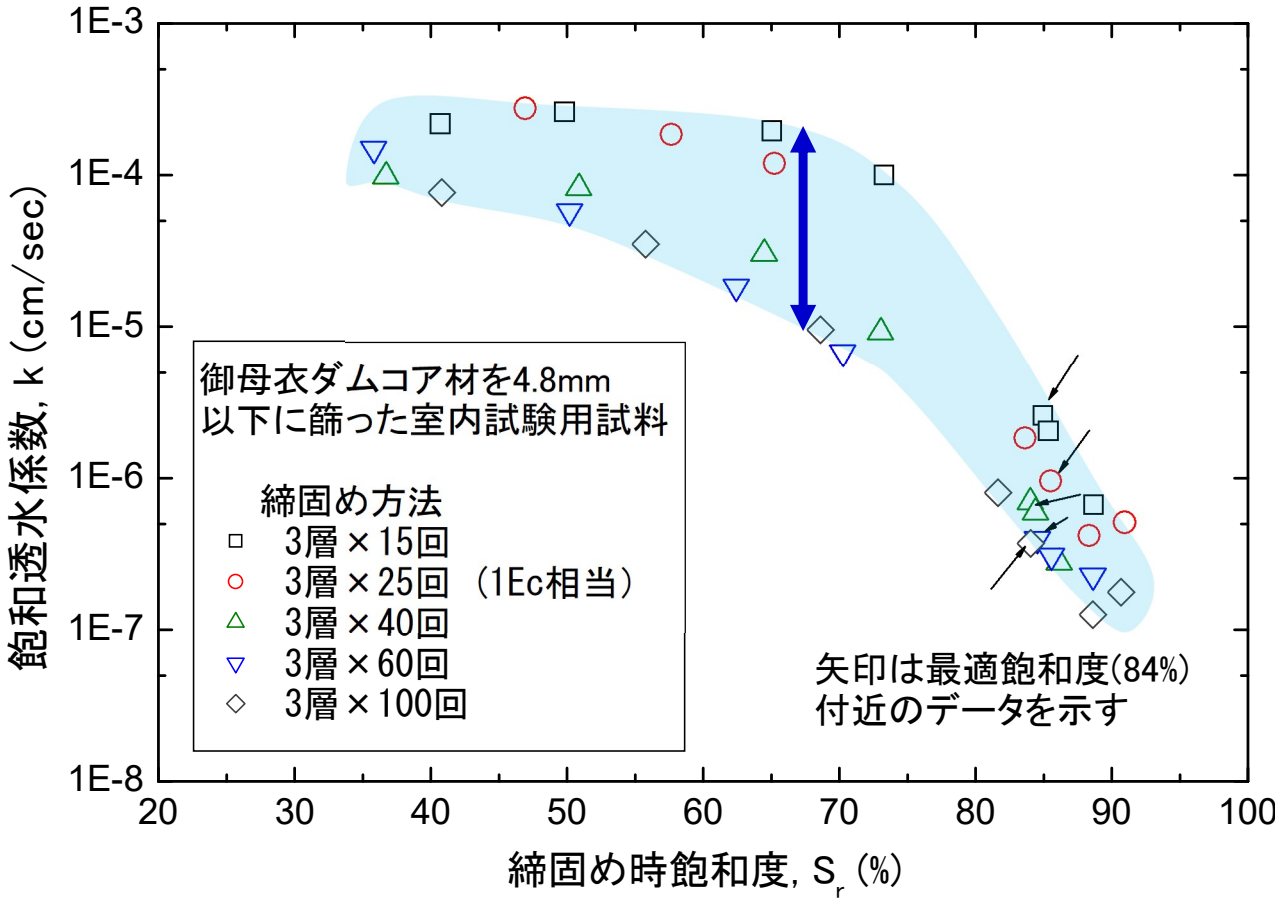
一方、k～(**S_r**, ρ_d)関係は簡明であり、CELは独立変数としては不要！

⇒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Ecでの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(1/1,000倍も)、と言う明白な法則性

↕ この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

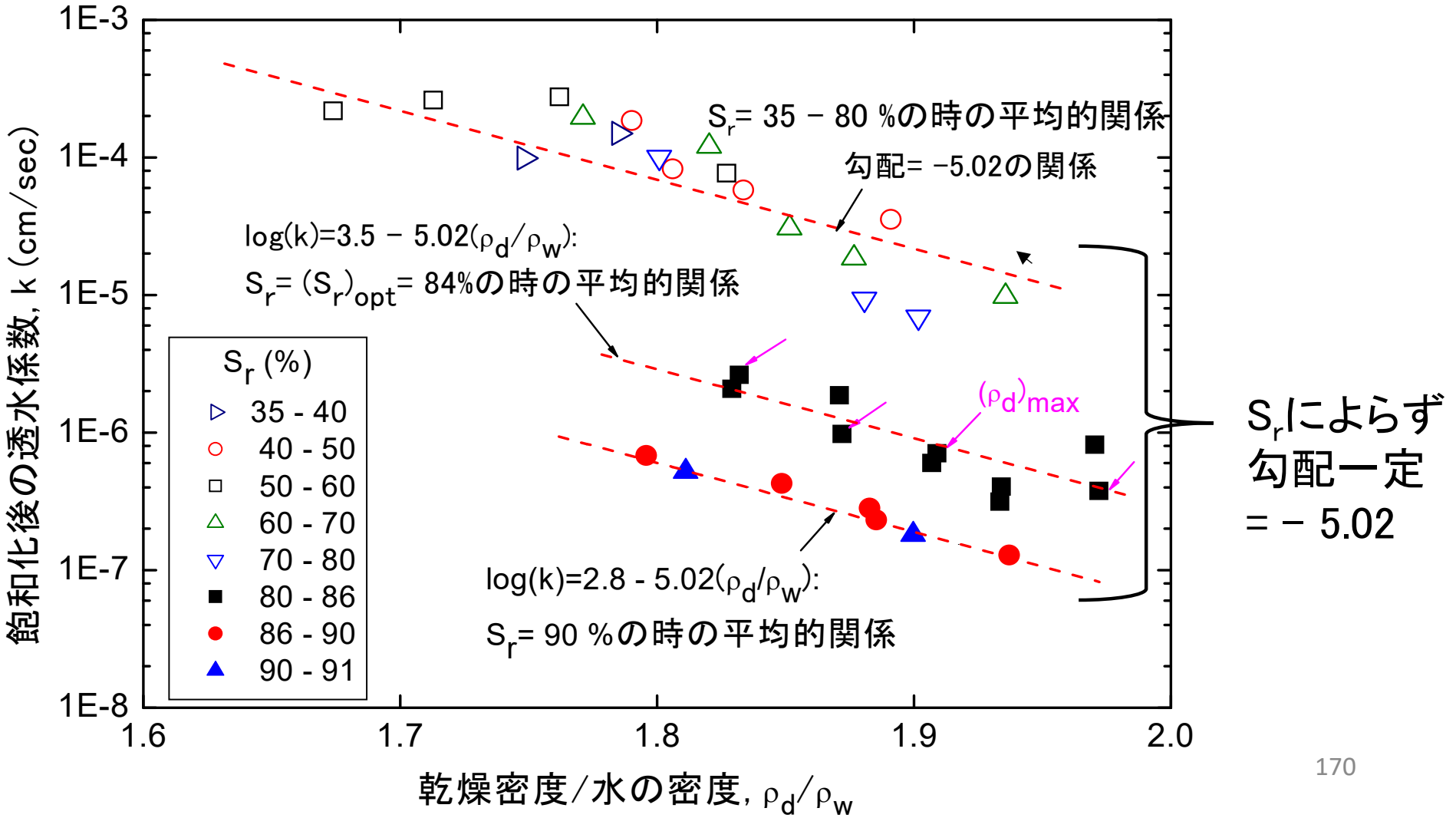
・龍岡文夫:土の締固めにおける飽和度管理の重要性、ダム技術、No.354, pp.3-16, 2016.
・龍岡文夫:盛土の締め固めにおける飽和度管理の重要性、地盤工学会誌、Vol.63, No.7, pp.39-40, 2015.
・龍岡文夫: 飽和度と剛性に管理に基づく盛土締固めの合理化について, 地盤工学会誌, 11/12月号, Vol.67, Nos.11/12: pp.30-33, 2019

破線は、S_rが一定の時のlogk～ρ_d関係

$$\log k = a - 5.02 \cdot (\rho_d / \rho_w)$$ ・勾配 −5.02はS_rに依らない、係数aはS_rに依存

$$\log k = \log f_k(S_r) + 5.02 \cdot (1.872 - \rho_d / \rho_w)$$ 乾燥密度影響関数

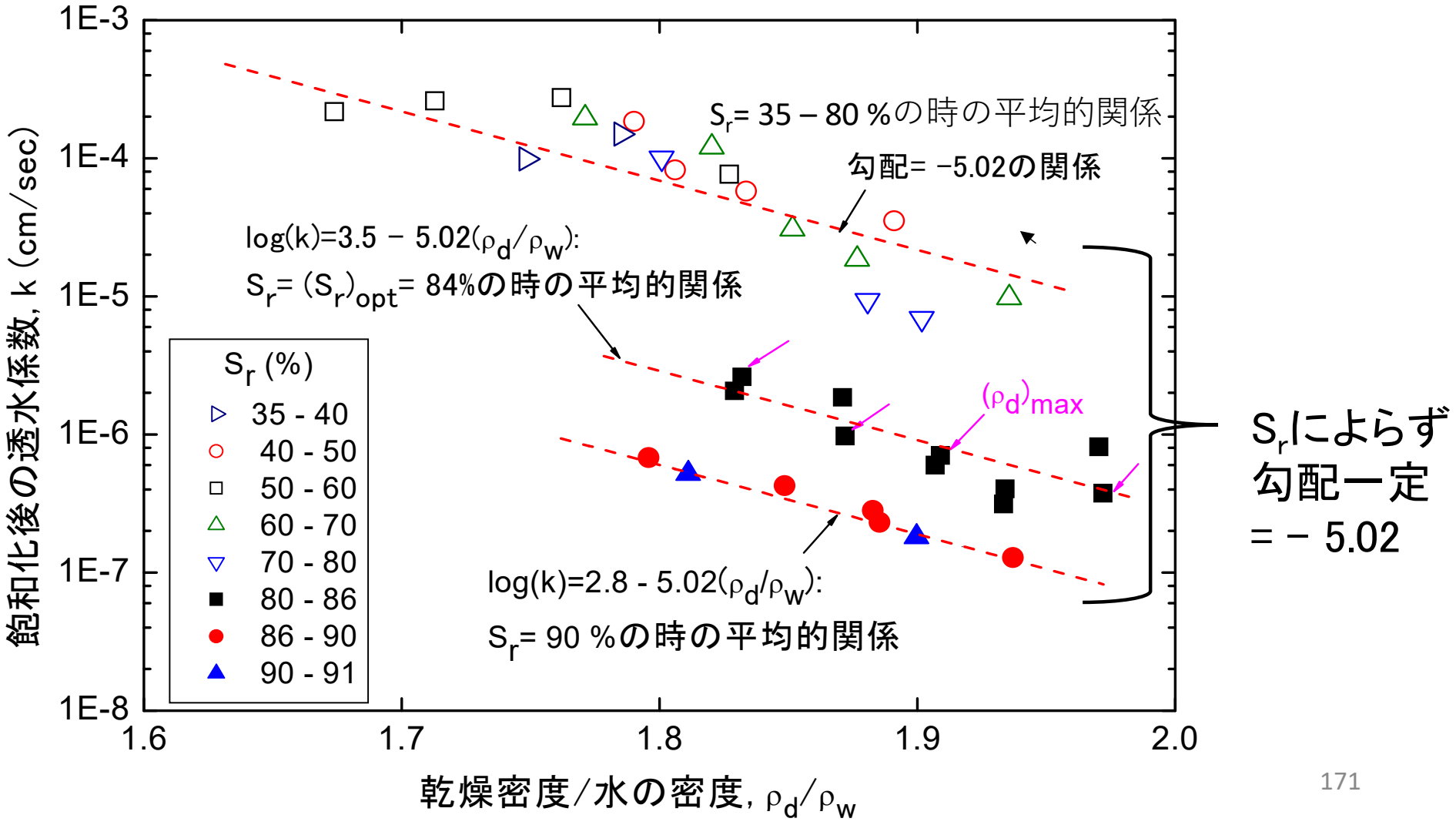
$f_k(S_r)$は、「$\rho_d = [(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$= 1.872 g/cm^{3}の時のk」で、$S_r$の関数（飽和度影響関数）



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

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

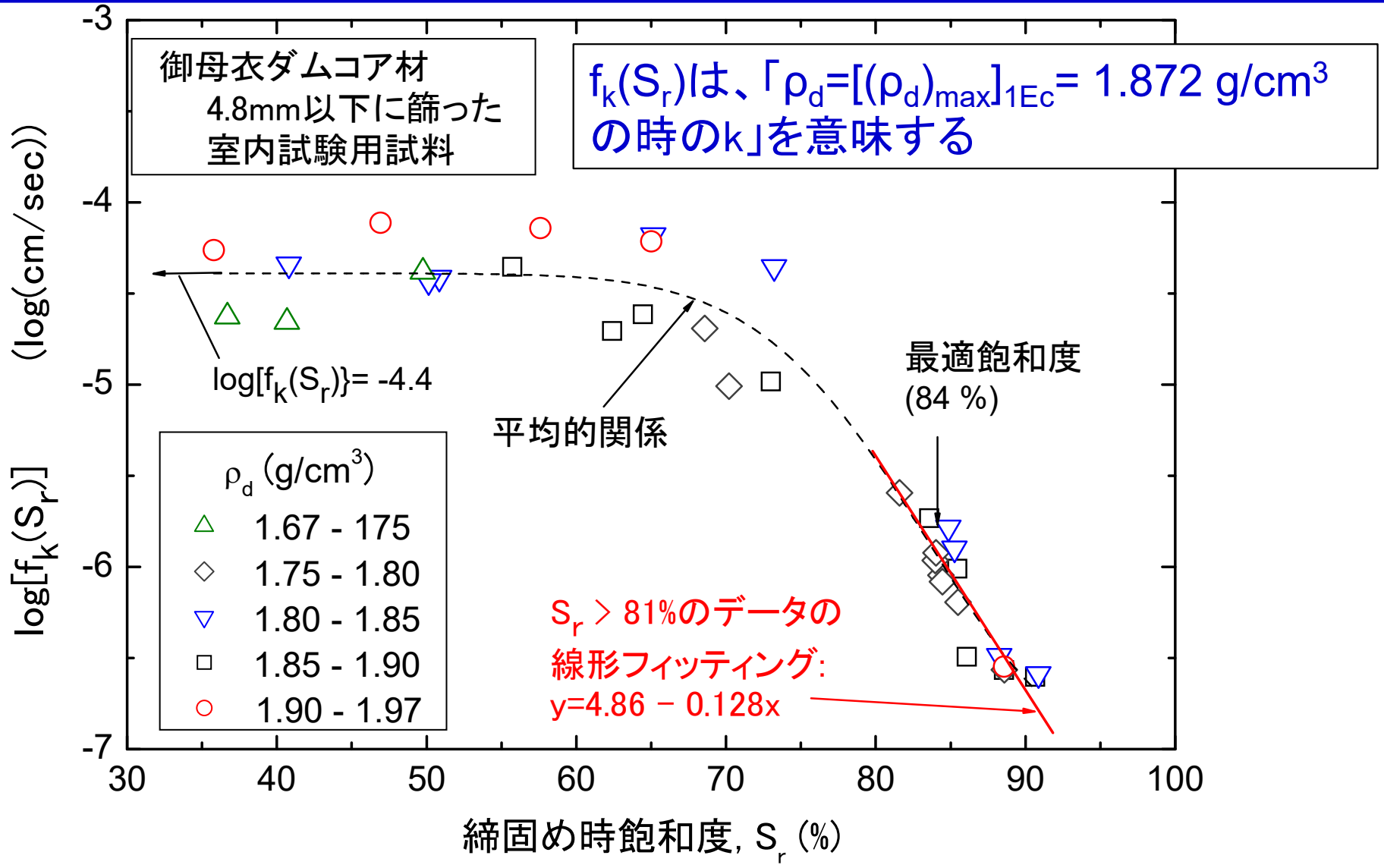
- 本来は、kは間隙比eの関数
- ここでは、締固め管理と関連づけるために、透水係数kを乾燥密度ρ_dの関数として定式化。ここに示すρ_dの関数は、eの関数に変換できる



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

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

下図は、「kとρ_dの実測値を上式に代入して求めた$f_k(S_r)$」と「S_rの実測値」の関係

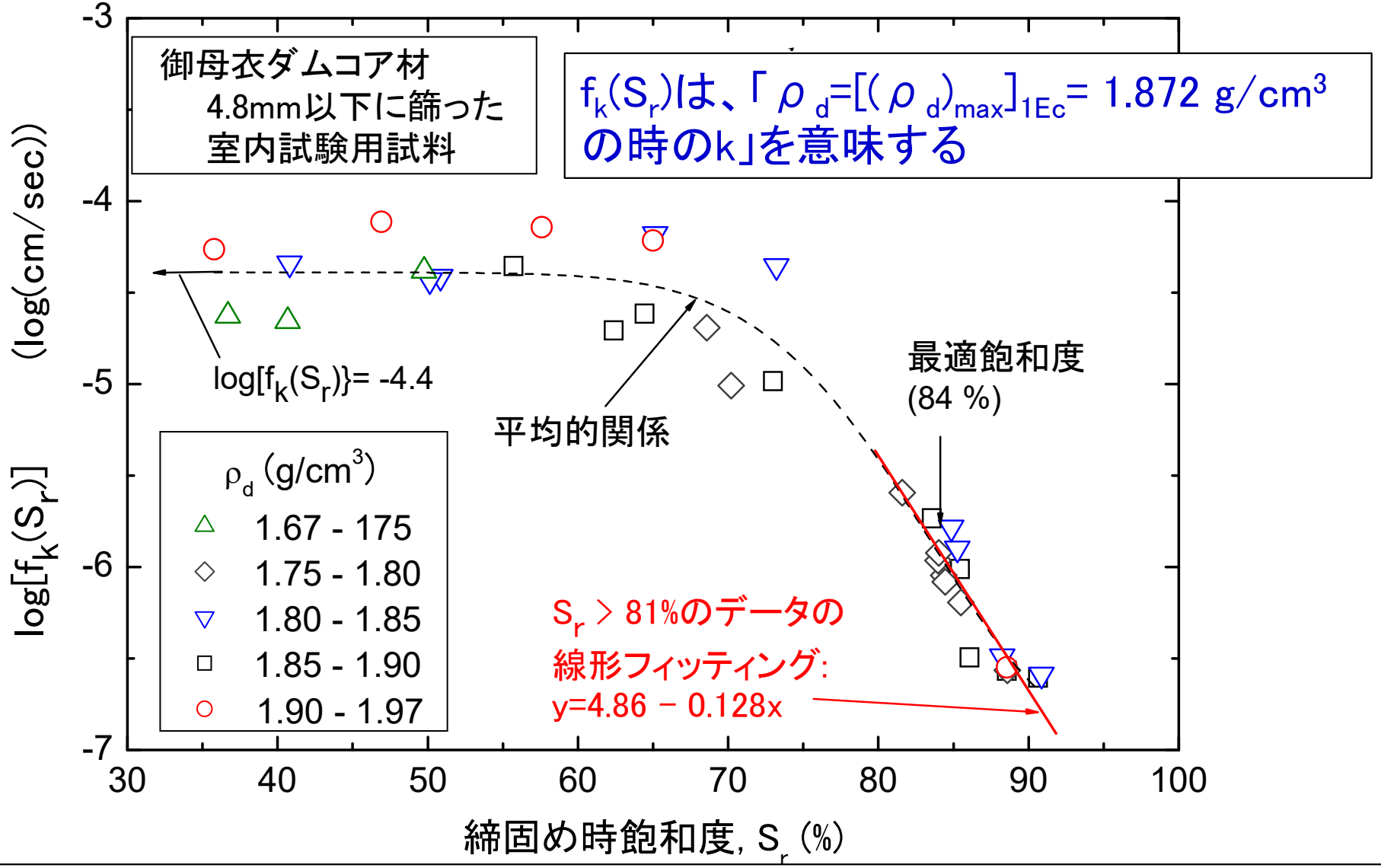


飽和度影響関数$f_k(S_r)$は、ρ_dに独立

S_rが70%≈ $(S_r)_{opt}$ - 15%を越えると、急激に減少

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

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



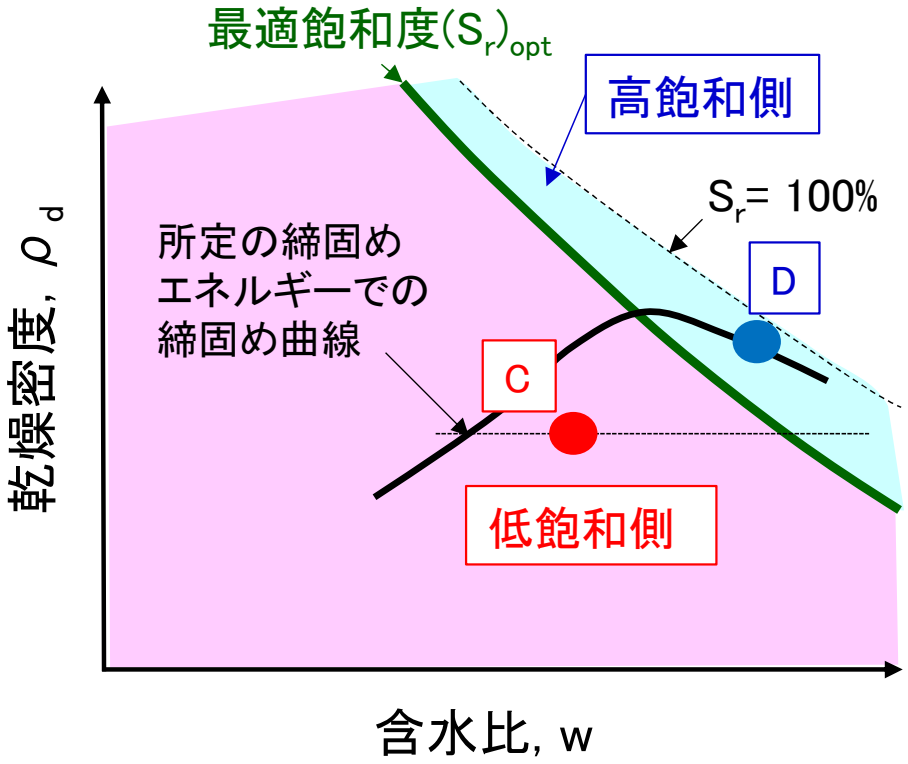
kは、ρ_dとS_rの簡明な関数であり、CELを独立変数として含まない

→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

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

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

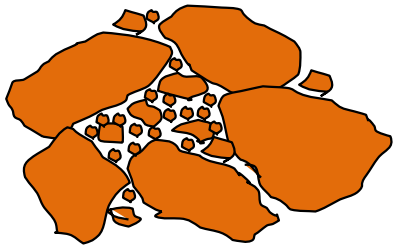


乾燥密度ρ_dの影響

ρ_dの増加
⇒総間隙体積の減少と
　個々の間隙の大きさの縮小
⇒飽和透水係数の低下

締固め時飽和度の影響

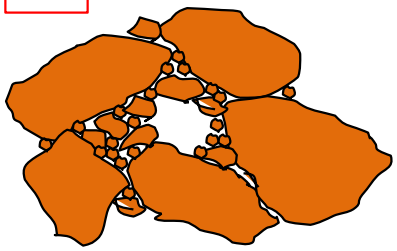
D



分散型(dispersed)
粒子骨格構造

飽和度S_rの増加
⇒ サクション減少
⇒ 細粒子は粗粒子の間隙内で分散
⇒ 平均間隙比は同じでも個々の間隙は縮小
⇒ 飽和透水係数の低下

C

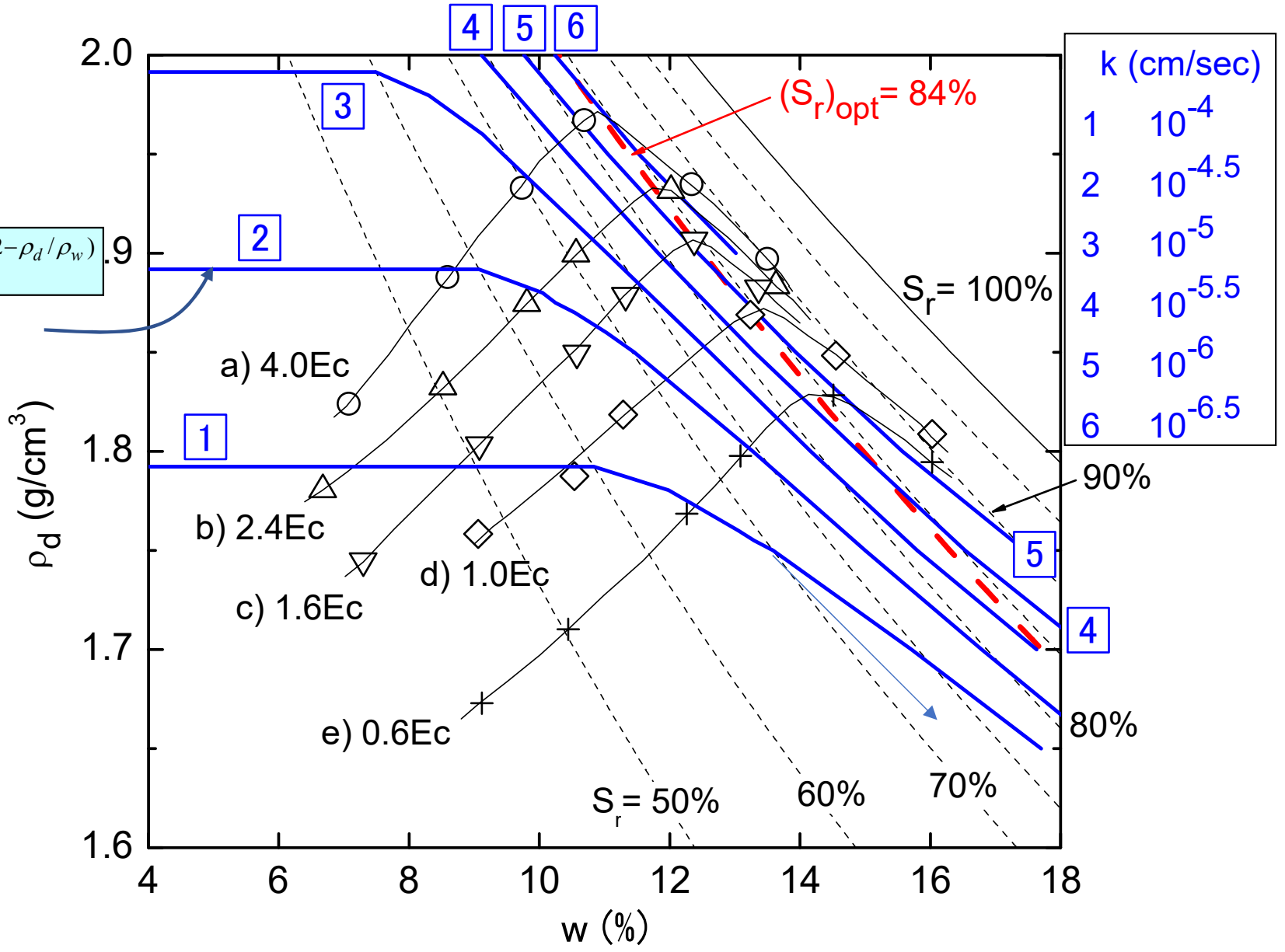


凝集型(coherent)
粒子骨格構造*

飽和度S_rの減少
⇒ サクション増加
⇒ 細粒子は大粒子に密着
⇒ 平均間隙比は同じでも大きな間隙が形成
⇒ 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

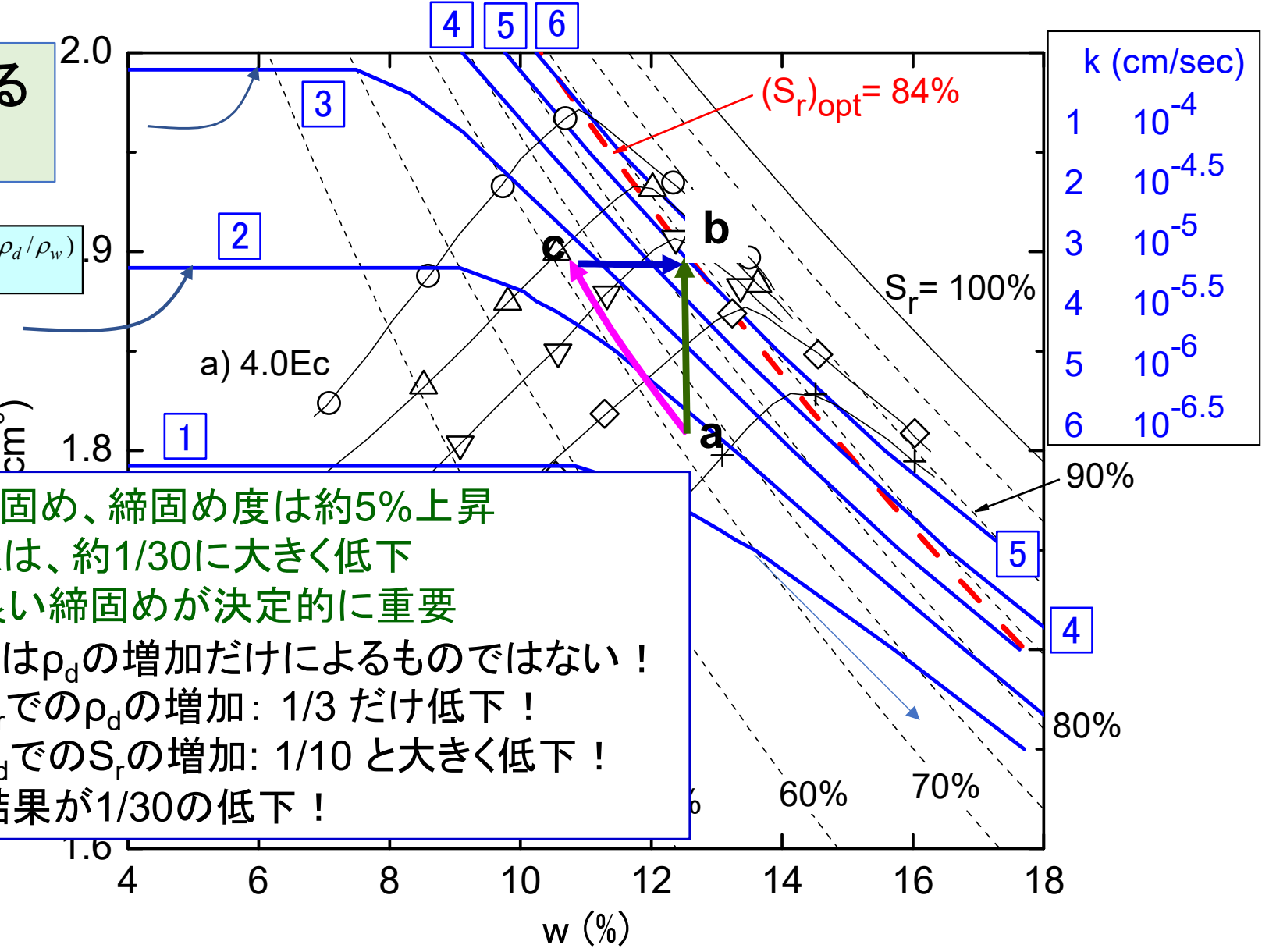


締固めた土の透水特性は、ρ_d–w面上でのkの等高線群と締固め曲線群の関係によって理解できる

透水係数に対する締固めの効果

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

に基づく等高線



a→b: w一定での締固め、締固め度は約5%上昇
⇒ 飽和透水係数kは、約1/30に大きく低下

■遮水効果には、良い締固めが決定的に重要

しかし、このkの低下はρ_dの増加だけによるものではない！

① (**a→c**) 一定のS_rでのρ_dの増加: 1/3 だけ低下！

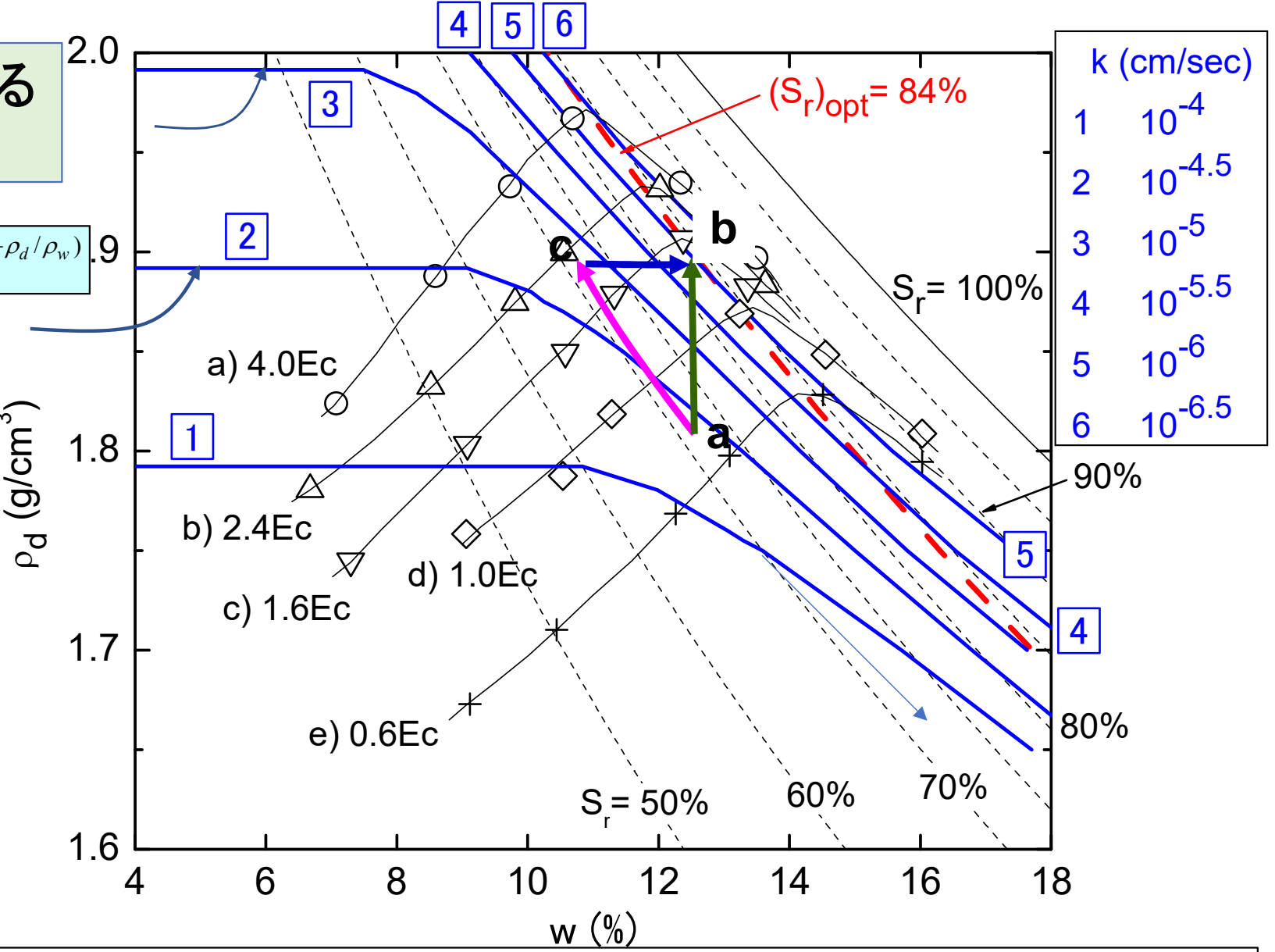
② (**c→b**) 一定のρ_dでのS_rの増加: 1/10 と大きく低下！

⇒①と②の重畳の結果が1/30の低下！

透水係数に対する締固めの効果

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

に基づく等高線



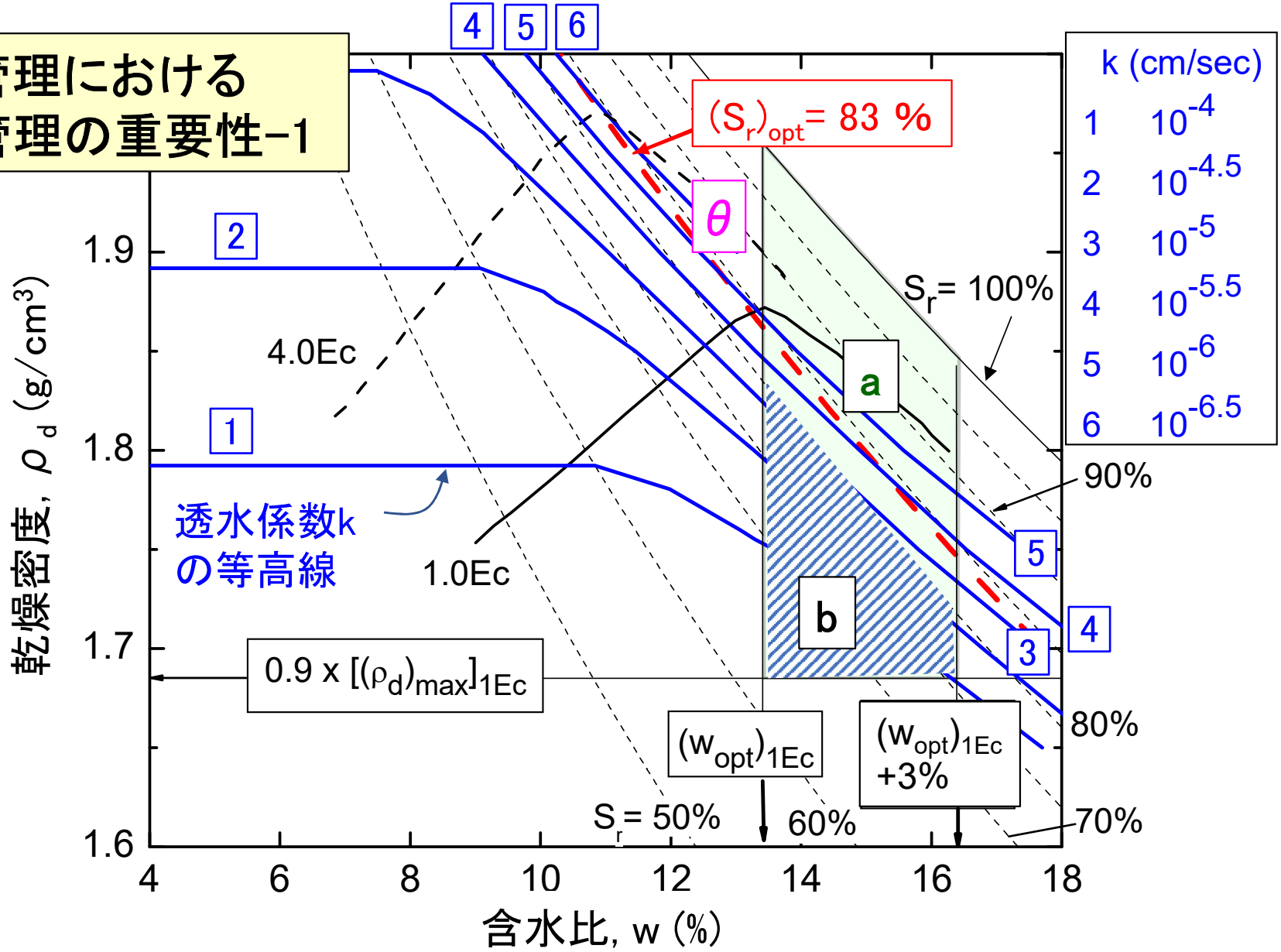
■S_r>70%では、kに対する締固め時のS_rの影響は決定的に重要

⇒kの管理には、締固め時のS_rの管理が必須

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

⇒**例えば、点bでは、**1.6Ecで締め固められて、$S_r=(S_r)_{opt}$でありρ_dは通常の要求性能を実現できる高い締固め状態であり、kは低い。 **点bは、通常、適切な締固め目標！**

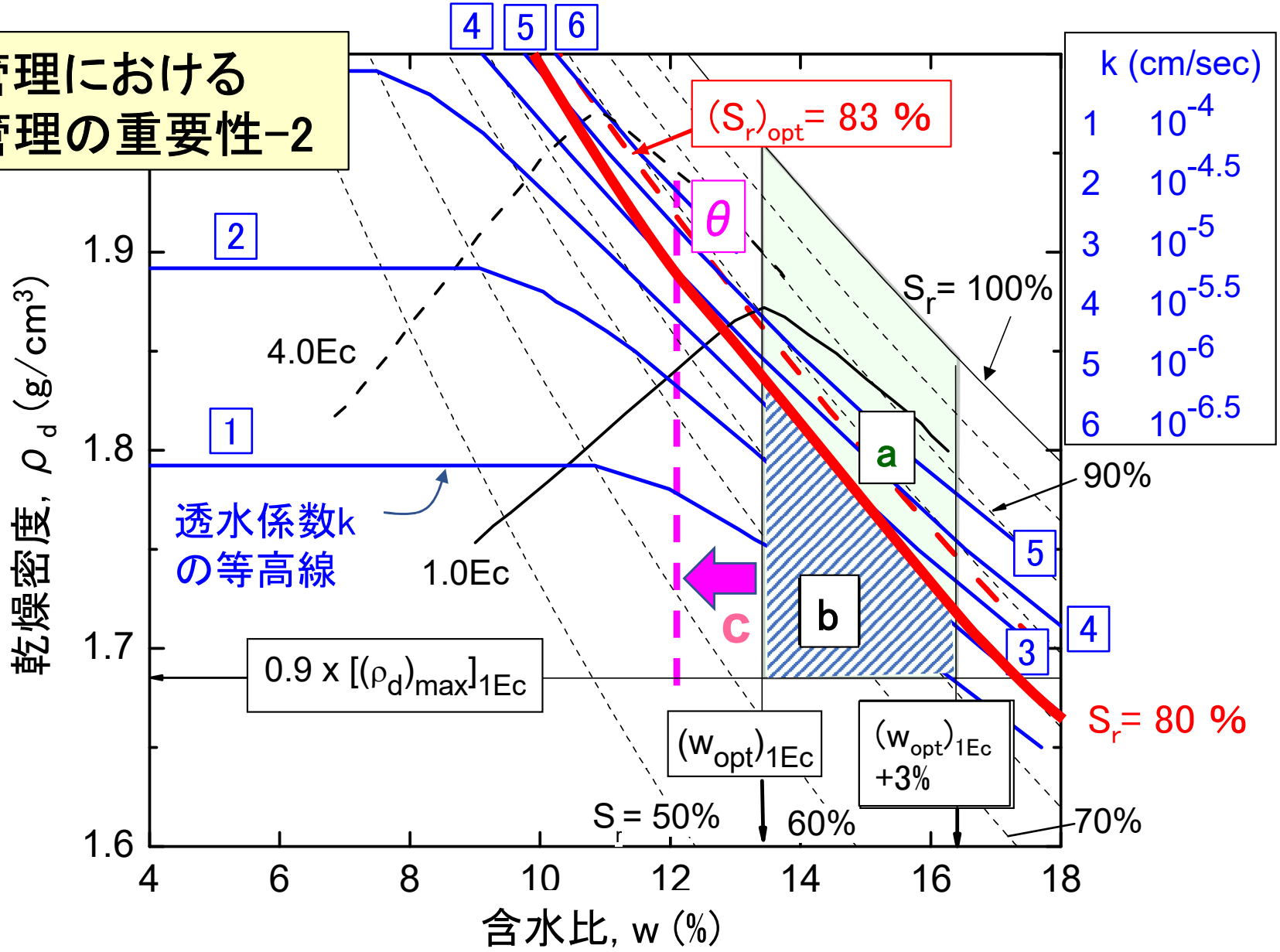
締固め管理における飽和度管理の重要性−1



従来の「1Ecでの締固め曲線に基づく締固め管理」での許容領域の例:
領域a: w =$(w_{opt})_{1Ec}$+ 0～3 % & $[D_c]_{1Ec}$≥ 管理値90%

しかし、①領域aの左下の領域bでは、強度・剛性は低すぎ、kは高すぎ、水浸コラプスの可能性は大、②締固めが良い領域θは、領域aの外 ⇒不合理な締固め管理

締固め管理における飽和度管理の重要性−2



[対応策] 例えば、**S_r≥80%と言う下限値管理**を導入すれば、

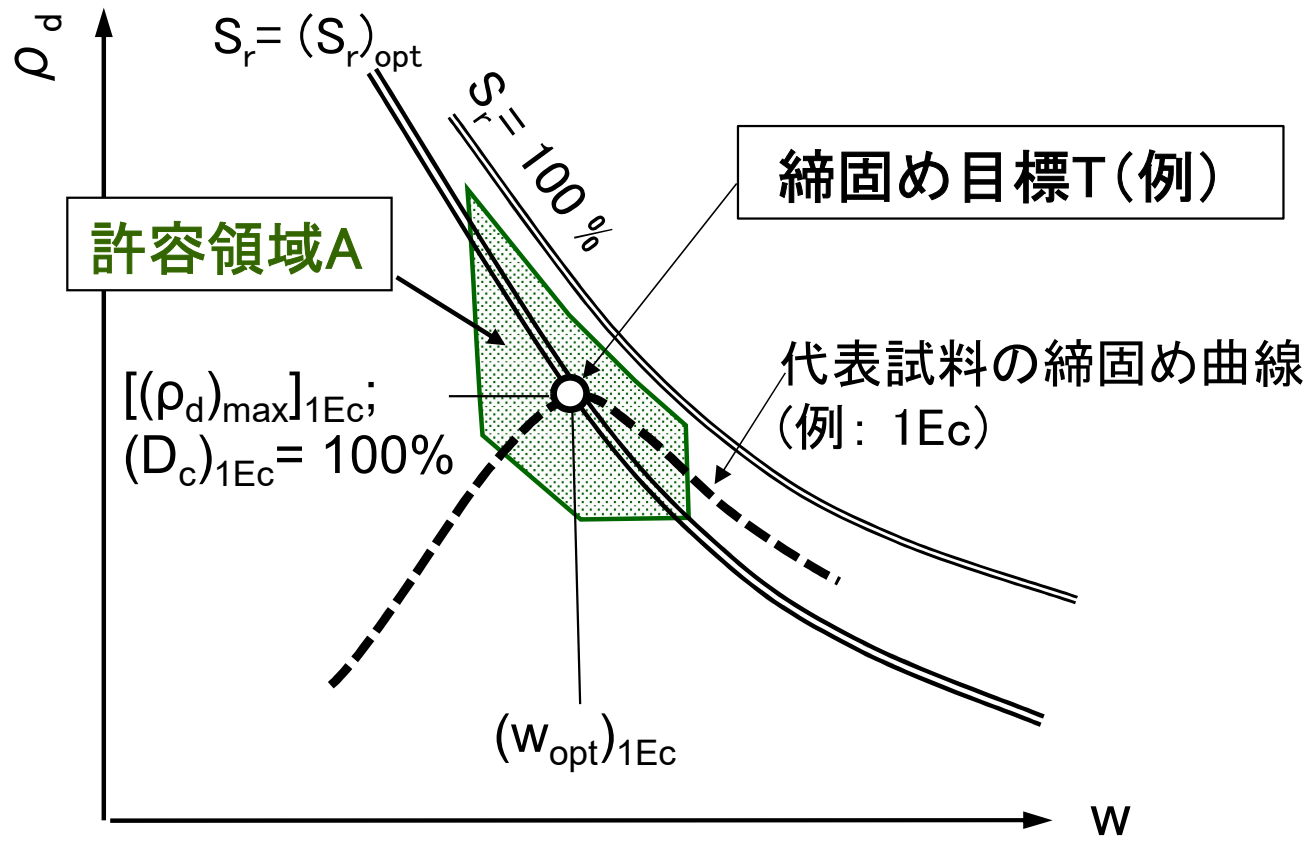
- **c**のように含水比wの許容下限値を従来の値$(w_{opt})_{1Ec}$よりも下げても、締固め不良領域**b**は拡大することなく全体を排除できる。
- その結果、高いCELを用いて、乾燥密度が高い領域θに無理なく到達できるようになる。

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　2/2

5. 盛土の締固め管理の課題と対応策
 5-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 5-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 5-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 5-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 5-5 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての剛性・透水係数
 5-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

6. 全体のまとめ

盛土の締固め管理の基本（まとめ）



管理1: 盛土材の土質と含水比の調整・管理

管理2: 締固めエネルギーレベル管理（層厚、締固め機械、転圧回数等）

管理3 : 現場$(D_c)_{1Ec}$の全測定値 ≧ 所定の管理基準値(95%など)を確認

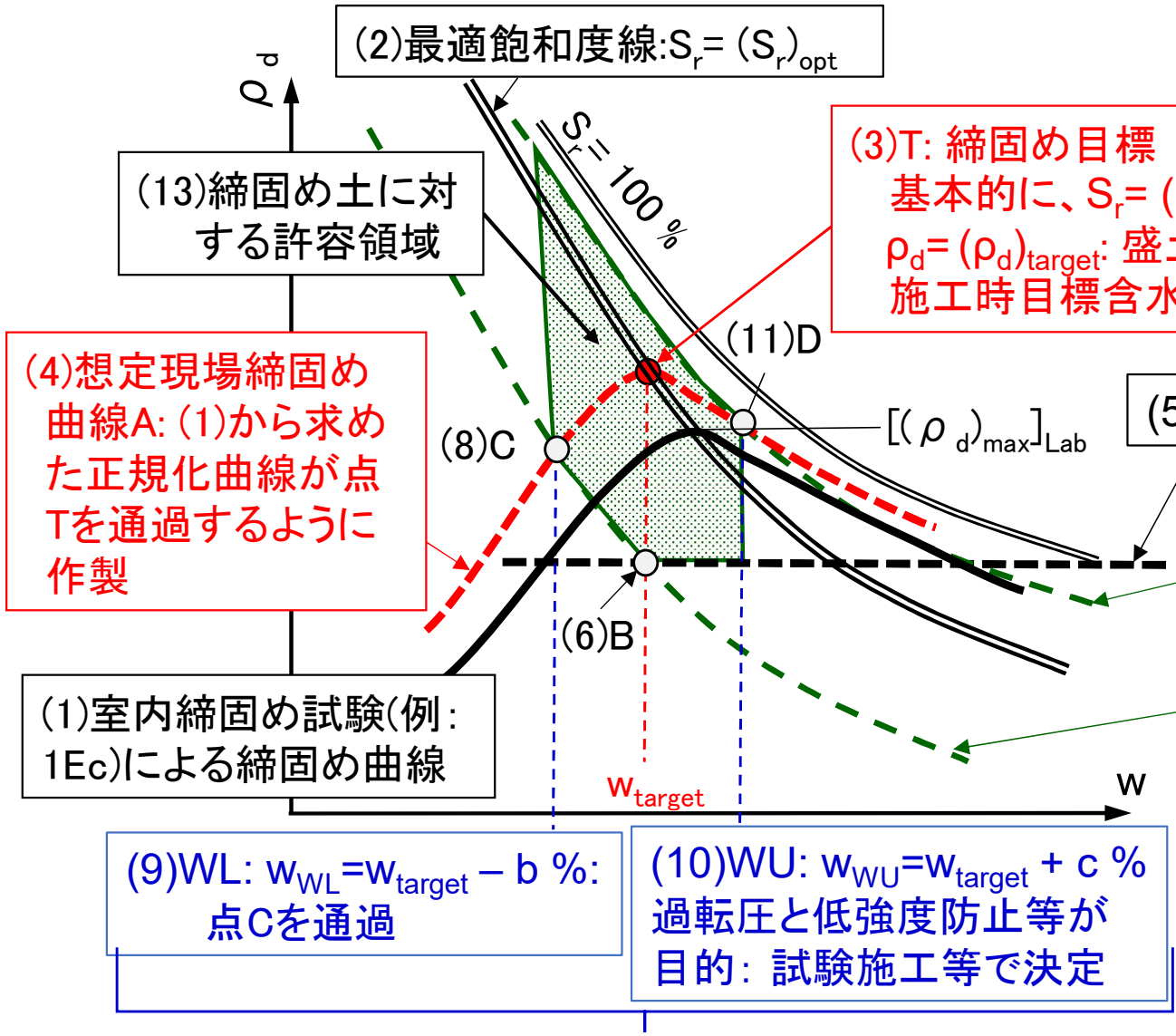
管理4: 現場wの$(w_{opt})_{1Ec}$を基準とした上下限値管理

管理5: 現場S_rの$(S_r)_{opt}$を基準とした上下限値管理

許容領域Aで管理

以下、この管理法を具体的に説明

(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の例 – 1



(3)T: 締固め目標
基本的に、$S_r = (S_r)_{opt}$
$\rho_d = (\rho_d)_{target}$: 盛土の要求性能が実現するように設定
施工時目標含水比w_{target}は、$(S_r)_{opt}$と$(\rho_d)_{target}$から求まる

(5) DL: $(\rho_d)_{DL} = (\rho_d)_{target}$ x0.95 (例)

(12)SU: $(S_r)_{SU} = (S_r)_{opt}$ + d %
この図では、点Dは(10)WUと(4)締固め曲線Aの交点。(11)D点を、ρ_dがより高い位置に設定する場合もある

(7)飽和度の許容下限線, SL
・透水係数に対する要求が無い場合:
例として、SLは点Bを通過:
$(S_r)_{SL} = (S_r)_{opt}$ - a %
・透水係数kに対する要求がある場合は、$(S_r)_{SL}$をkの許容上限値に応じて設定(次頁で説明)

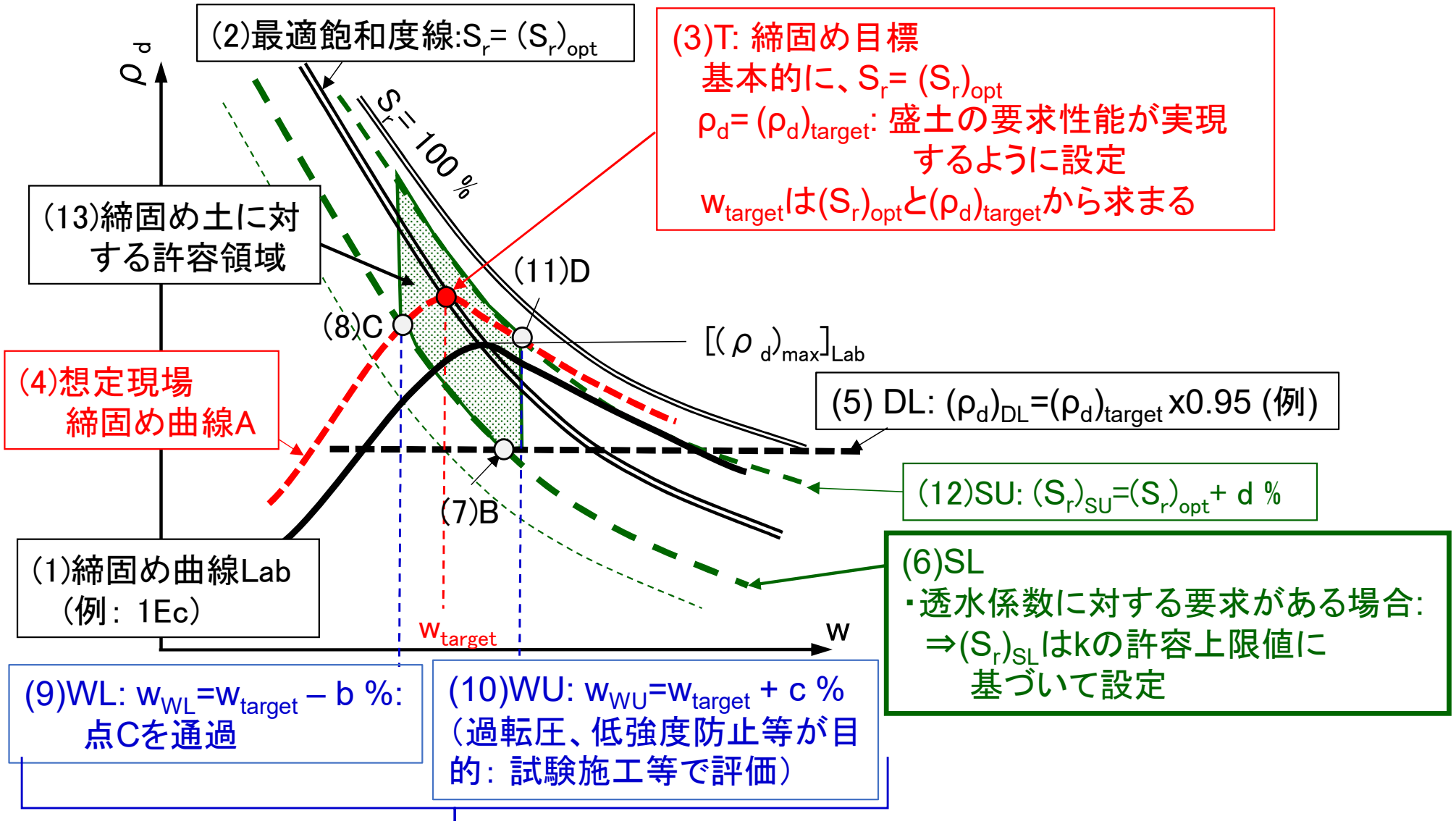
(9)WL: $w_{WL} = w_{target}$ – b %:
点Cを通過

(10)WU: $w_{WU} = w_{target}$ + c %
過転圧と低強度防止等が目的: 試験施工等で決定

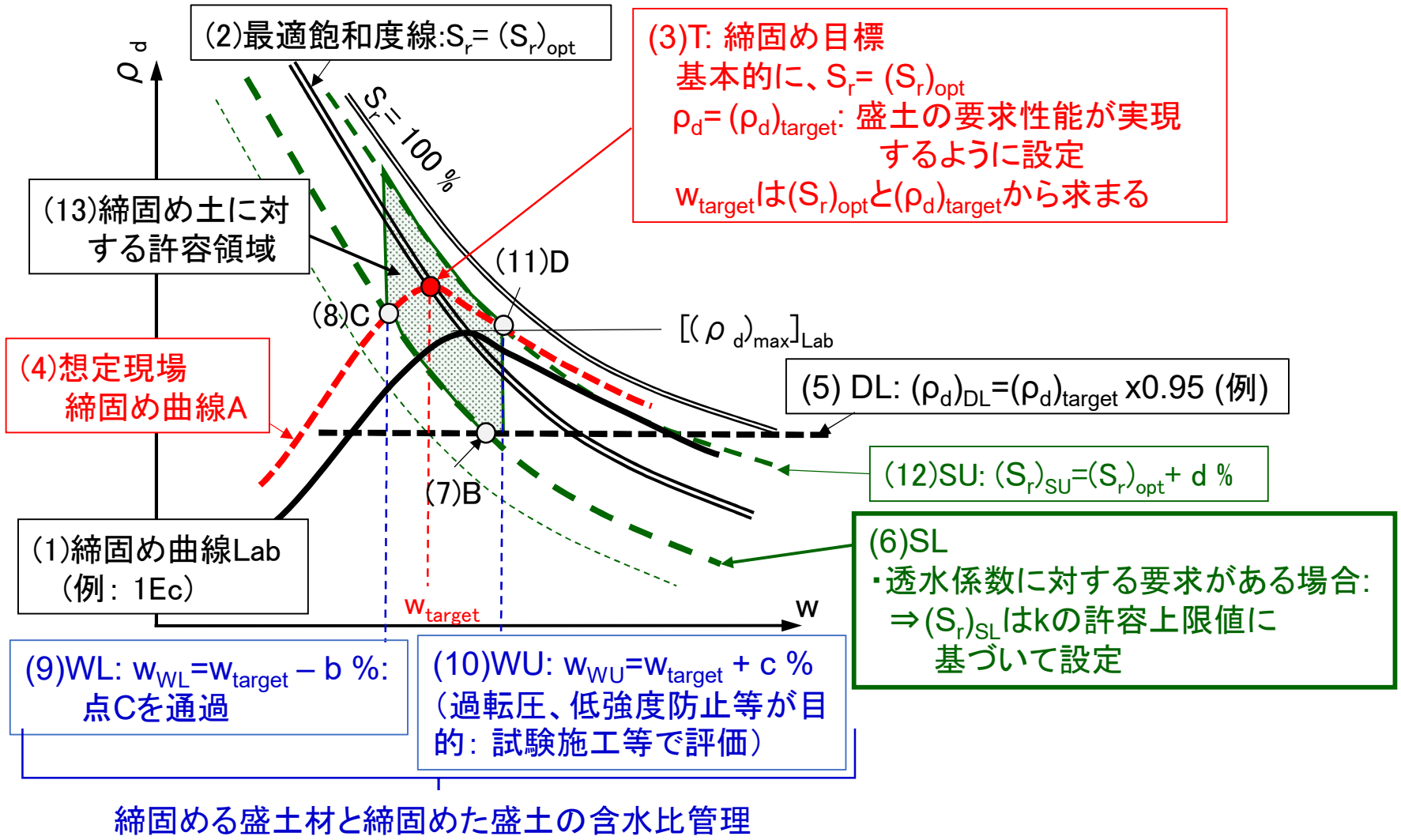
締固める盛土材と締固めた盛土の含水比管理

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の例 – 2



測定項目は、従来の締固め管理で実施する項目と同一！

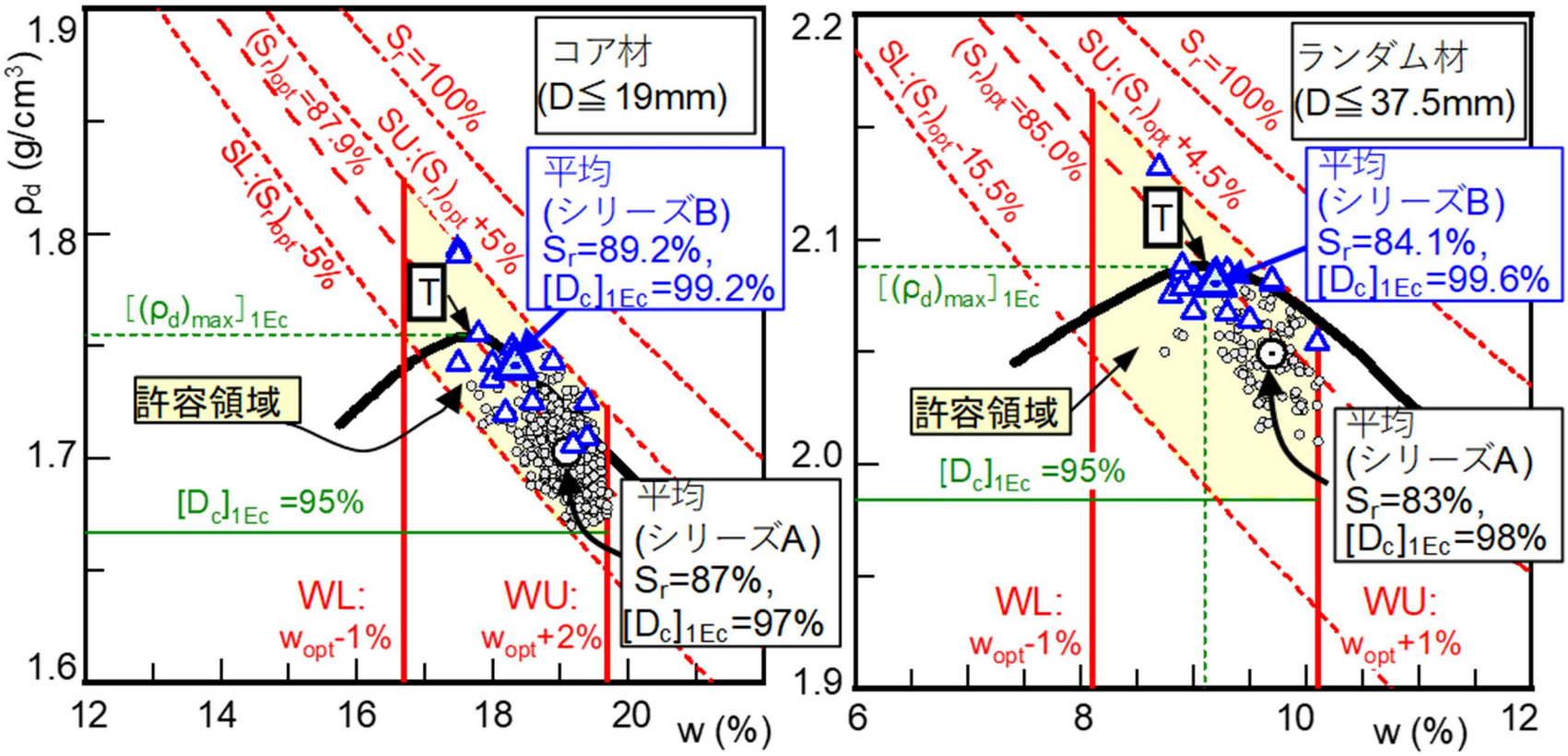


この管理法の適用例

⇒ 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

藤沼ダムの強化復旧での新しい締固め管理

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

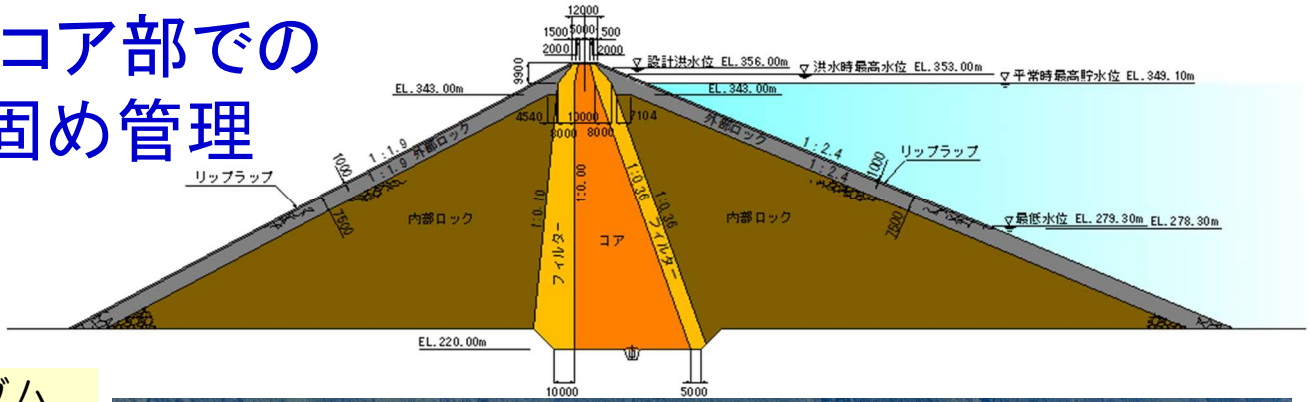


シリーズB: 現場ρ_dの測定地点の試料で室内$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$を測定→正確な$[D_c]_{1Ec}$

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、シリーズBでの値よりも低い傾向

●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、
崩壊した堤体よりも、遥かに良い締固め状態（$[D_c]_{1Ec}$≈100%、S_r≈ $(S_r)_{opt}$）を実現
⇒ 目標締固め状態Tを、ほぼ達成

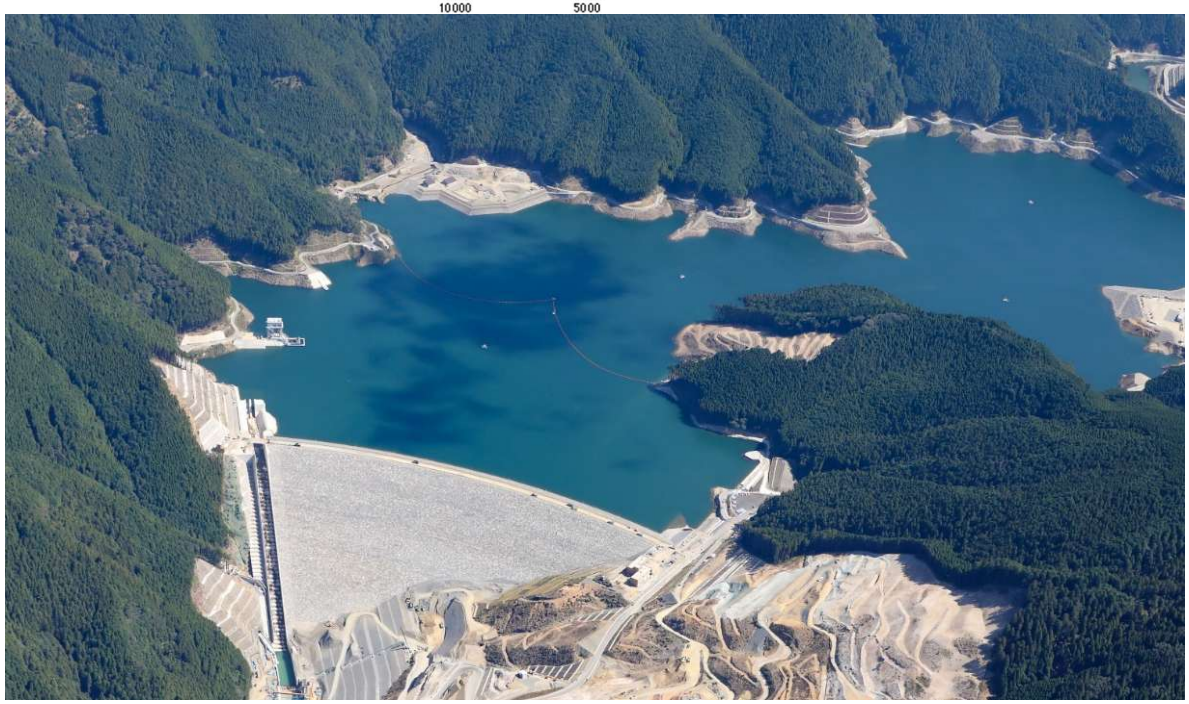
水資源機構小石原川ダムコア部での飽和度管理を重視した締固め管理



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

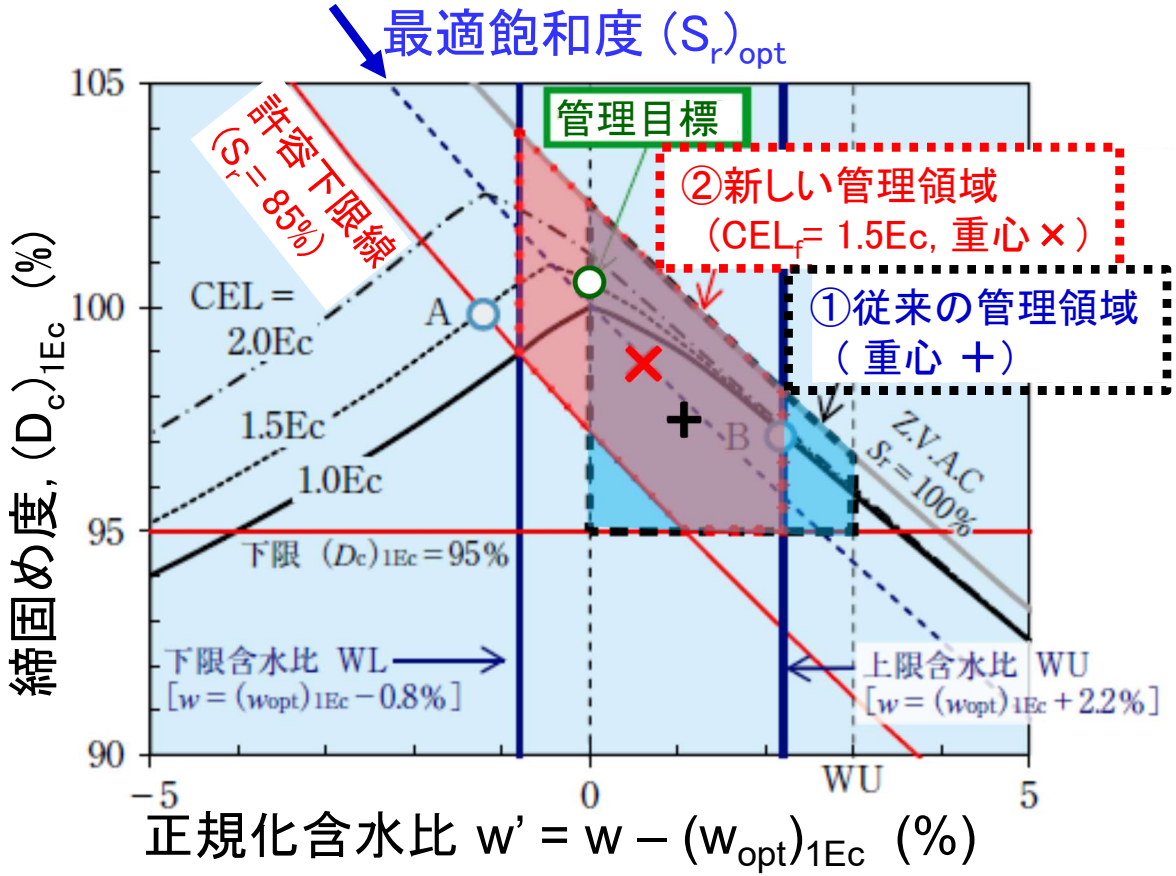
盛立数量

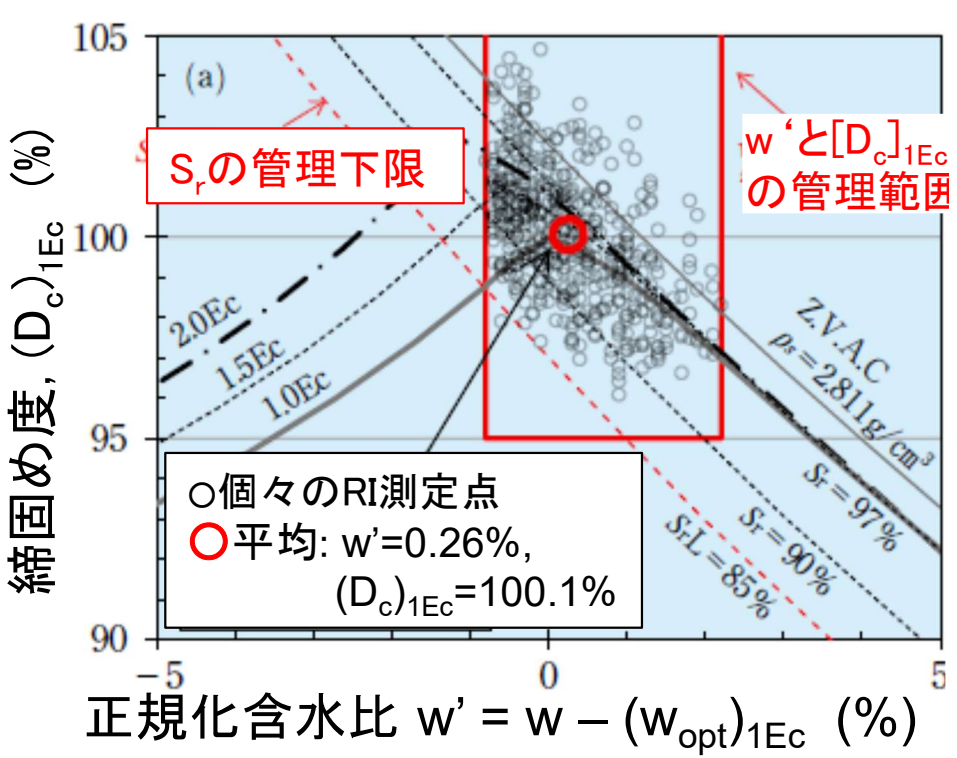
コア		約 900,000m^3
フィルター		約 800,000m^3
ロック	内部ロック	約 5,000,000m^3
	外部ロック	約 1,400,000m^3
	リップラップ	約 200,000m^3
	計	約 8,300,000m^3



2019年7月11日天端到達
（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

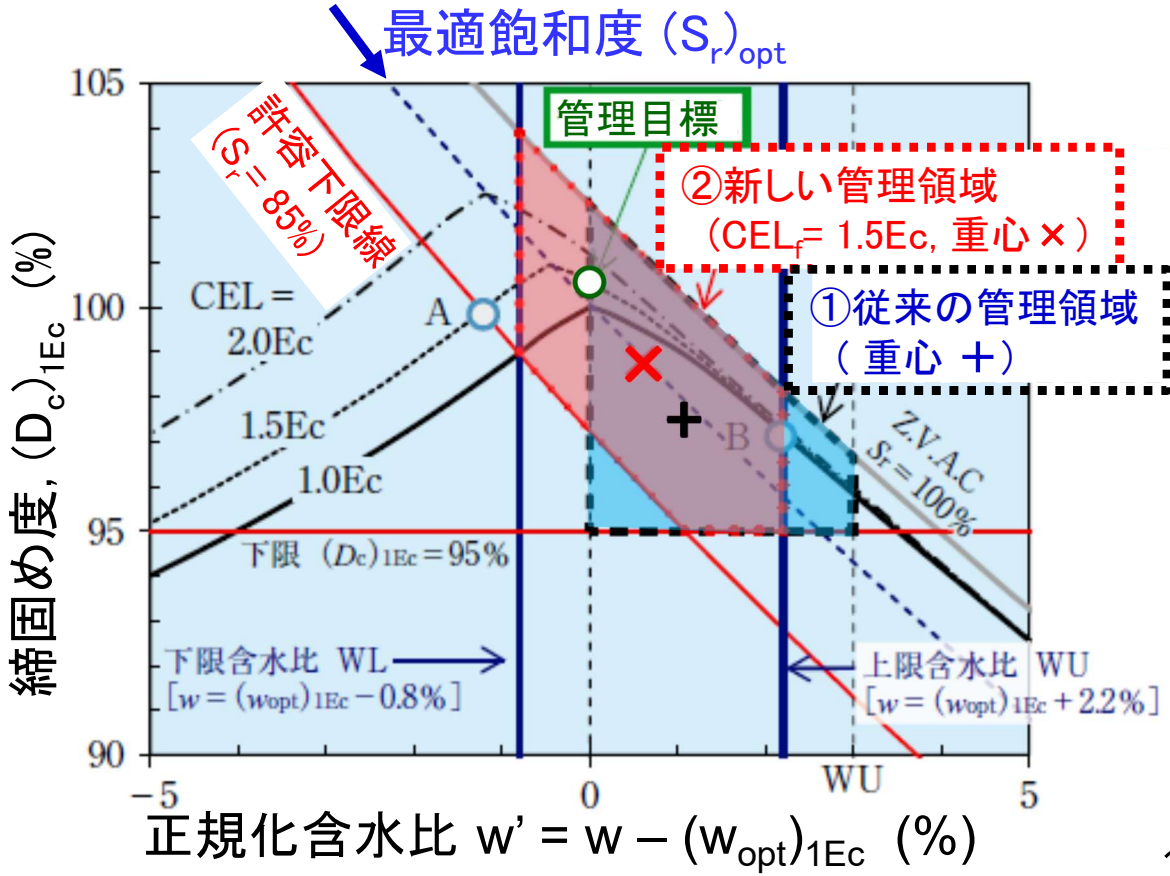


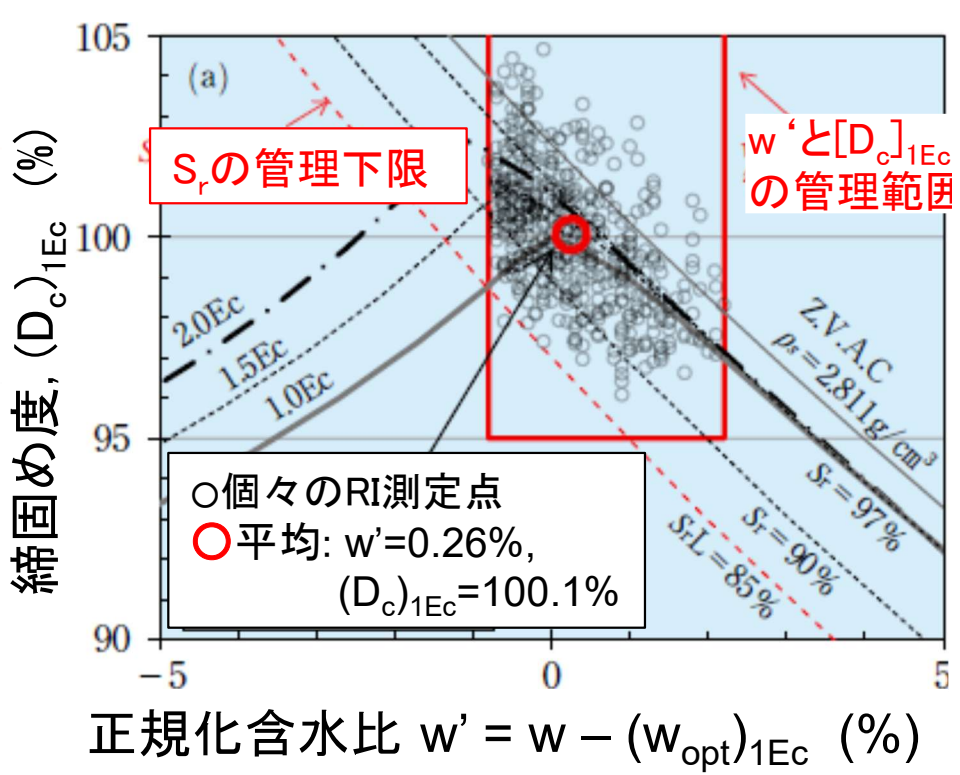


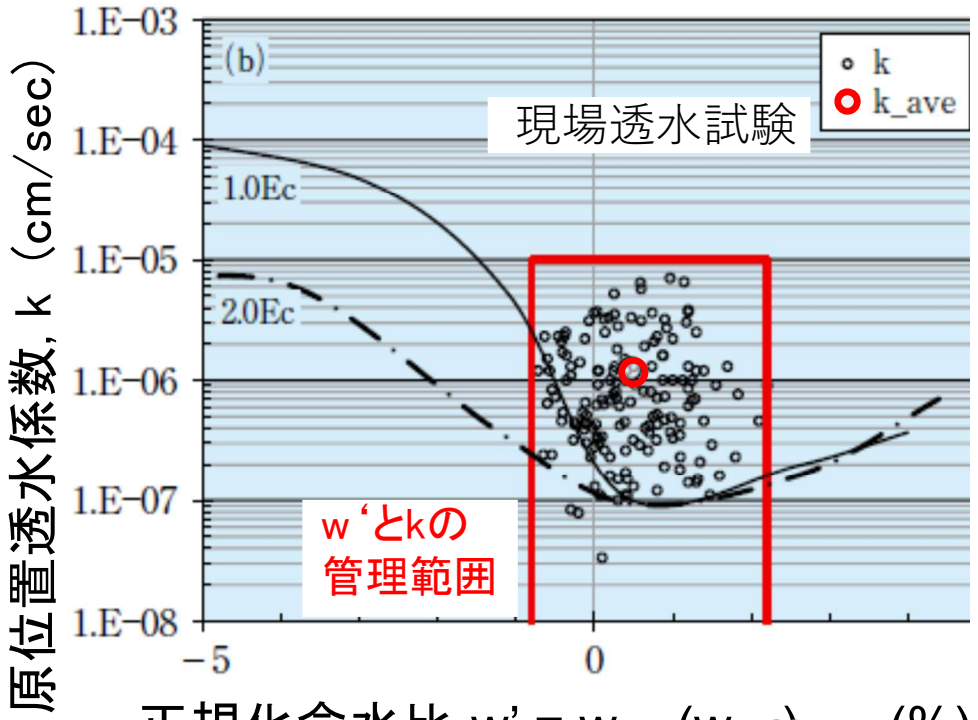
①この現場のコア材は、粒子比重$G_s=\rho_s/\rho_w$が大きく異なる数種の母岩の混合材。そのため、現場各地点での締固めた盛土のG_sは不明 ⇒ $S_r= w\cdot G_s/[\rho_s/\rho_d - 1]$の計算ができない ⇒ 含水比wは$G_s$を用いないで計算できるので管理パラメータとして採用 ⇒ 全工程ではロット毎の$(w_{opt})_{1Ec}$は大きく変化したことに対処するために、盛土材の湿潤状態を $w'= w - (w_{opt})_{1Ec}$で管理した。

②右上図の各データポイントの$(D_c)_{1Ec}$とw'の値は、現場各地点のw(炉乾燥法)とρ_d(RI法)、及び各ロット毎の代表試料の$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$と$(w_{opt})_{1Ec}$の値を用いて計算。一方、ρ_dとwを測定した現場各地点での実際の$(w_{opt})_{1Ec}$と$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$の値は、土質とCELのばらつきのため代表試料の値に対してバラツク。これが、右上図でのデータのばらつきの主因。

③上両図でのS_r=100%の曲線は、全工程での平均値ρ_s=2.811 g/cm³を用いて計算。従って、個々のデータとS_r=100%曲線との関係には、縦横両軸で誤差、見掛け上S_r>100%のデータもある。







新しい締固め管理法の導入:

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)wの許容下限値を$(w_{opt})_{1Ec}$- 0.8%に低減

4)品質管理領域を、従来の①から、よりwが低くρ_d高い左上方の②へ移動(重心:十 ⇒ ×)

・現場データは管理領域内(ただし、データのばらつきが大きく、S_rの上限値管理は実施せず)

・高い$(D_c)_{1Ec}$(平均100.1%), 低いw(平均: $(w_{opt})_{1Ec}$ +0.26%), 及び低い原位置k (<10^{-5} cm/sec)を達成

締固めに関連した論文：

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

・龍岡文夫：土の締固めにおける飽和度管理の重要性、ダム技術、No.354, pp.3-16, 2016.

・龍岡文夫：盛土の締め固めにおける飽和度管理の重要性、地盤工学会誌、Vol.63, No.7, pp.39-40, 2015.

