SERID研究会「技術講習会」

ホテル福島グリーンパレス

2024年11月13日(水)

ため池堤体等盛土構造物における連携した設計と施工の重要性

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連携した設計と施工の重要性　1/2

1.　要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なる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連携した設計と施工の重要性 2/2

4. 盛土の合理的な締固め管理の枠組み
 4-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 4-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 4-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 4-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 4-5 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性
 4-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

5. まとめ

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）

2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係

2-1 排水せん断強度と締固め度の関係

2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係

3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」

3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓

3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係

3-3 飽和盛土の地震時残留変形

・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下

・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析

・旧本堤の崩壊解析

3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

3-5 異なる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連携した設計と施工の重要性（概論）

①要求性能：社会が必要とする盛土構造物に要求される性能

・道路・鉄道、宅地、貯水・遮水等の機能、耐災性（地震、豪雨・洪水等に対する安定性）、維持管理の容易さ等の**要求性能**の設定は適切か？

・建設+長期維持管理+災害・復旧全体のライフサイクルコストを評価しているか？

②性能設計：①での要求性能を実現する設計

・設計荷重を、**要求性能**に応じて適切に設定しているか？

レベルII設計地震荷重等の設計荷重の設定は適切か？

・盛土の強度・剛性等の設計値は、要求性能に適合し、現実的・合理的か？

締固めの良否等の施工のレベルが、設計に反映されているか？

緩い飽和土の地震荷重による非排水せん断強度の低下を考慮しているか？

・盛土構造物の長期・災害時残留変形、崩壊に対する安定性、復旧性などの性能を、現実的・合理的・定量的に解析し評価しているか？

地震時の盛土の残留変形を算定し、要求性能に基づいて評価しているか？

③性能施工：①要求性能を実現し②性能設計と対応した施工

・要求性能を保証する物性値を実現する盛土材管理・締固め管理か？

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

本日のテーマ

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）

2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係

2-1 排水せん断強度と締固め度の関係

2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係

3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」

3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓

3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係

3-3 飽和盛土の地震時残留変形

・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下

・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析

・旧本堤の崩壊解析

3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工

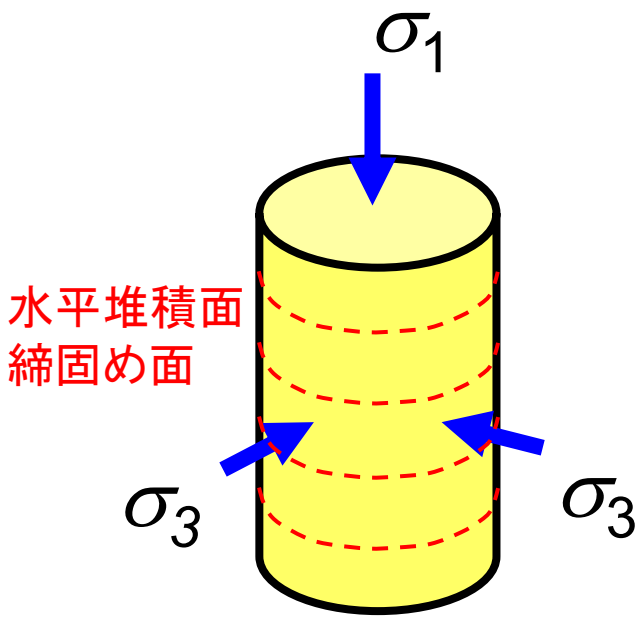
3-5 異なるNewmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