・龍岡文夫：盛土の設計・施工・維持管理における幾つかの課題、地盤工学会誌、Vol.66, No.6, pp.1-3, 2018

・龍岡文夫: 飽和度と剛性に管理に基づく盛土締固めの合理化について, 地盤工学会誌, 11/12月号, Vol.67, Nos.11/12: pp.30-33, 2019

・龍岡文夫・平川大貴: 1章土の締固めの目的・意義・方法, 土の締固め管理―現状・新たな展開・展望―, 地盤工学会関東支部「土構造物の要求性能の実現を目指した盛土締固め管理の合理化に関する研究委員会」報告書, 総合土木研究所, 1-31頁, 2022

299ページ、フルカラー、
¥6,050, ISBN: 9784915451225

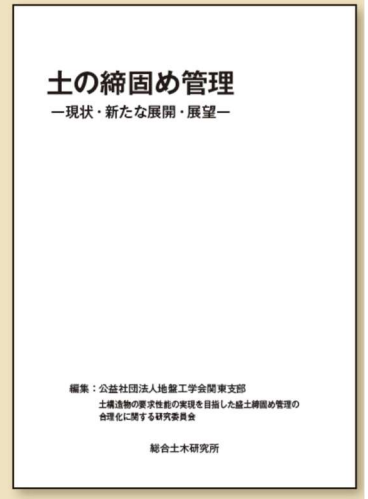
令和4年(2022年)
12月8日(木), 9日(金)

土の締固め管理の合理化に関するシンポジウム

盛土の建設と土の締固め管理の決定版！

土の締固め管理

―現状・新たな展開・展望―



◆A4判・300ページ／オールカラー
◆定価6,050円(税込)／送料実費
2022年2月25日発行：総合土木研究所

目　次

巻頭言
1章　土の締固めの目的・意義・方法
2章　締固め管理の現状と課題
3章　締め固めた土の工学的性質
4章　盛土の締固め施工管理基準の設定法
5章　転圧機械による現場締固めのメカニズムと諸問題
6章　締固め工の管理法
7章　特殊土の締固め
8章　改良土の締固め
9章　新たな締固め管理基準を用いた施工事例
10章　海外における締固め管理の現状と最近の動向
索　引

編集：(公社)地盤工学会関東支部
土構造物の要求性能の実現を目指した盛土締固め管理の合理化に関する研究委員会　委員長：龍岡文夫

ご注文は
総合土木研究所
〒113-0034　東京都文京区湯島4-6-12　湯島ハイタウンB-222
電話：03（3816）3091　FAX：03（3816）3077
E-mail：sogodoboku@kisoko.co.jp　URL：https://www.kisoko.co.jp

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性　2/2

5. 盛土の締固め管理の課題と対応策
 5-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 5-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 5-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 5-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 5-5 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての剛性・透水係数
 5-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

6. 全体のまとめ

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性、まとめ 1/4

1. 盛土のせん断強度は、締固めによって大きく増加する。また、飽和土のせん断強度は排水・非排水条件に強く影響され、飽和非排水せん断強度は単調・繰返し載荷等の諸条件に強く影響される。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. ため池整備指針(2015年)では、締固め度$(D_c)_{1Ec}$の管理基準値(全測定値の許容下限値)が90%から95%に上昇した。従って、設計せん断強度を$(D_c)_{1Ec}$= 95%でのせん断強度とすることで、締固めレベルの上昇の効果を設計に反映できる。締固め管理が確実なほど現場$(D_c)_{1Ec}$の平均値はより確実に95%を越えるので、この値はより確実に安全側の値となる。

   レベル2設計地震動に対する安定性を評価する場合、$(D_c)_{1Ec}$=95%を管理基準値とする締固め管理が確実に実行されて現場$(D_c)_{1Ec}$の平均値が95%を確実に越えると判断できる場合は、想定される平均値でのせん断強度を設計値とできる。

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性、まとめ 2/4

3. 飽和非排水せん断強度では、締固めの影響は非常に大きい。
   1) 締固めが悪い飽和盛土の非排水せん断強度は、排水せん断強度よりもかなり小さくなり、その傾向は地震時に繰返し載荷を受けると、より強くなる。
   2) 締固めが良い飽和盛土の非排水せん断強度は、排水せん断強度よりも大きくなり、地震時に繰返し載荷を受けても、この傾向は維持される。

   従って、飽和非排水の盛土のレベル2設計地震動に対する安定解析には、締固めの効果を適切に考慮した非排水せん断強度を用いる必要がある。

4. 地震時には、飽和土の非排水せん断強度は繰返し載荷によって次第に低下する。この特性を求めるための、新しい三軸試験法とデータ解析法を示した。

5. 飽和土のせん断強度に対する排水条件の影響、締固めの効果、及び地震荷重による飽和非排水強度の低下を考慮した
   ①Newmark-D法による剛体すべり解析と
   ②準静的(pseudo-static)非線形FEMによる連続体残留変形解析
   を説明した。これらの解析によって、盛土の地震時残留変形は締固めによって大きく変化し、締固めが悪い飽和盛土の危険性と締固めが良い飽和盛土の高

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性、まとめ 3/4

6. 盛土の締固め効率が低下する四大要因は、①高含水比、②低含水比、③低締固めエネルギー、④細粒分の高含有率、である。

1) 盛土の効率的な締固めには、盛土材の含水比調整と締固めた盛土の含水比・飽和度管理が有効である。しかし、これらを省略する場合が多い。その場合の便宜的な対応策は、締固め度の許容下限値（管理基準値）の上昇である。

2) 盛土材の含水比が高い場合、空気間隙率の許容上限値管理だけでは良い締固めを保証できない。空気間隙率管理は、高すぎる含水比での施工を制限することが前提である。

3) 現場の各地点での実際の最大乾燥密度$(\rho_d)_{max}$と最適含水比w_{opt}は、土質と締固めエネルギーレベルCELの変動のため、代表試料を用いた標準的室内締固め試験（例, 1Ec)による値から変動し、また偏る。

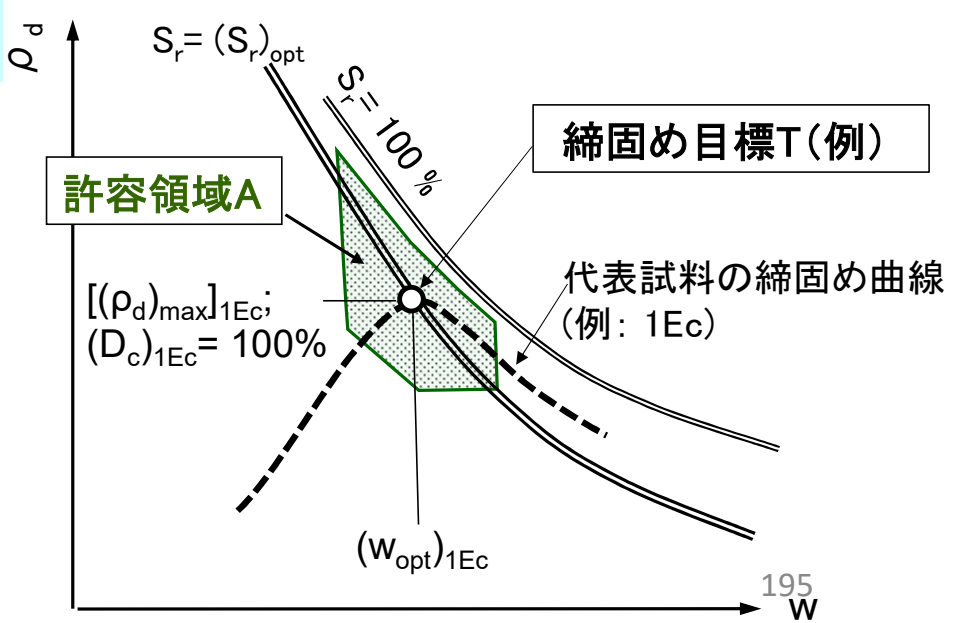
4) 一方、①夫々の締固め曲線に沿って$(\rho_d)_{max}$が得られる最適飽和度$(S_r)_{opt}$と②正規化締固め関係$(D_c)_t=\rho_d/(\rho_d)_{max}$～$S_r$-$(S_r)_{opt}$は、土質とCELの変動に対して安定している。従って、締固めた盛土のS_rの目標値を$(S_r)_{opt}$とし十分大きなCELで締固めることによって、高い値のρ_dがこれらの変動に左右されないで効果的に実現する。

盛土構造物における設計と施工の連携の重要性、まとめ 4/4

5） 締固めた盛土（不飽和）の強度・剛性は、ρ_dが増加すると増加する関数とS_rが増加すると減少する関数の積である。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の関数の積である。これらの関数は締固めエネルギーレベルCELを変数として含まないため、これらの関数に基づいて、締固め時のρ_dの管理に加えて$S_r=(S_r)_{opt}$を目標としたS_r管理を行うことで、締固め土の物性を効率的に管理し最適化できる。

6） 従来からの締固め度の下限値管理と含水比の上下限値管理に加えて、$S_r=(S_r)_{opt}$を目指す飽和度の上下限値管理を導入すれば、所定の土質とCELにおける締固め度の最大値を得て、高い強度・剛性、低い透水係数など物性値の最適化を図ることができる。

その方法として、$S_r=(S_r)_{opt}$と十分に大きな$(\rho_d)_{max}$で定義した**締固め目標**の設定と、それに基づいた締固め度の許容下限境界、含水比の許容上下限境界と飽和度の許容上下限境界で構成された**締固め許容領域**の設定が有効である。



2025年度 SERID研究会 技術講演会
ニューマークD法による
農業用ため池堤体等土構造物の地震時安全性評価手法
（令和6年能登半島地震による石川県ため池被害を踏まえて）

ため池堤体の安定解析における強度設定と耐震対策について

茨城大学　名誉教授
農研機構　フェロー
毛利栄征

TKP金沢カンファレンスセンター
2025年11月28日(金）

本日の話題

1. ため池の現状
2. 設計指針「ため池整備」の課題・改善点
3. 地震による堤体の損傷事例
4. ため池堤体の耐震設計の考え方
5. ため池堤体の耐震対策（改修・補強）の課題
6. 補強土工法を用いた堤体補強事例
7. 過年度の堤体強化事例（石川県）
8. 堤体土の締固めと管理に関する最近の動向
9. これからのため池堤体の安定解析

１．ため池の現状

- 自然災害とため池の被災
- ため池の規模

全国のため池の概要

1. 貯水容量が 1,000m^{3}以上のため池，10万箇所（総数は15万4千箇所）
2. 江戸時代以前に築造されたため池が全体の70%
3. 古いため池は人力施工，堤体土質選定，品質・性能が不明
4. 経年的な老朽化が進行（堤体断面欠損，強度低下，漏水）
5. 防災重点農業用ため池 54,610箇所（R3時点）
6. 堤高が 10m以下の中小規模のため池は全体の約 95%
7. 昭和28年からH21年度までに，約1万3千其のため池を改修
8. 耐震設計がなされているため池は点検実施ため池の7%以下 注1）

- 耐震不足のため池は膨大な数
- しかも、現状の耐震照査は、ほとんどがレベル1地震動対応
- 一部の自治体（香川県など）では、レベル2地震動に対する照査も完了　（重要度区分に応じて）

注1）：平成29年3月末時点（ため池一斉点検を踏まえた詳細調査等の実施状況）：農水省HP
地震に対する詳細調査を4，444か所で実施し，耐震不足が確認されたため池は，2，434か所。
そのうち既に地震対策が完了しているため池は295か所。この時の防災重点ため池数は11，362箇所。（農水省HP）

ため池を取りまく状況

- ため池の決壊が**被害の連鎖の起点**
- 周辺地山の崩壊，洪水流入によるため池の二次被害
- ため池群による**被災の拡大抑制**

●1995年兵庫県南部地震
- 1，362箇所[注1)]のため池が被害．

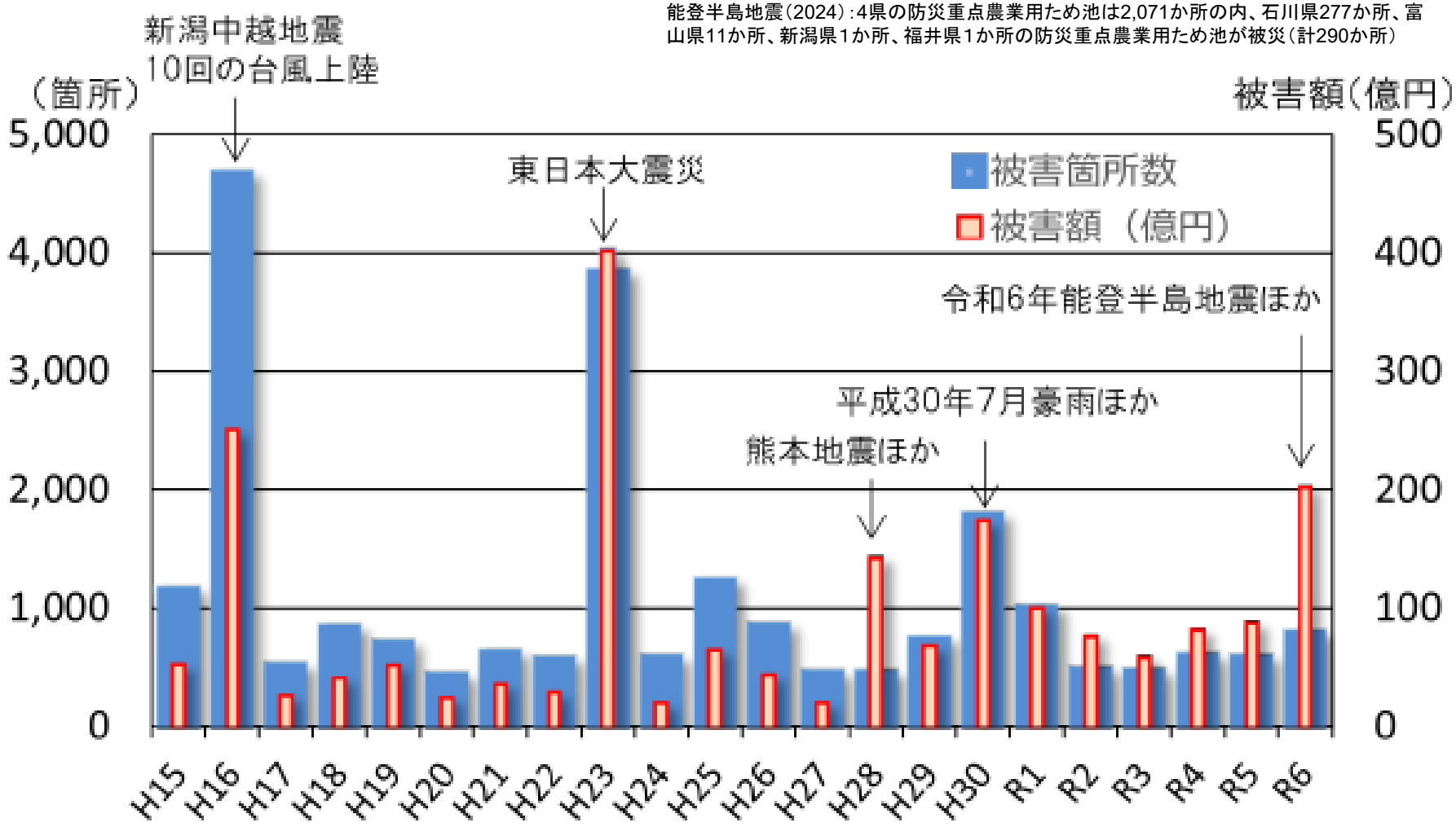
●2004年の台風23号(H16)
- 淡路島だけで1，013箇所のため池が被災した．(決壊178カ所)[注2)]

●2011年東北地方太平洋沖地震
- 1，951箇所のため池が被災，被害額400億円[注3)]
- 岩手県，宮城県，福島県では，約2，000箇所が被災(約12，500箇所のうち被災率14%)
- 決壊したため池は，ため池設計指針(平成12年制定)以前に築造(改修)
- 平成12年度以降に改修した3県のため池(91箇所、耐震設計を実施)の内，被災数は13箇所(被災率14%)
- 13箇所中に決壊等の深刻な被害が生じたものはない
- 推計震度5.3程度で堤体の決壊が発生

注1) 農地農業用施設震災記録―兵庫県南部地震
注2) 台風第23号による淡路島のため池被害について若林徳朗，農土誌，73(8)，2005.8
注3) 土地改良事業設計指針「ため池整備」の改定の考え方について：
https://www.maff.go.jp/j/council/seisaku/nousin/gizyutu/h24-2/pdf/data4.pdf

ため池の被害の推移と自然災害

能登半島地震（2024）：4県の防災重点農業用ため池は2,071か所の内、石川県277か所、富山県11か所、新潟県1か所、福井県1か所の防災重点農業用ため池が被災（計290か所）



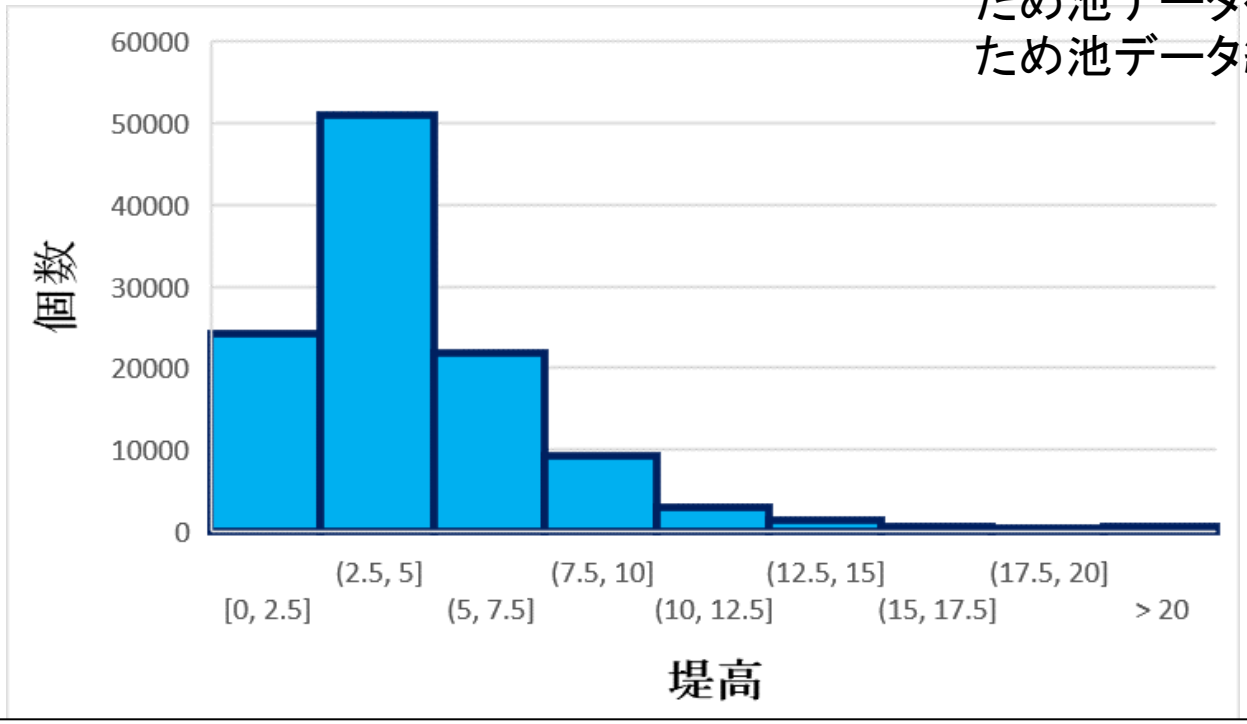
近年の自然災害によるため池の被害は，10回に及ぶ台風の上陸があった平成16年と，東日本大震災があった平成23年で顕著。被災原因は、94%が豪雨、6%が地震によるもの。

https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/hisai.html

堤体土質と堤高

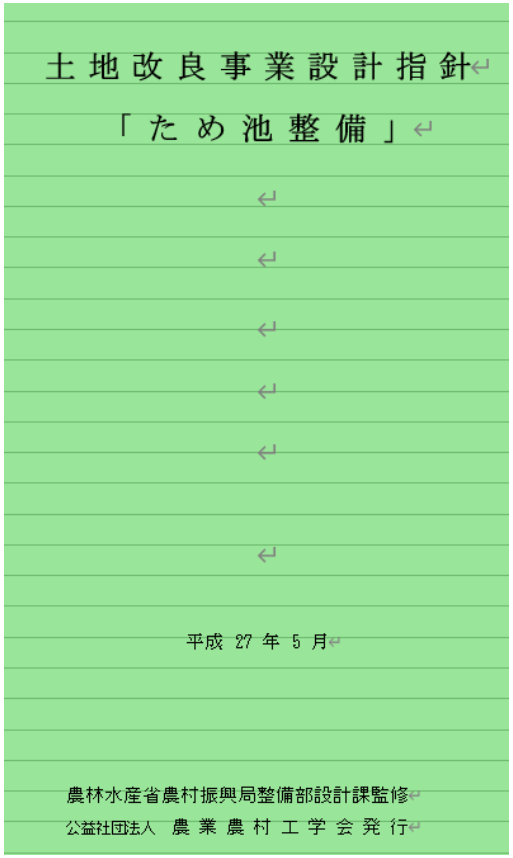
	粘性土	砂礫質粘土	砂質土	その他	不明
個数	28,096	15,874	3,517	1,470	67,782
比率	24.1%	13.6%	3.0%	1.3%	58.1%

ため池データベース：2012年
ため池データ総数：116,556



○堤高5m以下のため池が約50%、10mを超えるため池も数千か所に達する
○堤体土は粘性土が約40%となっているが、不明な堤体も多い
（最近のため池の「一斉点検」でデータが更新されているはず）

運用している　ため池の設計指針


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設計課監修
公益社団法人　農業農村工学会発行

- **国が構築する施設**に適用する基準類として左記の土地改良事業**設計指針「ため池整備」**が農林水産省より公示されている
- 国以外が築造、管理するため池については、それぞれ独自に基準等を定めて運用する場合がある
- 原則的な考え方や算定手法、限界値などは、ほぼ「ため池整備」に準拠している
- 指針の記述事項は、ダム基準類などの経験も踏まえているので基本的には、適切に解釈することで多様なため池の状況に適用でき、信頼性も高い。

ため池の築堤技術は経験の蓄積がベース

- ➢ ため池被災の経験を基に、改善されてきた
- ➢ 近代的な指針は2000年改訂版から
- ➢ 最新版は2015年策定版

2015年の改訂から　　現状

- 自然災害の頻発・ため池の決壊を受けて、指針が大きく改定された
- 防災的な機能が見直され地盤工学的な技術開発の進展もあいまって、多くの耐災技術が導入されつつある

本日は　指針の考え方や記述をガイドとして、いろいろな取り組みや合理的なため池堤体の強化を話題としたい

２．土地改良事業設計指針
「ため池整備」
の課題･改善点

主な話題

- ●降雨の影響
- ●対策技術
- ●基礎地盤の影響

現場・設計者の声 （少し重い課題）

1. 基礎地盤の影響を適切に評価する必要があるのではないか
2. 堤体・基礎地盤の強度低下、液状化を考慮した安定解析への展開が必要
3. 多様な補強対策に求められる要求性能の整理が必要ではないか

設計指針「ため池整備」では

- 堤体の基礎地盤の調査深度は、5m程度と記載されていることを考えると安定解析でも5m以深の基礎地盤は考慮しないとも読める
- 実際の現場は、基礎地盤の傾斜や弱層を把握するために、5m以深のボーリング調査を実施することも多い
- 基礎地盤の調査や特性を確認する記述は指針には見当たらない
- 補強された堤体が有すべき要求性能に対する記述は見当たらない
- 堤体に液状化の可能性が高い場合は、改修・対策の選択のみ

安定解析上の課題

現状の課題

1．基礎地盤特性（液状化層、弱層等）と安定解析

2．多様な堤体補強技術の適性判断と設計・施工・維持管理

3．降雨時、その直後の地震に対する安定性評価

課題1．基礎地盤

堤体だけでなく基礎地盤の手当が必要なため池が数多く存在する

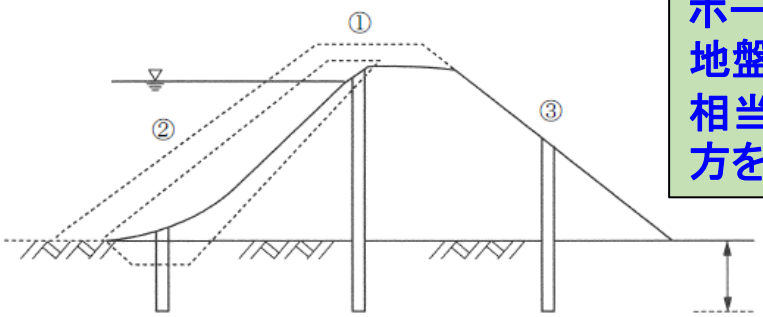


図-2.1.3　標準的なボーリング深度

ボーリングの深度は、基礎地盤面から５ｍ、又は堤高相当の深さのいずれか浅い方を標準とする

基礎地盤の軟弱層を安定解析から排除することで安全性リスクを低く見積もることが懸念される

塑性すべり解析で予見できる範囲は？
FEMによる残留変形・沈下解析の適用性は？

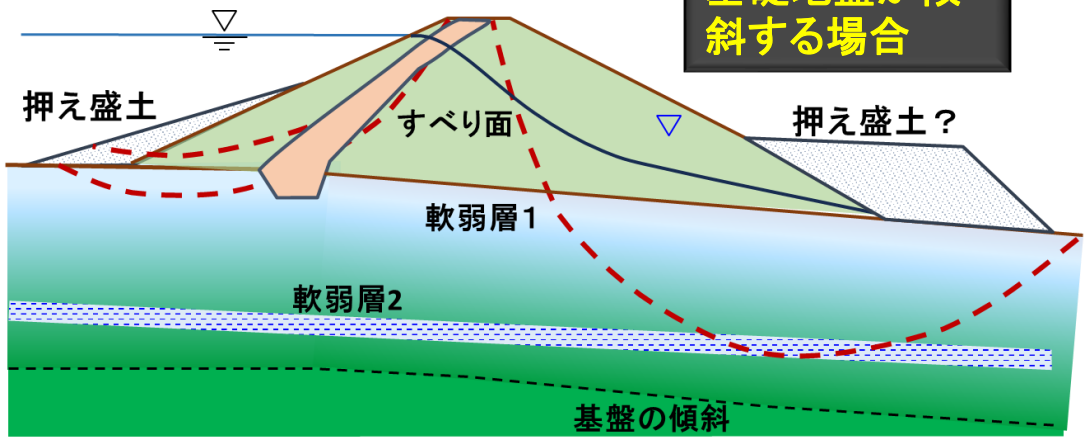
- 基礎の軟弱層、地震時の液状化層の存在の確認
- 地盤の強度・剛性低下を考慮した安定解析を実施する道筋を明示する必要がある

基礎地盤の影響

課題1．基礎地盤の形状

谷池の場合、堤体基礎地盤が下流に傾斜する場合が散見される

基礎地盤が傾斜する場合



●現行の設計指針「ため池整備」が想定する状況

水平地盤上の堤体

指針で示す標準断面

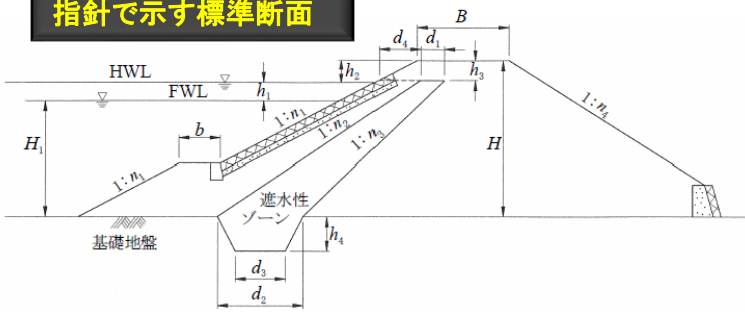


図-3.3.10　傾斜遮水ゾーン型の標準断面

●現実のため池の状況

ため池基礎地盤の状況は以下のように多様

- 基礎地盤が下流に傾斜する
- 基礎地盤直下に液状化層がある
- 基礎地盤の改良の範囲
- 基礎下（堤高H程度）に弱層が広がる

● 多様な基礎地盤上のため池の構造、基礎処理、安定解析、補強技術などを提示する必要がある

補強技術の適用性

課題2．多様な堤体補強技術の適性判断と設計・施工・維持管理

●現行の設計指針「ため池整備」が想定する状況

土質材料を適切に締固めて構築した堤体と水平な基礎地盤を前提

人工材料を堤体構造に導入することは歴史的に排除感が強い

ただ、石灰などによる土質改良は、経験的に堤体の強度・透水性改善に適用されてきた

●現実のため池の状況

多様な堤体・基礎地盤の補強

- 固化処理土による築堤
- 改質材を用いた築堤
- ジオシンセティックスによる補強
- シートによる遮水機能確保
- 矢板・杭による堤体・地盤補強
- 基礎地盤の改良範囲

以下の項目と安定解析（施工・品質管理等）との関係を明示する必要がある。　十分な検証も必要！！

●固化・改質材の長期安定性、●人工材料の劣化・長期安定性、●維持管理方法、●再改修時の方法

複合災害を想定した安定解析・補強方法

3. 降雨時の地震に対する安全性評価

●現行の設計指針「ため池整備」が想定する状況

降雨による堤体の飽和化は考慮していない

設計洪水位での浸潤面の上部は不飽和状態

●現実のため池の状況

堤体と周辺地盤の状態

降雨によって下流斜面が飽和

地山からの浸透水の流入

浸潤面の上昇による浸透力変化

下流斜面の質量増加

以下の項目を考慮した安定解析方法を
明示する必要がある。　　十分な検証も必要！！

●降雨による堤体の飽和化と堤体強度低下、
●飽和領域の設定方法、
●浸透抑制対策の効果検証も必要か？

3. 地震による堤体の損傷事例

- ため池堤体の地震被害の特徴と課題・改善点

損傷予測は基本パターンの応用でまず大丈夫

井出の尻ため池堤体の崩壊状況（兵庫県）

兵庫県南部地震　井出の尻ため池

被災ため池の概要			
所在地	津名郡一宮町園田	貯水量	17,500㎥
堤高	5.00m	受益戸数	1:1.9（土羽）

堤体滑落面（井手の尻池、一宮町）

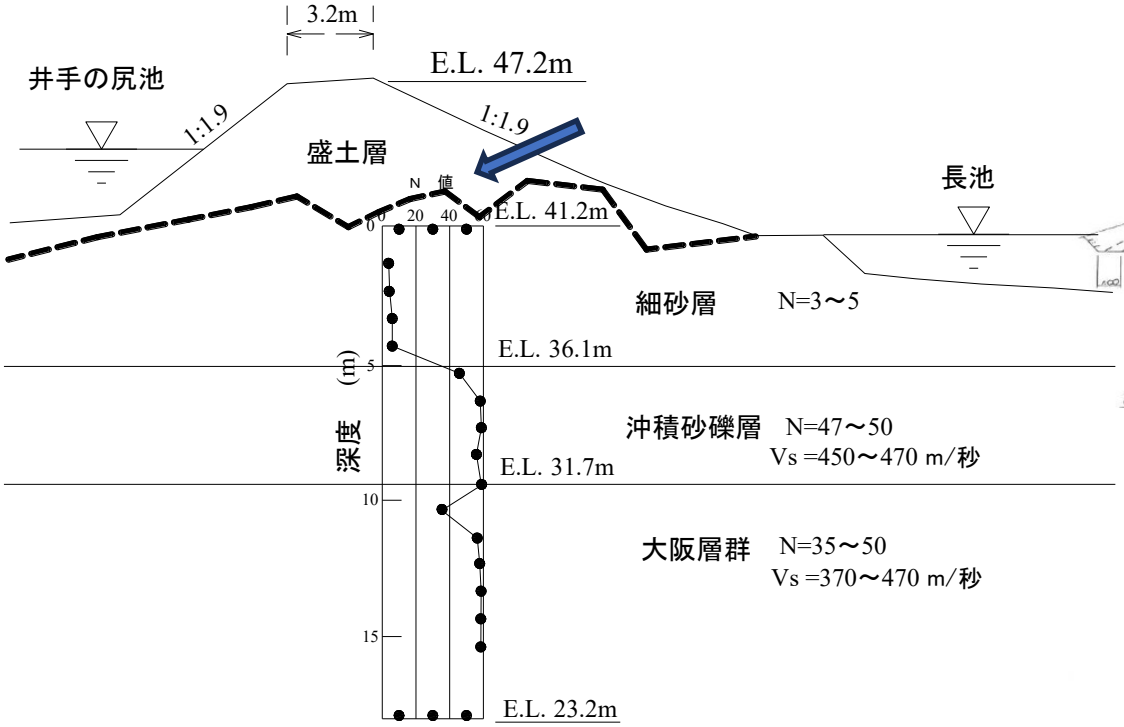
基礎地盤の液状化による被害の特徴

- 堤高5m　前法勾配 2.1　後法勾配1. 7
  堤長156m　均一型堤体
- 中央部約60mに渡り，下流に向かって大崩壊
- 地震時は1/3以下の貯水位
- 後法先の隣接池に土砂流入し道路冠水
- 池底に多数の噴砂痕と池の周囲に亀裂多数

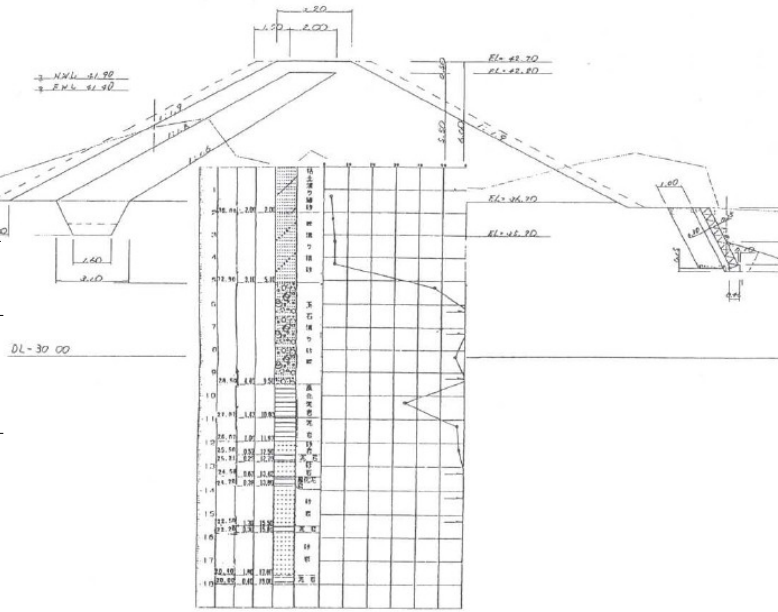
平成7年兵庫県南部地震　農地・農業用施設に係る技術検討報告書、兵庫県南部地震技術検討委員会　平成8年3月

井出の尻ため池の崩壊形状と復旧断面図

●基礎地盤の液状化による堤体の崩壊の特徴



改修断面と地盤特性



図－3 復旧断面図

- 堤体下の基礎地盤は**深度5mまで緩い砂地盤**で、地下水位は高い位置にあった（被災後のボーリング調査結果） **池内地盤一面と下流農地に多くの噴砂が発生**
- 貯水は低くほとんどない状態
- 堤体の崩壊は、**全体が大きく沈下（3~4m)沈下している**
- 堤体の上下流法面は、縦横断に深い亀裂が生じており、すべり現象は確認できない（ブロック状に崩壊している印象）

7）近畿農政局土地改良技術事務所：1995年兵庫県南部地震 ,1996.
10）農林水産省構造改善局、日本農業土木総合研究所：農地農業用施設緊急地震対策調査等痛き事業報告書、平成7年3月

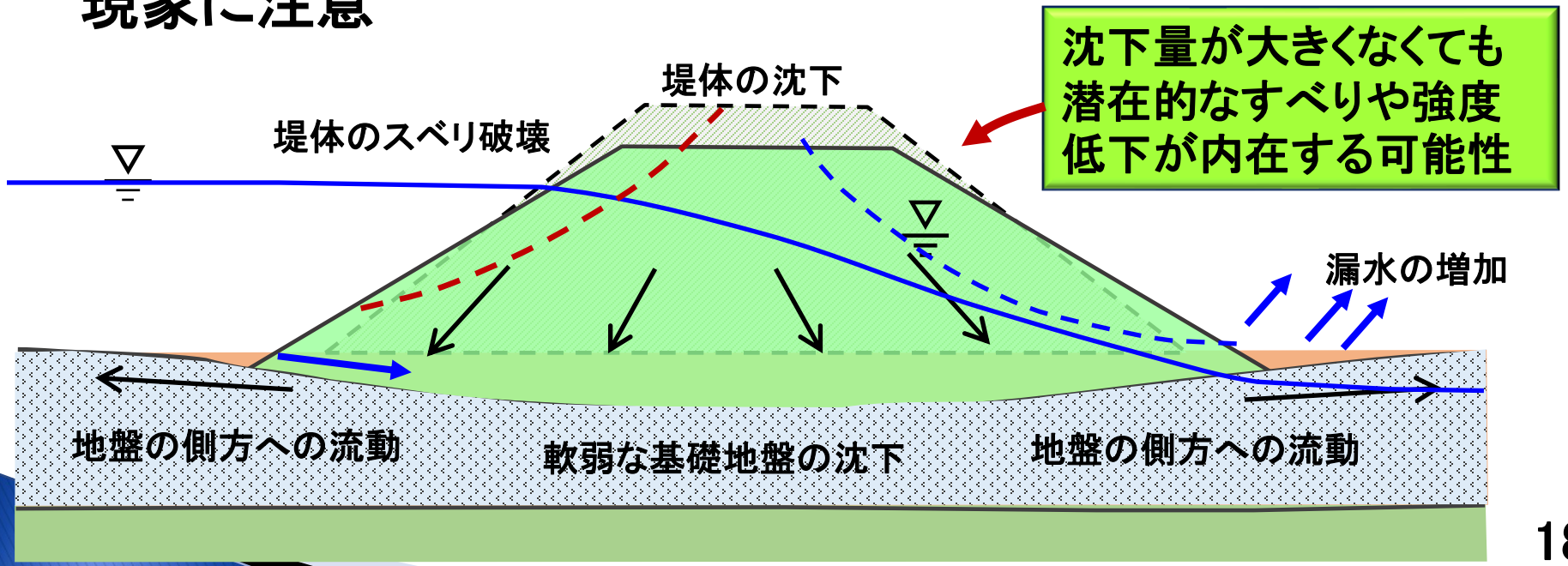
地震動を受けた堤体の状態

地震時には

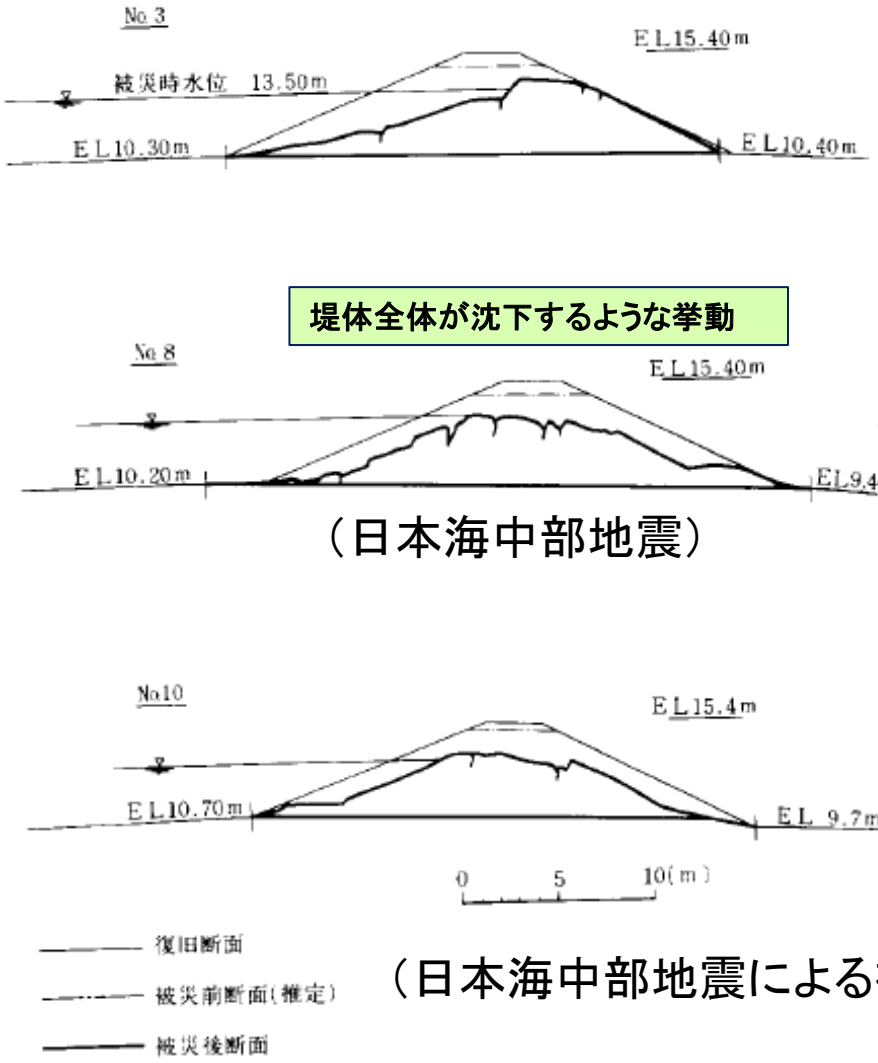
- ●地震動によって堤体が大きく変形し、緩くなった層が形成される
- ●強度が徐々に低下、堤体の変形が数ヶ月に及び進行
- ●漏水が徐々に増える
- ●地震後しばらく経ってから大きな被害に発展する‥事例もある

堤体のすべり破壊
堤体下の地盤の液状化が主因
一の沢ため池（日本海中部地震）

- ➢ 既存堤体にはダメージが内在している可能性を認識すること
- ➢ すべり、沈下、緩み、漏水などの現象に注意



一の沢ため池の堤体の崩壊状況（青森県）



堤体全体が沈下するような挙動

（日本海中部地震）

（日本海中部地震による被害）

- 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）が主と思われる崩壊状況

谷茂：1983年日本海中部地震によるため池の被害調査報告，農業土木試験場技報. CE, 造構，4号，p. 1-92，1985年11月

地震被害を受けた堤体の特徴

- 堤体のN値は，被災の大小に関係なく，**N<5以下がほとんど**
- 「一の沢池」の例では**堤体下約15mまでN<10層が続く**
- **被害の大きいたため池：基礎地盤の N<10　＆　堤高以上の深さ**
- 被害が軽微であった池：堤体直下にN>10の基礎地盤が存在

1．被災形態は、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．基礎地盤の液状化（軟化）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すべり破壊が主

●堤体・地盤の構造と強度を適切に把握し、安定性を評価する必要がある

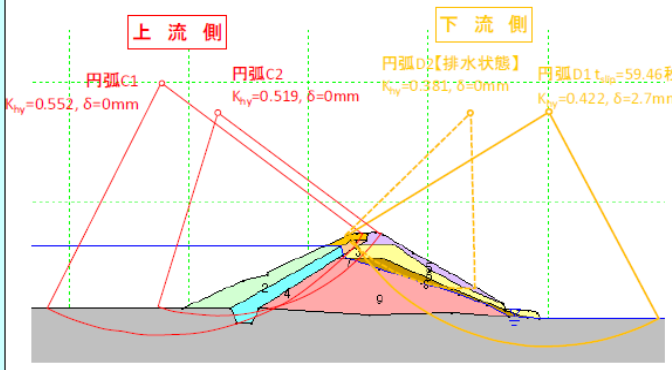
●すべり以外の変形を評価する必要がある

すべり変形と液状化による変形の合成

Newmark-D法

◆検討ケース◆

※ khy:初期降伏震度で表示

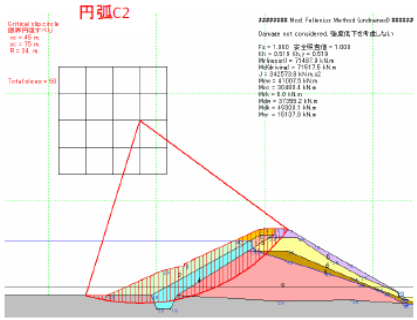


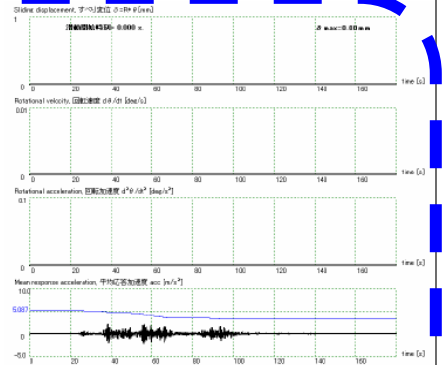
◆解析結果◆

検討ケース別解析結果一覧

区分	検討ケース	初期降伏震度 Khy	最終降伏震度 Khy	円弧すべり回転変位量 σ	天端沈下量 S
上流	C1	0.552	0.207	0.0mm	0.0mm
	C2	0.519	0.331	0.0mm	0.0mm
下流	D1	0.422	0.173	2.7mm	2.0mm
	D2	0.381	0.381	0.0mm	0.0mm

※臨界すべり円弧の採用条件
①堤体天端を横切る円弧
②変形が生じる場合は天端沈下量が最大となる円弧
③変形が生じない場合は地震後の降伏震度が最小となる円弧

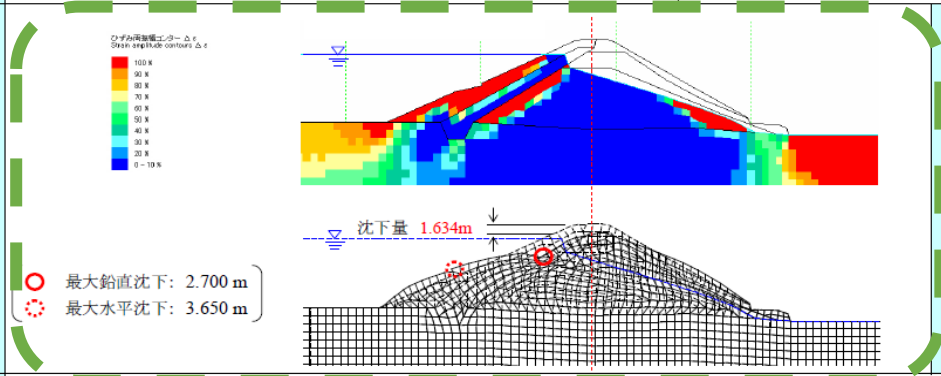




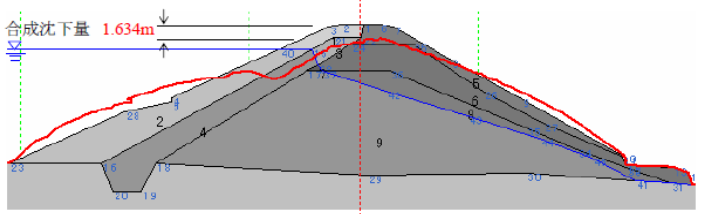
・降伏震度 : 初期降伏震度 ky = 0.519 ⇒ 最終降伏震度 ky = 0.331
・円弧すべり回転変位量 : δ = 0.000 mm

鉛直沈下 0.000 m

液状化流動解析



合成変形図



堤体軸に対する沈下量

解析方法	上流C2 沈下量	上流C2 合計	下流D1 沈下量	下流D1 合計
Newmark - D 法	0.000m	1.634m	0.002m	1.630m
液状化流動解析	1.634m		1.628m	

※ 堤体軸に対する沈下量が最も大きいケース

解析結果

常時満水位 FWL [m]	天端高 H [m]	天端高と常時満水位との差 [m]	解析結果 Newmark-D法 鉛直沈下[m]	解析結果 液状化流動解析 鉛直沈下[m]	解析結果 合計 鉛直沈下[m]	沈下後の常時満水位との差 [m]
52.700m	54.930m	2.230m	0.000m	1.634m	1.634m	0.596m

●NewmarkD法による解析：すべり量　0.0m
●液状化流動解析：1.64m

４．ため池堤体の
耐震設計の考え方

―設計指針「ため池整備」から―

堤体と地盤の強度設定からすべてが始まる

これまでの指針の堤体構造と安定解析の記述

1982年
老朽ため池整備便覧

- 堤高，堤体土質，基礎地盤に基づく**標準断面**
- 安定した基礎地盤の場合には，**「斜面勾配は，上流側2.0～3.0割，下流側は2.0～2.5割」**

2000年
土地改良事業設計指針「ため池整備」

- **初めて耐震設計をため池の安定解析に導入**
- 同時に基礎地盤の**液状化の判定にFL法**を導入

2015年
土地改良事業設計指針「ため池整備」

- 重要度区分AA種のため池では**レベル2地震動に対する安定解析を実施**
- **強度低下**を考慮できる塑性すべり解析の適用、FEMも可
- 安全性評価は，**天端沈下量を指標**とする

標準断面

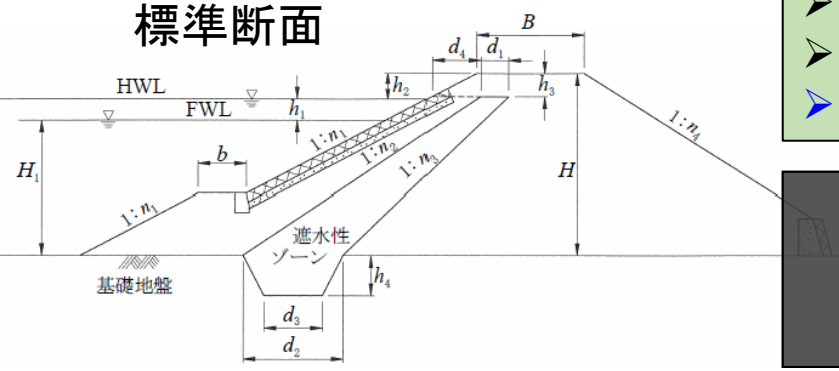


図-3.3.10　傾斜遮水ゾーン型の標準断面

- 老朽ため池整備便覧当時は、90%のため池が傾斜遮水ゾーン型で改修
- 上流部で遮水し、堤体の不飽和領域を確保
- 遮水ゾーン下流側堤体の強度確保が重要
- **堤体と基礎地盤の変状がわずかであることが重要**

近代的な施工技術に合致する構造を検討する余地がある

施工・強度試験・安定解析での課題

調査から設計・施工、さらに構築される土構造物の安定解析が、系統的に実施され、合理的に整合している必要がある。

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

安定解析の課題

- 要求性能を予測できる手法
- 破壊を予測できる手法
- 強度・剛性低下などの特性を導入できる手法
- 予測能力の検証は十分か

安定解析で用いる堤体土の強度について

「ため池整備」

土の強度の表現と解析の整合性

● レベル1地震動に対する照査で用いる強度は

安定解析ケース	安全率	設計震度（%）	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

● レベル2の地震動に対する解析で用いる強度は

飽和非排水状態での試験で求まる全応力強度を採用する
地震時の強度低下を考慮する

● 全応力とは？ ●有効応力とは？

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

解析で用いる堤体土の強度

「ため池整備」指針

原則：堤体の不攪乱試料を用いた三軸圧縮試験によって強度を求める
不可能な場合は、密度調整した再構成試料を用いる

➢ **安定解析のために実施する試験：**

現場では飽和圧密・非排水三軸圧縮試験（$\overline{CU}$試験）によって強度を求める場合が多い。

1．レベル1地震動に対する安定解析では

● **試験で発揮される間隙水圧を差し引いた有効応力状態で求めた強度を用いる**

＝＞有効応力強度　C’,Φ’

＝＞これは排水状態で発揮できる強度と同等と考える

2．レベル2地震動に対する安定解析では

● **非排水の試験応力状態で発揮される強度を用いる**

＝＞全応力強度　C_{cub},Φ_{cub}

＝＞すなわち、**非排水状態で発揮**できる直接的な強度

表-2.2.2　試験法と安定解析の適用注）

安定解析のケース	試　験　法	計算斜面	安 全 率
完 成 直 後	非圧密・非排水(UU)試験 圧密・非排水(CU)試験、又は 圧密・排水(CD)試験	上下流側	1.2以上
常時満水位	圧密・非排水(CU)試験、又は 圧密・排水(CD)試験	〃	〃
設計洪水位	圧密・非排水(CU)試験、又は 圧密・排水(CD)試験	〃	〃
水位急降下	圧密・非排水(CU)試験、又は 圧密・排水(CD)試験	上流側	〃

注）　試験法の適用について
- UU試験：遮水材料の全応力強度
- CU試験：遮水性材料の有効応力強度
- CD試験：透水性、半透水性材料の有効応力強度

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

ため池の安定解析における強度の再考

堤体の状況

- 貯水状態にあるため池堤体の大部分は飽和している
- 地震時には非排水状態で強度を発現して堤体が安定している
- 密度の低い堤体土は地震時に大きく強度低下する

「ため池整備」

レベル1地震時の場合

現行：地震時の安定解析に有効応力で求めた強度を用いる（粘着力C’と内部摩擦角φ’）を用いることとしている
ただし、この強度は

←排水状態での強度！
←密度の大小の影響を適切に反映できない
←地震時の強度低下を考慮していない

土質試験から求める強度の再考

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原則

具体的には

3つの重要な要件

- ✓ 堤体の密度の影響を的確に表せること
- ✓ 堤体の排水状態と非排水状態の影響を表せること
- ✓ 地震時の強度低下を的確に表せること

安定解析に用いる土の強度設定のまとめ（現状指針）

実際の設計・照査での強度設定

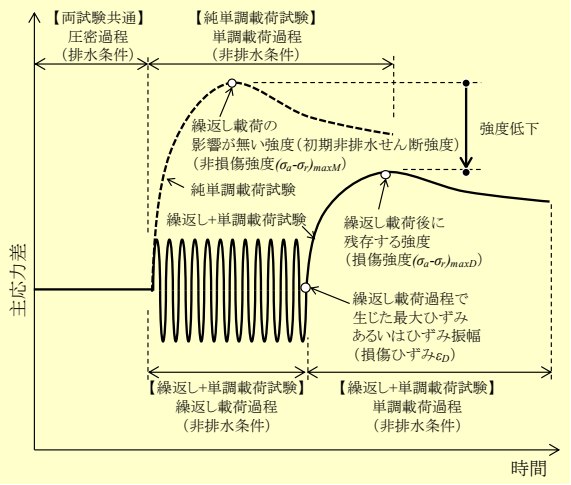
この方法でいいかは、大きな課題
強度低下も考えたい！

- 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

強度低下は考えている

- 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_{cub}とΦ_{cub}を用いる

- レベル2地震時照査では堤体の沈下量で判断する
- 地震時の土の強度低下を求める必要がある
- FL<1の場合は、対策方法の検討　一択



強度低下を求める試験の方法：

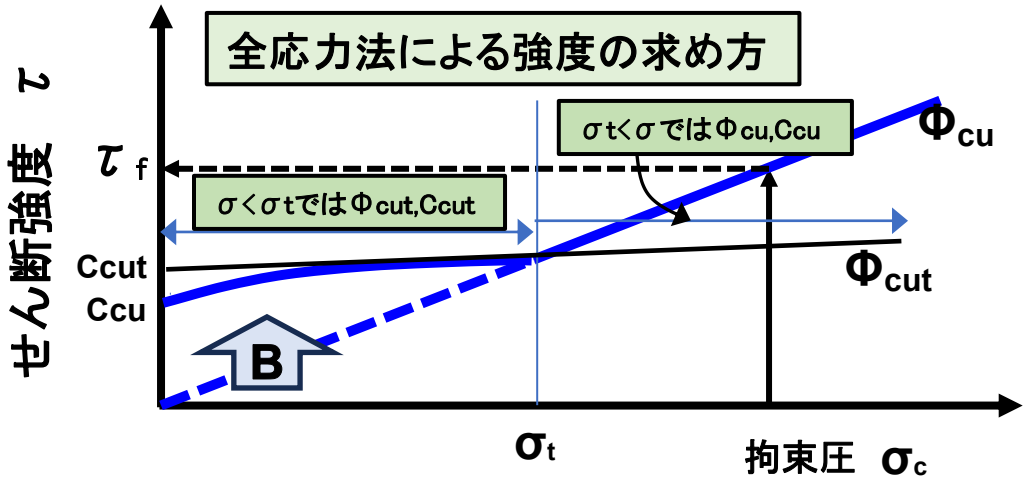
1. 非排水繰返し載荷（応力振幅一定）を行った後、
2. 非排水状態を保ったまま引続き単調載荷を実施して
3. 劣化した状態の強度確認＝＞強度低下特性の把握

- レベル1地震動でも強度低下を考えるべき
- FL<1でも強度低下を考慮した照査をすべき

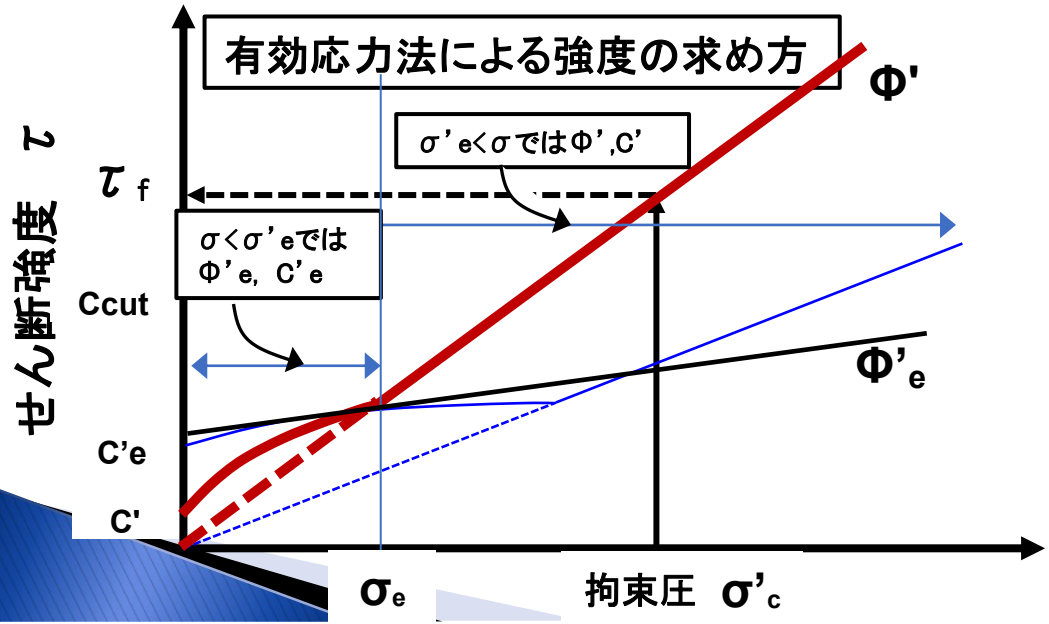
上野和広、毛利栄征、田中忠次、龍岡文夫、：非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に対する締固めの効果、農業農村工学会論文集、No. 294, pp. 35 ～ 45 (2 014 .12) 一部加筆

全応力法と有効応力法で表す強度

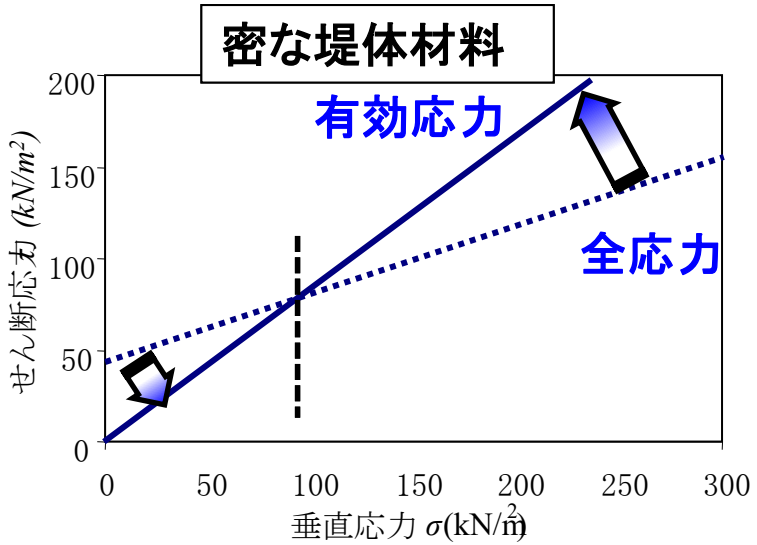
●非排水状態で発揮される強度



●排水状態で発揮される強度



拘束圧の大きさ:
正規圧密状態と過圧密状態で
➔求める強度は？



過圧密領域の粘着力の増
加分Bの信頼性は要注意

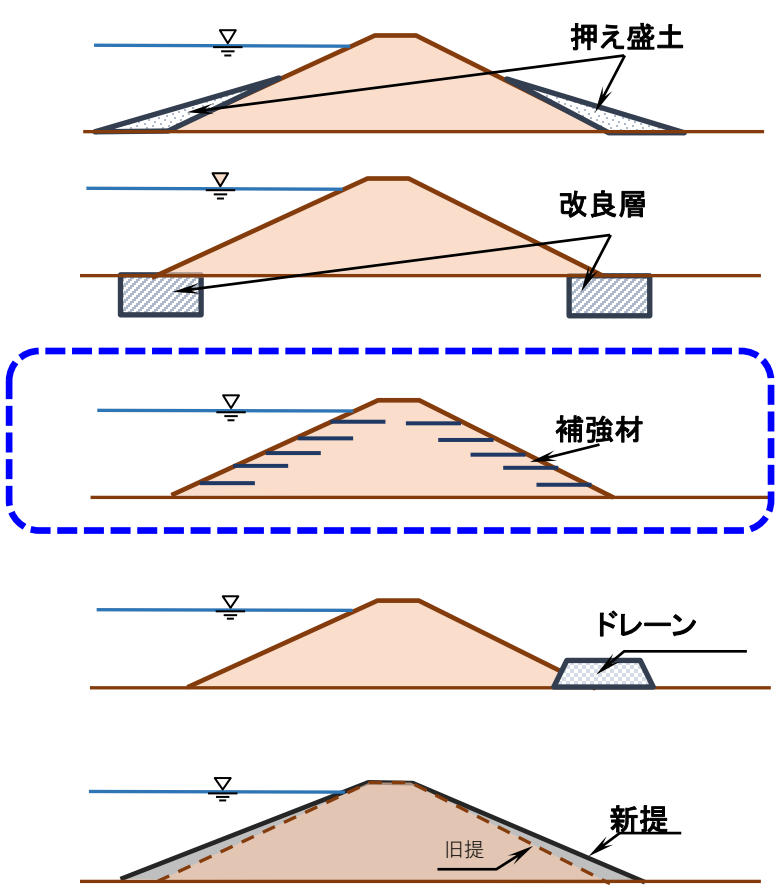
安全側の設定として増分量
Bを見ないのも一つの方法

５．ため池堤体の
耐震対策（改修・補強）の課題

―　均一型の堤体からゾーン型式の堤体構造へ　―

ゾーニングでため池は変わる

堤体を補強する形式の力学的な特徴（補強効果）



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**

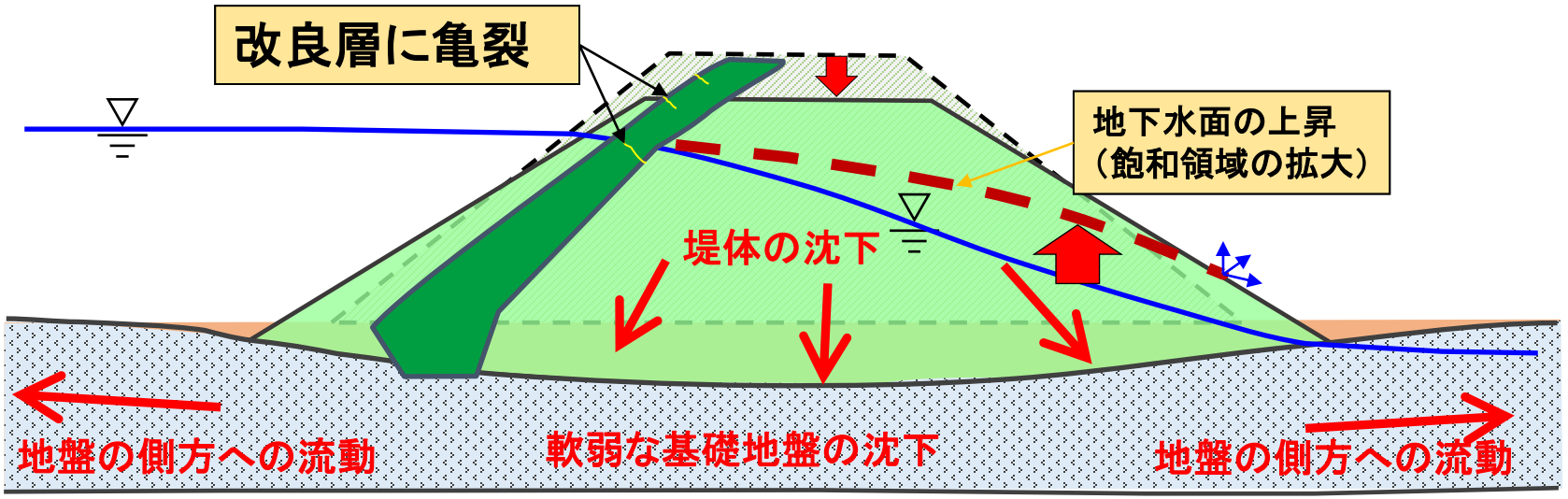
- **押え盛土工法**：すべり破壊対策
- **補強土工法**：すべり破壊対策
  - ✓ **盛土等で膨大な実績を有している**
  - ✓ 堤体の構造的な安定性を飛躍的に向上
  - ✓ 斜面表面層の排水促進による弱化領域の拡大防止
  - ✓ 侵食抵抗性の向上
- **押え盛土工法と補強土工法を併用した対策は、大規模なダムにも適用されている**
  （東京都村山下貯水池堤体強化）
- **地盤改良技術：基礎・堤体の補強**
  - ✓ ため池特有の基礎の軟弱地盤や液状化層の基礎地盤対策に有効
  - ✓ 遮水層や堤体土の改質・補強に利用する事例もある

2015年のため池整備指針改定で初めて，膨大な実績を有する補強土工法をため池堤体に適用する事例が表中に記述された

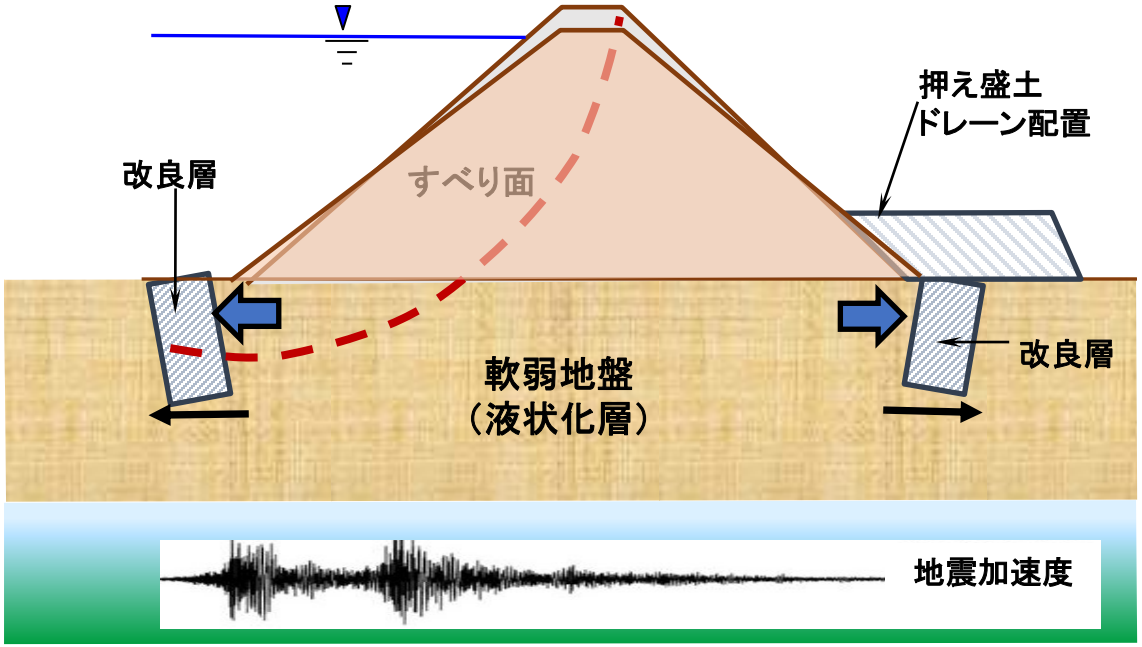
固化処理土を用いた堤体構築の課題

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，亀裂発生の危険性がある
- 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



軟弱地盤対策の解析・評価の具体的な課題と対応



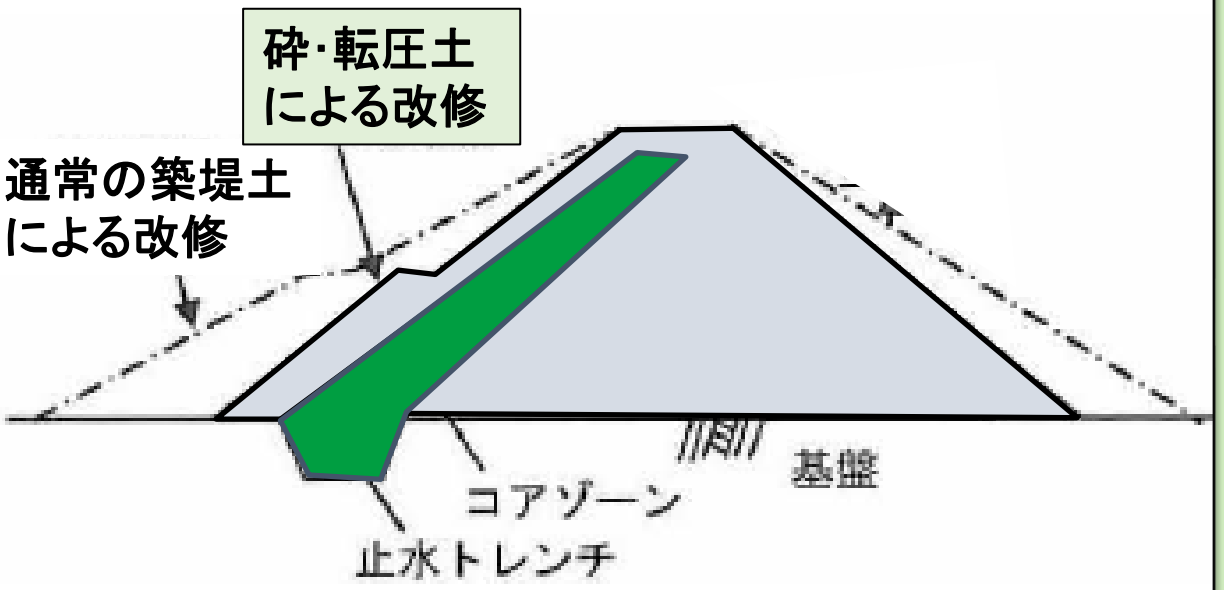
- 薄い改良層や矢板によって対策する場合の照査方法は？
- 高い強度を用いれば　すべりに対する安全率は改善されるが，基礎地盤が変形すれば堤体の変形を抑制する効果は期待できない
- 場合によっては改良体自体の安定性を照査が必要　＝＞転倒，すべり，せん断破壊

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. 改良体の均一性と長期的な安定性の照査

地盤改良技術を用いた堤体ゾーニングによる強化

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で破砕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

砕･転圧盛土の強度と変形特性

- 貯水池内の底泥土や掘削発生土等を加えた混合泥土を**固化処理**
- 所要の強度あるいは遮水性を有する**築堤土**を製造（**砕･転圧土**）
- **漏水防止**のためのコアゾーン，**補強**のためのシェルゾーンを築造する堤体改修法である

固化処理土を築堤土に適用する場合の課題

（1） 一般的な固化処理土の応力～ひずみ特性の特徴と課題

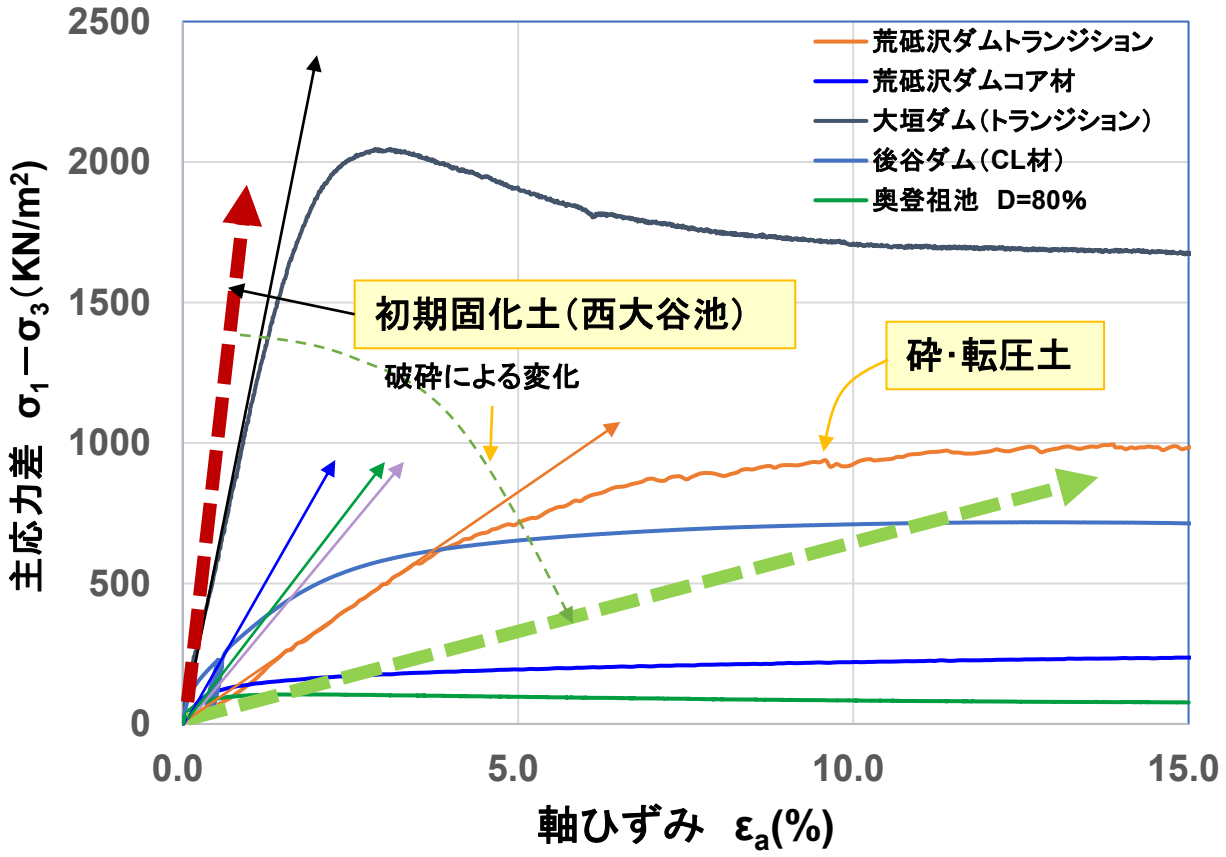
- ✓ 固化処理土の強度は固化材添加量⊿M_C の加減により制御できる
- ✓ この応力～ひずみ特性は，破壊ひずみが通常の築堤土に比較すると小さく脆性的
- ✓ 固化処理土ゾーンは，既設堤体の変形に起因するクラックの発生が懸念される
- ✓ 貯水を目的とした堤体の築造に使用することができなかった

硬すぎる、小さな歪で破壊する、ひび割れが発生しやすい

（2） 砕･転圧盛土工法の変形特性

- ✓ 初期固化させた底泥土を固化途中に**解砕**して築堤土を製造
- ✓ この**砕･転圧土を**通常の築堤土と**同様に締固め**
- ✓ この締固め土の応力～ひずみ特性は**通常の築堤土に近い剛性**
- ✓ 既設堤体との間の変形性の相違を少なくして密着性を改善

堤体土の初期変形係数(剛性)の比較



	割線変形係数 Eeq(kN/m^2)
後谷ダム(CL材)	25000
大垣ダム(トランジション)	100000
荒砥沢ダム(トランジション)	17000
荒砥沢ダム(コア材)	24000
奥登祖D=80%	10000
初期固化土	100000
砕･転圧土	8000

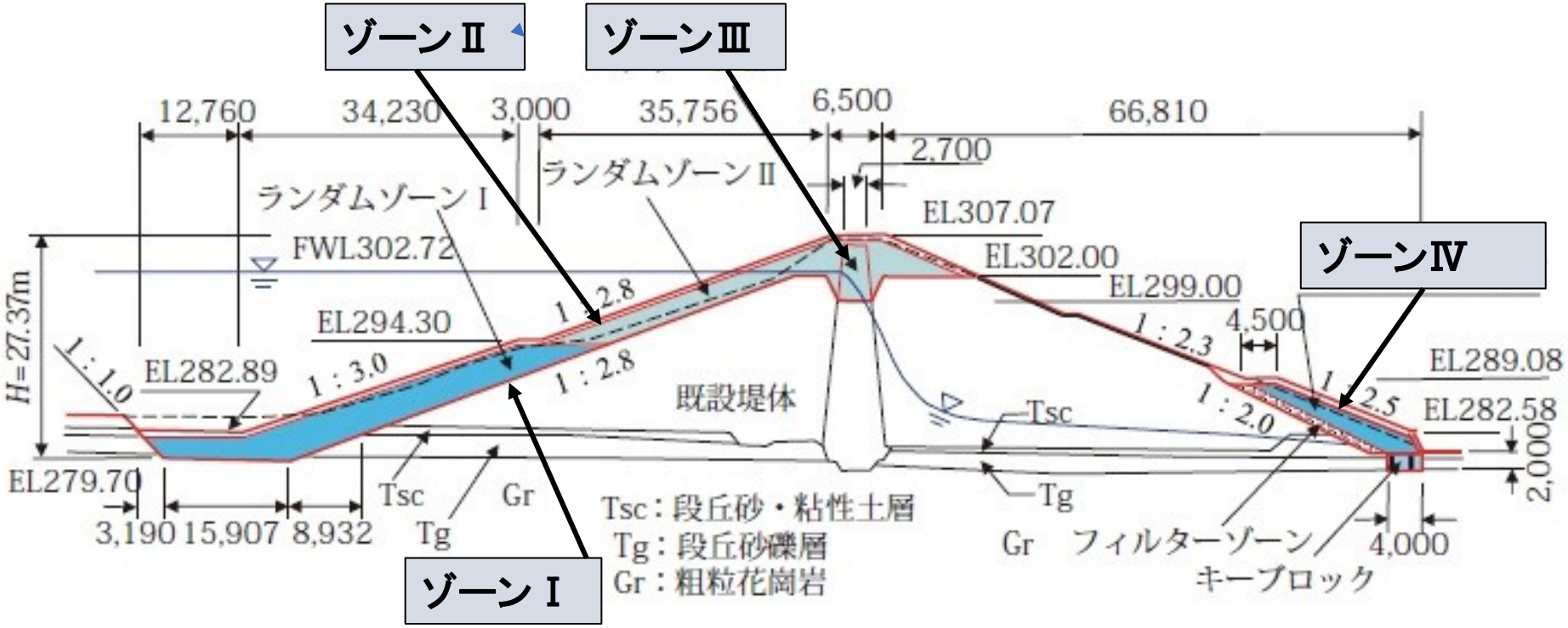
- 豪雨で被災したため池，地震で大きく沈下した大規模ダムのコア，トランジション，半透水性ゾーンの堤体材料で実施した飽和非排水三軸圧縮試験結果(拘束圧200KPa)

$$E_{eq} = (\sigma_a - \sigma_r)/\varepsilon_a$$

- 堤体材料に応じて強度は大きく異なる
- 初期剛性は固化処理土が大きくなる(固化材の種類と配合に依存する)
- 初期固化土はダムのロックゾーンよりも高い剛性
- 固化後に破砕して締固めた砕･転圧土の初期剛性はダムコアより低く，ため池と同等に抑えられている

具体的な施工事例

- ゾーンⅠ ⅡⅢⅣごとに砕・転圧土の強度を調整して安定化を図る
- ゾーンⅠは高強度（C'cc=150kN/m²），ゾーンⅡⅢは低強度（C'cc=55kN/m²）
- ゾーンⅣは高強度（C'cc=150kN/m²）



堤体内部の締固めが不良、低剛性の場合は要注意

福島伸二，谷　茂：大原ダムの砕・転圧盛土工法による耐震補強の設計・施工，ダム日本，No.812，pp.9-27，2012.

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（土粒子間サクションの関係）？
４．要求性能としての強度
　・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提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

- 特に、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技術としての展開が期待される
- ただし、粘着力の信頼性や劣化、改良体の剛性には要注意

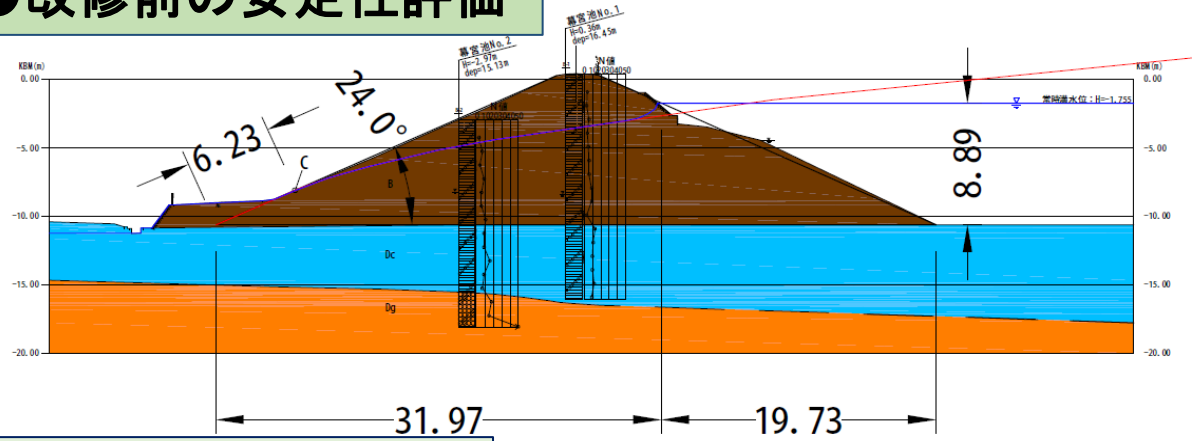
６．　補強土工法を用いた堤体補強事例

―具体的な事例紹介―

- 鉄道・道路盛土での耐震性が実証されている工法（膨大な数の施工実績）
- 部分的なゾーンの補強や堤体全体の補強に効果
- 特殊な施工技術を用いない一般的な締固め施工でも対応可能

地盤改良と補強土工法による堤体補強事例

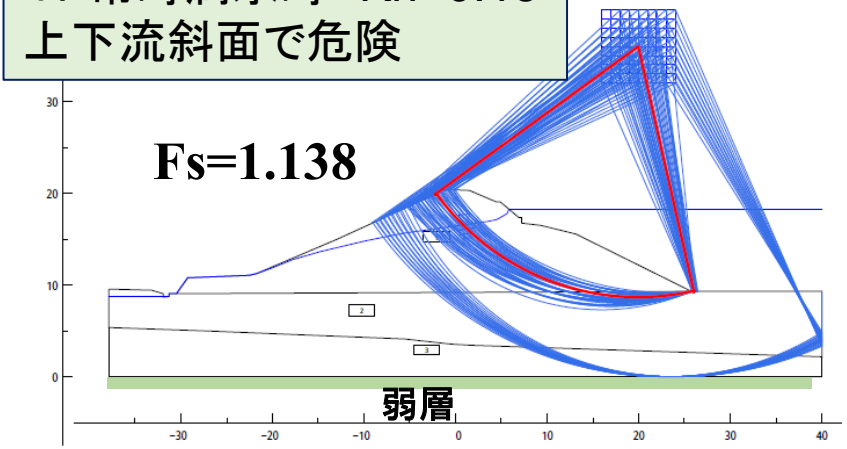
●改修前の安定性評価



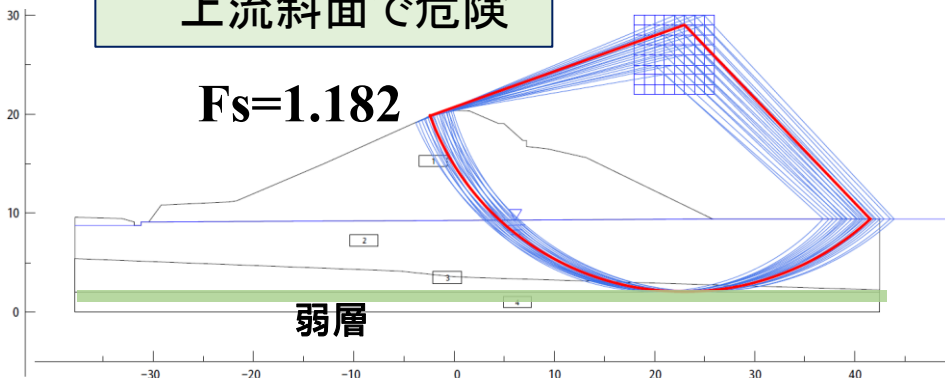
幕宮池：長野県上田市

均一型 、堤 高10.390m、
堤長100m、計画貯水量
60,300m^3、1716年築造

1．常時満水時　Kh=0.15
上下流斜面で危険



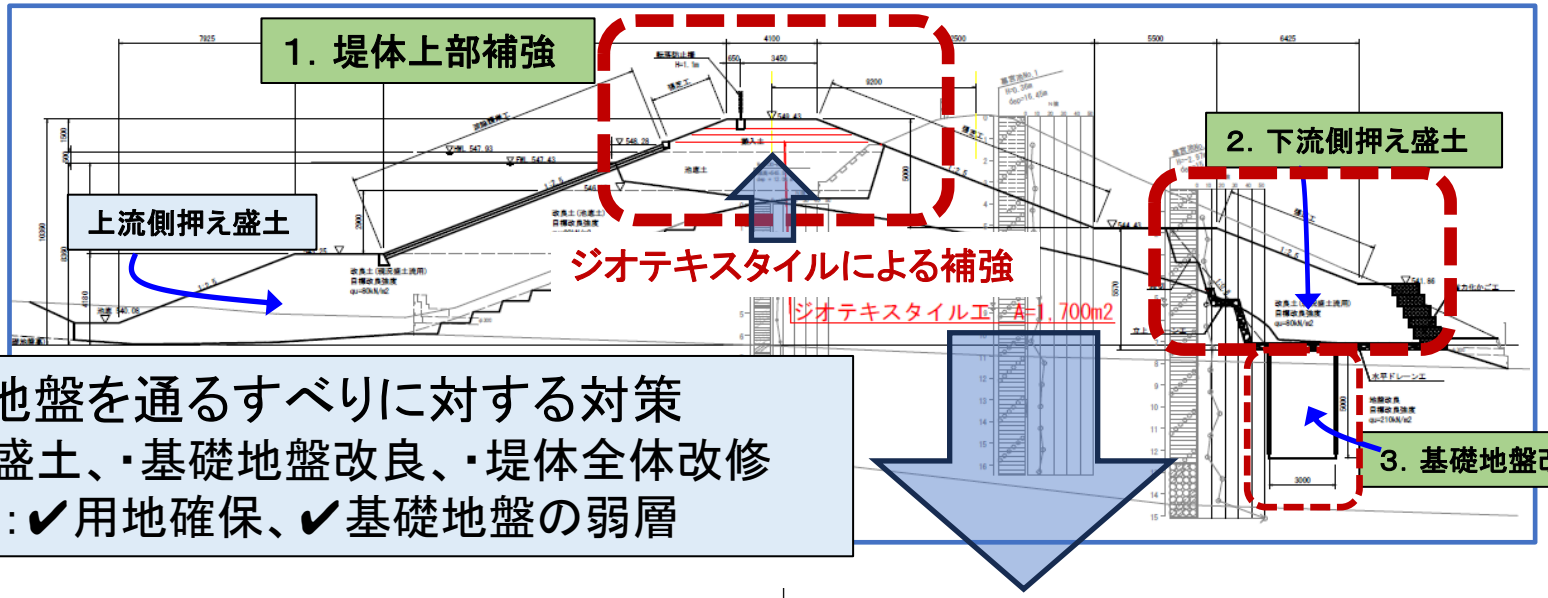
2．空虚時K_h=0.15
上流斜面で危険



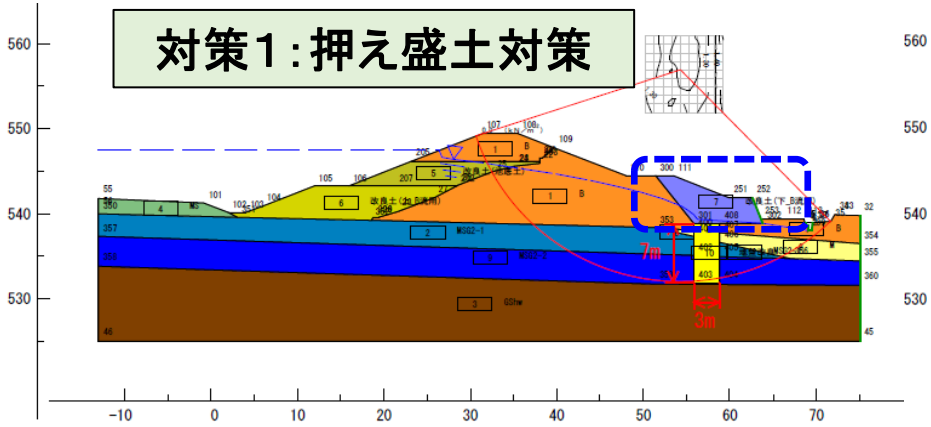
- 堤体下**基礎地盤8m位置にある弱層**の影響で、臨界すべり円弧が大きくなり、天端から下流斜面先までが破壊域になる

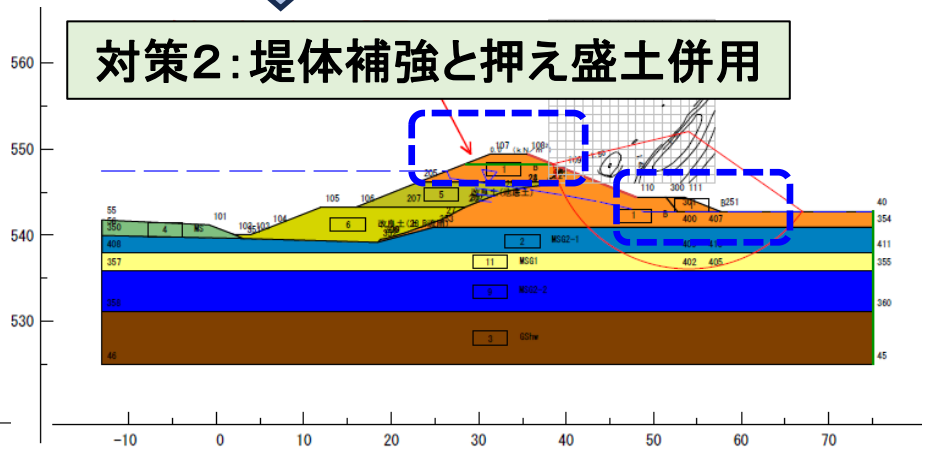
天端のジオテキスタイルによる補強と基礎地盤改良

● 検討する補強技術



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
課題：✔用地確保、✔基礎地盤の弱層

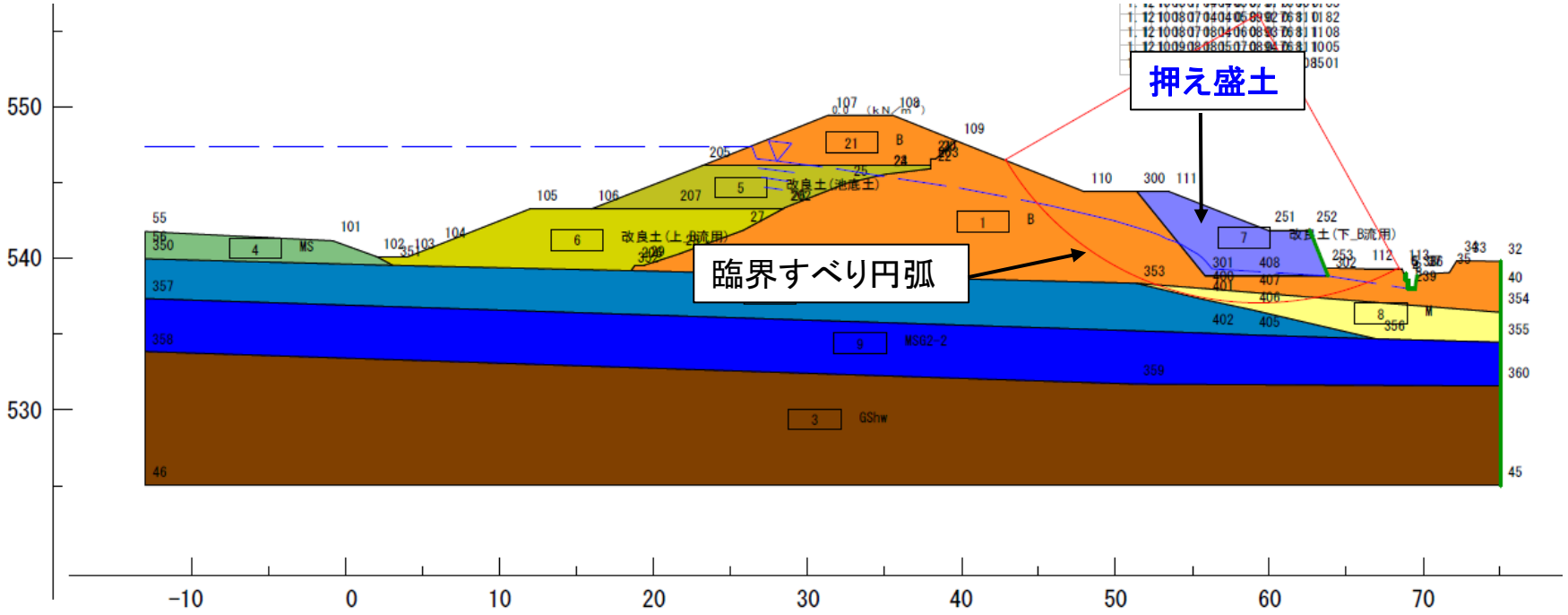




● 押え盛土の用地が確保できない場合は基礎地盤の改良が必要となる

● 堤体上部の補強によって押え盛土を改良体として範囲を縮小

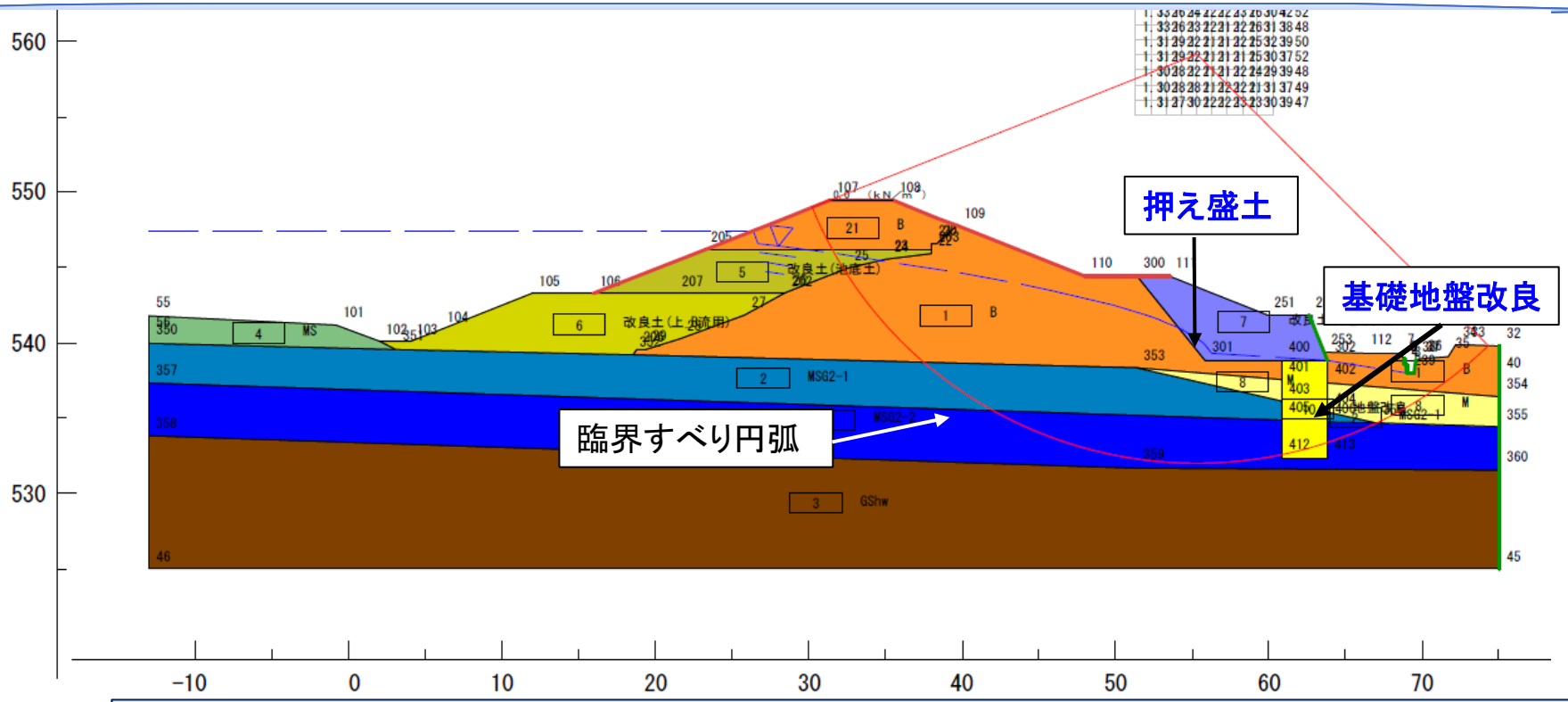
下流に固化処理土の押え盛土設置　①



- 最小安全率　F_s=0.760
- 水平震度　K_h=0.15
- 水位等条件：常時満水位

押え盛土だけでは補強効果は不十分

押え盛土＋基礎地盤改良　併用　②



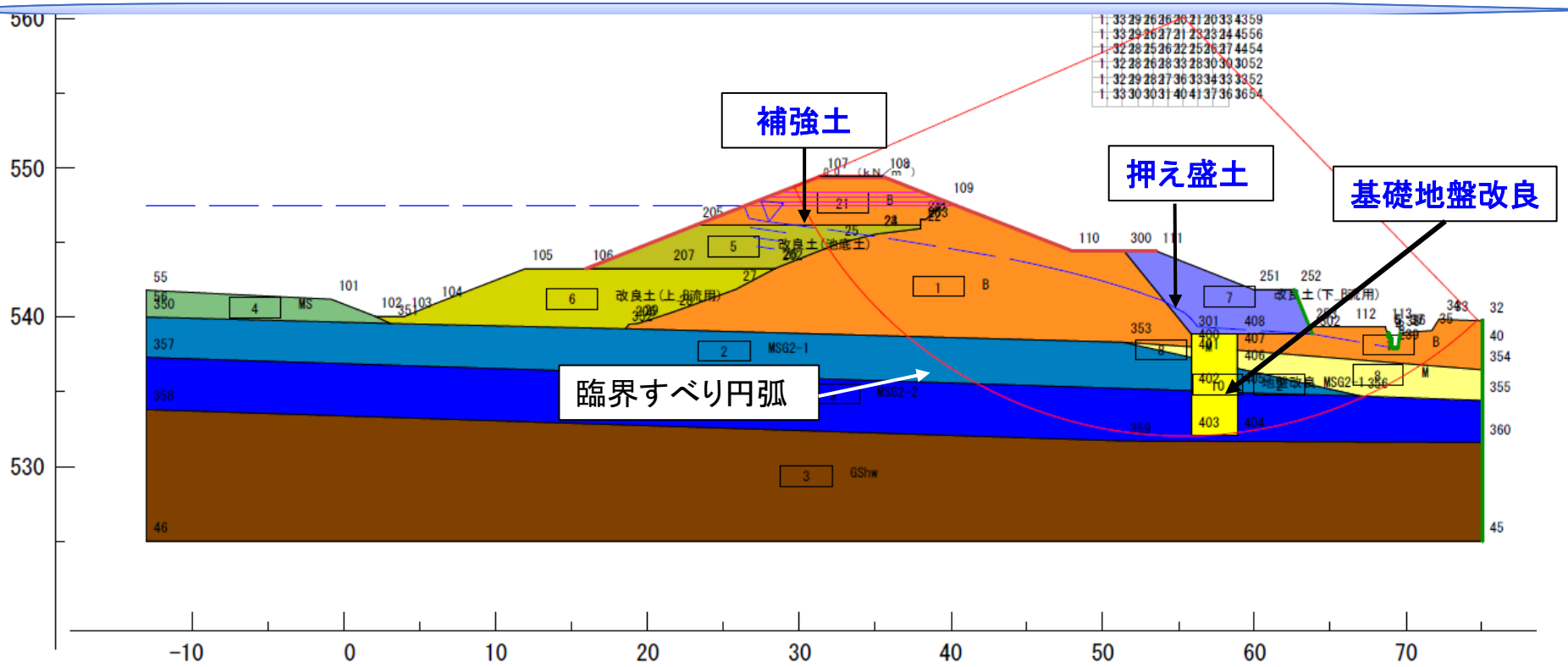
- 基礎地盤改良工：強度q_u=360kN/m^2、幅W=3.0m　高さH=6.5m
- 最小安全率　F_s=1.210
- 水平震度　K_h=0.15
- 水位等条件：常時満水位

基礎地盤改良位置を下流側
改良深さも深い

押え盛土と基礎地盤改良の併用で補強効果が得られるが、基礎地盤処理が深くなる

➔　経費はかなり増大

天端下に補強土施工＋押え盛土＋基礎地盤改良　併用③

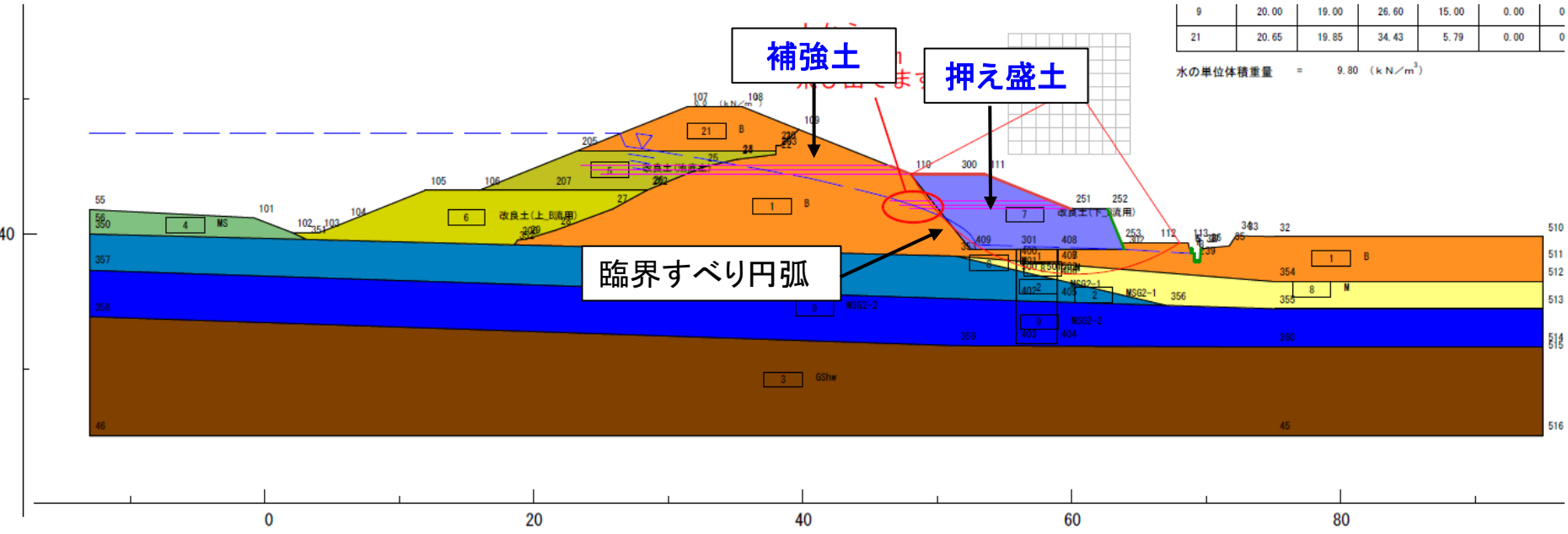


- 盛土補強工：上段高強度帯状ジオシンセティックス　τ_{max}=150kN/m　L=10,12,15m　3層（固化処理土で覆土）
- 基礎地盤改良工：強度q_u=360kN/m²、幅W=3.0m　高さH=6.8m
- 最小安全率　F_s=1.19
- 水平震度　K_h=0.15
- 水位等条件：常時満水位

基礎地盤改良位置は上流側
深くまで改良

基礎地盤の改良範囲が深くなる

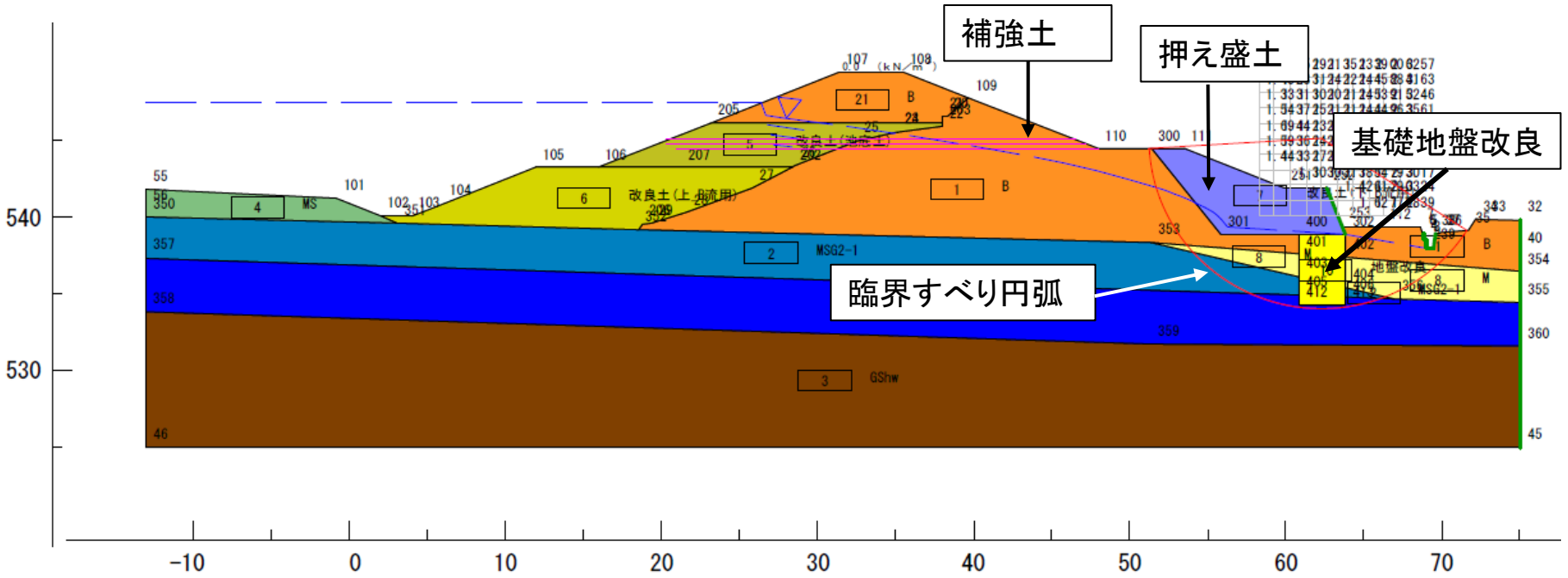
中段に補強土施工＋補強材を配置した押え盛土④



- 盛土補強工：中段高強度帯状ジオシンセティックス　T_{max}=150kN/m　L=23m　3層
  下段高強度帯状ジオシンセティックス　T_{max}=100kN/m　L=12m　3層
  （固化処理土で覆土）
- 最小安全率　F_s=1.267
- 水平震度　K_h=0.15
- 水位等条件：常時満水位

押え盛土と補強土工法の併用で補強効果が得られる
押え盛土にも補強土工法を適用して基礎地盤改良を排除

中段に補強土施工＋押え盛土＋基礎地盤改良　併用⑥

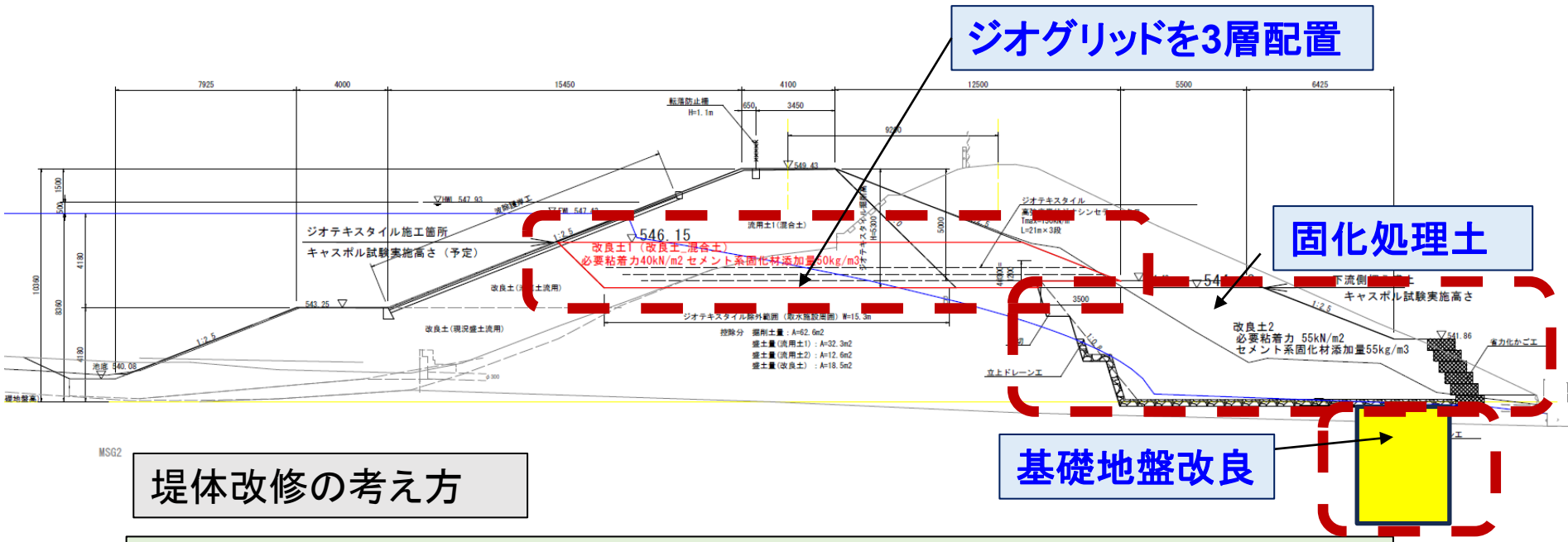


- 盛土補強工：中段高強度帯状ジオシンセティックス　τ_{max}=150kN/m　L=27m　3層（固化処理土で覆土）
- 基礎地盤改良工：強度q_u=200kN/m^2、幅W=3.0m　高さH=4.6m
- 最小安全率　F_s=1.203
- 水平震度　K_h=0.15
- 水位等条件：常時満水位

基礎地盤改良位置を下流側へ

押え盛土と補強土工法、基礎地盤改良の併用で十分な補強効果が得られる

標準断面図（最終設計）



堤体改修の考え方

- 堤体下部の基礎地盤を通過する大きなすべり円弧をできる限り浅くする
- 下流法先部の地盤改良深さを浅くする
- 補強土による堤体を通過するすべり円弧の抵抗力を強化
- 法先ゾーンの固化処理と補強土によって、法先を通過する円弧に抵抗