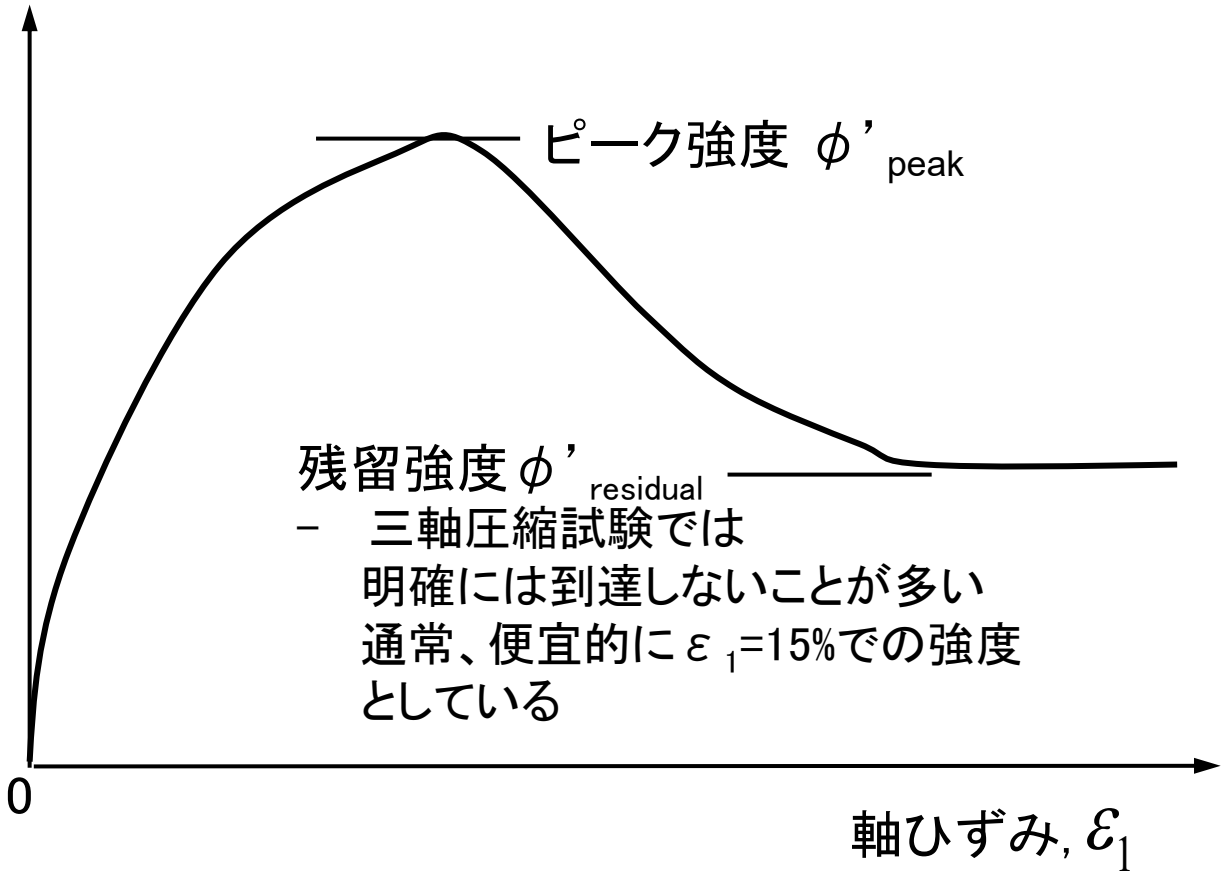
排水三軸圧縮試験でのピーク強度と残留強度

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:
$\sigma_1 > \sigma_3$

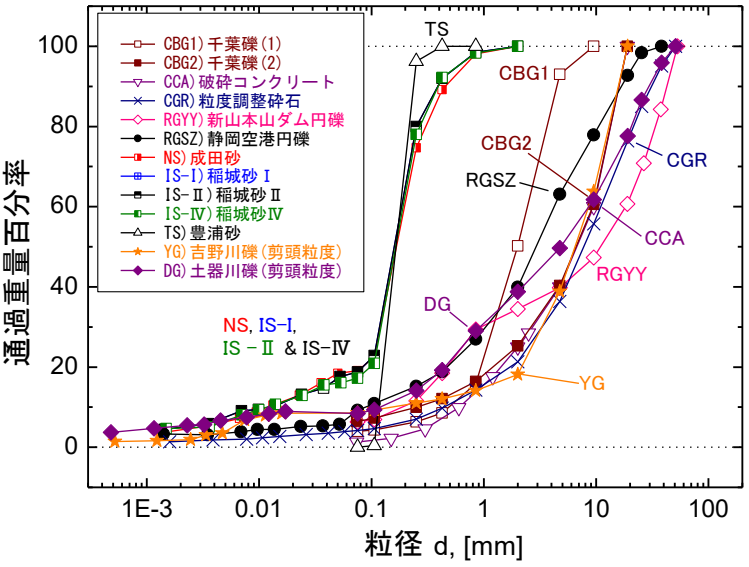


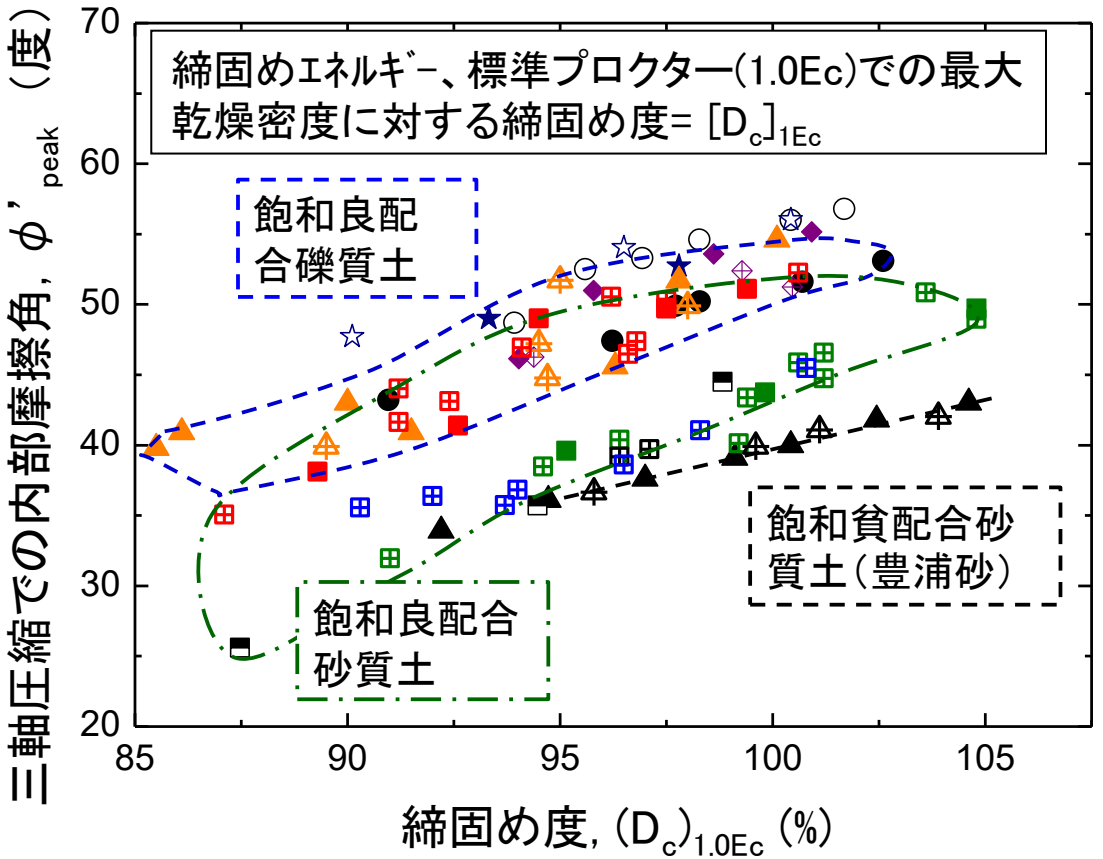


- 三軸圧縮試験では明確には到達しないことが多い
  通常、便宜的にε_1=15%での強度としている

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

多様な砂礫



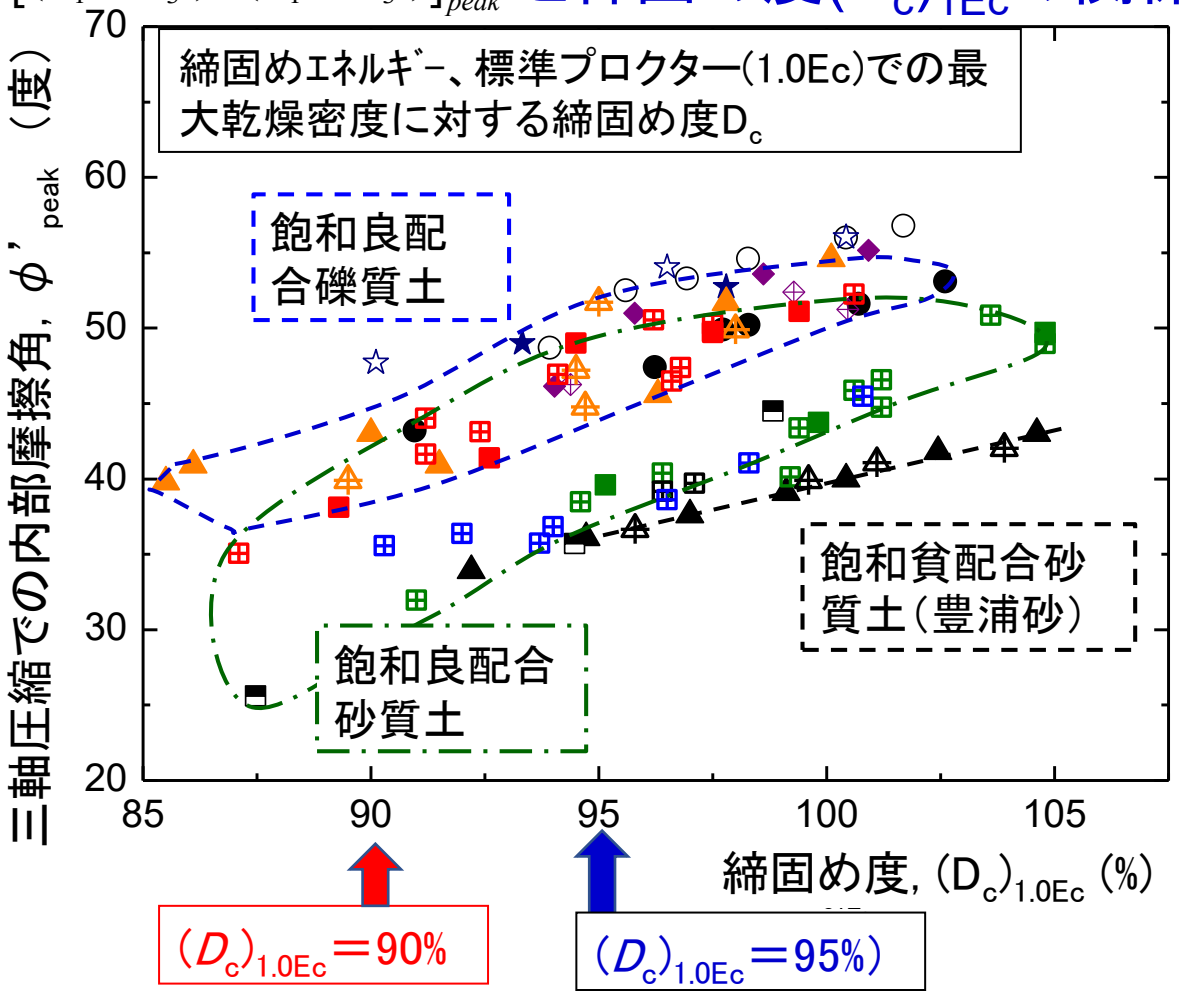


土質グループ毎に明確な関係、ϕ_{peak}に対する締固め度の効果は非常に大きい！
しかし、ため池堤体等の盛土の従来の設計では、**$(D_c)_{1Ec}$=90程度での排水せん断強度**を用い、締固め効果を考慮していない場合が多い

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

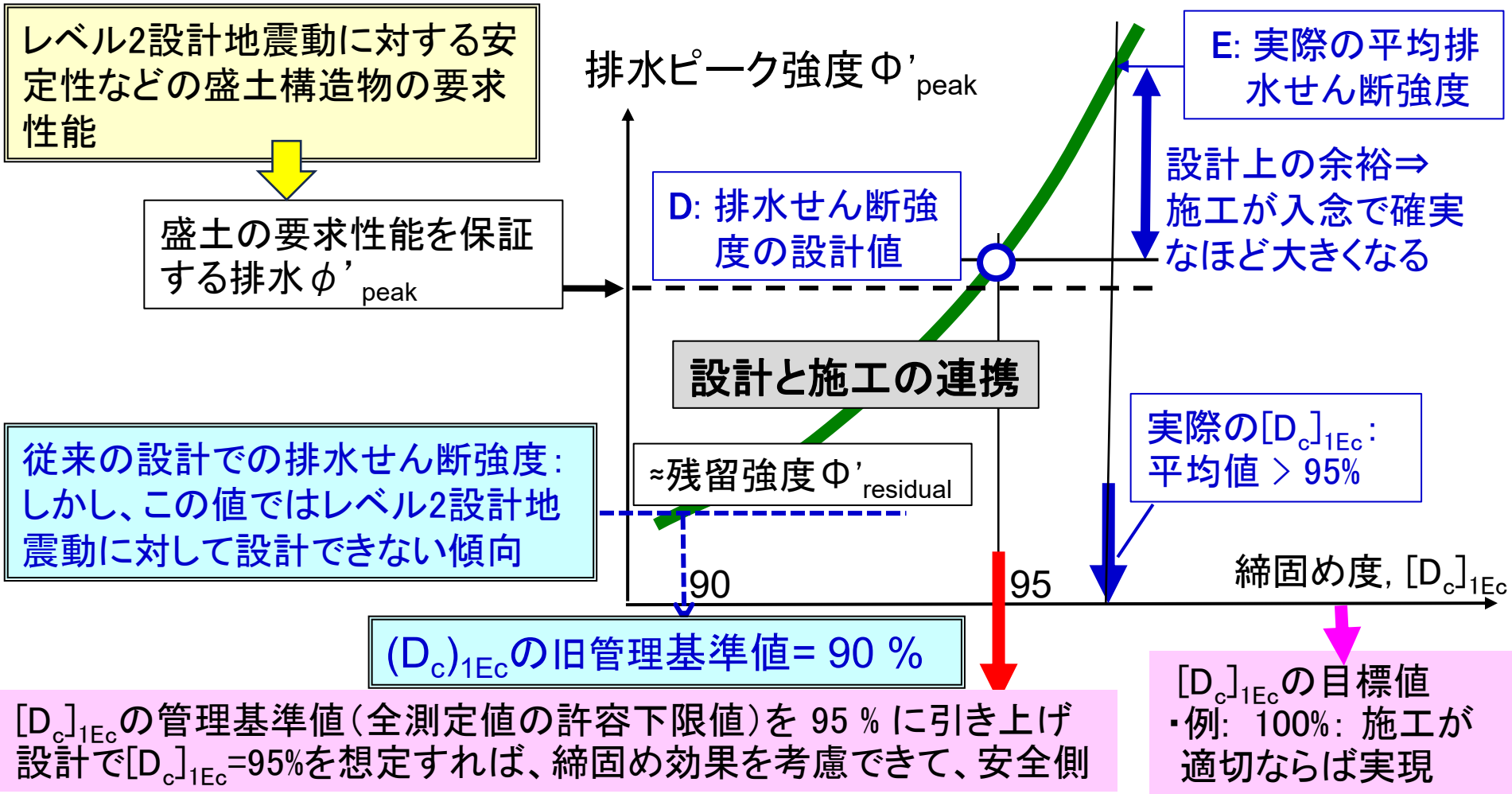
従来の設計排水せん断強度：
$(D_c)_{1.0Ec}$＝ 90%での値
・かなり緩い状態での値
・残留強度$\varphi'_{residual}$に相当