3つの領域の補強で安全性確保

- ゾーン1：ジオグリッドを3層配置し、固化処理土で覆土
- ゾーン2：固化処理土による押え盛土
- ゾーン3：基礎地盤改良

幕宮池の施工状況

下流法先の固化処理土による押え盛土

固化処理土から補強土ゾーンへの接続部

固化処理土から補強土ゾーンの全景

補強土ゾーンへの施工状況接続部

幕宮池の完了状況

完成時　2025年5月

7.　過年度の堤体強化事例（石川県）

平成19年（2007年）能登半島地震などで被災

平田池の地震被災(2007年)後の強化復旧

全国には21万箇所のため池が存在し，地震や洪水によって毎年300以上のため池が被害を受けて、下流の地域が危険にさらされています。

平田池(石川県)
堤体:均一型　堤高:7.84m
土質:細粒分質砂質礫
塑性指数:30,　シルト分以下:33%

提案した高耐久性ため池の特徴

大型のテール土のうを用いた堤体で，堤体の一部で越流を許容する機能を持つ新しいため池の構築技術

洪水によって決壊したため池

●優れた防災機能
- 200年に一度の洪水時でも決壊しない
- 兵庫県南部地震と同等の地震でも決壊しない
- 軟弱な地盤地域でも安全に築堤できる

開発した大型テール土のうと築堤技術

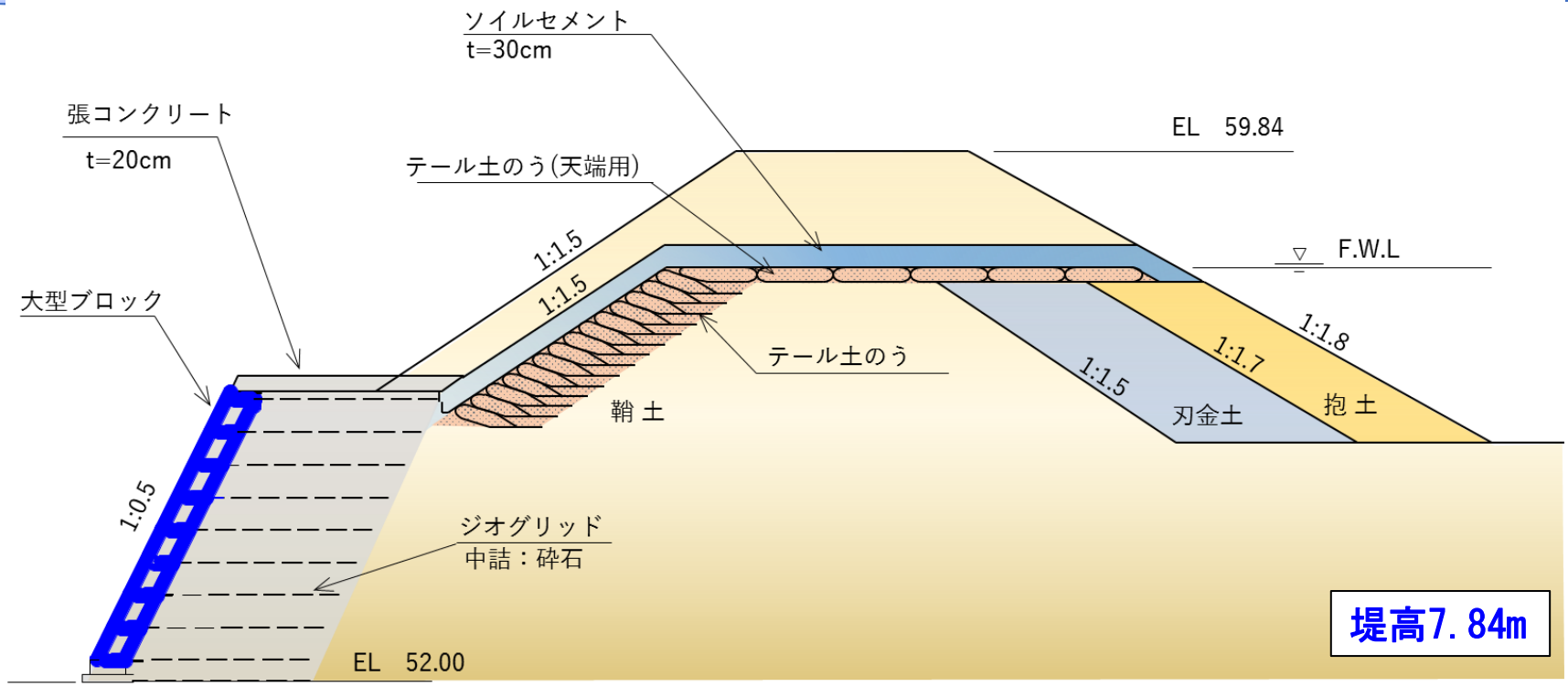
●設計・施工
- 堤体断面が小さく施工がスピーディ
- 経済的で高い安全性を確保

2008年施工

施工中のため池
●傾斜して土のうを積層

完成した高耐久性ため池

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砕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

小段下の補強土部分の施工

高強度のネットを一面に敷き詰める

使用したネット

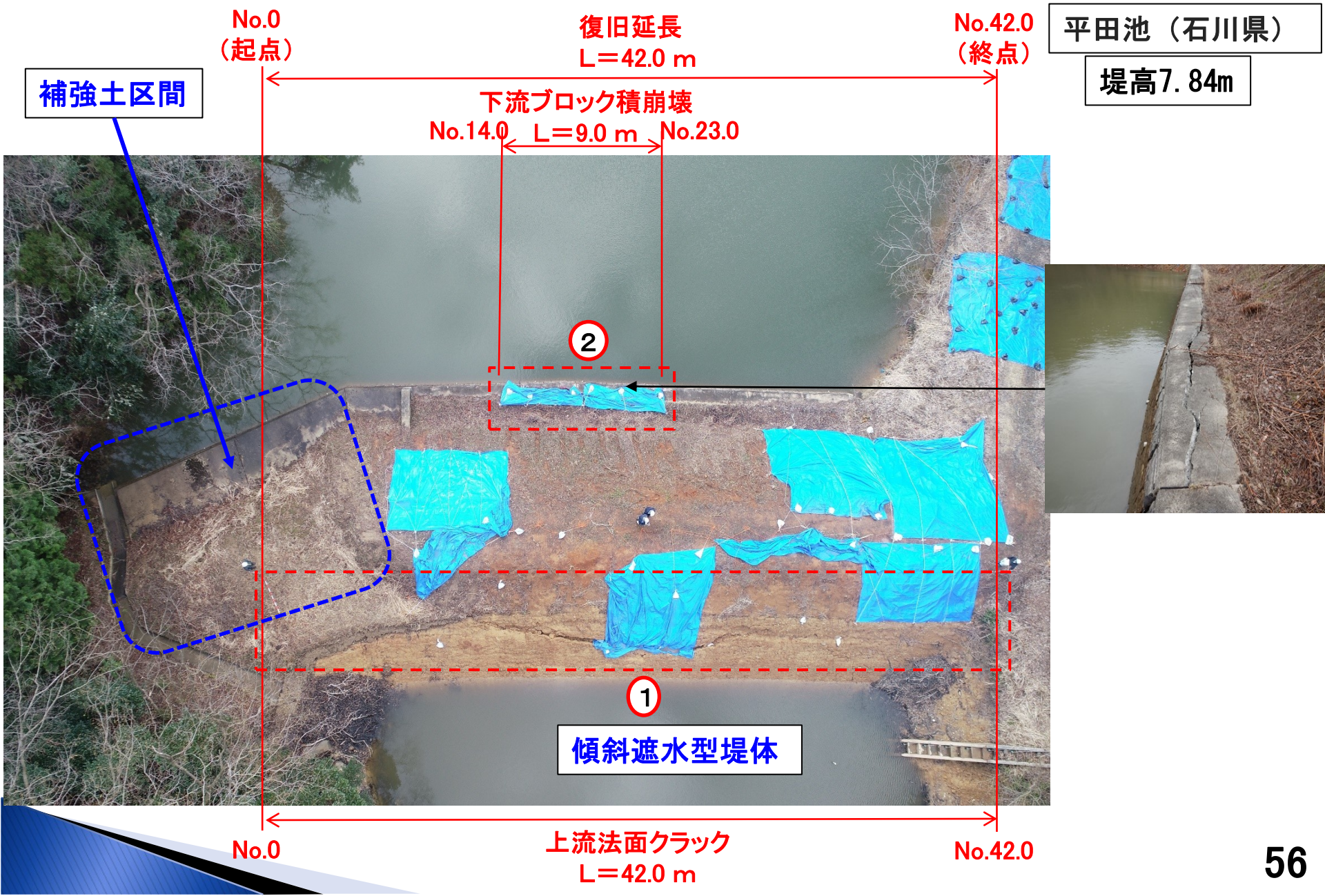
平田池の復旧完了と14年後

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月確認）

- 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復旧
- 土のう部分はソイルセメントで被覆して紫外線劣化を防止

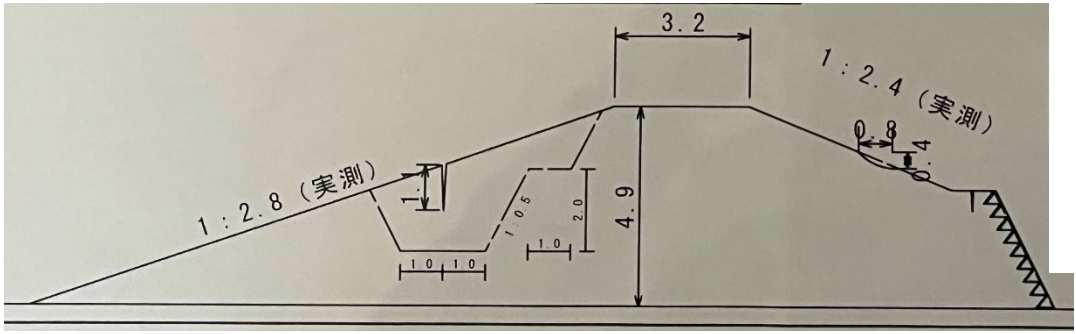
令和6年能登半島地震による被災　全景



令和6年能登半島地震による被災　補強土区間

平田池の下流には、「平田下池」が近接し、その貯水が平田池の下流法面に達している

2024年2月24日



補強土区間の状況

- 腰石垣に変状はない
  （ジオグリッド配置）
- 小段上部の土のう積層補強部の変状はない
- ソイルセメントによる覆土は、表面の劣化はあるが比較的健全

堤体：均一型

土質：細粒分質砂質礫

塑性指数：30,　シルト分以下：33%

締固め度：86.2%以下（下池データから推定）

下池上流：c_{cu}　kN/m2＝27.6、Φ_{cu}=12.5度

平田池の高耐久堤体の耐震性検証　振動実験とFEM解析

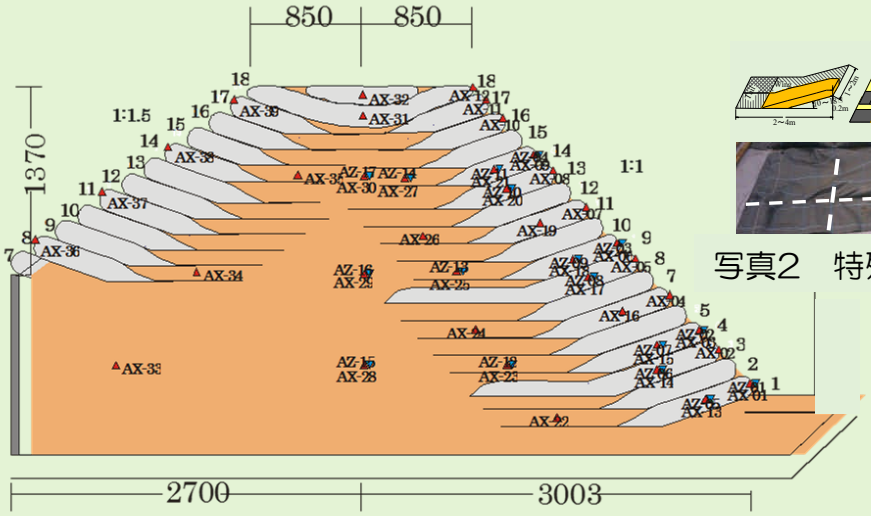


写真1　特殊形状土嚢を用いた震動実験モデル

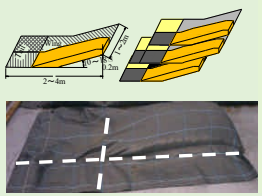
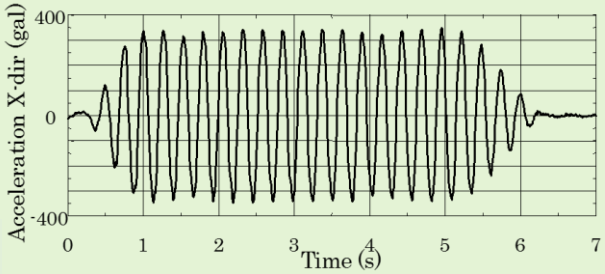


写真2　特殊形状土嚢



- 特殊j高さ2.2mの堤体模型の震動実験
- 土嚢のテールが堤体地盤に挿入され、15度の傾斜をつけて積み上げて堤体模型を作成

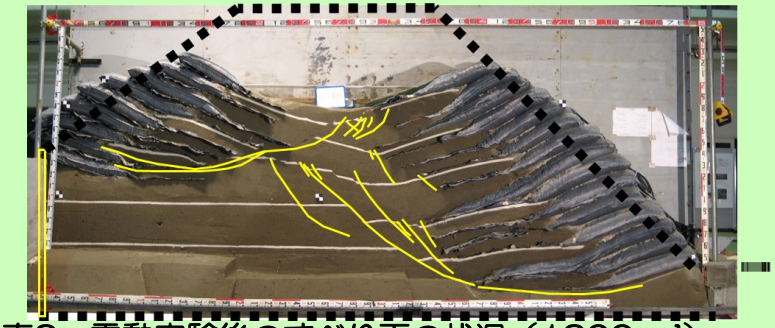
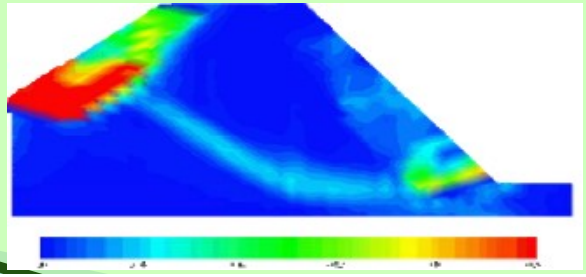


写真3　震動実験後のすべり面の状況（1300gal）



FEM解析による最大せん断ひずみ分布

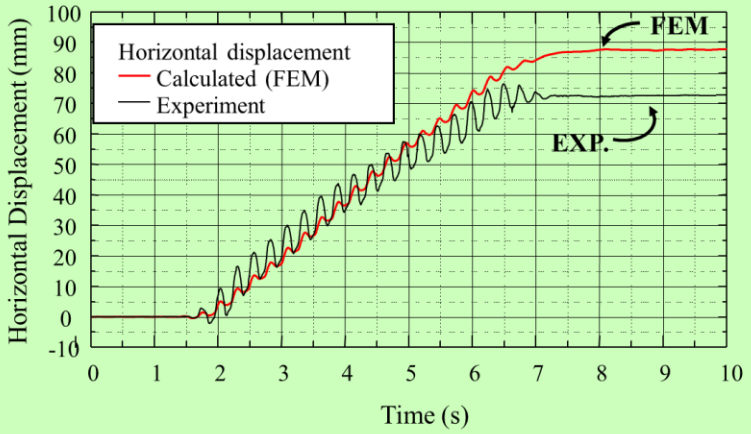


図2　土嚢の水平変位量の比較（1000gal）

●堤体斜面の土嚢の水平変位は，1000galの加振では、70mm程度であり，Nonsolanによる有限要素解析結果も実験結果を高い精度で予測できています。

8. 堤体土の締固めと管理に関する最近の動向

施工については、締固めとその管理が最も重要

- 適切な土質選定と締固め管理で堤体強度は格段に向上し、透水係数も低下する
- 堤体断面の縮小が可能で経済性も確保できる
- 均一型堤体で耐震性も確保できる可能性がある

従来の堤体の締固めと施工管理の状況

- 池内に設けたストックヤードから用土を撒きだして締固めしている状況
- 撒きだした用土の含水比が異なる領域がある

締固め管理範囲の規定

旧指針（H18）

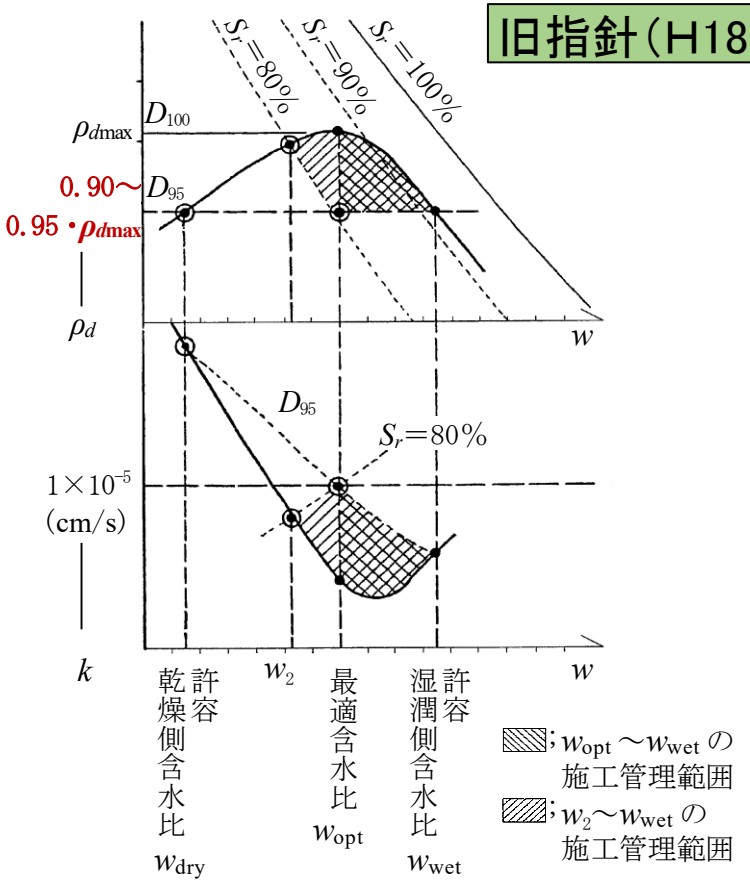


図-2.2.3　土質材料の施工管理範囲例

設計締固密度：最大乾燥密度の　90～95%（D値90～95%）程度が多く採用されているとだけ記載。
施工管理：D値90%以上

土地改良事業設計指針「ため池整備」：農林水産省農村振興局整備部設計課監修，社団法人　農業土木学会発行，平成 18 年2月

改訂後（H27）

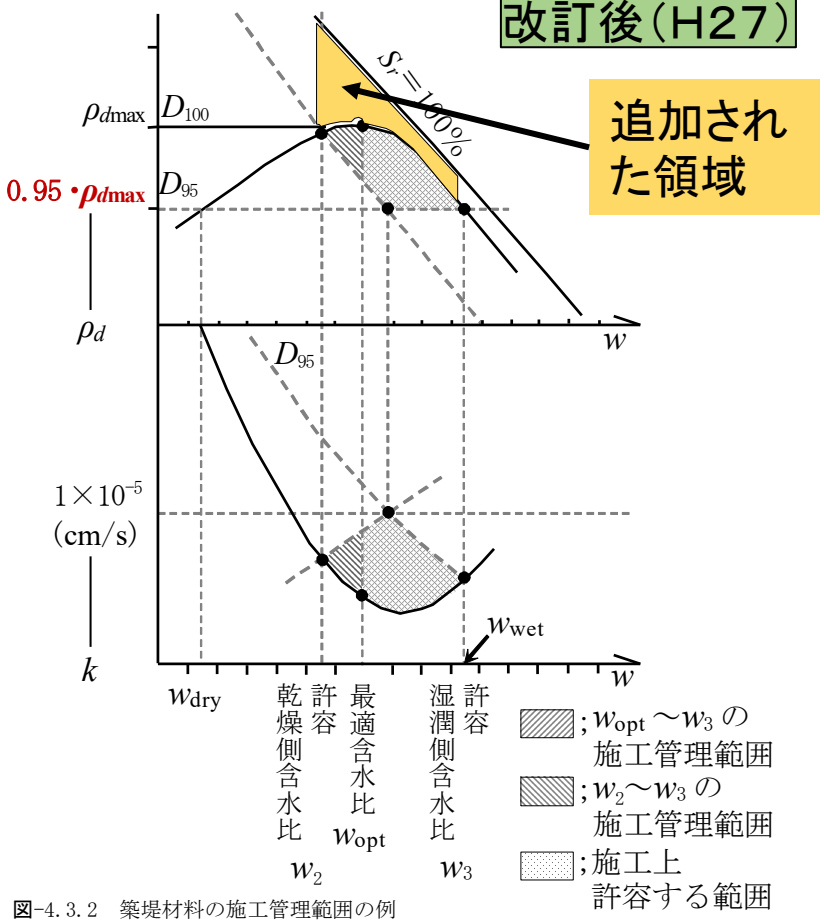


図-4.3.2　築堤材料の施工管理範囲の例

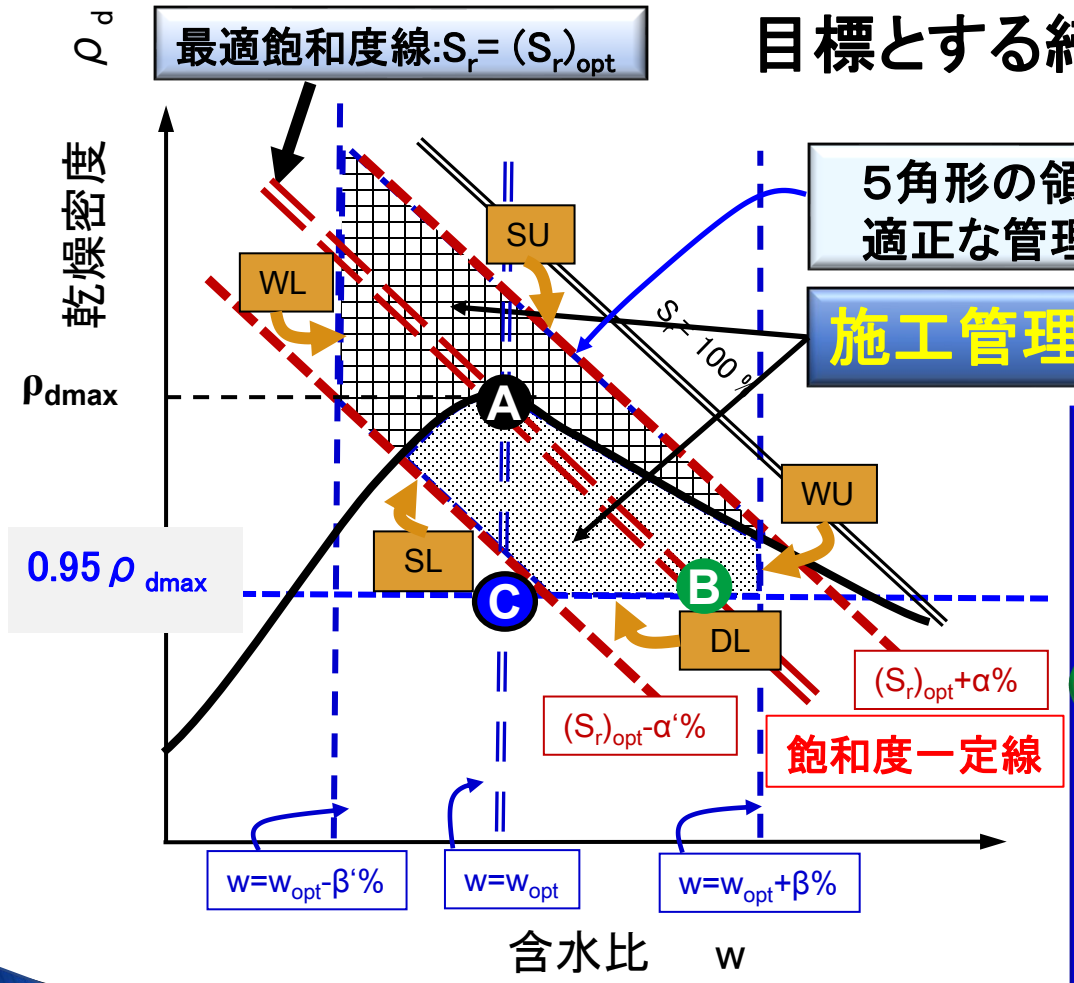
設計締固密度：堤体の安定解析では，締固めエネルギーEc=JIS×100%での室内締固め試験結果で得られるD値95%以上とする。

施工管理：締固め範囲は，D値95%以上

土地改良事業設計指針「ため池整備」：農林水産省農村振興局整備部設計課監修，社団法人　農業土木学会発行，平成 27年5月

堤体土の締固め管理範囲と設計強度（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



目標とする締固め度を明確に＝＞100%

5角形の領域が密度と含水比の適正な管理範囲

施工管理で許容する範囲

A 目標の締固め状態
（締固め度は100%、最適飽和度）

B 設計強度を求める締固め状態
：原則的
（締固め度は95%、最適飽和度）

C 設計強度を求める締固め状態
：含水比と飽和度の状態から判断
（締固め度は95%、最適含水比）

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

目標とする締固め度の実現

a 含水比，b 密度，c 飽和度　の許容範囲を明確に規定した施工管理によって，目標の締固め度を実現

堤体土が有する性能（強度，剛性，透水性）は
要求性能以上を確保することができる。

締固目標の設定と明確な規定に従う施工管理の実現は，耐災性能向上のために最も重要

適切な土質選定（ブレンド）と合理的な締固めと施工管理を実現すれば、均一型の堤体で十分な耐震堤体が築造できる

９．　これからのため池堤体の安全性診断

- 補強対策の効果の照査
- レベル１，２地震動に対する照査方法の統一
- 軟弱な基礎地盤の扱い（FL<1の液状化層）
- 堤体の変形量と安全率で総合診断

安定解析方法の整理と高度化

ため池改修の現状

堤体だけでなく基礎地盤に対する手当が必要なため池が数多く存在する

最適な堤体補強を実現するためには、多様な対策技術に適応する安定解析技術が不可欠

急務の課題

現状のため池補強技術の適用事例は、その安定解析技術が確立していないにもかかわらず先行実施されている事例が散見される

基本に立ち返って、土の力学と解析手法の両面から合理的な照査方法かどうかを見極める必要がある

SERIDは膨大な実績を有している → 多様な補強技術を照査するための解析手法としての展開を期待

- 補強土工法
- 固化処理工法
- 基礎地盤改良工法
- 液状化対策工法

堤体の安定解析の改善方向

東北地方太平洋沖地震では
福島県内で推計震度5.3程度で3つのため池が決壊した

地震では、堤高が10m未満のため池も決壊

堤高10m未満のため池も含めて安全率と変形で総合判断

1．解析で用いる強度（3要件）

- ✓堤体の密度の影響を的確に表せること
- ✓堤体の排水状態と非排水状態の影響を表せること
- ✓地震時の強度低下を的確に表せること

2．安定解析の手順

- ✓ レベル1地震時のすべり解析 ：安全率の確認
- ✓ レベル2地震時のすべり変形解析 ：堤体変形量の確認
- ✓ レベル2地震時のFEMによる残留変形解析 ：沈下量の確認

すべり安全率と変形量、沈下量から総合的に評価

液状化層の強度を考慮したフロー （提案）

● 液状化層（弱層）を適正に評価して安定解析

現行の設計指針「ため池整備」のフロー

液状化の検討
（FL法による判定）

FL値≥1.0

Yes

一定の耐震性がある

No

対策工の検討

- 液状化強度は、「20回の繰返しで両振幅軸ひずみが5%に達する時の抵抗」としており、強度ゼロの状態ではない
- 液状化安全率（FL）は、液状化強度比R（抵抗）を地震時のせん断応力比Lで割ることで算出する
- FL<1.0の場合でも、すべりに対する抵抗力が発揮できる状態もあり得る
- FL<1.0でいきなり対策工の実施は過度な安全性確保の可能性がある

液状化層の強度を考慮したフロー

繰り返し載荷試験と単調載荷試験の組み合わせによる強度低下試験の実施（レベル2の安定解析で実施する基本試験）

液状化層の強度低下特性を求める

FL値≥1.0

Yes

一定の耐震性がある

No

SENPS

●NewmarkD法による判定
（堤体天端の沈下量の算定）

●FEMによる沈下量の算定

沈下量が許容値以内か

Yes

一定の耐震性があると判断

No

対策工の検討

ありがとうございました

補強土工法で強化復旧した
平田池（石川県）

大型土嚢による試験ため池堤体

石川県内のため池被害報告および造成盛土に対するニューマークD法の試み

石川工業高等専門学校
環境都市工学科
新保　泰輝

2025 年 11 月 28 日(金) 13:00~13:30
TKP 金 沢 カンファレンスセンター

本日の講演内容

前半：石川県内のため池被害報告

2024年の能登半島地震で生じたため池被害の統計情報および特徴的な被害の紹介

後半：造成盛土に対するニューマークD法の試み

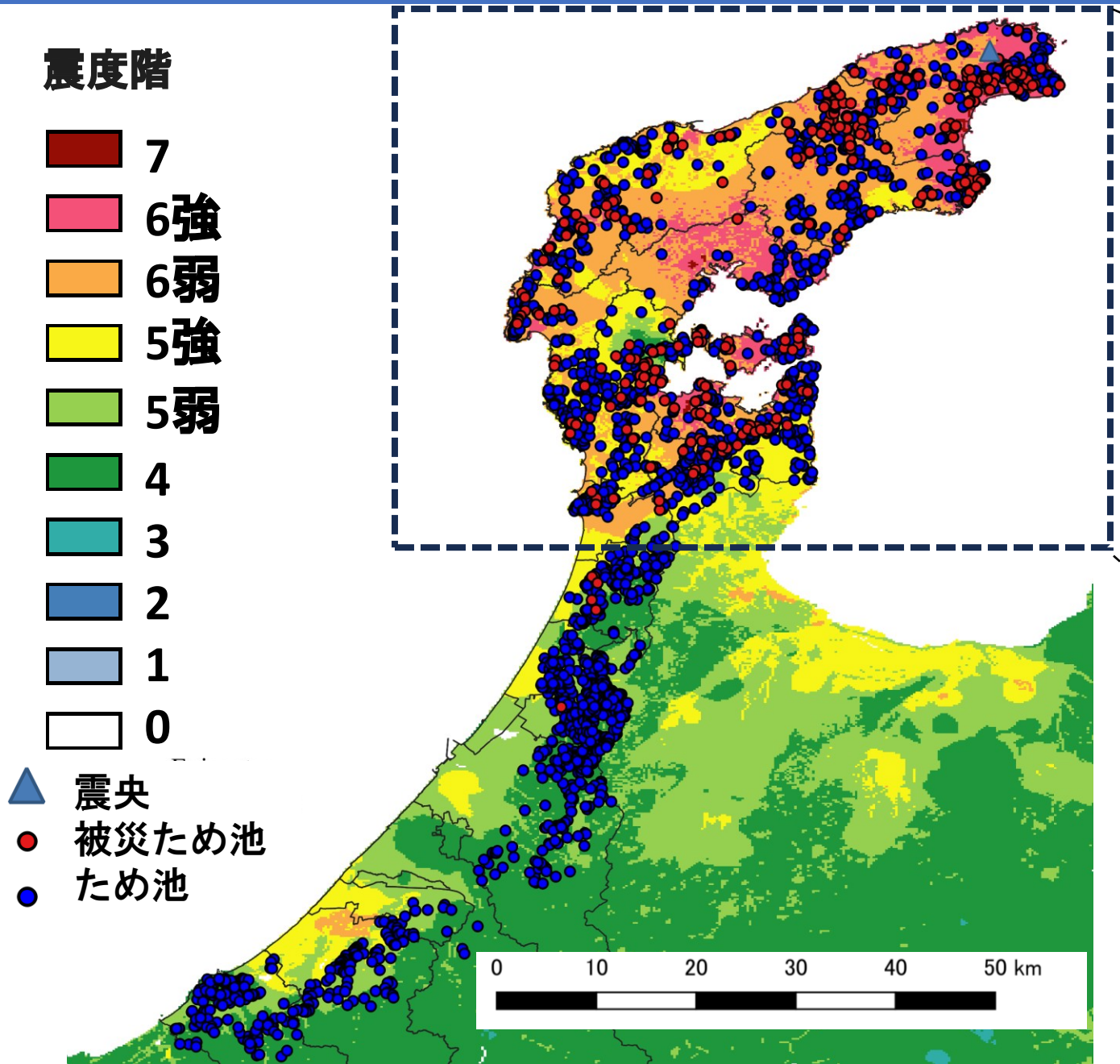
能登半島地震で生じた石川高専内の谷埋め造成盛土に対して，その被害メカニズムの明確化・被害再現のために実施したニューマーク法の解析

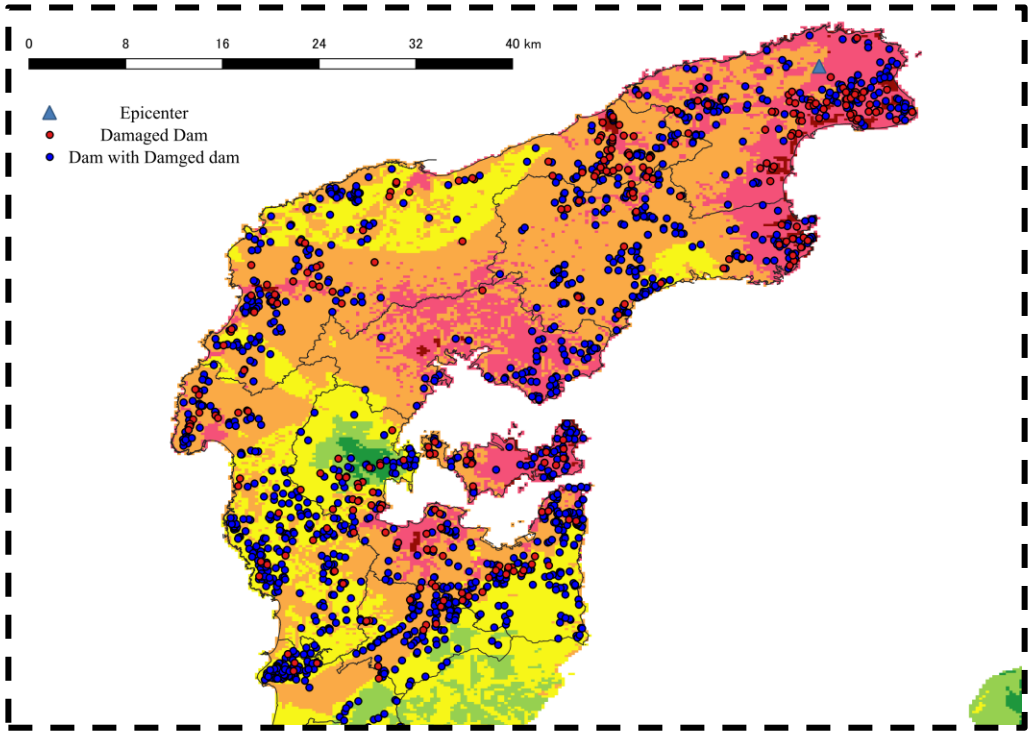
石川県内のため池被害報告

地盤工学会　令和6年(2024年)能登半島地震 災害調査団　盛土・擁壁・補強土部門(主査:防衛大　宮田喜壽先生)の調査報告として現在，まとめ中の内容です．一部スライドについては配布しておりません．当日は表示いたします．あしからずご了承ください．

一部データ提供に関し，石川県農林水産部に感謝いたします

石川県内のため池被害

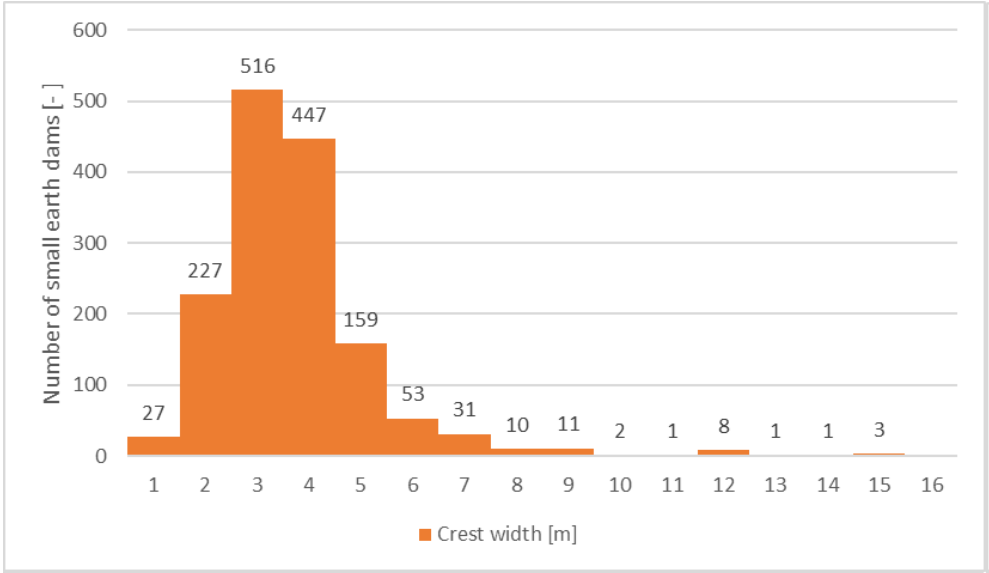


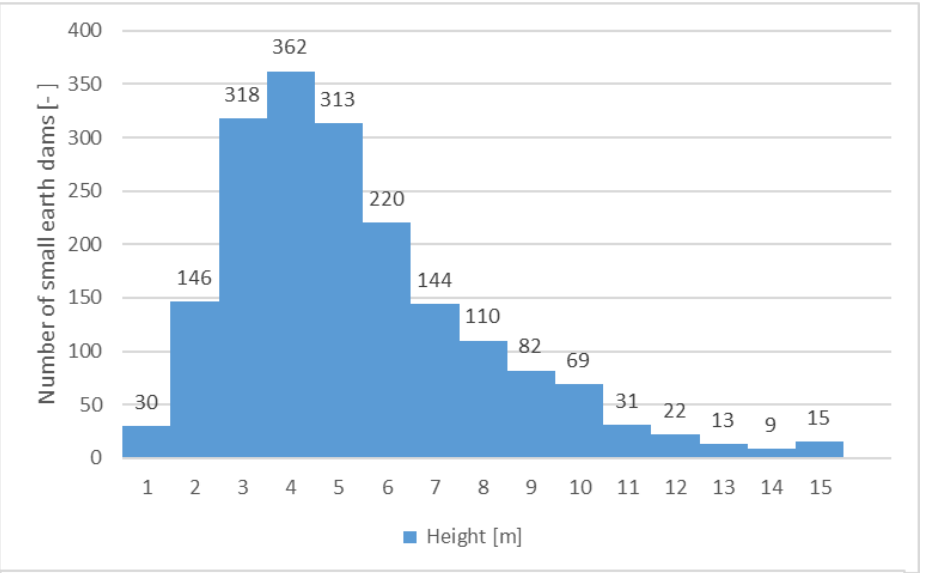


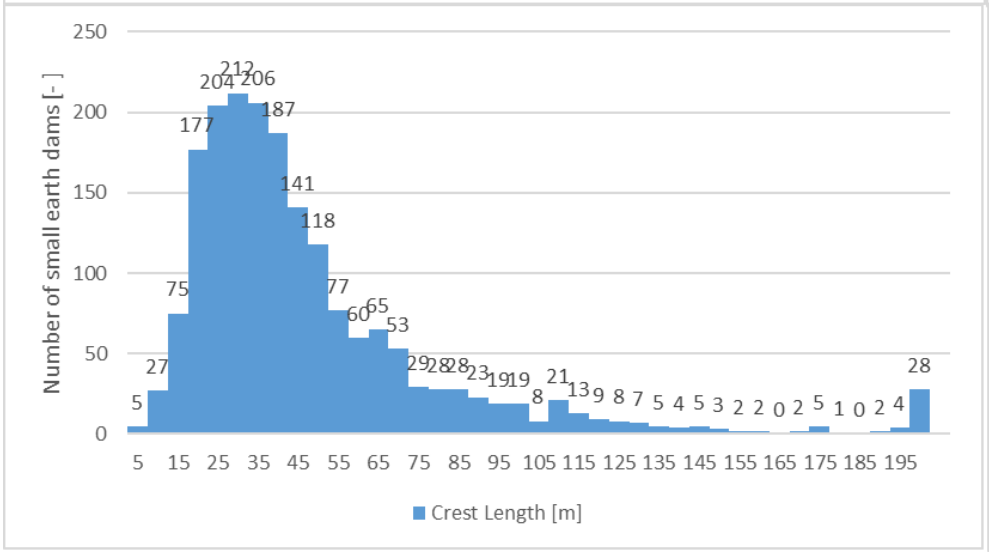
石川県内のため池数2553か所(石川県提供ため池の情報データおよび農林水産部提供リストより)
2024年能登半島地震では石川県内で280ため池堤体(以後, ため池)の被災が確認されている

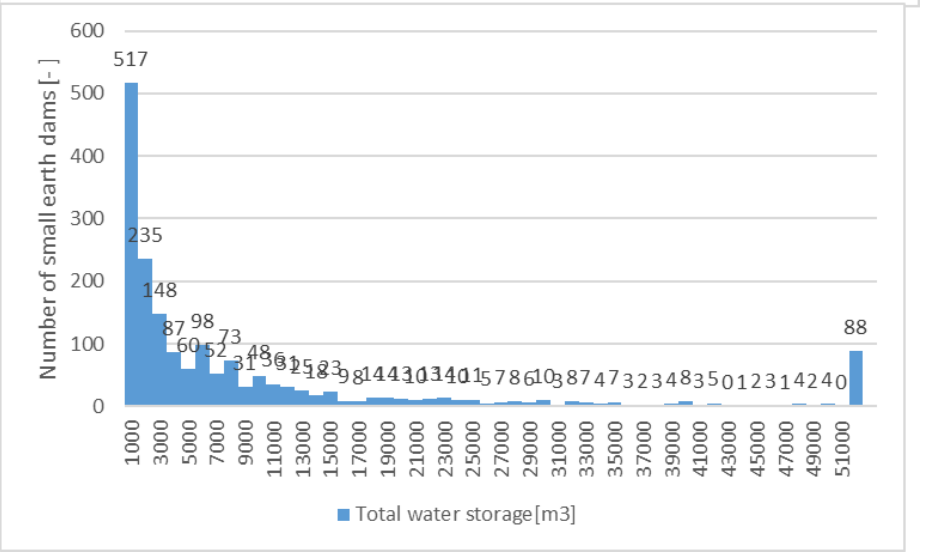
最南端は津幡町のけやき谷堤(36.6845, 136.7398889, 震央距離101.6 km)

能登半島のため池について



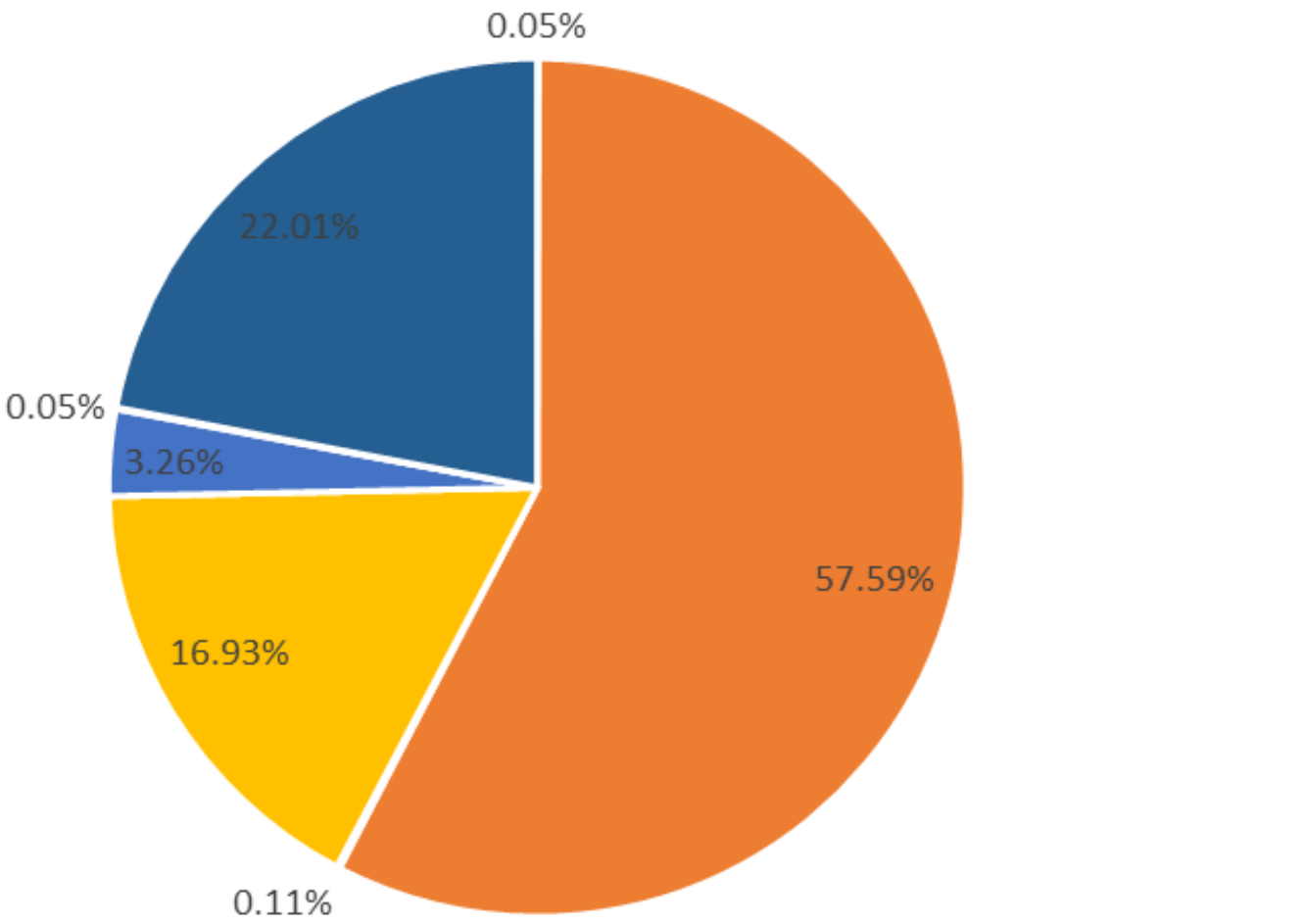






津幡町のけやき谷堤以北で堤体諸量についてまとめた(1,928+1か所:石川県内の75%超)
天端幅3m, 高さ3から4m, 延長25～35m, 貯水量1000m^{3}未満のため池が多い
石川県内のため池は比較的小規模なものが多い

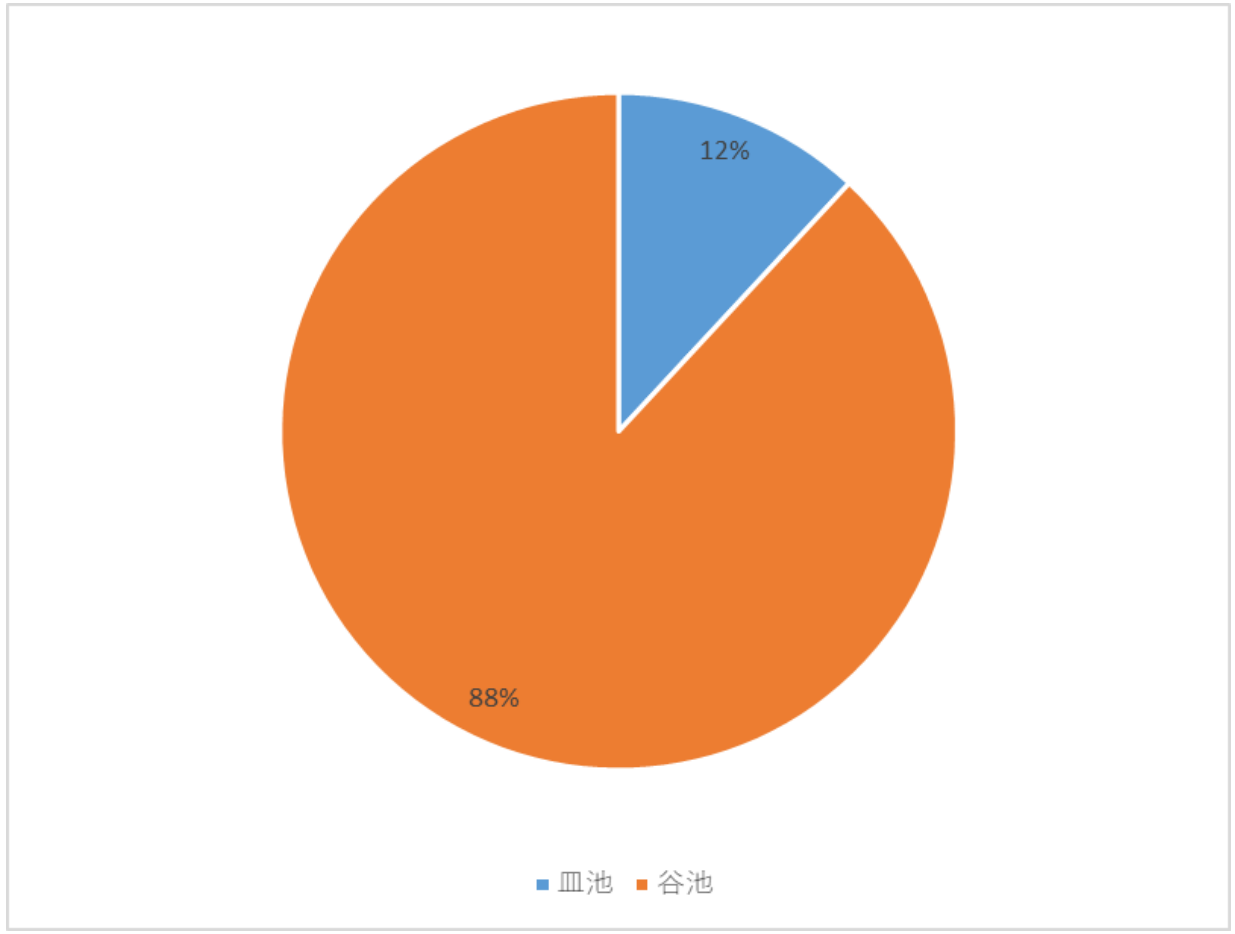
能登半島のため池②

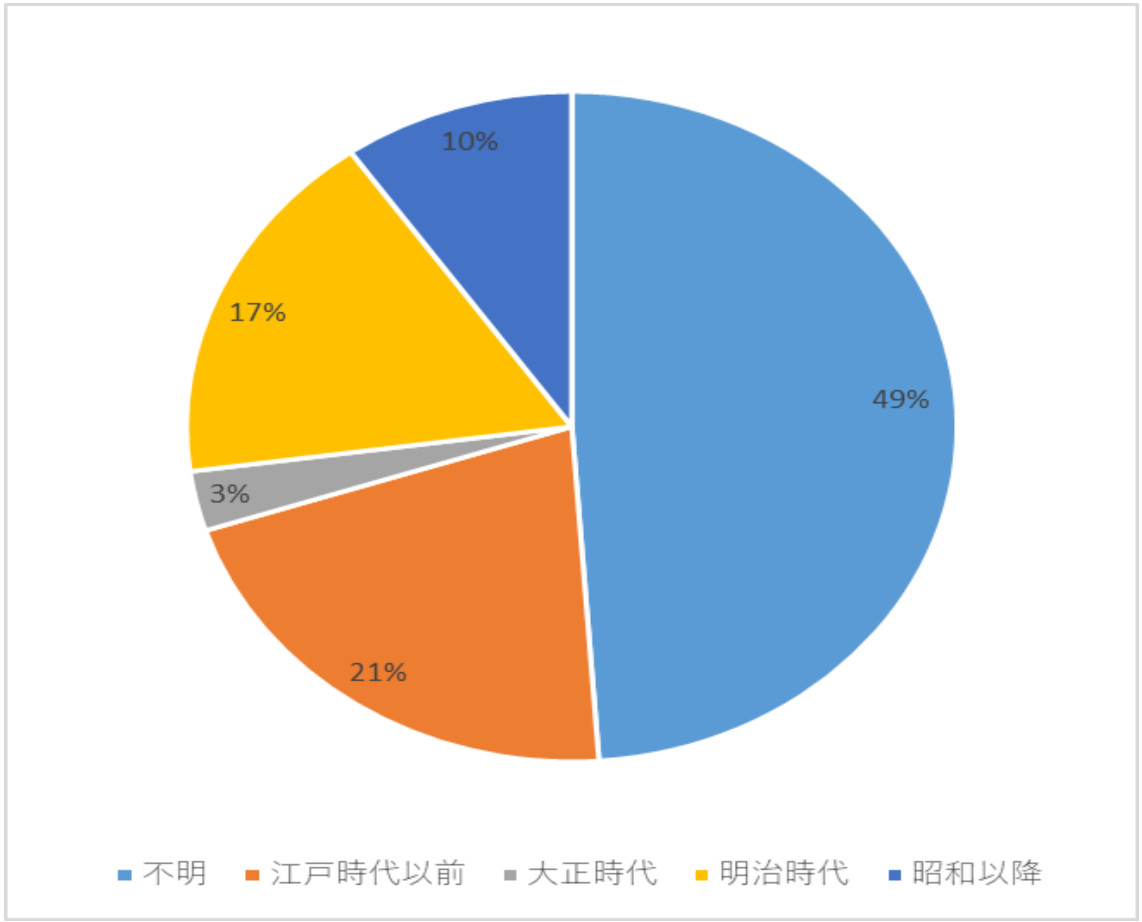


形式別数量
均一型が大半を占める

石川県内には
中央遮水ゾーン型は2つ，
重力式コンクリートダムが1つ
その他としてシートパイルを利用したものが1つある

能登半島のため池③





谷池皿池の別をみると，9割が谷池である．能登半島の地形的な特徴を表している

築造年代が時期不明なものは49%である．2番目に多いのは江戸時代以前に築造されたため池が21%である．江戸時代以前と時期不明を合わせると全国平均69%と同等である．時期不明を合わせると9割が昭和以前（1989年1月7日以前）に築造（Q地図データより）

被害数一覧

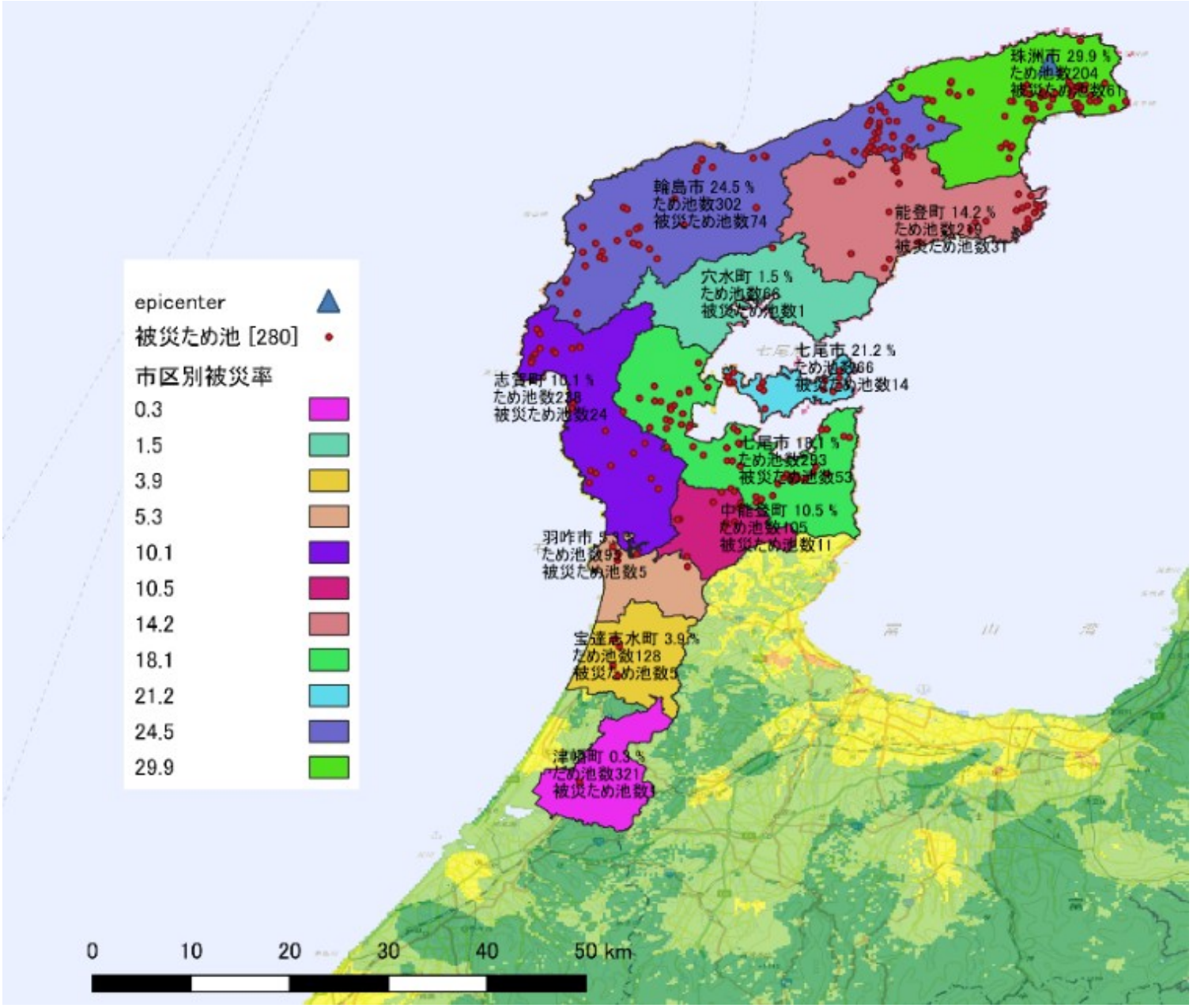
被害種別	実数	小計	比率
堤体　亀裂(天端)	120	154	55%
堤体　亀裂(上流)	22		
堤体　亀裂(下流)	12		
堤体　はらみ(上流)	0	14	5%
堤体　はらみ(下流)	3		
堤体　陥没	6		
堤体　沈下	5		
洪水吐	7	7	3%
取水施設	3	3	1%
地山崩壊･土砂埋塞	10	10	4%
上流法面保護損傷	8	8	3%
腰石垣損傷	5	5	2%
その他	17	17	6%
堤体　崩壊(上流)	35	62	22%
堤体　崩壊(下流)	24		
堤体　崩壊(欠損)	3		

被害種別として，亀裂被害がもっとも多い

はらみ･陥没･沈下･崩壊などには亀裂被害も含むため，実数は更に多い

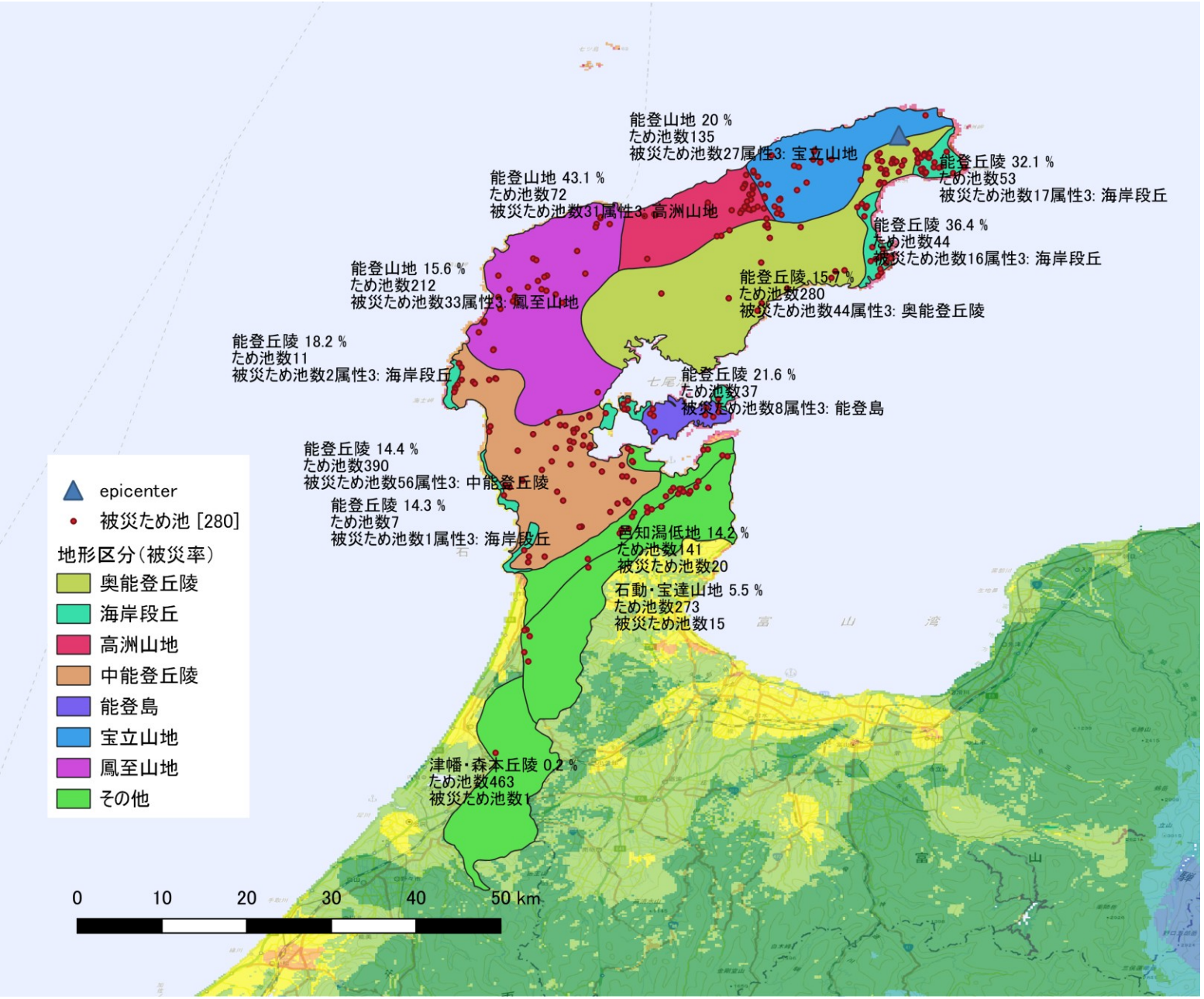
データは石川県農林水産部提供

行政区域別被災率



- **珠洲市（震央）**
  - 被災率：約30%弱
  - ため池数：204箇所
- **輪島市**
  - 被災率：約24%
  - ため池数：302箇所
- **七尾市**
  - 被災率：約18%
  - ため池数：359箇所
- **能登町**
  - 被災率：約14%
  - ため池数：219箇所
- **志賀町（震度7を観測）**
  - 被災率：約10%
  - ため池数：238箇所
  - 中能登町（105箇所）と同程度
- **穴水町（震央に近い）**
  - ため池数：66箇所
  - 被災箇所：**1か所のみ**（輪島市・穴水町・能登町の境界付近）

地形別被災率



- 能登山地
  - 高洲山地：被災率 43%（突出して高い）
    - 金倉地区・町野町近郊を含む
    - 土石流などの被害も多発
- 海岸段丘
  - 震源近くの海岸段丘が高被災率の要因
  - 他地域でも平均 10%程度の被災率あり
- 能登丘陵
  - 能登島（七尾市）：被災率 21%
- 中能登丘陵・邑知潟低地
  - 被災率：約 14%
- 石動宝達山地（邑知潟低地と隣接）
  - 被災率：5～10%程度に低下
    - 原因：邑知潟断層帯を境にした地質・震央距離の違い

報告するため池について

ため池名称	小伊勢	中谷内	菊吉の後	平田池	宮ノ本
所在市町	輪島市	宝達志水町	輪島市	志賀町	七尾市
震央距離(km)	36.074	87.184	19.410	61.094	50.690
築造年代	江戸時代以前	江戸時代以前	江戸時代以前	不明	明治時代
堤体形式	傾斜遮水ゾーン型 谷池	傾斜遮水ゾーン型 谷池	表面遮水壁型 皿池	傾斜遮水ゾーン型 谷池	傾斜遮水ゾーン型 谷池
天端幅(m)	4.5	3.9	3	3.2	4.5
堤高(m)	10.3	9.4	3.05	4.9	6.3
堤頂長(m)	38	110	101	48	56
総貯水量(m^3)	4,700	19,800	9,300	6,000	15,000
被災状況	堤体　崩壊(上流)	堤体　崩壊(下流)	埋没	腰石垣損傷	亀裂(天端)
堤体崩壊延長(m)	61	40			
その他情報			下流側に別ため池あり	重ね池 ジオシンセティクス	ジオシンセティクス

小伊勢(おいせ)

天端幅4.50m, 堤体高さ10.30m,
堤体長38m, 貯水量4,700m^3
ため池形式: 傾斜遮水ゾーン型
震度6強～6弱
震央距離 36.07 km

小伊勢（おいせ）

沈下

(2)

(1)

堤体上流側へのすべり

コンクリートパネルの剥がれ

隅角部

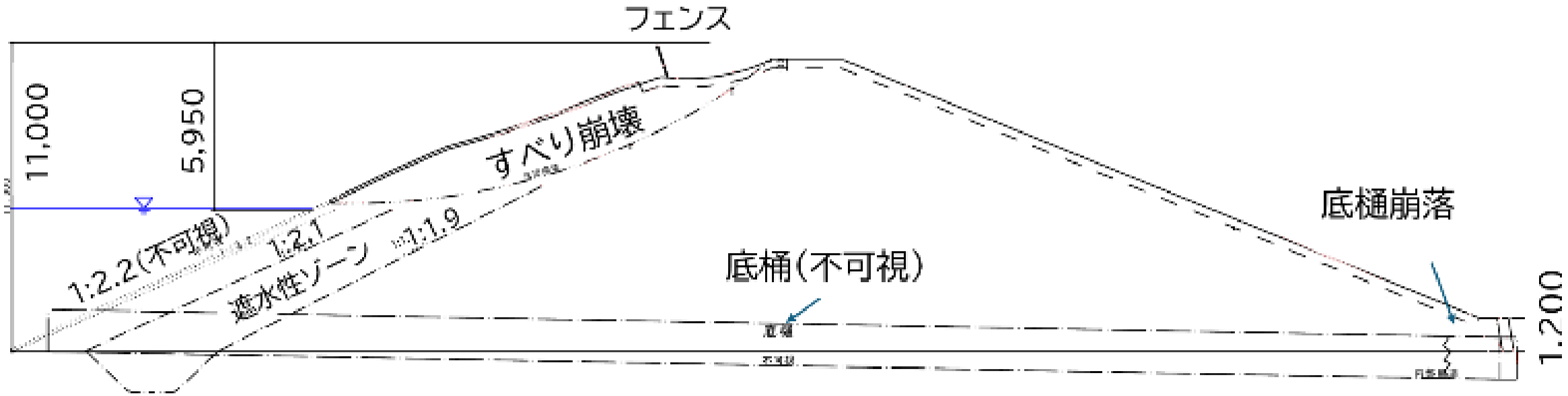
裏込め土の流出

2024年
3月8日
撮影

小伊勢（おいせ）

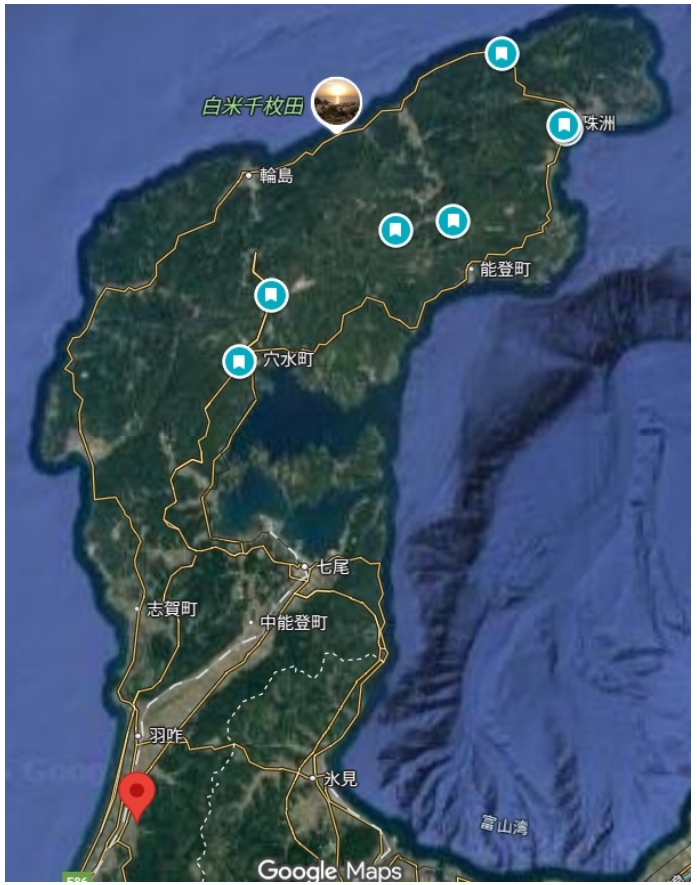
小伊勢（おいせ）

小伊勢(おいせ)



- 周辺道路では**マンホールの浮上**や**貯水池周辺斜面の崩壊**が確認され，地震動の大きさが伺えた
- 本ため池は**1986年に表面遮水ゾーン型へ改修**されている
- 天端に**滑落崖状の沈下**，中腹付近で**旧堤体と遮水ゾーンの境界に円弧すべり**が発生
- 結果として、**上流側のコンクリートパネルの散乱，隅角部からの砕石流出，底樋内部の崩落**が生じた
- 堤高が全体的に低下し，**上流・下流側へ押し出されるような変状**が底樋崩落の要因と考えられる

中谷内(なかやち)池

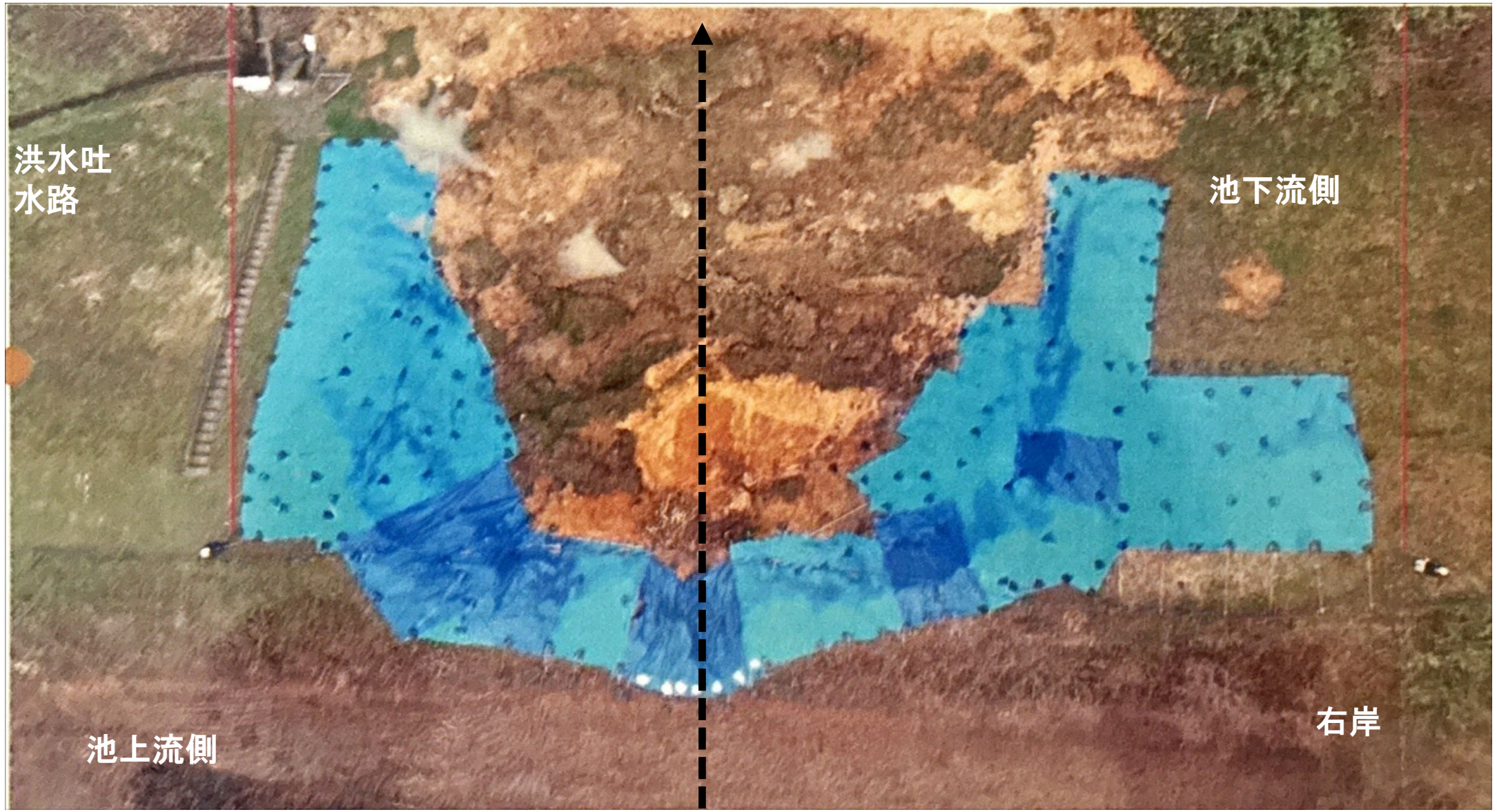


天端幅3.90m，堤体高さ9.40m，堤体長110m，貯水量19,800 m3
ため池形式：　傾斜遮水ゾーン型
震度5強
震央距離　87.18 km

Before the2024 Noto peninsula earthquake

2024/4/5-4/26

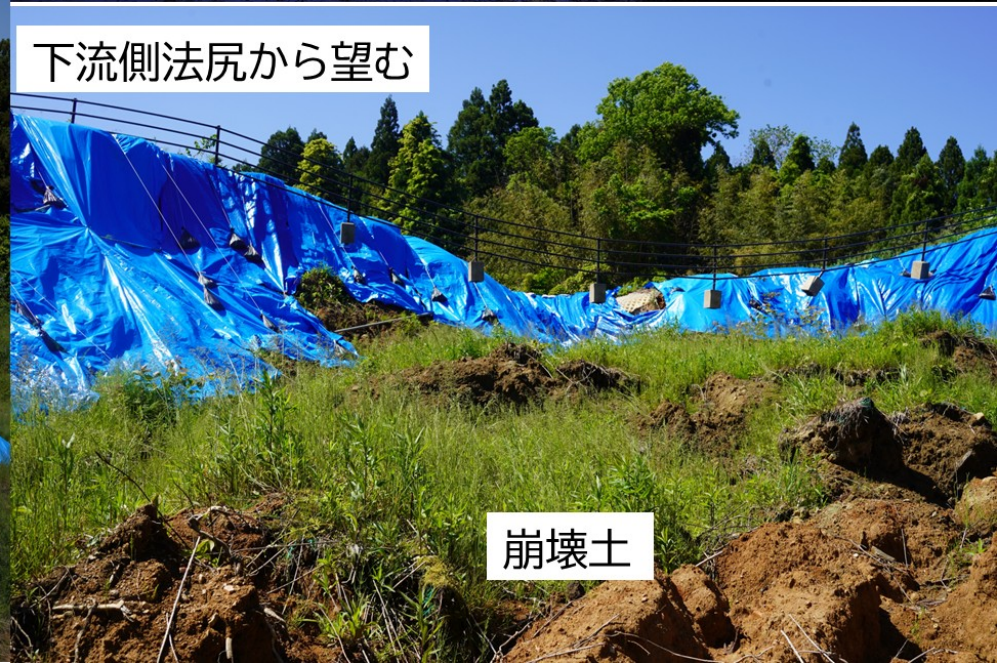
中谷内(なかやち)池　被災直後2024年1月



傾斜遮水型堤体　　上流斜面は布製型枠を設置

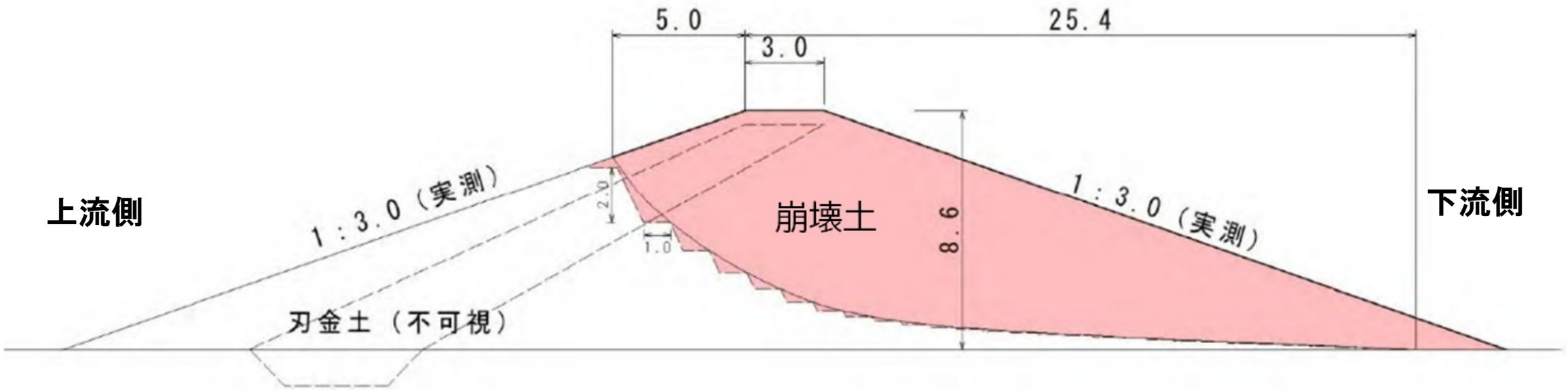
出展：中能登農林事務所

中谷内(なかやち)池



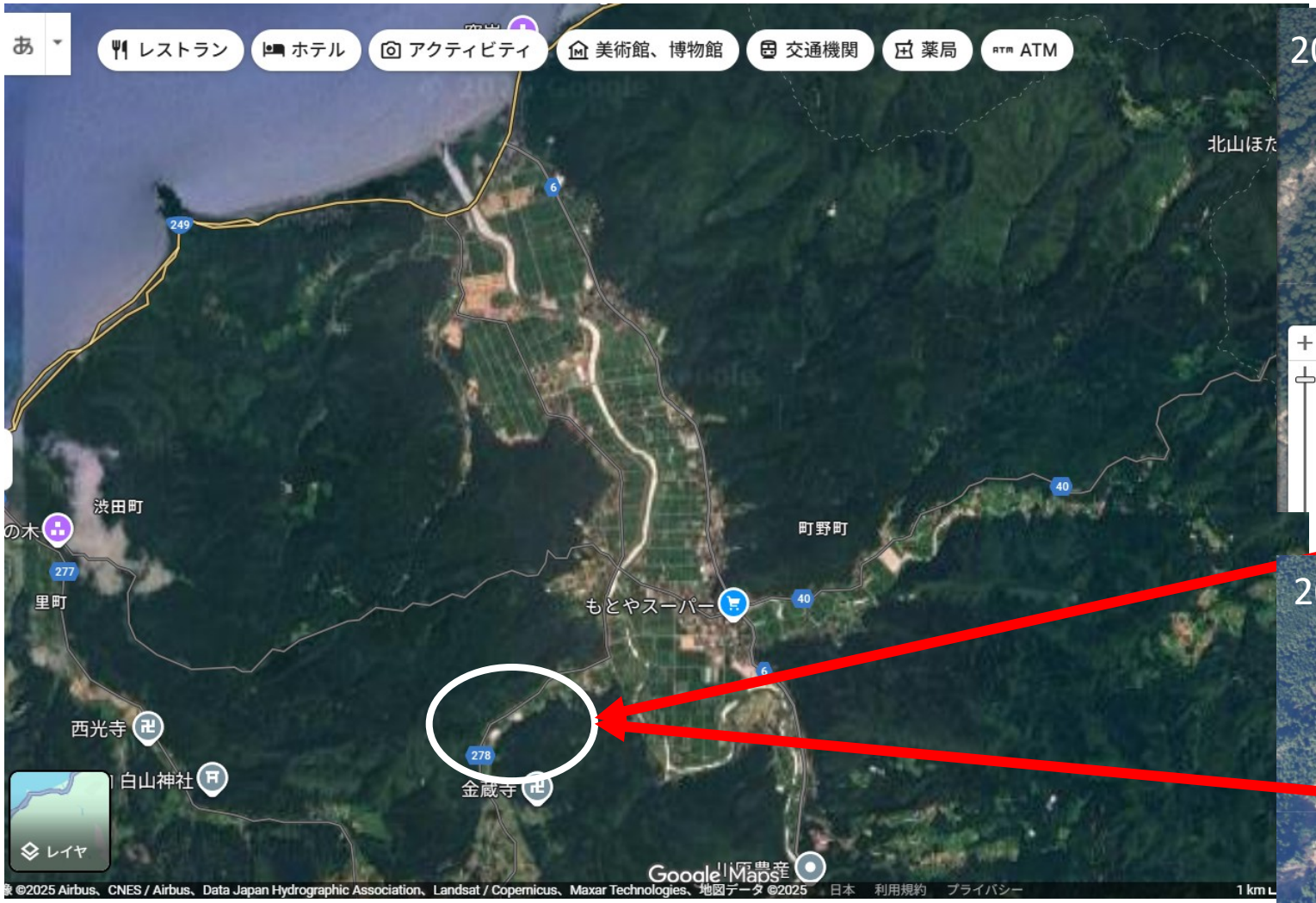
2024年
5月14日
撮影

中谷内(なかやち)池



- 堤体は**上流側を巻き込みながら下流側へ崩壊**，すべり面は**最大8.6mの深さ**
- 上流側法面は**布製型枠により内部状況の観察不可**
- 貯水池の水位は，**MAFF-SATにより17時間で1.5m低下**（常楽池でも強制排水）
- **震央距離87kmにも関わらず大規模崩壊。**改修は比較的新しいが、**堤体土質が振動に脆弱**と推察. 詳細調査が必要

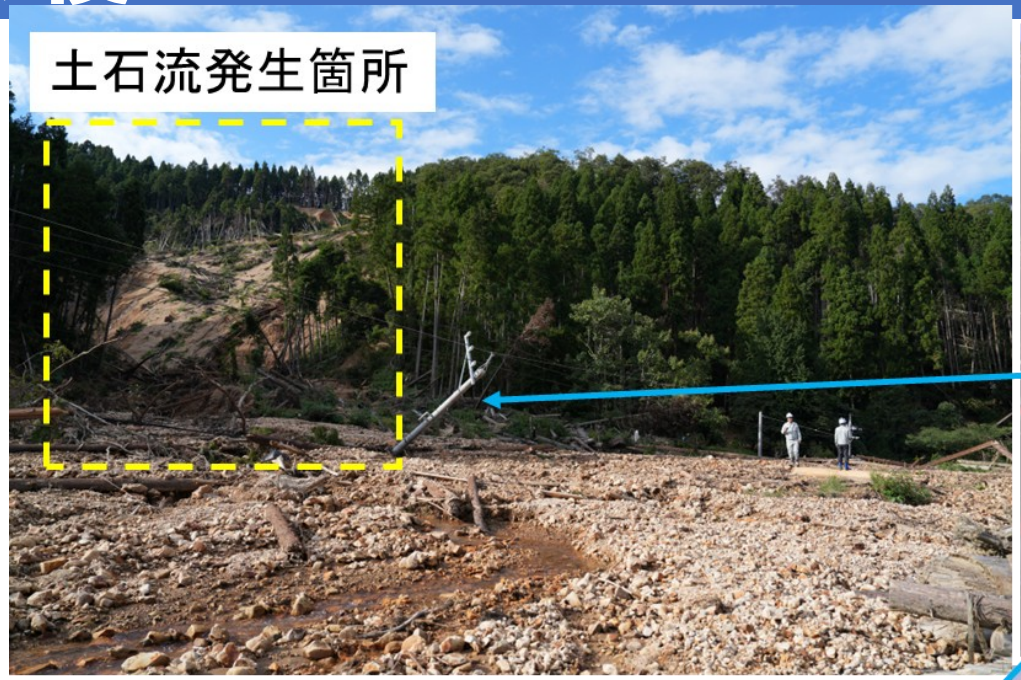
菊吉の後

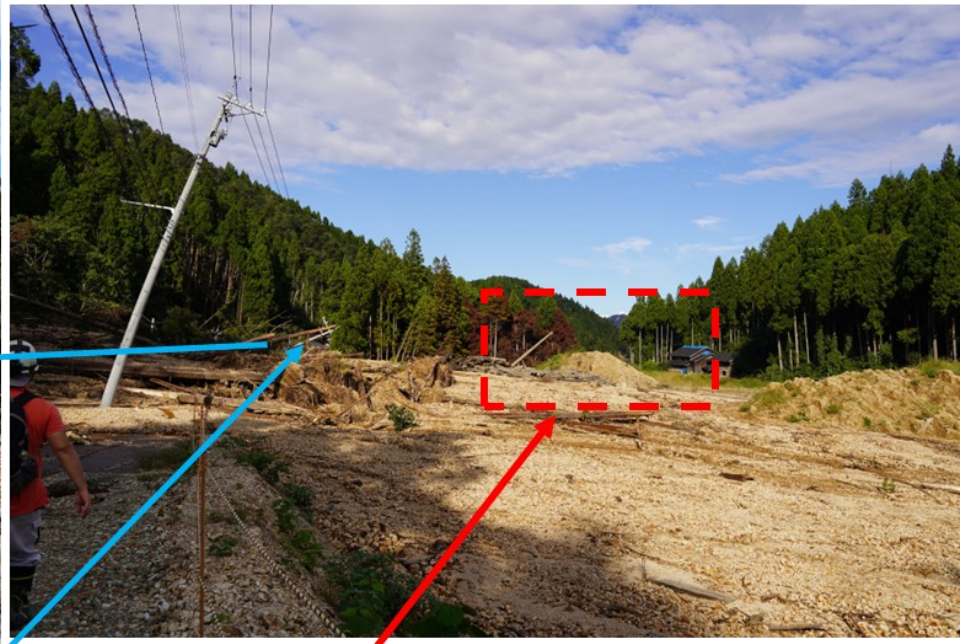


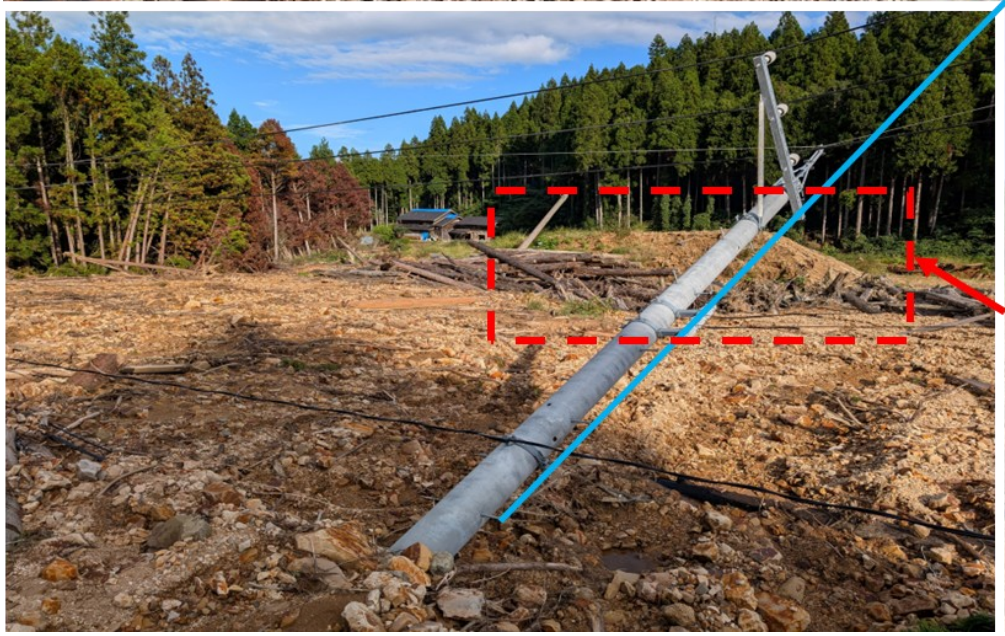
天端幅3.00m，堤体高さ3.05m，堤体長101m，
貯水量9,300 m^3
ため池形式：　表面遮水型の皿池
震央距離　19.41 km

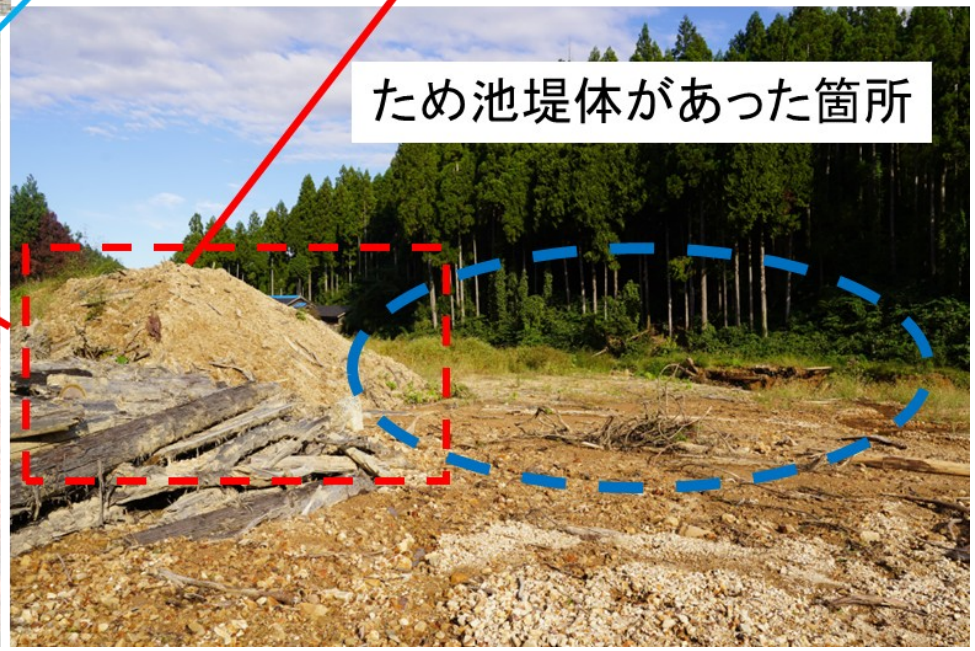
国土地理院地図

菊吉の後



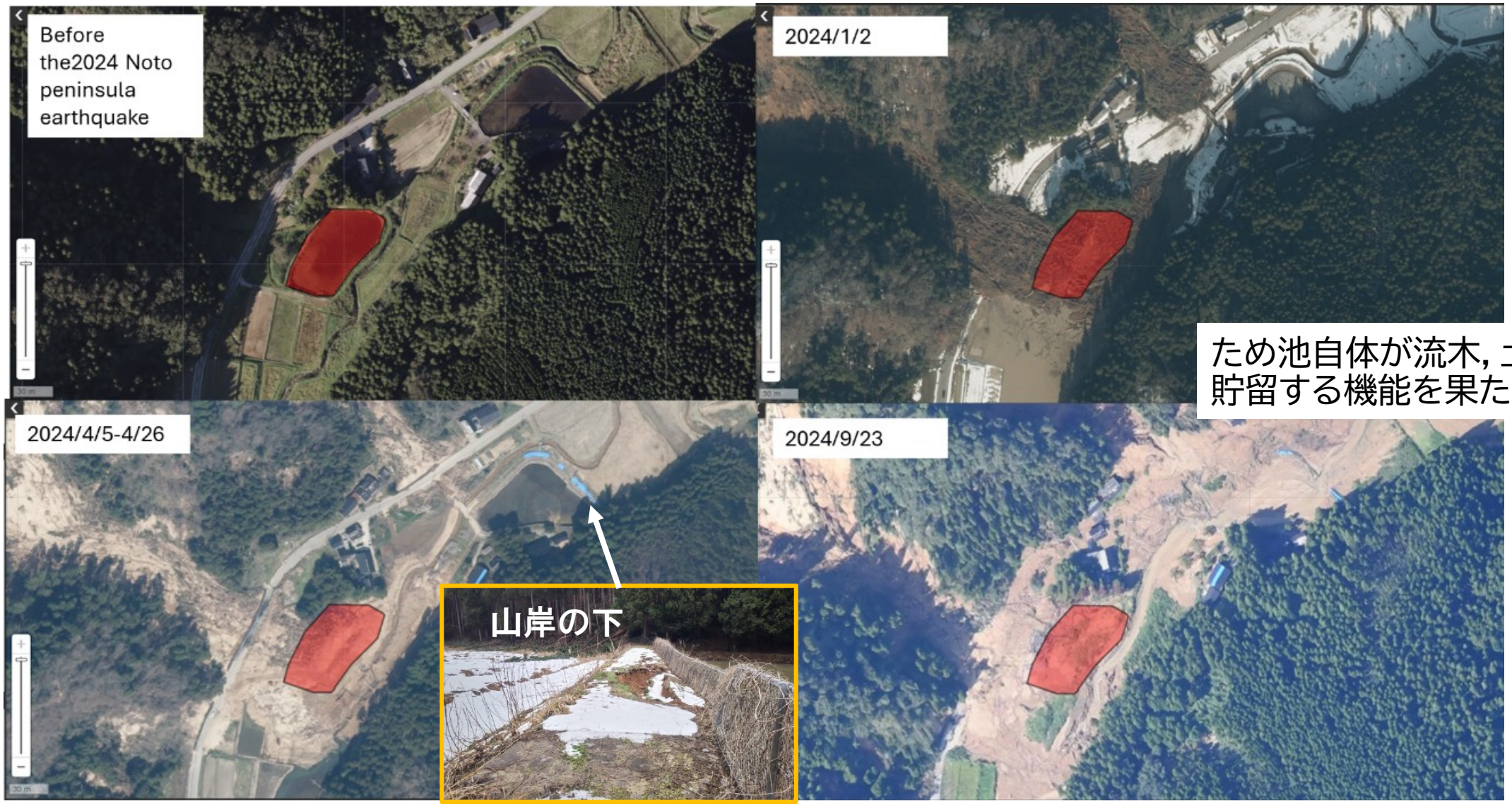






（2024年10月10日撮影）

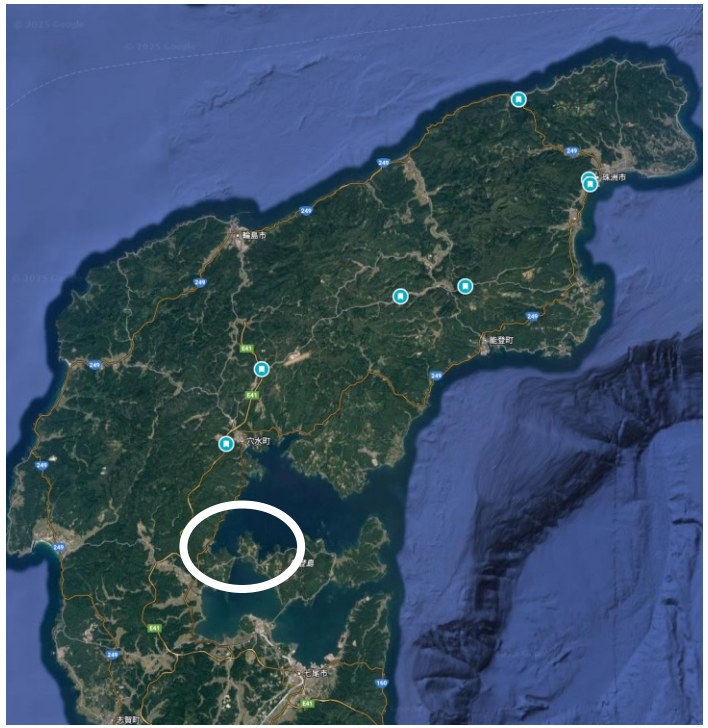
菊吉の後



ため池自体が流木，土砂を貯留する機能を果たした

地震自体による堤体被害が軽微であったとしても，土石流や豪雨によって破堤に至ることがある。
危険斜面近郊のため池はため池自体の氾濫に加えて複合災害として土石流の影響評価も重要

宮ノ本



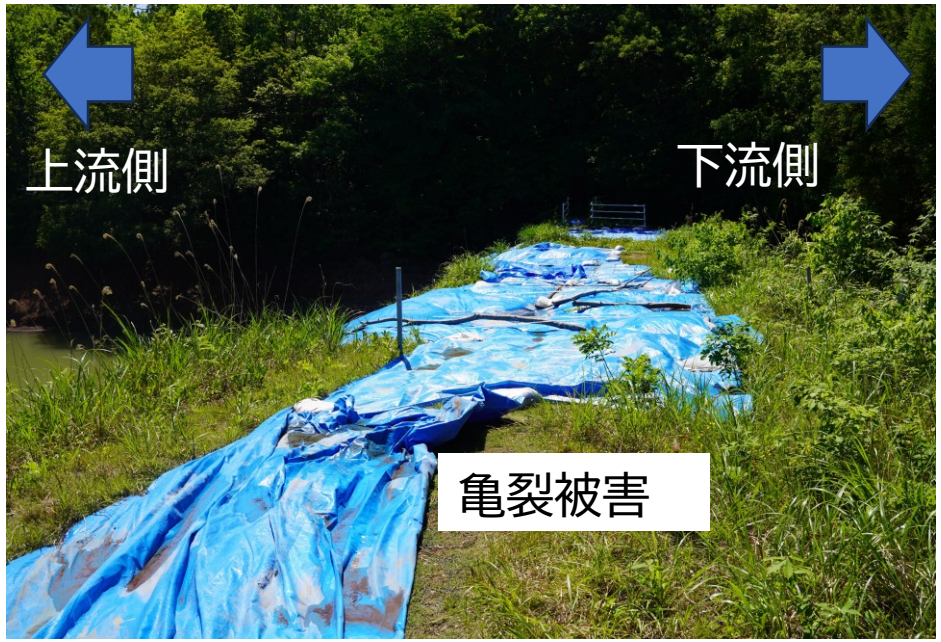
天端幅4.50m, 堤体高さ6.3m, 堤体長56m,
貯水量15,000 m^3
ため池形式： 傾斜遮水ゾーン型
震央距離　50.7　km

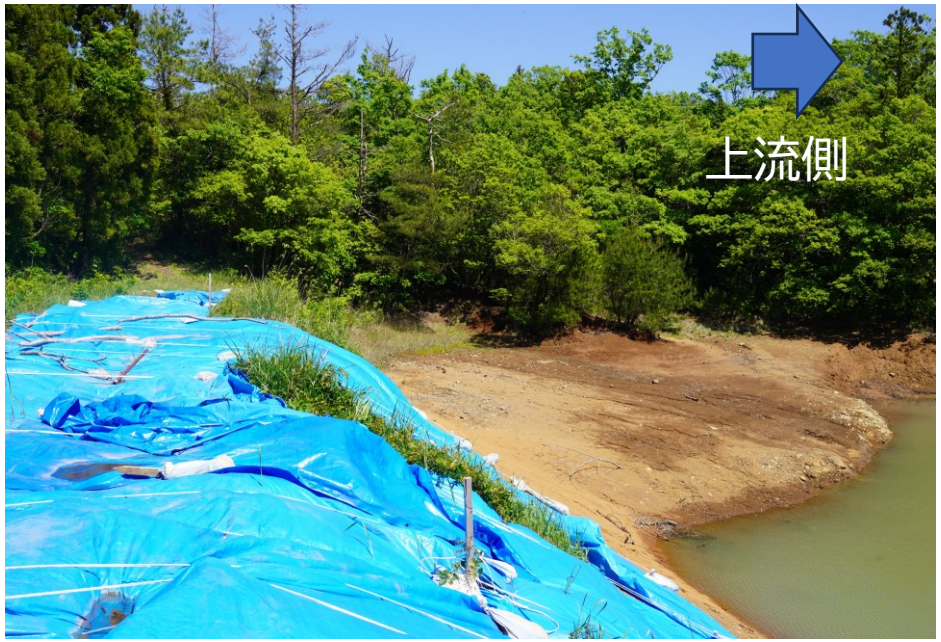
Before the2024 Noto peninsula earthquake