⇒良く締固めた土のピーク強度φ'_{peak}としては低すぎる
⇒$(D_c)_{1.0Ec}$＝ 90%で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傾向



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）とする。
②従来よりも5度程度高い$(D_c)_{1.0Ec}$=95%でのϕ_{peak}を設計値として、締固めの効果を反映する。
→ 実際の全測定値の平均値は90%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)



注)レベル1設計地震動に対する設計排水せん断強度 ⇒ D: 通常十分大きく設計が成立
・レベル2設計地震動に対しても、現在は通常Dを適用 ⇒実際の$[D_c]_{1Ec}$の平均値>95%なので安全側。なお、締固め施工・管理が入念で確実ならば、95%を越えた$[D_c]_{1Ec}$の平均値を想定し点Eでの値に設定可能(復旧藤沼ダムでは、実際の$[D_c]_{1Ec}$の平均値=目標値100%と設定)

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

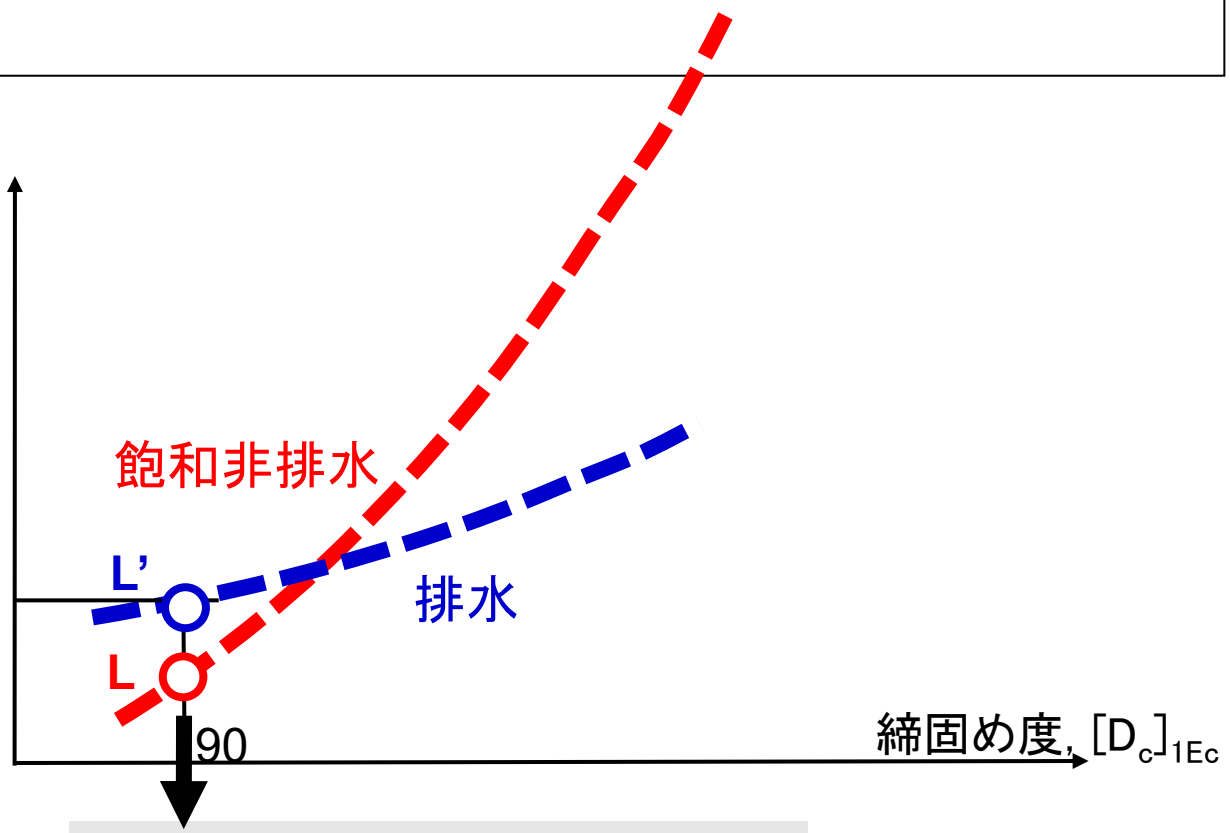
1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-3 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なる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・・・・飽和排水条件の場合と類似な枠組み)

設計せん断強度を$[D_c]_{1Ec}$の旧管理基準値=90 % での排水せん断強度L'とすると、

①締固めが悪い飽和状態の盛土の非排水せん断強度(例えばL)を過大評価して、盛土の崩壊の危険性を看過する可能性

②実際的な非排水せん断強度Lを用いて安定解析する必要

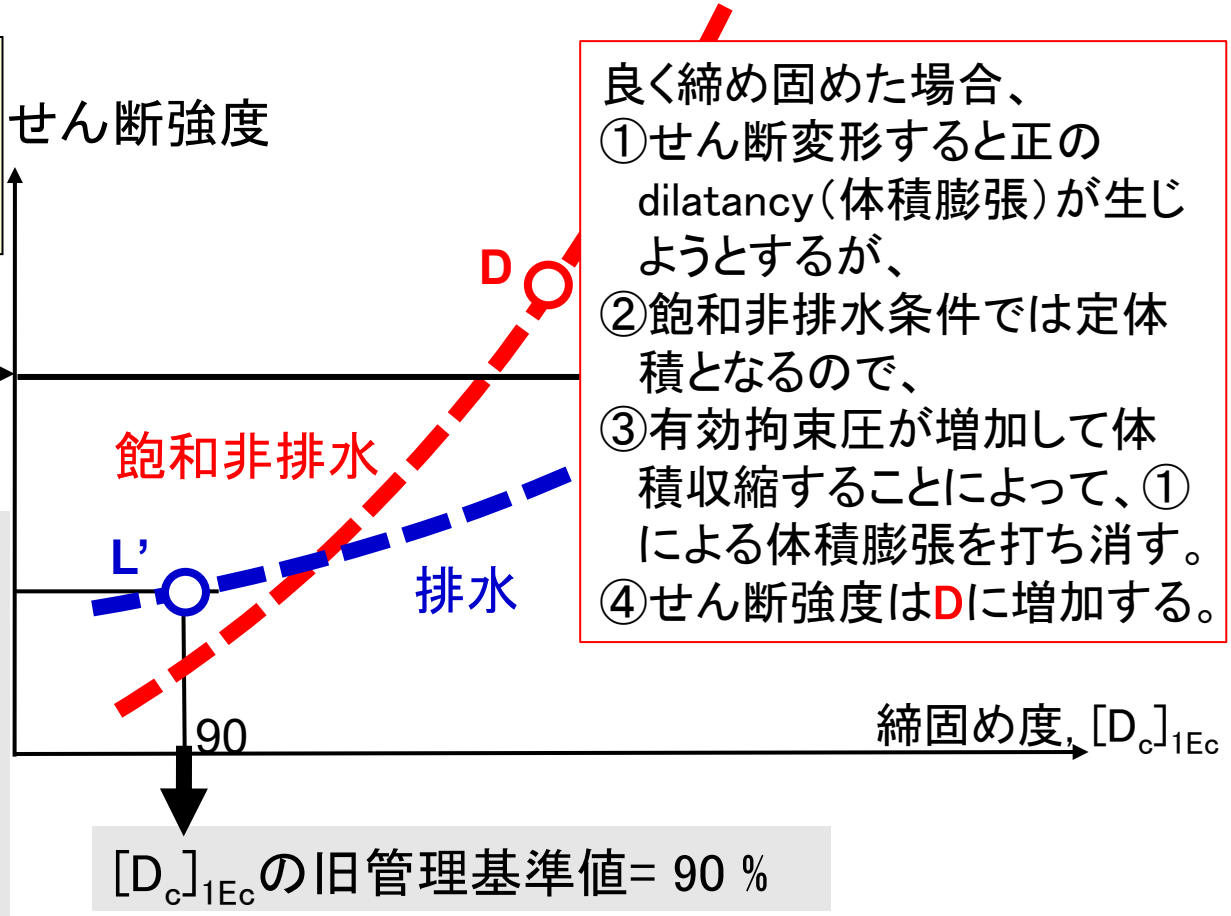


良く締め固めていない場合、
①せん断変形すると負のdilatancy(体積収縮)が生じようとするが、
②飽和非排水条件では定体積となるので、
③有効拘束圧が低下して体積膨張することによって、①による体積収縮を打ち消す。
④その結果、せん断強度はLに低下する。

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



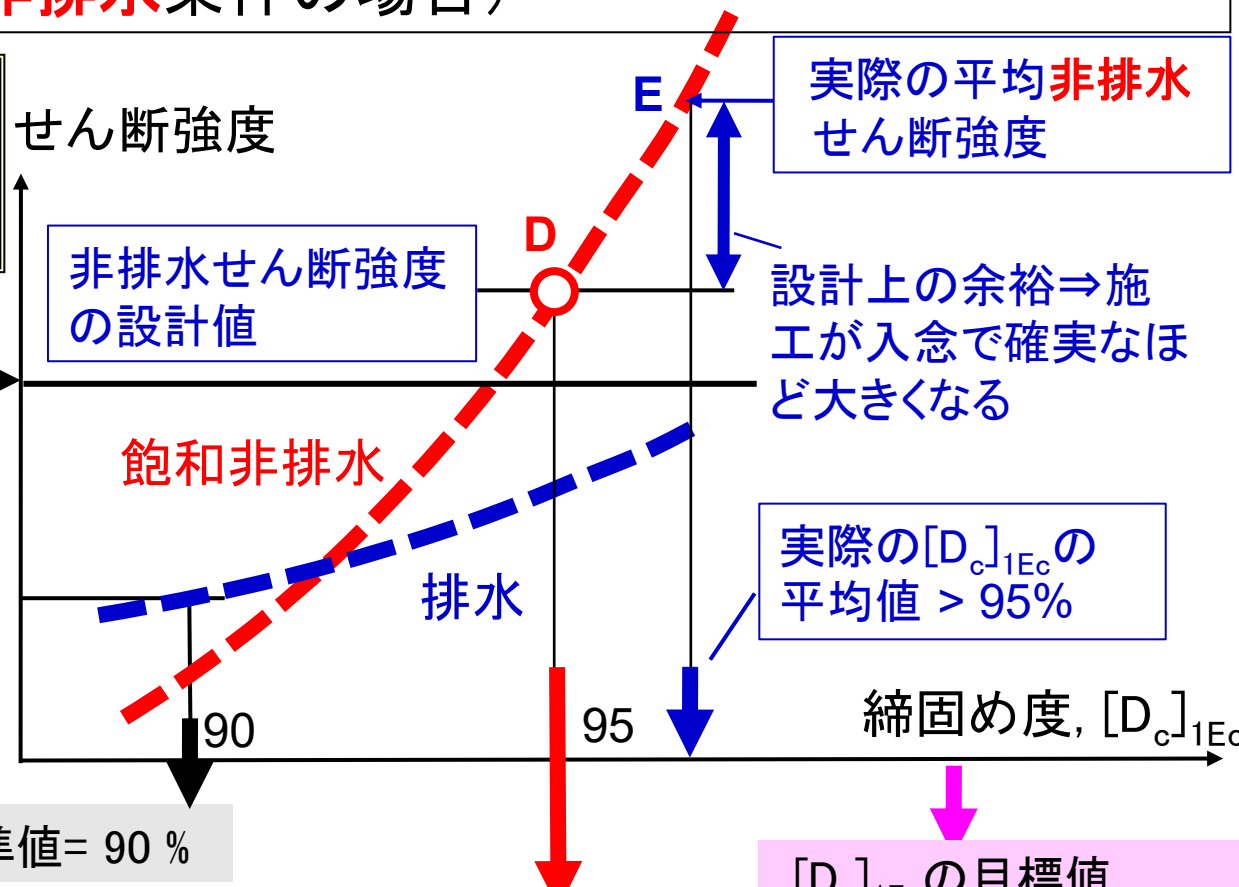
良く締め固めた場合、
①せん断変形すると正のdilatancy(体積膨張)が生じようとするが、
②飽和非排水条件では定体積となるので、
③有効拘束圧が増加して体積収縮することによって、①による体積膨張を打ち消す。
④せん断強度はDに増加する。

$[D_c]_{1Ec}$の旧管理基準値=90 % での排水せん断強度Lとすると、
①良く締固めた飽和状態の盛土の非排水せん断強度Dを大幅に過小評価して、盛土が要求性能を満足していてもその確認ができない
②実際的な非排水せん断強度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)

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



実際の平均非排水せん断強度

設計上の余裕⇒施工が入念で確実なほど大きくなる

$[D_c]_{1Ec}$の旧管理基準値=90 %での排水せん断強度

実際の$[D_c]_{1Ec}$の平均値 > 95%

設計と施工の連携

$[D_c]_{1Ec}$の旧管理基準値= 90 %

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

$[D_c]_{1Ec}$の目標値
・例: 100%: 施工が適切ならば実現可能

注)レベル2設計地震動に対する設計非排水せん断強度は、現在は通常レベルIに対するのと同様に$[D_c]_{1Ec}$=95%の点Dでの値を適用 ⇒実際の$[D_c]_{1Ec}$の平均値>95%なので安全側
なお、締固め施工・管理が入念で確実ならば、95%を越えた$[D_c]_{1Ec}$の平均値を想定して点Eでの値に設定できる(復旧藤沼ダムでは、実際の$[D_c]_{1Ec}$の平均値=目標値100%と設定)

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なる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）

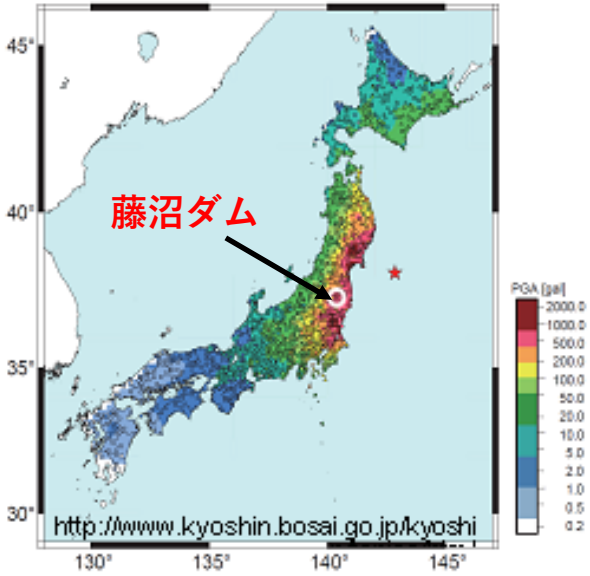
2009年



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

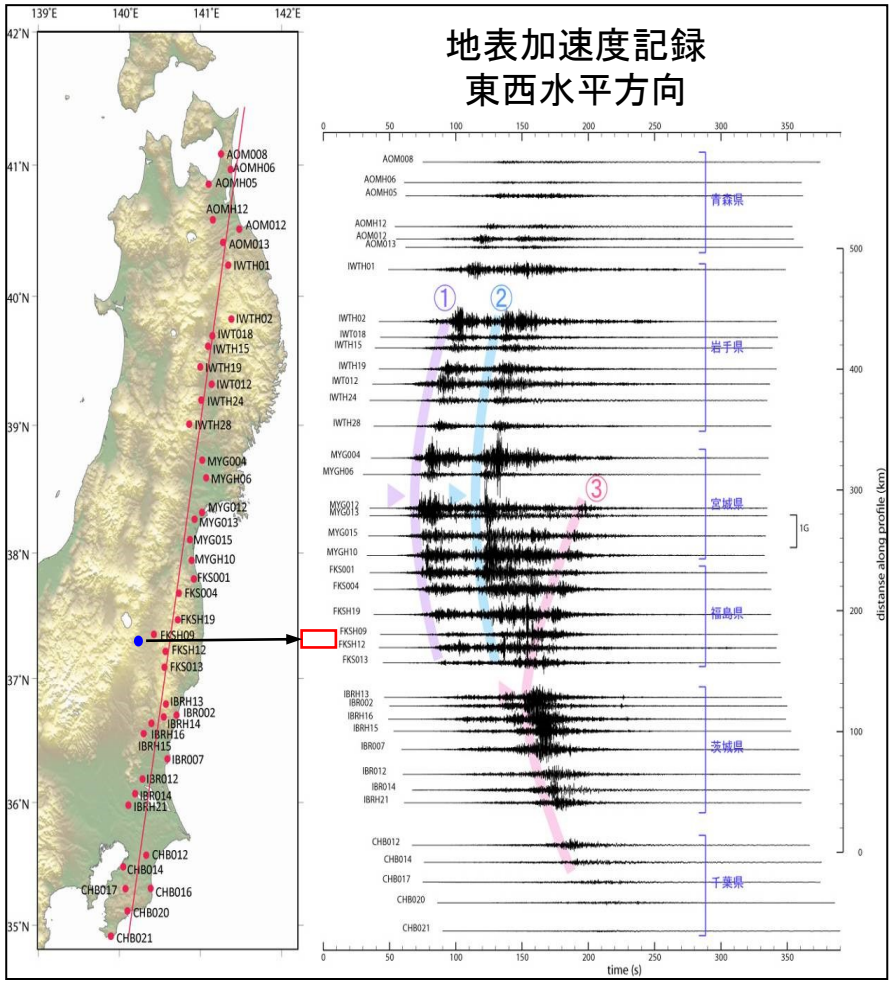


http://damnet.or.jp/cgi-bin/binran/PAL.cgi?idm=105088

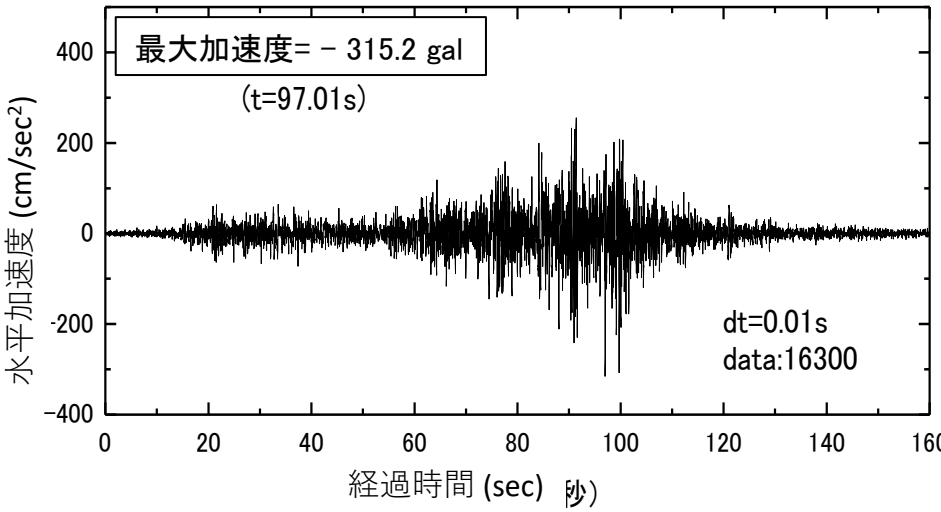


所在地	福島県須賀川市
用途	農業用灌漑
ダム形式	主ダム　：均一型アースダム 副ダム：均一型アースダム
堤頂高さ	主：　18.5m　副：10.5m
堤頂長	主：133.2m　副：72.5m
体積	主：99,000m^3
最大貯水量	1,500,000m^3
有効貯水量	1,480,000m^3
完成	1949