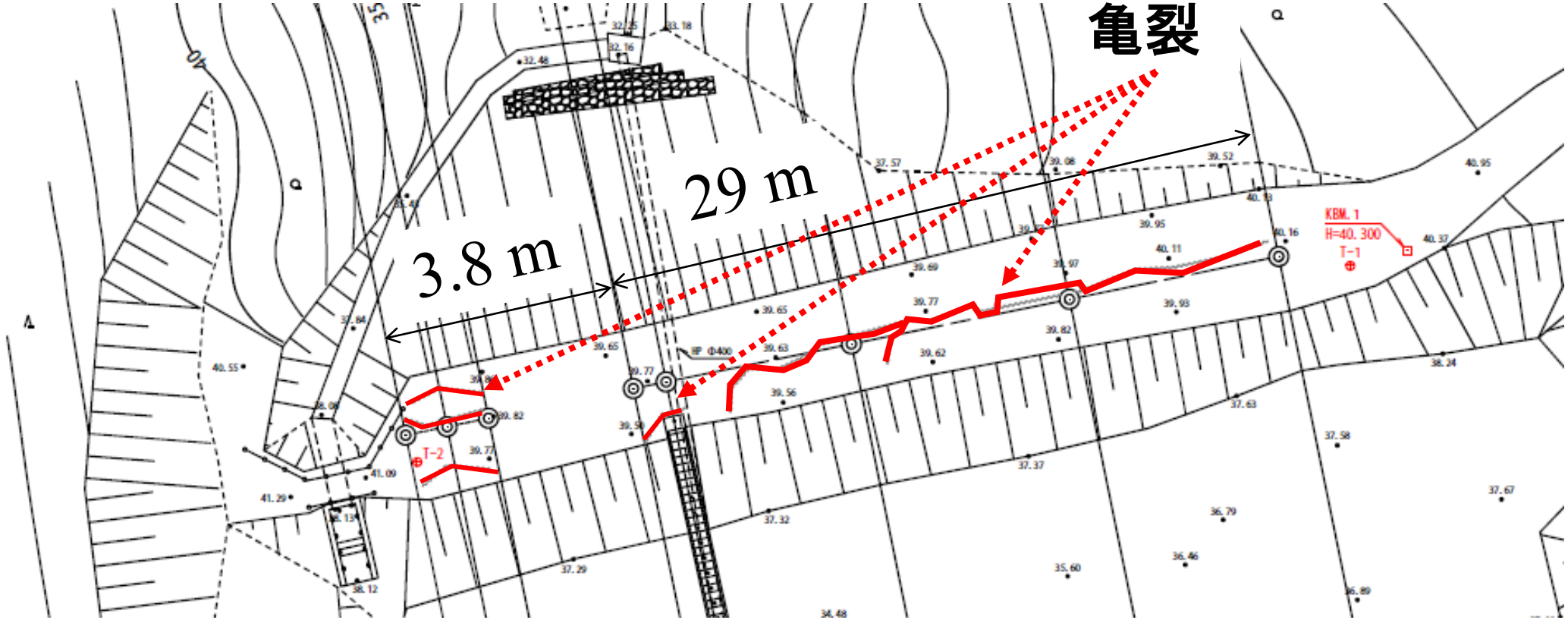
2024/4/5-4/26

•**1995年**：底樋周りのパイピングによる浸透破壊が発生
•**2010年**：降雨により堤体が決壊
•決壊後、**ジオシンセティクス**による法先部の補強とパイピング防止対策を実施　（単粒砕石をジオテキスタイルで巻き込むことで、**排水性の高い壁体構造**を形成）

宮ノ本







- 法面および天端には**亀裂の存在が確認**されている
- 亀裂は**天端の縦断方向**に沿って発生し、**約30mの範囲**に及ぶ
- ジオシンセティクスを用いた**下流側法面の法先には被害確認できない**

平田池

2007年能登半島地震にて被災

図2　ため池の位置

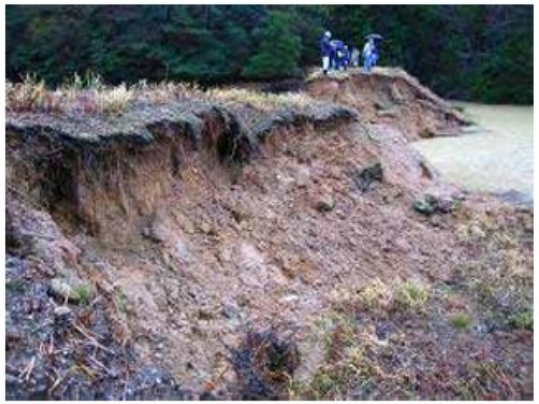
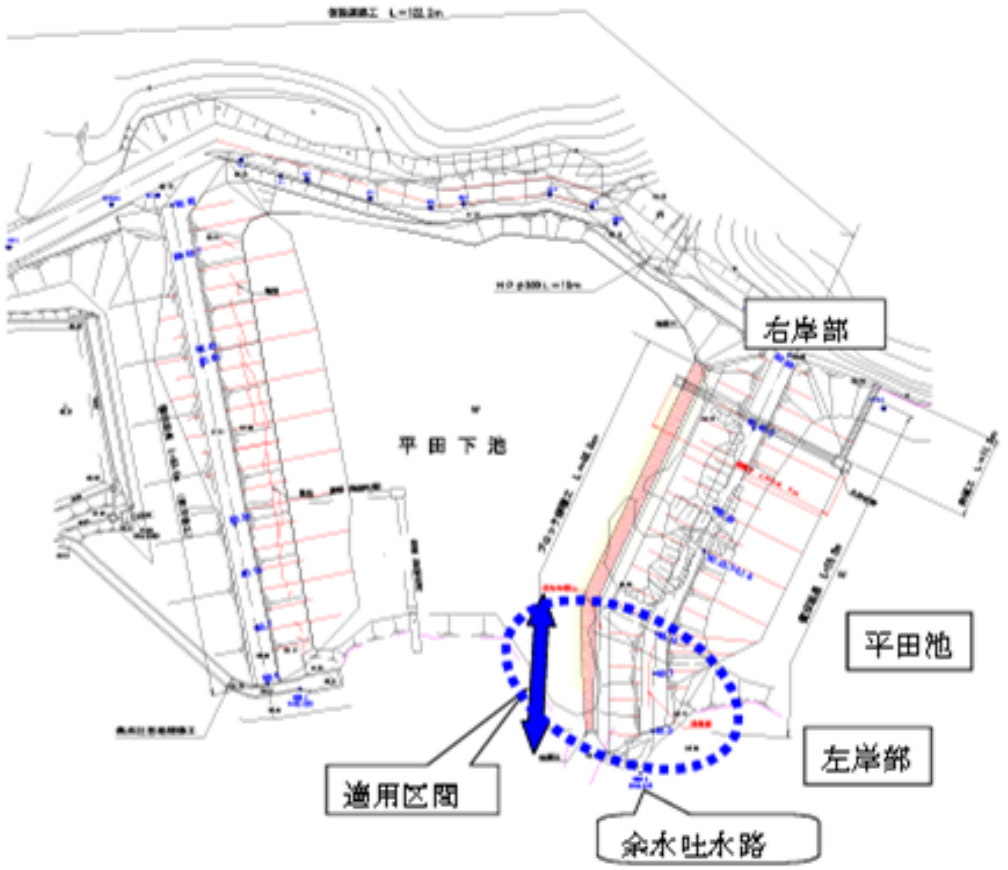


写真3　堤体下流斜面の崩落の様子

写真4　下流側から見た決壊状況
（中央は，斜樋）



洪水吐区間にジオシンセティクスを設置

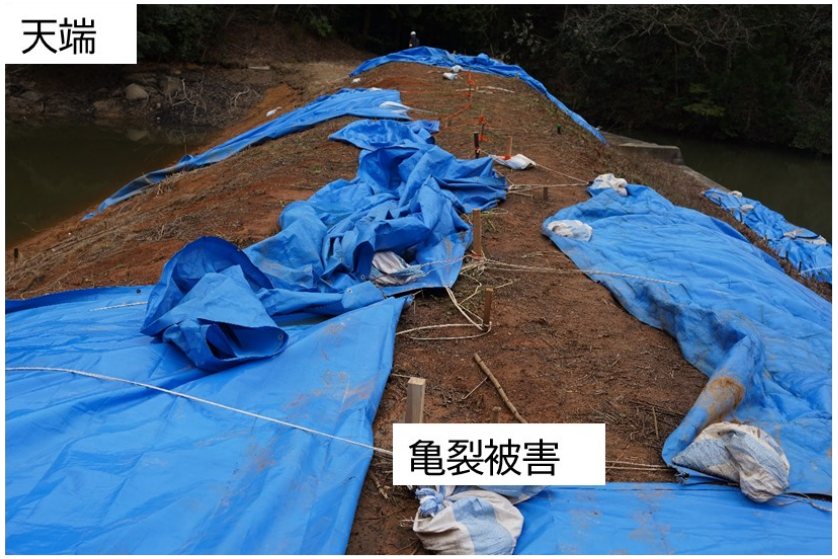
平田池

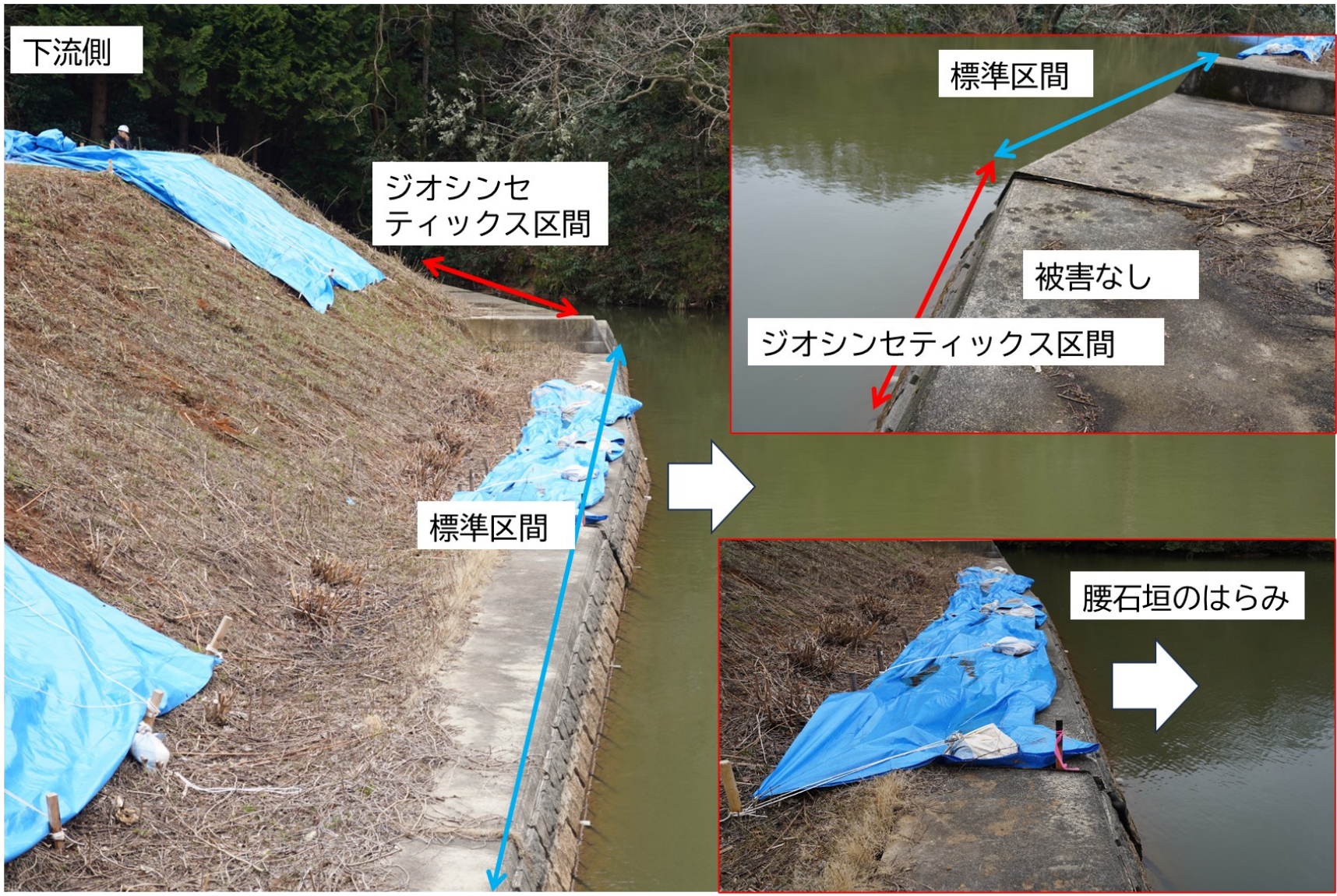
重ね池となっており，上流側を「平田池」，下流側を「平田下池」という．平田池と平田下池を結ぶアクセス路の被害もあった

天端幅3.2m，堤体高さ4.9m，堤体長48m,
貯水量6,000 m^3
ため池形式　傾斜遮水ゾーン型
震央距離　61.094 km
震度6強

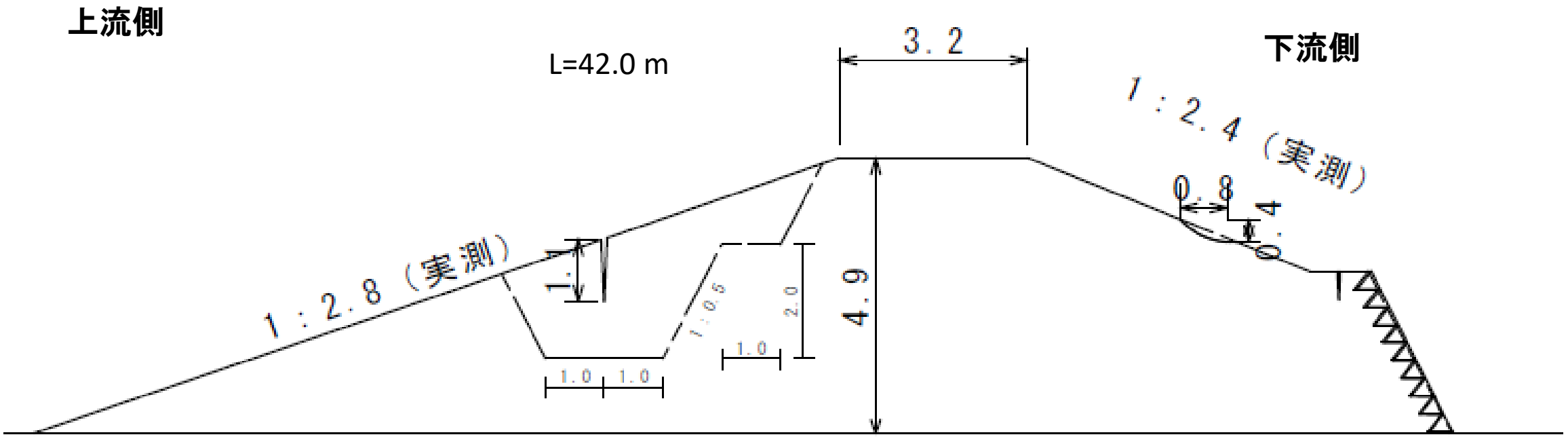
平田池被害

石川工業高等専門学校
NATIONAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY, ISHIKAWA COLLEGE





平田池



上流側法面で堤高の22%程度である深さ1.1mの開口亀裂が確認されている
平田ため池は2007年に生じた能登半島地震で堤体が欠損し，その強化復旧として洪水吐付近にジオシンセティクスを配置している
ジオシンセティクス区間と通常区間を比較すると，ジオシンセティクスで補強された区間については無被害である．非常に大きな加速度が作用したにもかかわらず，このような無被害となったのは2007年時には強化復旧方針をとったためといえる

平田下池（重ね池の下流側）

後法は被害が見られない

重ね池の検討には下流側も湛水した状態での解析法が望ましい

まとめ

- 石川県内で280件の被害があった
- 震度分布が高い位置での被害の絶対数は多い
- 10㎞ごとの被害率については農林の提案する予測式の範囲内であった
- 地形でまとめると，丘陵のため池被災数は他に比較して相対的に多い
- 年代別の被害については古い時代のものですべりが多い傾向にあった
- 特徴的な崩壊形態として，上流側のすべり，遠距離での下流側のすべり，土石流による埋没およびジオシンセティクスで補強された堤体について報告した

造成盛土に対するニューマークD法の試み

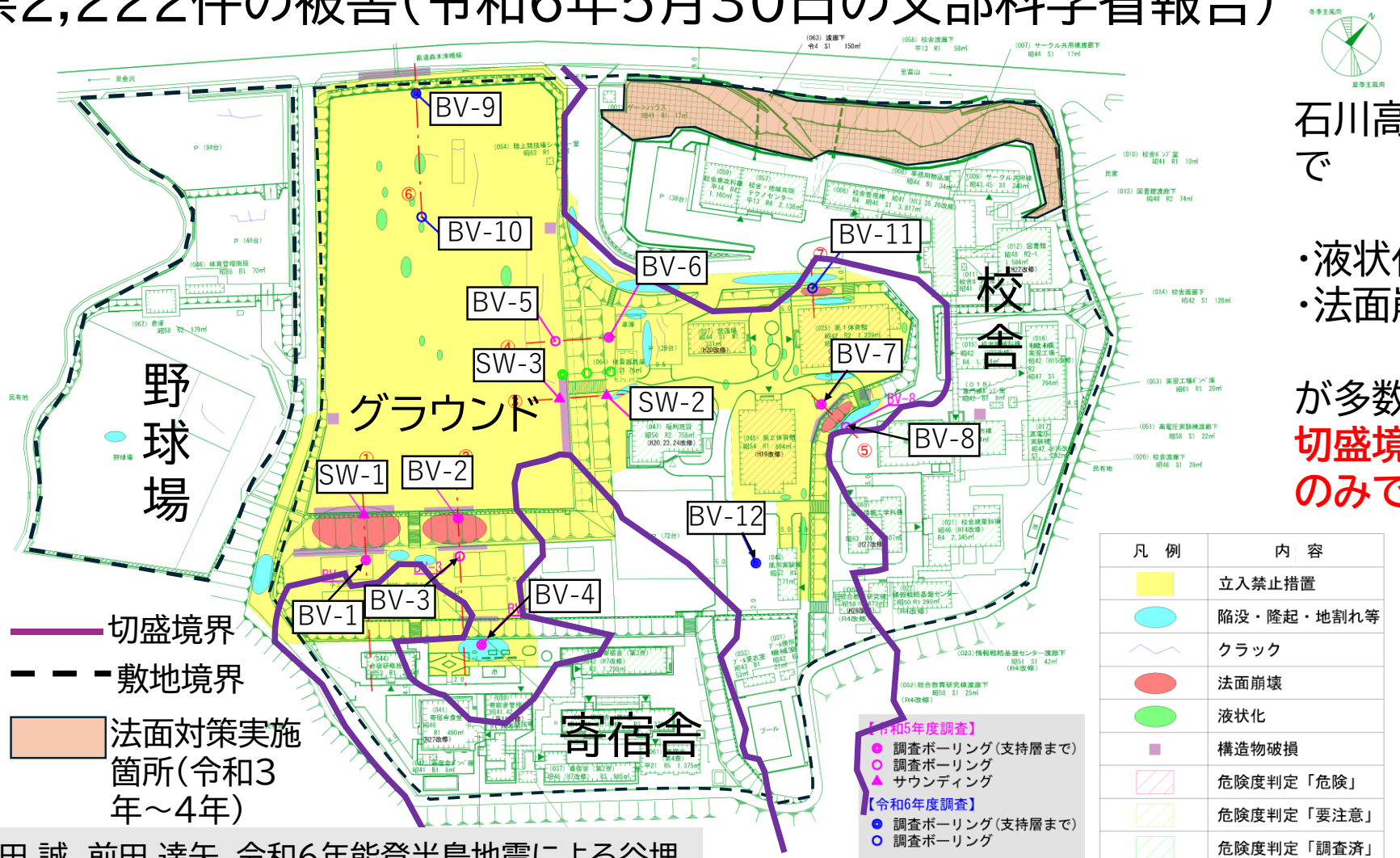
参考文献：

[1] 新保 泰輝, 前田 健児, 津田 誠, 前田 達矢, 令和6年能登半島地震による谷埋め造成地である石川高専の被害とそのメカニズム, 土木学会論文集　特集号(地震工学), Vol.81, No.13, 2025.

[2] 新保 泰輝, 福元 豊, Antoine Duttine, 関家 史郎, 令和6年能登半島地震で被災した石川高専内盛土法面のNewmark-D法による再現解析, 第60回地盤工学研究発表会 2025年7月22日

背景

能登半島地震(M7.6)では学校施設が多く被災している
14府県2,222件の被害(令和6年5月30日の文部科学省報告)



石川高専では震度5弱で

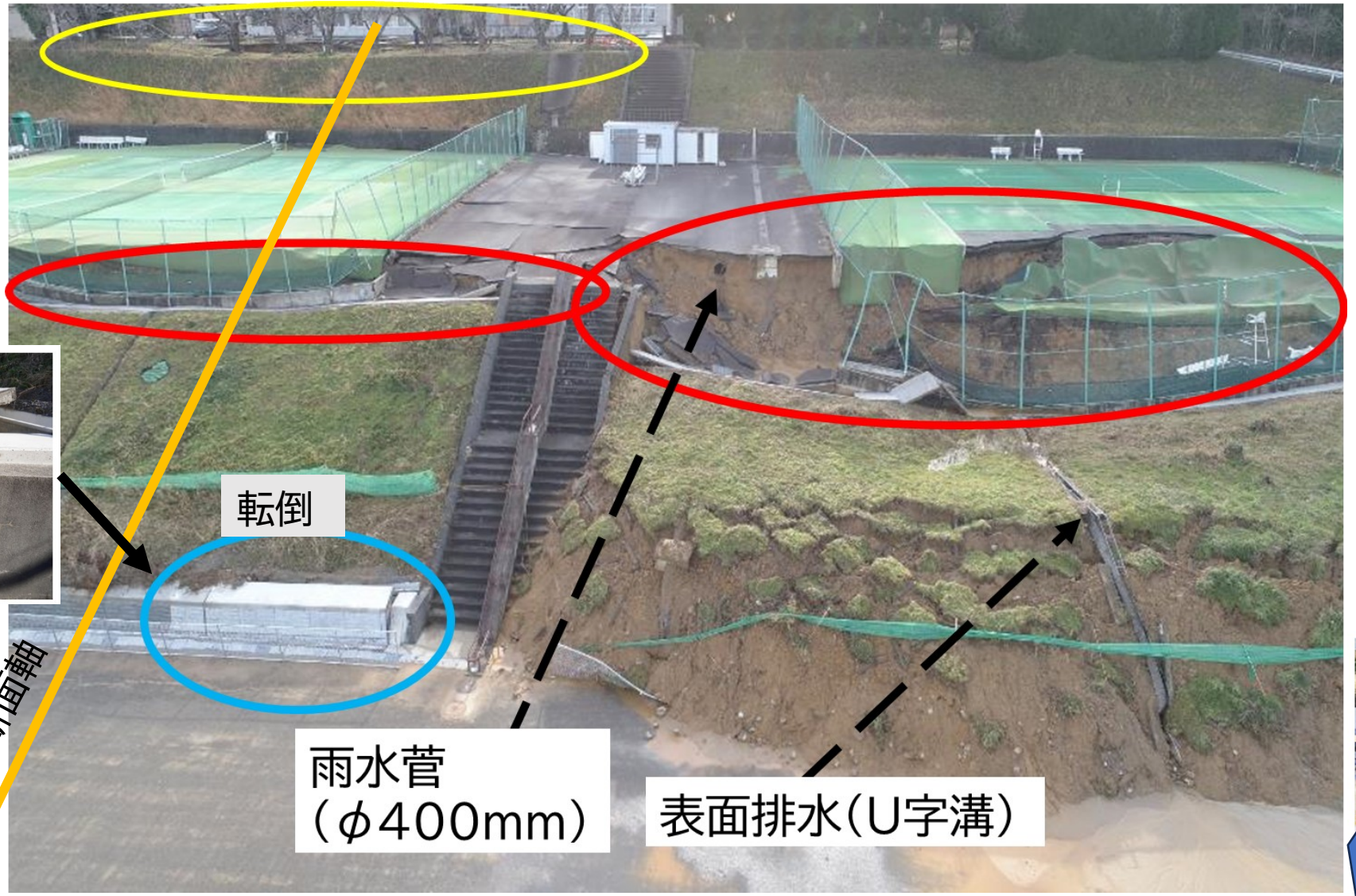
・液状化
・法面崩壊

が多数生じている
切盛境界および盛土部のみでの被害

新保 泰輝, 前田 健児, 津田 誠, 前田 達矢, 令和6年能登半島地震による谷埋め造成地である石川高専の被害とそのメカニズム, 土木学会論文集　特集号(地震工学), Vol.81, No.13, 2025.

例えば……

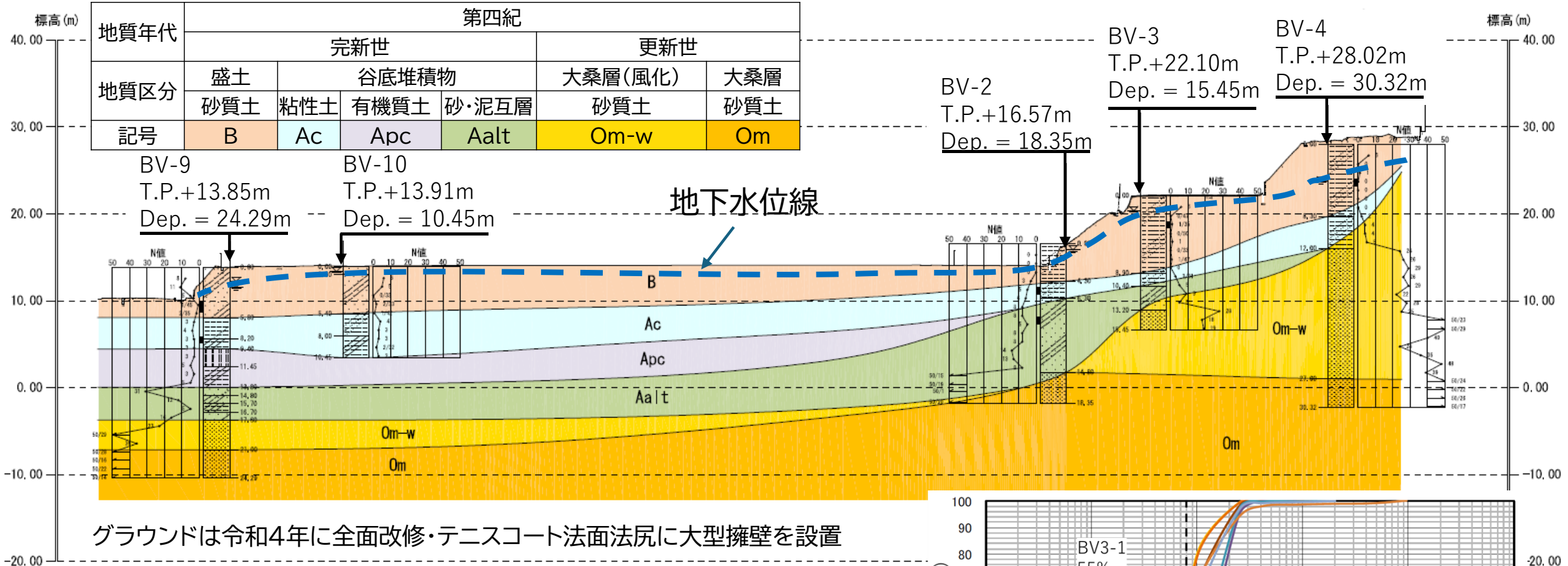
寄宿舎の盛土変状範囲　２７m



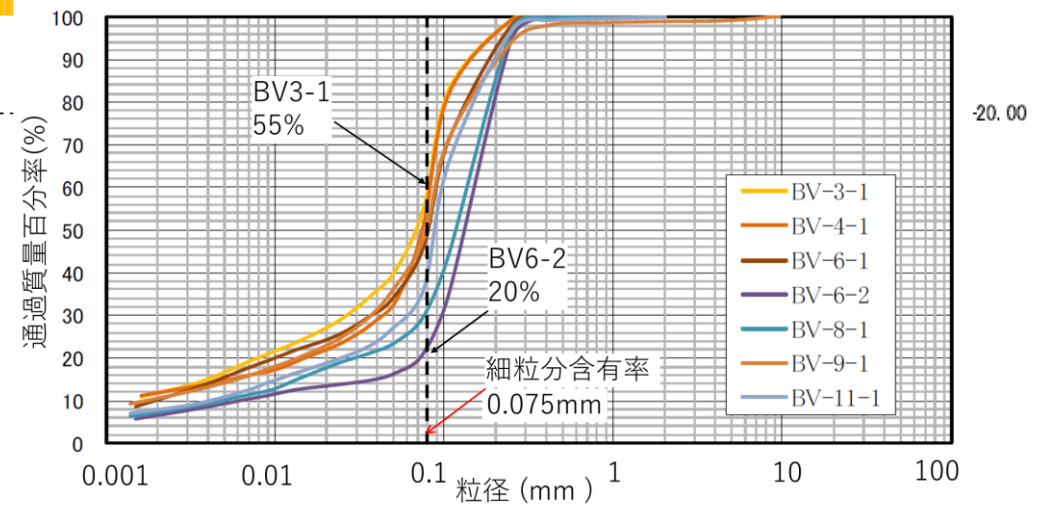
テニスコート崩壊延長９２m

地質断面図

地質年代	第四紀					
	完新世				更新世	
地質区分	盛土	谷底堆積物			大桑層(風化)	大桑層
	砂質土	粘性土	有機質土	砂・泥互層	砂質土	砂質土
記号	B	Ac	Apc	Aalt	Om-w	Om



グラウンドは令和4年に全面改修・テニスコート法面法尻に大型擁壁を設置



・地下水位が浅い
・盛土材は大桑層の切土材：中間土の様相，IP<15：液状化検討

他の盛土部でも同様である

目的

破壊メカニズムとして……

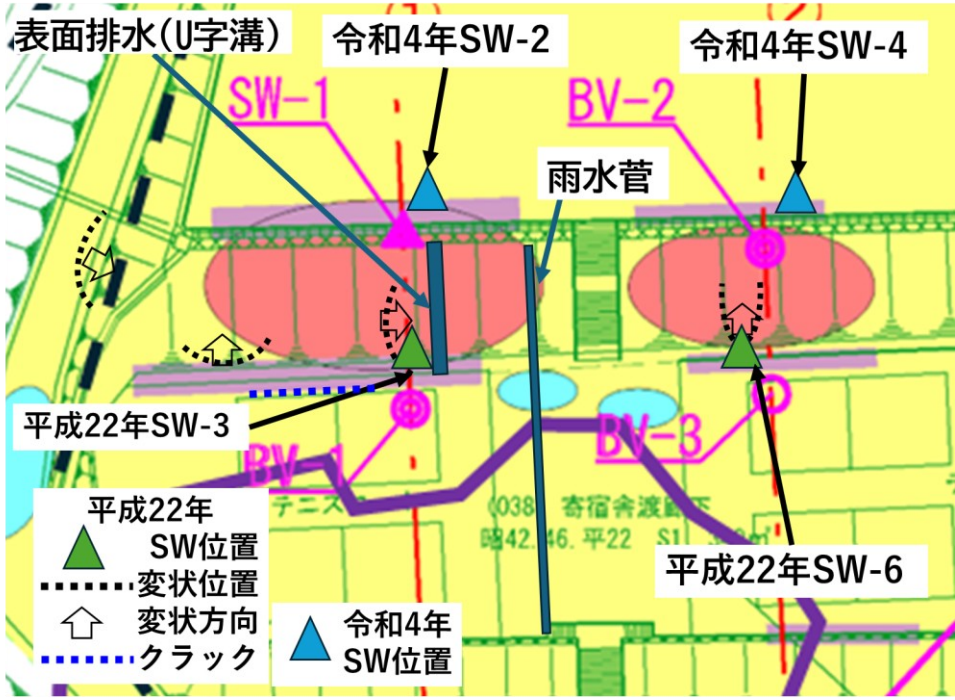
- 高地下水
- 繰返しせん断で強度低下(液状化)しやすい材料
- (水抜きボーリングがほぼ機能していない)
  古く緩い盛土
- N値と換算N値を地震前と比較すると低下

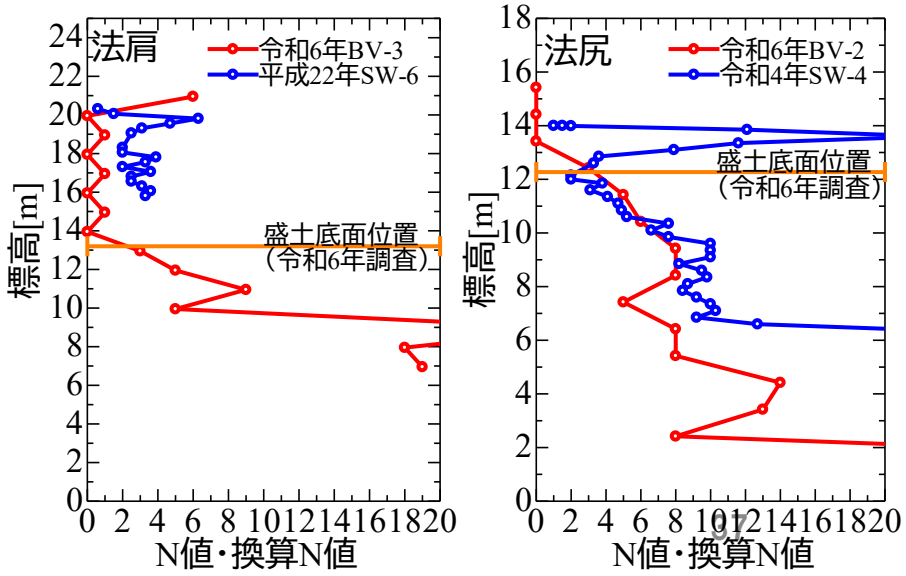
繰返し荷重に伴う強度低下を原因として崩壊に至ったと考えられる

谷埋め盛土上に設置された学校施設等に係る被害予見は可能なのか？
また，上記メカニズムを解析等を用いて簡易に説明可能か？

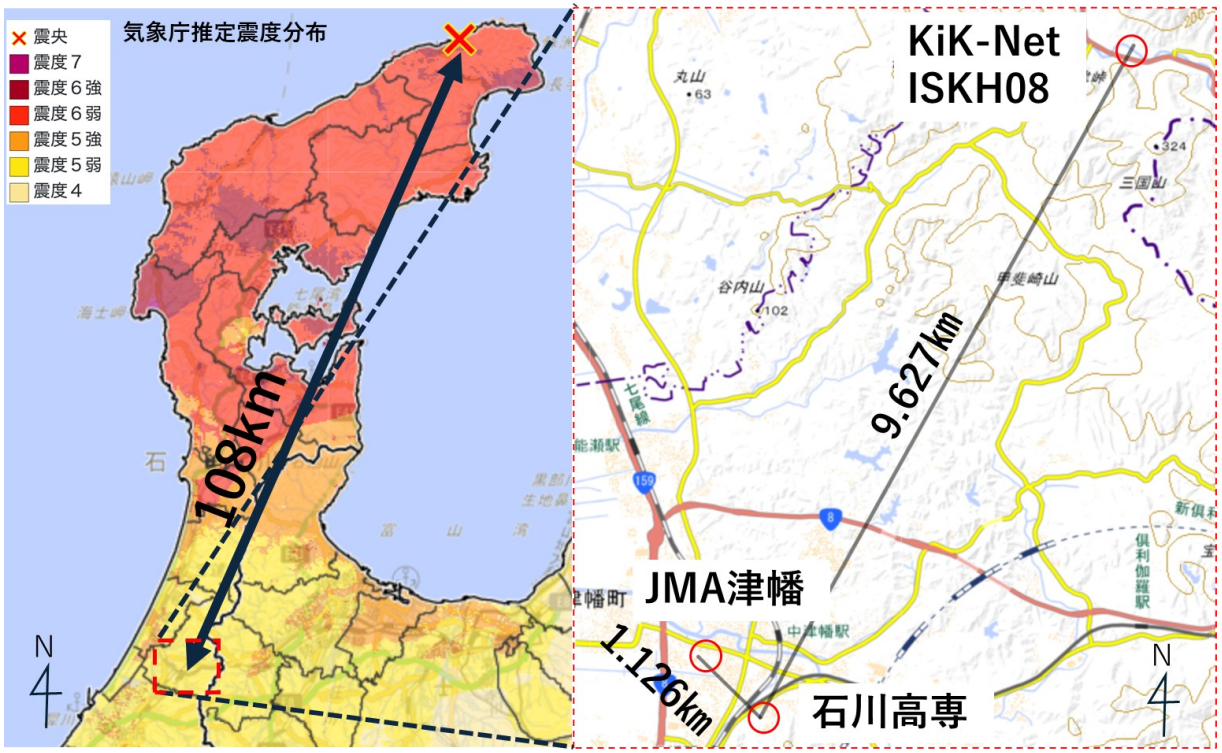
地震時の強度(C，φ)の強度低下を考慮可能な
ニューマークD法による再現は可能か？

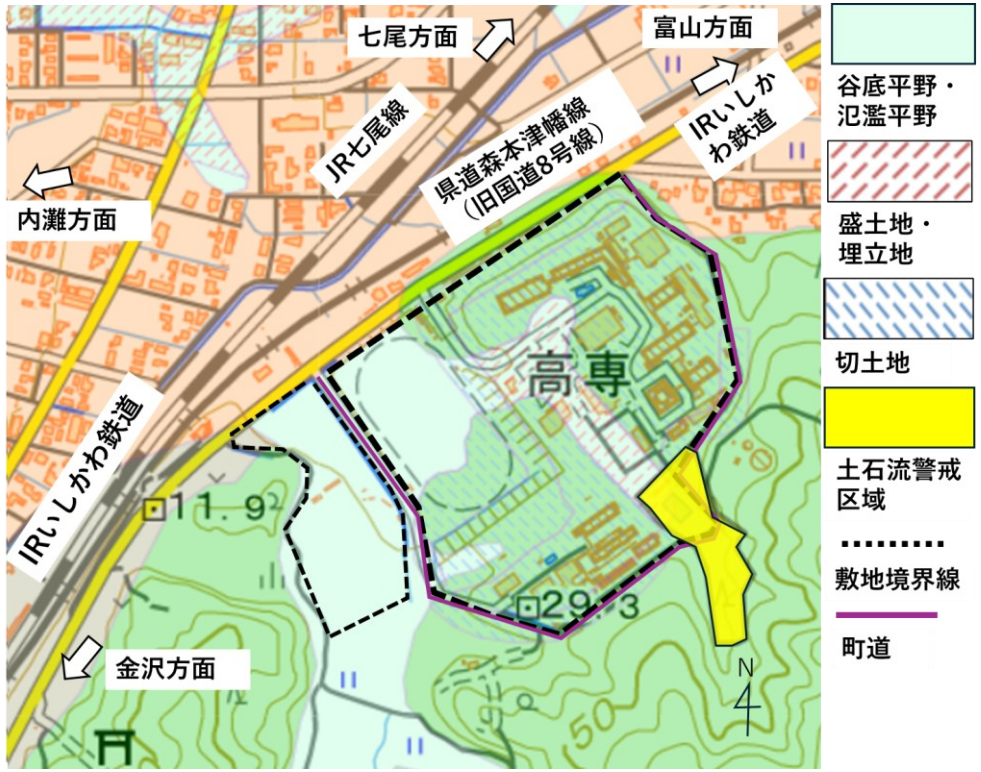
高度経済成長期に建設された谷埋め盛土上に設置された学校施設等(避難所の地盤安定性)は数多くあるため，これの安全性を簡易に検討可能になる





石川高専の位置と震源





KiK-Net ISKH08(36度44分16.8秒, 136度47分26.16秒, 震央距離94km)では最大加速度195.2 Gal

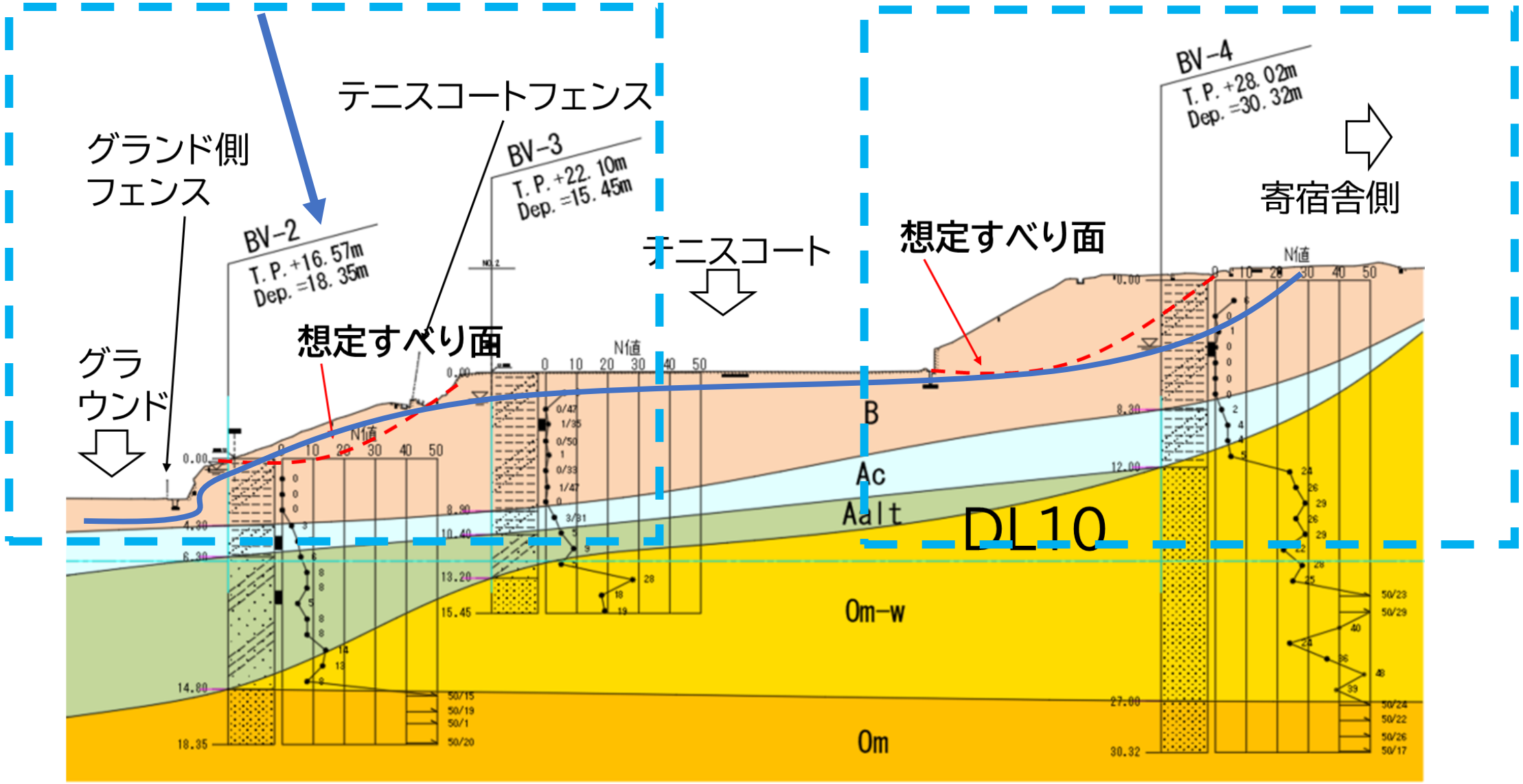
JMA津幡(36度40分8.4秒, 136度43分44.4秒, 震央距
離103.7km)では196.2 Gal

- 高台に位置する(津波避難のために学校に訪れた人も多い)
- 高度経済成長期に造成された谷埋め盛土・軟弱地盤(田んぼ)上の盛土(粘性土側からの排水が阻害)
- 学校背面の沢が土石流警戒区域
- 一時避難所に指定されている
- 道路を挟んで線路が存在する
- 断層(森本富樫)が極めて近い

解析対象

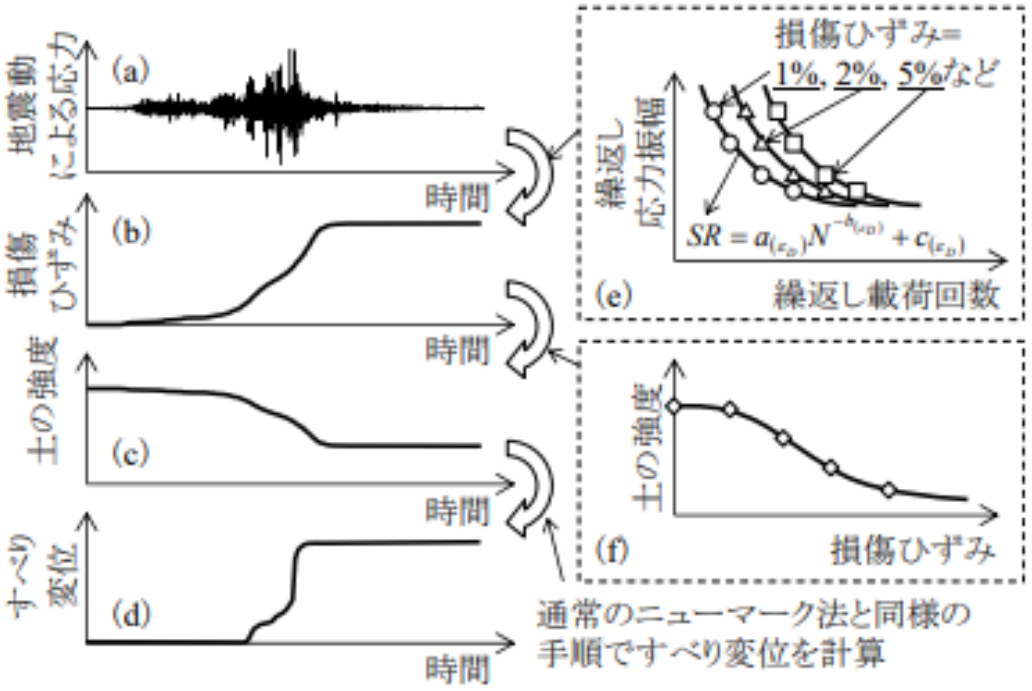
本発表はこのすべりに対して検討しました

現在，検討中です

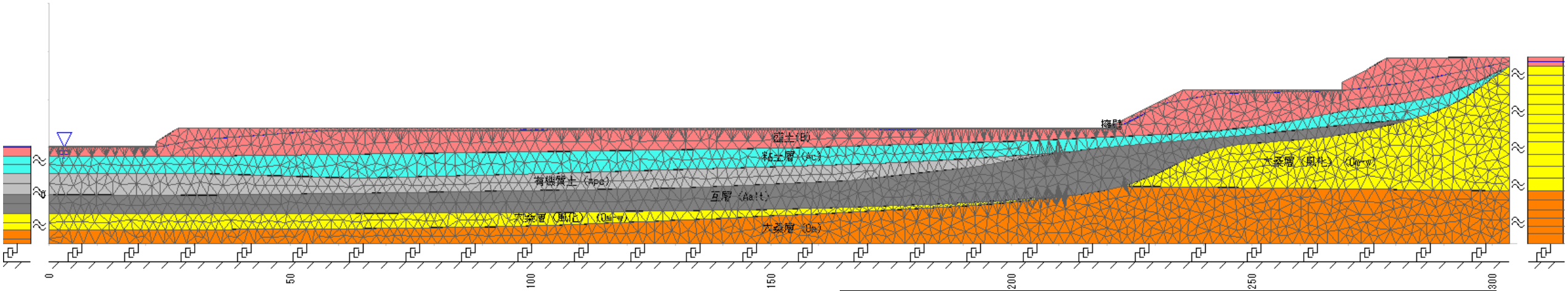


ニューマークD法の流れ

- 2次元等価線形解析を実施
  - 想定すべり円弧内の応答加速度をニューマークD法の計算に用いる
- 強度低下曲線を設定する
  - 強度低下曲線
    液状化強度曲線および強度低下曲線の設定
- 応答加速度より，スライスの損傷度および強度低下状態を計算する
- 適宜強度を低下させてニューマークD法を実施する.

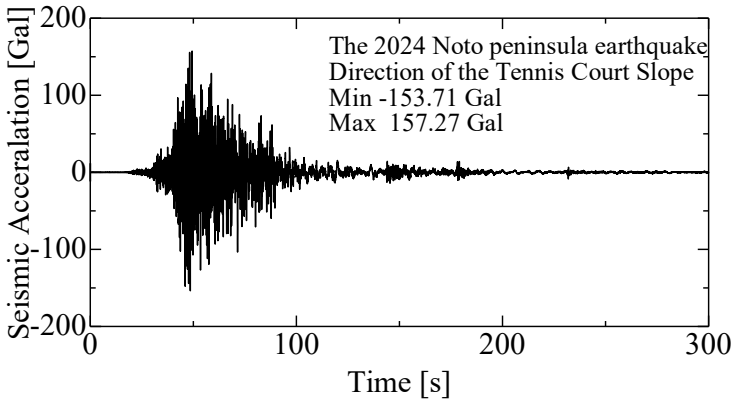


解析モデル



地層名	γt[kN/m3]	φ[°]	C[kN/m2]	E[MPa]	ν[-]
盛土(B)	17.1	18.90	8.96	2.1	0.333
擁壁	23	—	—	22,600	0.2
粘土層(Ac)	18.7	0	59	2.1	0.333
有機質土(Apc)	14	0	18	2.1	0.333
互層(Aalt)	18.2	0	55	4.9	0.333
大桑層(風化)(Om-w)	16.4	19	33	11.2	0.333
大桑層(Om)	19	38	59	43.4	0.333
大桑層(風化)(Om-w)	16.4	19	33	11.2	0.333

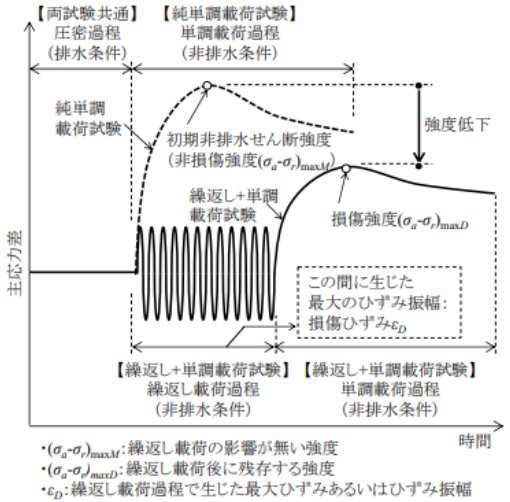
- 2次元等価線形解析を実施
  1. 物性値は地震後の土質試験結果を基に設定
  2. ただし，緩んだことが確認できるため，C，φは12%増し，ヤング率は過去のSWより3として700Nから設定
  3. 法尻の大型擁壁はコンクリートの材料を設定
  4. 地盤はHDモデルを利用している
  5. 地震波形はJMA津幡で観測された波形をテニスコート～寄宿舎の方向に射影した波形を利用

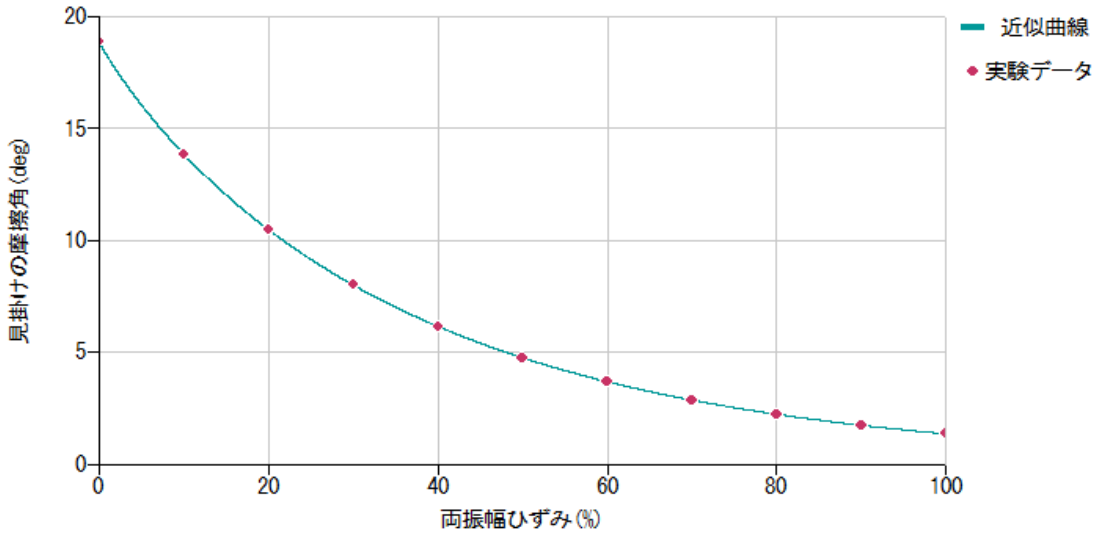


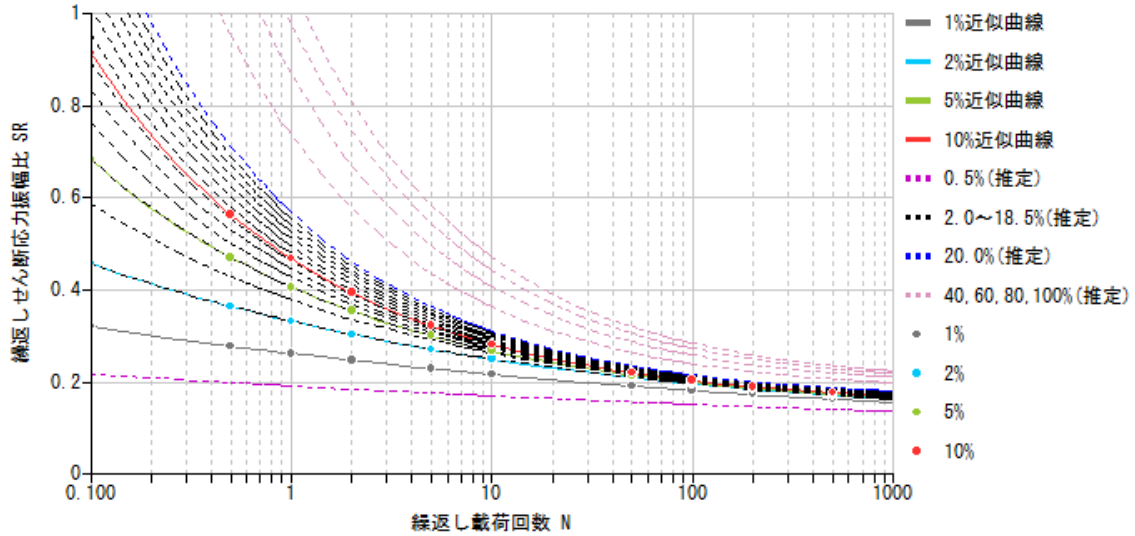
強度低下曲線の設定

盛土材の液状化強度曲線および強度低下曲線には上野ら*の簡易式を用いた

粘土分16.7%, ρd=1.254g/cm3
Fc=55.2%
D50=0.0678
Ip=10.7

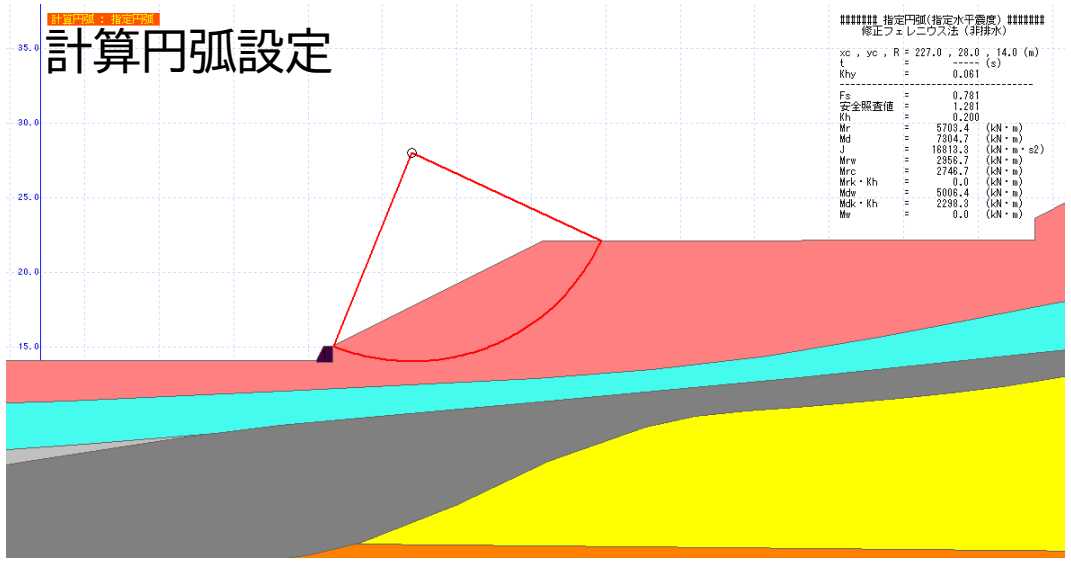






*上野和広, 泉明良, Duttine Antoine, 矢崎澄雄, 堀俊和, 非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度の簡易推定手法, 地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.2, pp.241-256, 2020.

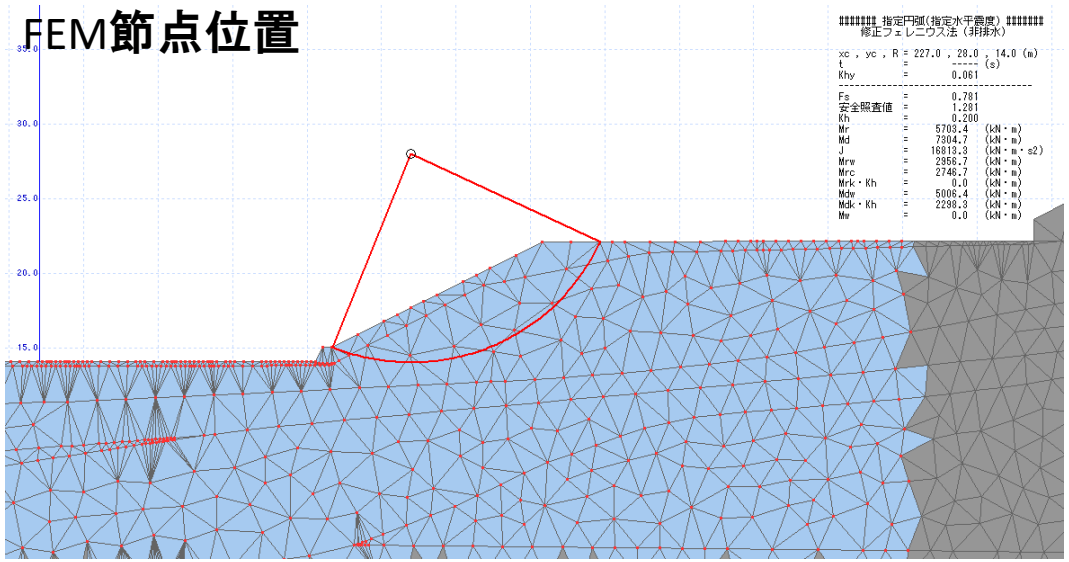
ニューマークD法のモデル

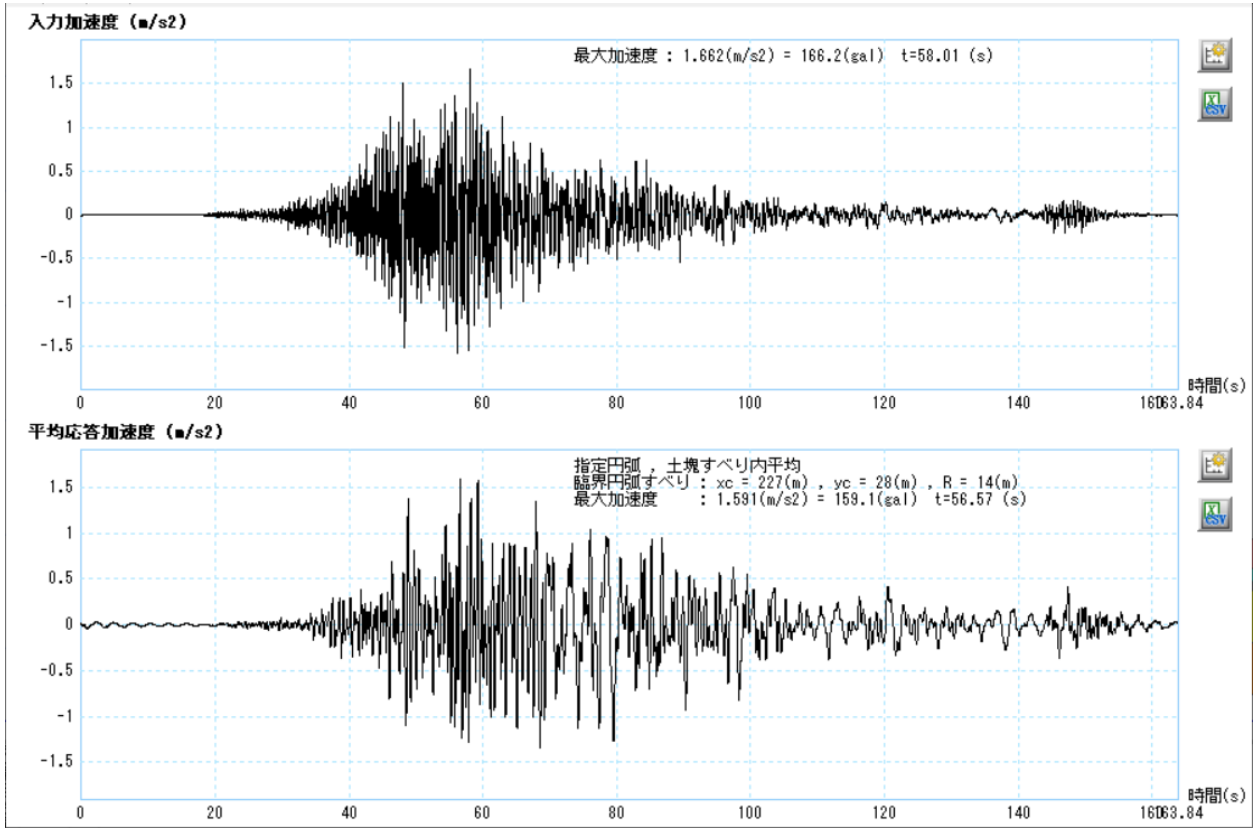


常時Fs = 1.107
地下水位あり
地震時Fs = 0.760 (kh=0.2)
降伏震度　Khy=0.048

参考:地下水位なし
地震時Fs = 1.017 (kh=0.2)

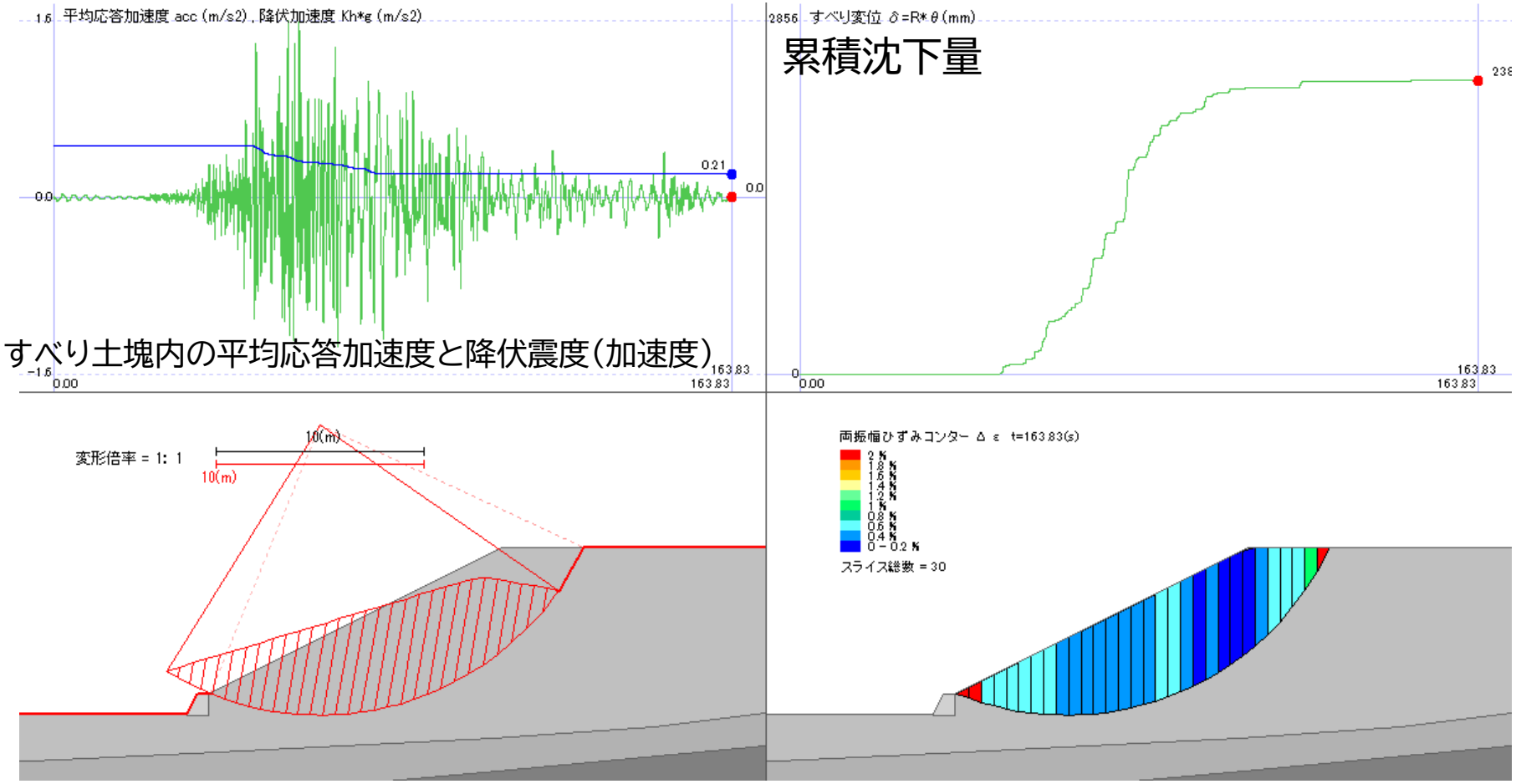
今回は崩壊すべり面位置に円弧を設定した
・繰り返しの場合, もっと深い円弧になる
・地下水位がないとこれに近いすべりはなるが……





入力加速度(引き戻し)と円弧内の平均応答加速度

ニューマークD法の解析結果



法肩・法尻のひずみが生じ，その後，内部にひずみが蓄積していき，すべりを生じ，崩壊に至ったといえる

降伏震度kyは0.048から徐々に低下していき，最終的には0.022まで低下した
これにより，累積沈下量は2.380mとなり，実測2.2m程度と同等の値となった
(参考:強度低下を考慮しない場合には0.815m)
なお，地震後の土質試験結果(C=8 kN/m2，φ=17°)では強度低下なしであっても降伏震度がマイナス値をとるために，非常に大きな沈下量となる

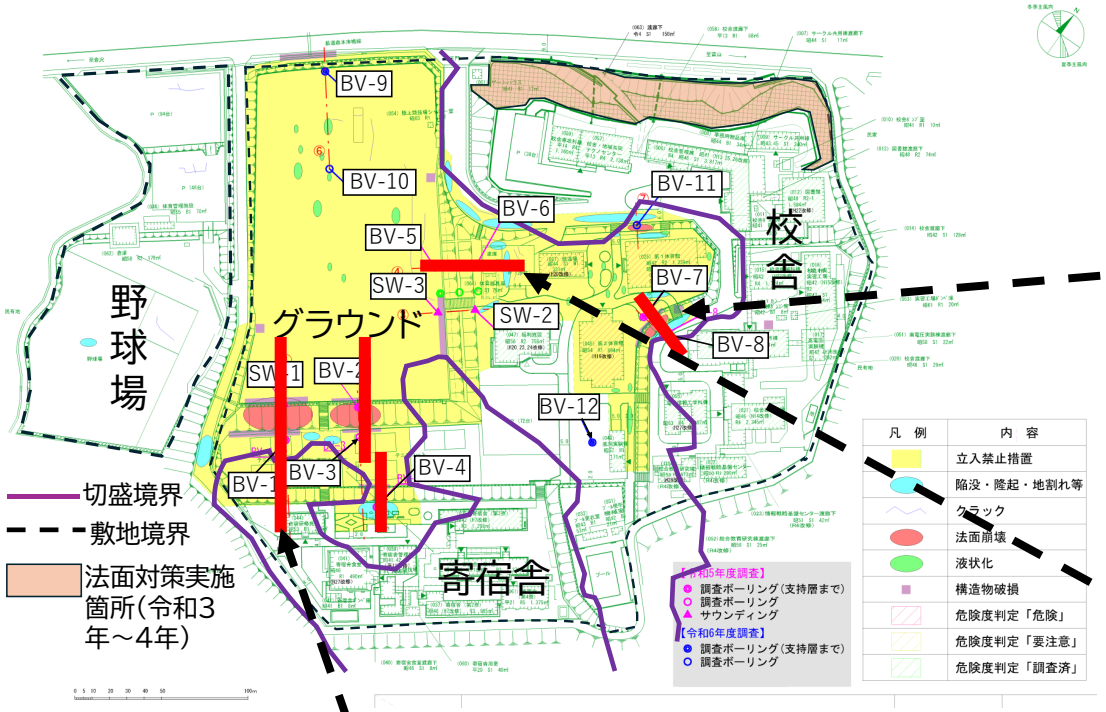
まとめ

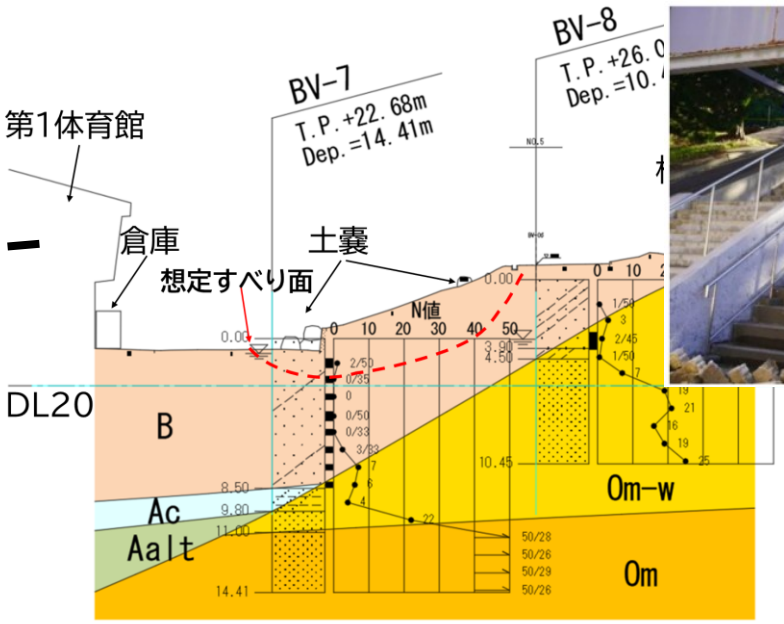
令和6年能登半島地震で生じた石川高専地内の盛土法面の崩壊メカニズムを明らかにするために，
地震時の強度低下を考慮可能な解析手法ニューマークD法を用いてその再現を試みた

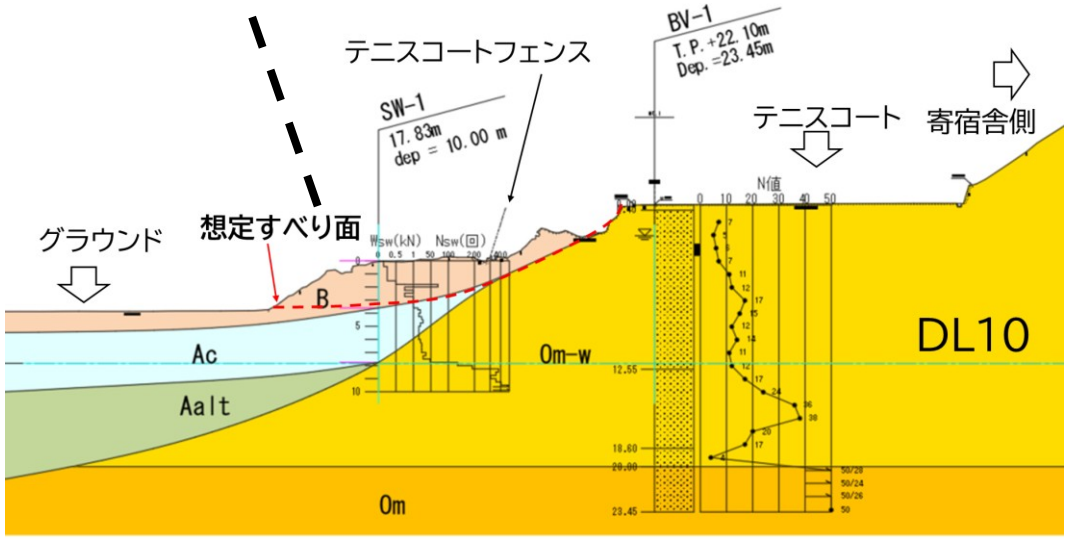
- ニューマークD法により沈下量の再現は可能であった
  - 地震後の強度低下した状態の物性値から割り増して計算
    - 地震後物性からの強度低下予測式があると良い
- 加振に伴う強度低下によってすべり土塊全体としての抵抗力が低下したことで法面が崩壊に至ったと示唆される結果を得た

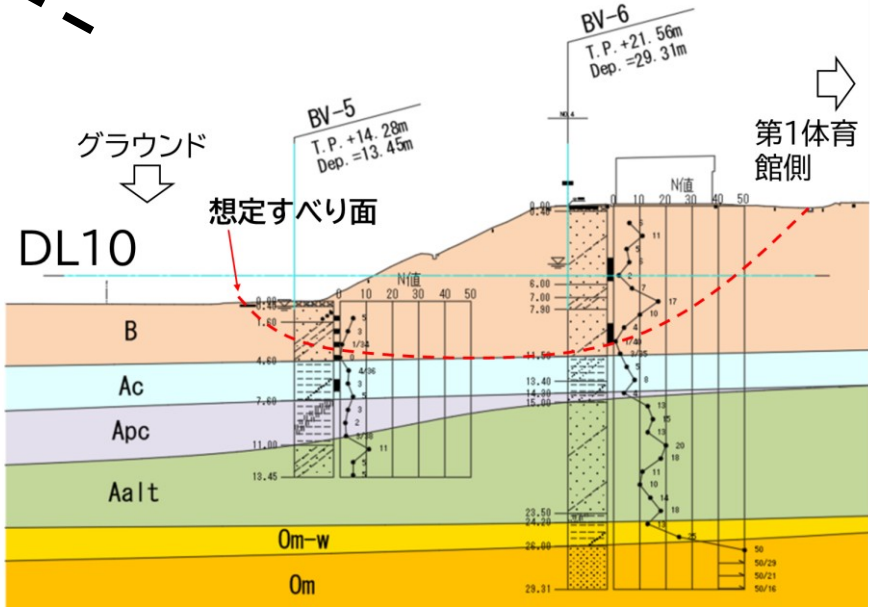
今後は敷地内の他の法面崩壊についても検討していく

今後の検討：例えばテニスコート以外









SERID研究会「技術講演会」

TKP金沢カンファレンスセンター

2025年11月28日(金)13:30 – 14:00

道路・鉄道盛土の地震被害と復旧

ほか

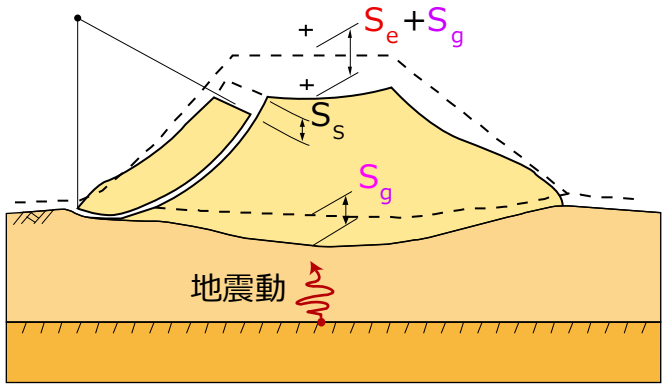
古関　潤一

東京大学名誉教授

本日の内容に関する三つの問い

1. ため池以外の盛土構造物はどのような地震被害を受けてきた？何が原因？
2. Newmark-D法で扱えないものもある？
3. 事後復旧（あるいは事前対策）に際して留意すべき点は？

盛土の地震時沈下量の模式図



剛体すべり（添字s:slide/slip?）

S_s：すべり土塊の滑動による沈下

S_e：盛土本体の揺すり込み沈下*

S_g：（支持）地盤の揺すり込み沈下*

連続体変形(e: embankment?, g: ground?, *:2次元変形も含む)

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（2012）の解説図12.1.1 に加筆

SERID研究会HPの参考資料では：

・盛土・支持地盤の残留変形を**すべり以外の連続体としての変形**と**すべり変形**との2つに分けて考え、
・前者は、せん断層の形成を伴わない非排水繰返し載荷による剛性低下の影響を考慮した**FEM解析**で、
・後者の残留すべり変形は、円弧すべり安定計算に基づく**ニューマーク法**で求める．．．

旧藤沼ダムの最終残留変形

S_g＝0：良好な支持地盤

天端沈下量:

① 破壊モード1: 剛体すべり1により 1.07 m

② 破壊モード3:

剛体すべり3による3.84mと

連続体変形による残留変形により0.56 m

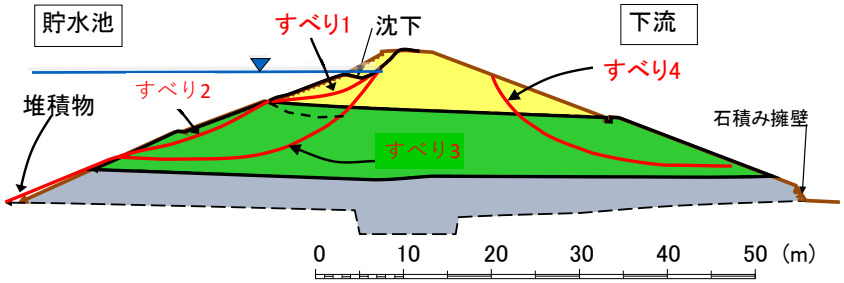
の合計= 4.4 m.

①モード1= 剛体すべり1 だけが生じる
②モード3= 剛体すべり3 + 連続体変形
が独立に生じたと仮定

■天端の総沈下量の最大値=

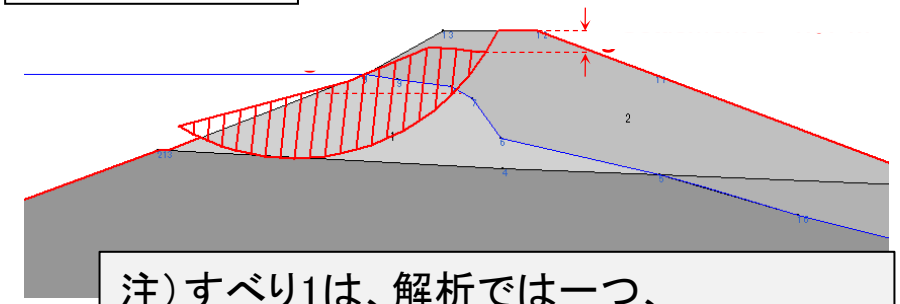
①1.07m + ②4.4 m= **5.47 m**: $S_{s1}+S_{s3}+S_e$

⇒解析結果は実際の現象と矛盾しない



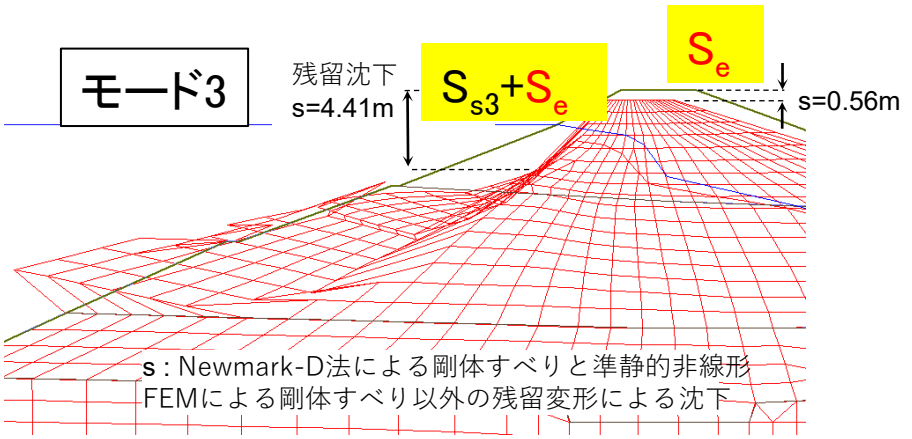
モード1=
剛体すべり1

① s= 1.07 m S_{s1}



注）すべり1は、解析では一つ、
実際は、多数が進行的に生じたと推定

モード3



本日の龍岡先生のスライドに加筆

地震動を受けた堤体の状態

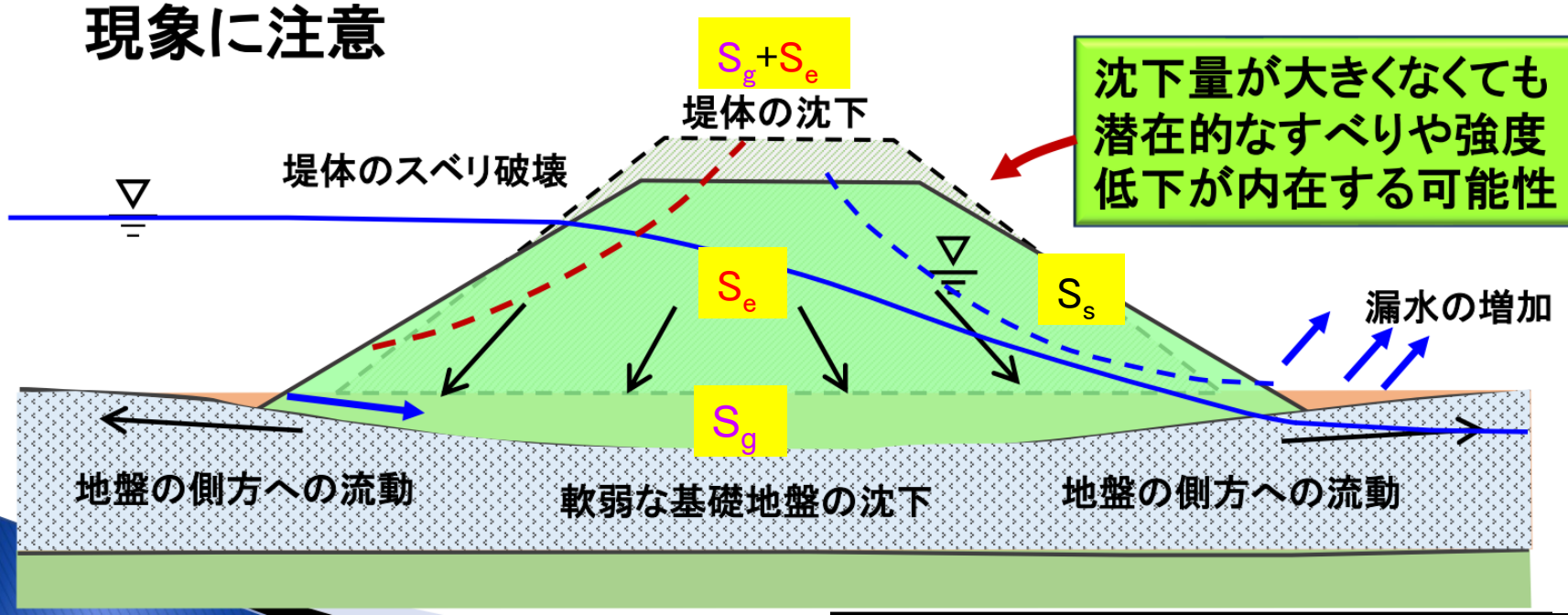
地震時には

- 地震動によって堤体が大きく変形し、緩くなった層が形成される
- 強度が徐々に低下、堤体の変形が数ヶ月に及び進行
- 漏水が徐々に増える
- 地震後しばらく経ってから大きな被害に発展する・・事例もある

- 既存堤体にはダメージが内在している可能性を認識すること
- すべり、沈下、緩み、漏水などの現象に注意

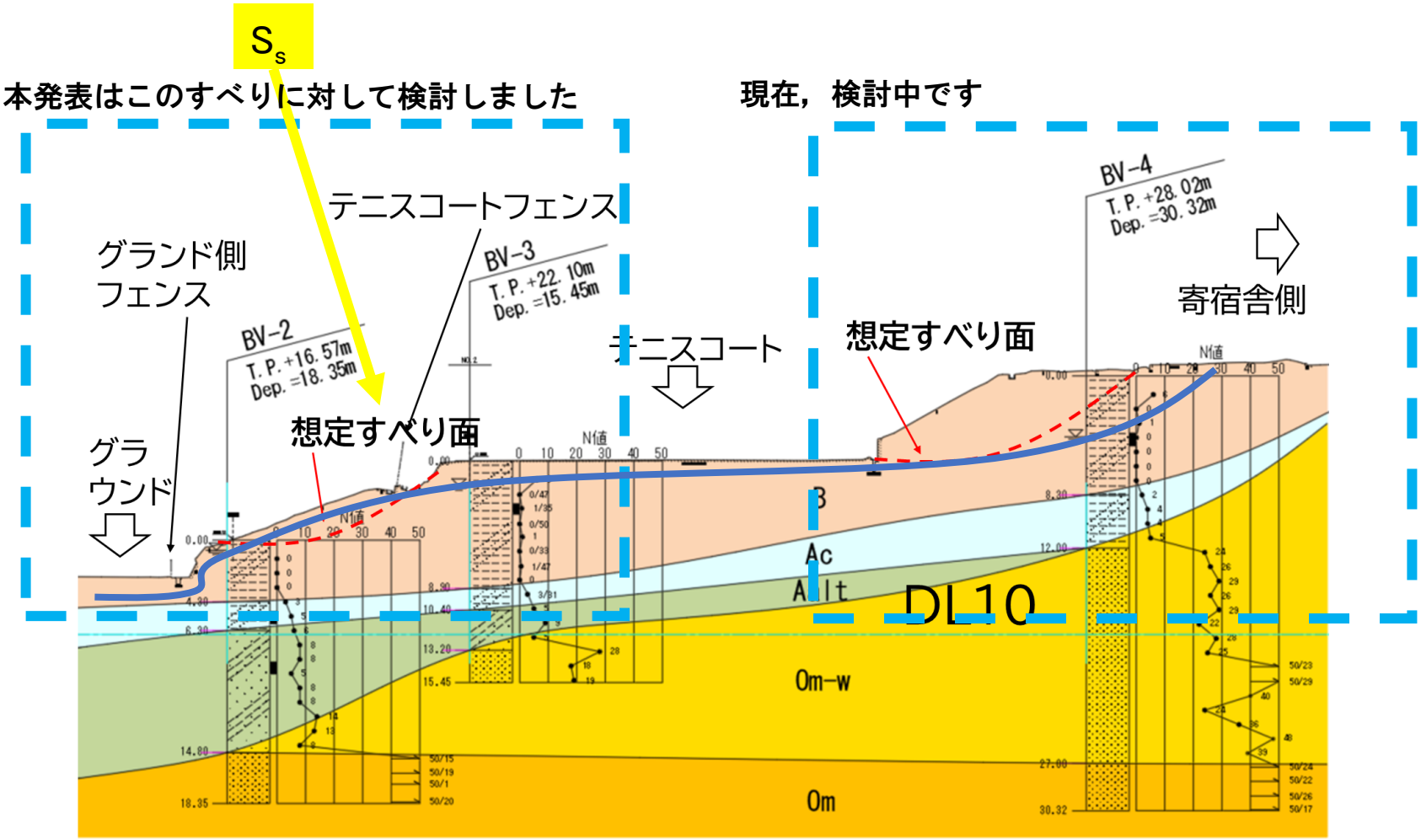
S_gが主体
+S_sも？

堤体のすべり破壊
堤体下の地盤の液状化が主因
一の沢ため池（日本海中部地震）



本日の毛利先生のスライドに加筆

解析対象



本日の新保先生のスライドに加筆

ため池以外では？

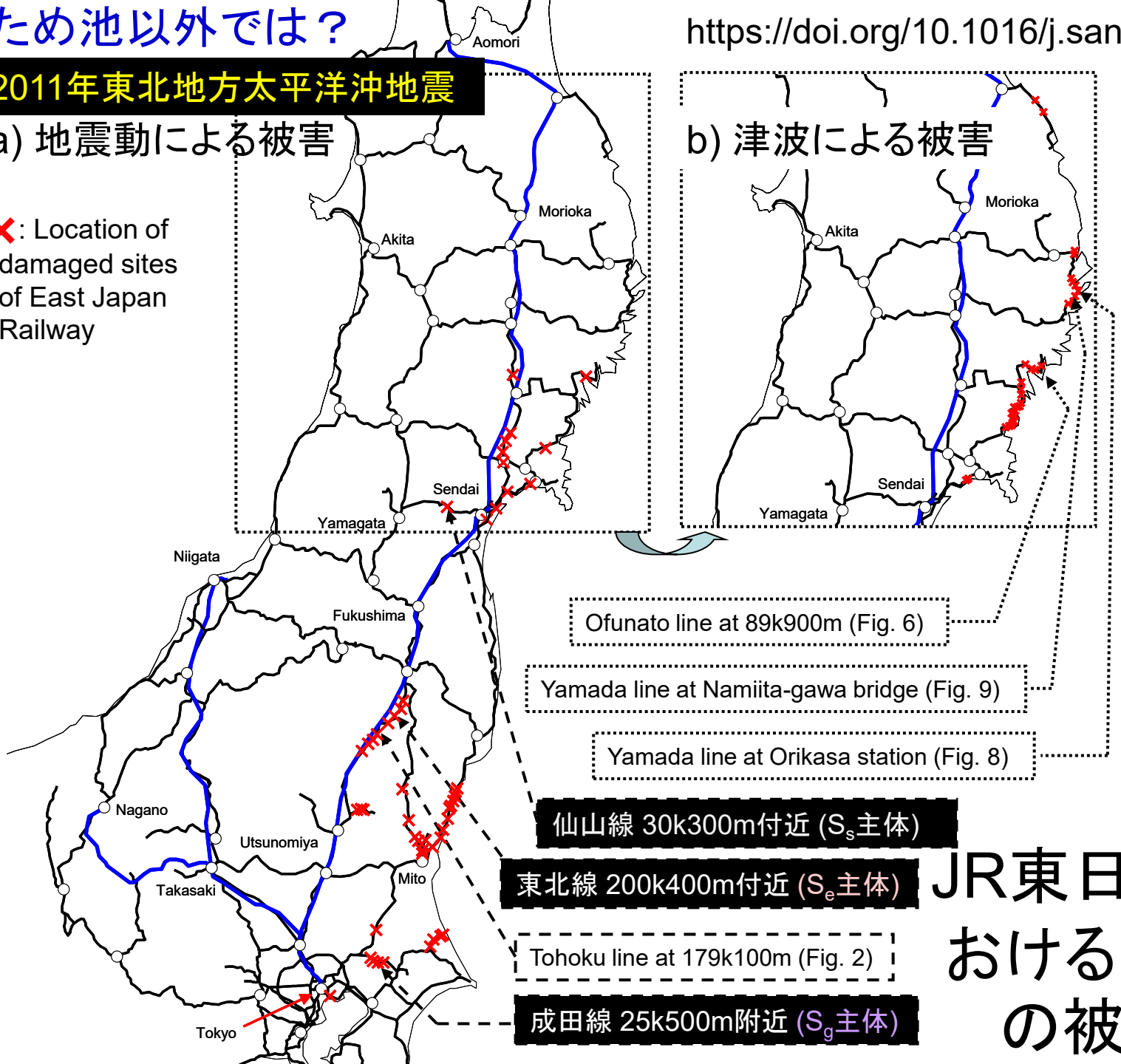
https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.009

2011年東北地方太平洋沖地震

a) 地震動による被害

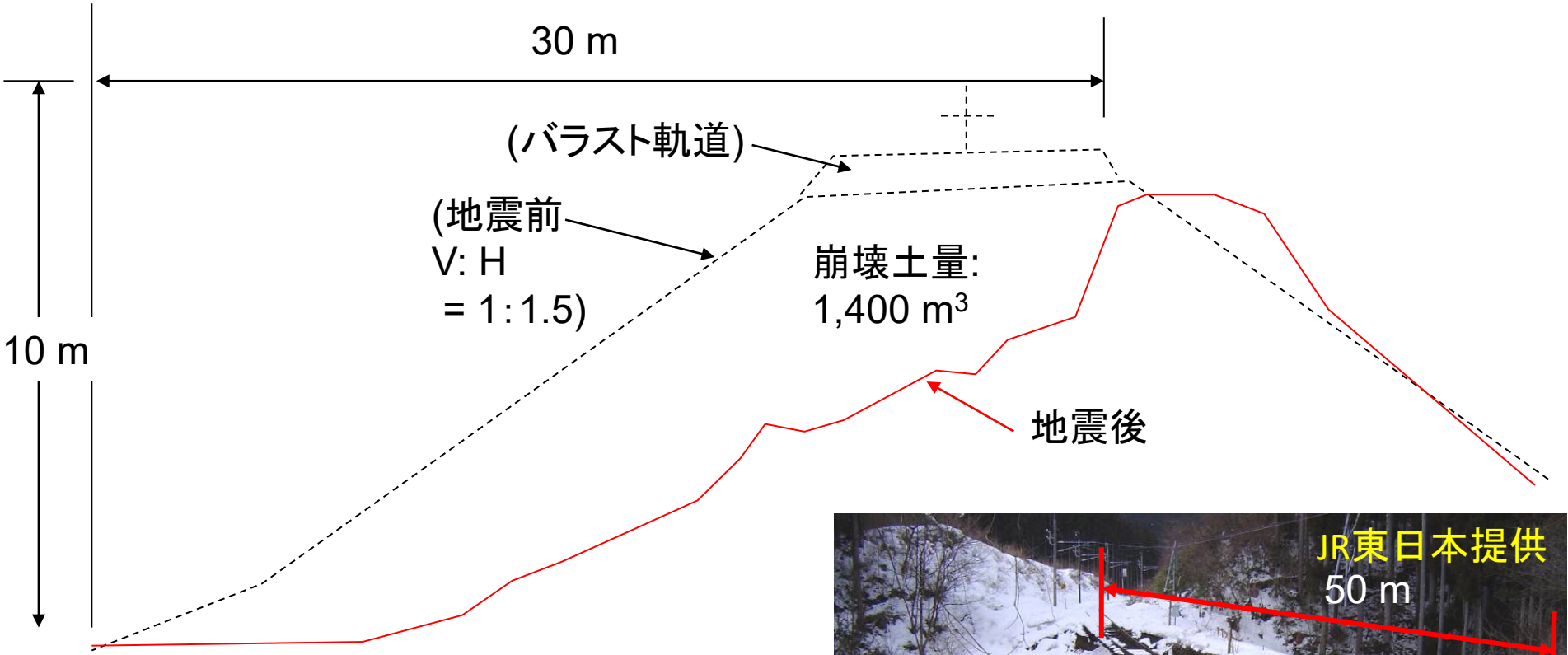
b) 津波による被害

✕: Location of damaged sites of East Japan Railway

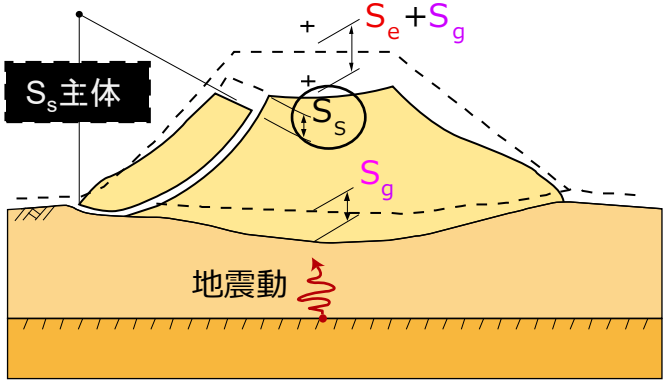


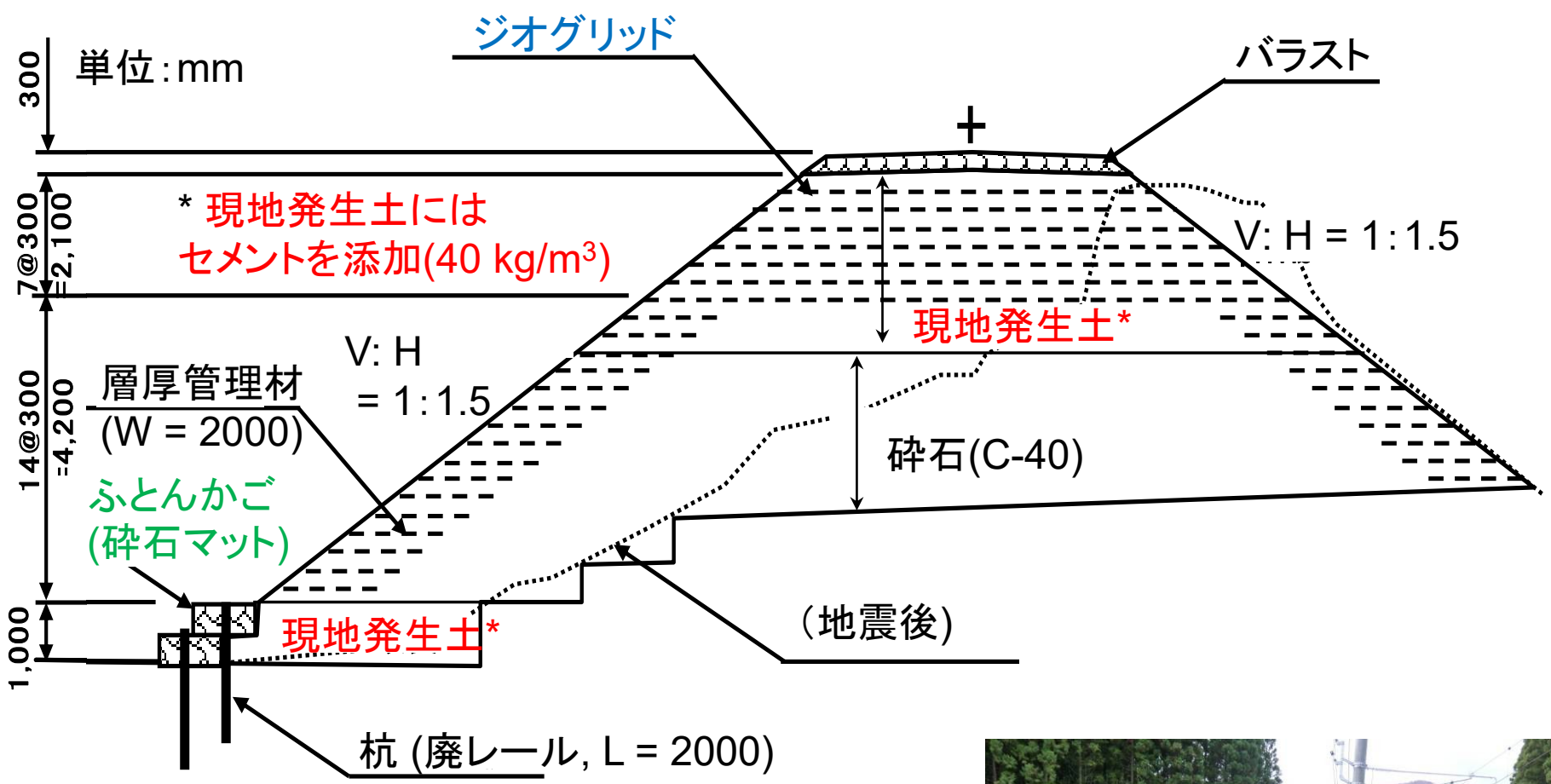
JR東日本管内における土構造物の被害箇所

JR仙山線 30k300m付近（作並～八ツ森）



(Koseki et al., 2012)