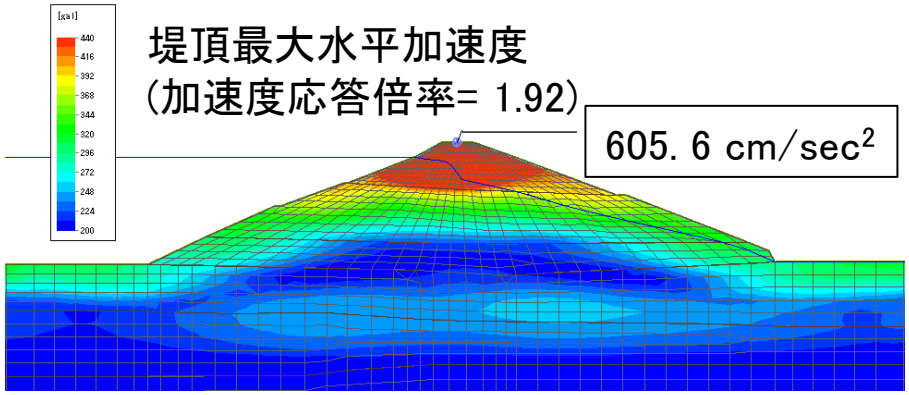
2011年東北地方太平洋沖地震



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)

2011東日本大震災　福島県の藤沼本堤

- 農業用灌漑ため池のアースフィルダム(H= 18.5 m; L= 133.2 m、中央・表面遮水壁は無い均一型)
- 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)



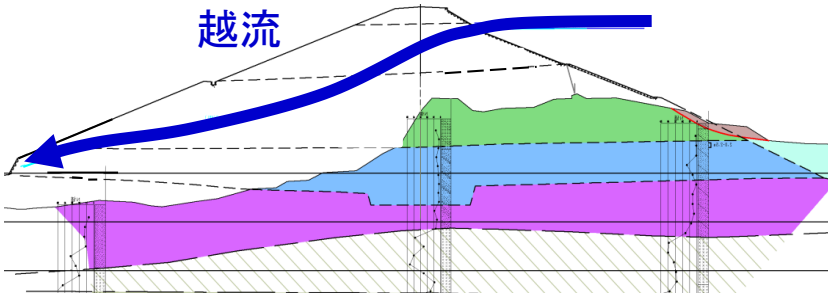
(福島県提供)

藤沼ダムの崩壊



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

すべり破壊　⇒ 越流
⇒急速な侵食 ⇒ 破堤

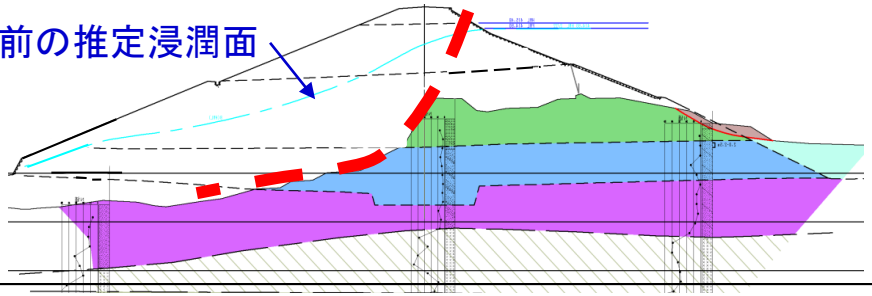




（福島県提供）

藤沼ダムの崩壊メカニズム

（実は、単純ではない）



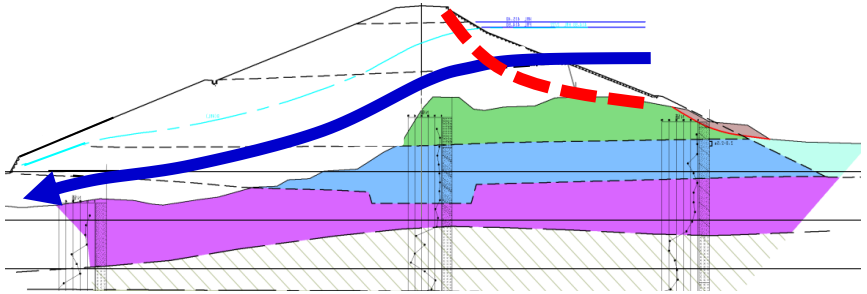


一見、下流側斜面でのすべり破壊が主原因、と見える
- 堤体が排水状態の場合、下流側斜面は浸透流のため安全率は低くなる。このため、滑りが最初に生じることが想定される
- しかし、実際は堤体は全体的に締固めが悪く、上流斜面は飽和で地震時には非排水。
- 破堤後の下流面はすべり面に見える。しかし、実際は越流による侵食面

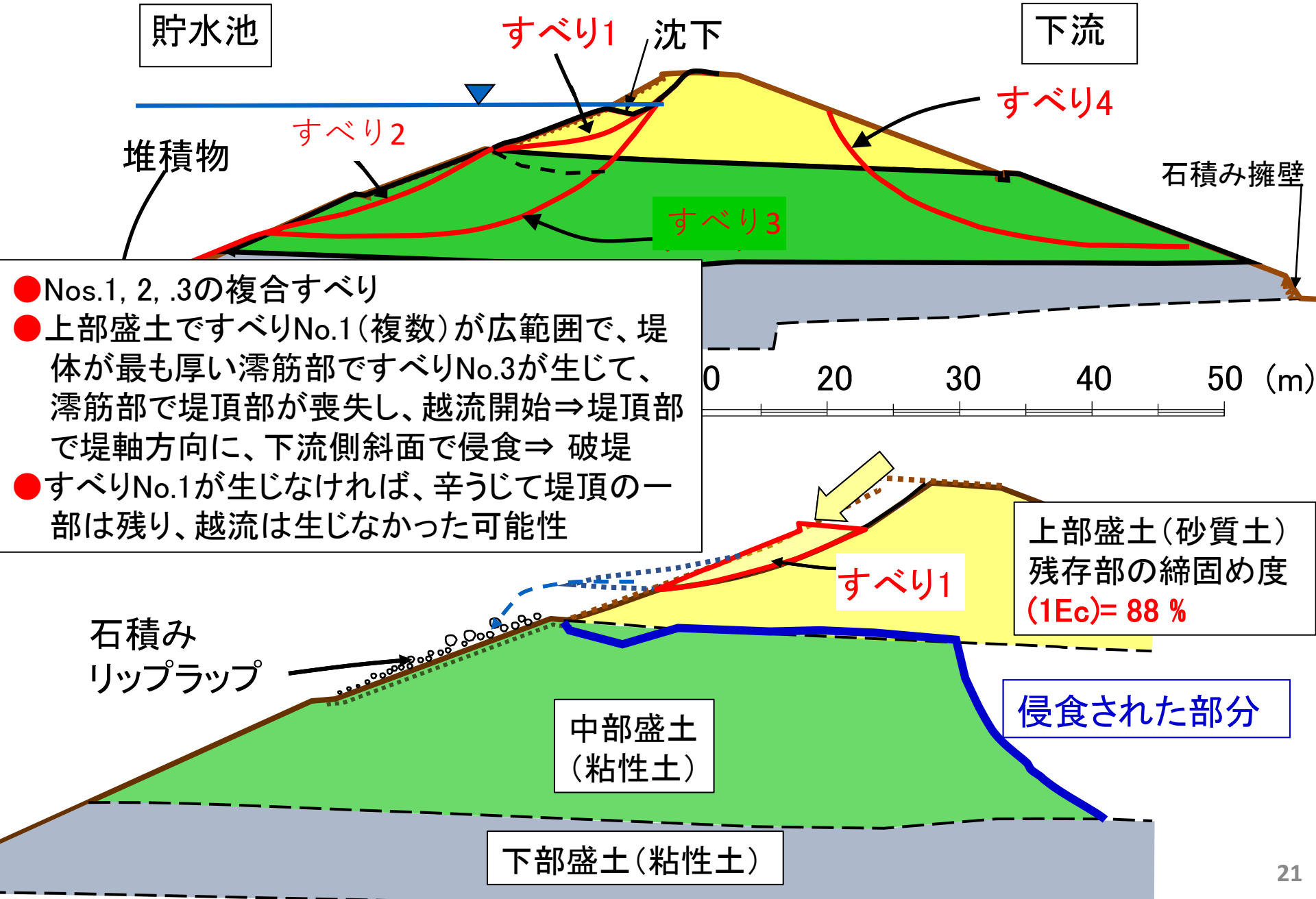


実際は、**上流側斜面での堤頂部に至るすべり破壊**が発端で主因
- 破堤後すべり面を調査 ⇒ 盛土上部の上流側斜面で最初のすべり（複数）、澪筋での最も深いすべり⇒その位置から越流開始⇒堤頂部で堤軸方向に侵食、下流側斜面の侵食⇒ 破堤
- **盛土は全体的に緩く、上流斜面は飽和状態 ⇒ 地震時に非排水強度が大幅に低下⇒上流斜面で大規模な流動的すべり。**

これらのメカニズムは、Newmark-D法による解析によって再現



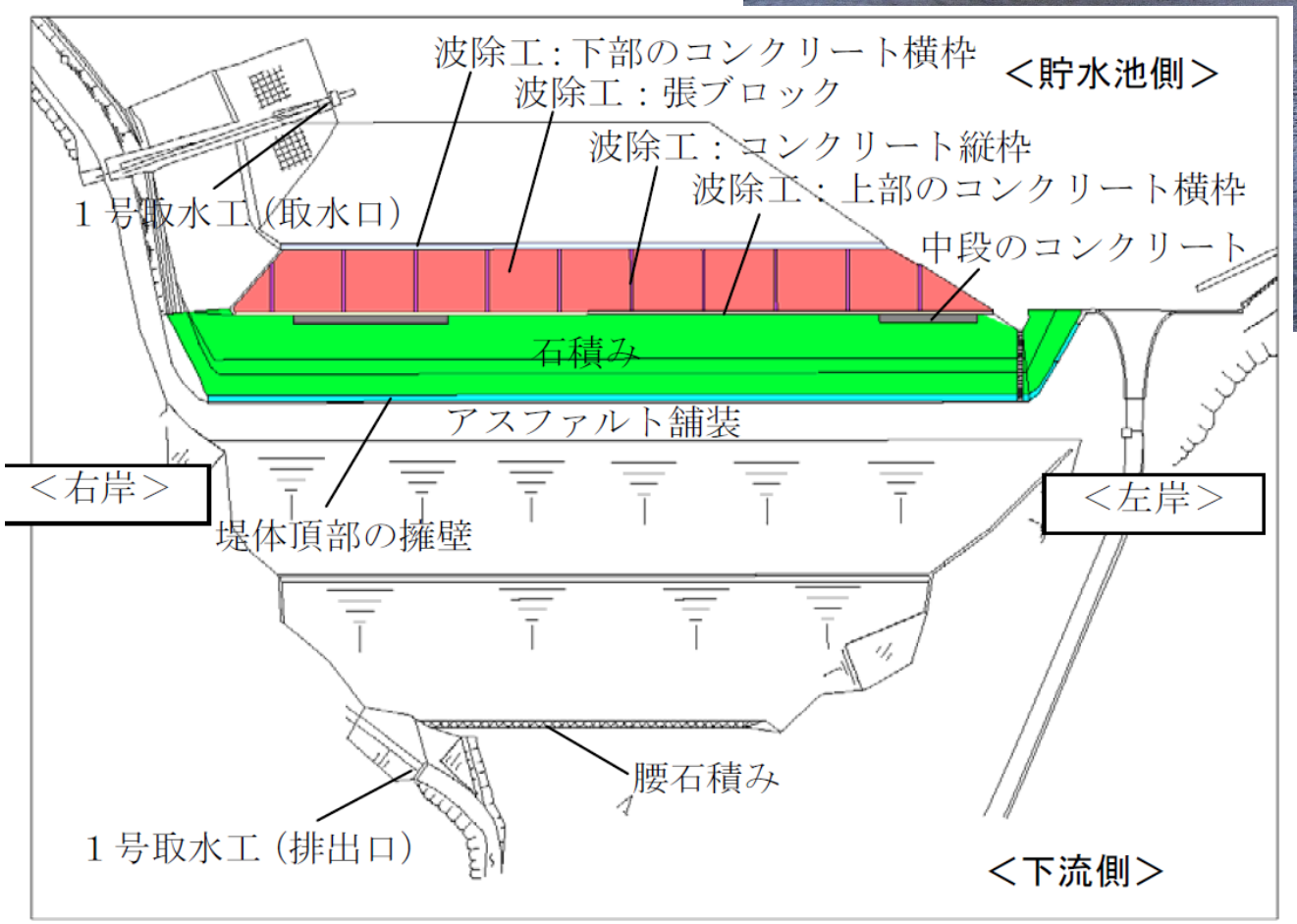
藤沼ダム： 推定されたすべりNo.1 ～4（生起順）



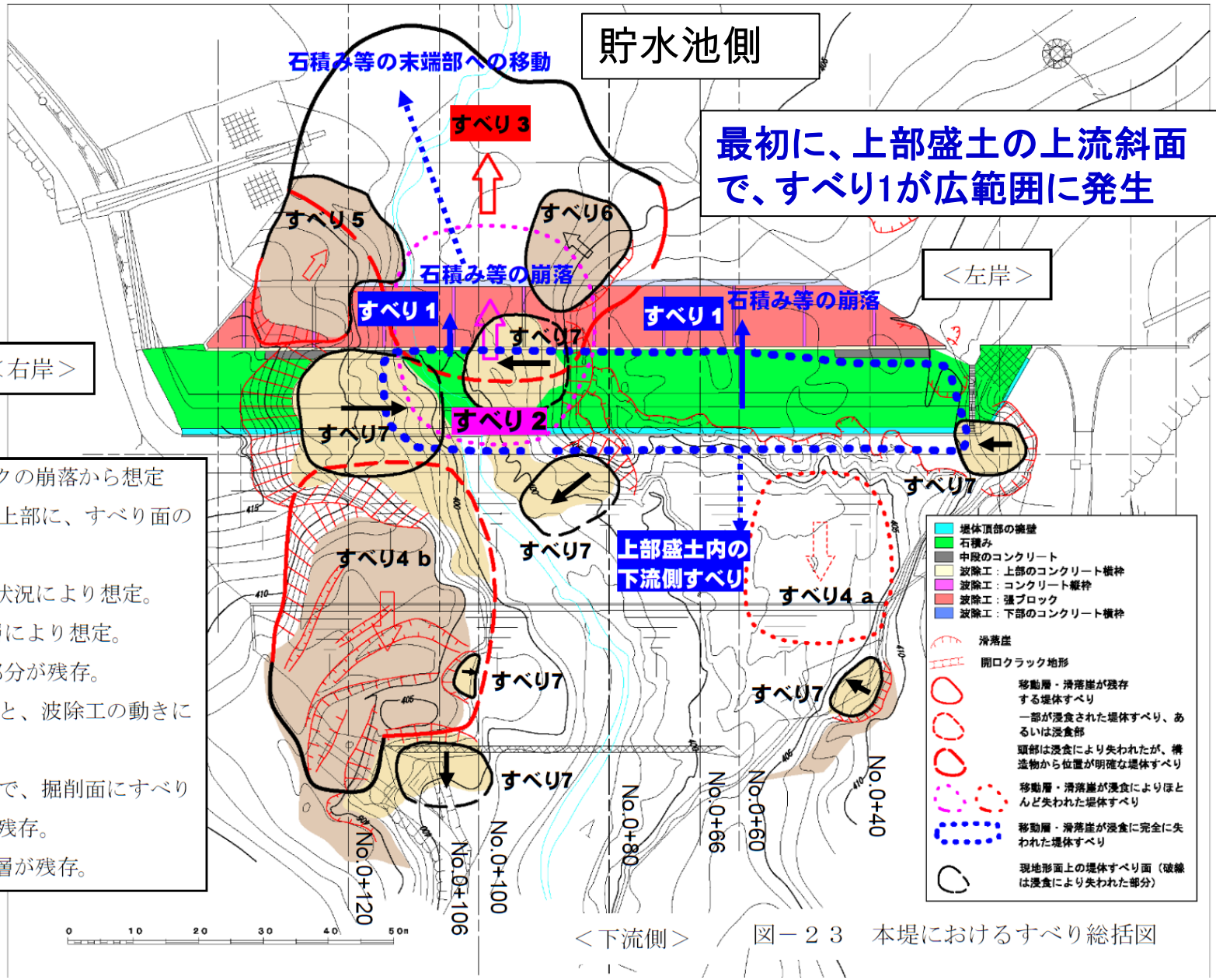
- Nos.1, 2, .3の複合すべり
- 上部盛土ですべりNo.1（複数）が広範囲で、堤体が最も厚い澪筋部ですべりNo.3が生じて、澪筋部で堤頂部が喪失し、越流開始⇒堤頂部で堤軸方向に、下流側斜面で侵食⇒ 破堤
- すべりNo.1が生じなければ、辛うじて堤頂の一部は残り、越流は生じなかった可能性

破堤前




波除工：下部のコンクリート横枠
波除工：張ブロック
＜貯水池側＞
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
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＞