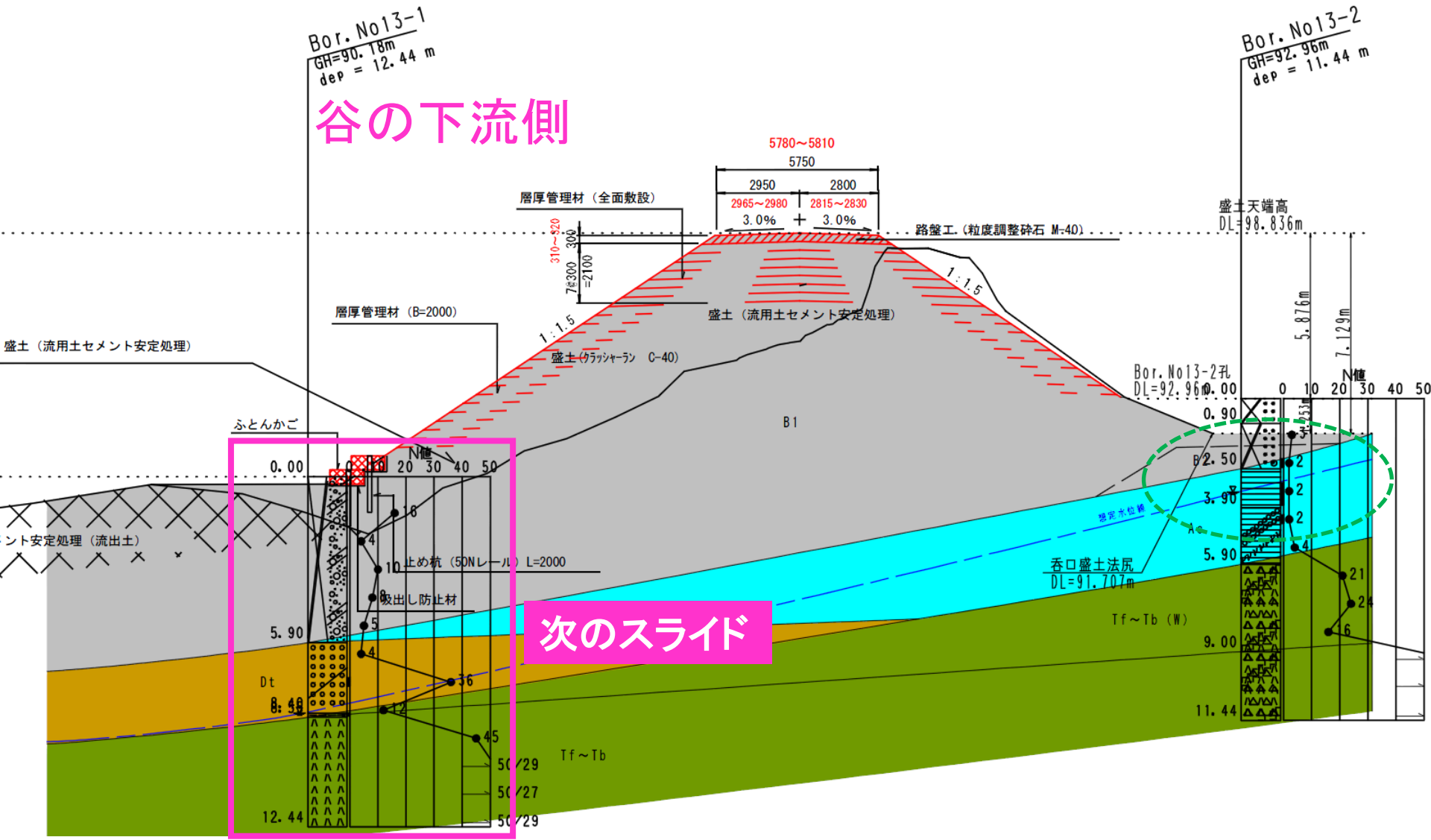
復旧断面

(Koseki et al., 2012)

現地発生土を有効利用しながら
耐震性の高い工法を用いて盛土を再構築
+排水性能を高めて盛土内の地下水位を低下

JR東日本提供

仙山線作並～八ツ森間　(30k300m付近)
地質柱状図

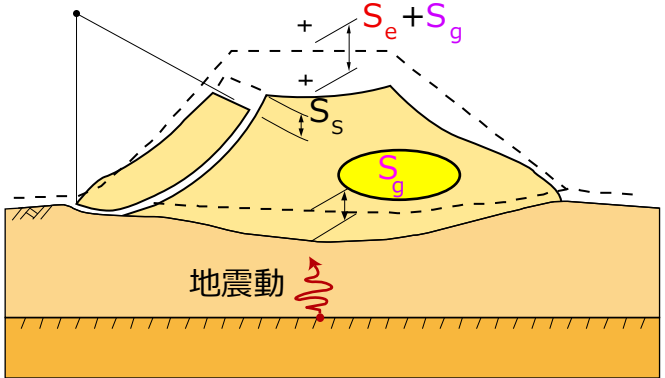


標尺 (m)
標高 (m)
層厚 (m)
深度 (m)
柱状図
土質区分
色調
相対密度
相対稠度
記事
孔内水位(m)／測定月日
標準貫入試験
深度 (m)
10cmごとの打撃回数
0～10
10～20
20～30
打撃回数／貫入量 (cm)
N値
谷の下流側
盛土・粘土質砂礫
褐
緩い～中位
地盤改良された復旧盛土。
全体的に凝灰岩等の軟岩ズリと砂の混合土で粘土質砂礫状を呈する。
岩ズリは、凝灰岩及び泥岩が主で風化によりやや軟質化している。
上位はセメント改良により土砂が固結した箇所が見られる。
盛土
（軟岩ズリ+砂）
復旧前は地下水位が高かった?
粘土混じり礫
褐～緑青灰
緩い～中位～密
崖錐堆積物
崖錐堆積物と推定され、凝灰岩や泥岩等の軟角礫と細粒分が混合した土砂からる。
全体に不均質で、上位境界層付近は巾5cm程度で有機物を含み黒褐色となる。
砂混じりシルト
暗灰
軟質
旧表土
未分解の木根及び有機物を含む砂混じりシルトからなる。
旧表土と推定される。
凝灰岩
青灰
やや固結度が低い軽石混じりの凝灰岩からなる。(軟岩Ⅰ程度)
コアは無水掘りにて土砂状に採取される。
上層1m程度は、風化により褐色に変色する。
9m及び12m付近、局部的に安山岩等の角礫を含み凝灰角礫岩状となる。
5.90
5.90
10/10
8.40
1.15 4 7 5 16/30
1.45 2.15 1 1 2 4/30
2.45 3.15 4 3 3 10/30
3.45 4.15 3 2 3 8/30
4.45 5.15 1 2 2 5/30
5.45 6.15 1 1 2 4/30
6.45 7.15 5 4
7.45 8.15 4 4
8.45 9.15 10 20
9.45 10.15 13 18
10.44 11.15 16 18
11.42 12.15 15 18
12.44
軟岩ズリの風化（スレーキング）による強度低下が地震前から進行？

JR東日本提供

JR成田線安食～小林間(25k500m付近)

(By courtesy of JR East)

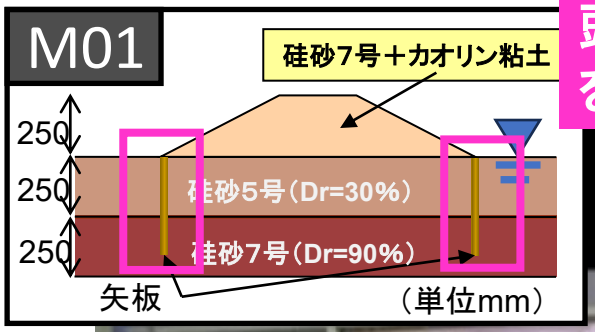


周辺地盤で噴砂発生
⇒盛土支持地盤が液状化

S_g主体

支持地盤の液状化に起因する沈下

（S_g：地盤の揺すり込み沈下 の例）



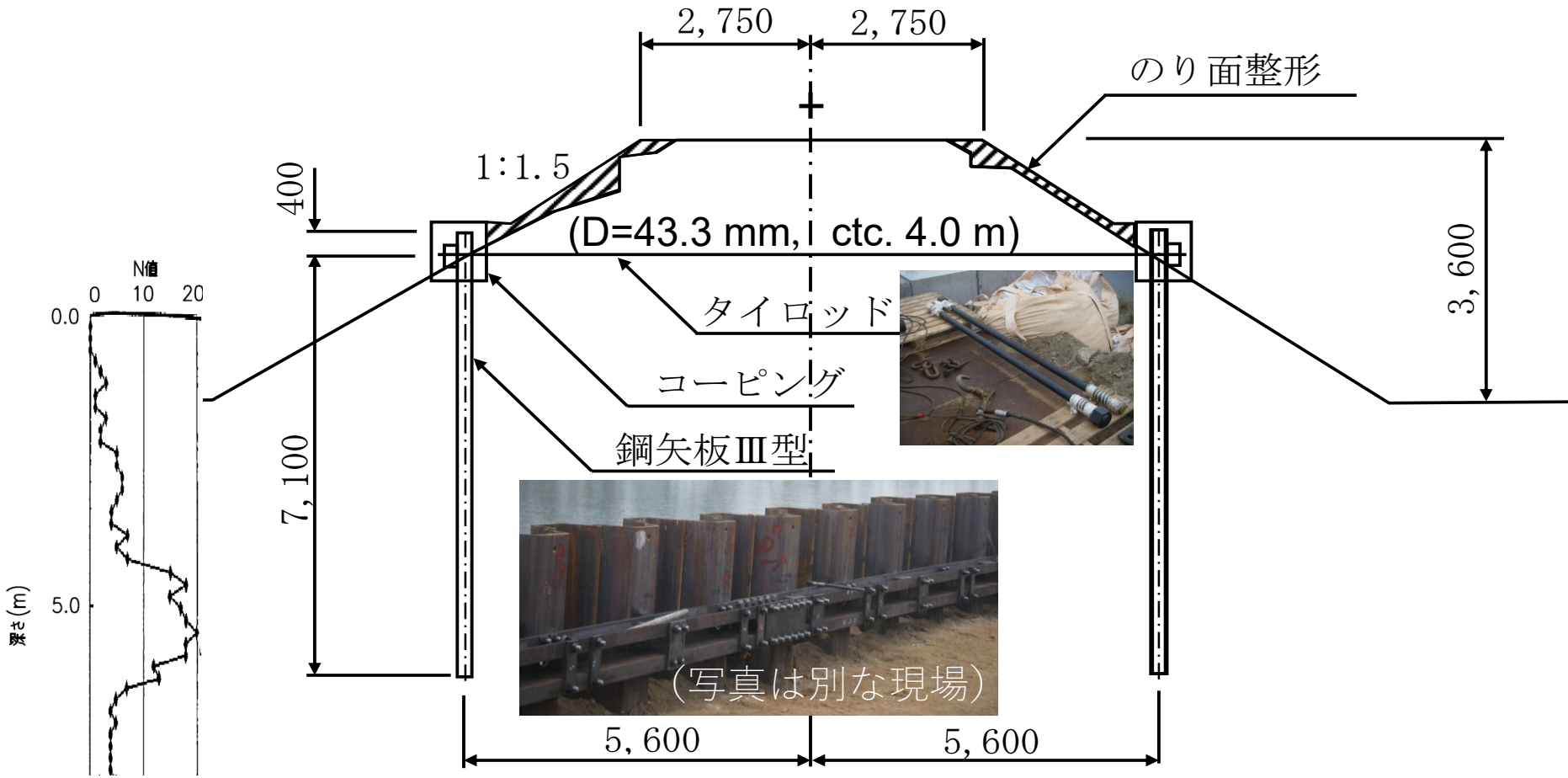
頭部の変位を要固定

金子勝（2010）「鋼矢板で補強した堤防の高水・地震時挙動に関する模型実験」，東大修士論文

復旧断面

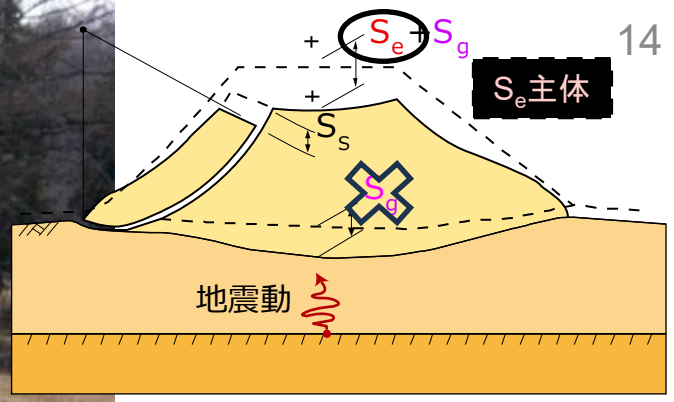
JR成田線安食～小林間 (25k500m付近)

液状化を防止することはできないが、液状化した地盤の変形を抑制できる

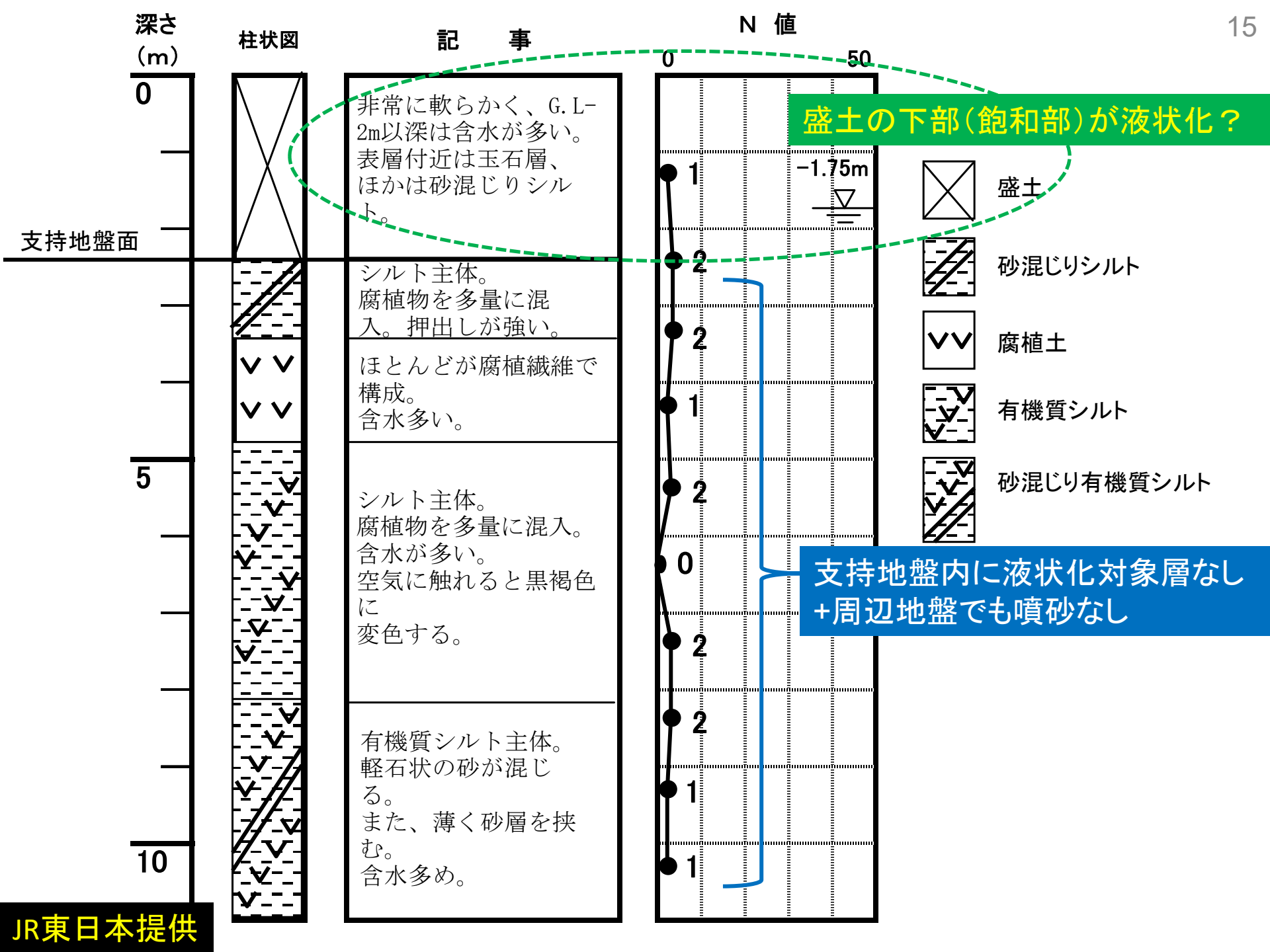


単位: mm

After JR East (2012)



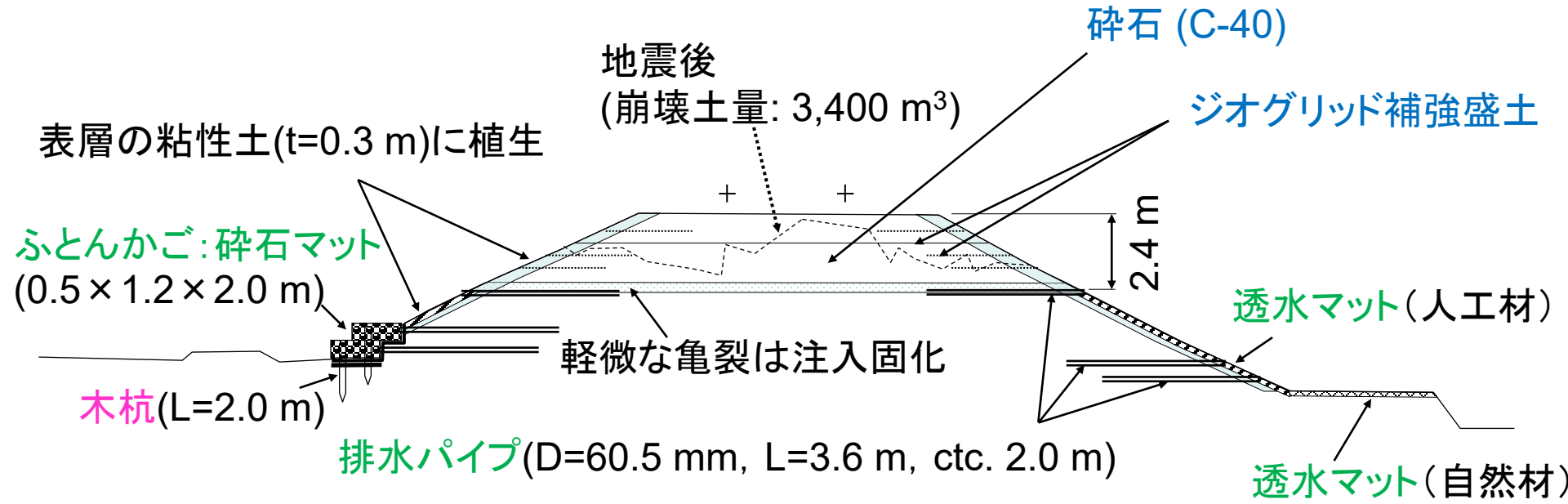
JR東北線泉崎～矢吹間（200k400m付近）


深さ
（m）
柱状図
記　事
N 値
0
50
0
5
10
支持地盤面
非常に軟らかく、G.L-2m以深は含水が多い。表層付近は玉石層、ほかは砂混じりシルト。
シルト主体。腐植物を多量に混入。押出しが強い。
ほとんどが腐植繊維で構成。含水多い。
シルト主体。腐植物を多量に混入。含水が多い。空気に触れると黒褐色に変色する。
有機質シルト主体。軽石状の砂が混じる。また、薄く砂層を挟む。含水多め。
1
2
2
1
2
0
2
2
1
1
-1.75m
盛土の下部（飽和部）が液状化？
盛土
砂混じりシルト
腐植土
有機質シルト
砂混じり有機質シルト
支持地盤内に液状化対象層なし
+周辺地盤でも噴砂なし
JR東日本提供

復旧断面

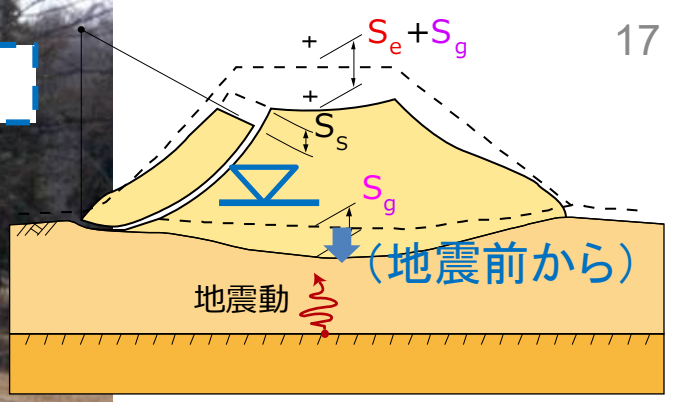
（Koseki et al., 2012）

良質な材料・耐震性の高い工法を用いて上部盛土を再構築
+排水性能を高めて下部盛土内の地下水位を低下



・面状補強材
　Jグリッド（KJV－30W）
・層厚管理材
　アピール(AN－160)

復旧前の下部盛土内になぜ地下水位？

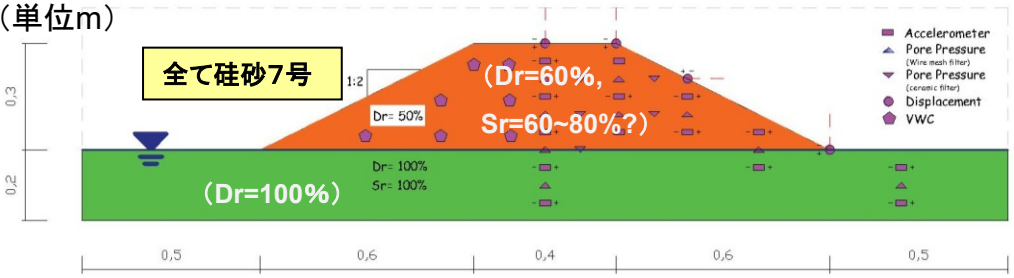


- ✓ 縦断方向からの流入？
- ✓ 支持地盤の圧密沈下？

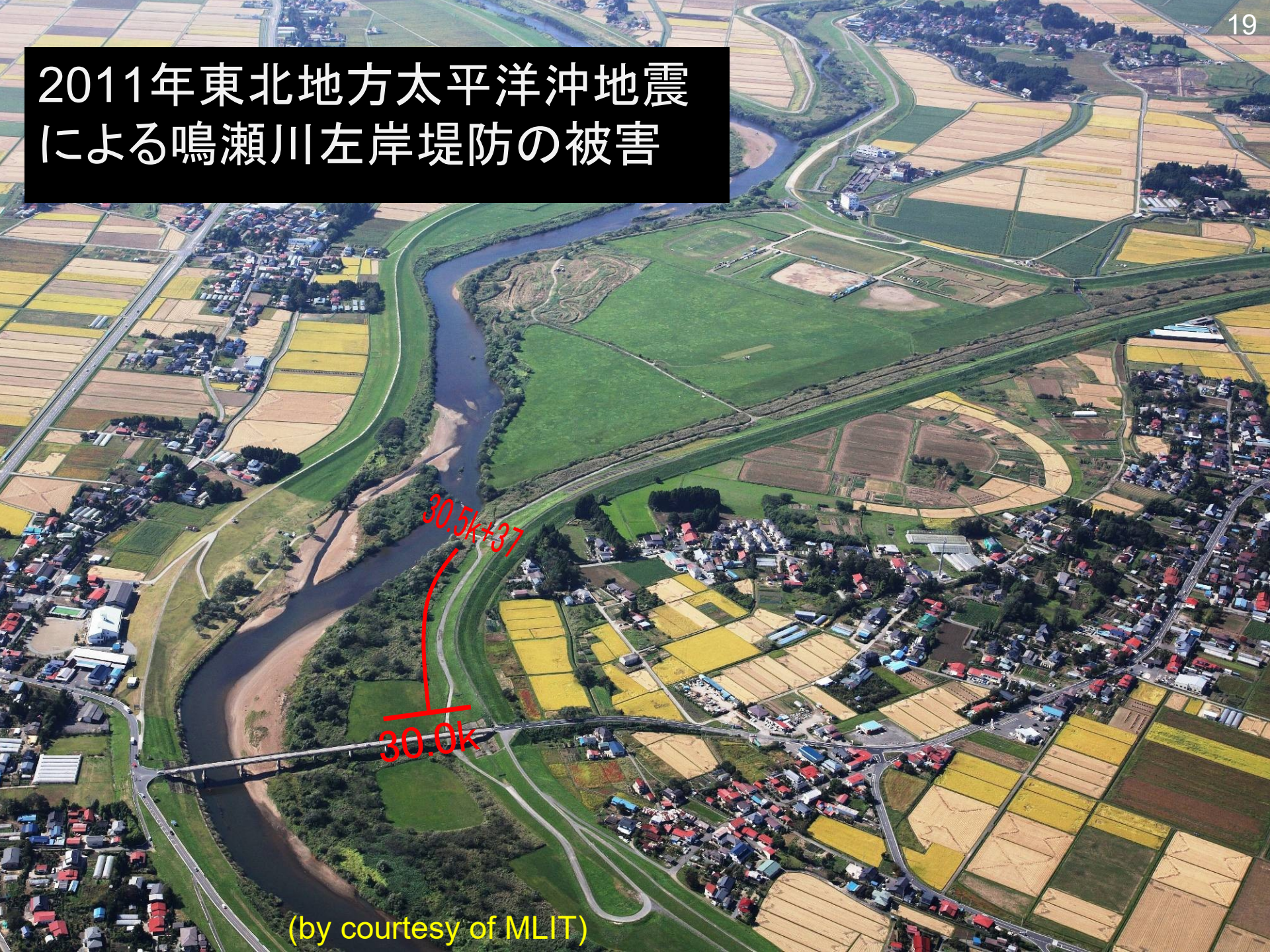
JR東北線泉崎～矢吹間
（200k400m付近）

盛土の(広義の)液状化に起因する沈下

(Se:盛土本体の揺すり込み沈下 の例)



2011年東北地方太平洋沖地震による鳴瀬川左岸堤防の被害



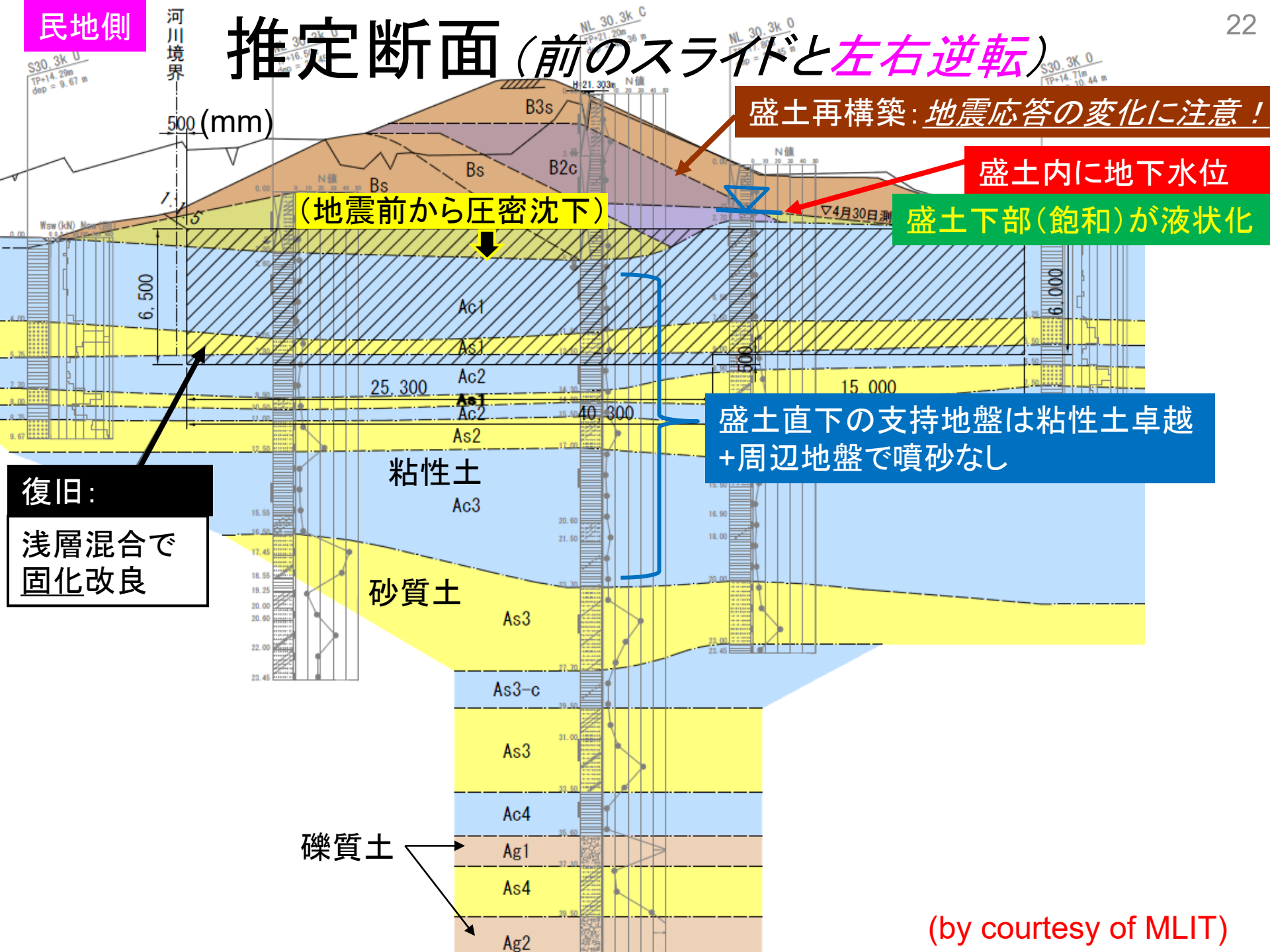
(by courtesy of MLIT)

鳴瀬川
（宮城県内）
5.0m沈下
(by courtesy of MLIT)

被災した鳴瀬川堤防の堤内側の状況

民地側

推定断面（*前のスライドと左右逆転*）

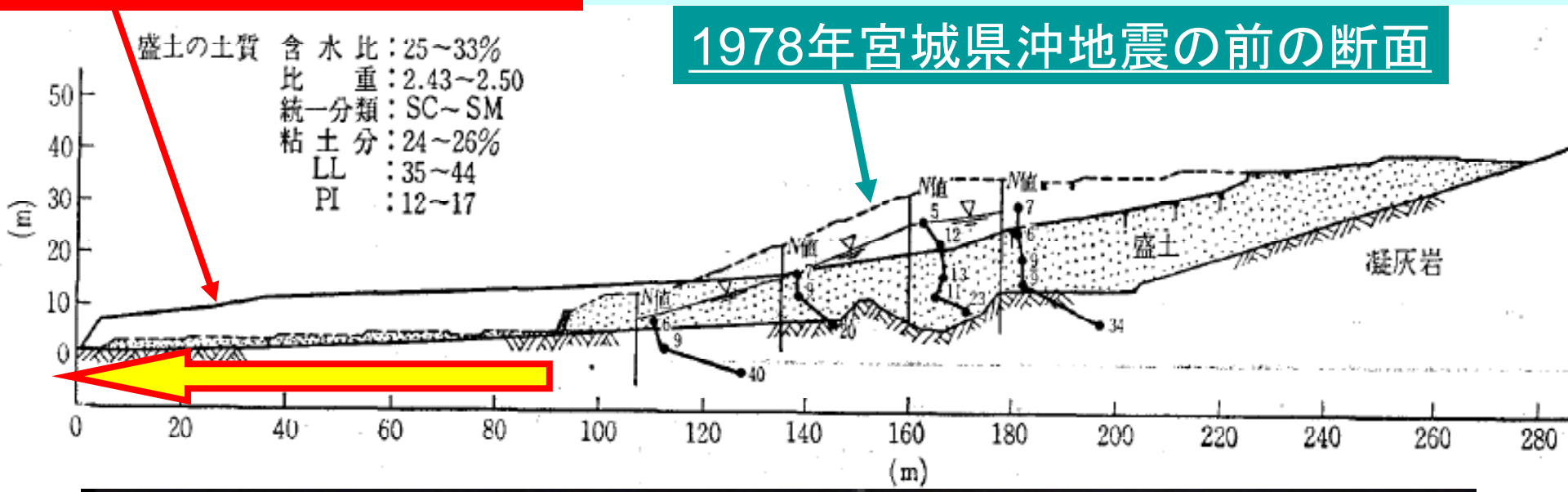


(by courtesy of MLIT)

大規模宅造盛土(*旧 寿山*)の被害

河上ら(1978.12):宮城県沖地震における盛土の被害(土と基礎) より引用

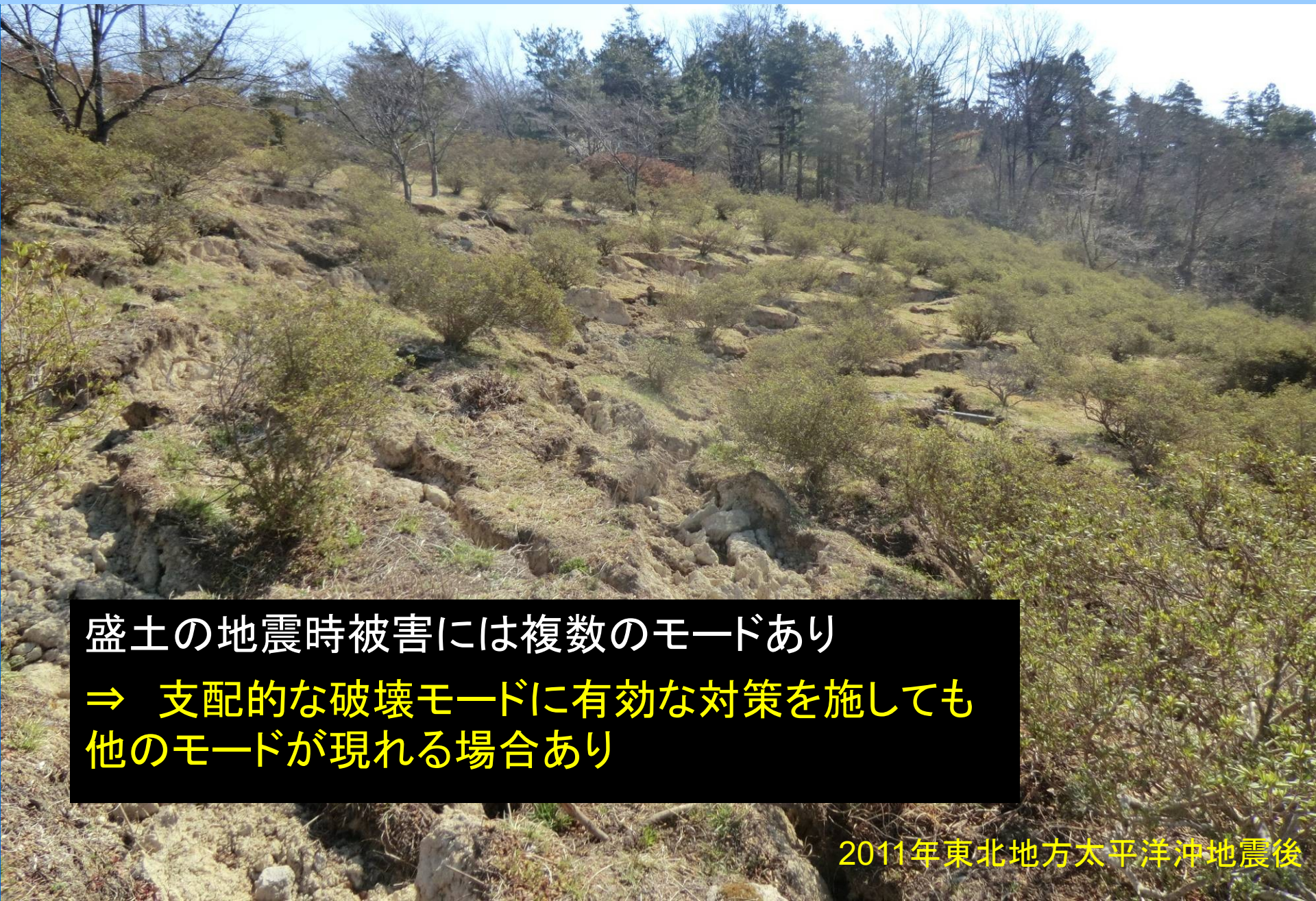
地震後:*流動的*に大崩壊



復旧: 火山灰質盛土内に地下水位⇒集水井で水位低下

集水井周辺の盛土下部は
2011年東北地方太平洋沖地震
では被害なし
30

盛土上部は表層滑り *(1978年地震後に用途変更済)*



盛土の地震時被害には複数のモードあり

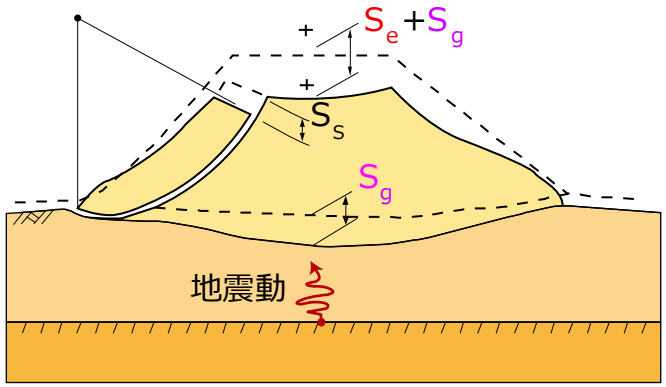
⇒　支配的な破壊モードに有効な対策を施しても他のモードが現れる場合あり

2011年東北地方太平洋沖地震後

ここまでのまとめ

1. 盛土の地震時被害は、複数の変位・変形モードが重なり合う場合あり
2. (広義の)液状化は支持地盤だけでなく盛土本体でも生じる場合あり
3. 盛土内地下水位は支持地盤の沈下や縦断方向からの流入でも生じる
4. 事後復旧・事前対策時には盛土内に地下水位があったら低下させる
5. 支配的な破壊モードに有効な対策を施しても他のモードが現れる場合あり

盛土の地震時沈下量の模式図



剛体すべり

S_s：すべり土塊の滑動による沈下

S_e：盛土本体の揺すり込み沈下*

S_g：（支持）地盤の揺すり込み沈下*

連続体変形

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（2012）の解説図12.1.1 に加筆

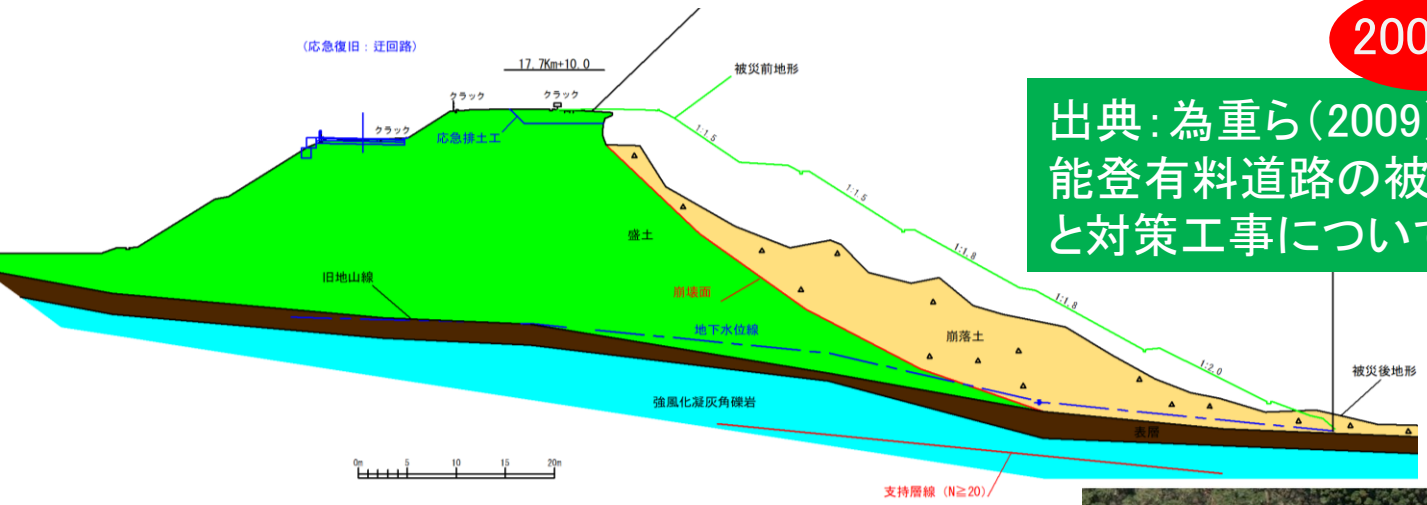
「道路・鉄道盛土の地震被害と復旧」

ほか

速報：のと里山海道（旧　能登有料道路）の道路盛土の逆解析

2007年

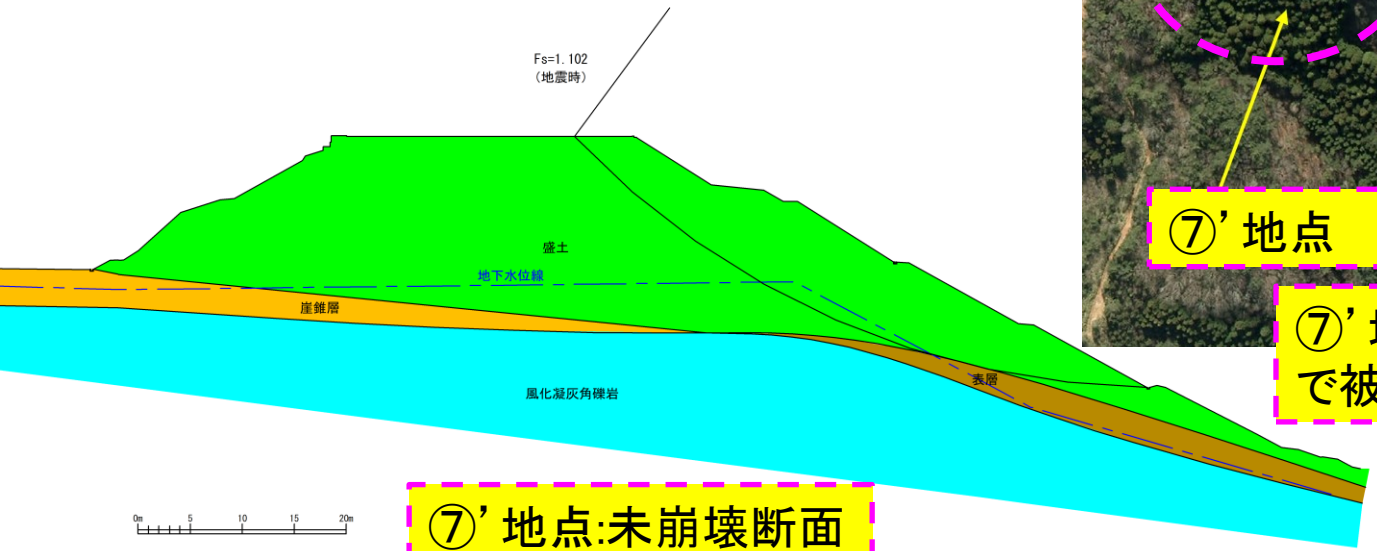
出典：為重ら（2009）「能登半島地震による能登有料道路の被災と復旧－盛土の被害と対策工事について－」



別文献では
「縦-32地点」と表記
（*別所岳SA 南側*）

⑦地点:崩壊断面
（*崩落土砂の末端は法肩から185m下に流下*）

⑦’地点は2024年の地震で被災　⇒追加解析予定



⑦’地点:未崩壊断面
（*地震で亀裂発生*）

速報：のと里山海道（旧　能登有料道路）の道路盛土の逆解析

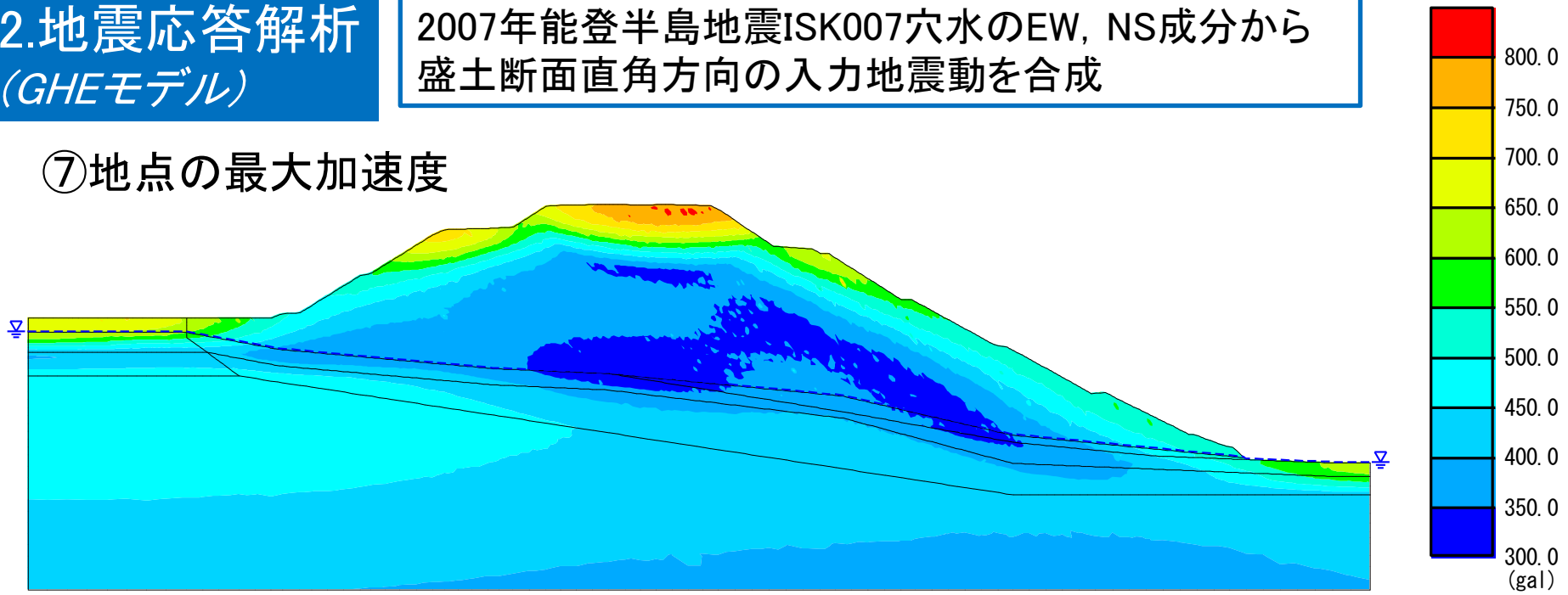
2次元FEM

1.初期応力解析
（Duncan-Changモデルほか）

2.地震応答解析
（GHEモデル）

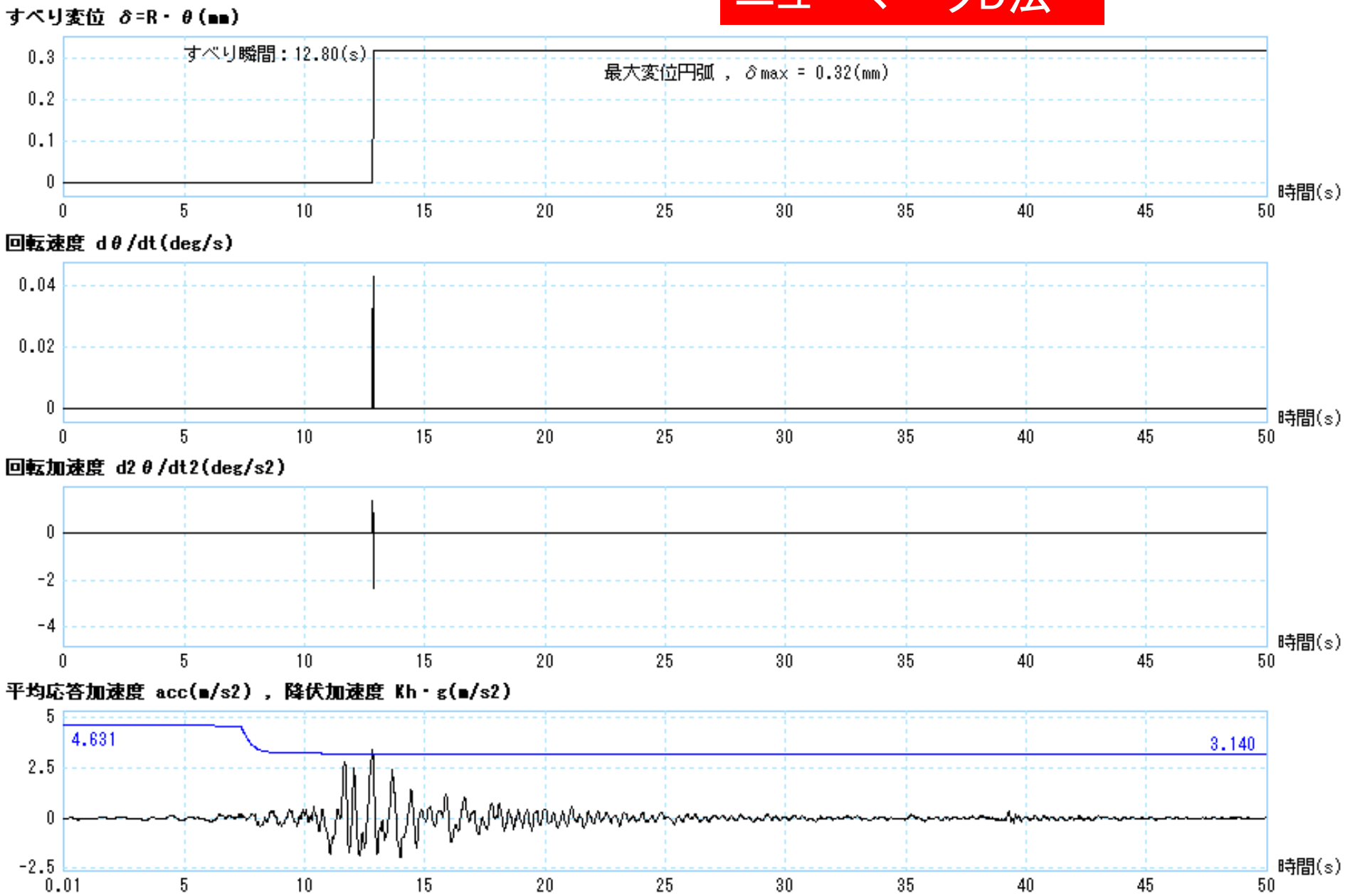
2007年能登半島地震ISK007穴水のEW，NS成分から
盛土断面直角方向の入力地震動を合成

⑦地点の最大加速度



速報：のと里山海道（旧　能登有料道路）の道路盛土の逆解析

ニューマークD法



速報：のと里山海道（旧　能登有料道路）の道路盛土の逆解析

4. ニューマークD法と他のニューマーク法による結果の比較

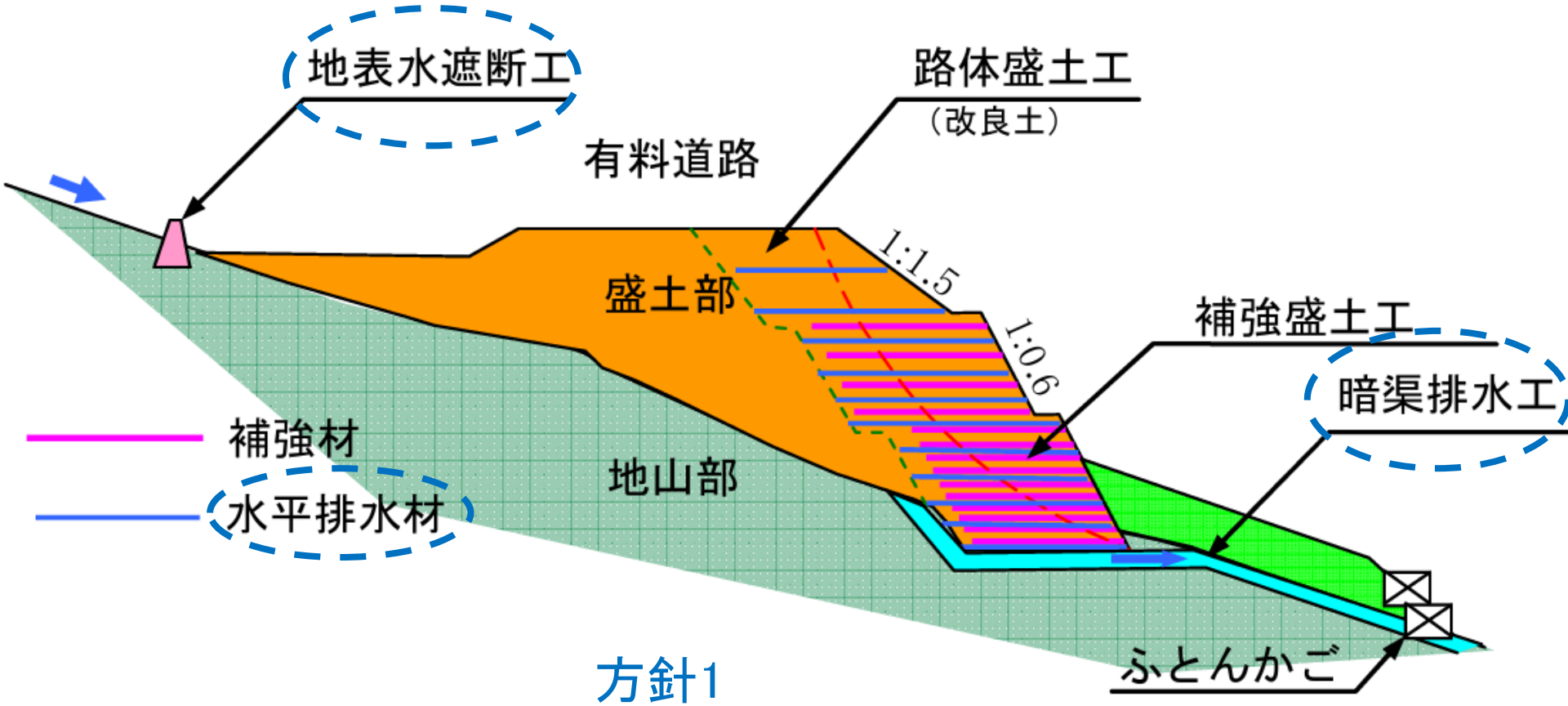
	計算結果（変形量）		
	ニューマーク法	修正ニューマーク法	ニューマークD法
	降伏震度以降、地盤強度が低下しないモデル （RES強度=PEAK強度）	降伏震度以降、瞬時に地盤強度が低下するモデル （RES強度、φ20度、C=0kN/2）	地盤損傷レベルに応じて地盤強度が低下するモデル （一般強度低下モデル）
断面⑦（崩壊断面）	降伏震度：ky＝0.412（平均応答加速度） すべり変形量 δ=24mm	降伏震度：ky＝0.412（平均応答加速度） すべり変形量 δ=122mm	降伏震度：ky＝0.361（平均応答加速度） すべり変形量 δ=582mm
断面⑦‘（未崩壊断面）	降伏震度：ky＝0.463（平均応答加速度） すべり変形量 δ=0mm	降伏震度：ky＝0.463（平均応答加速度） すべり変形量 δ=32mm	降伏震度：ky＝0.442（平均応答加速度） すべり変形量 δ=93mm

ニューマークD法でも変形量を過小評価

- 地震時の地下水位はもっと高かった？（*森本ら，2017*）
- 盛土法尻部の湿潤化により地震前から風化が進行？

本復旧標準断面図（2007年地震後）

出典：為重ら（2009）「能登半島地震による能登有料道路の被災と復旧－盛土の被害と対策工事について－」



方針1

地表水を遮断しつつ
浸透水を盛土底部・内部から排水

⑦地点の復旧状況（2010年8月撮影）

2024年地震では無被災：
強化復旧の効果を実証

方針3：崩壊盛土材を石灰改良し
上部盛土に再利用
＋排水用シート

補強土壁

方針2：
高い耐震性・靭性を有する工法を採用
+急勾配化して土工量低減・時間短縮

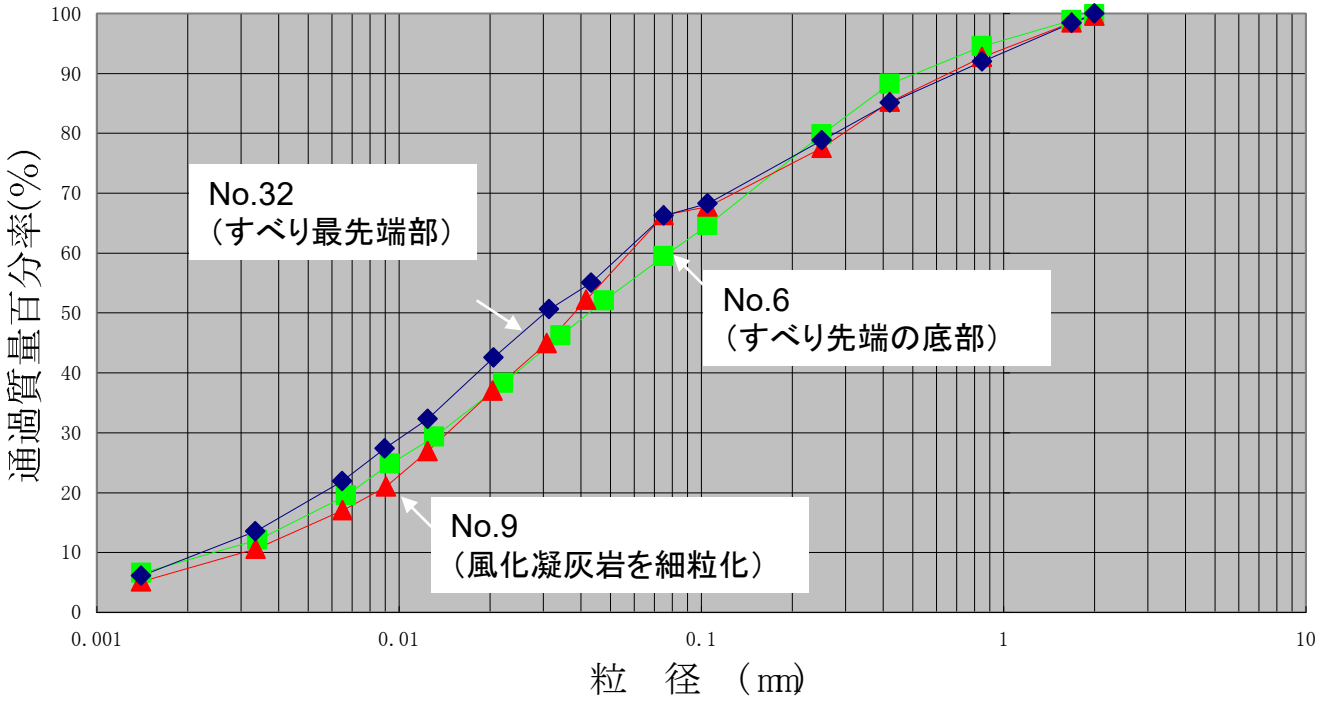
排水用シート

なぜ⑦地点で崩土が長距離流動？

最先端部で試料採取：粘土化（粒度試験）

2007年5月撮影（50日後）

⑦地点のすべり最先端部で採取した粘土化試料と他の試料の粒度の比較

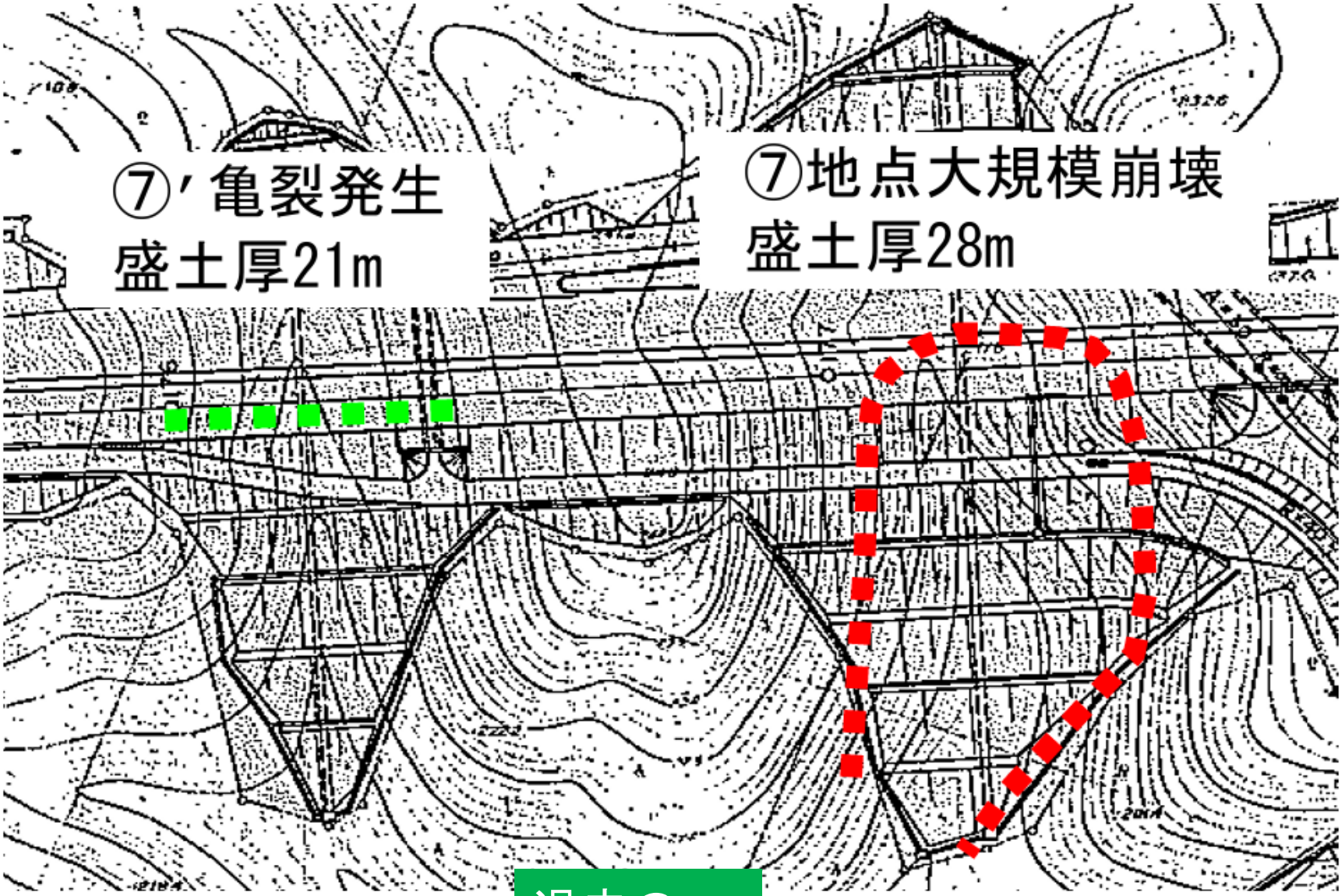


No.32: 砂分：34 %, シルト分：48 %, 粘土分：18 %

すべり先端部の崩土と、盛土材（風化凝灰岩）を細粒化させた試料の粒度分布はほぼ一致

→もとは同じ材料と考えられる

盛土法尻部の湿潤化により地震前から風化が進行して粘土化？



過去の
点検結果

盛土末端から
湧水、湿潤化

路面亀裂
法尻湿潤・軟弱

為重ら
（2009）
に加筆

速報のまとめ

1. 2007年能登半島地震による谷埋め道路盛土の崩壊/未崩壊事例の逆解析を実施中
2. 2次元FEM+ニューマークD法により他のニューマーク法より妥当な結果（*過小評価について今後検討*）
3. 崩壊地点は地表・浸透水対策+下部補強土壁,上部改良盛土で強化復旧（*2024年地震で効果実証*）
4. 点検時には盛土のり尻部の湧水・湿潤状況や風化の有無の把握が重要

ご清聴ありがとうございました

ニューマークD法で用いる強度低下モデルとその更新

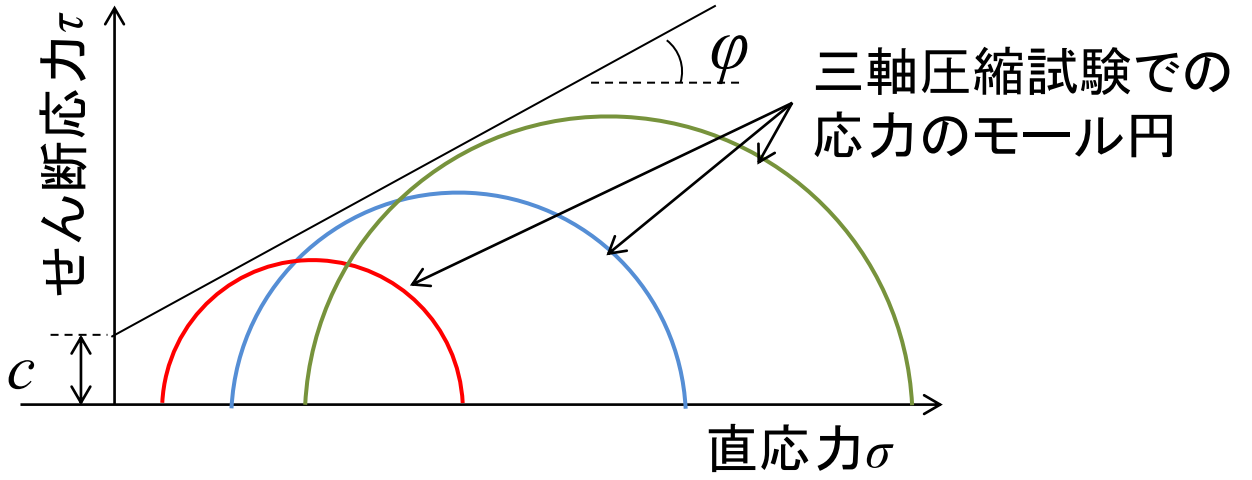
国立大学法人　島根大学
学術研究院　環境システム科学系
上野和広

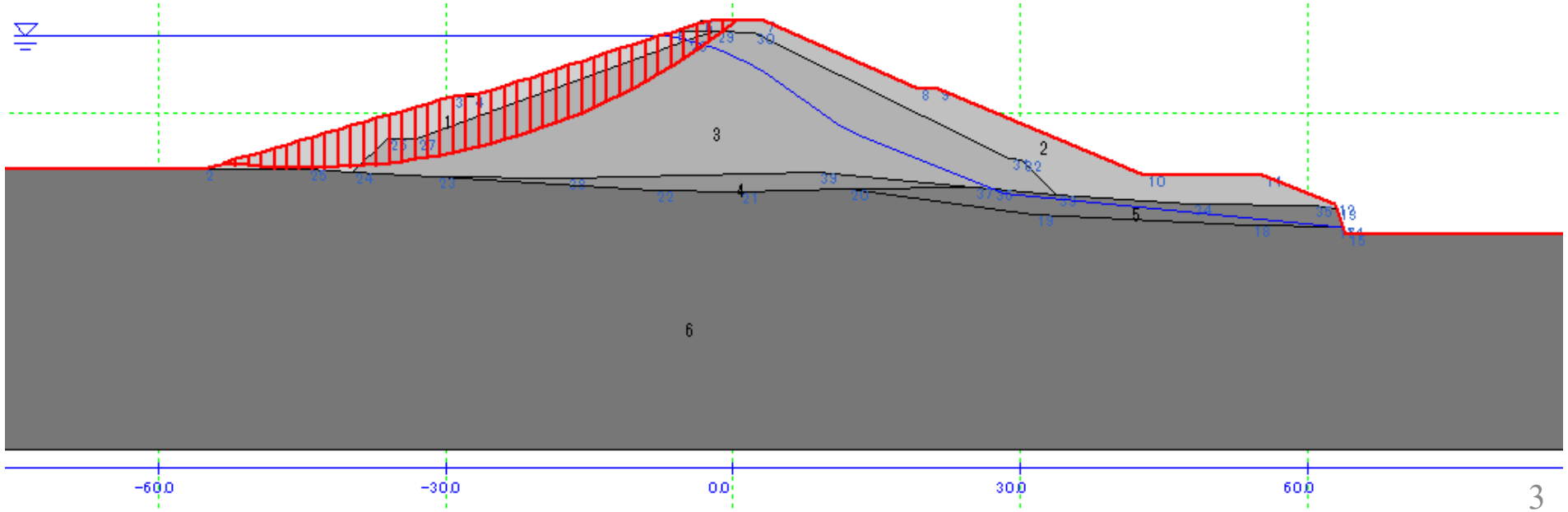
2025/11/28

ため池の安全性評価

■円形すべり面スライス法による安定解析

■強度定数
- 見掛けの粘着力c
- 内部摩擦角φ



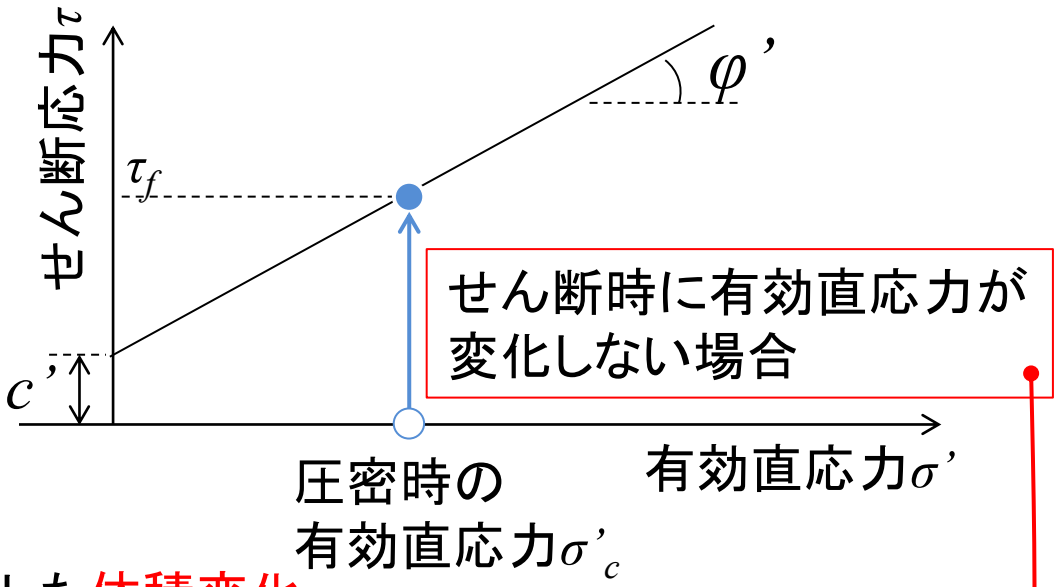


強度定数c, φ（有効応力，全応力）

■強度定数とせん断強度の関係

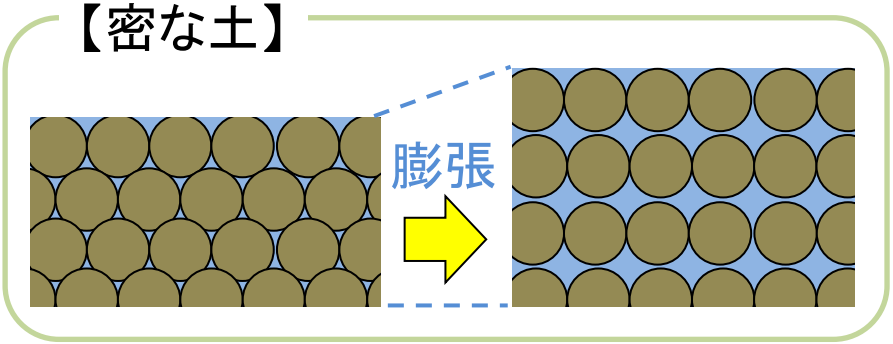
$$\tau_{fd} = c' + \sigma'_c \cdot \tan\phi'$$

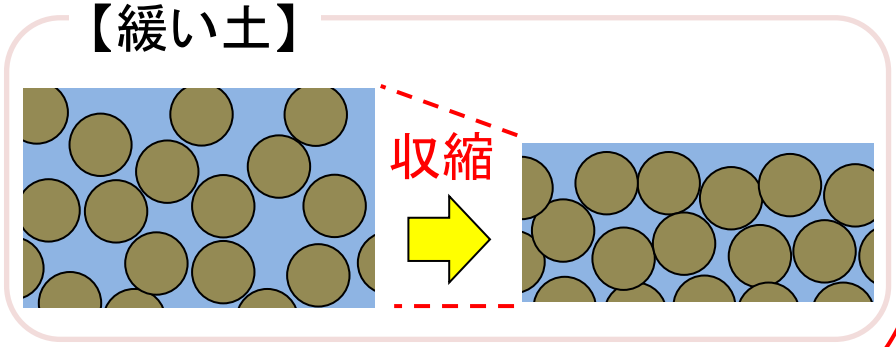
（有効応力表示）



■土は粒状体

せん断時にダイレタンシーに起因した体積変化





有効応力表示のφ ’およびc ’は排水状態での強度

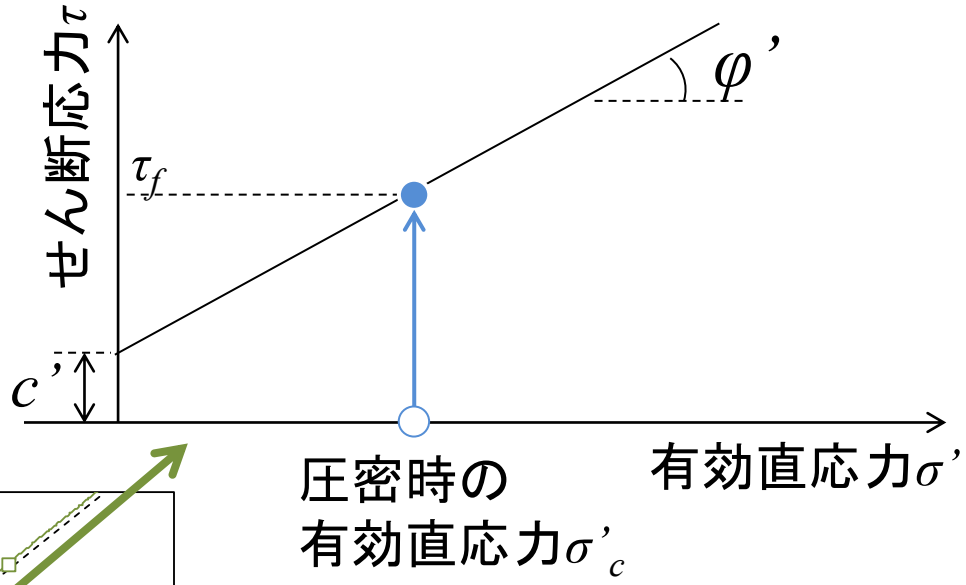
地震時は短期的には非排水状態

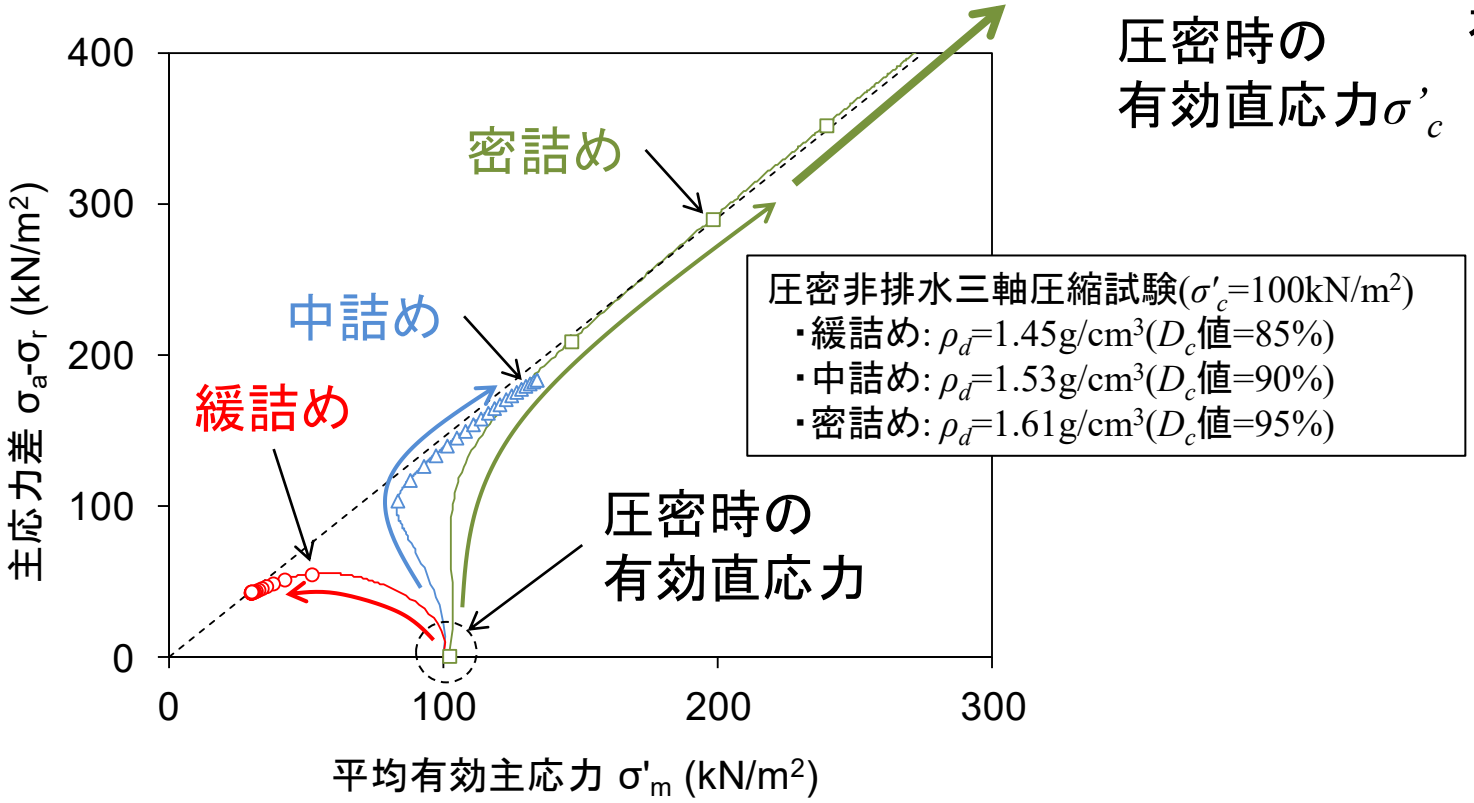
非排水状態での土のせん断時挙動

■強度定数とせん断強度の関係

$$\tau_{fd} = c' + \sigma'_c \cdot \tan\phi'$$

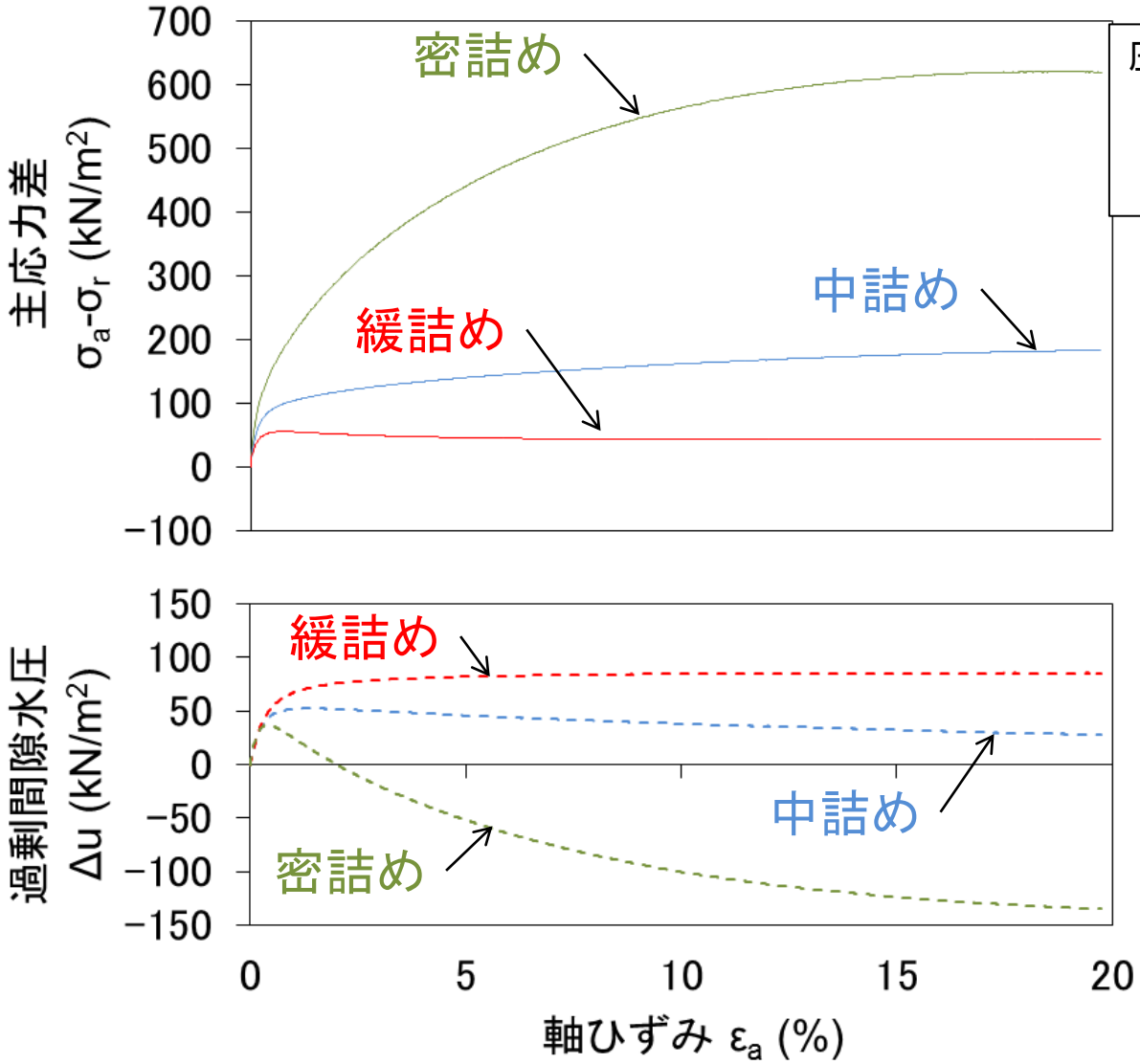
（有効応力表示）





非排水状態での土のせん断時挙動

■有効応力の変化 → ダイレタンシーによる間隙水圧の変化



圧密非排水三軸圧縮試験(σ'_c=100kN/m²)
- 緩詰め: ρ_d=1.45g/cm³(D_c値=85%)
- 中詰め: ρ_d=1.53g/cm³(D_c値=90%)
- 密詰め: ρ_d=1.61g/cm³(D_c値=95%)

【緩い土】

間隙水圧が上昇

↓

有効応力が減少

【密な土】

間隙水圧が減少

↓

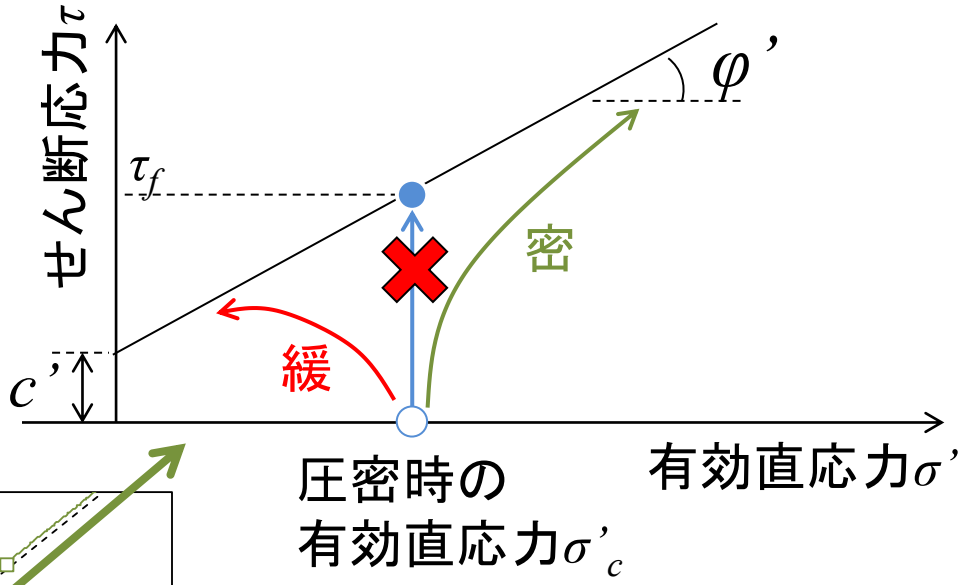
有効応力が増加

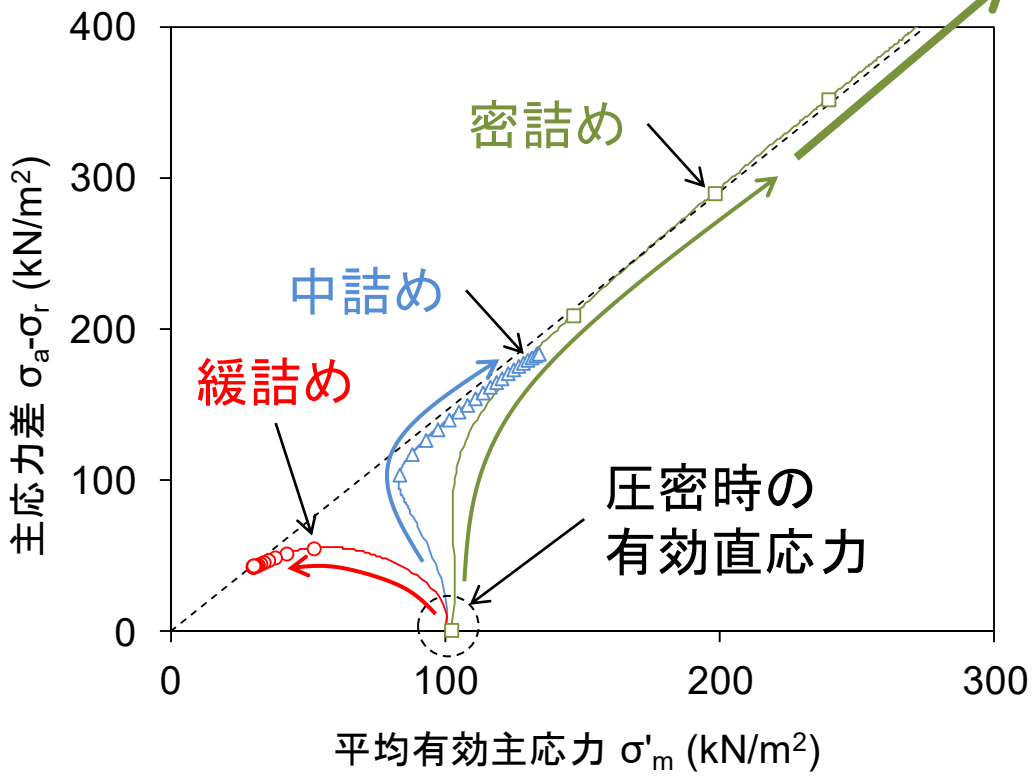
非排水状態での土のせん断時挙動

■強度定数とせん断強度の関係

$$\tau_{fd} = c' + \sigma'_c \cdot \tan\phi'$$

（有効応力表示）





■有効応力の強度定数を使用

せん断時に変化する有効直応力の変化（間隙水圧の変化Δu）を精度良く推定する必要

$$\tau_{fd} = c' + \left(\sigma'_c - \Delta u\right) \cdot \tan\phi'$$

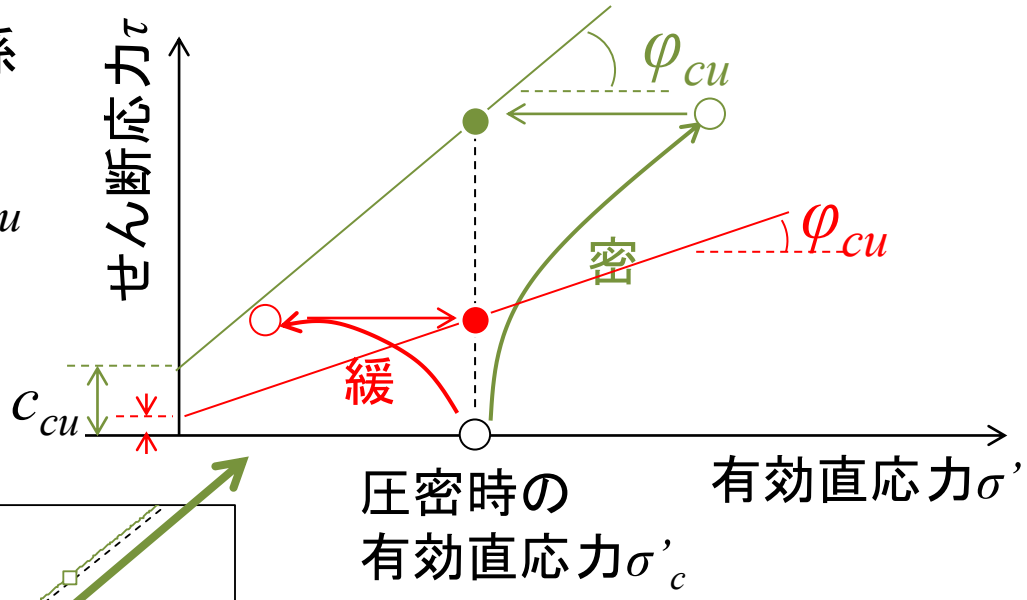
■c', φ' → 全応力表示 c_{cu}, φ_{cu}

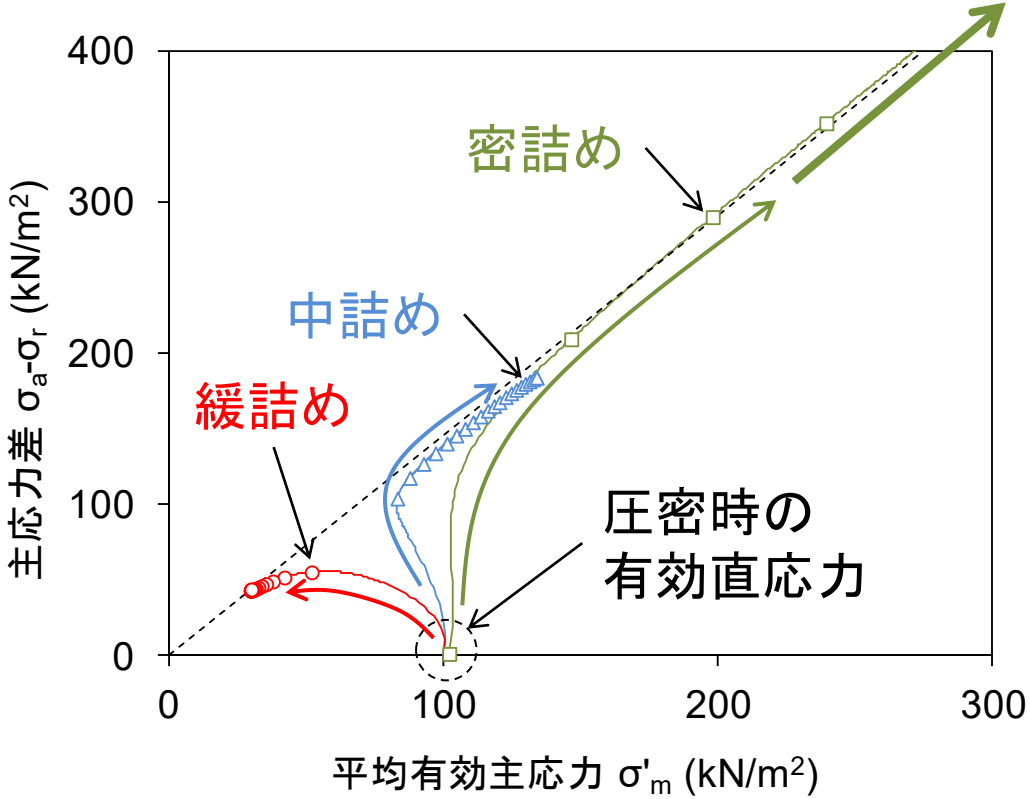
非排水状態での土のせん断時挙動

■強度定数とせん断強度の関係

$$\tau_{fd} = c_{cu} + \sigma'_c \cdot \tan\phi_{cu}$$

（全応力表示）

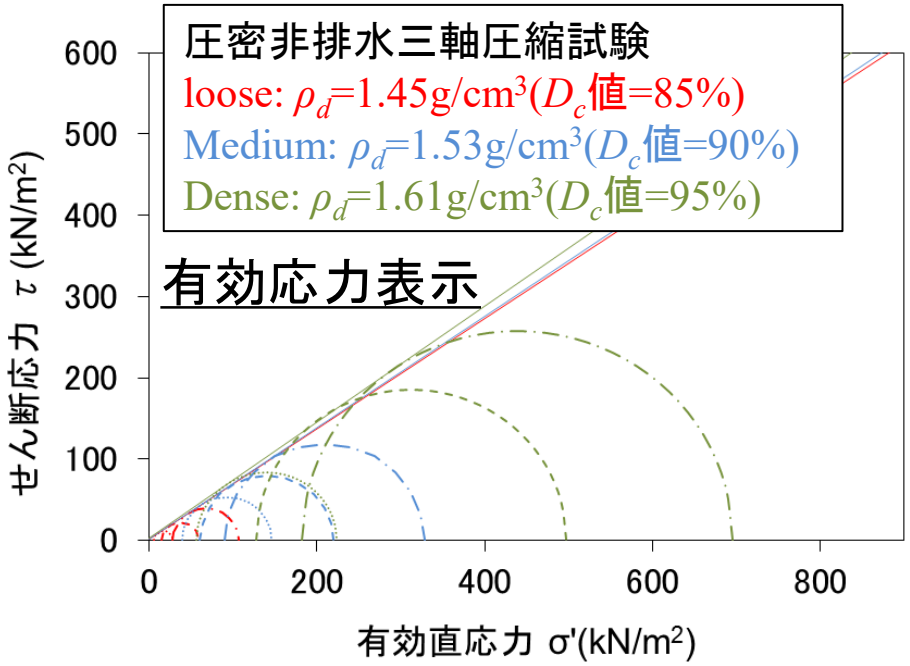


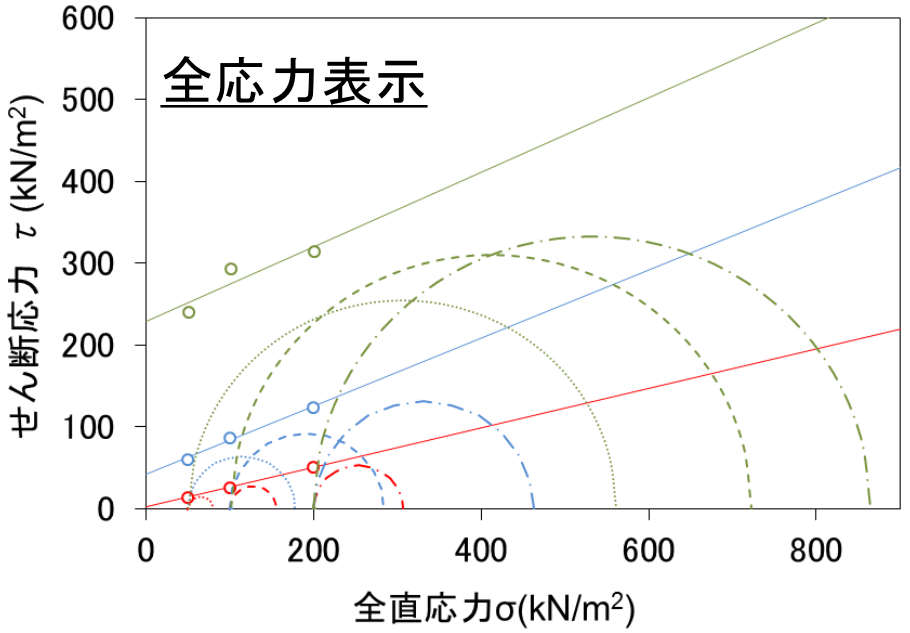


■全応力の強度定数を使用

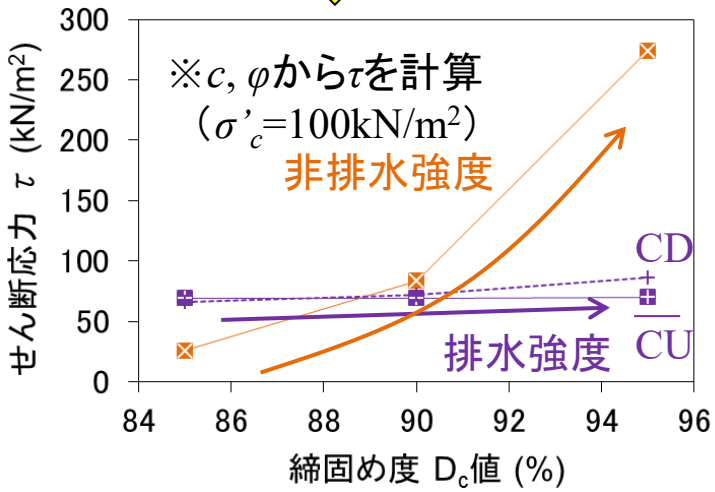
間隙水圧の変化Δuを考慮せずに非排水状態でのせん断強度を簡潔に表現

せん断強度の比較



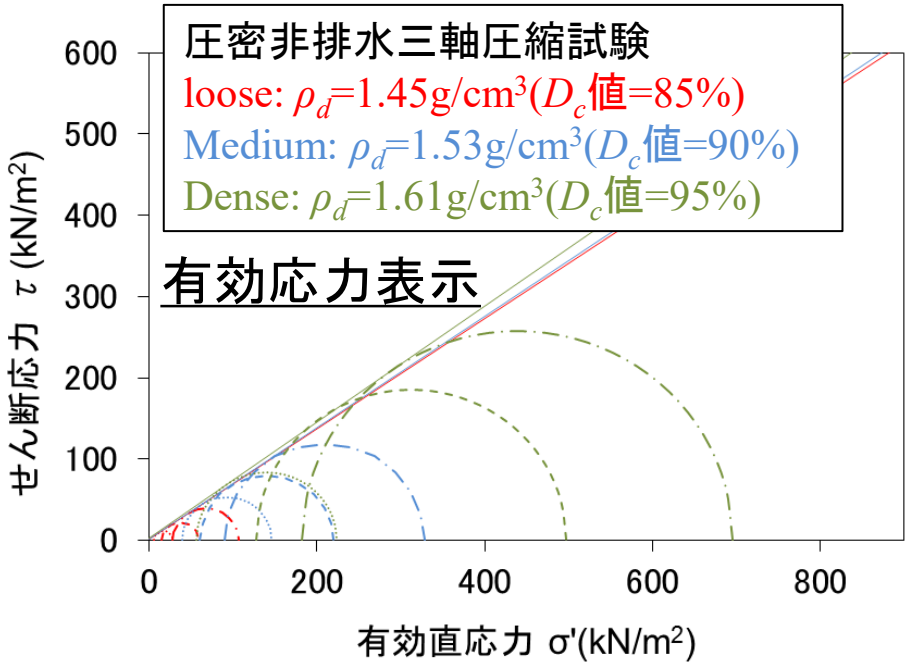


Loose: c'=1.7kN/m2, φ'=34.2°
Medium: c'=0.7kN/m2, φ'=34.5°
Dense: c'=-1.0kN/m2, φ'=35.5°