すべりNo.1を発端として連続的に生じた重層的な多数のすべり



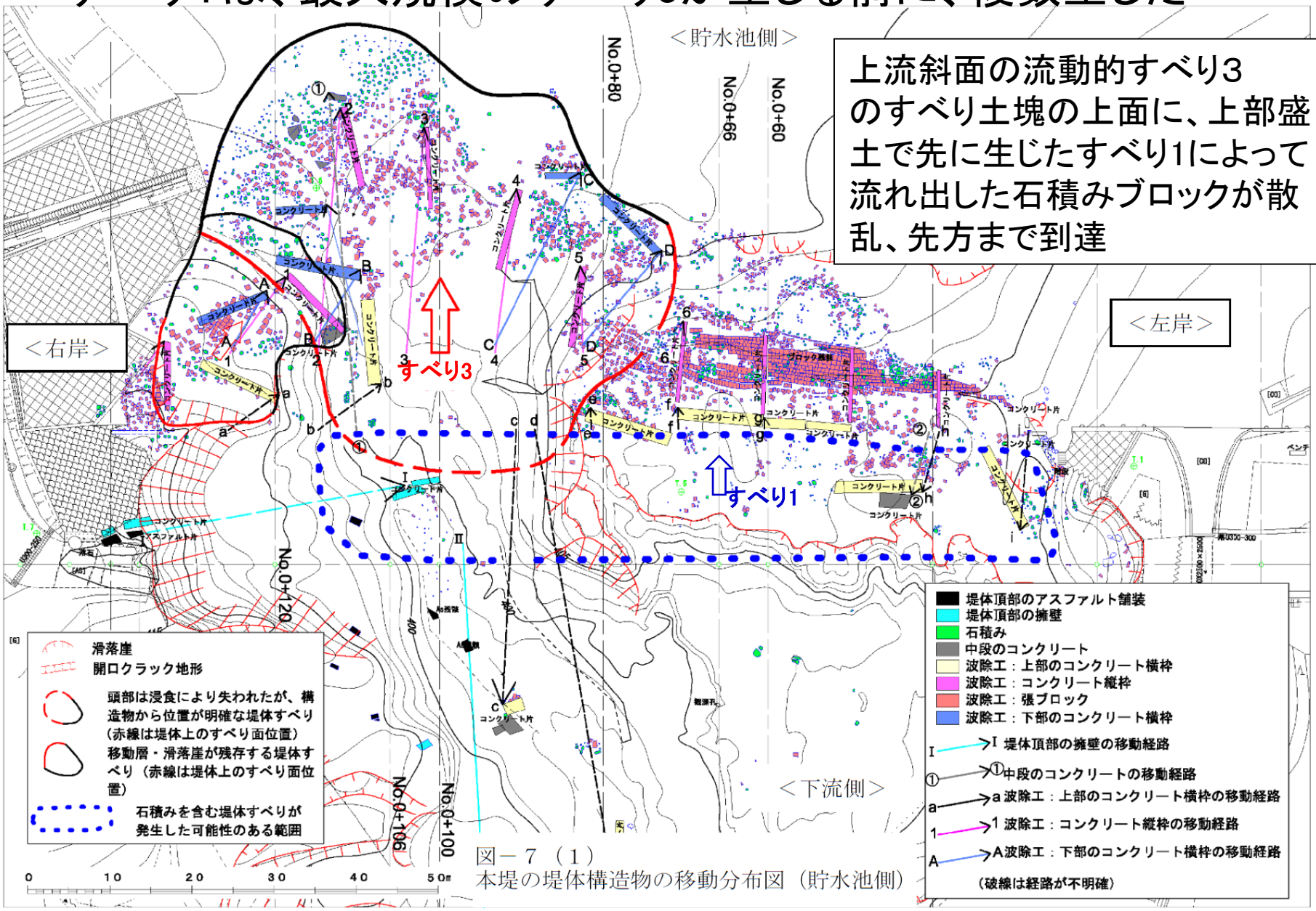
最初に、上部盛土の上流斜面で、すべり1が広範囲に発生

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

すべり名は想定される発生順に命名

図－２３　本堤におけるすべり総括図

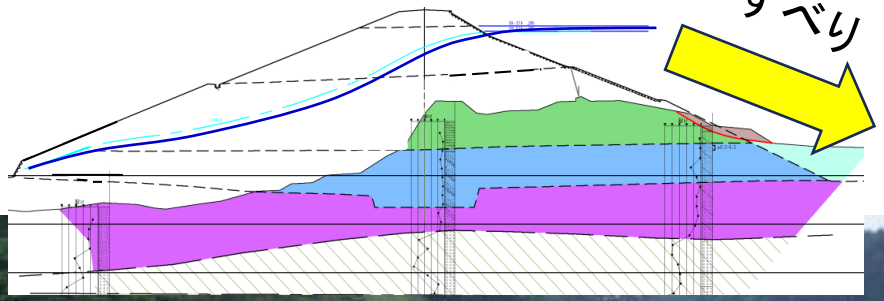
すべり1は、最大規模のすべり3が生じる前に、複数生じた



上流斜面の流動的すべり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、先方まで到達

図－７（１）
本堤の堤体構造物の移動分布図（貯水池側）

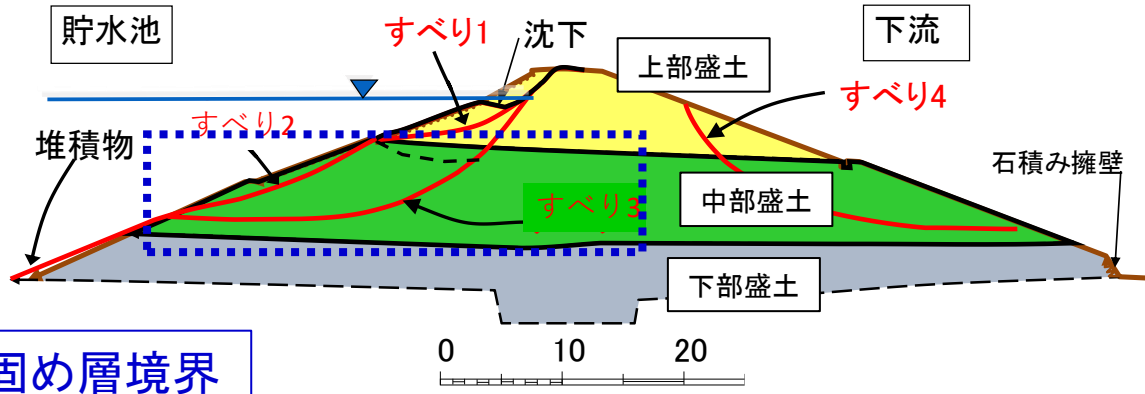
左岸から撮影



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

⇐下流

明瞭な円弧すべり破壊



中部盛土では締固め層境界が明瞭⇒一定程度きちんと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)

EL405m

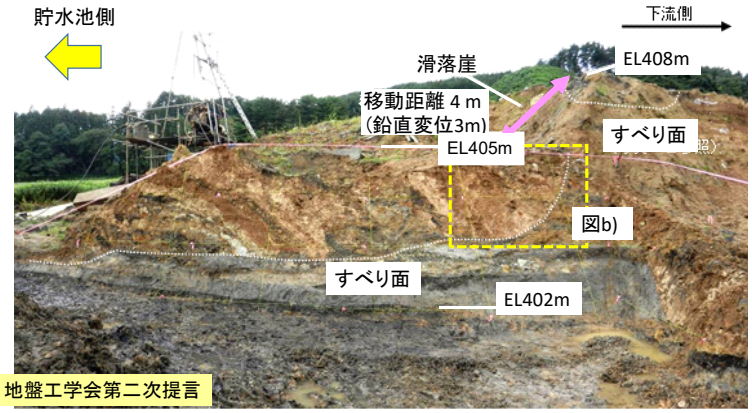
すべり面

図b)