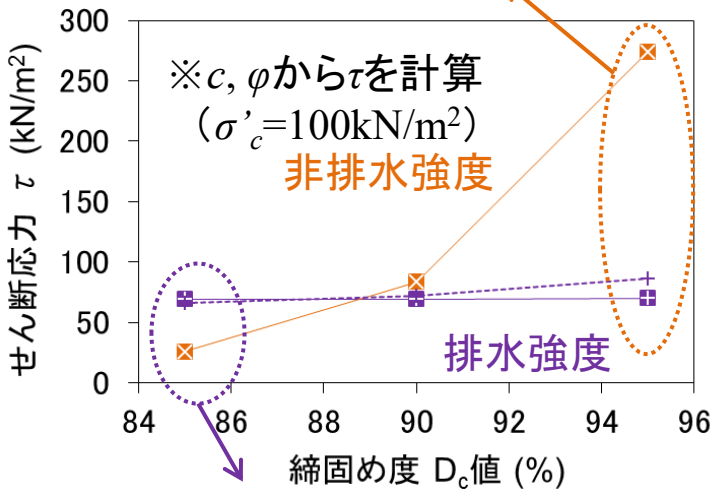
Loose: c_{cu}=2.0kN/m2, φ_{cu}=13.6°
Medium: c_{cu}=41.9kN/m2, φ_{cu}=22.63°
Dense: c_{cu}=228.5kN/m2, φ_{cu}=24.5°

せん断強度の比較

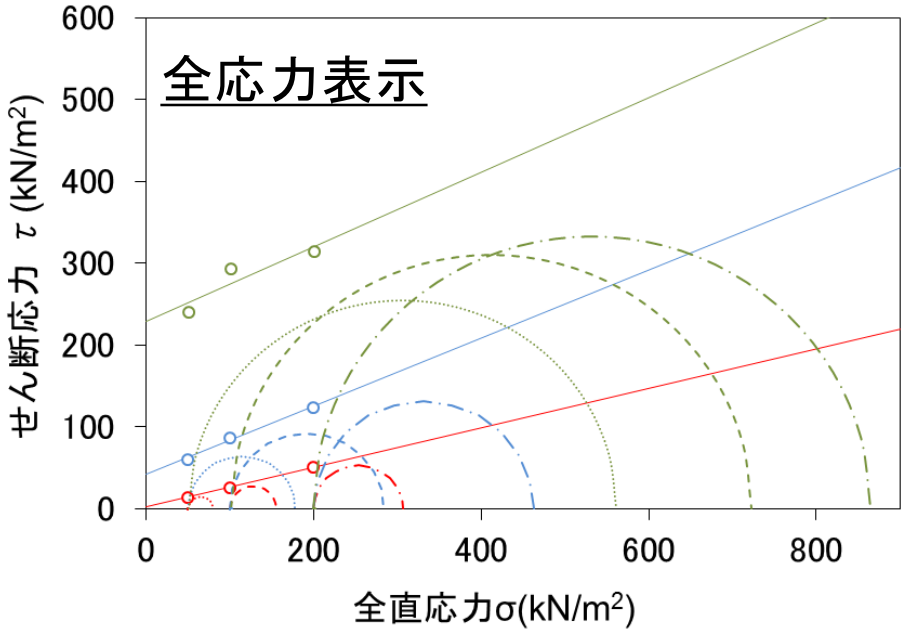


Loose: c'=1.7kN/m2, φ'=34.2°
Medium: c'=0.7kN/m2, φ'=34.5°
Dense: c'=-1.0kN/m2, φ'=35.5°

非排水強度の方が大きい

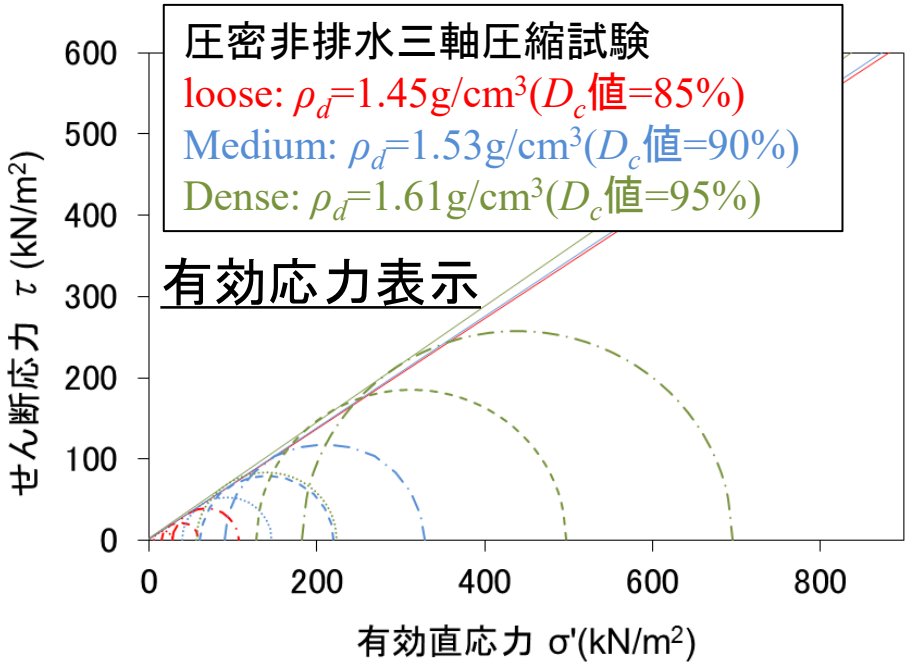


排水強度の方が大きい



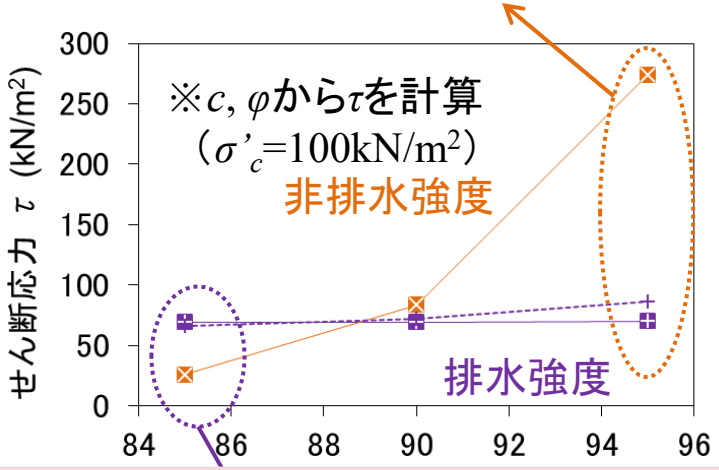
Loose: c_{cu}=2.0kN/m2, φ_{cu}=13.6°
Medium: c_{cu}=41.9kN/m2, φ_{cu}=22.63°
Dense: c_{cu}=228.5kN/m2, φ_{cu}=24.5°

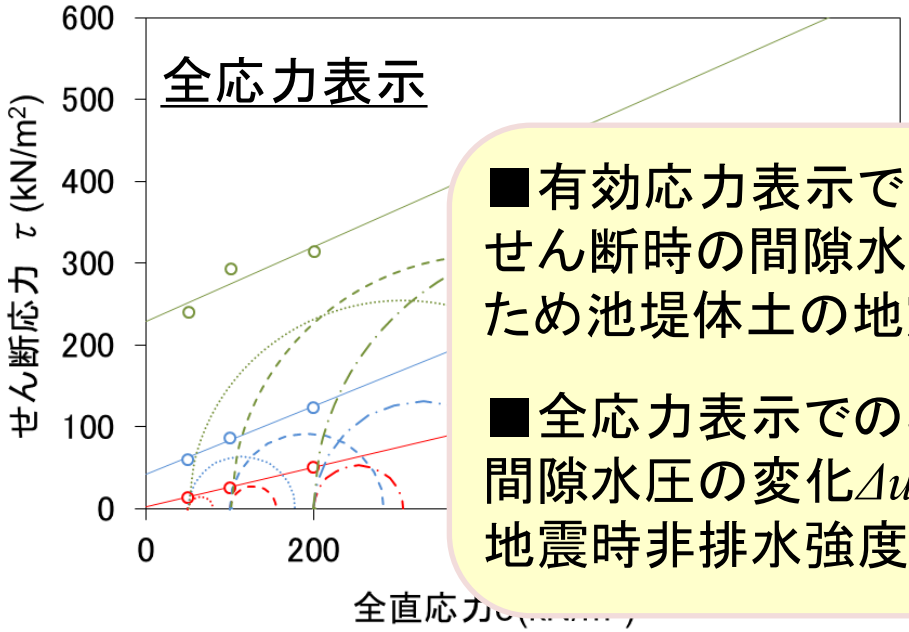
せん断強度の比較



Loose: c'=1.7kN/m2, φ'=34.2°
Medium: c'=0.7kN/m2, φ'=34.5°
Dense: c'=-1.0kN/m2, φ'=35.5°

非排水強度の方が大きい





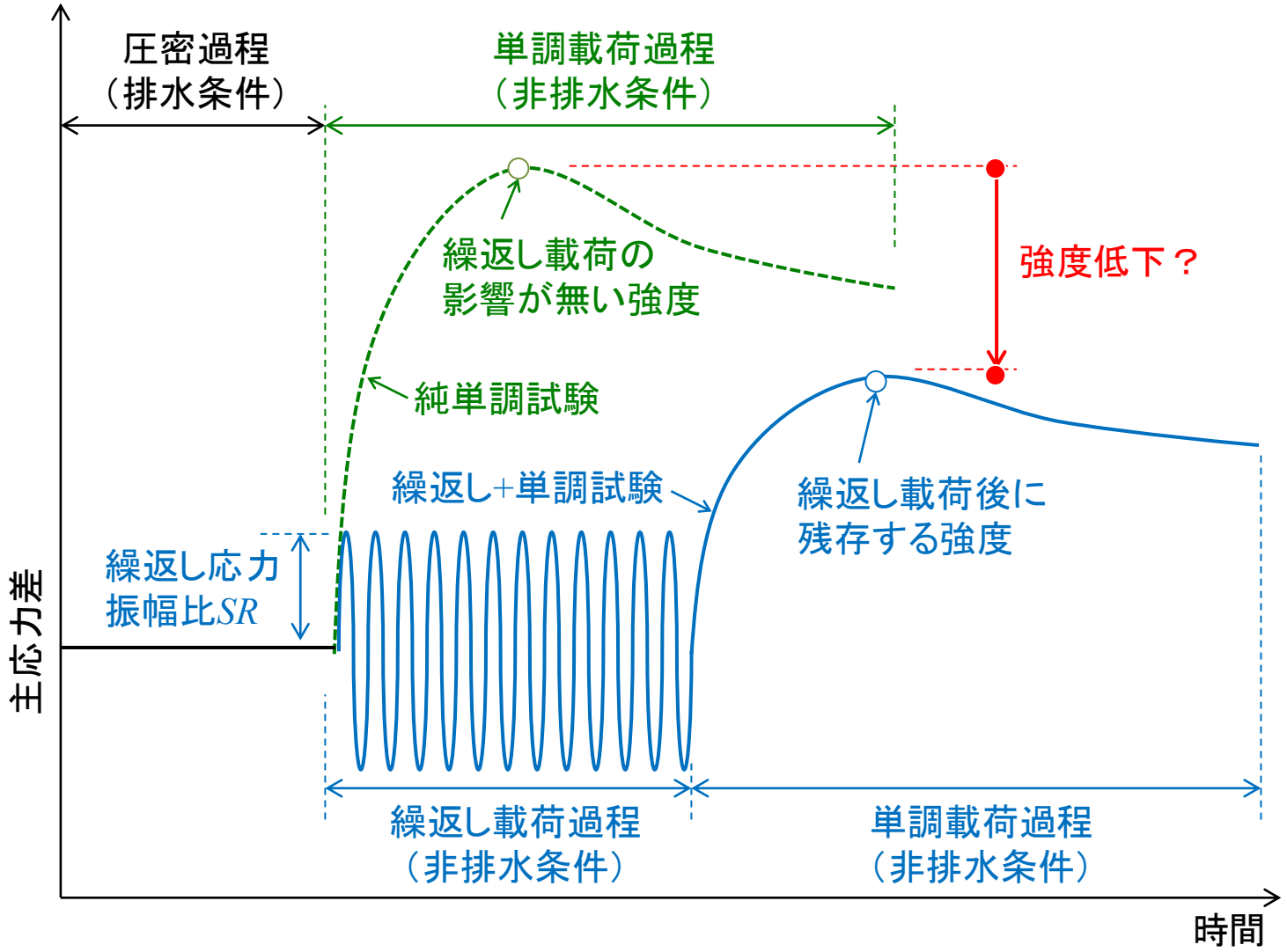
■有効応力表示での非排水強度
せん断時の間隙水圧の変化Δuを精度良く推定しなければため池堤体土の地震時非排水強度を評価できない

■全応力表示での非排水強度
間隙水圧の変化Δuを考慮せずにため池堤体土の地震時非排水強度を評価可能

非排水繰返し載荷に伴う強度低下

■地震時におけるため池堤体土の強度　→　非排水強度

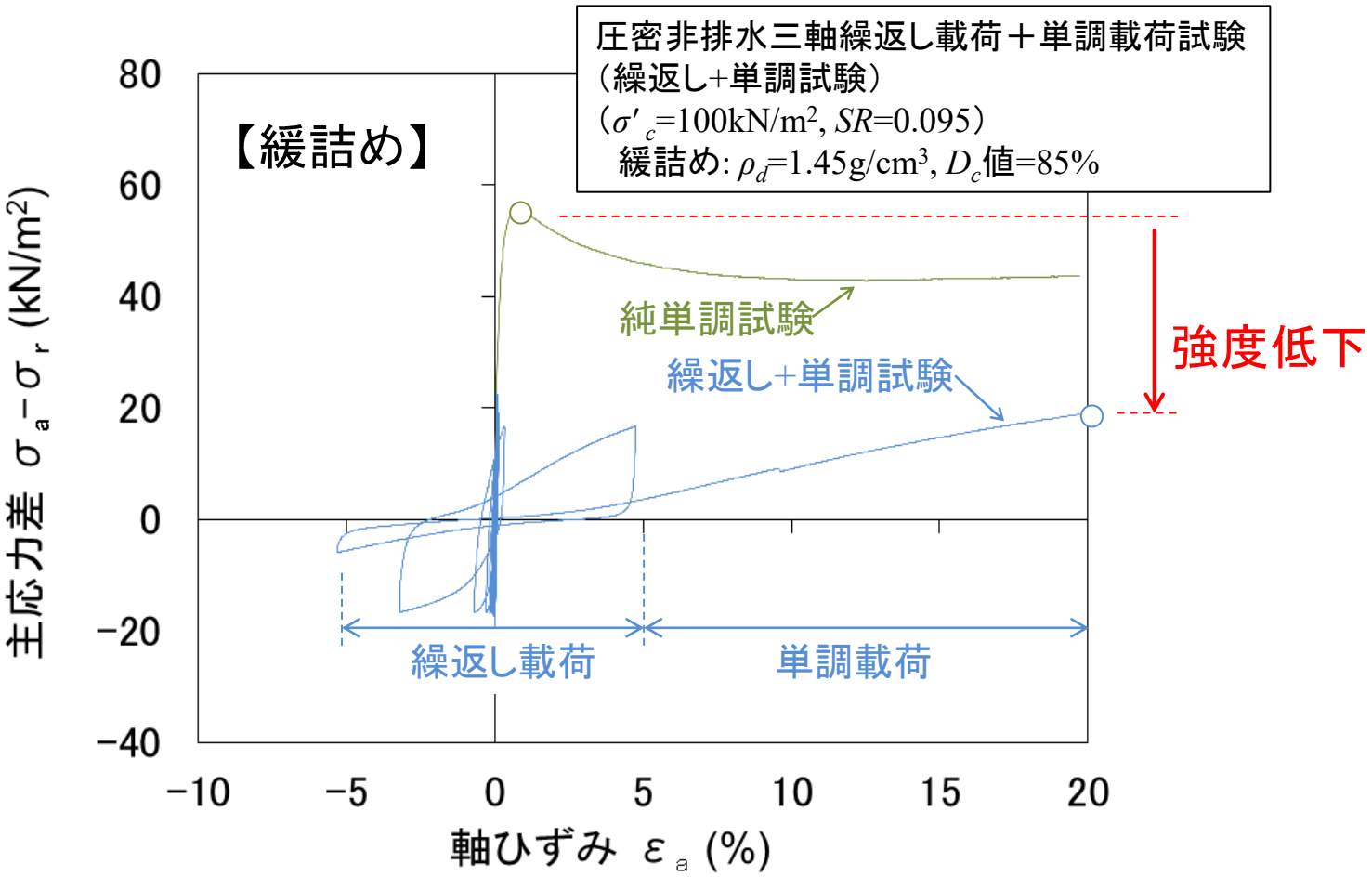
地震中一定の強度を維持するか？



非排水繰返し載荷に伴う強度低下

■地震時におけるため池堤体土の強度 → 非排水強度
地震中一定の強度を維持するか？

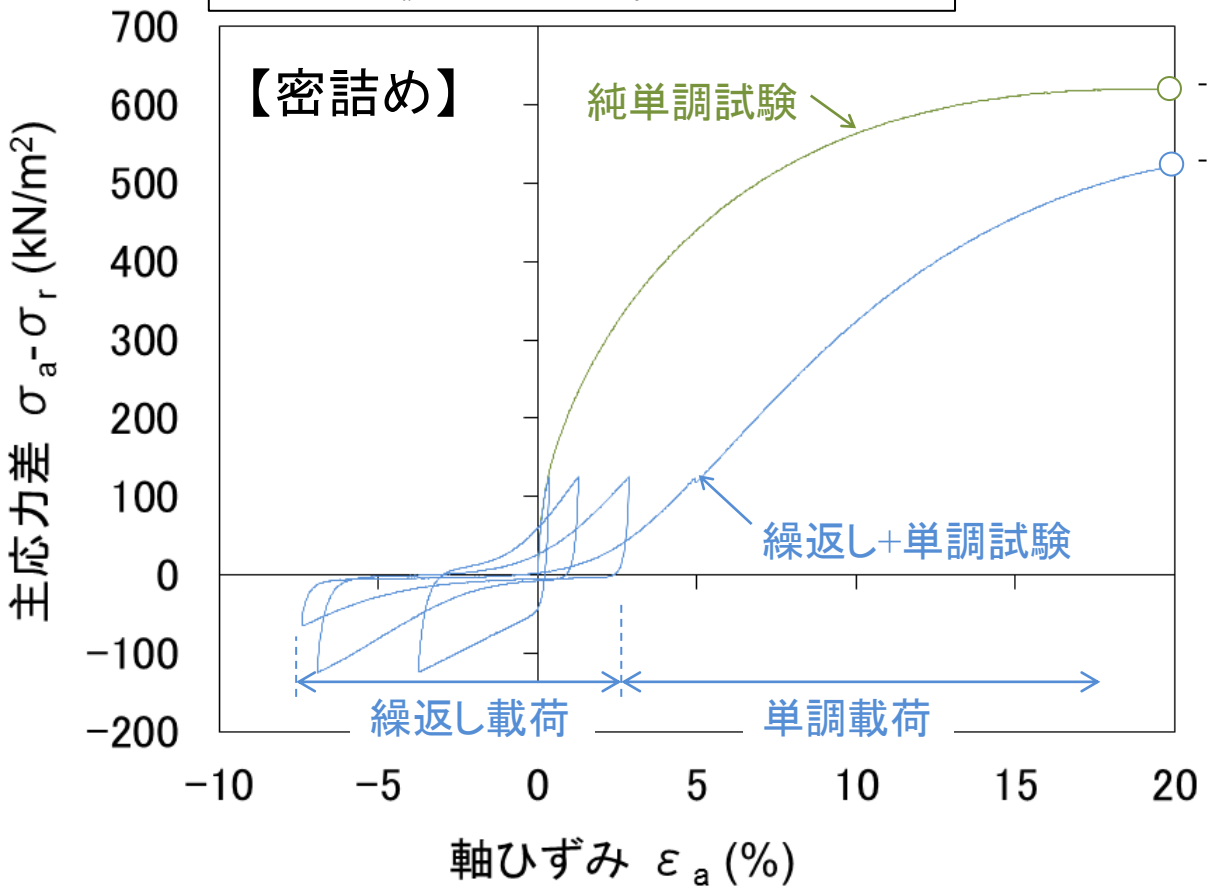
地震動による繰返し荷重を受けることで土の非排水強度が低下



非排水繰返し載荷に伴う強度低下

■地震時におけるため池堤体土の強度 → 非排水強度
地震中一定の強度を維持するか？

圧密非排水三軸繰返し載荷＋単調載荷試験
（繰返し+単調試験）
（σ'_c=100kN/m^2, SR=0.095）
密詰め: ρ_d=1.61g/cm^3, D_c値=95%



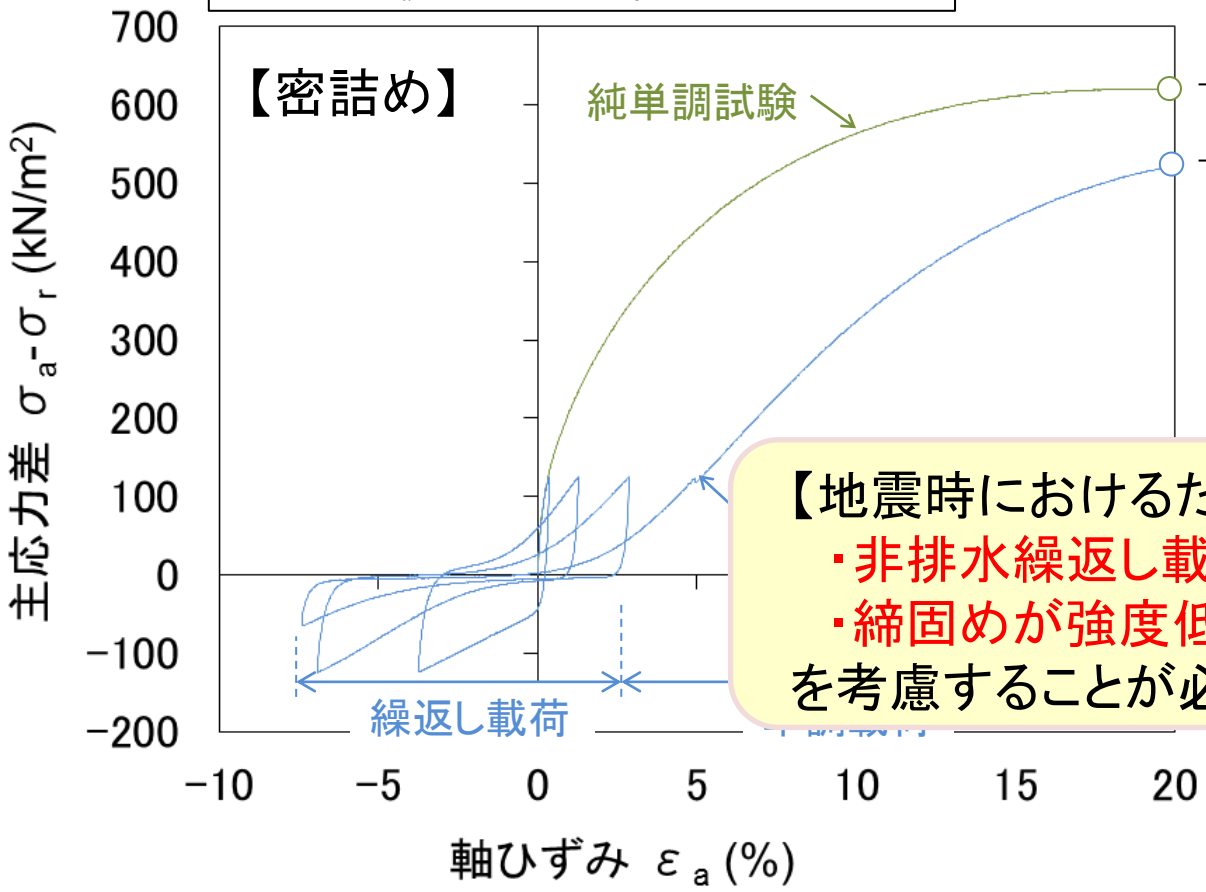
↓強度低下

緩詰めと比較して
強度低下率が小さい

非排水繰返し載荷に伴う強度低下

■地震時におけるため池堤体土の強度 → 非排水強度
地震中一定の強度を維持するか？

圧密非排水三軸繰返し載荷＋単調載荷試験
（繰返し+単調試験）
（σ'_c=100kN/m^2, SR=0.095）
密詰め: ρ_d=1.61g/cm^3, D_c値=95%



↓強度低下

緩詰めと比較して
強度低下率が小さい

【地震時におけるため池堤体の安定性評価】
・非排水繰返し載荷に伴う強度低下
・締固めが強度低下に与える影響
を考慮することが必要

地震時におけるため池堤体土の強度低下評価法

地震によるため池の被害

■貯水のある上流側で被害が多い

■ため池などの貯水盛土構造物 ⇒ 堤体内に飽和部分

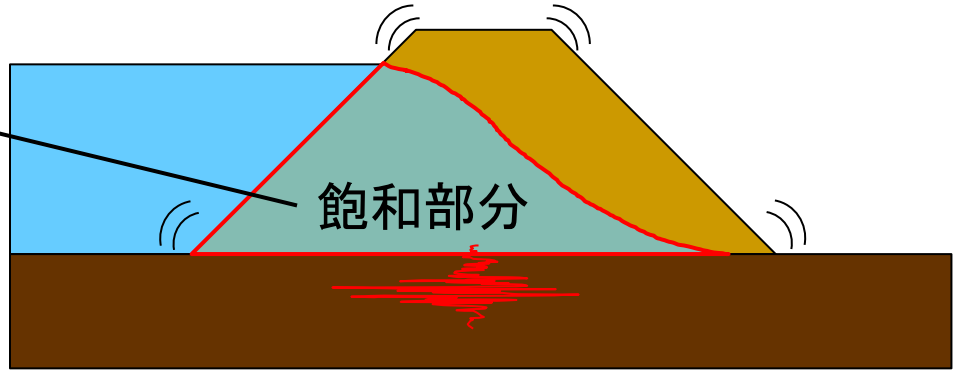
地震動による繰返し載荷
（短期的に非排水状態）

↓

繰返し載荷に伴って強度低下

↓

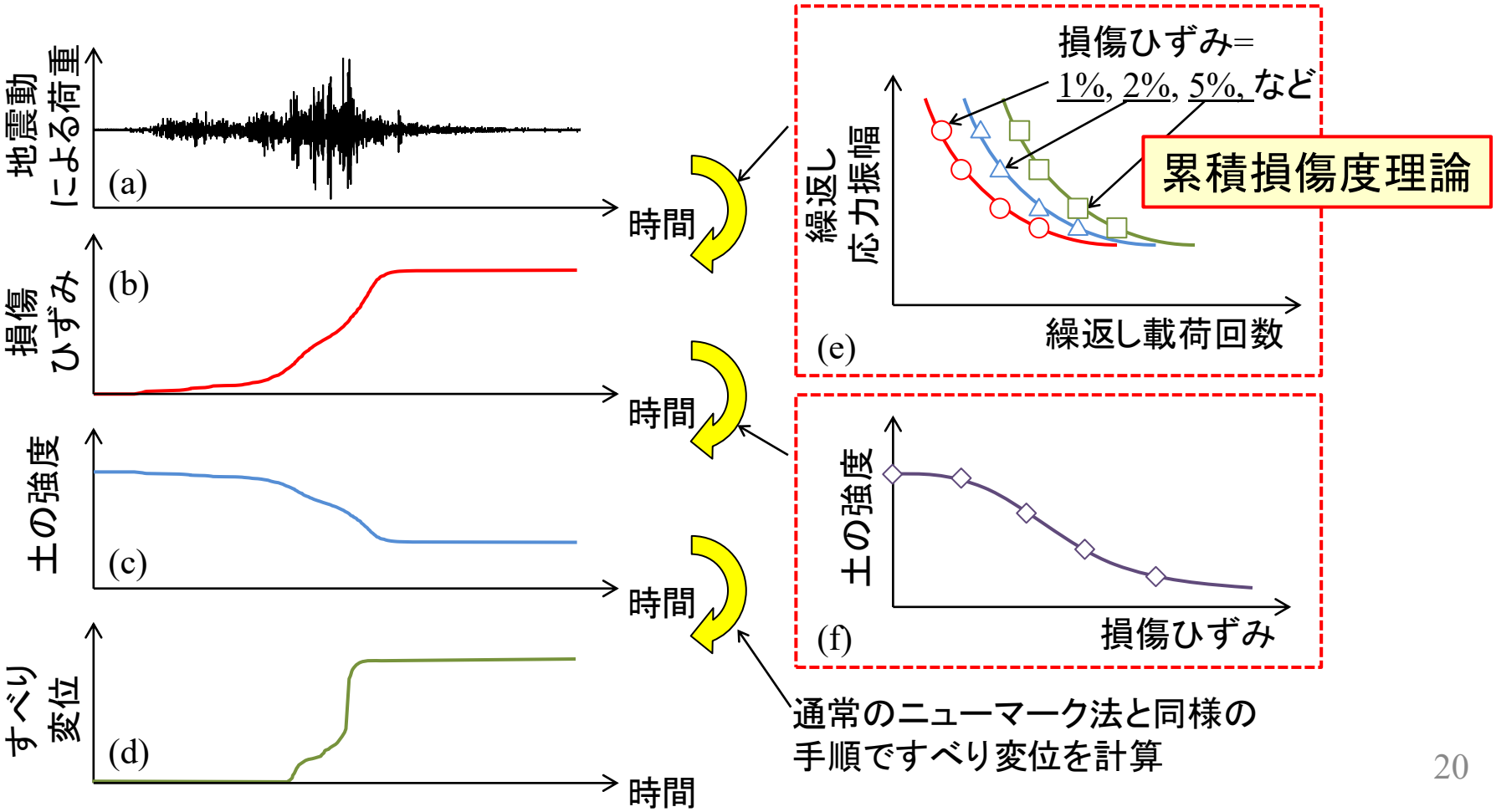
ニューマークD法



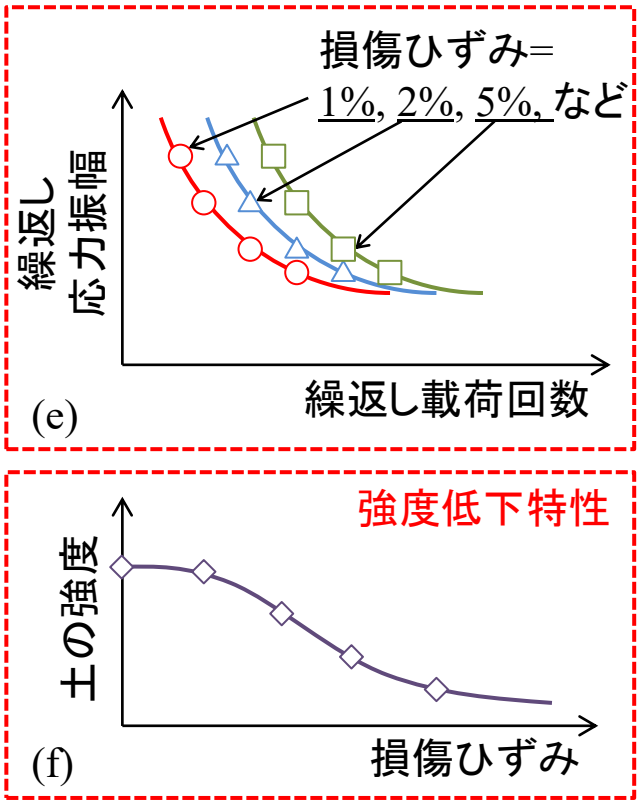
ニューマークD法による滑動変位量計算

【すべり量の算出手順】

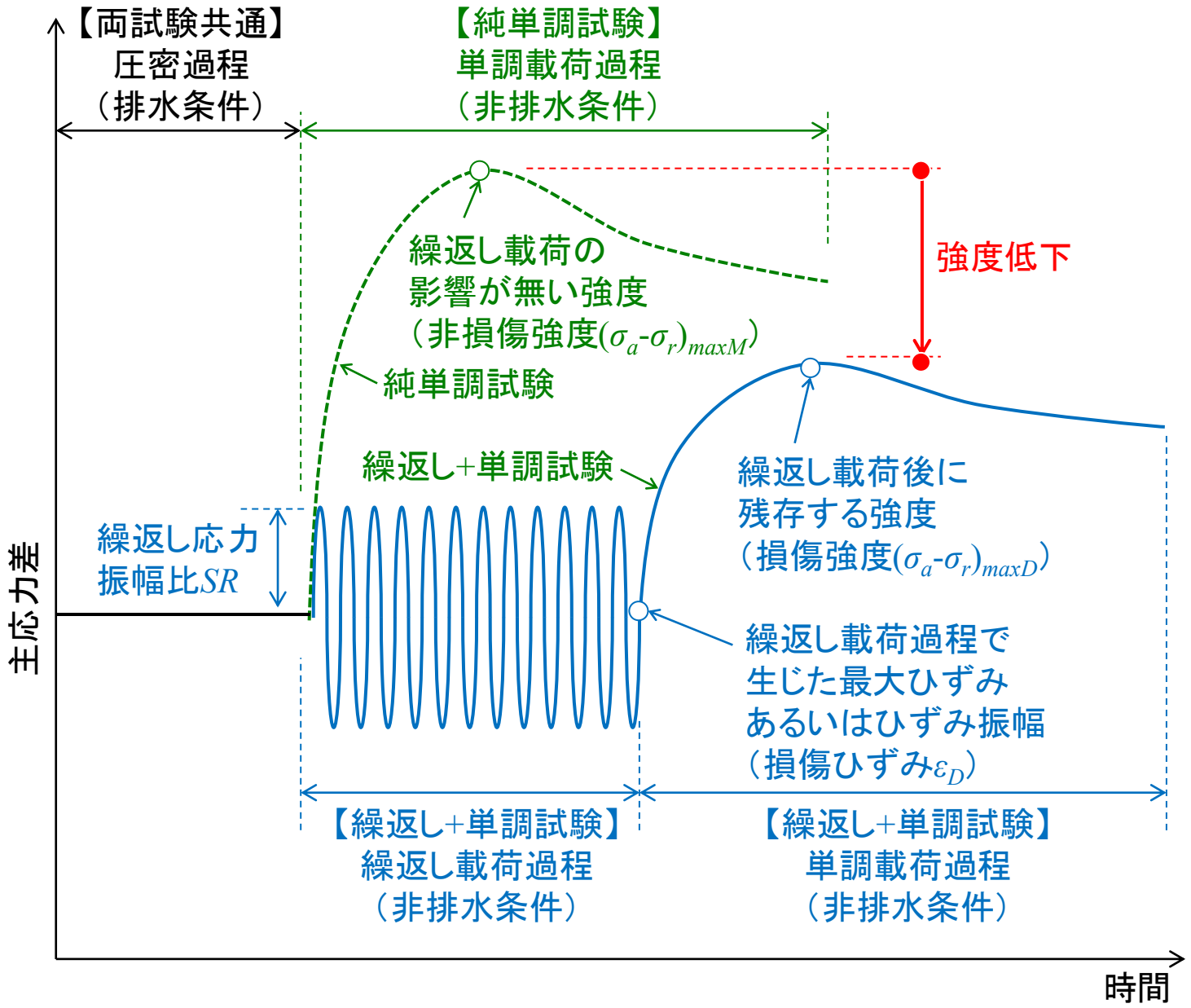
1. 地震荷重による非排水繰返し載荷で増加する損傷ひずみを算出
2. 損傷ひずみの増加に伴って継続的に低下する非排水強度を算出
3. 各地震動パルスによって生じるすべり変位増分を計算
4. すべり変位増分を積分してすべり量の時刻歴を算出



ニューマークD法に必要な強度低下特性



強度低下特性を取得するための実験

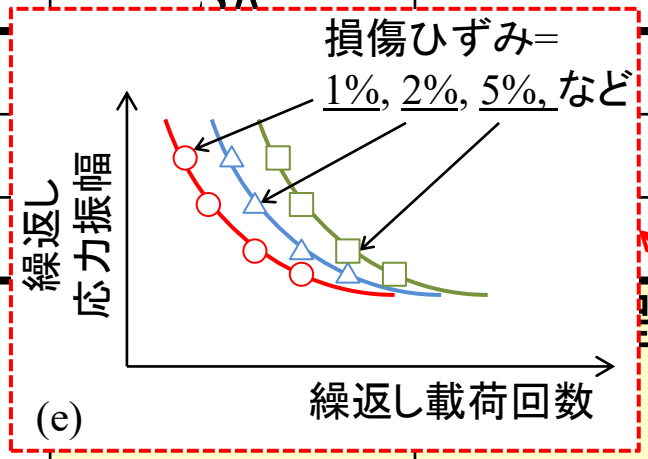


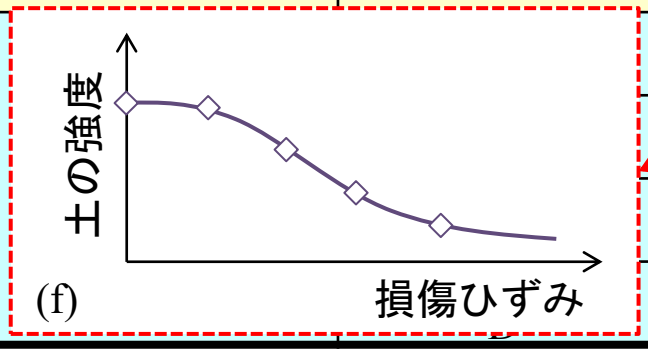
実験一覧

実験 No.	試験概要	拘束圧 σ'_c-1	繰返し応力振幅比 SR	損傷ひずみ ε_D	取得する強度低下特性
01	純単調試験	σ'_c-1	-	-	非排水強度 φ_{cu}, c_{cu}
02		σ'_c-2	-	-	
03		σ'_c-3	-	-	
04	繰返し+単調試験	σ'_c-1 or σ'_c-2 or σ'_c-3	SR-1	10%程度	SR-N関係
05			SR-2		
06			SR-3		
07			SR-4		
08			SR_{20}	ε_D-1	φ_{cuD}-ε_D関係
09				ε_D-2	
10				ε_D-3	
11				ε_D-4	

実験一覧

実験 No.	試験概要	拘束圧 σ'_c-1	繰返し応力振幅比 SR	損傷ひずみ ε_D	取得する強度低下特性
01	純単調試験	σ'_c-1			非排水強度 φ_{cu}, c_{cu}
02		σ'_c-2			
03		σ'_c-3			
04	繰返し+単調試験	σ'_c-1 or σ'_c-2 or σ'_c-3	SR-3		SR-N関係
05					
06					
07			SR-4		
08					φ_{cuD}-ε_D関係
09					
10					
11					





非排水繰返し強度特性と強度低下特性の簡易推定モデル

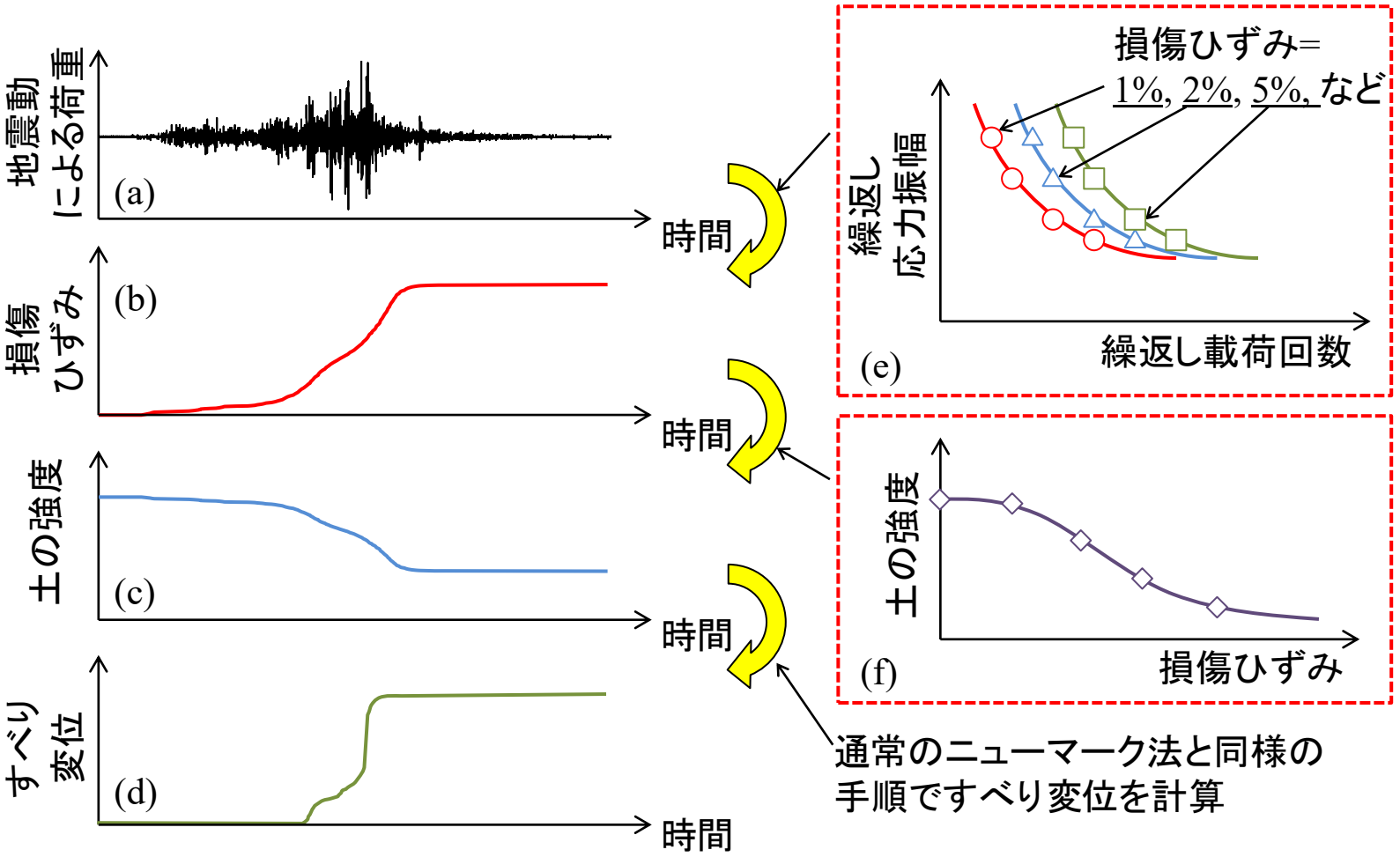
詳細ニューマークD法の課題

詳細ニューマークD法による解析には，
- 非排水繰返し強度特性
- 強度低下特性

を得るための一連の「繰返し+単調試験」を実施することが必要

試験の特殊性と数量

詳細ニューマークD法を用いる上での障壁



簡易推定モデル

詳細ニューマークD法による解析には，
- 非排水繰返し強度特性
- 強度低下特性

を得るための一連の「繰返し+単調試験」を実施することが必要

- 物理試験結果
- 三軸圧縮試験結果

から推定する試み

■ 標準強度低下モデル（K2015モデル） → 簡易ニューマークD法（簡易法）

20試料程度の，
- 物理試験結果
- 三軸圧縮試験結果
- 一連の「繰返し+単調試験」結果

の関係を整理し，土質分類（砂質土，粘性土）毎に構築したモデル

■ SIPニューマークD法

推定精度向上に向けた広範なデータ収集と詳細な分析によって構築したモデルを利用するニューマークD法
- 礫質土： 44試料
- 砂質土： 58試料
- 粘性土： 25試料

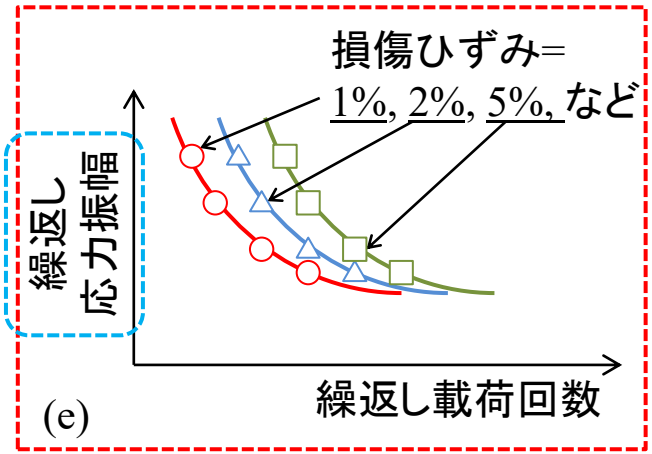
それぞれの土質分類に対するモデル
（適用条件や活用方法は泉氏の講演を参照）

SIPニューマークD法（非排水繰返し強度モデル）

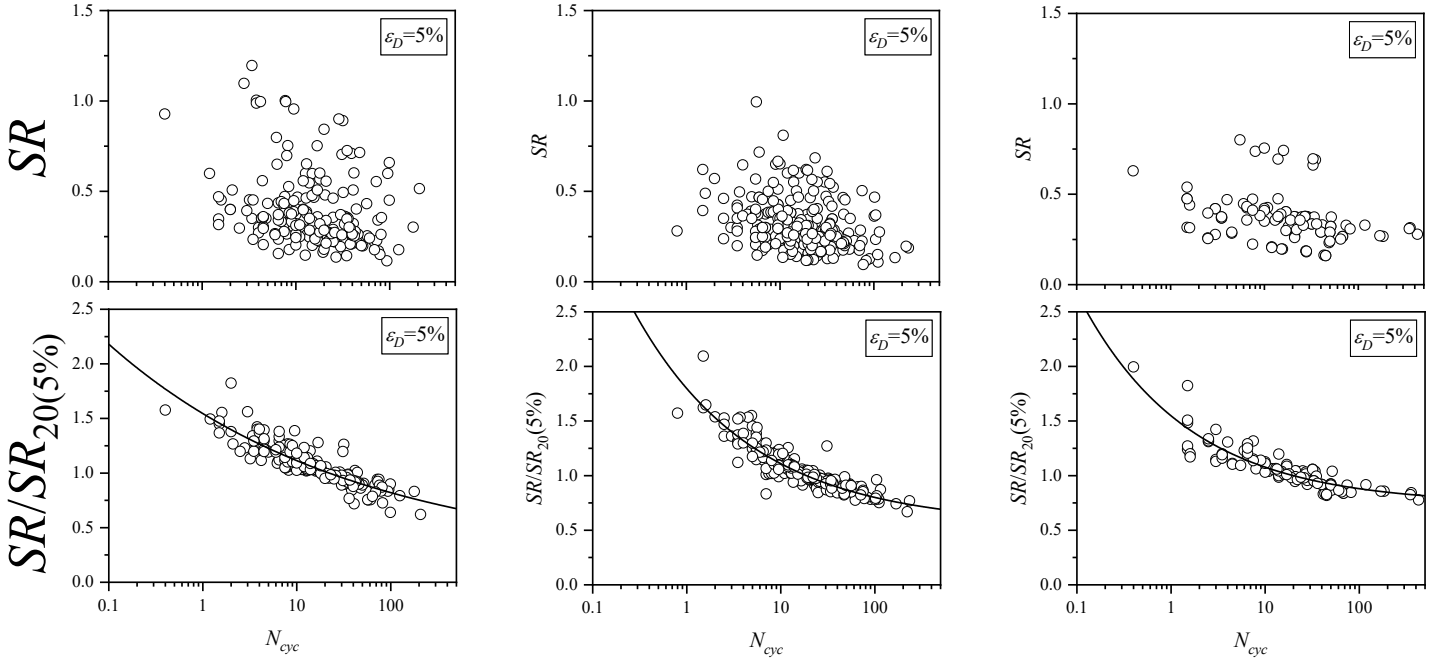
各損傷ひずみに対する繰返し応力振幅比SRと繰返し載荷回数Nの関係を推定するモデル

「20回の繰返し載荷で5 %の損傷ひずみε_Dを生じる繰返し応力振幅比$SR_{20(5\%)}$」で正規化

一意的な$SR/SR_{20(5\%)}$ -N関係が得られることを利用



正規化



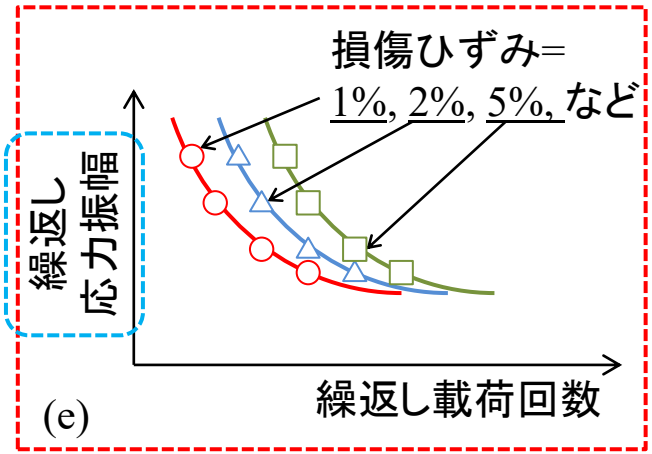
礫質土　砂質土　粘性土

SIPニューマークD法（非排水繰返し強度モデル）

各損傷ひずみに対する繰返し応力振幅比SRと繰返し載荷回数Nの関係を推定するモデル

「20回の繰返し載荷で5 %の損傷ひずみε_Dを生じる繰返し応力振幅比$SR_{20(5\%)}$」で正規化

一意的な$SR/SR_{20(5\%)}$ -N関係が得られることを利用



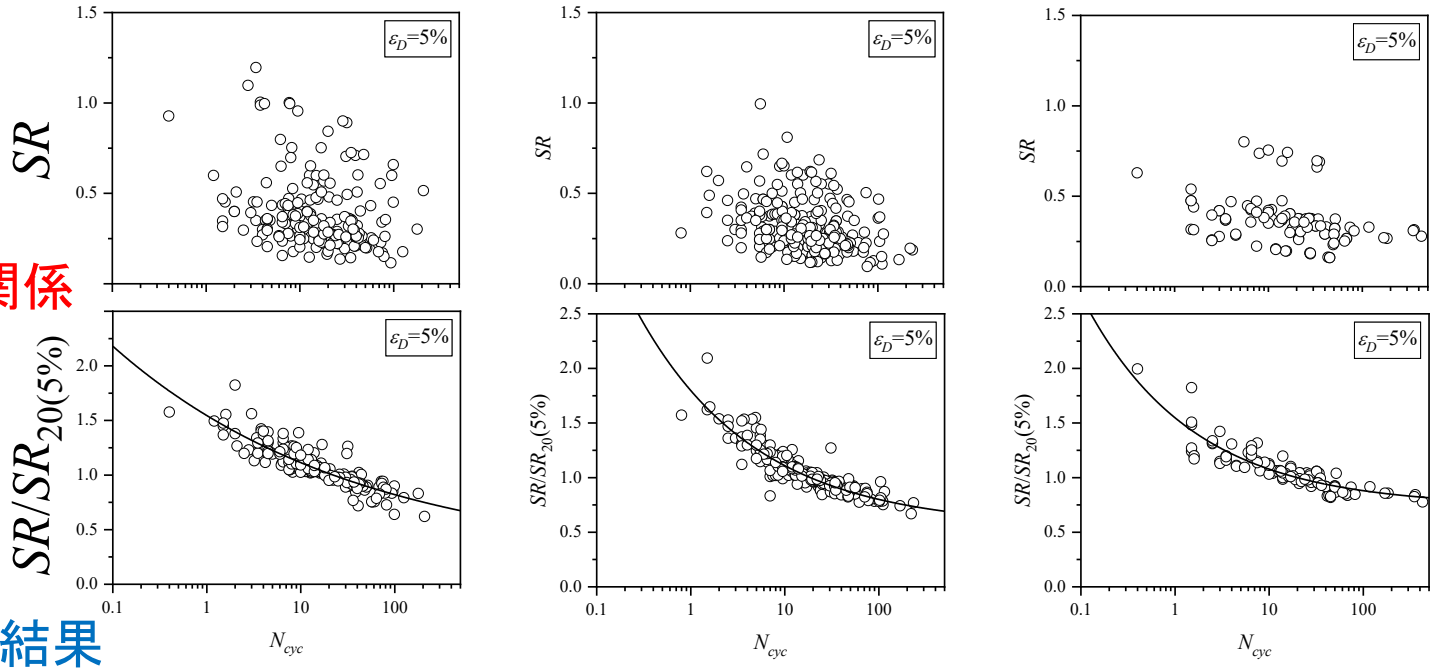
$SR/SR_{20(5\%)}$ -N関係

＋

$SR_{20(5\%)}$

- 物理試験結果
- 三軸圧縮試験結果

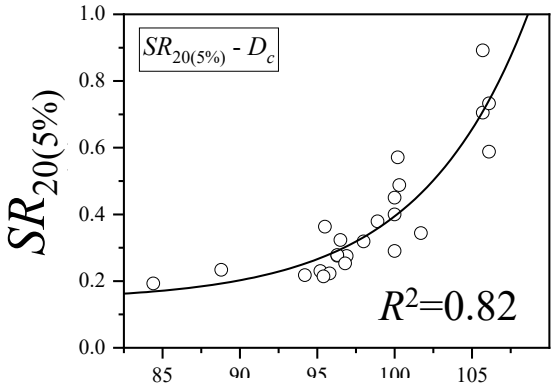
から推定

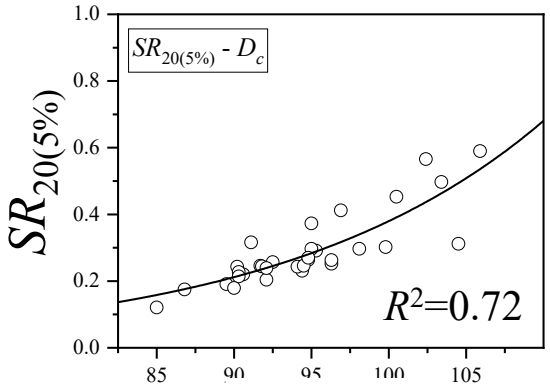


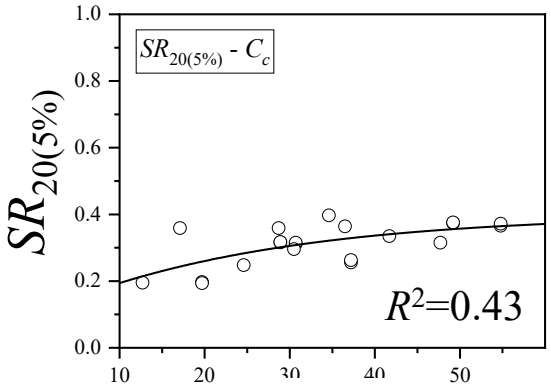
SIPニューマークD法（非排水繰返し強度モデル）

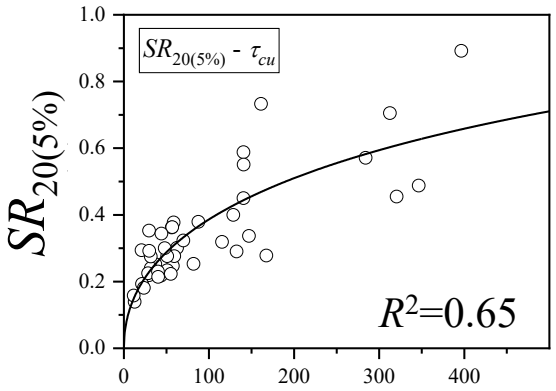
- 物理試験結果
- 三軸圧縮試験

とSR20(5%)の関係（単回帰分析）

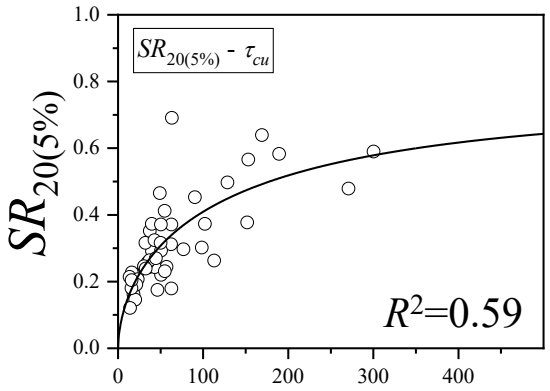




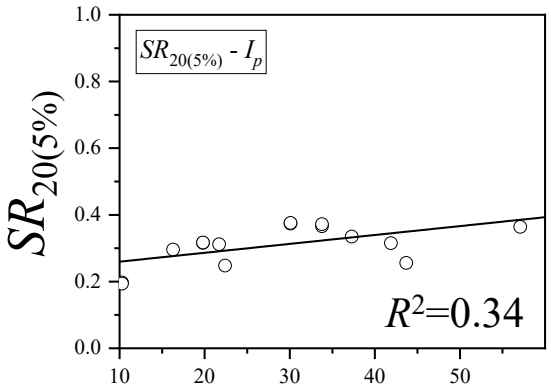




礫質土



砂質土



粘性土

SIPニューマークD法（非排水繰返し強度モデル）

【礫質土】

$$SR=SR_{20(5\%)}\left[a^*(\varepsilon_D)\cdot N_{cyc}{}^{-b^*(\varepsilon_D)}+c^*(\varepsilon_D)\right]$$

$$a^*(\varepsilon_D)=0.11+1.15\left[1-e^{-\varepsilon_D/0.53}\right]+1.67\left[1-e^{-\varepsilon_D/100}\right]$$

$$b^*(\varepsilon_D)=0.02+0.12\left[1-e^{-\varepsilon_D/0.95}\right]+0.10\left[1-e^{-\varepsilon_D/16.9}\right]$$

$$c^*(\varepsilon_D)=0.02+0.32\left[1-e^{-\varepsilon_D/7.07}\right]+0.17\left[1-e^{-\varepsilon_D/100}\right]$$

$SR_{20(5\%)}=0.14+e^{(D_c-110)/7.05}$ （説明変数：D_c）

$SR_{20(5\%)}=1.40\left(1-e^{-(\tau_{cu}/1013)^{0.49}}\right)$ （説明変数：τ_{cu}）

ただし，$82.5 \le D_c \le 110$，$0 \le \tau_{cu} \le 500$

【砂質土】

$$SR=SR_{20(5\%)}\left[a^*(\varepsilon_D)\cdot N_{cyc}{}^{-b^*(\varepsilon_D)}+c^*(\varepsilon_D)\right]$$

$$a^*(\varepsilon_D)=0.20+0.82\left[1-e^{-\varepsilon_D/0.71}\right]+4.53\left[1-e^{-\varepsilon_D/100}\right]$$

$$b^*(\varepsilon_D)=0.02+0.27\left[1-e^{-\varepsilon_D/2.62}\right]+0.21\left[1-e^{-\varepsilon_D/16.1}\right]$$

$$c^*(\varepsilon_D)=0.12+0.47\left[1-e^{-\varepsilon_D/1.90}\right]+0.32\left[1-e^{-\varepsilon_D/34.2}\right]$$

$SR_{20(5\%)}=e^{(D_c-117)/17.1}$ （説明変数：D_c）

$SR_{20(5\%)}=0.73\left(1-e^{-(\tau_{cu}/140)^{0.59}}\right)$ （説明変数：τ_{cu}）

ただし，$82.5 \le D_c \le 110$，$0 \le \tau_{cu} \le 400$

【粘性土】

$$SR=SR_{20(5\%)}\left[a^*(\varepsilon_D)\cdot N_{cyc}{}^{-b^*(\varepsilon_D)}+c^*(\varepsilon_D)\right]$$

$$a^*(\varepsilon_D)=0.10+0.41\left[1-e^{-\varepsilon_D/0.79}\right]+3.62\left[1-e^{-\varepsilon_D/62.2}\right]$$

$$b^*(\varepsilon_D)=0.05+0.18\left[1-e^{-\varepsilon_D/0.56}\right]+0.46\left[1-e^{-\varepsilon_D/11.8}\right]$$

$$c^*(\varepsilon_D)=0.40+0.25\left[1-e^{-\varepsilon_D/0.43}\right]+0.36\left[1-e^{-\varepsilon_D/14.4}\right]$$

$SR_{20(5\%)}=0.10+0.30\left(1-e^{-(c_c/26.0)^{1.02}}\right)$ （説明変数：c_c）

$SR_{20(5\%)}=0.23+2.7\times10^{-3}I_p$ （説明変数：I_p）

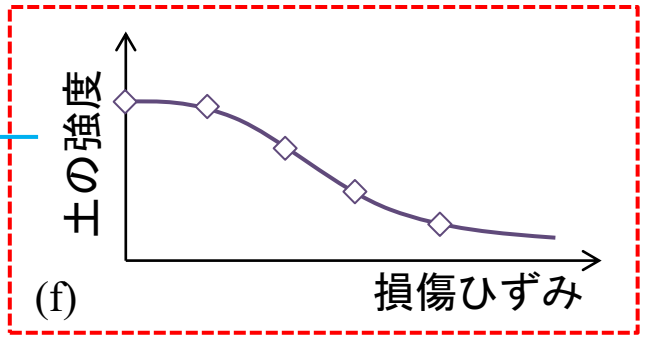
ただし，$10 \le C_c \le 60$，$10 \le I_p \le 60$

上野和広，泉明良，Duttine, A.，矢崎澄雄，堀俊和：非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度の簡易推定手法，地盤工学ジャーナル，Vol. 15，No. 2，pp. 241-256，2020.

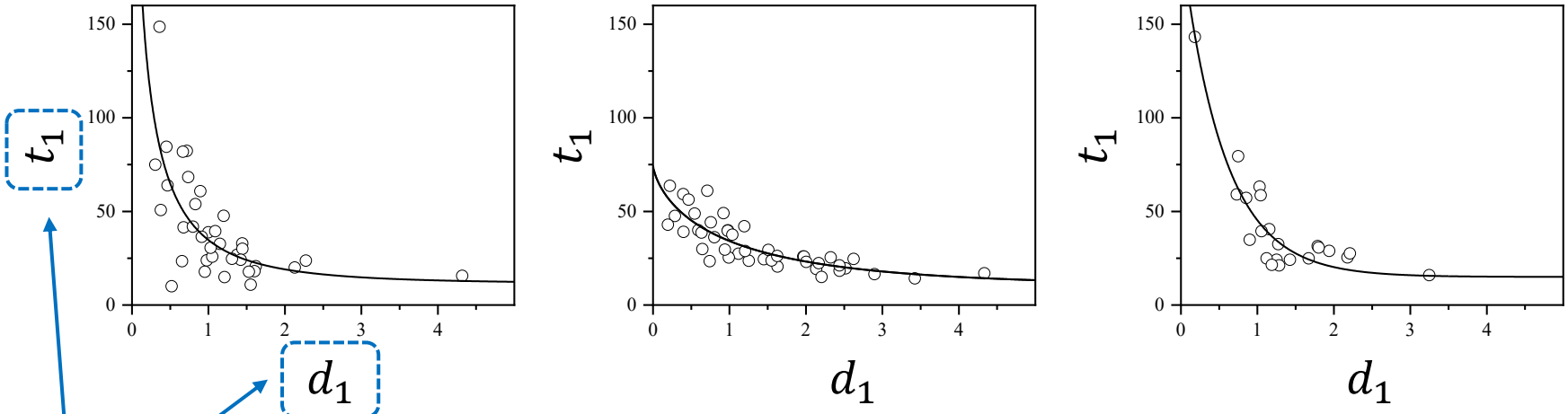
SIPニューマークD法（強度低下モデル）

非排水繰返し載荷によって生じる損傷ひずみと損傷強度の関係
を推定するモデル

$\varphi_{cuD}/\varphi_{cu} = e^{-(\varepsilon_D/t_1)^{d_1}}$ で近似



t_1とd_1の間に相関性が認められたことを利用



いずれか一方を
- 物理試験結果
- 三軸圧縮試験結果

から推定

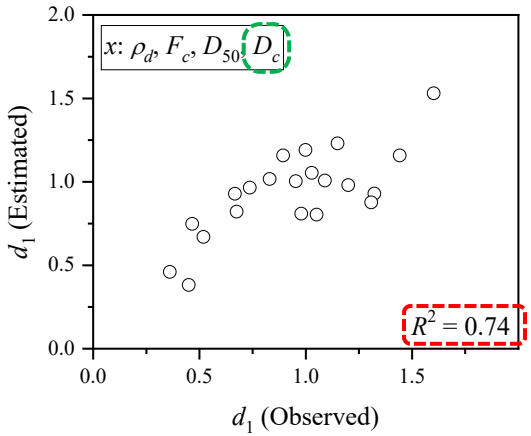
t_1-d_1関係から他方のパラメータを推定

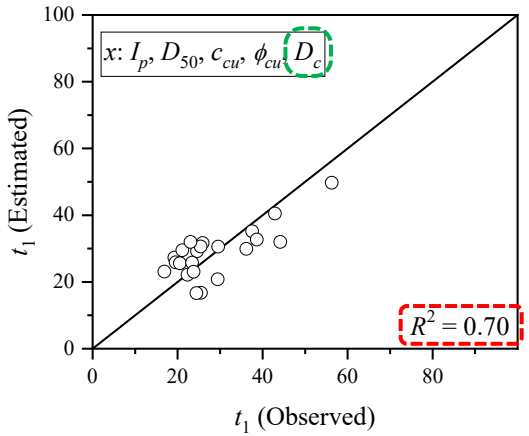
SIPニューマークD法（強度低下モデル）

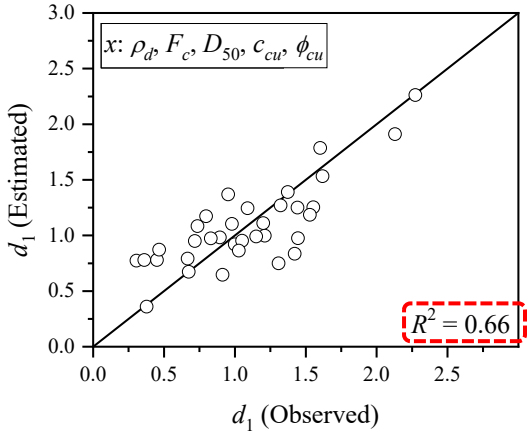
- 物理試験結果
- 三軸圧縮試験

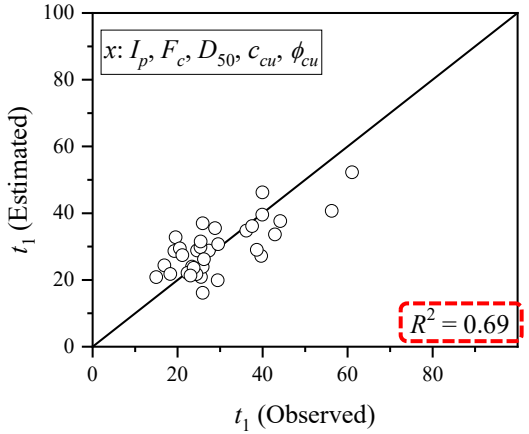
t_1あるいはd_1の関係

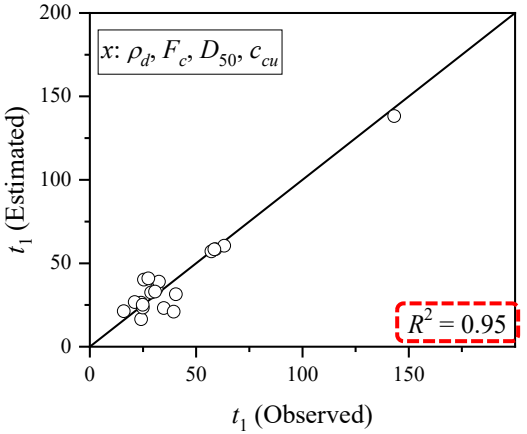
単回帰分析では良好な相関性を得ることが困難 → 重回帰分析による推定











礫質土　　砂質土　　粘性土

SIPニューマークD法（強度低下モデル）

【礫質土】

$$\varphi_{cu}(\varepsilon_D)/(\varphi_{cu})_0 = e^{-(\varepsilon_D/t_1)^{d_1}}$$

$$t_1 = 11.4 + 600e^{-(d_1/0.06)^{0.43}}$$

$$d_1 = 17.5 + 98.7\rho_d - 115\rho_d^{0.9} - 4.2\times10^{-3}F_c - 50.2F_c^{-1.7} - 0.09D_{50} + 1.77\times10^{-6}D_{50}^{5.4} + 0.02D_c$$

（説明変数に D_c を含む。）

$$d_1 = 2.36 + 0.09\rho_d - 5.09\times10^{-2}F_c + 2.25\times10^{-17}F_c^{10} - 0.16D_{50} + 1.98\times10^{-4}D_{50}^{3.6} - 1.41\times10^{-3}c_{cu} + 0.67c_{cu}^{-2.5} + 0.68\tan\varphi_{cu} - 3.08\times10^{-4}\tan\varphi_{cu}^{-4.4}$$

（説明変数に D_c を含まない。）

ただし，$1.50 \le \rho_d \le 2.04$，$9.6 \le F_c \le 49.4$，$0.16 \le D_{50} \le 12.8$，$84 \le D_c \le 106$，$0.7 \le c_{cu} \le 352$，$9.7 \le \varphi_{cu} \le 42.2$，$0.3 \le d_1 \le 1.5$

【砂質土】

$$\varphi_{cu}(\varepsilon_D)/(\varphi_{cu})_0 = e^{-(\varepsilon_D/t_1)^{d_1}}$$

$$d_1 = 1.02[-\ln\{(t_1-10)/65\}]^{1/0.69}$$

$$t_1 = -82.7 - 5.47\times10^{-3}I_p + 1.89\times10^{-4}I_p^{1.1} - 40.0D_{50} - 1.36D_{50}^{-1.0} - 0.644c_{cu} + 0.09c_{cu}^{1.3} + 36.1\tan\varphi_{cu} + 0.228\tan\varphi_{cu}^{-3.0} + 1.34D_c$$

（説明変数に D_c を含む。）

$$t_1 = 19.2 - 1.24I_p + 1.75\times10^{-9}I_p^{6.6} - 1.27F_c - 5.26\times10^{-6}F_c^{4.0} - 6.34D_{50} - 0.09c_{cu} + 5.86\times10^{-7}c_{cu}^{2.4} - 5.30\tan\varphi_{cu} + 9.44\tan\varphi_{cu}^{3.2}$$

（説明変数に D_c を含まない。）

ただし，$0 \le I_p \le 33.9$，$13.6 \le F_c \le 48.7$，$0.088 \le D_{50} \le 0.63$，$85 \le D_c \le 104$，$0 \le c_{cu} \le 207$，$11.3 \le \varphi_{cu} \le 52.2$，$15 \le t_1 \le 60$

SIPニューマークD法（強度低下モデル）

【粘性土】

$$\varphi_{cu}(\varepsilon_D)/(\varphi_{cu})_0 = e^{-(\varepsilon_D/t_1)^{d_1}}$$

$$d_1 = 0.56[-\ln\{(t_1-15)/180\}]^{1/0.99}$$

$$t_1 = 1521 - 2100\rho_d + 827\rho_d^{1.8} - 0.94F_c + 1.55\times10^{-3}F_c^{2.2} - 1747D_{50} + 544429D_{50}^{3.0} - 0.679c_{cu} + 8.29c_{cu}^{0.4}$$

（説明変数に D_c を含まない。）

ただし，$1.27 \le \rho_d \le 1.82$，$50.2 \le F_c \le 94.6$，$0.004 \le D_{50} \le 0.073$，$1.0 \le c_{cu} \le 79.5$，$20 \le t_1 \le 145$

上野和広，泉明良，Duttine, A.，矢崎澄雄，堀俊和：非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度の簡易推定手法，地盤工学ジャーナル，Vol. 15，No. 2，pp. 241-256，2020.

推定精度の向上に向けた簡易推定モデルの更新

簡易推定モデル(更新版)

■ 新たに収集したデータ

	非排水繰返し強度特性	強度低下特性	両方
礫質土	36	41	34
砂質土	54	43	42
粘性土	50	51	45
合計	140	135	121

※SIPニューマークD法のモデル
- 礫質土: 44試料
- 砂質土: 58試料
- 粘性土: 25試料

127試料

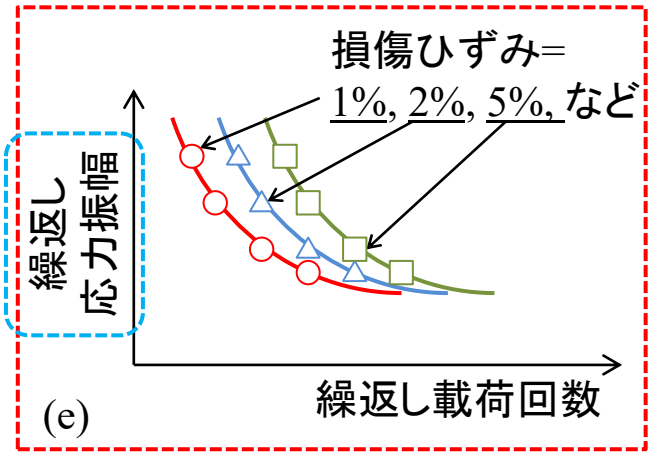
- SIPニューマークD法のモデルで使用したデータ数(127試料分)と同程度の追加データ(モデル構築用データ数が約2倍)
- SIPニューマークD法のモデルでは比較的データ数が少なかった粘性土のデータを補強

簡易推定モデル（更新版）（非排水繰返し強度モデル）

各損傷ひずみに対する繰返し応力振幅比SRと繰返し載荷回数Nの関係を推定するモデル

「20回の繰返し載荷で5 %の損傷ひずみε_Dを生じる繰返し応力振幅比$SR_{20(5\%)}$」で正規化

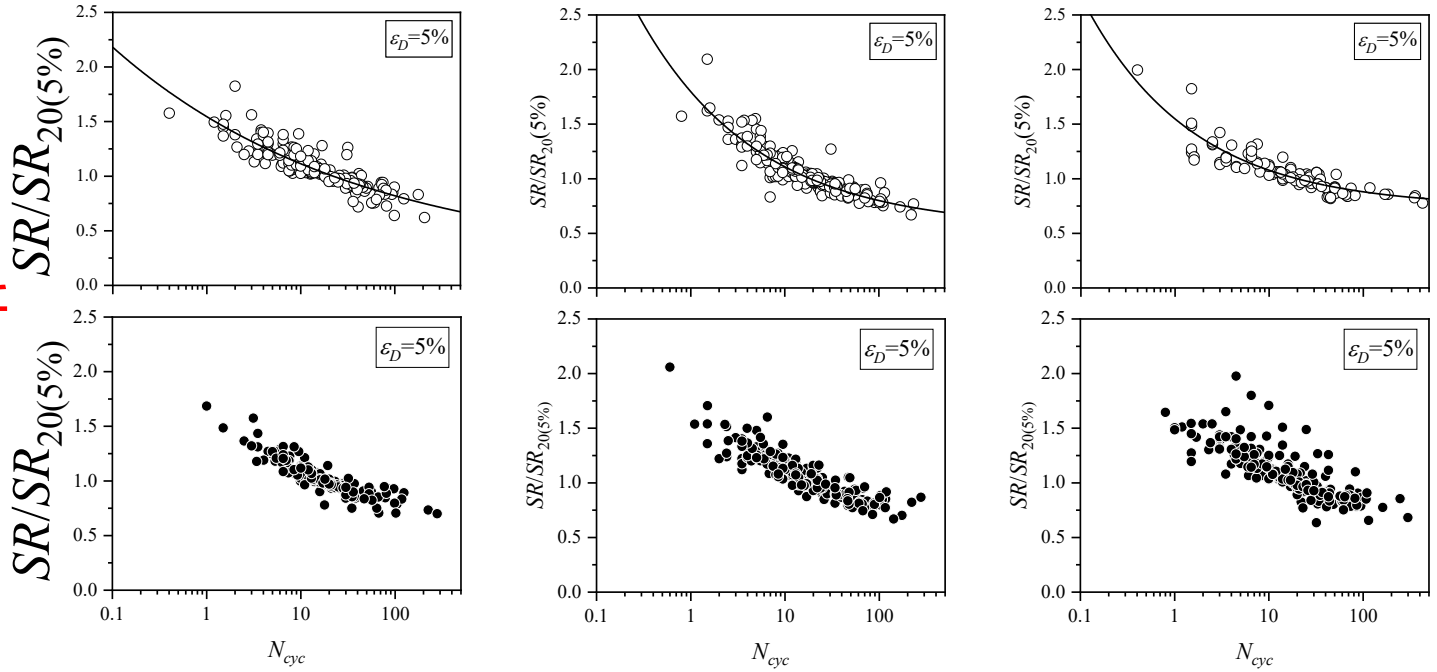
一意的な$SR/SR_{20(5\%)}$ -N関係が得られることを利用



SIP

類似した傾向

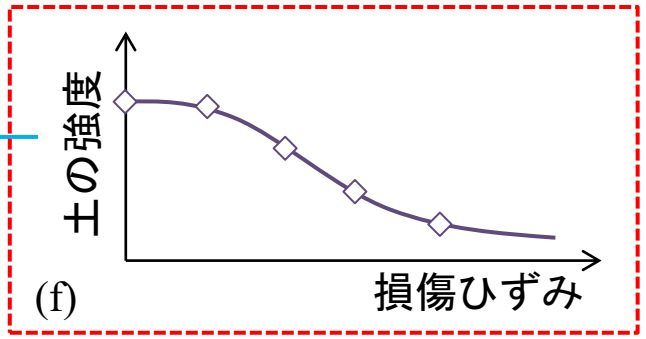
更新用



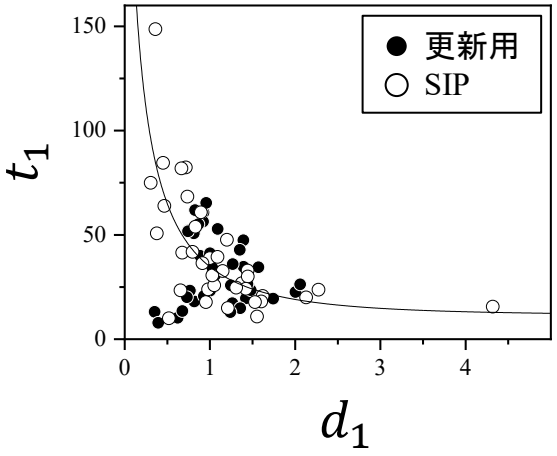
簡易推定モデル(更新版)(強度低下モデル)

非排水繰返し載荷によって生じる損傷ひずみと損傷強度の関係
を推定するモデル

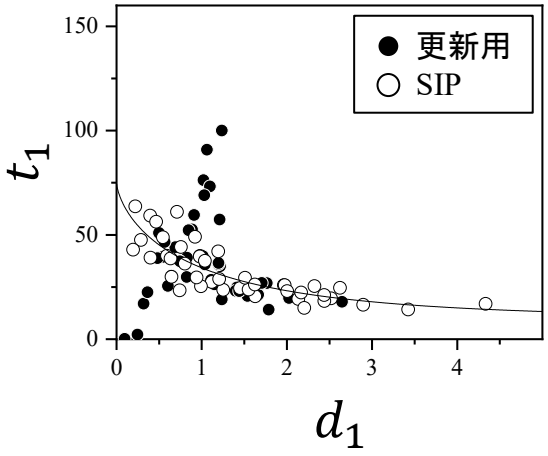
$\varphi_{cuD}/\varphi_{cu} = e^{-(\varepsilon_D/t_1)^{d_1}}$ で近似



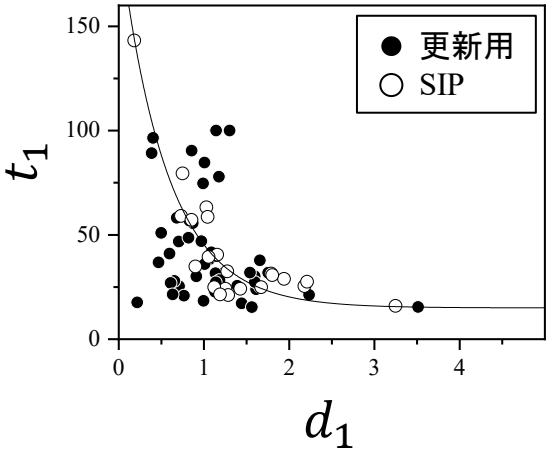
t_1とd_1の間に相関性が認められたことを利用



礫質土



砂質土



粘性土

- SIPニューマークD法
- 更新用追加データ

⇒ 概ね類似した傾向

⇒ データの精査をした上でモデルを構築

今後の予定

- 更新用に追加したデータの精査
- SIPニューマークD法のモデルと同様な手法（回帰分析）を用いた更新版の簡易推定モデルの構築
- 機械学習など，新たな手法を用いた簡易推定モデルの構築
- 各モデルの精度検証

農研機構

SERID研究会「技術講演会」
2025年11月28日

SIPニューマークD法の適用条件と活用方法

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

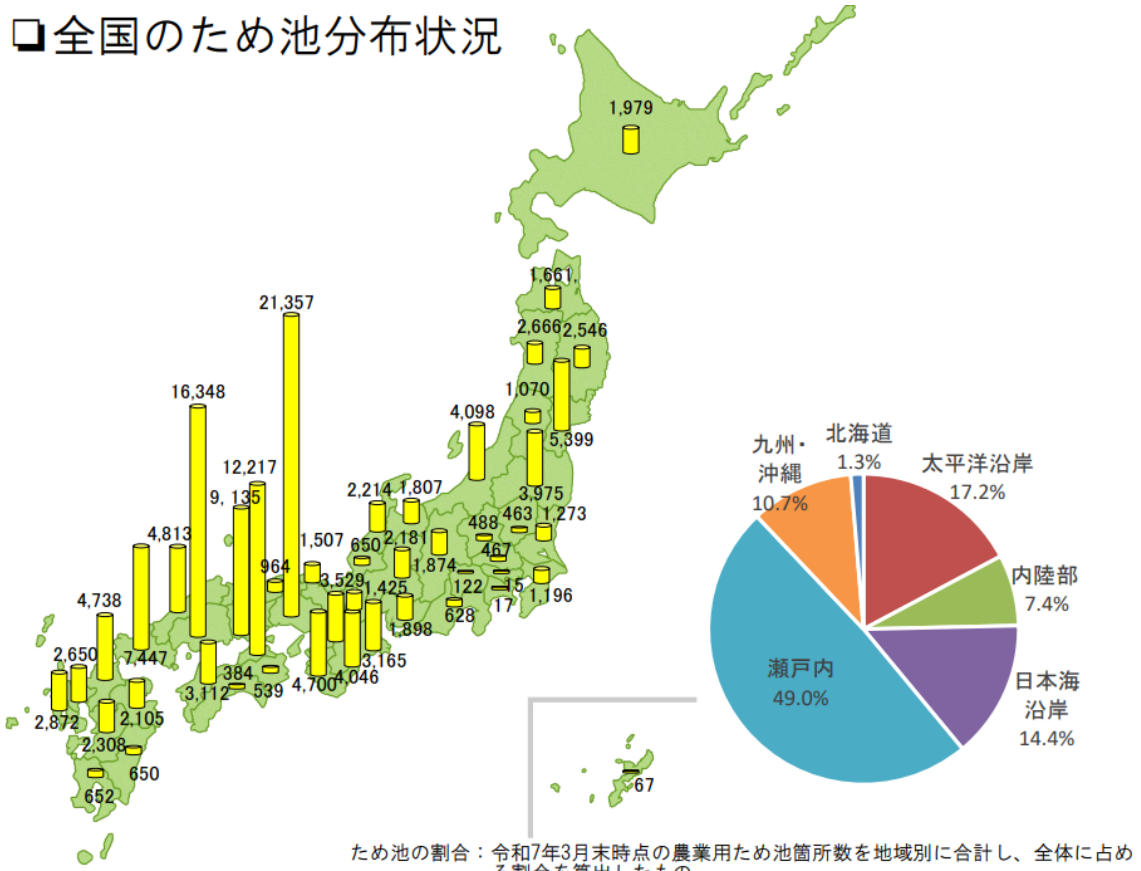
※　農研機構（のうけんきこう）は、国立研究開発法人 農業・食品産業技術総合研究機構のコミュニケーションネーム（通称）です。

NARO

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



農業用ため池分布図
（令和7年3月末）

ため池の割合：令和7年3月末時点の農業用ため池箇所数を地域別に合計し、全体に占める割合を算出したもの

太平洋沿岸　：岩手県、宮城県、福島県、茨城県、千葉県、神奈川県、東京都、静岡県、愛知県、三重県、和歌山県、徳島県、高知県
内　陸　部　：栃木県、群馬県、埼玉県、長野県、山梨県、岐阜県、滋賀県、奈良県
日本海沿岸　：青森県、秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県、京都府、鳥取県、島根県
瀬　戸　内　：大阪府、兵庫県、岡山県、広島県、山口県、香川県、愛媛県

箇所数順					
1	兵庫県	21,357	25	愛知県	1,898
2	広島県	16,348	26	長野県	1,874
3	香川県	12,217	27	富山県	1,807
4	岡山県	9,135	28	青森県	1,661
5	山口県	7,447	29	京都府	1,507
6	宮城県	5,399	30	滋賀県	1,425
7	島根県	4,813	31	茨城県	1,273
8	福岡県	4,738	32	千葉県	1,196
9	和歌山県	4,700	33	山形県	1,070
10	新潟県	4,098	34	鳥取県	964
11	奈良県	4,046	35	鹿児島県	652
12	福島県	3,975	36	福井県	650
13	大阪府	3,529	36	宮崎県	650
14	三重県	3,165	38	静岡県	628
15	愛媛県	3,112	39	徳島県	539
16	長崎県	2,872	40	群馬県	488
17	秋田県	2,666	41	埼玉県	467
18	佐賀県	2,650	42	栃木県	463
19	岩手県	2,546	43	高知県	384
20	熊本県	2,308	44	山梨県	122
21	石川県	2,214	45	沖縄県	67
22	岐阜県	2,181	46	神奈川県	17
23	大分県	2,105	47	東京都	15
24	北海道	1,979			149,417

（農林水産省農村振興局整備部防災課調べ 令和7年3月末）

出典：農林水産省、ため池とは
https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/attach/pdf/gaiyou-5.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。

全国に防災重点農業用ため池は
約52,000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	119
青森県	384
岩手県	693
宮城県	524
秋田県	1,049
山形県	356
福島県	1,367
茨城県	36
栃木県	177
群馬県	195
埼玉県	245
千葉県	383
東京都	7
神奈川県	2
山梨県	89
長野県	678
静岡県	438
新潟県	647
富山県	543
石川県	1,176
福井県	370
岐阜県	1,306
愛知県	1,011
三重県	1,012

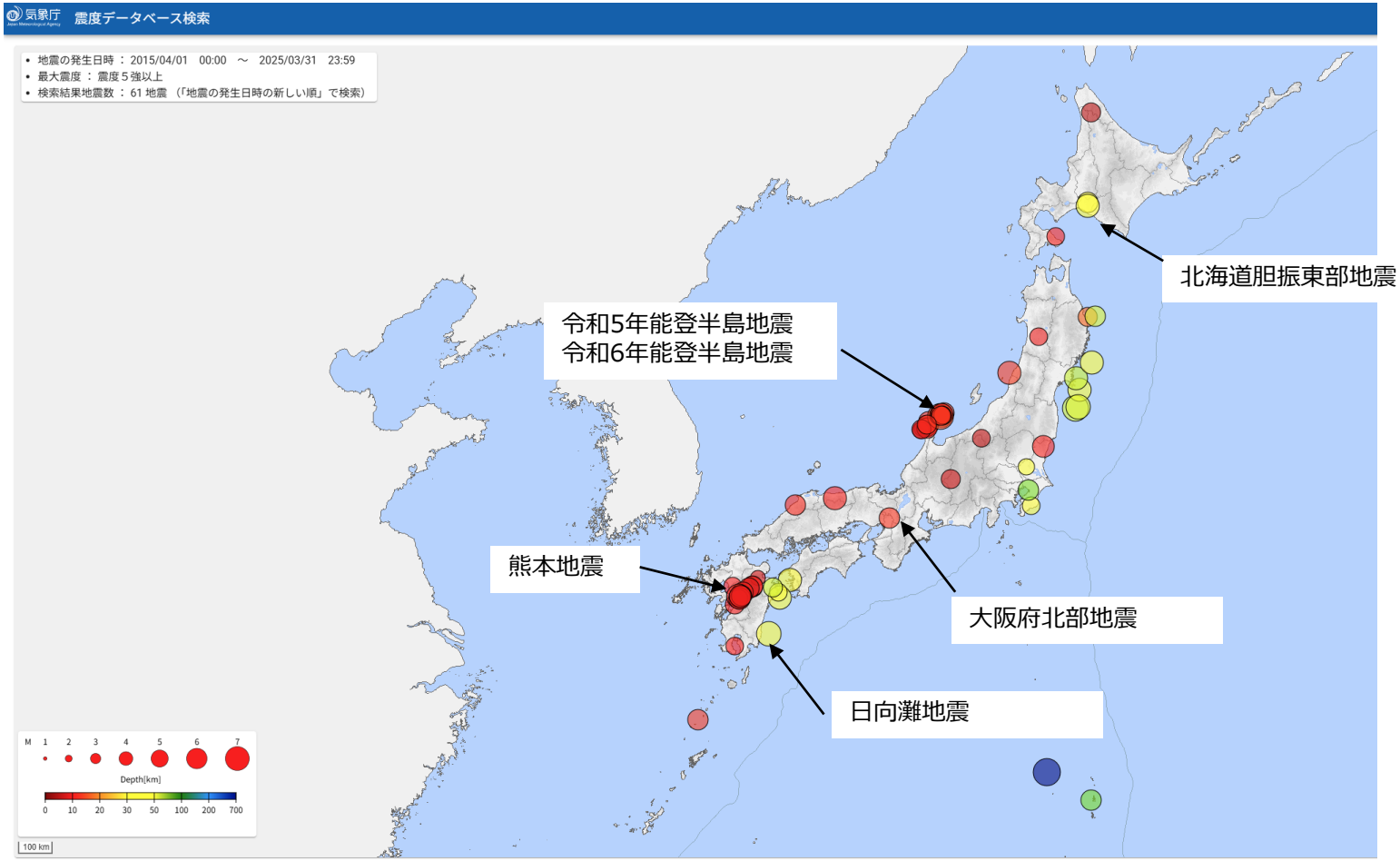
都道府県名	箇所数
滋賀県	466
京都府	614
大阪府	2,352
兵庫県	6,121
奈良県	964
和歌山県	1,877
鳥取県	301
島根県	1,368
岡山県	3,994
広島県	6,753
山口県	1,211
徳島県	362
香川県	3,099
愛媛県	1,737
高知県	210
福岡県	3,469
佐賀県	1,402
長崎県	716
熊本県	826
大分県	1,021
宮崎県	419
鹿児島県	246
沖縄県	45
合計	52,380

※令和7年3月末現在。

出典：農林水産省、防災重点農業用ため池の都道府県別の指定箇所数
https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/attach/pdf/koujitokusohou-35.pdf

過去10年間の地震発生状況

- 2015～2024年度の10年間の震度5強以上の地震は61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/

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
※適宜見直しされており、箇所数については流動的

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m^3以上
- 堤高10m以上
- 強度低下が起きやすい

出典：農林水産省農村振興局整備部監修、土地改良事業設計指針「ため池整備」

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堤体と設計洪水位との標高差
③1.0m

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。

限定された損傷に留める：地震による損傷が限定的なものにとどまり、土地改良施設としての機能の回復が速やかに行い得る性能

L2地震動安定計算手法

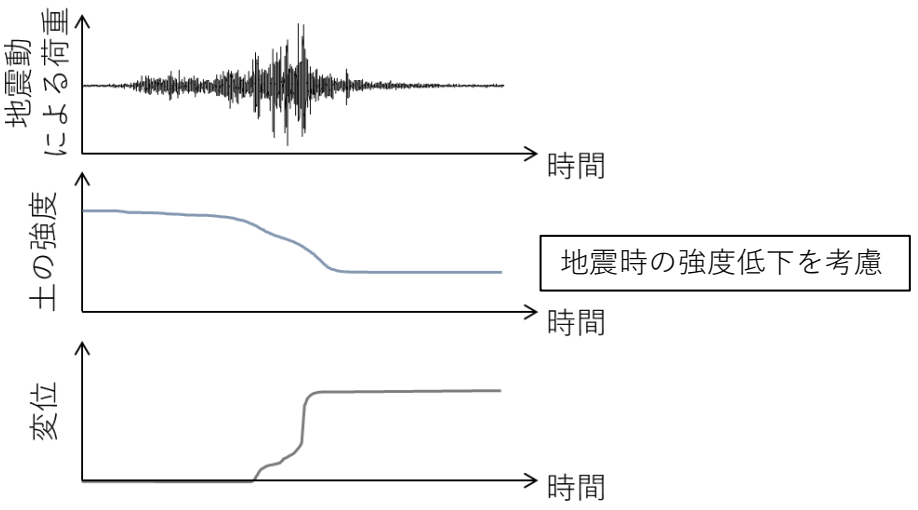
①動的応答解析（有限要素法）
ALID、FLIP、LIQCA

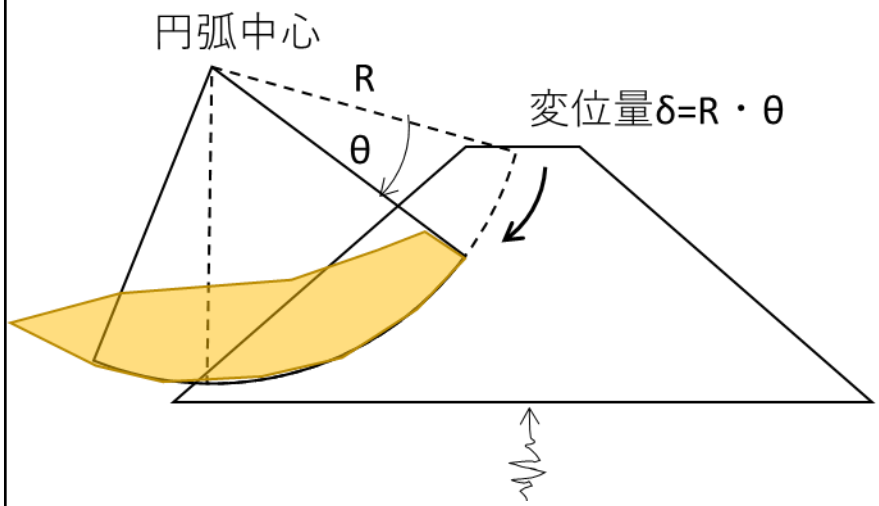
②塑性すべり解析
詳細ニューマークD法
SIPニューマークD法

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。





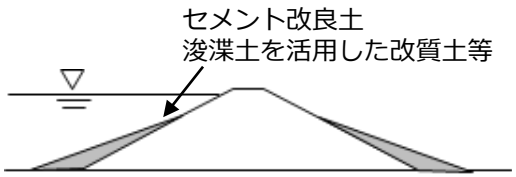
ニューマークD法の適用条件

・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
・解析条件および解析結果の妥当性の検証

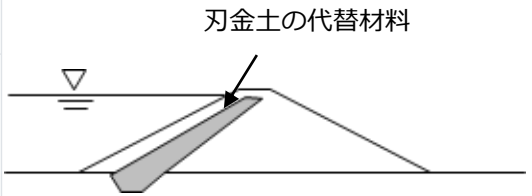
ニューマーク-D法の適用

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

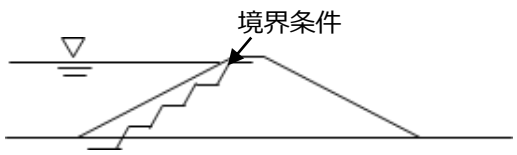
堤高	堤体の状況	適用する手法	必要な調査・試験	備考
H≧10m		詳細ニューマーク-D法	・原位置試験 （PS検層、密度検層、標準貫入試験等） ・コアサンプリング ・物理試験一式 ・締固め試験 ・詳細ニューマーク-D法適用に必要な室内土質試験一式	
	堤体構造が複雑な場合	詳細ニューマーク-D法		
5m≦H＜10m	堤体構造が 比較的単純な場合 （例えば、均一型等）	SIPニューマーク-D法	・原位置試験 （PS検層、密度検層、標準貫入試験等） ・コアサンプリング ・物理試験一式 ・締固め試験 ・圧密非排水試験	堤体の地層構成、地質モデルおよび強度低下モデルに適用する締固め度を含む土質特性等を把握すること。
H＜5m		SIPニューマーク-D法	・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

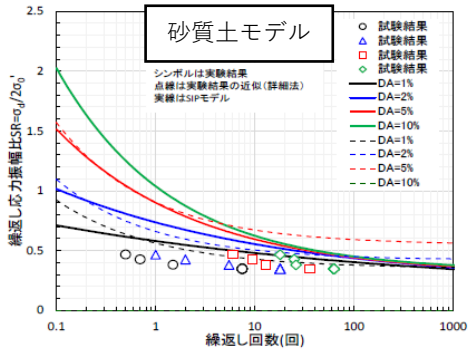


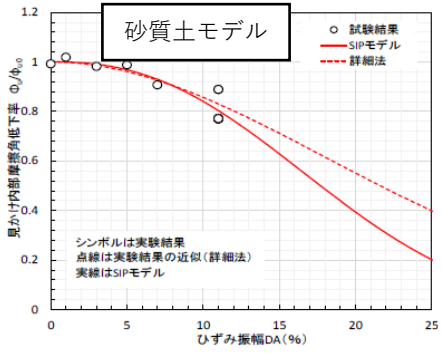
ベントナイトシート工法

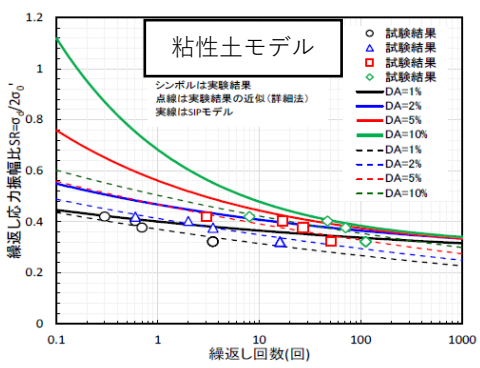
SERID研究会HP：ニューマーク-D法の適用より引用、http://www.serid.jp/newmark-d/

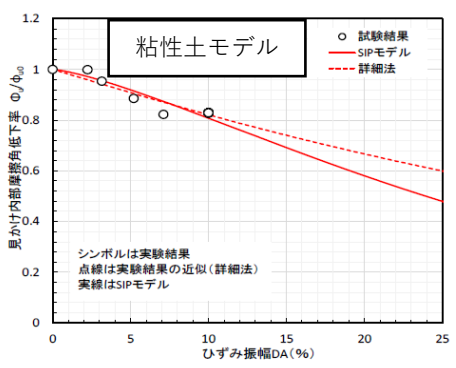
詳細ニューマークD法とSIP-NewDの違い

項目	詳細ニューマークD法	SIP-ニューマークD法 （SIP-NewD）
条件設定・モデル作成等	ボーリング調査、一般的な土質試験、 地震波形設定	ボーリング調査、一般的な土質試験、 地震波形設定
強度 低下の算定	繰返し三軸試験および繰返し三軸圧縮試験からの静的載荷試験	一般的な土質試験結果127試料から推定した非線形の強度低下モデル 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	二次元等価線形解析等の動的応答解析（FEM）	①修正震度法等に基づき，堤体内地震増幅率分布を推定（バイリニア）。 ②一次元等価線形化解析の結果を補正して二次元状態に適用
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。









※安定計算手法として、簡易ニューマークD法があるが、簡易ニューマークD法は**線形モデル**であり、SIPニューマークD法とは異なる。

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析比較一覧

- 全国を対象に詳細法を実施した解析データを収集しSIP法で解析　85ケース（昨年28ケース)

ため池No.	堤高 (m)	許容沈下量 (m)	検討 ケース	詳細法	SIP 1 バイリニア推定	SIP2 1次元等価線形 解析補正
1	6.4	1.8	上流	○	○	○
2	33.1	3.4	上流	○	○	○
3	27.8	2.7	上流	○	○	○
4	13.3	1.5	上流	○	○	○
5	15.1	2.2	上流	○	○	○
6	13.2	2.3	上流	○	○	○
7	15.2	3.3	上流	○	○	○
8	13.2	2.3	上流	○	○	○
9	12.4	2	上流	○	○	○
10	12.5	2.7	上流	○	○	○
11	13.5	2.8	上流	○	○	○
12	13.2	2	上流	○	○	○
13	16.1	1.8	上流	○	○	○
14	11	2.5	上流	○	○	○
15	11.4	1.9	上流	○	○	○
16	14	2.3	上流	○	○	○
17	22.8	2.4	上流	○	○	○
18	13.4	1.9	上流	○	○	○
19	18.5	2.1	上流	○	○	○
20−1	21.7	3.1	上流1	○	○	○
20−2			下流1	○	○	○
20−3			上流2	○	○	○
20−4			下流2	○	○	○
21−1	14.4	3.2	上流1	○	○	○
21−2			下流1	○	○	○
21−3			上流2	○	○	○
21−4			下流2	○	○	○

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析比較一覧

- 全国を対象に詳細法を実施した解析データを収集しSIP法で解析　85ケース（昨年28ケース)

ため池No.	堤高 (m)	許容沈下量 (m)	検討ケース	詳細法	SIP 1 バイリニア推定	SIP2 1次元等価線形解析補正
22-1	26.2	3.2	上流1	○	○	○
22-2			下流1	○	○	○
22-3			上流2	○	○	○
22-4			下流2	○	○	○
23-1	13.5	2.7	上流1	○	○	○
23-2			下流1	○	○	○
23-3			上流2	○	○	○
23-4			下流2	○	○	○
24-1	10.6	6.1	上流	○	○	○
24-2			下流	○	○	○
25-1	25.2	2.5	上流1	○	○	○
25-2			下流1	○	○	○
25-3			上流2	○	○	○
25-4			下流2	○	○	○
26-1	22	3.3	上流1	○	○	○
26-2			下流1	○	○	○
26-3			上流2	○	○	○
26-4			下流2	○	○	○
27-1	6	2	上流1	○	○	○
27-2			下流1	○	○	○
27-3			上流2	○	○	○
27-4			下流2	○	○	○
28-1	9.1	1.9	上流1	○	○	○
28-2			下流1	○	○	○
28-3			上流2	○	○	○
28-4			下流2	○	○	○

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析比較一覧

- 全国を対象に詳細法を実施した解析データを収集しSIP法で解析　85ケース（昨年28ケース)

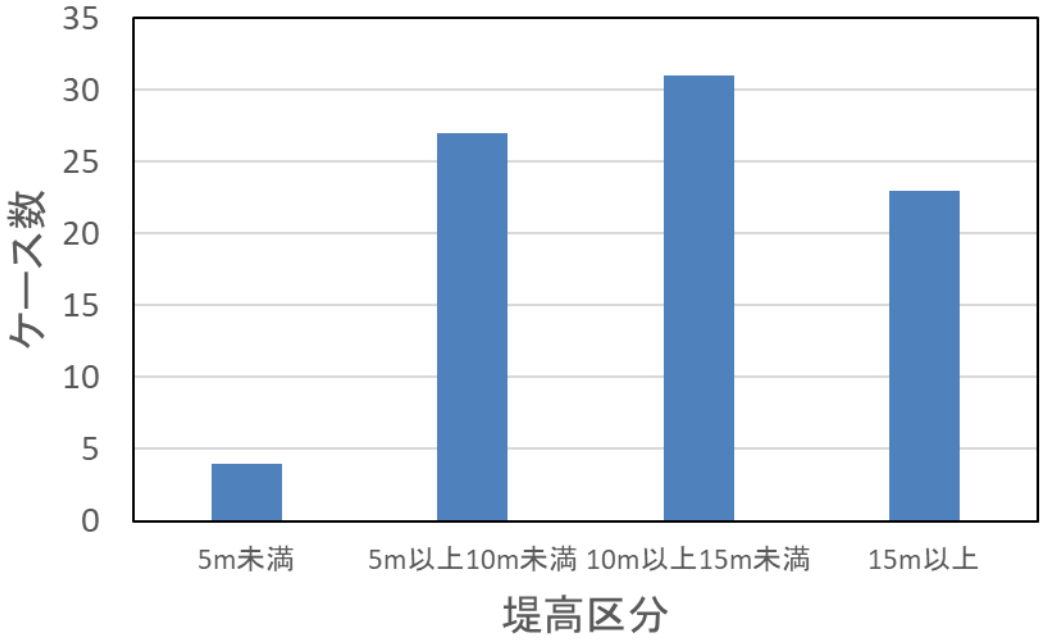
ため池No.	堤高 (m)	許容沈下量 (m)	検討ケース	詳細法	SIP 1 バイリニア推定	SIP2 1次元等価線形解析補正
29-1	14.9	1.8	上流1	○	○	○
29-2			下流1	○	○	○
29-3			上流2	○	○	○
29-4			下流2	○	○	○
30-1	5.1	0.9	上流1		○	○
30-2			下流1		○	○
30-3			上流2		○	○
30-4			下流2		○	○
31-1	5	2.5	上流1		○	○
31-2			下流1		○	○
31-3			上流2		○	○
31-4			下流2		○	○
32-1	14.9	2.3	上流1	○	○	○
32-2			下流1	○	○	○
33-1	5.5	0.85	上流1	○	○	○
33-2			下流1	○	○	○
33-3			上流2	○	○	○
33-4			下流2	○	○	○
34-1	6	1.3	上流1	○	○	○
34-2			下流1	○	○	○
34-3			上流2	○	○	○
34-4			下流2	○	○	○
35-1	3.3	1.1	上流1	○	○	○
35-2			下流1	○	○	○
35-3			上流2	○	○	○
35-4			下流2	○	○	○
36-1	7.5	2.2	上流1	○	○	○
36-2			下流1	○	○	○

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析比較一覧

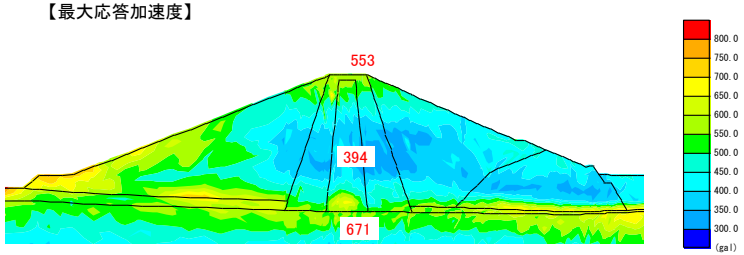
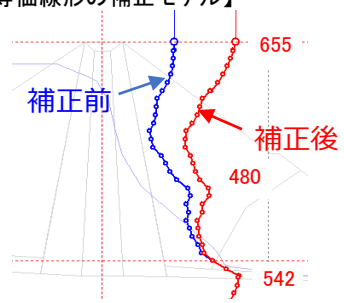
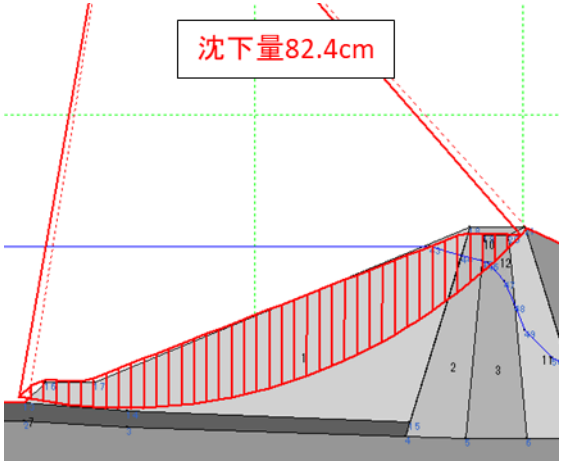
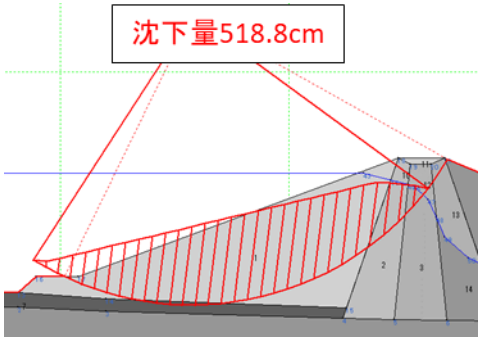
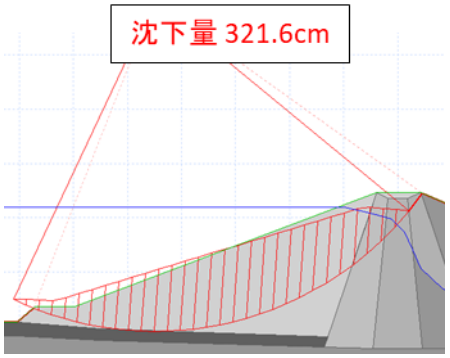
- 全国を対象に詳細法を実施した解析データを収集しSIP法で解析　85ケース（昨年28ケース)

ため池No.	堤高 (m)	許容沈下量 (m)	検討 ケース	詳細法	SIP 1 バイリニア推定	SIP2 1次元等価線形 解析補正
37-1	10	4	上流1	○	○	○
37-2			下流1	○	○	○
37-3			上流2	○	○	○
37-4			下流2	○	○	○

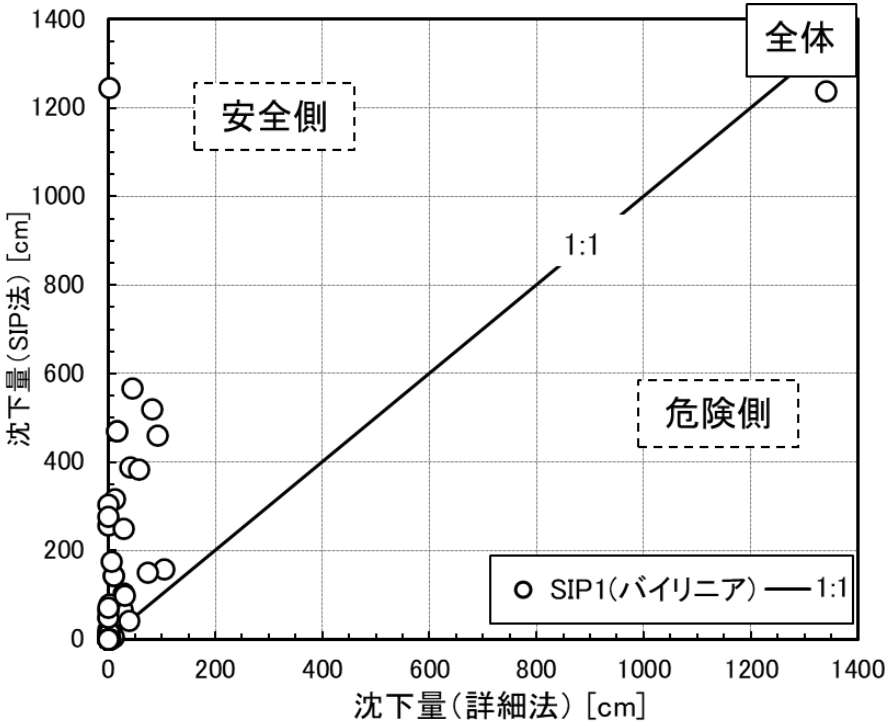
5m未満	4
5m以上10m未満	27
10m以上15m未満	31
15m以上	23

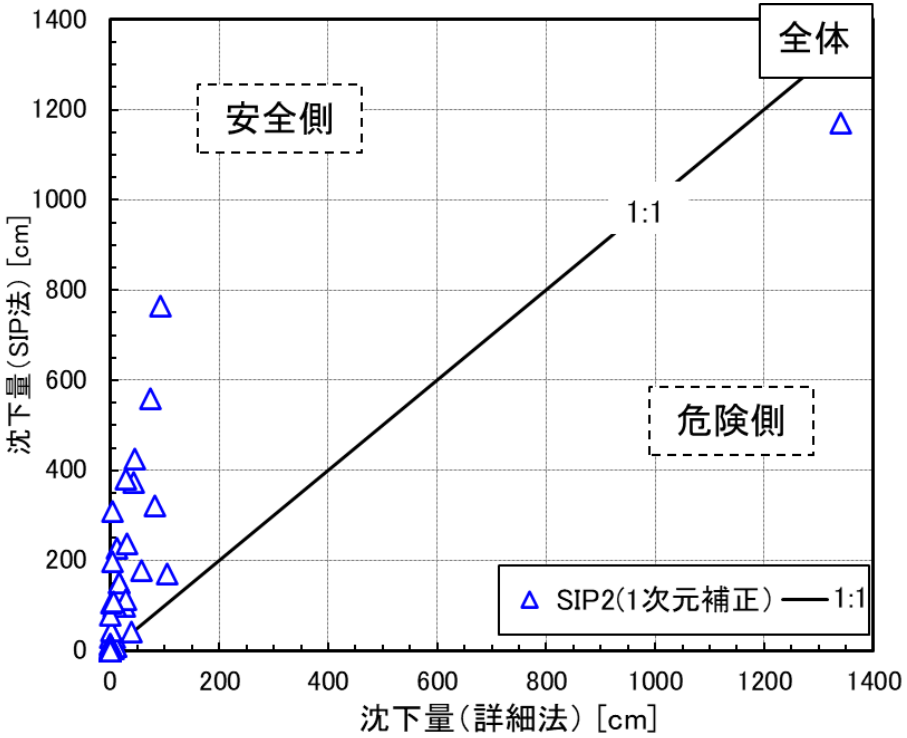


詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果比較

詳細ニューマークD法	SIPニューマークD法	
ため池No.3 堤高：27.8m 許容沈下量：2.7m	①修正震度法等に基づき，堤体内地震増幅率分布を推定（バイリニア）	②一次元等価線形化解析の結果を補正して二次元状態に適用
【最大応答加速度】 	SIP1：【バイリニアモデル】 	SIP2：【1D等価線形の補正モデル】 
		
OK	NG	NG

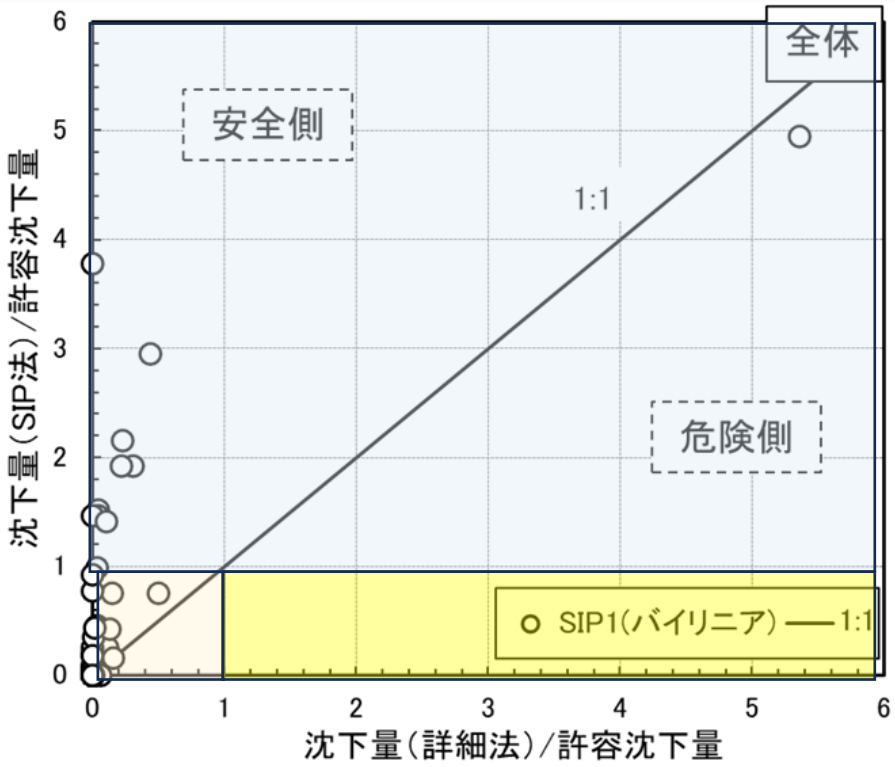
詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価（今回）

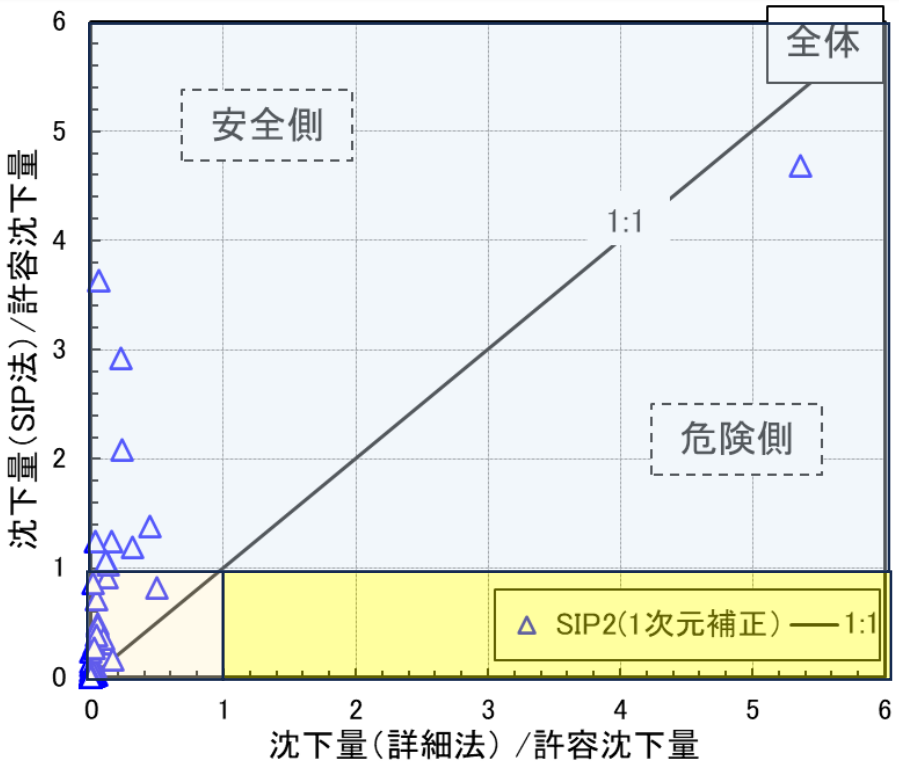




- 詳細法と比較して、SIP１（バイリニア）の方がSIP２（1次元補正）より安全側
- SIP法の結果が危険側となる場合がある。

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価



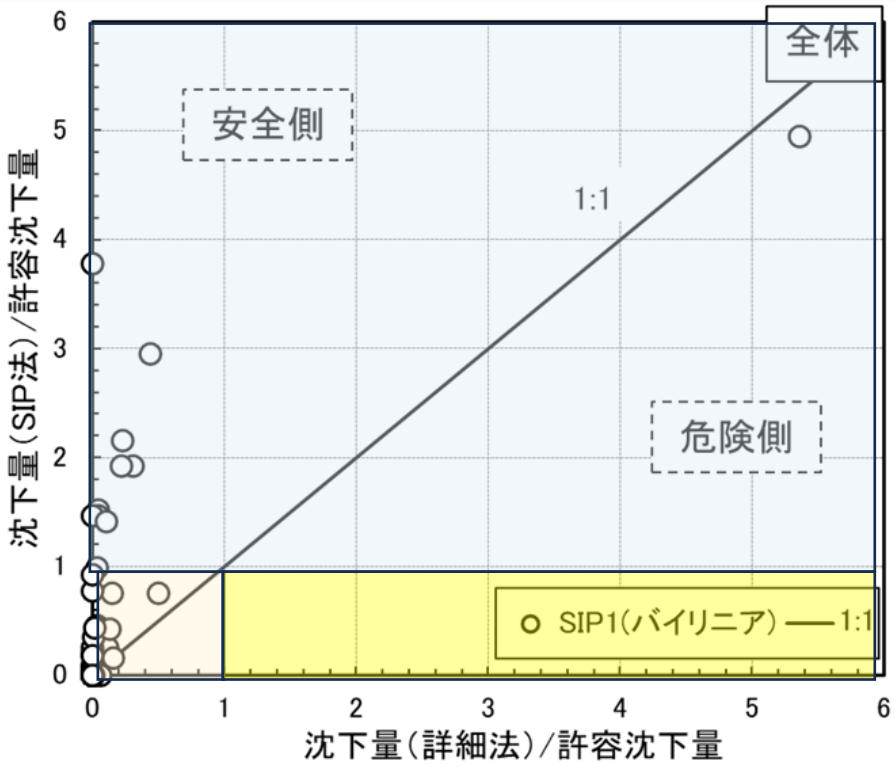


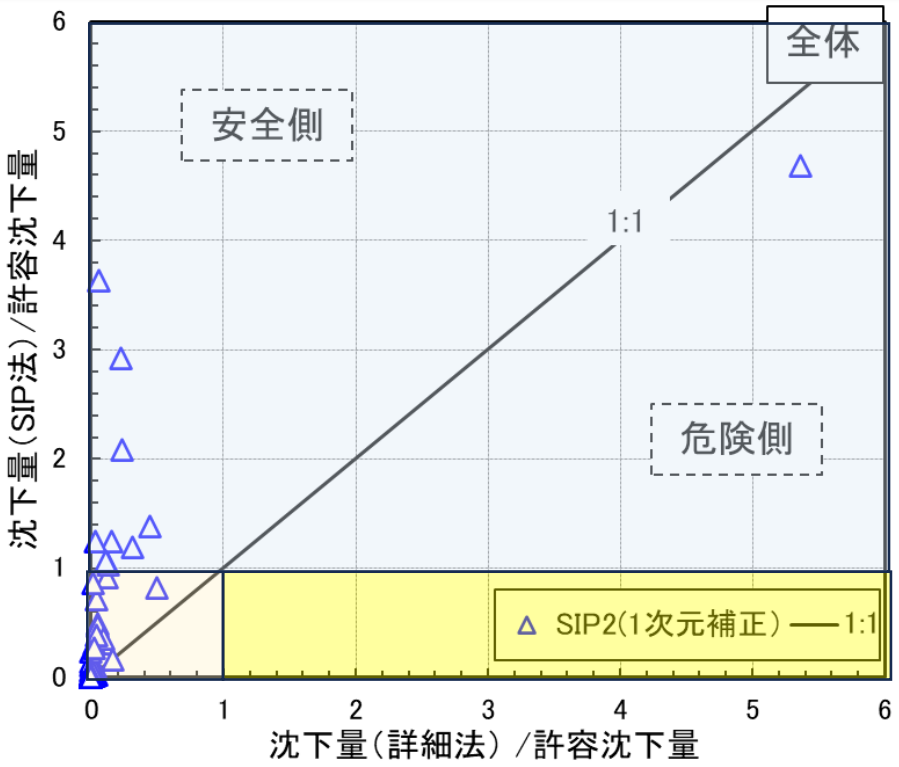
- 沈下量/許容沈下量の値が1以下であれば耐震性能を満足する。
- 縦横軸とも1以下であれば、詳細法とSIP法ともに耐震性能を満足する。

既存堤体の耐震性評価で検討する場合、

- 縦軸が1を超える場合、SIP法の判定でNGとなるため、詳細法の実施が必要。
- 縦軸・横軸が1以下である場合、SIP法の判定でOKとなり、詳細法でもOKとなる。
- 縦軸が1以下であっても、横軸が1を超える場合、SIP法でOKであっても詳細法でNGとなってしまうが該当ケースなし。（そのような場合は、SIP法の適用範囲外と考える）

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価

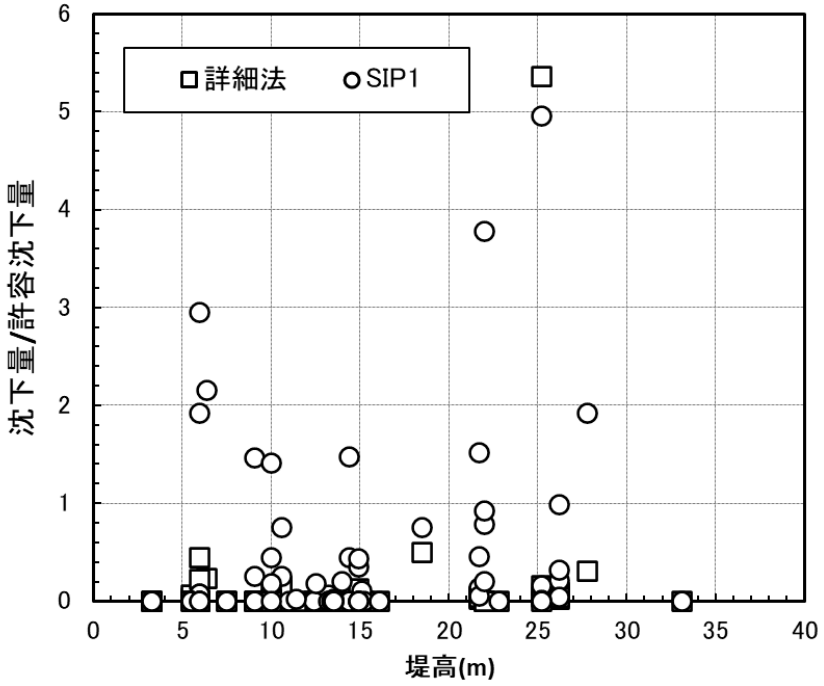


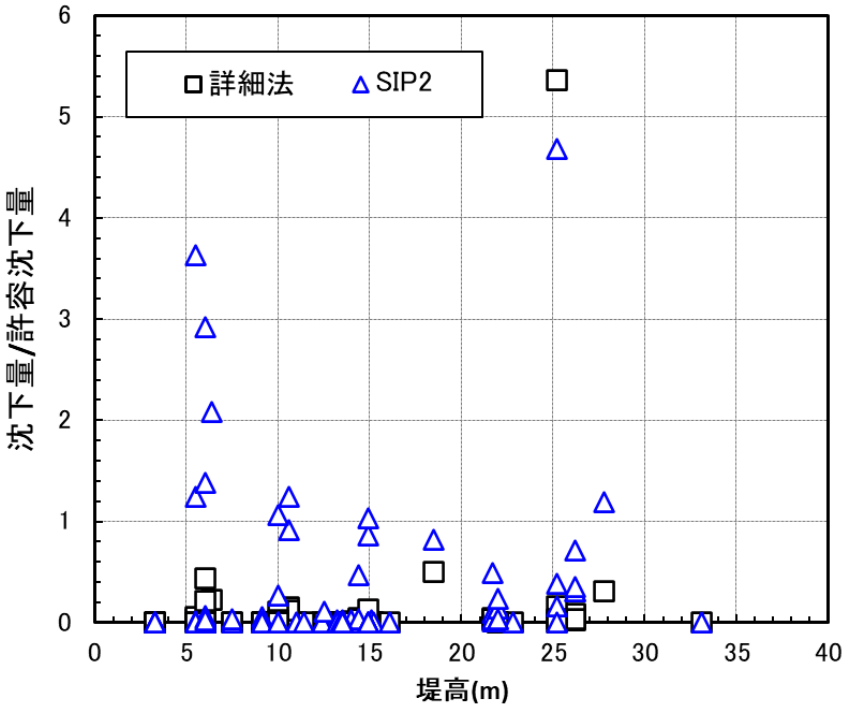


既存堤体の耐震性評価結果がNGとなり対策工法を検討する場合、

- 縦軸が1を超える場合、SIP法の判定でNGとなるため、1以下となるように改修範囲を修正。
- 縦軸・横軸が1以下である場合、SIP法の判定でOKとなり、詳細法でもOKとなる。
- 縦軸が1以下であっても、横軸が1を超える場合、SIP法でOKであっても詳細法でNGとなってしまうが該当ケースなし。（そのような場合は、SIP法の適用範囲外と考える）

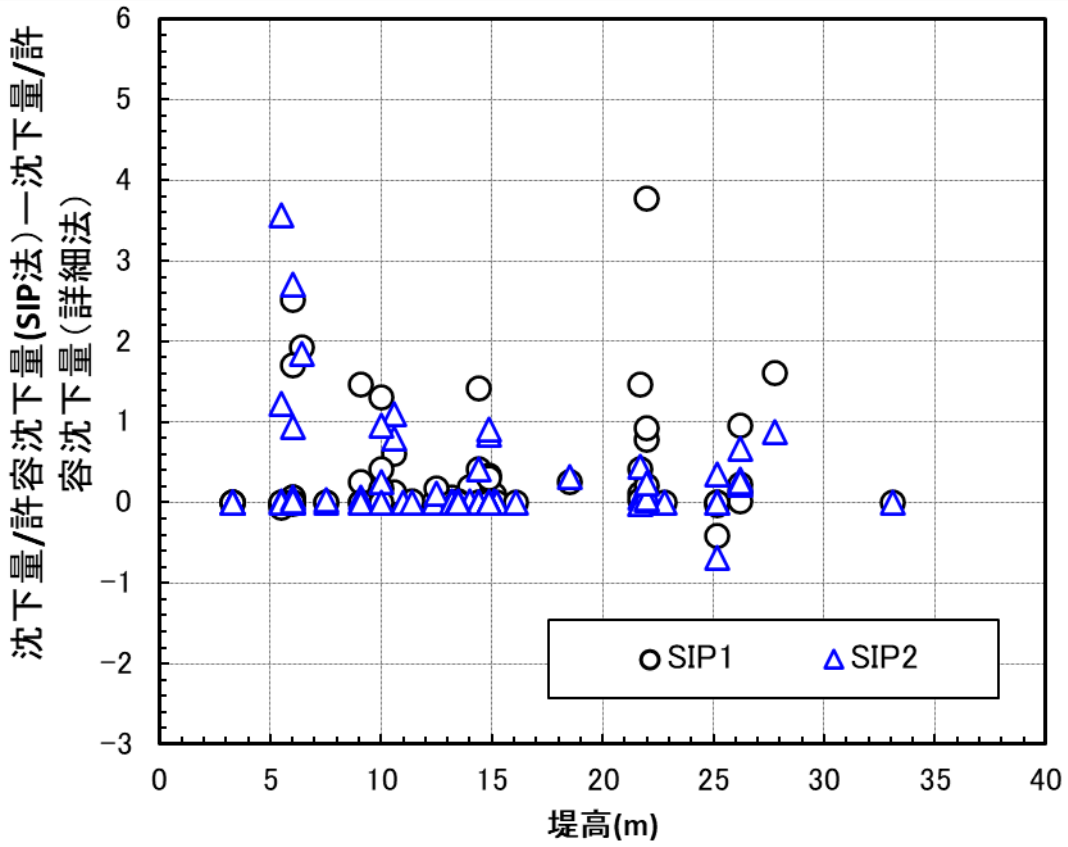
堤高と沈下量/許容沈下量の関係





SIP法による算定する沈下量は堤高の影響を受けない。
SIP１（バイリニア）よりSIP２（1次元補正）の方が、詳細法の結果に近い結果が得られる。

沈下量/許容沈下量におけるSIP法と詳細法の差

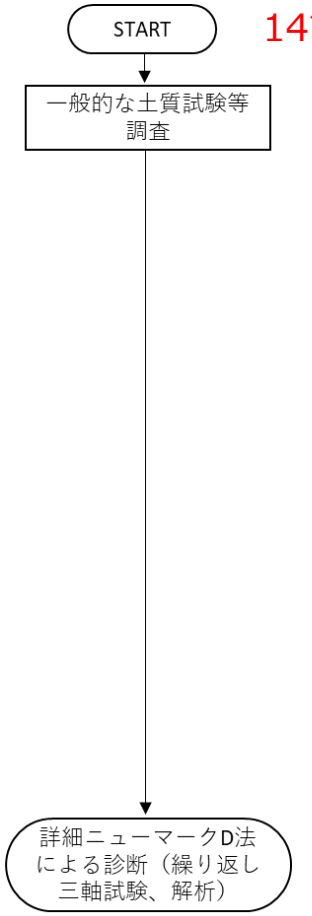


沈下量/許容沈下量（SIP法）ー沈下量/許容沈下量（詳細法）を確認しても、堤高の違いによる特徴がないことがわかる。

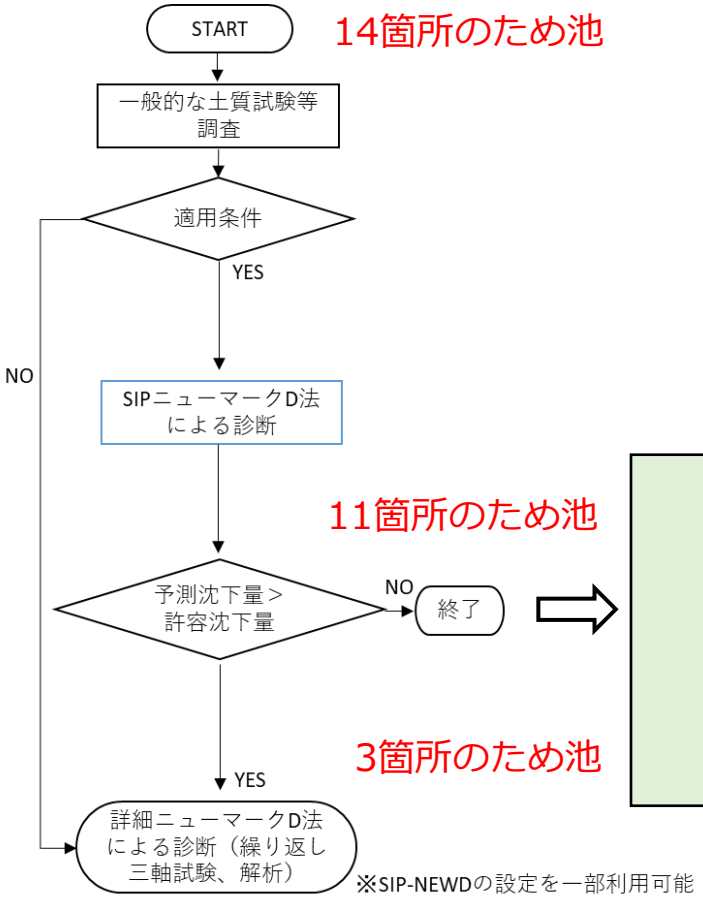
堤高によってSIP法の適用範囲が限定されることはない。

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

・詳細法とSIP2の算定結果を用いた絞り込みの例



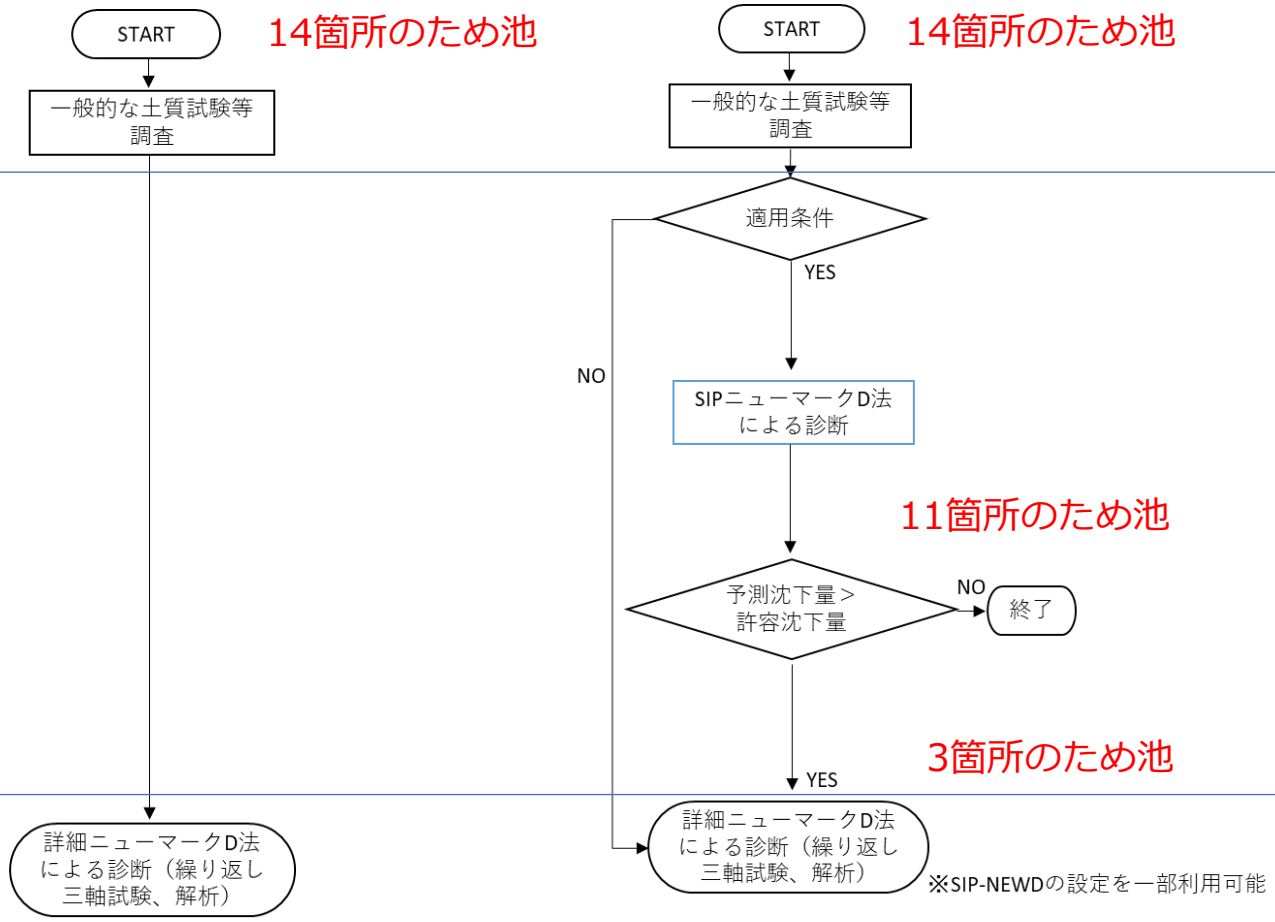
従来



SIP法による絞り込み

詳細診断を実施する必要のあるため池を絞り込みコスト縮減、期間短縮

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



一般的な土質試験等
調査費は同じ

SIP法に関する解析
業務費を1.0とする

詳細法に関する解析
業務費、新規2.0、
SIP実施済み1.8と仮定

強度低下算定のための
土質試験は+α

従来

SIP法による絞り込み

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

各項目の費用設定

一般的な土質試験等調査費：　x
強度低下算定用土質試験費：　α
SIP法解析業務費　　：　β
詳細法解析業務(SIP法実施済み）：　1.8β
詳細法解析業務（新規）：２β

SIP法

項目
事前調査打合せ作業計画
SIP法解析（1断面2波形）
報告書作成・照査

詳細法

項目
事前調査打合せ作業計画
FEM動的解析（1断面2波形）
SIP法解析（1断面2波形）
報告書作成・照査

※SIP法から詳細法を実施する場合、条件設定、モデル作成等は引き継ぐ

従来のフロー

項目	金額	数量	合計
一般的な土質試験等調査	x	14	14x
強度低下算定用土質試験	α	14	14α
詳細法解析業務	2β	14	28β

SIP法を活用したフロー

項目	金額	数量	合計
一般的な土質試験等調査	x	14	14x
SIP法解析業務	1.0β	14	14β
強度低下算定用土質試験	α	3	3α
詳細法解析業務	1.8β	3	5.4β

コスト縮減効果　　8.6β+11α

事例に用いた14箇所を対象にSIP法で絞り込むと、詳細法解析業務約4業務分、
強度低下算定用土質試験費約11業務分のコストが縮減できる。

改修工法の検討への適用

既設堤体について、レベル２地震動に対する耐震性能照査を詳細法により実施すると、算定した沈下量が許容沈下量を超える結果となった。
堤体土について一般的な土質試験に加え、液状化抵抗特性、強度低下曲線算定のための室内試験結果がすでにある。

設計フロー：
①　　使用するソフトはSIP-NewDを用いる。対策工のモデル作成、土質定数等の設定。

②-1　液状化特性、強度低下特性のパラメータフィッテイングはSERIDを用いて求める。
　　またはエクセルファイルで求める。

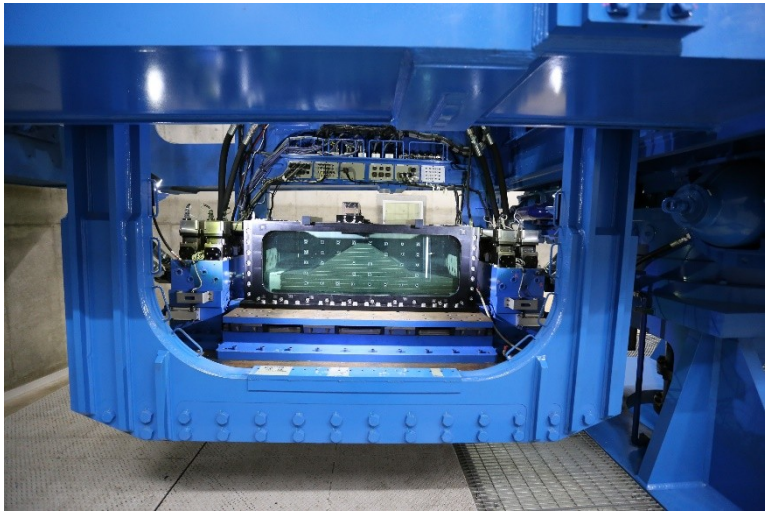
②-2　SIP-NewDで、②-1で求めた液状化特性、強度低下特性のパラメータを入力する。

③　　応答波形は一次元等価線形化解析を実施する。SIP2（一次元補正）推奨。

④　円弧すべり安定計算の実施

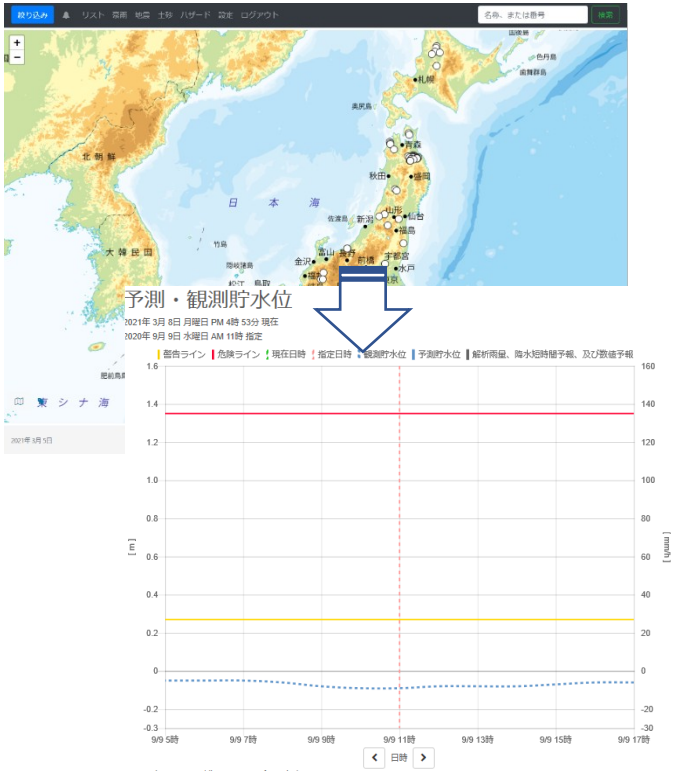
遠心載荷装置によるため池の耐震性の検討

- 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



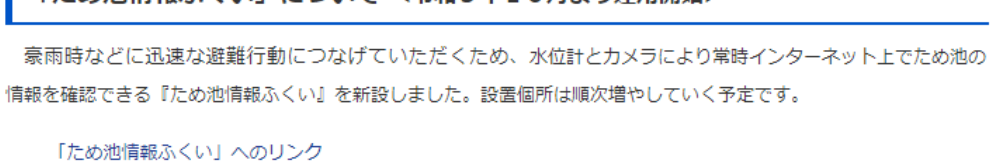
遠隔監視体制の整備の推進

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

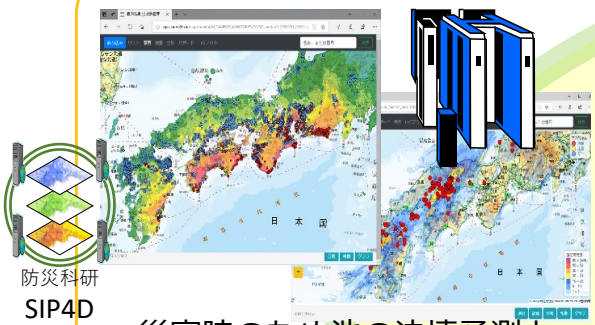


福井県、ため池情報福井
https://www.pref.fukui.lg.jp/doc/021605/nouchihozen/tameike.html

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」

ため池デジタルプラットフォームは、ため池防災支援システム・ため池管理アプリと連携し、ため池の写真・日常点検写真・緊急点検写真・地質調査・水位計やWebカメラ、ドローン画像、衛星データ等の情報を収集、保存するプラットフォームです。さらに、ため池改修の3D図面を格納して情報化施工を支援します。

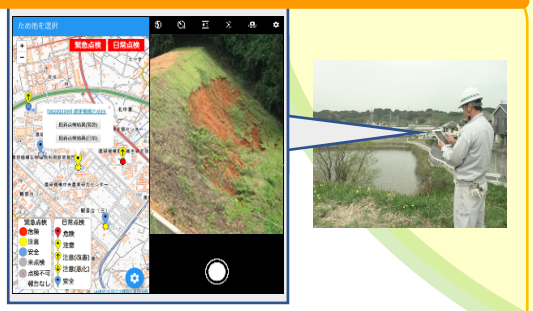
ため池防災支援システム



災害時のため池の決壊予測と被害情報の共有

行政

ため池管理アプリ



ため池管理者による管理情報

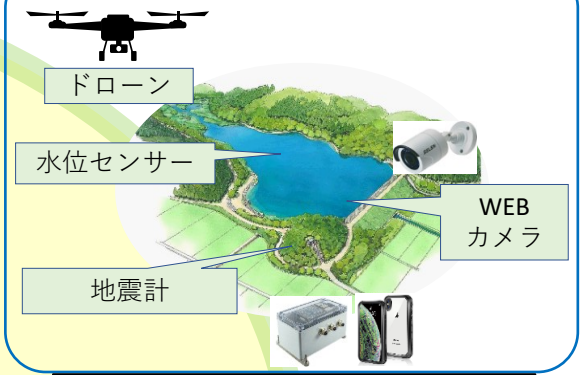
農家

ため池DXの推進

ため池デジタルプラットフォーム（ため池統合DB）

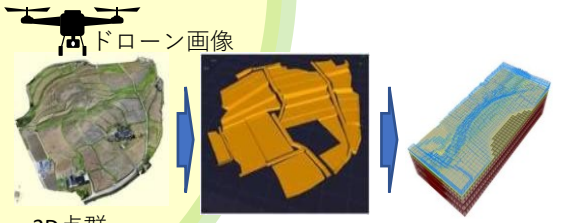
データの蓄積

遠隔調査・観測システム



衛星・UAV・センサー情報

ため池改修調査・設計・施工システム



ため池デジタル調査設計・情報化施工

民間の調査・設計・施工業者

スパコンを用いたAI解析・危険度解析

力学・水理モデル

AIモデル

豪雨時の警報システム

劣化状況調査の分析

農研機構

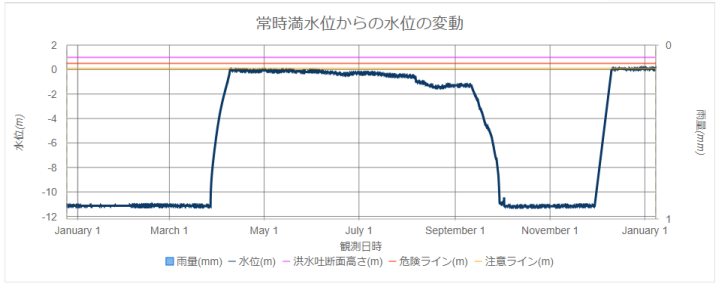
ため池データを共有化「ため池デジタルプラットフォーム」

- 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を登録、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納）

監視カメラ画像閲覧画面



水位データ閲覧画面

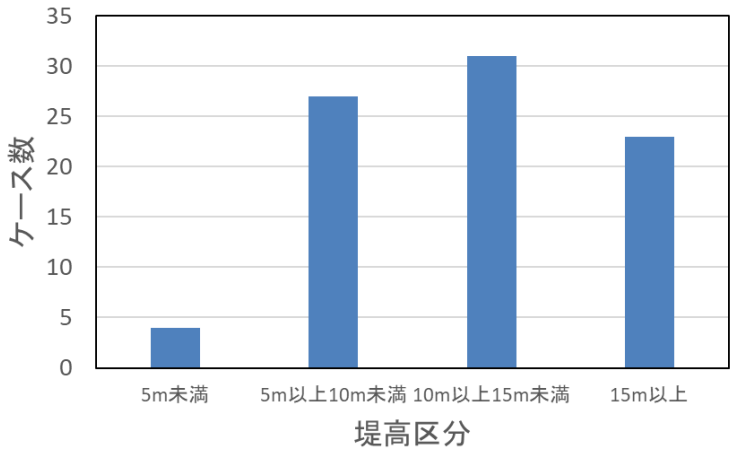
出典：例えば、ARIC情報、151、ため池デジタルプラットフォームの開発、8-13（2023）

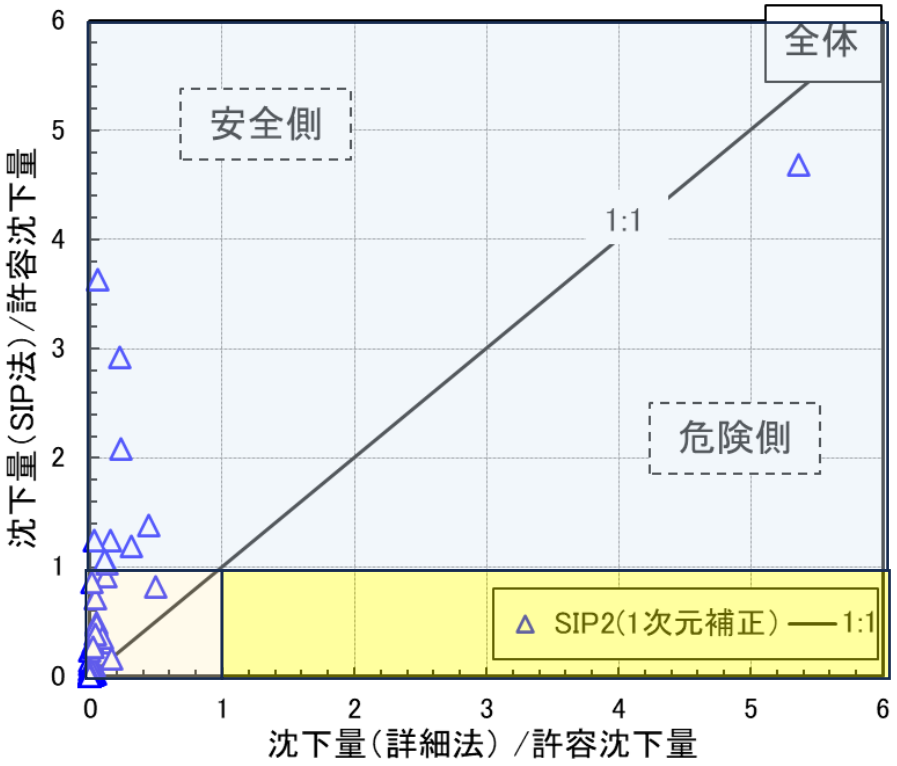
SIP法の適用条件について

全国で実施された詳細法のデータを収集し、SIP法の精度検証結果から適用範囲について検討。
SIP2法（一次元等価線形化解析の結果を補正して二次元状態に適用）において、
以下の条件が適用範囲であると考える。

- SIP法による非線形強度モデルの対象土質（粘性土、砂質土、礫質土）であること。
- 堤高の適用範囲は特段指定なし。

経年劣化等により極端に既存堤体断面が変形している場合の適用性について、今後データを収集し検討する。





ニューマークD法および液状化流動によるため池堤体の耐震診断法について

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
第二解析技術部

SERID技術講演会　2025年11月28日（金）
15:20～15:50、TKP金沢カンファレンスセンター

本日の内容

SERID 研究会
セリッド研究会

①背景

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

②レベル2地震動に対する耐震診断解析

- ニューマークD法（塑性すべり解析）
- 液状化解析　（すべりを伴わない準静的FEM解析等）とその組み合わせ
- 藤沼ダム本堤の検証事例

③SERIDv.4（ニューマークD法）の新機能

- L1安定計算、従来ニューマーク法
- 補強材の取り扱い

SERID 研究会
セリッド研究会

東日本大震災における福島県内のため池の被災例

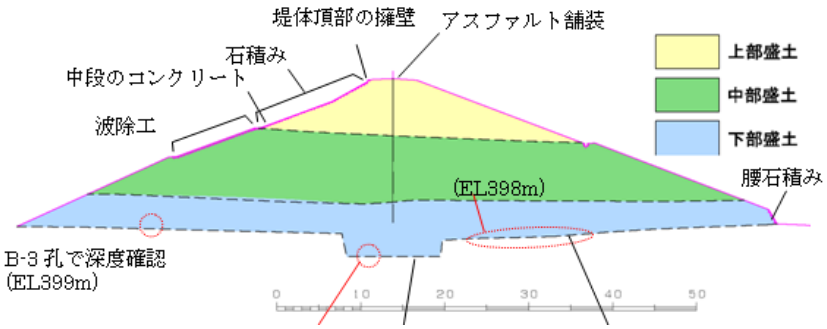
ため池総数：3,975箇所、この内 800箇所が被災（被災率：約20%）

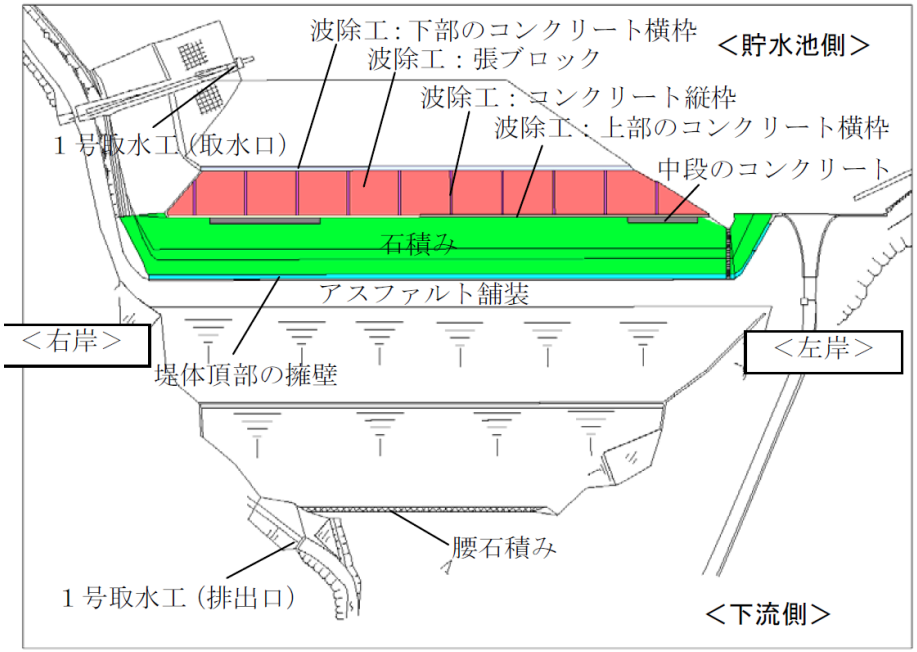
（東北地方太平洋沖地震：マグニチュード9.0　2011年3月11日14時46分）

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	底樋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							

出典：農工研技報No.213,pp.175～199,2012

ため池の被害事例（藤沼貯水池）





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
- 着工1937年4月; 第二次世界大戦で中断; 竣工1949年10月.

出典：第1回ため池研究会（2013.11.12）講演会資料

ため池の被害事例（藤沼貯水池）

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）

地震発生から約20分後

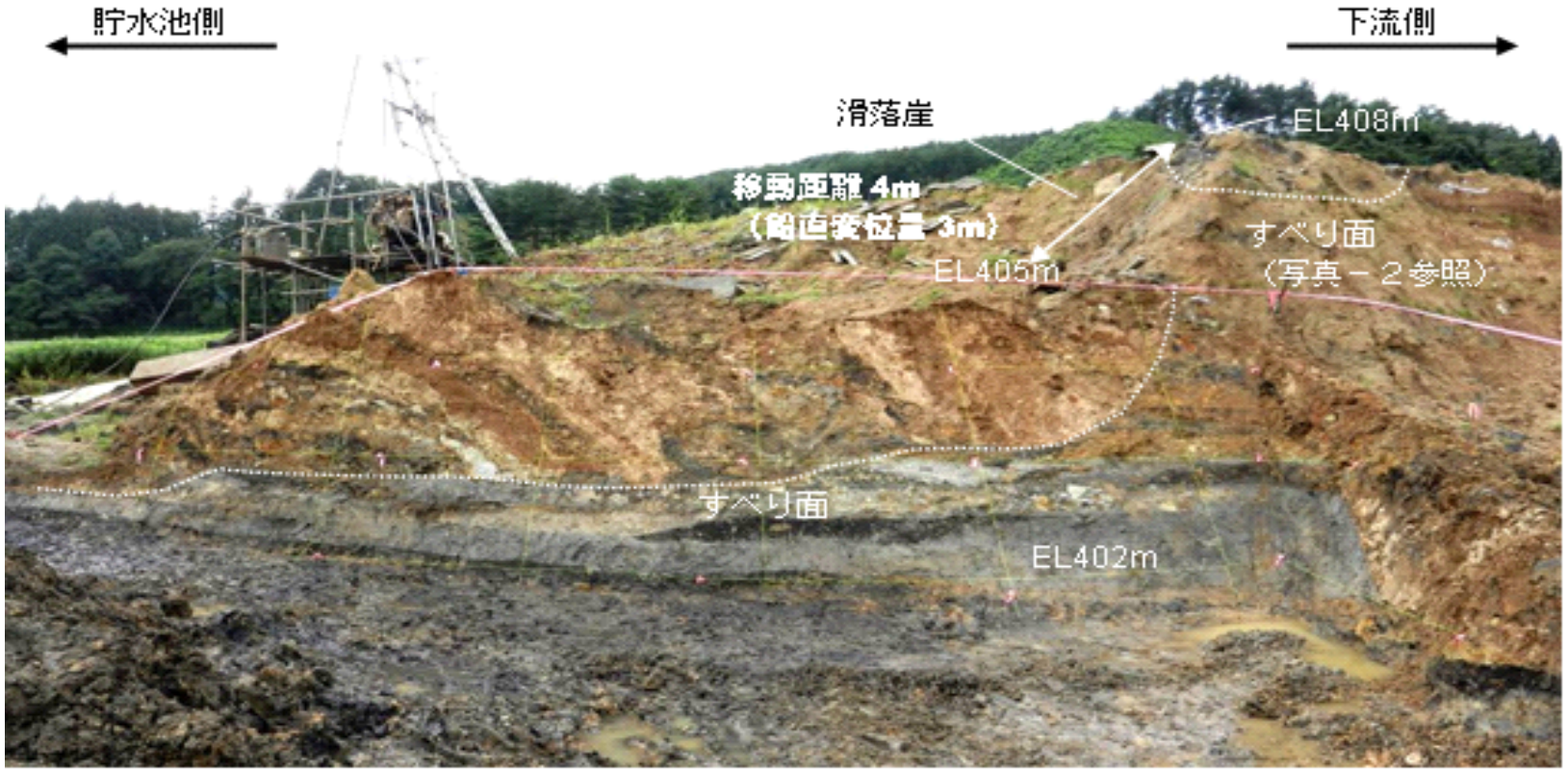
地震により決壊した藤沼貯水池
（堀俊和氏提供）

（地盤工学会第二次提言による）

破堤・決壊の主原因

●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。



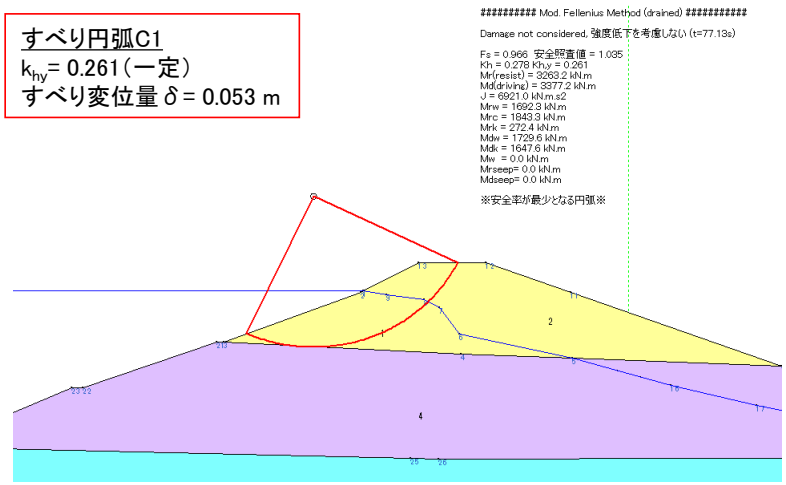
福島県藤沼本堤の上流側へのすべり6(福島県提供)

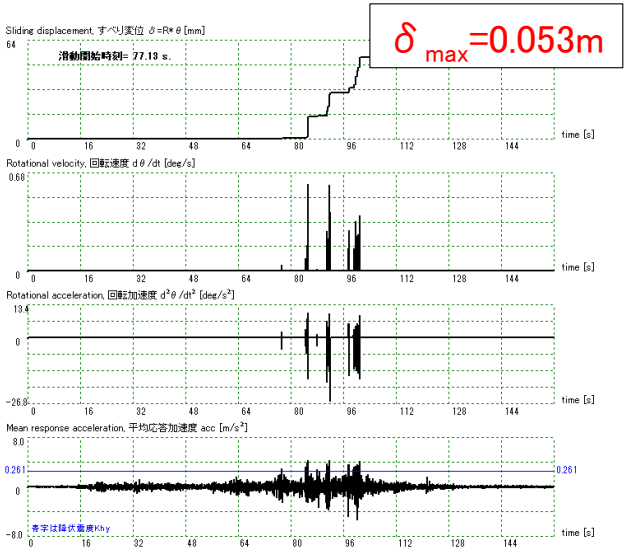
（地盤工学会第二次提言による）

崩壊の原因（推定）

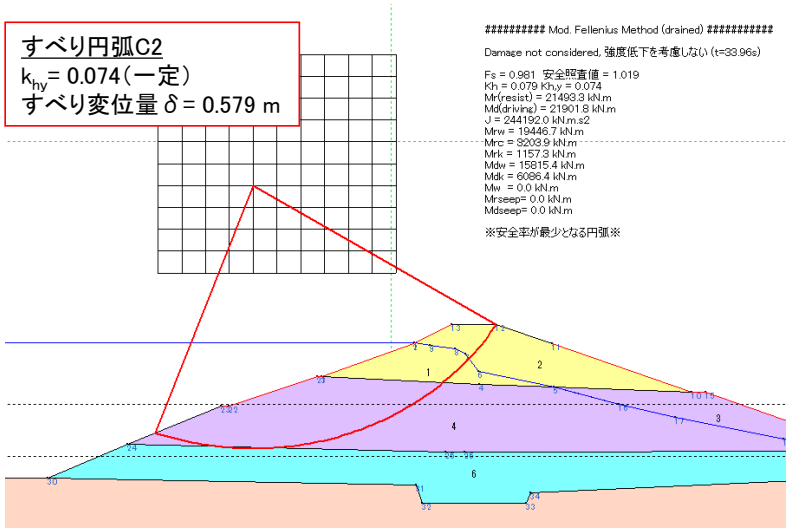
従来のニューマーク法による藤沼貯水池本堤の滑動変位量計算結果

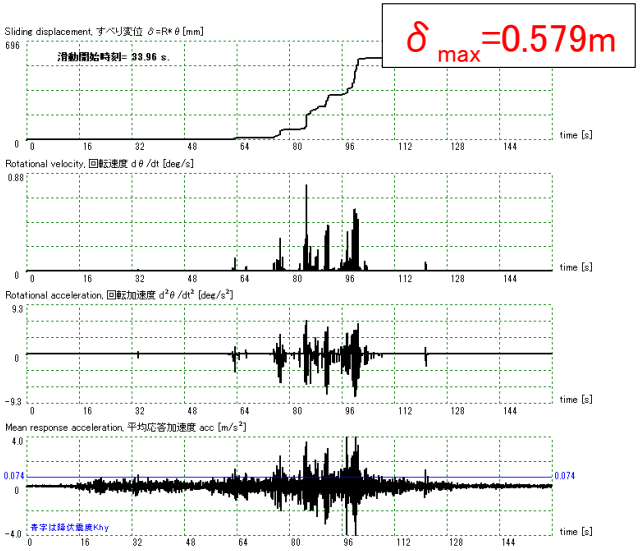
すべり円弧C1
k_{hy}= 0.261（一定）
すべり変位量 δ = 0.053 m





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





崩壊の原因（Newmark法による再現）

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かったために

・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.

→ 崩壊メカニズムを説明・再現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.

レベル2地震動に対する耐震照査法

以上の背景のもとで、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以上の堤体はダムの基準によって設計施工

本日の内容

SERID 研究会
セリッド研究会

①背景

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

②レベル2地震動に対する耐震診断解析

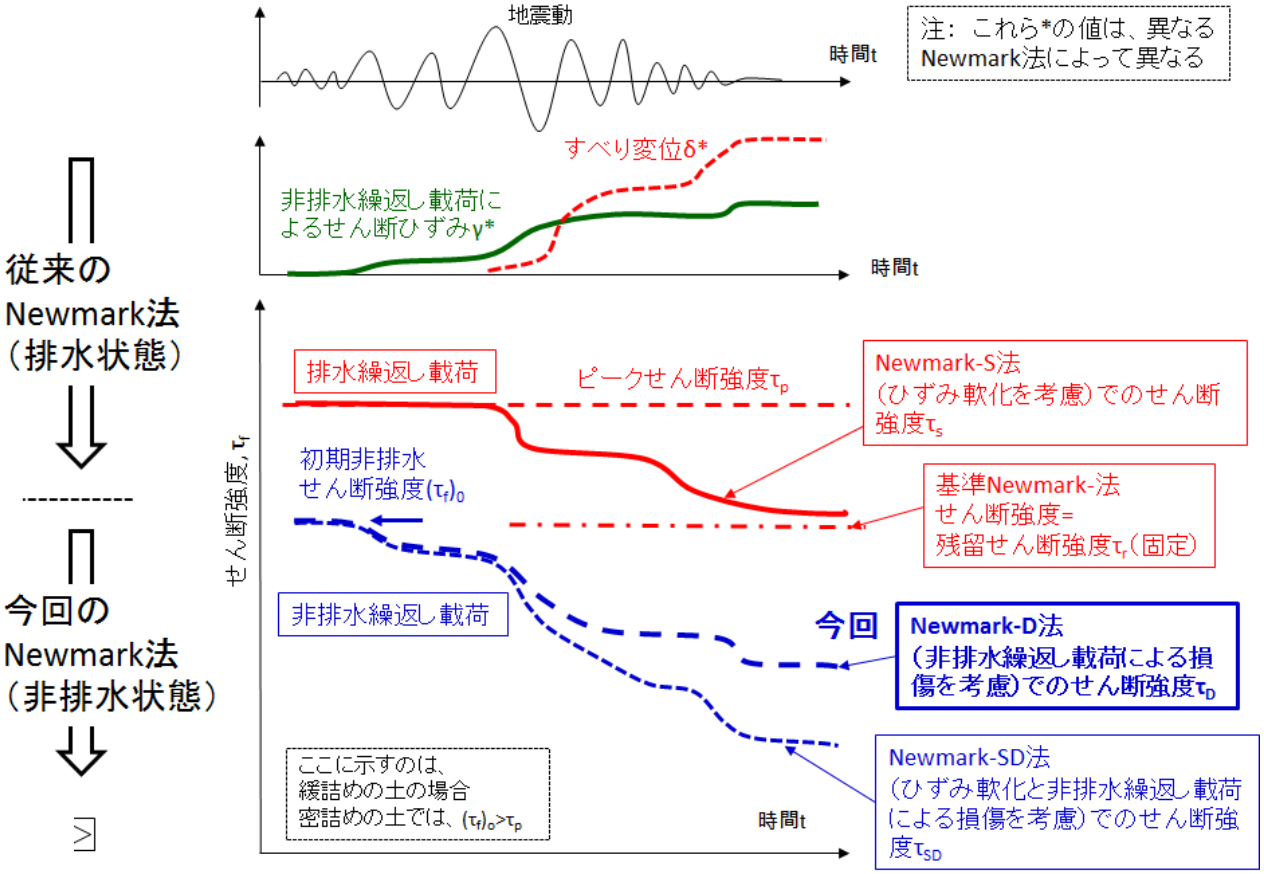
- ニューマークD法（塑性すべり解析）
- 液状化解析　（すべりを伴わない準静的FEM解析等）
  とその組み合わせ
- 藤沼ダム本堤の検証事例

③SERIDv.4（ニューマークD法）の新機能

- L1安定計算、従来ニューマーク法
- 補強材の取り扱い

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	繰返し載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



地震時の強度低下を考慮したニューマーク法

SERID 研究会
セリッド研究会

・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。

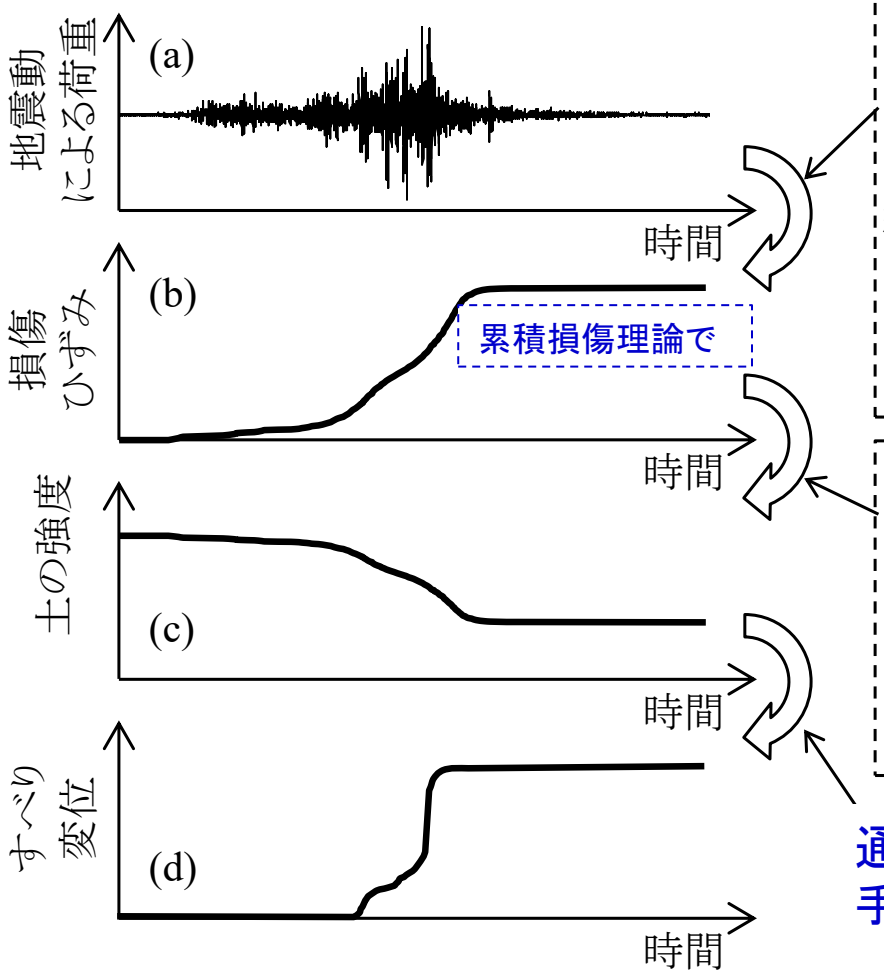
・種類

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。

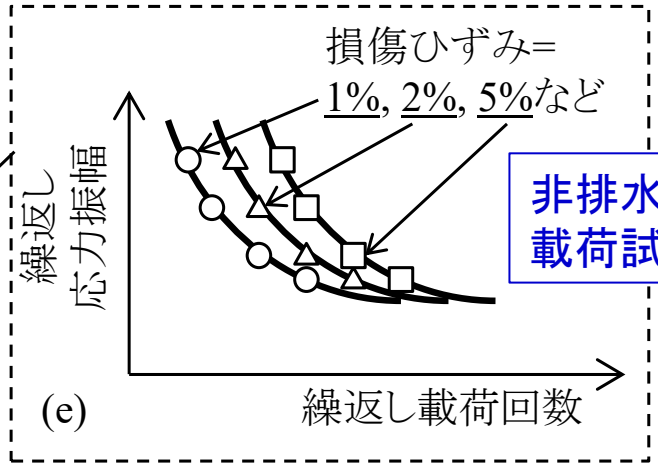
注：内閣府の研究プロジェクト「戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）レジリエントな防災・減災機能の強化（平成26年～30年）」

詳細ニューマークD法の概要

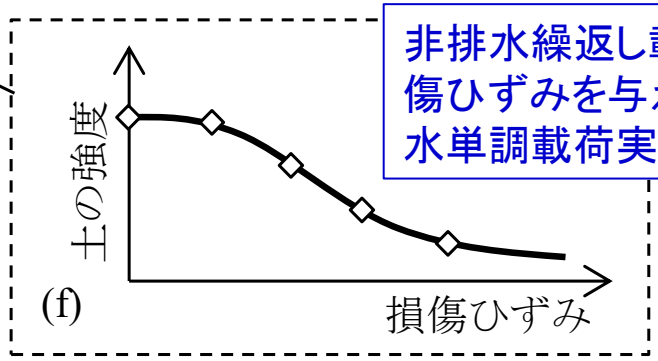
荷重（せん断応力比）、累積損傷ひずみ、非排水せん断強度、すべり変位の時刻歴



室内非排水試験



非排水繰返し載荷試験(CL)



非排水繰返し載荷で異なる損傷ひずみを与えた後に、非排水単調載荷実験

(CL⇒ML)

通常のNewmark法と同様の手順に従ってすべり変位を計算

詳細ニューマークD法の解析フロー

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）

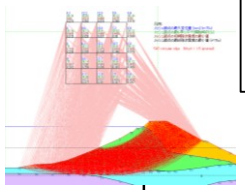
⇩

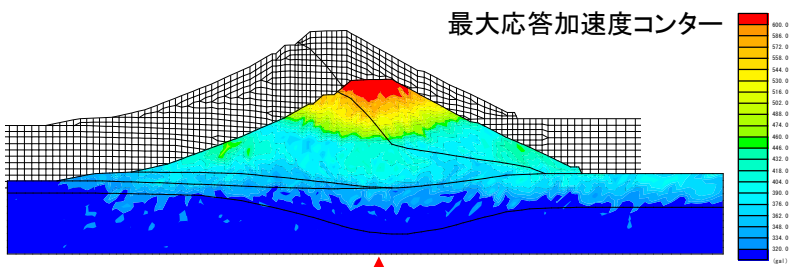
③非排水繰返し試験による強度及び
FEM解析による応力を用いて累積損
傷理論に基づきひずみ振幅・強度低
下を計算

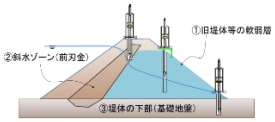
⇩

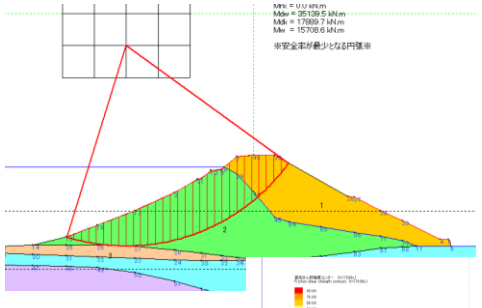
④低下していく強度を用いて
Newmark法による残留変位量計算

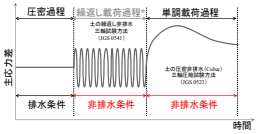
⑤最大変位量
円弧すべり面
を探索

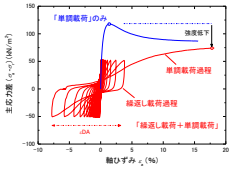


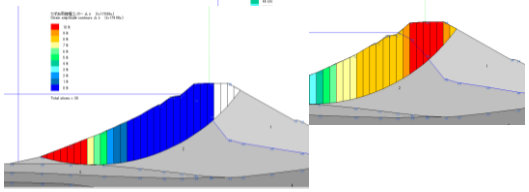


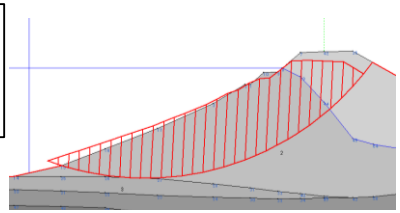


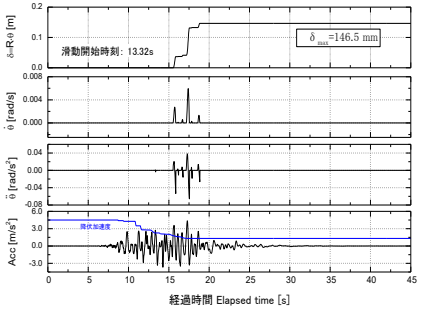








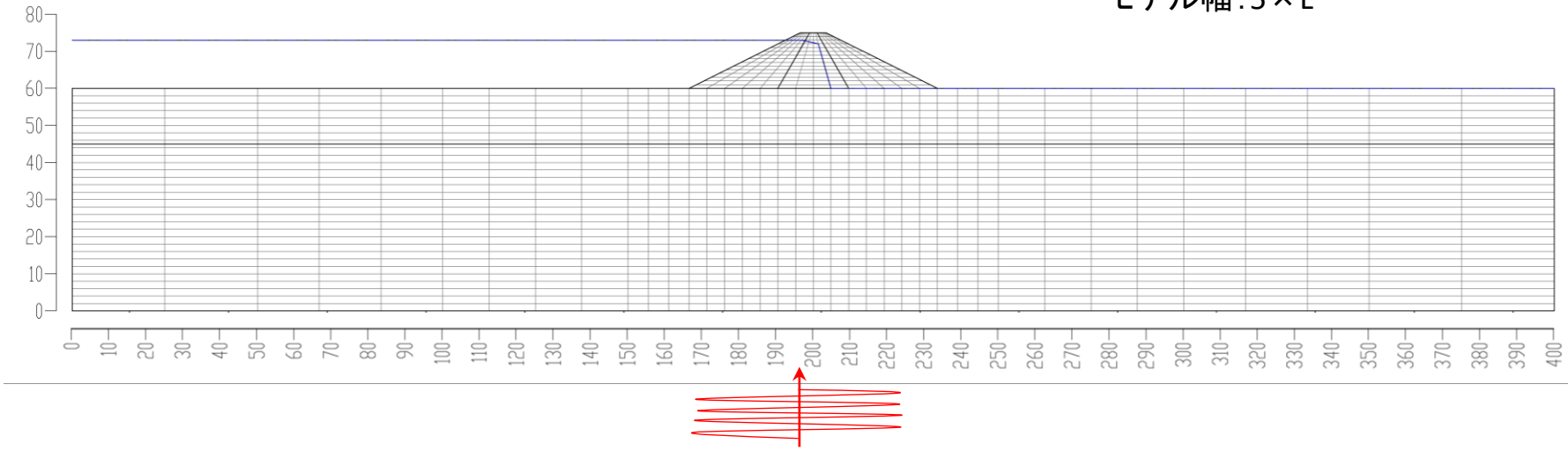




Duttine et. al. (2015): ため池堤体・フィルダムの非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマーク法による地震時残留変形評価法, 地盤工学会誌、ため池・アースダム特集63巻、3号、2015年3月号

ステップ①：FEM地震応答解析

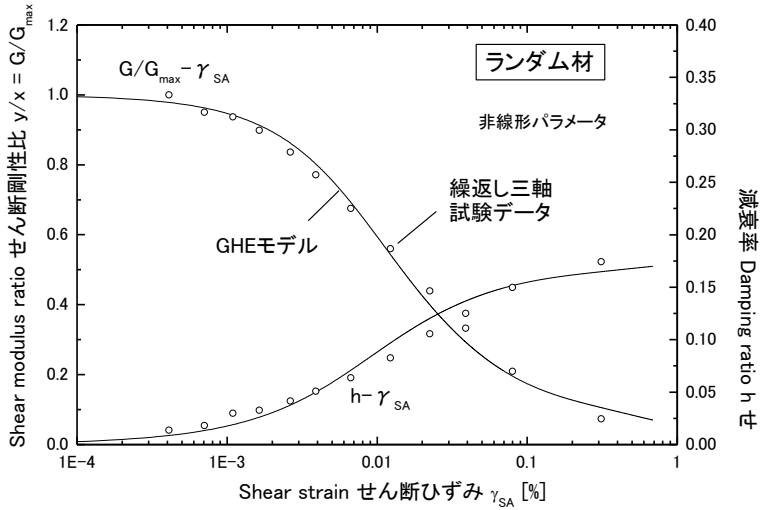
モデル高さ：4×H
モデル幅：5×L



⇨ 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、これの強度に対する影響を累積損傷度理論で考慮）

⇨ 構成式： 双曲型モデル
（Hardin-Drnevichモデル、GHEモデル
Ramberg-Osgoodモデル）

⇨ 簡単な方法：等価線形法を適用



ステップ①：FEM地震応答解析

SERID 研究会
セリッド研究会

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）	・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
非線形解析（全応力）	・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）	・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

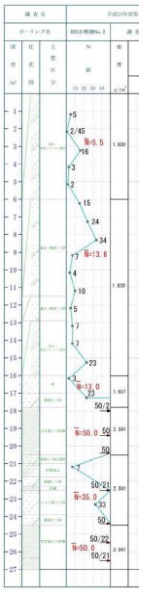
	地層	Dc (%)	γ_t (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	N値	E50 (MPa)	ポアソン比v	S波速度 Vs(m/s)	初期剛性G0 (MPa)	ポアソン比v	減衰係数 h(%)
① ② ③	コア・ランダム	95	18.2	19.8	--	11.7	0.30	172.8	60.0	0.45	非線形
		90	16.9	19.2	--	9.1	0.30	163.6	52.5	0.45	非線形
		85	16.3	18.7	--	7.8	0.30	153.6	42.5	0.45	非線形
⑥	地盤（N値20）	-	21.0	21.0	20	25.2	0.30	236.8	120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

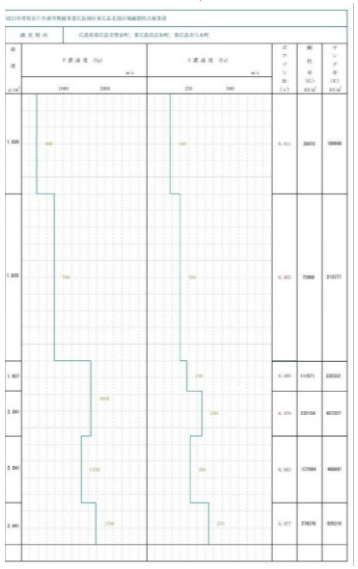
PS検層又は文献式

載荷試験又は文献式

試験（新設）

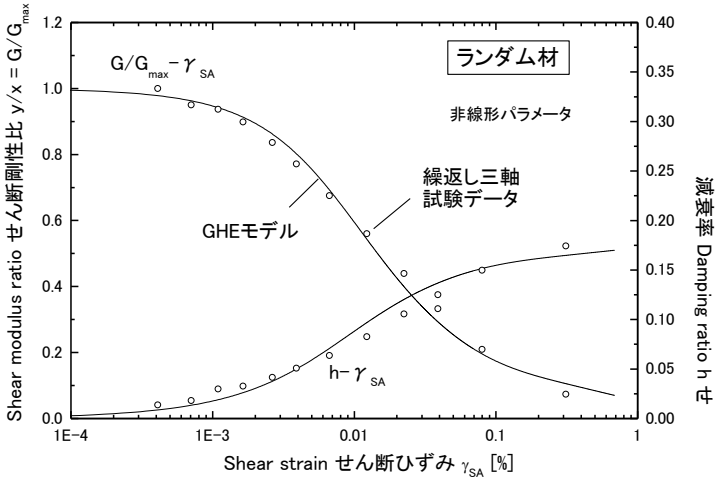


貫入試験
N値



PS検層

繰返し載荷試験



文献式

安田・山口の式

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

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

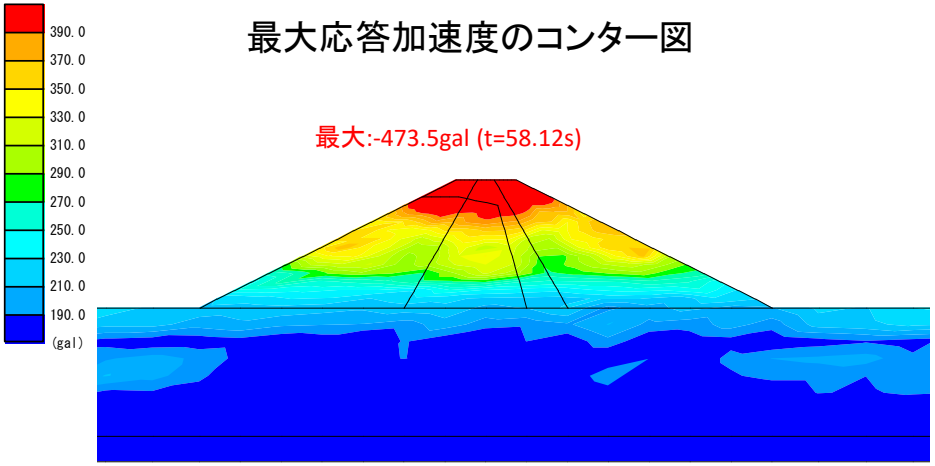
適用範囲
$19.6 \leqq \sigma_m' \leqq 294$ kPa
$0.002 \leqq D_{50} \leqq 1$ mm

概略
北海道から九州までの13箇所103個の不撹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。

ステップ①：FEM地震応答解析

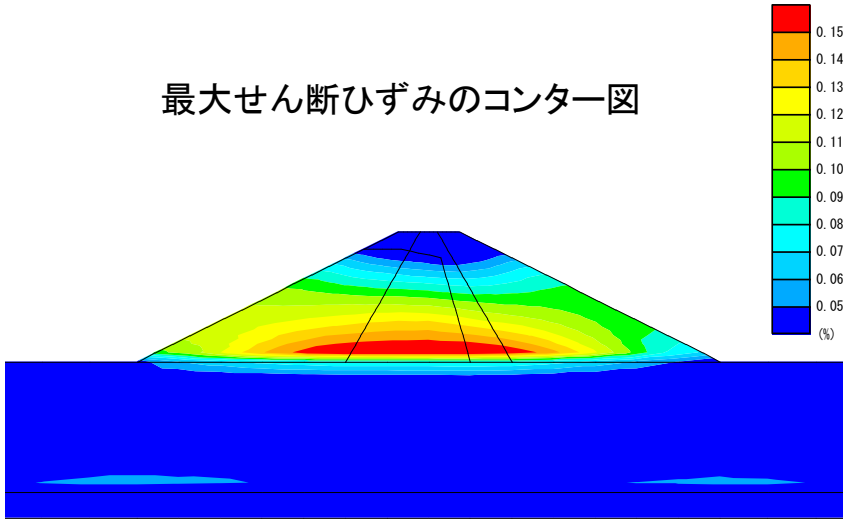
海溝型地震動

最大応答加速度のコンター図



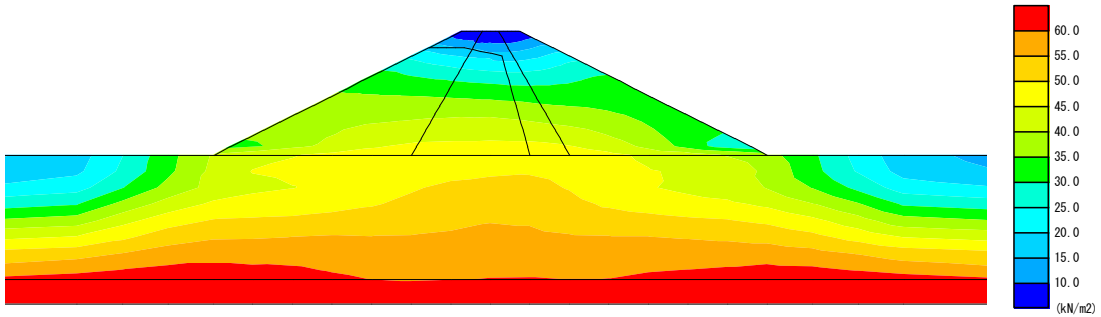
⇨ 堤体上位ほど増加、
堤体天端/入力：約1.56倍の増幅率

最大せん断ひずみのコンター図



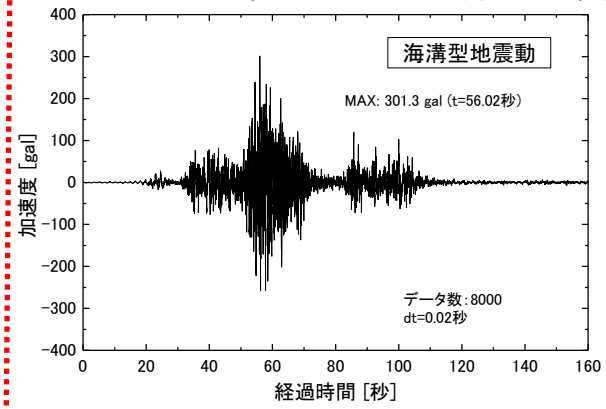
⇨ 最大0.15%と小さい値 （数%を超える場合、非線形・時刻歴応答解析）

最大せん断応力のコンター図



約40kPaの片振幅が動員される

（3.11東北地方太平洋沖地震）



NewmarkD法に用いる結果

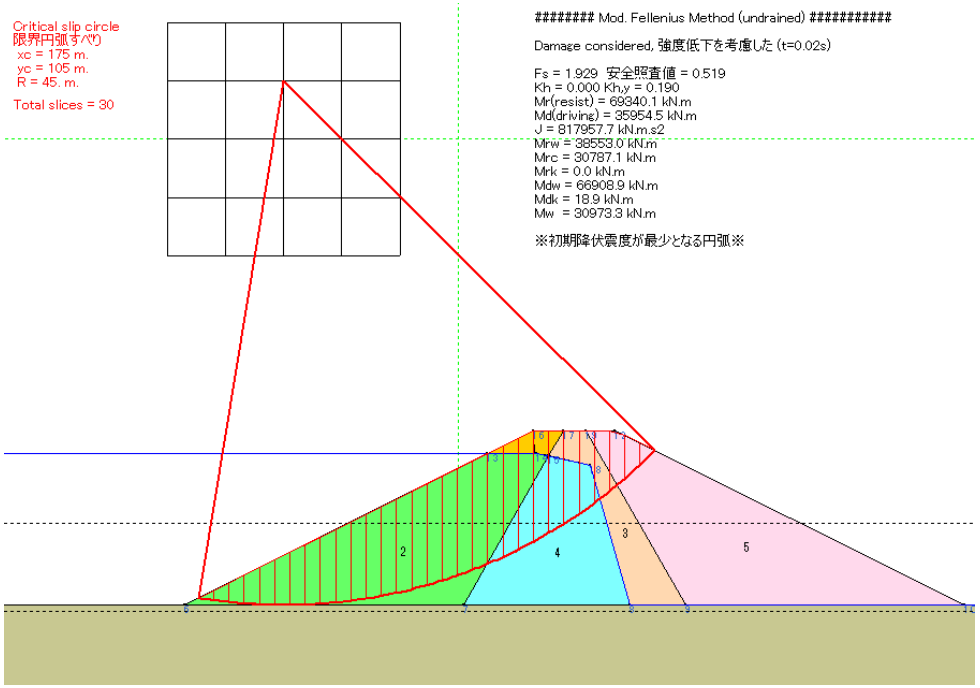
ステップ②：すべり安定計算

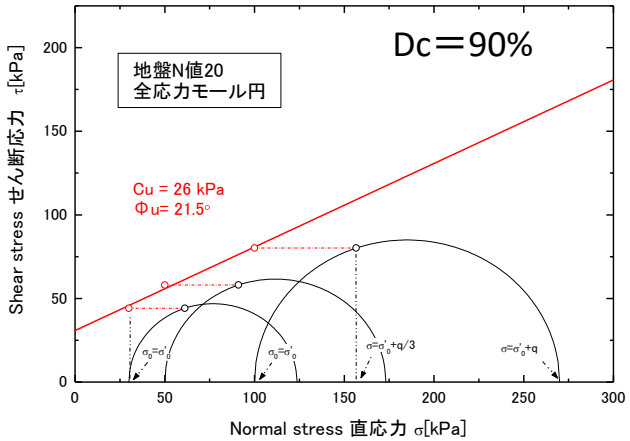
非排水せん断強度（全応力法）

	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CU試験（通常のL1検討でも実施）

初期降伏震度が最少となる円弧の例



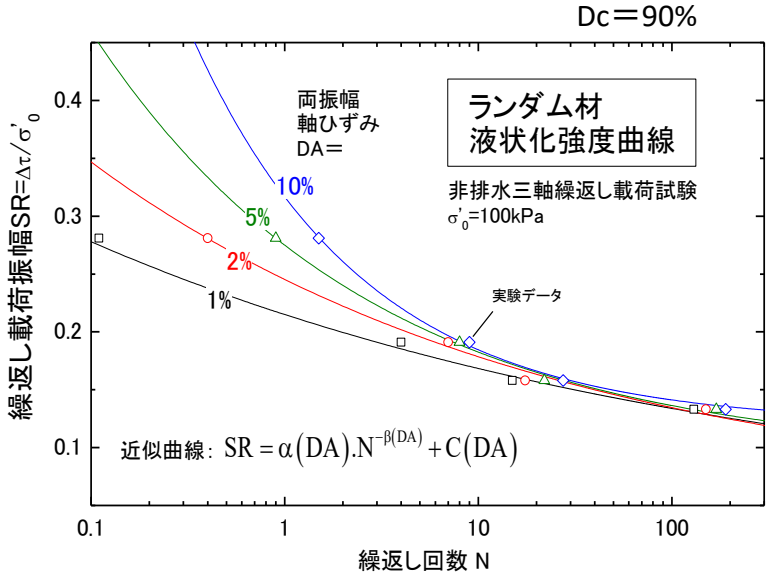


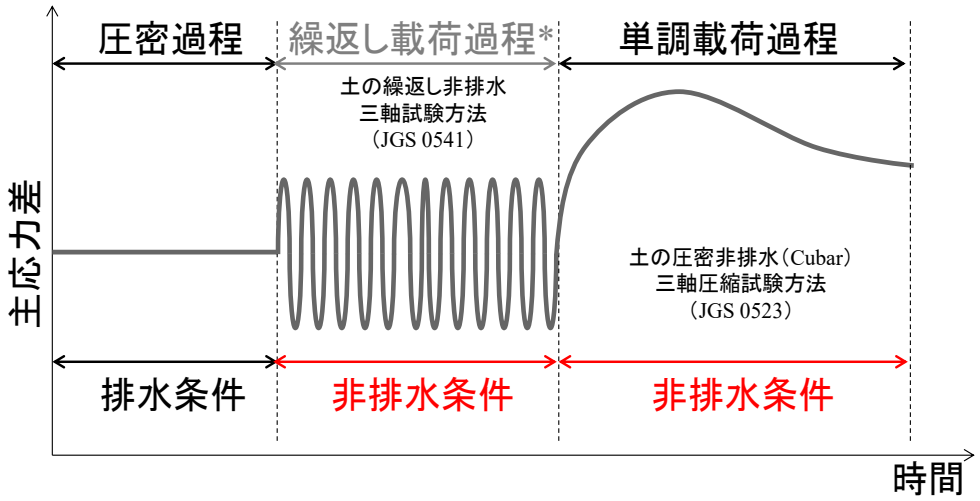
ステップ③：各スライス底面で土が受ける損傷度および強度低下

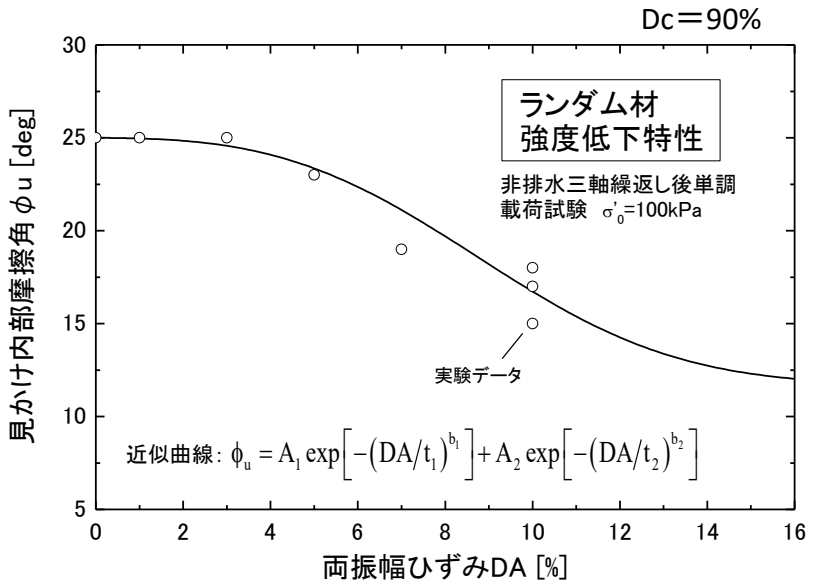
必要な試験本数：8本（少なくても6本）

試験概要	拘束圧 (kN/m2)	繰返し応力振幅 (kN/m2)	繰返し載荷から単調載荷へ移行するひずみ(%)	
繰返し+単調試験	100*	30**	10%	1．非排水繰返し載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%	

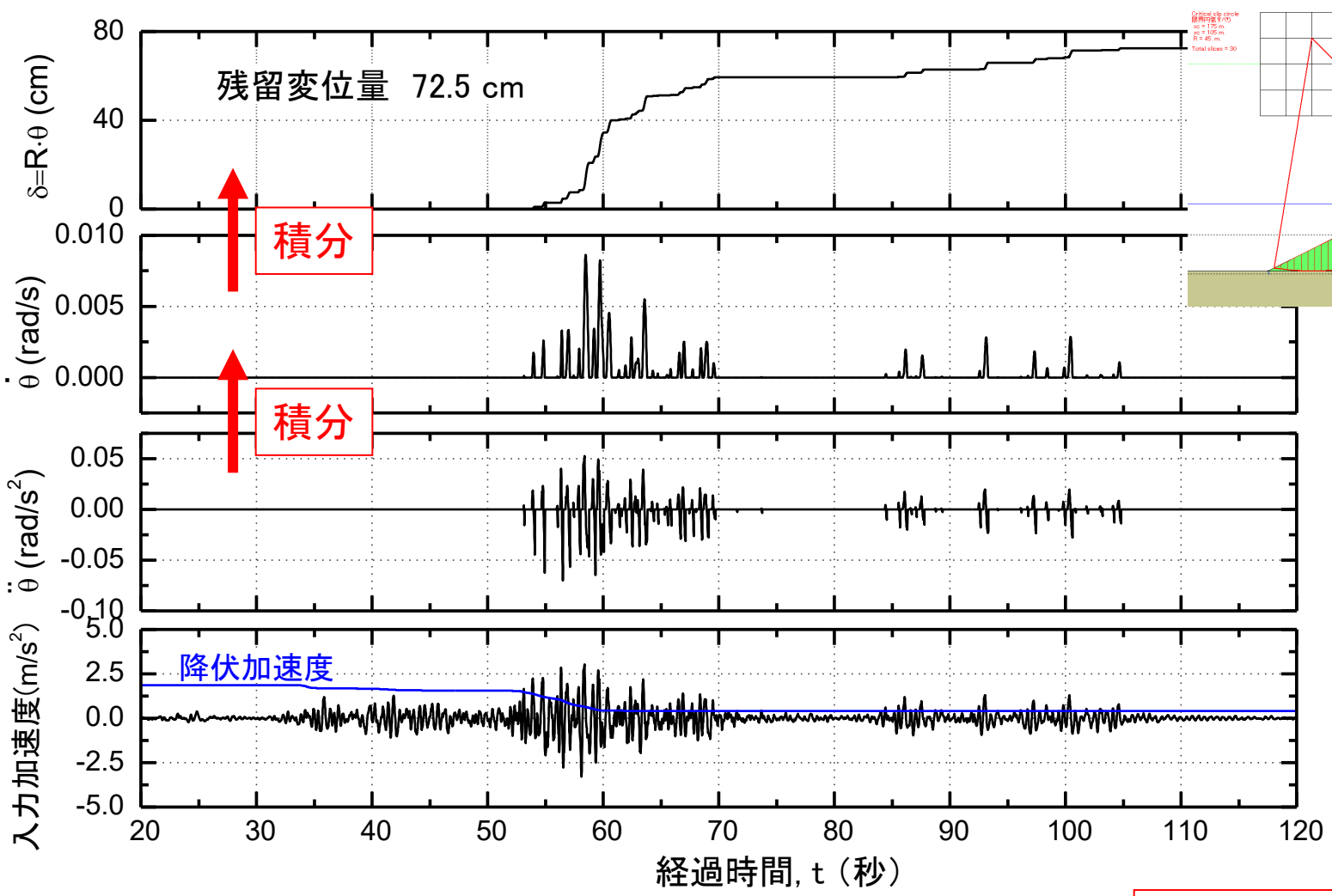
＊試料採取深さによって異なる　**（損傷度無し）初期せん断強度によって異なる

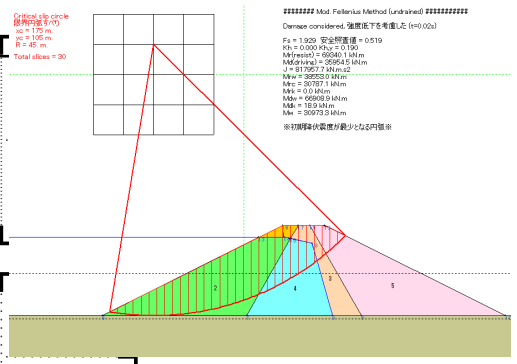






ステップ④：詳細ニューマークD法による残留変位

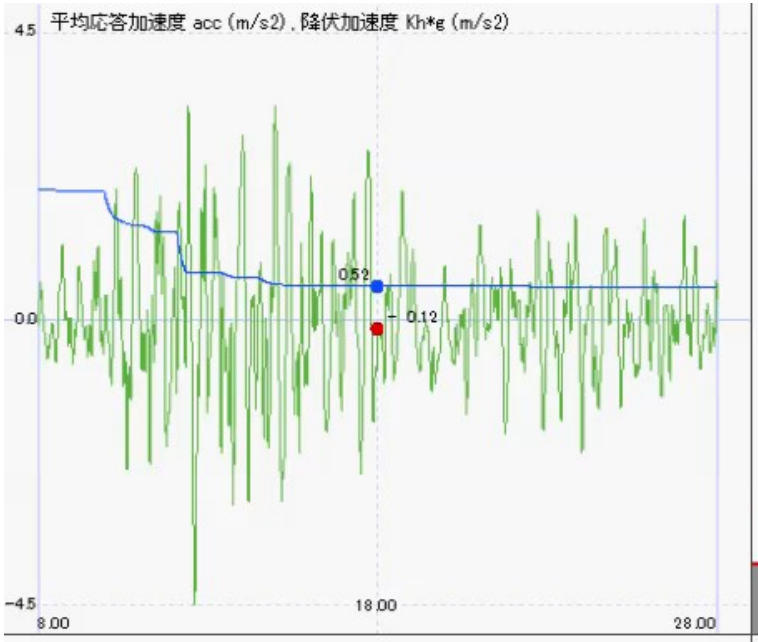


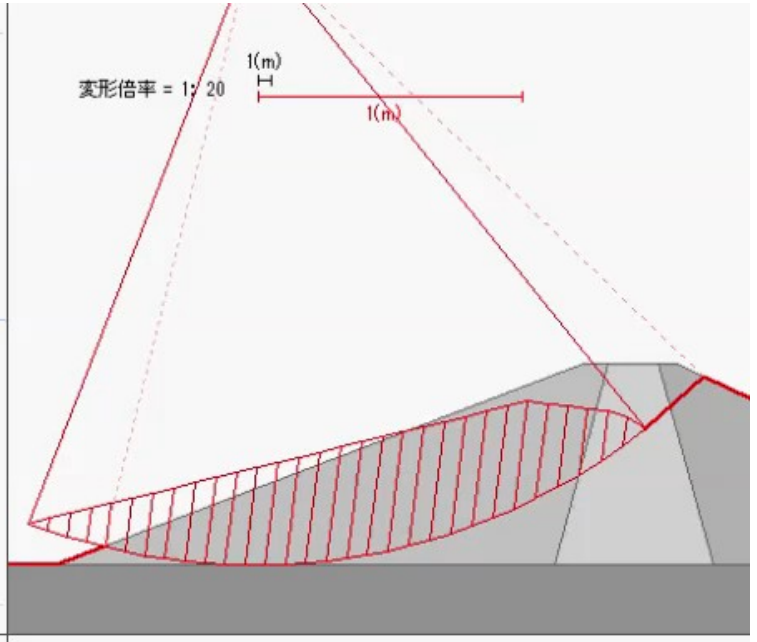


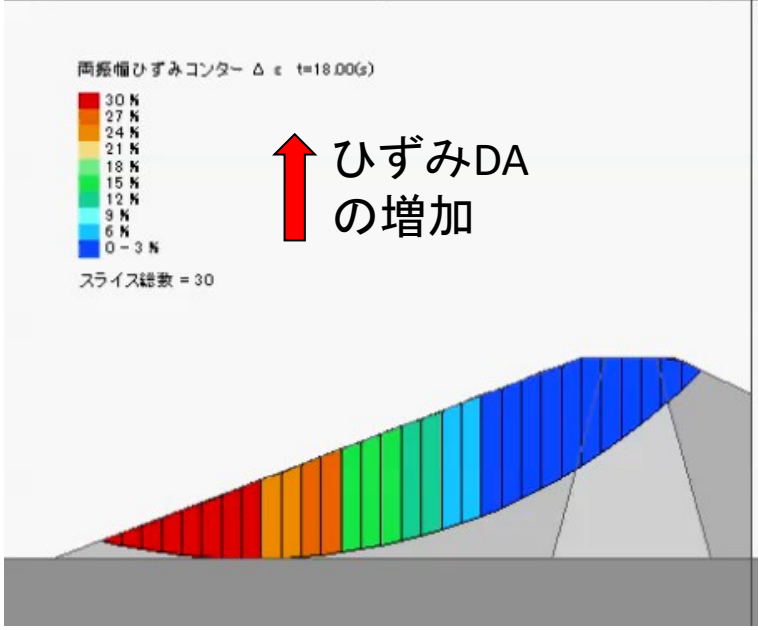
⇒すべり量（x-u）=R･θを求める

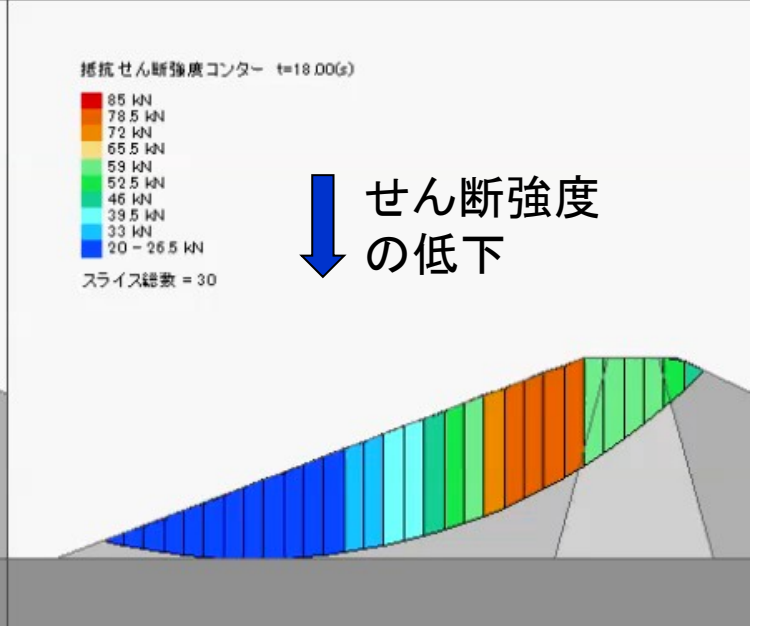
$$\ddot{\theta} = \frac{M_d - M_r}{M \cdot (R_G)^2}$$

ステップ④：詳細ニューマークD法による残留変位









本日の内容

SERID 研究会
セリッド研究会

①背景

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

②レベル2地震動に対する耐震診断解析

- ニューマークD法（塑性すべり解析）
- 液状化解析 （すべりを伴わない準静的FEM解析等）とその組み合わせ
- 藤沼ダム本堤の検証事例

③SERIDv.4（ニューマークD法）の新機能

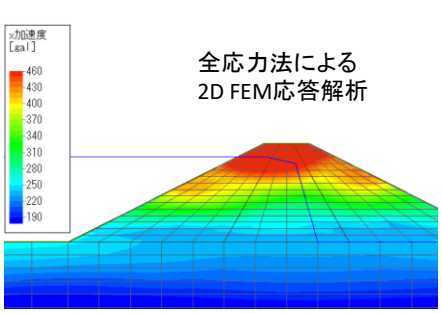
- L1安定計算、従来ニューマーク法
- 補強材の取り扱い

実務的な土構造物の地震時変形予測手法

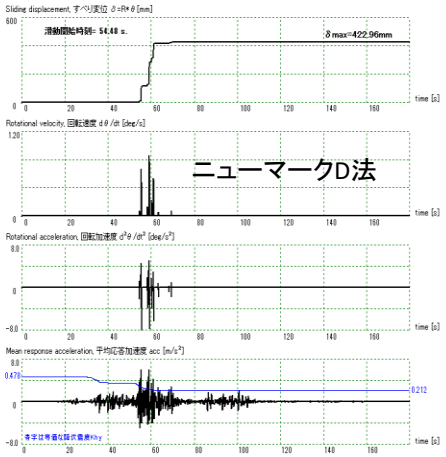
すべりを伴う残留変形解析

累積損傷理論に基づき、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

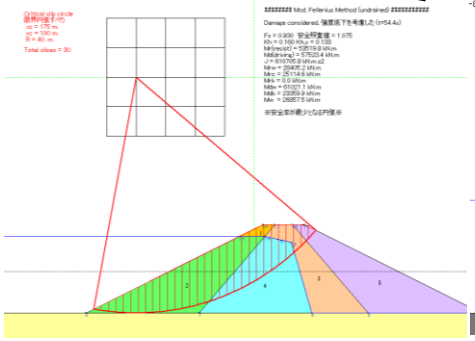
ニューマークD法



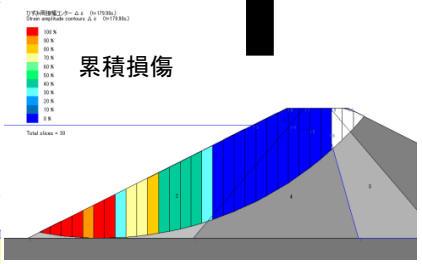
全応力法による
2D FEM応答解析



非排水条件での
極限つり合い安定解析



累積損傷

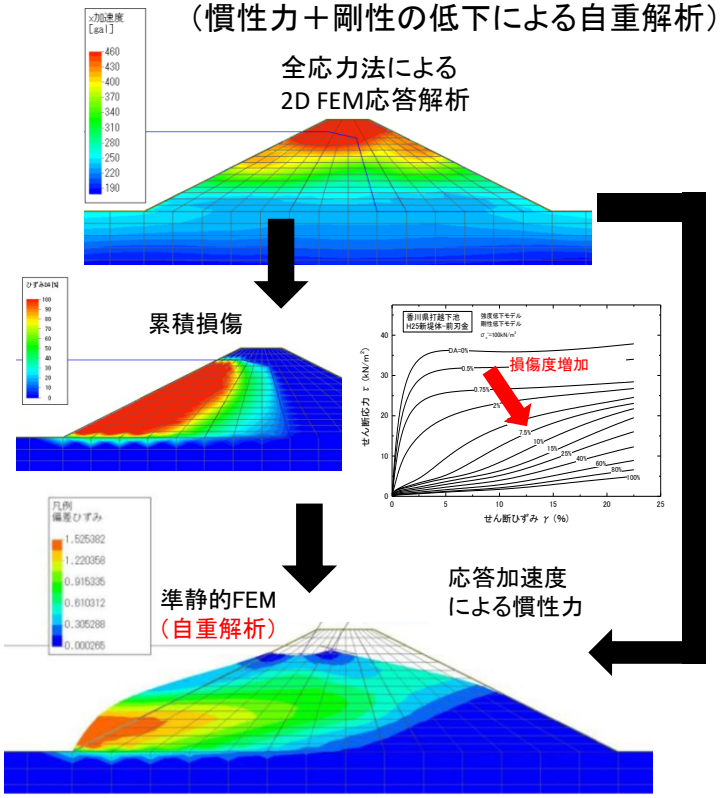


すべりを伴わない残留変形解析（SENPS）

ニューマーク-D法と同じ枠組み（累積損傷理論）で剛性の低下を考慮する準静的FEM（SENPS）

地震力を考慮した準静的FEM

（慣性力＋剛性の低下による自重解析）



実務的な土構造物の地震時変形予測手法

すべりを伴わない残留変形解析又は地盤か液状化する場合の液状化解析

液状化解析	特徴・問題点
ALID	・液状化安全率FLから液状化後の剛性を推定する自重解析 ・液状化の段階で過剰間隙水圧の上昇プロセスをモデル化しないので簡単な解析 ・パラメータが少ない ・地震時慣性力を考慮しない ・地震波形、地震特性を直接に考慮しない（FL最低値）
FLIP LIQCA NONSOLAN	・液状化の段階で過剰間隙水圧の上昇プロセスをモデル化する ・応答解析も含む ・複雑な数値解析

準静的FEM解析（SENPS）

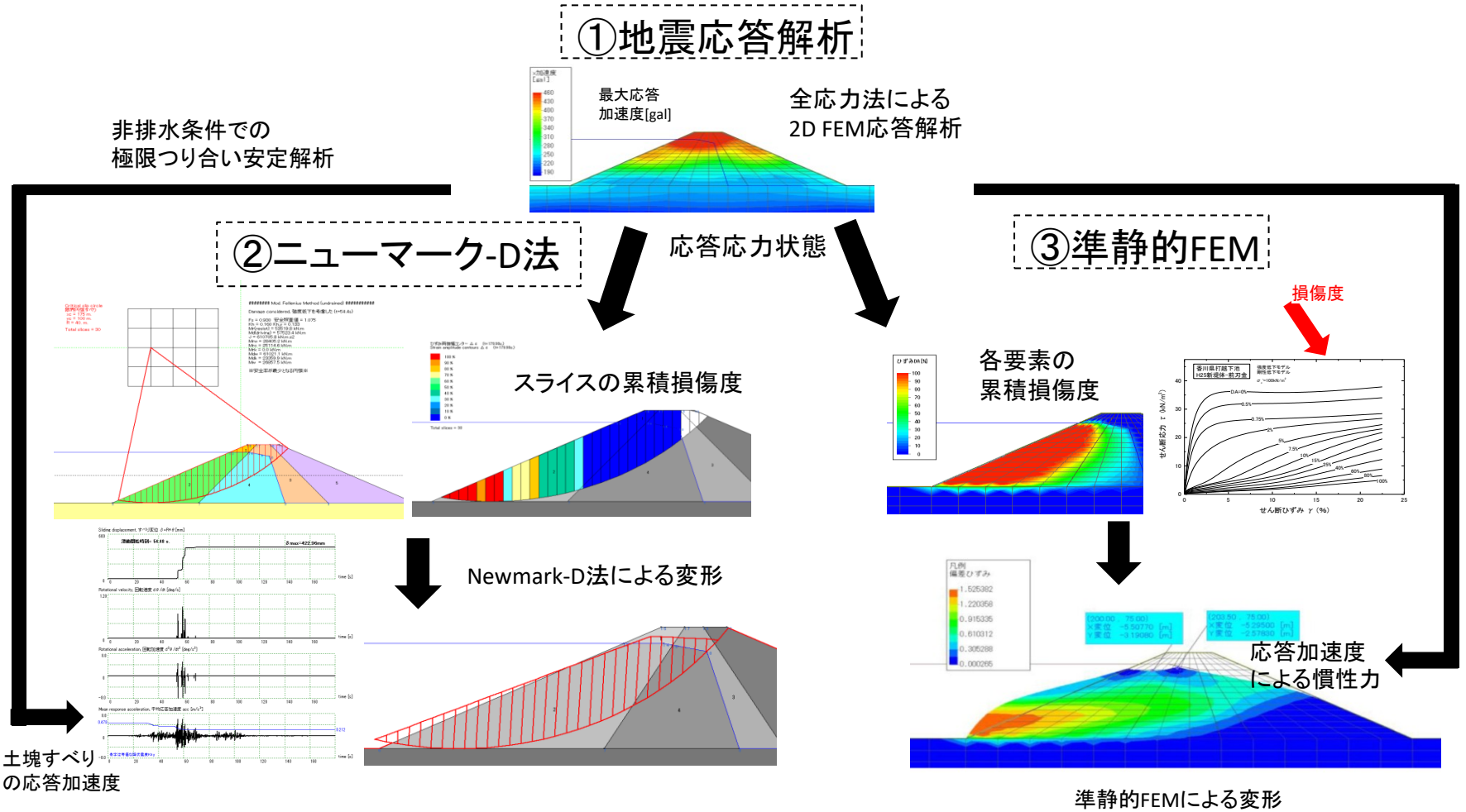
準静的FEM解析（SENPS）	・全応力・累積損傷理論に基づくNewmark法と準静的非線形解析 ・剛体すべりの変形量を求められる ・地震時慣性力、地震特性を考慮する ・液状化の段階で過剰間隙水圧の上昇プロセスをモデル化しないので簡単な解析 ・試験結果を直接にモデル化するので、締固め度の影響が明確に表れる ・地震応答解析、繰返し載荷試験が必要

SENPS

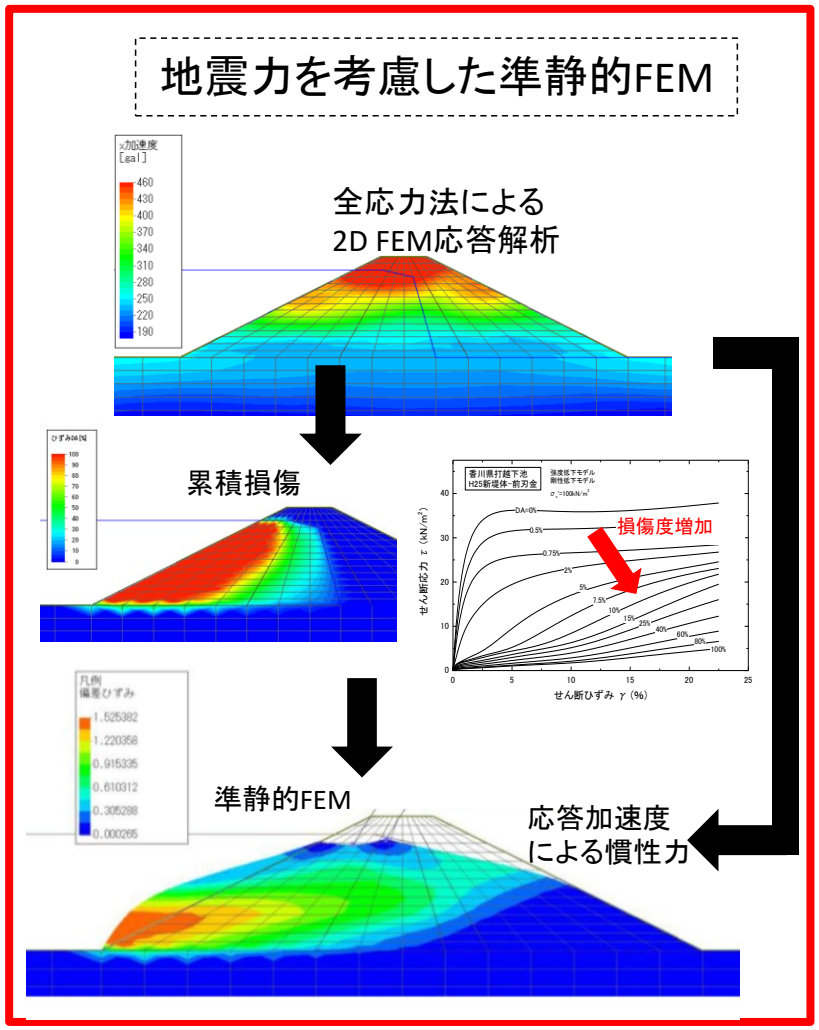
Seismic stability analysis of Earth structures by Newmark-D method and non-linear Pseudo-Static FEM taking into account strength reduction by seismic loading

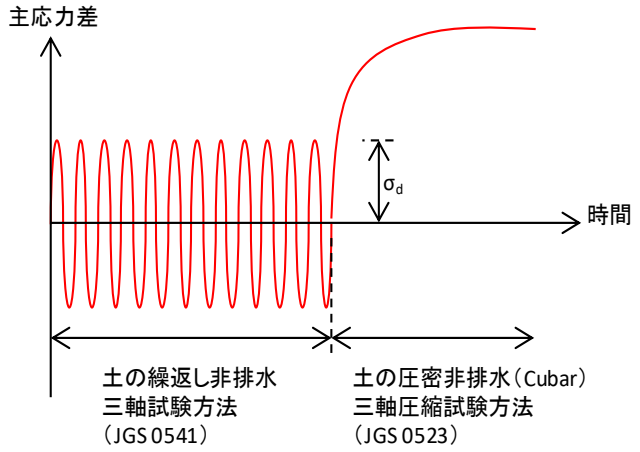
実務的な土構造物の地震時変形予測手法

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

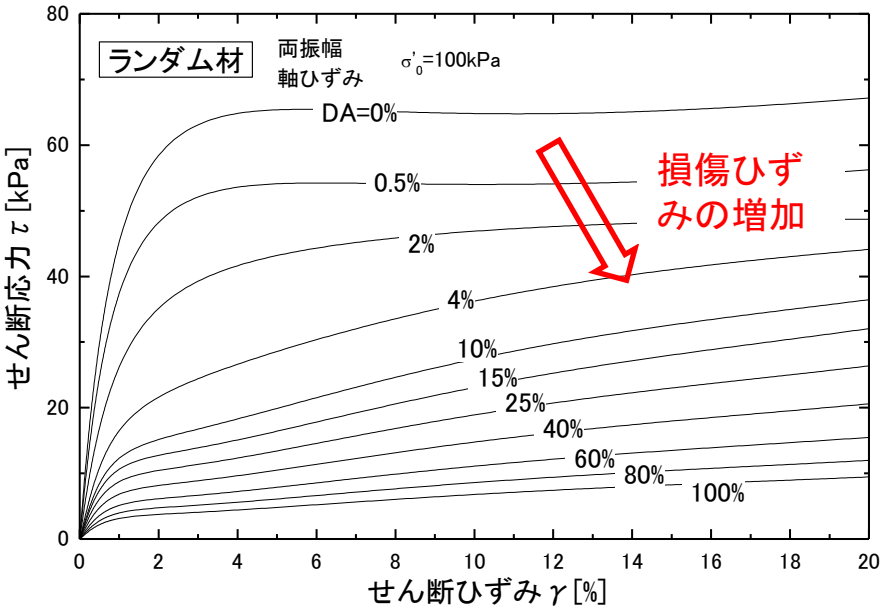


非線形準静的FEMの概要





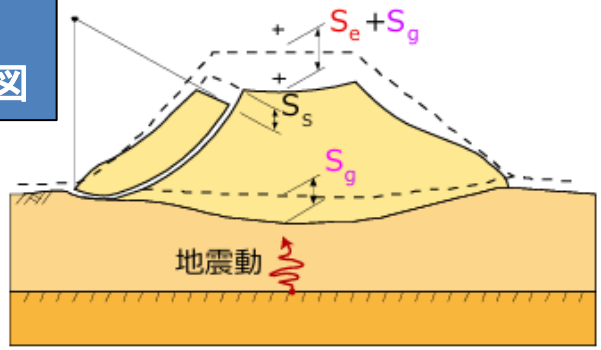
詳細ニューマークD法との同じ試験結果から
応力･ひずみ関係の劣化をモデル化



すべりを伴わない変形とすべりによる変形の合算

古関先生発表スライド

盛土の地震時沈下量の模式図



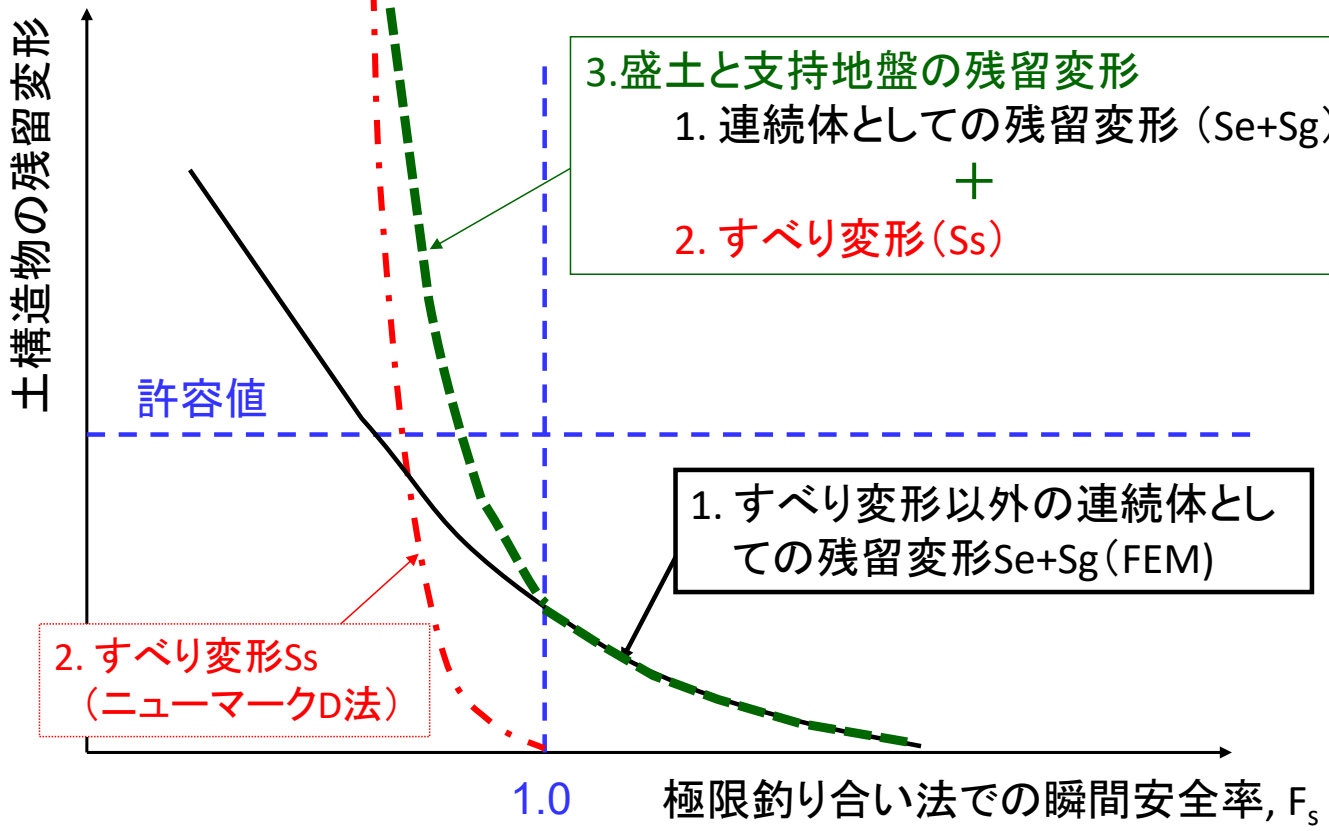
剛体すべり

S_s：すべり土塊の滑動による沈下

S_e：盛土本体の揺すり込み沈下

S_g：（支持）地盤の揺すり込み沈下

連続体変形

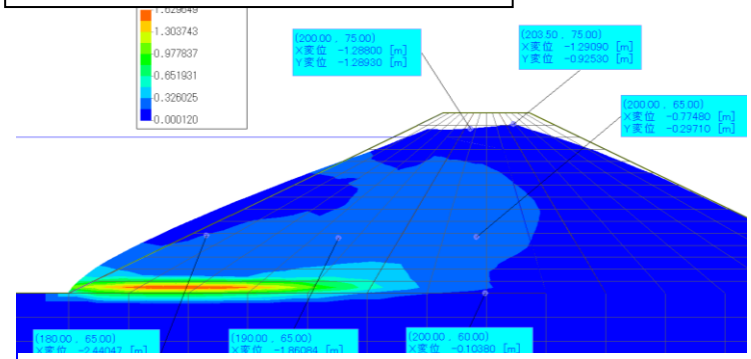


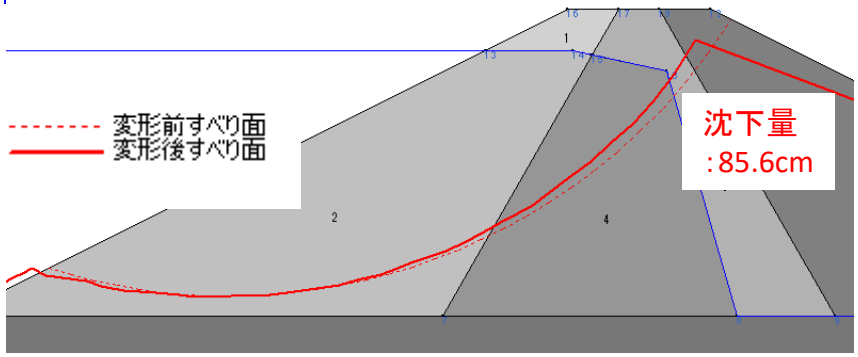
すべりを伴わない変形とすべりによる変形の合算

④準静的FEMによるすべりを伴わない変形

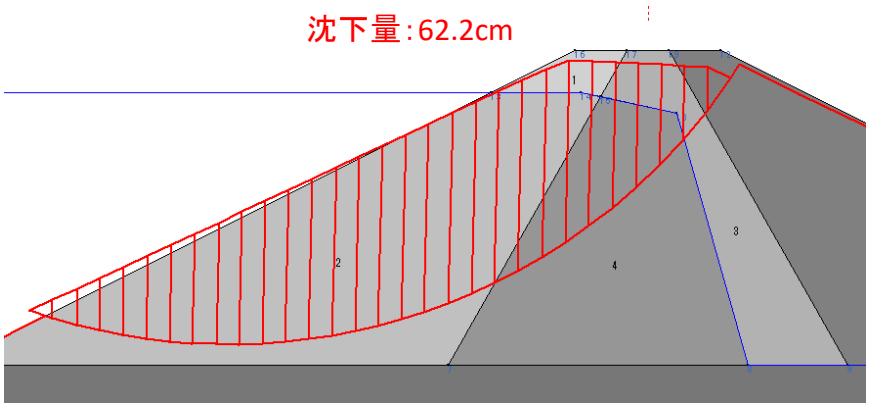
t＝60秒（堤頂沈下量最大時）

すべり面境界での変形
（t=53.12秒からの増分）

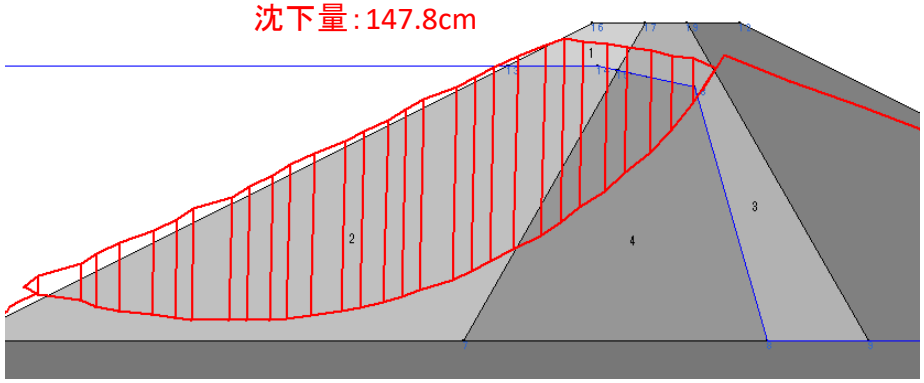




③土塊すべりの残留変形



⑤変形の最終合算



本日の内容

①背景

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

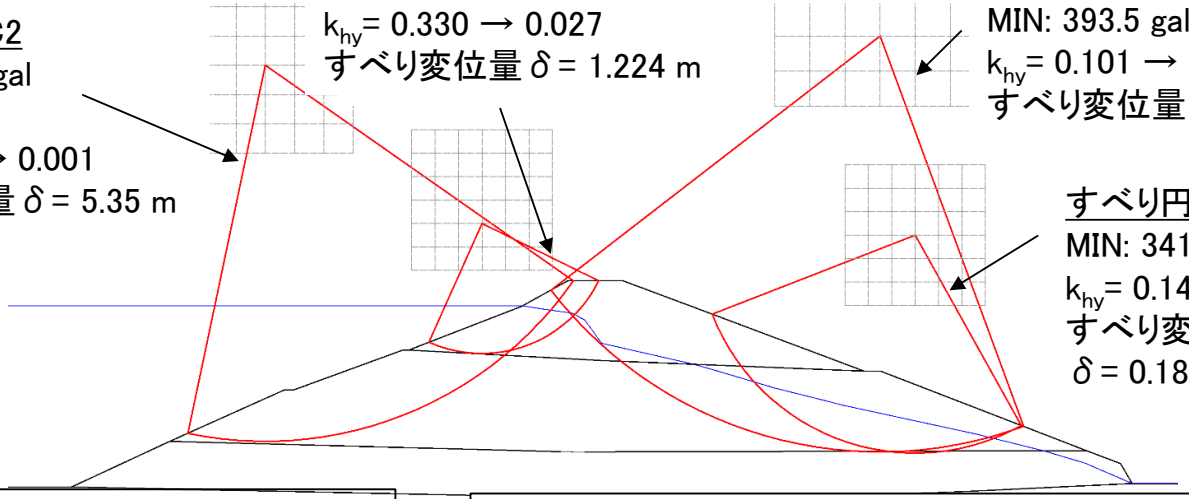
②レベル2地震動に対する耐震診断解析

- ニューマークD法（塑性すべり解析）
- 液状化解析　（ALID、FLIP、すべりを伴わない準静的FEM解析等）とその組み合わせ
- 藤沼ダム本堤の検証事例

③SERIDv.4（ニューマークD法）の新機能

- L1安定計算、従来ニューマーク法
- 補強材の取り扱い

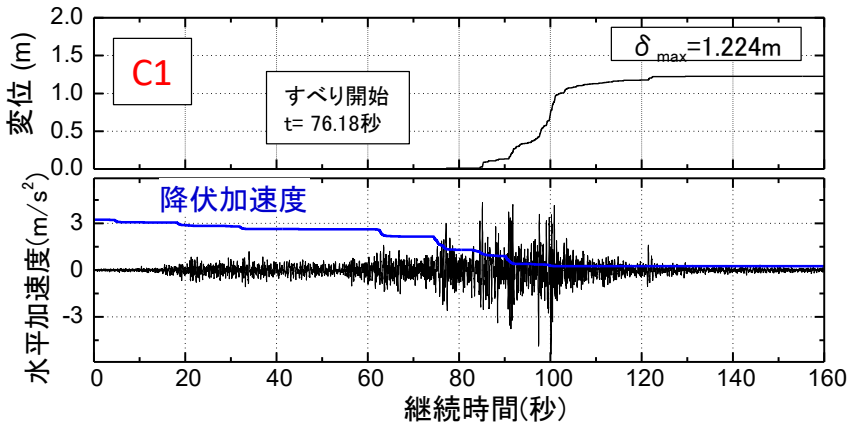
藤沼貯水池：詳細ニューマークD法解析結果

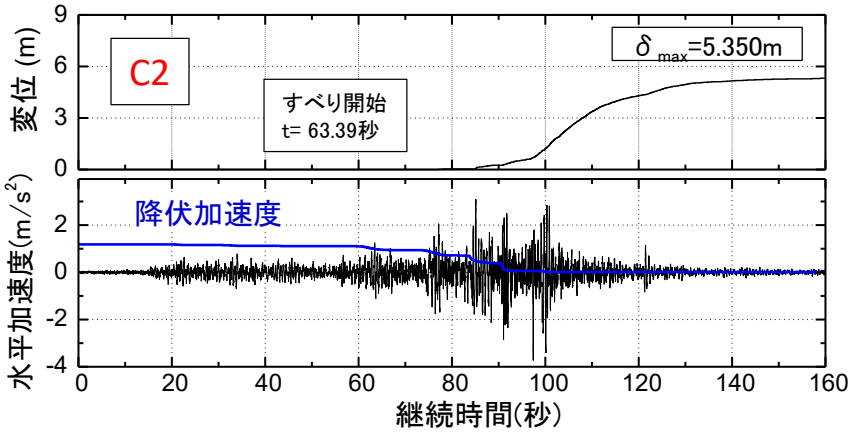


k_{hy}: 降伏水平震度
（安全率Fsが1.0となる水平震度）

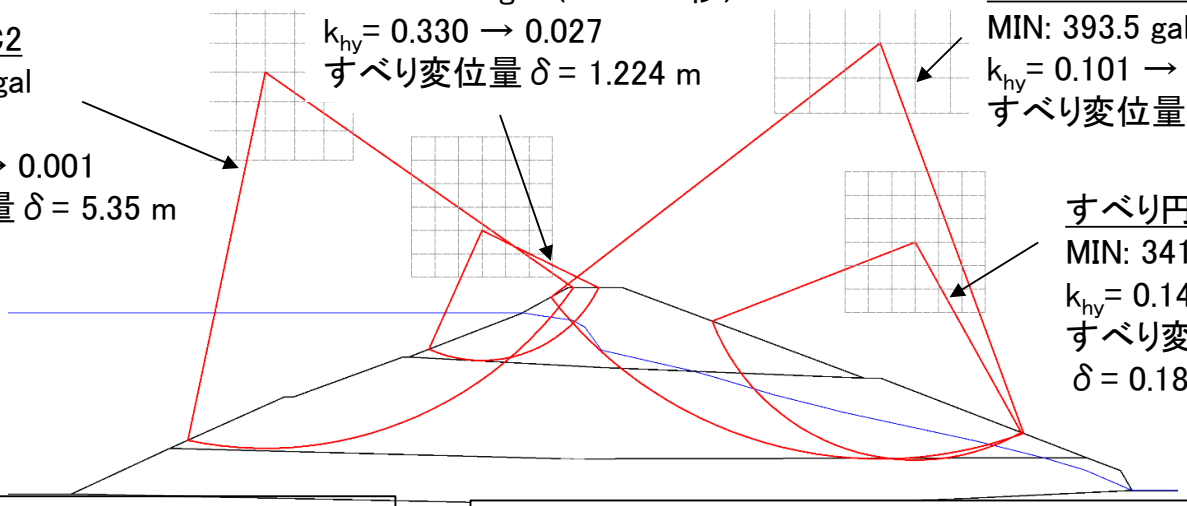
Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

降伏加速度（盛土材のせん断強度の指標）は大幅に低下し、非常に大きな変位量が発生





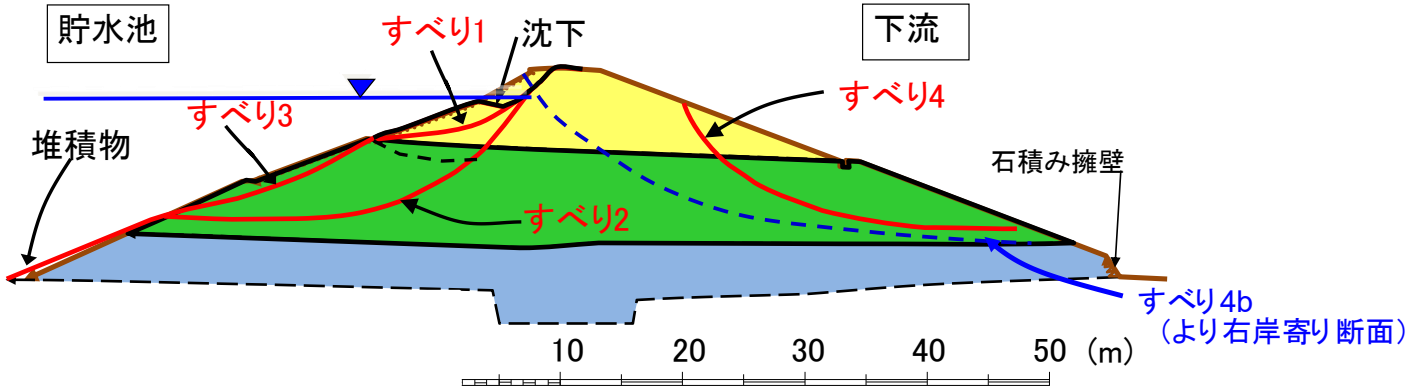
藤沼貯水池：詳細ニューマークD法解析結果



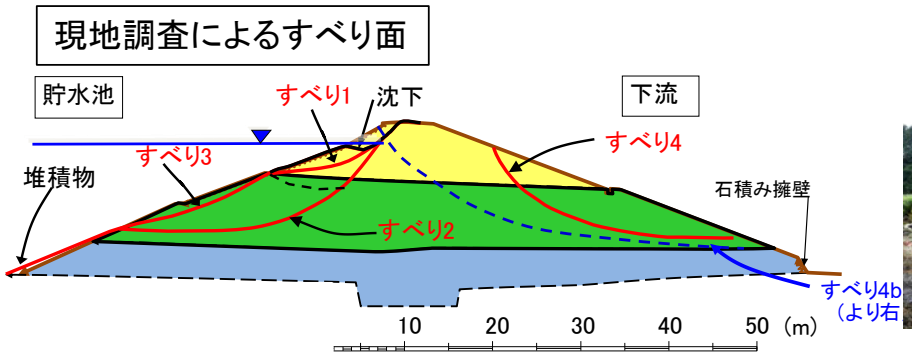
k_{hy}: 降伏水平震度
（安全率Fsが1.0となる水平震度）

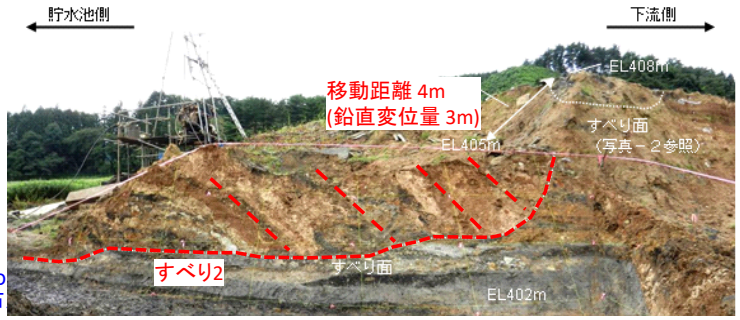
Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

崩壊した旧堤体で実際に生じたすべり面1～4bと整合

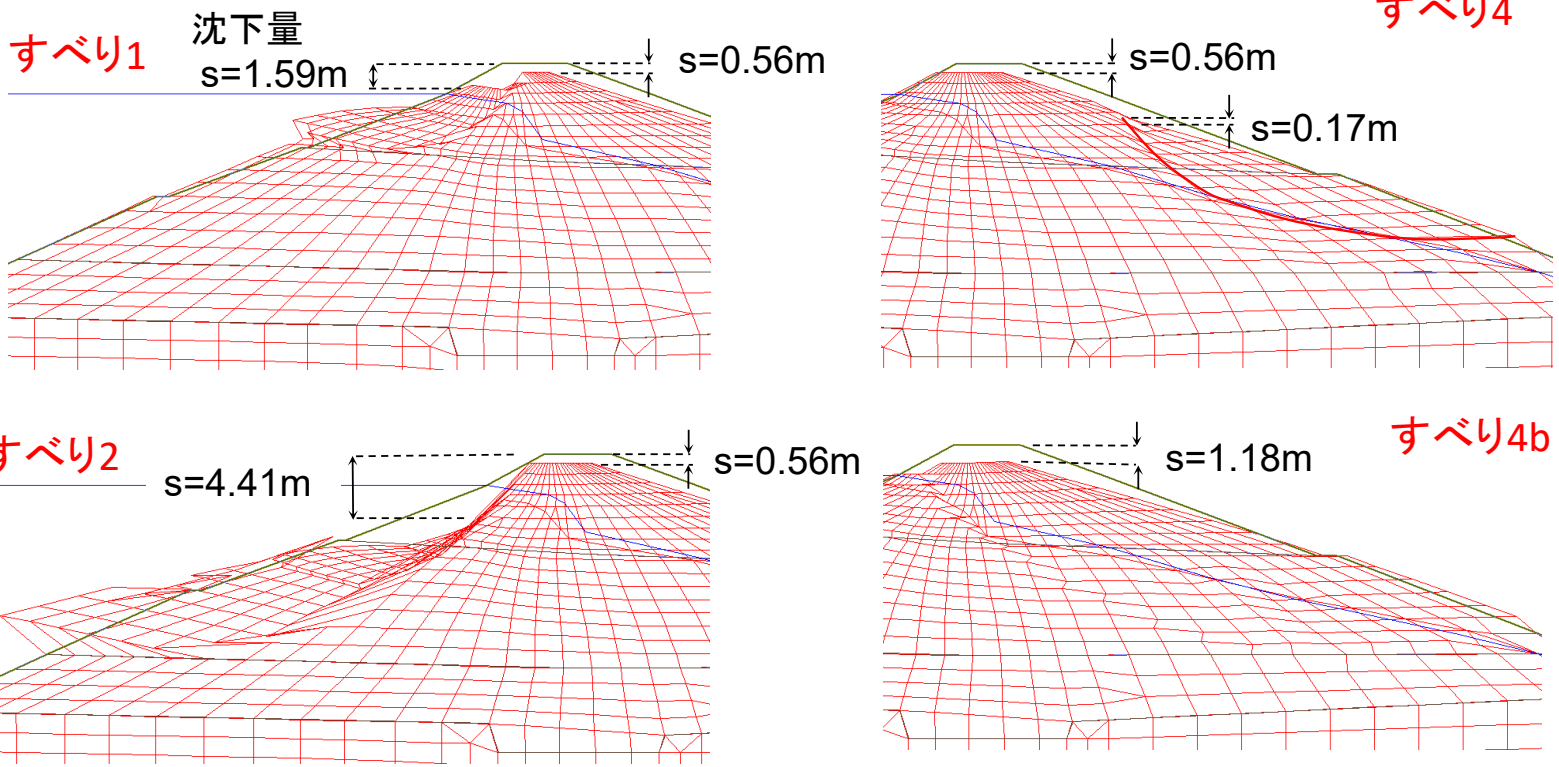


藤沼貯水池：ニューマークD法+準静的FEM解析





Newmark-D法による変形 + 準静的FEM による変形

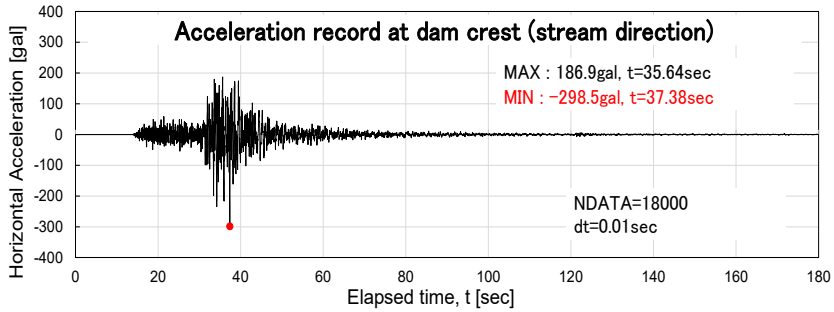


2021年2月13日：23時08分頃　福島県沖地震（M7.3）

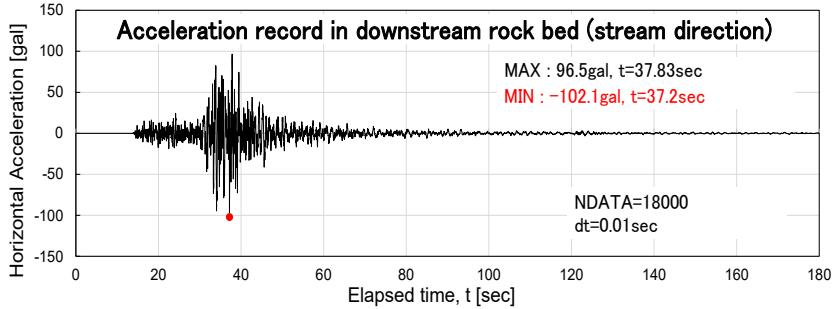
→2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の余震であると推定

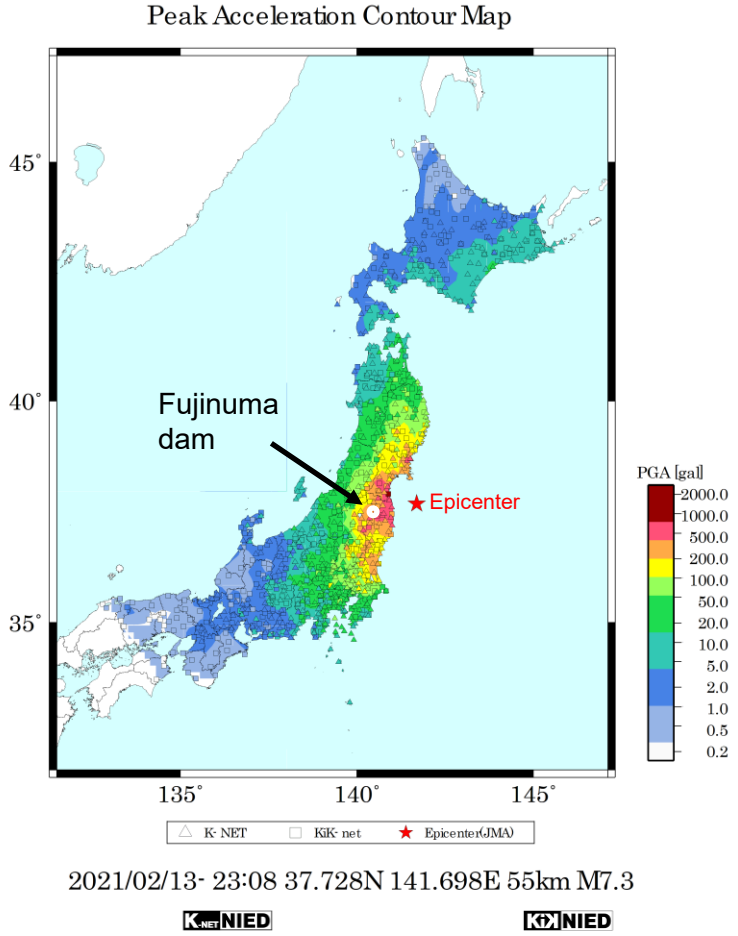
→藤沼ダムとの距離：148.5km，震度4.8

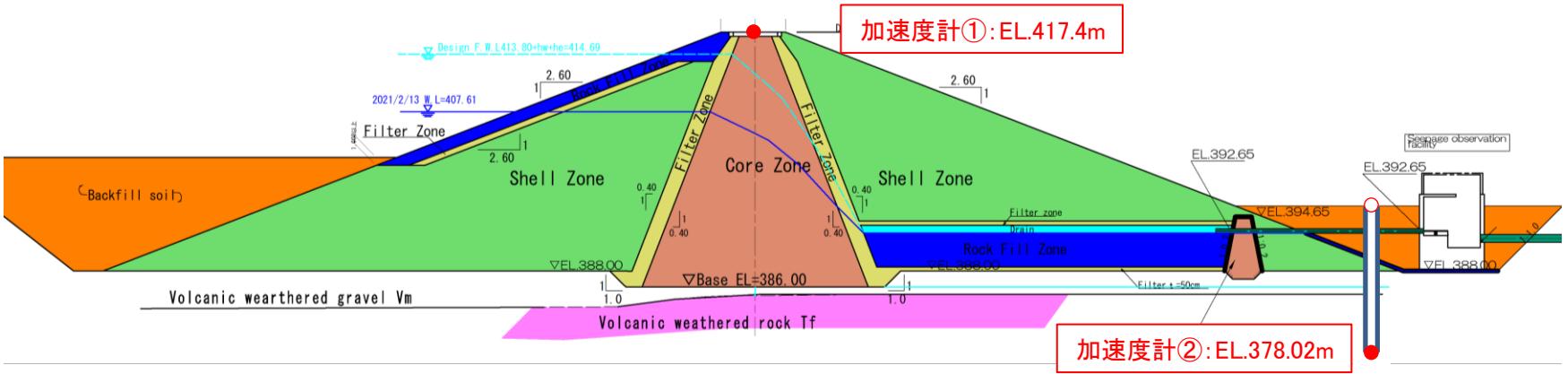
①



②

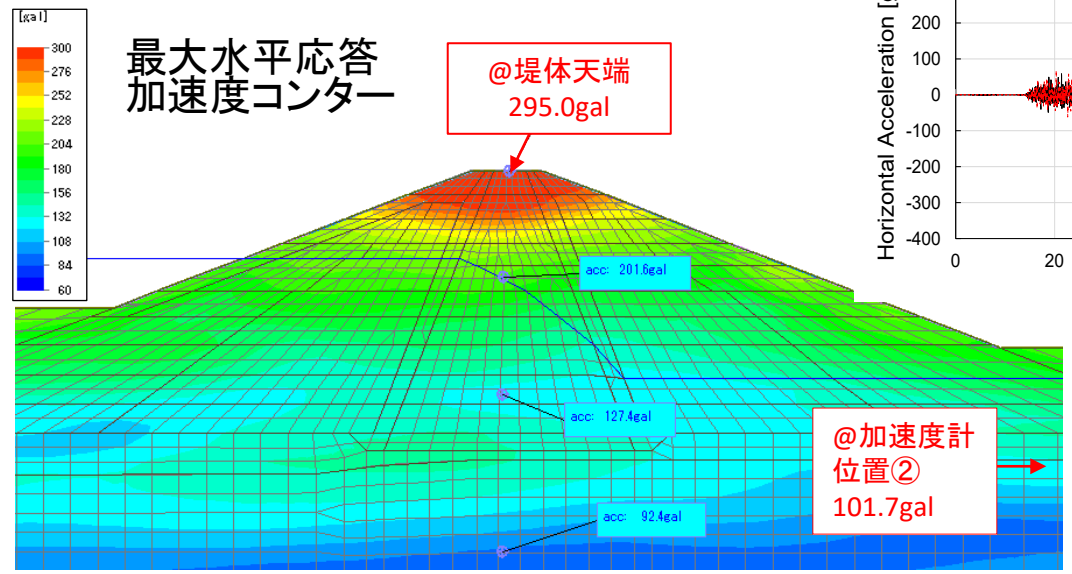


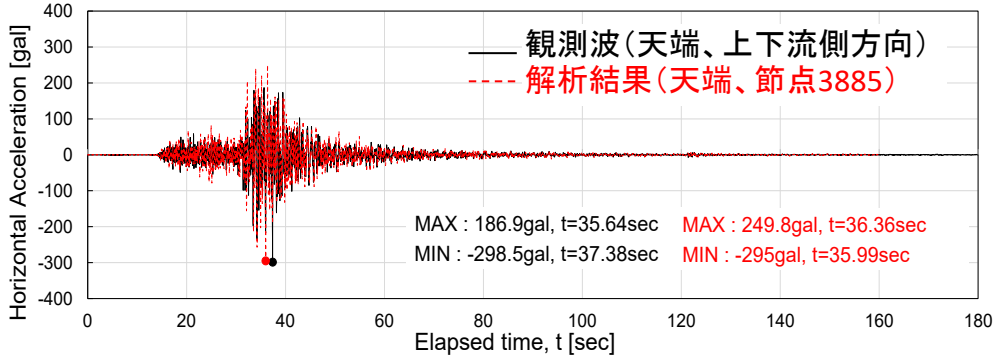


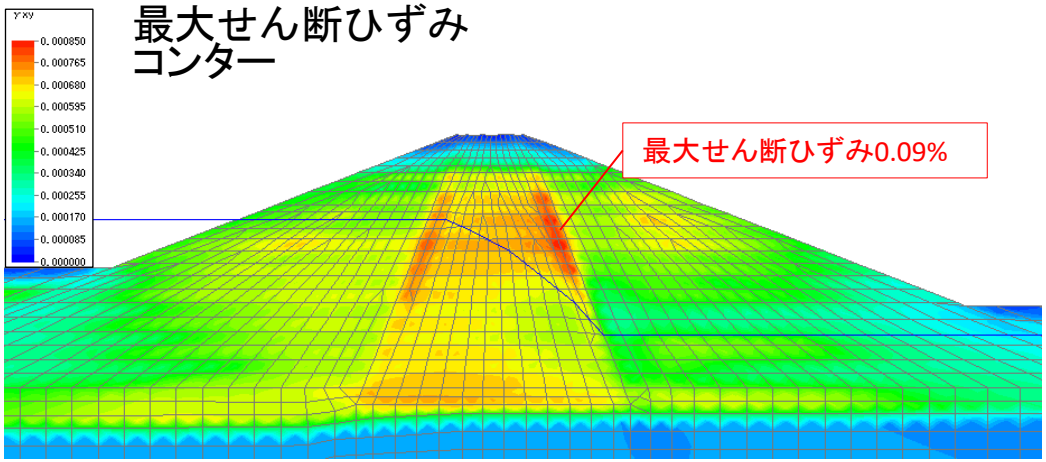


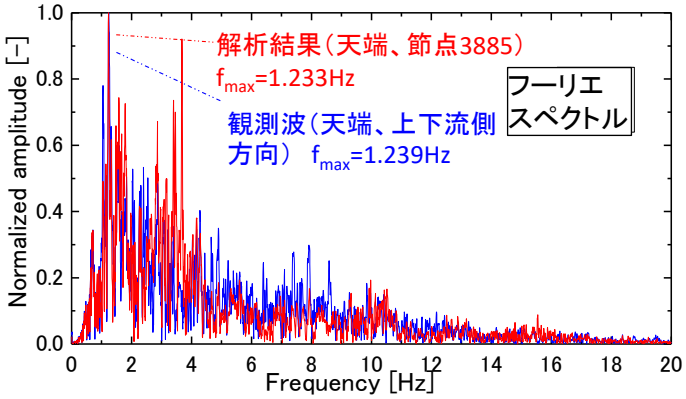
2次元地震応答解析結果（等価線形化法）

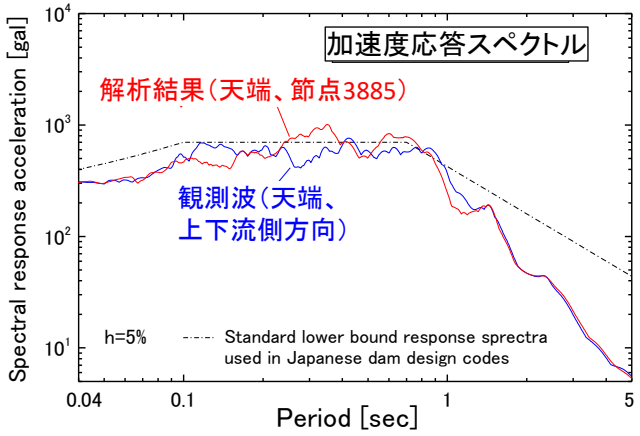
・最大加速度、フーリエスペクトルなどは同程度の値を得るため、解析結果と観測波形がよく一致している



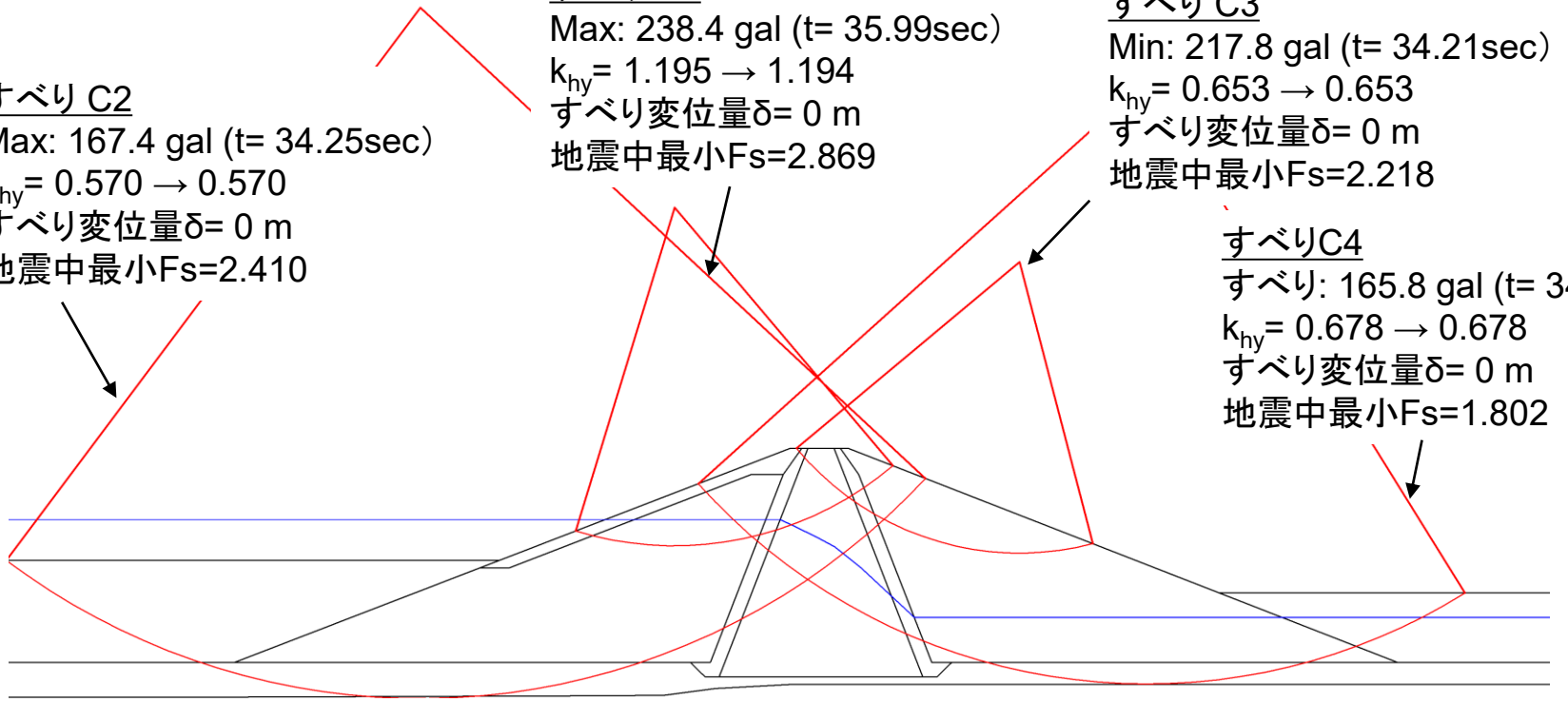








Newmark-D法による解析結果



k_{hy}: 降伏水平震度
(安全率Fsが1.0となる水平震度)

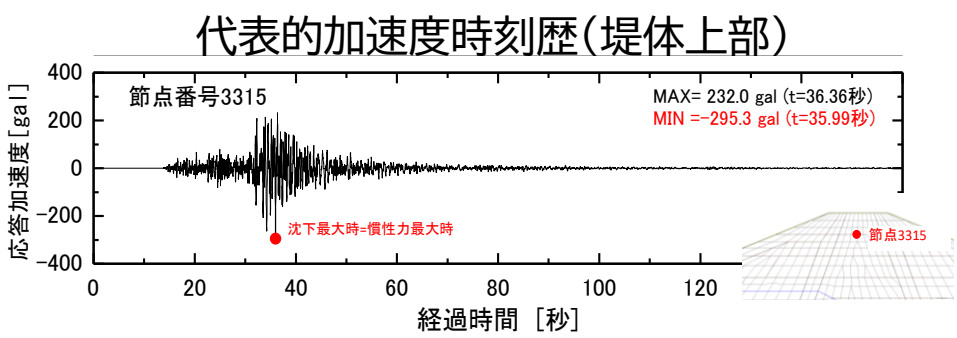
Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

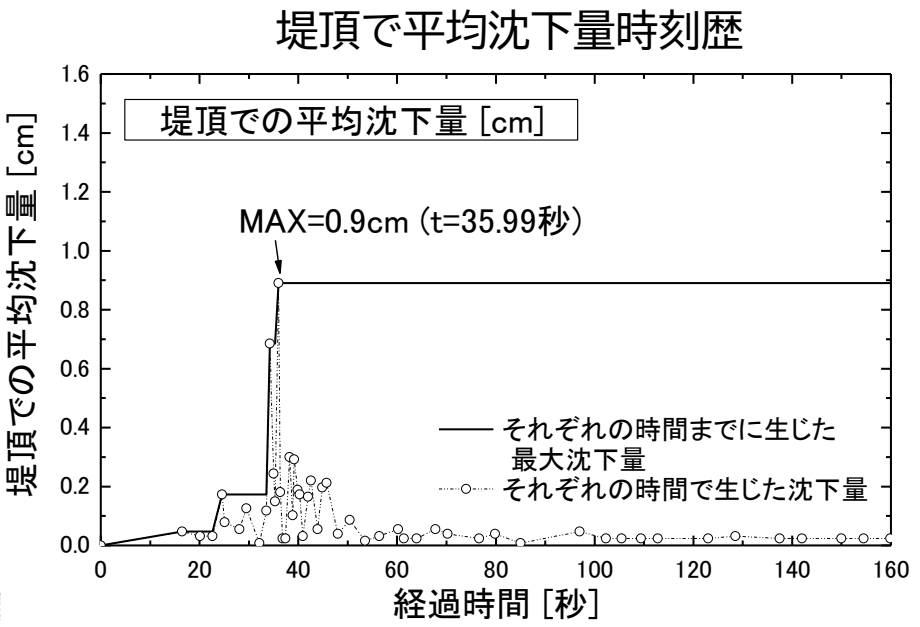
→ 堤体上下流側の円弧すべり面で発揮される強度の低下(降伏加速度の低下)は微小

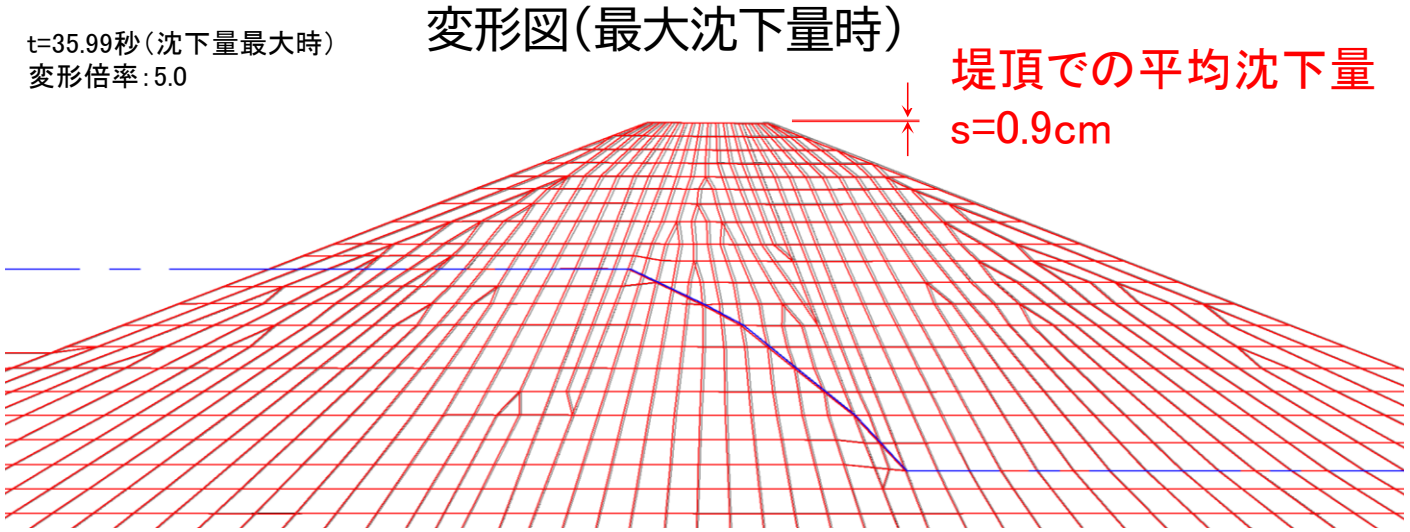
→ 地震中それぞれの円弧すべりに対して安全率Fsが高く
Fs＝1.802～2.869，すべりが発生しない(回転変位量＝0)結果

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。







本日の内容

SERID 研究会
セリッド研究会

①背景

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

②レベル2地震動に対する耐震診断解析

- ニューマークD法（塑性すべり解析）
- 液状化解析　（ALID、FLIP、すべりを伴わない準静的FEM解析等）
  とその組み合わせ
- 藤沼ダム本堤の検証事例

③SERIDv.4（ニューマークD法）の新機能

- L1安定計算、従来ニューマーク法
- 補強材の取り扱い

SERIDv.4 バージョンアップについて

SERID 研究会
セリッド研究会

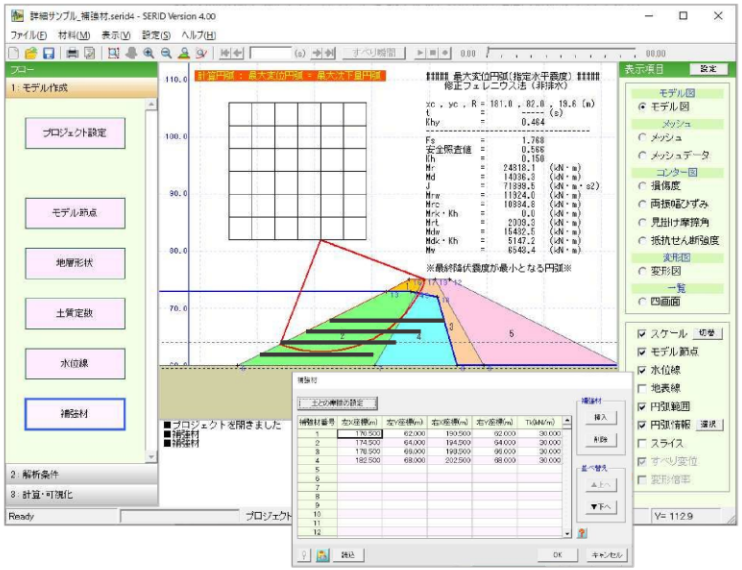
FAX：076-240-9585 / MAIL：pp-sales@godai.co.jp

地震時強度低下を考慮した変形解析システム『 SERID Ver.4 』発売のご案内

拝啓 貴社ますますご清栄のこととお喜び申し上げます。平素は弊社製品をご愛用賜り厚くお礼申し上げます。
さて、この度、「 SERID Ver.4 」を発売する運びとなりましたのでご案内を申し上げます。
皆様からお寄せいただいたご意見やご要望を反映いたしました。ぜひ、ご購入のご検討をお願いいたします。　敬具

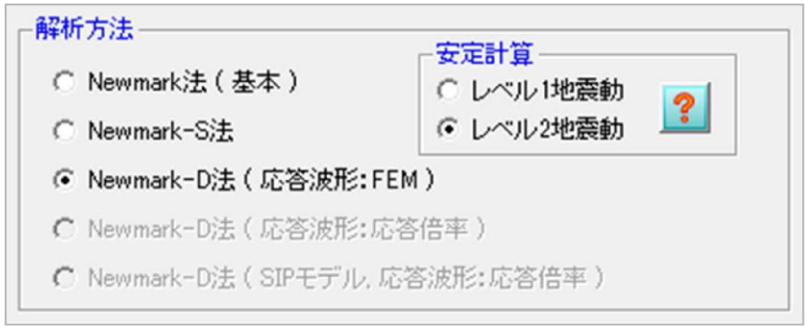
●補強材配置機能

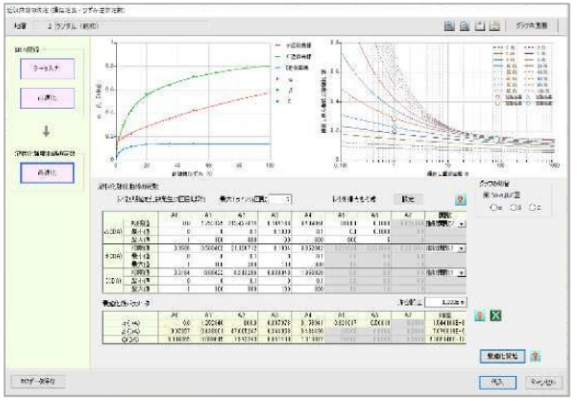
ジオテキスタイル等の補強材を配置する機能を追加



●詳細 Newmark 法(基本)、詳細 Newmark-S 法を追加

- **詳細 Newmark 法（基本）**
  降伏震度（降伏加速度）一定でのニューマーク法
- **詳細 Newmark-S 法**
  すべり変位に伴うひずみ軟化を考慮したニューマーク法





●FEM 動解データフォルダの任意設定機能

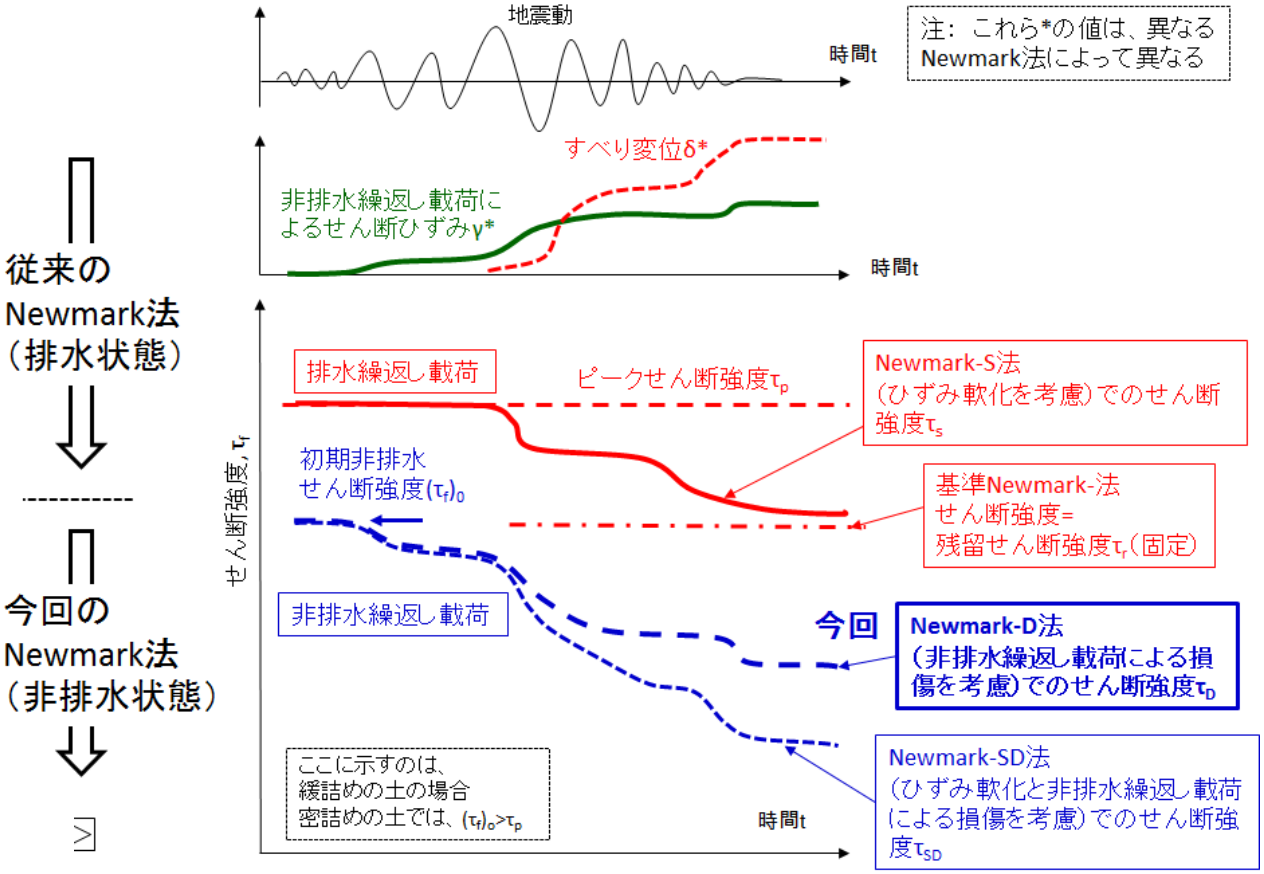
FEM 動解データの参照先を任意に設定する機能を追加

●「損傷依存軟化」の最適化機能の改良（フィッティングツール）

- 強度低下において、外挿点を考慮する機能を追加
- 損傷定義ひずみ逆算定数において、外挿点を使用して最適化した値がデフォルトで設定されるように変更

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	繰返し載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



L1地震動に対する安定計算

(b)　すべり破壊を検討するケース

すべり破壊の検討は、**表-3.3.5**に基づいて行うものとする。

表-3.3.5　すべり破壊を検討するケース

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	〃	100	有効応力	〃
設計洪水位	〃	—	〃	〃
水位急降下	〃	50	〃	上流側

注)　設計震度は、**表-3.3.6**による。

表-3.3.7　地震強度の地域区分（平成14年11月現在）

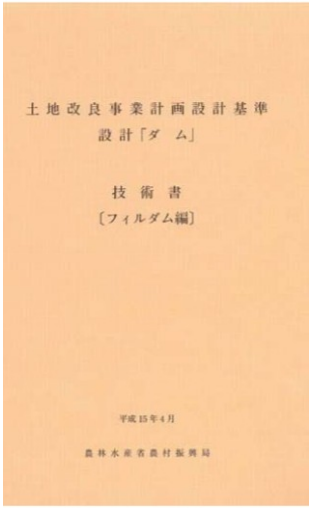
(1)強震帯地域	(2)中震帯地域	(3)弱震帯地域
北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡(十勝支庁)、河西郡、広尾郡、中川郡(十勝支庁)、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、目梨郡。 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡。 岩手県の全域、宮城県の全域。 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達郡、相馬郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡。 茨城県の全域、栃木県の全域、群馬県の全域、埼玉県の全域、千葉県の全域、東京都の全域、神奈川県の全域、長野県の全域、山梨県の全域。 富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東礪波郡、西礪波郡。 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡。 静岡県の全域、愛知県の全域、岐阜県の全域、三重県の全域、福井県の全域、滋賀県の全域、京都府の全域、大阪府の全域、奈良県の全域、和歌山県の全域、兵庫県の全域。 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡。	(1)及び(3)以外の地域	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡(上川支庁)、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡。 山口県の全域、福岡県の全域、佐賀県の全域、長崎県の全域。 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、葦北郡、天草郡。 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡。 鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域。 沖縄県の全域。

表-3.3.6　設計震度の基準

地域区分		強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
ため池	堤体がおおむね均一の材料によるもの	0.15	0.15	0.12
	その他のもの[注)]	0.15	0.12	0.10

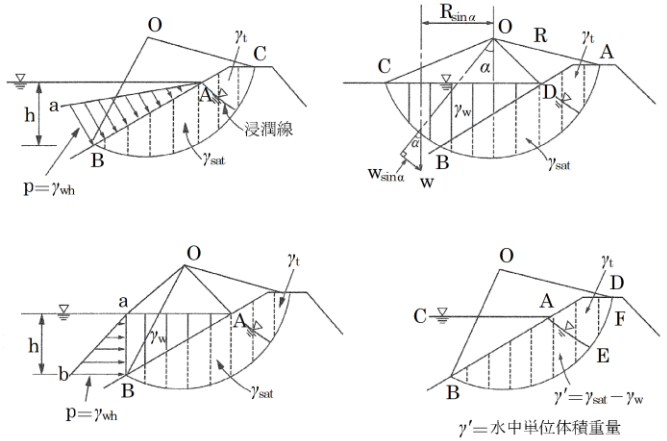
注)　「その他のもの」とは、ロック材や遮水壁（地盤材料以外）等でゾーニングされたものをいう。

L1地震動に対する安定計算



ｲ. 静水圧

すべり破壊に対する安定計算において、貯水時の静水圧の滑動モーメントの寄与分をどのように考えるのかは、図-3.3.15に示すいくつかの方法が考えられるが、各スライスにおいて滑動側の静水圧と抵抗側の静水圧がバランスしていることにより、静水圧を無視した同図(d)の考え方を採るものとする。



(c) 水平方向の静水圧と斜面上の水塊を考える。

(d) 貯水池内の水と堤体内の水がモーメントについてはバランスしているものとして、ABEFDAについてのみ考える。

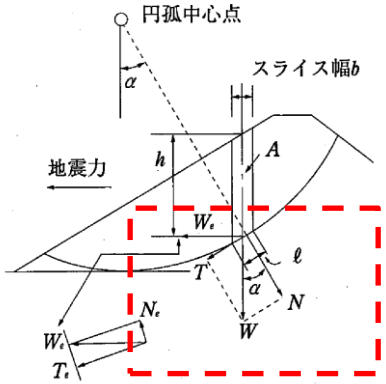
γ′＝水中単位体積重量

図-3.3.15 静水圧のすべり円の中心点に関するモーメントの考え方

(b) 円形すべり面スライス法

この方法は、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したものである。

具体的な計算方法及び計算例については、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書〔フィルダム編〕（平成15年4月）p.Ⅱ-102～Ⅱ-111によるものとする。



有効応力表示による強度定数 c'、ϕ' を用いる場合

$$F_s=\frac{\sum\{c'\cdot\ell+(N-U-N_e)\tan\phi'\}}{\sum(T+T_e)} \quad \cdots\cdots (9.1.6\text{-}2)$$

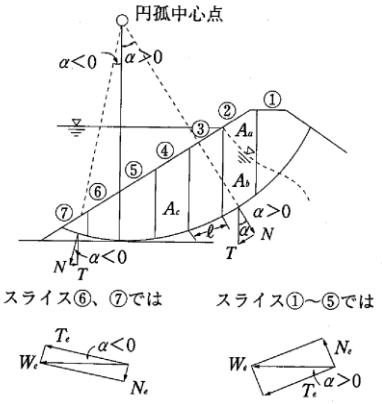
T ：各スライスのすべり面上に働く荷重合力の単位幅当たりの接線分力
$(T=W\sin\alpha)$ (kN/m)

T_e ：各スライスのすべり面上に働く地震慣性力の単位幅当たりの接線分力
$(T_e=W_e\cos\alpha)$ (kN/m)

U ：各スライスのすべり面上に働く単位幅当たりの間隙水圧による力（浸透による間隙水圧及び築堤時に生じた過剰間隙水圧の合力）(kN/m)

W ：各スライスのすべり面上に働く単位幅当たりの自重 (kN/m)

W_e ：各スライスのすべり面上に働く単位幅当たりの地震慣性力 (kN/m)



L2地震動に対する安定計算

SERID 研究会
セリッド研究会

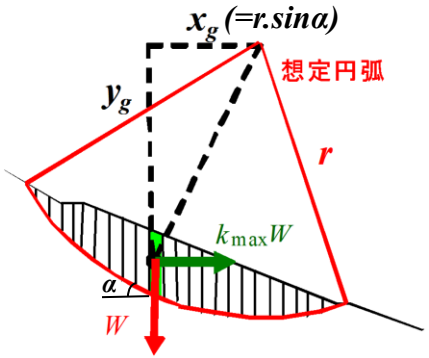
6.2 Newmark 法による塑性変形解析
—解析の実施と計算される変位量の評価—

$$F_S = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_H M_{RK}}{M_{DW} + k_H M_{DK}}$$

M_R ：抵抗モーメントの合計
M_{DW} ：自重による滑動モーメント $(= \Sigma x_g W)$
M_{DKH} :地震慣性力による滑動モーメント $(= k_H \Sigma y_g W)$
M_{RW} ：自重による抵抗モーメント $(= r\Sigma(W - b \cdot u)\cos\alpha \cdot \tan\phi)$
M_{RC} ：粘着力による抵抗モーメント $(= r\Sigma c \cdot L)$
M_{RK} ：地震慣性力 1G が作用した場合の抵抗モーメント $(= r\Sigma W \sin\alpha \cdot \tan\phi)$

国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル

平成 24 年 3 月
農林水産省　農村振興局



r: 円弧の半径
x_g: スライス重心と円弧中心間の水平距離
y_g: スライス重心と円弧中心間の鉛直距離

$$J\ddot{\theta} = (k_H - k_y)(M_{RK} + M_{DK})$$
J ：慣性モーメント

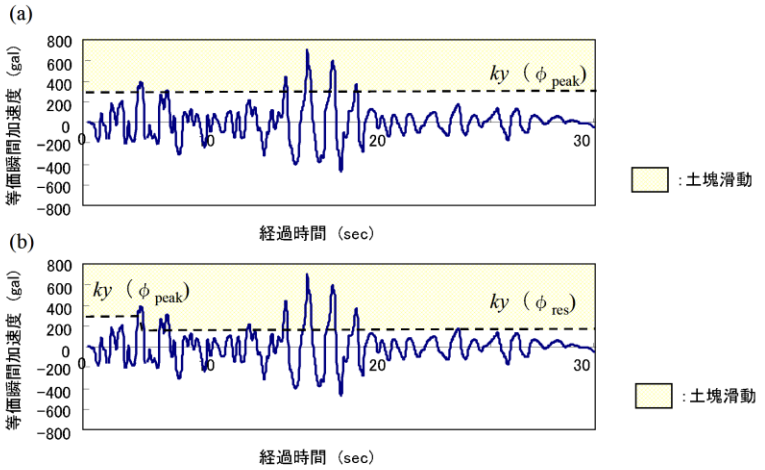
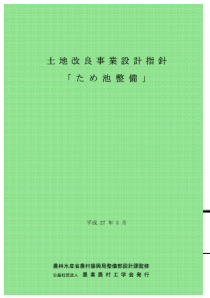


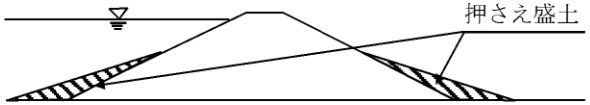
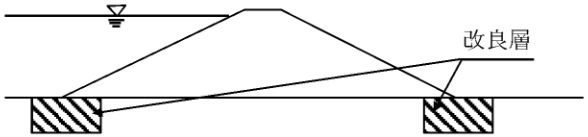
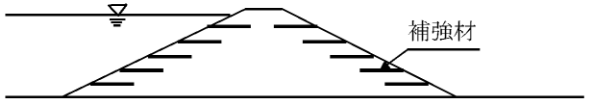
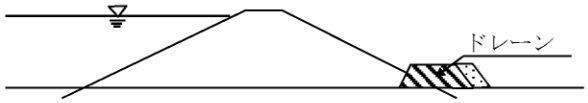
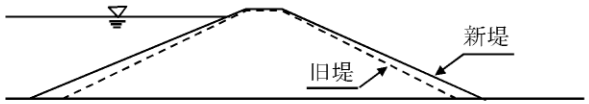
図-IV.3-29　等価瞬間加速度と降伏震度の関係
(a)ひずみ軟化を非考慮、(b)ひずみ軟化を考慮

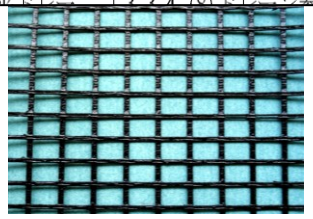
補強材による対策



【ため池整備指針】　ため池における主要な耐震対策工

参表-10.1　ため池における主要な耐震対策工

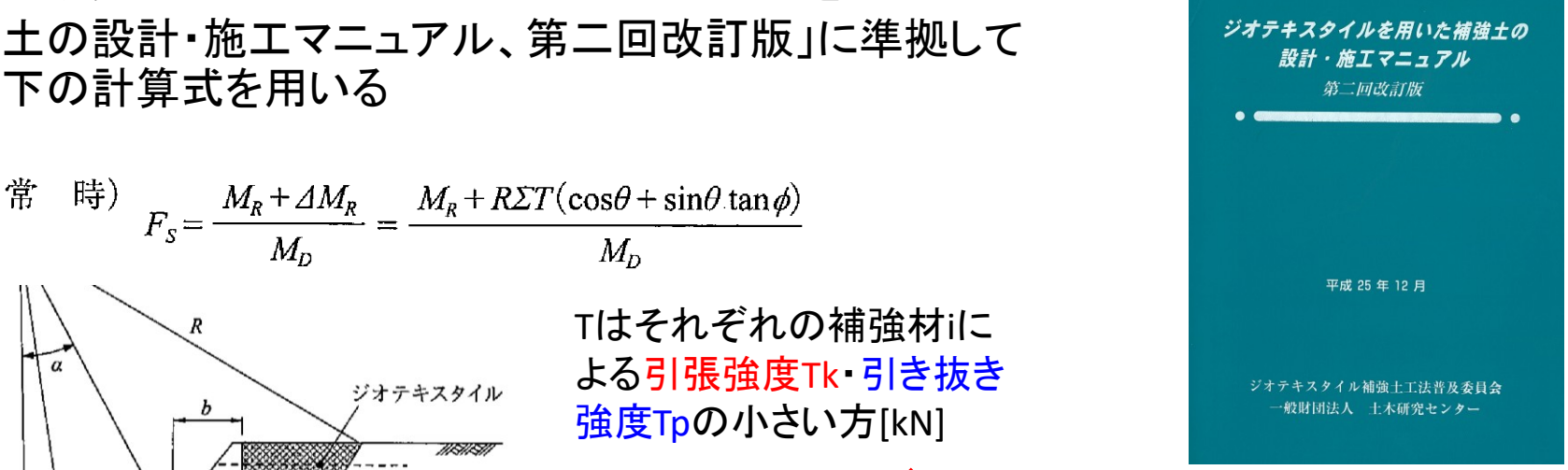
	略　図　（例）	概　　要	特　　性	備　　考
押さえ盛土		盛土の安定を図るために、法面先端の外側に置く低い盛土。	すべり破壊に対する対策工として、用地の制約を受けない場合では最も安価で確実性が高い工法である。	ため池における最も一般的な耐震対策工。
地盤改良		盛土・地盤の強度・安定性を高めるために、地盤に人工的な改良を加える工法。	改良工法には、置換（掘削再盛土）工法、混合処理工法、注入固化工法などがある。押さえ盛土と比較すると高価であり、用地の制約を受けるなど、押さえ盛土が適用できない場合に検討される。	
盛土補強土		盛土・地盤の強度・安定性を高めるために、土以外の補強材を土中に設置する工法。	補強材としては、帯鋼、鉄筋、ジオテキスタイルなどがある。押さえ盛土と比較すると高価であり、用地の制約を受けるなど、押さえ盛土が適用できない場合に検討される。なお、補強材に沿った水みちが発生しないよう注意する必要がある。	
ドレーン		堤体からの浸透水を、安全に堤外へ排水するための施設。	ドレーンには、下流法先ドレーン、水平ドレーン、立上りドレーンなどがある。浸透…る対策工として、一般的な工法である。	2.3.4（8）ドレーン参照
全面改修		旧堤を掘削・除去した後、新たに盛り立てる工法。	現行基準に合致した仕様に改修できる対策工を組合せて適用できるため自由…確実性も高い。しかし、大規模な改修費も高い。	



Typical polymer geogrid:
bi-axial PVA grid:

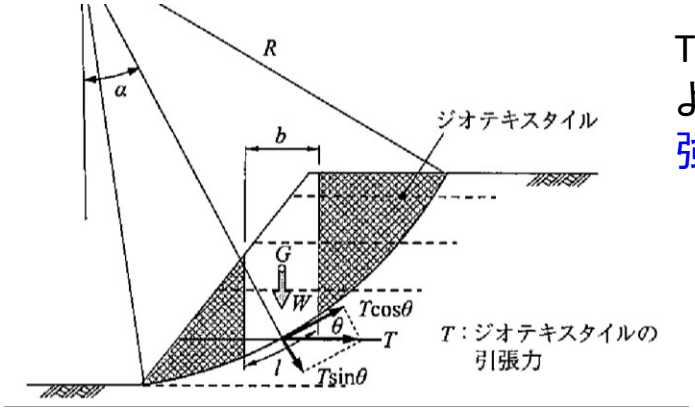
補強材による抵抗力

土木研究センター H25.12 「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、第二回改訂版」に準拠して以下の計算式を用いる



常　時）

$$F_S = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + R\Sigma T(\cos\theta + \sin\theta \tan\phi)}{M_D}$$



Tはそれぞれの補強材iによる引張強度Tk・引き抜き強度Tpの小さい方[kN]

引張強度Tk

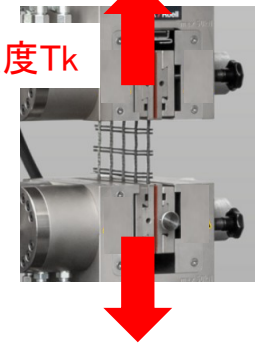
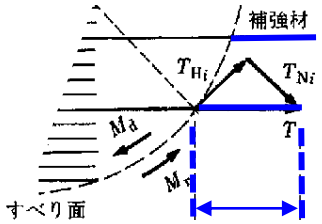


表 4－12　土とジオテキスタイルとの摩擦特性における補正係数

盛土材料の区分	α_1	α_2
砂質土（ϕ 材）	0	1.0
粘性土（c，ϕ材）	0.5	1.0

引き抜き強度Tp

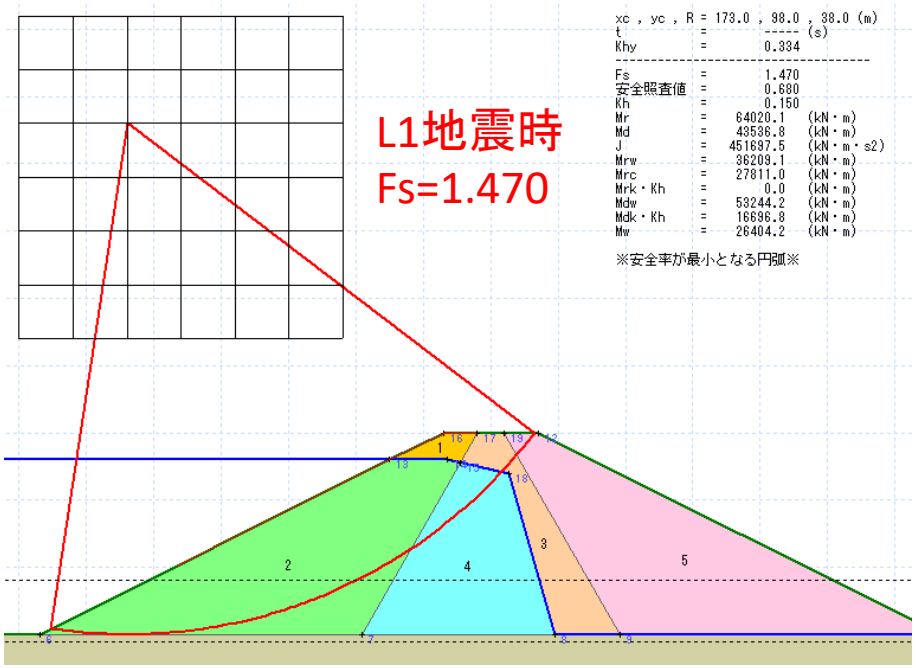
$$T_{p\cdot i} = 2\int_{x}^{\text{定着長}} \left(c^* + \sigma'_{v\cdot i} \cdot \tan\phi^*\right) \cdot dx \qquad \text{又は} \qquad T_{p\cdot i} = 2\int_{x}^{\text{定着長}} \left(\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma'_{v\cdot i} \cdot \tan\phi\right) \cdot dx$$

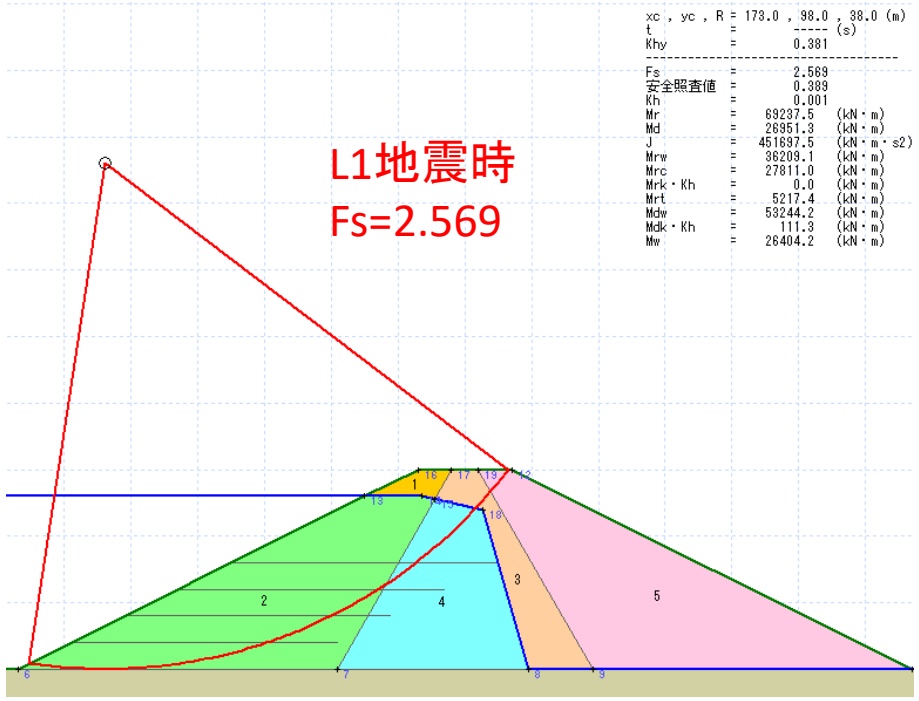


c*，Φ*：補強材と土の摩擦特性による見かけの粘着力[kN/m²]、せん断抵抗角[deg]
【一般的に摩擦特性試験（引抜き試験又は一面せん断試験）による求めた場合】
α1，α2：補正係数　　砂質土（Φ材）…　α_1=0，α_2=1.0
粘性土（c，Φ材）…　α_1=0.5，α_2=1.0

補強材：計算例

地層番号	色	地層名	γt(kN/m3)	γsat(kN/m3)	D50(mm)	cpeak(kPa)	φpeak(deg)
1		ランダム	17.20	19.20	0.00	18.00	30.00
2		ランダム(飽和)	17.20	19.20	0.00	18.00	30.00
3		コア	17.20	19.20	0.00	18.00	30.00
4		コア(飽和)	17.20	19.20	0.00	18.00	30.00
5		ランダム	17.20	19.20	0.00	18.00	30.00
6		地盤1	21.00	21.00	0.00	50.00	50.00
7		地盤2	21.00	21.00	0.00	50.00	50.00





土との摩擦の設定

補強材番号	左X座標(m)	左Y座標(m)	右X座標(m)	右Y座標(m)	Tk(kN/m)
1	170.500	62.000	190.500	62.000	30.000
2	174.500	64.000	194.500	64.000	30.000
3	178.500	66.000	198.500	66.000	30.000
4	182.500	68.000	202.500	68.000	30.000
5					
6					

おわり。
ご清聴ありがとうございました。

SERID技術講演会　2025年11月28日（金）
15:20～15:50、TKP金沢カンファレンスセンター