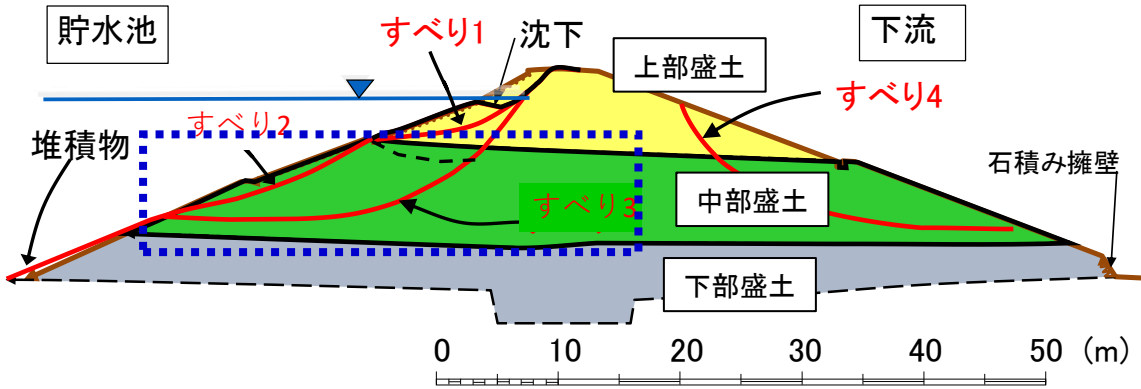
すべり面

EL402m

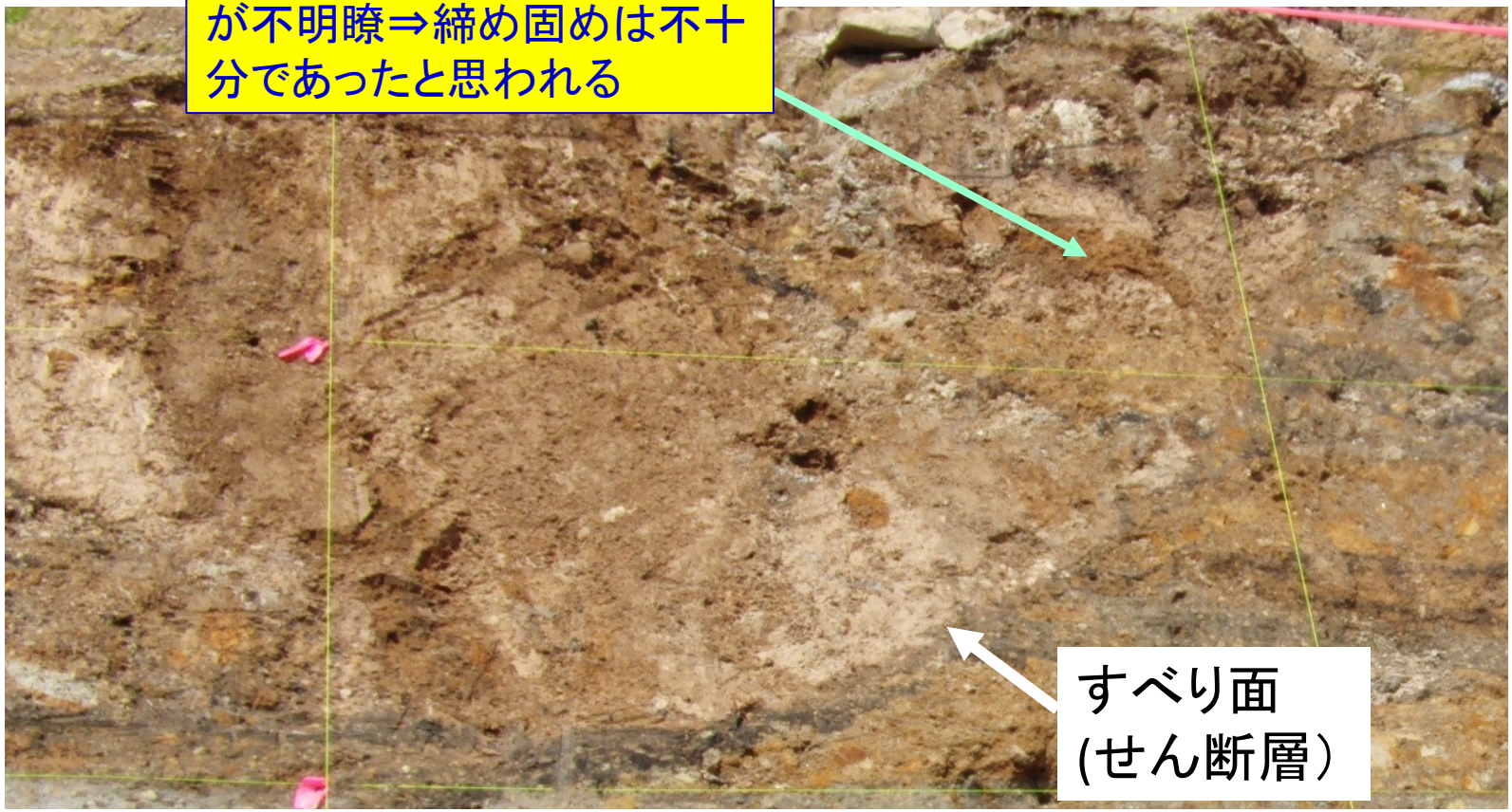
地盤工学会第二次提言



地盤工学会第二次提言



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$[D_c]_{1Ec}$は非常に低い

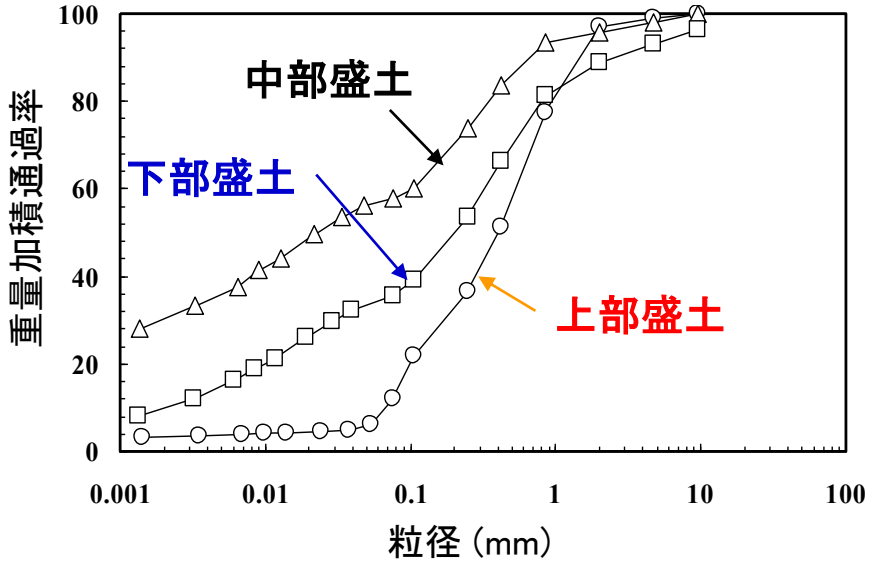
・上部盛土:

①非常に緩い、$[D_c]_{1Ec}$= 88%

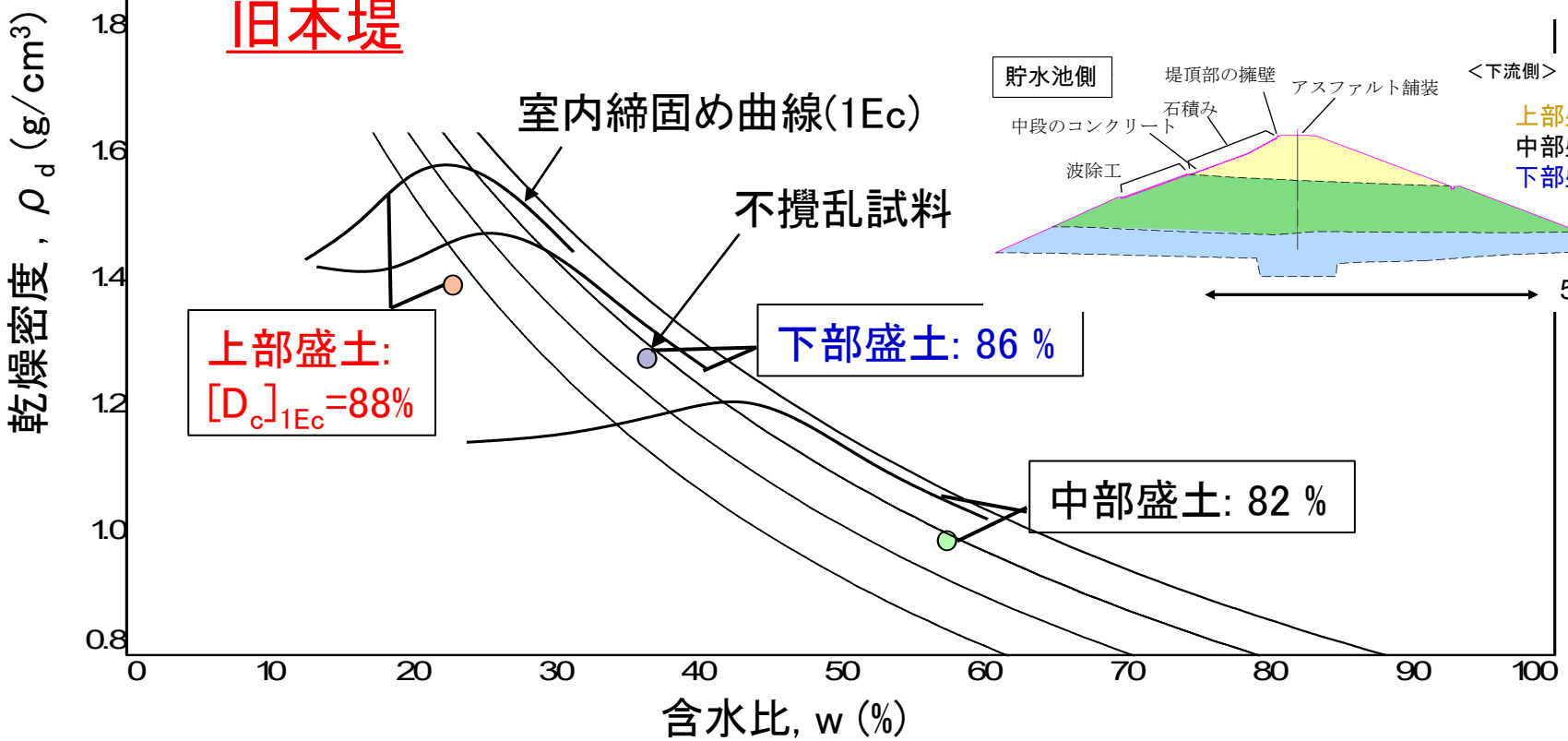
②砂質

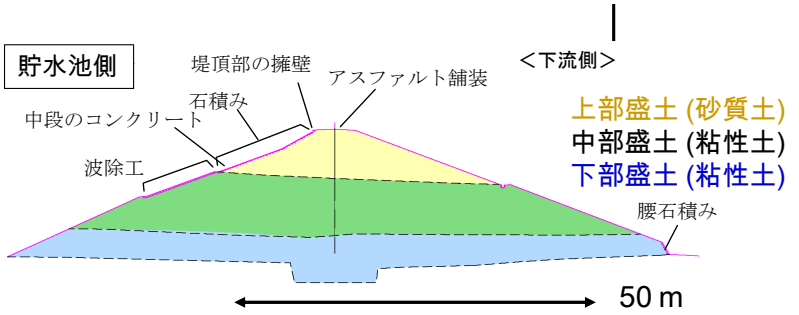
⇒地震時に著しく弱化しやすい

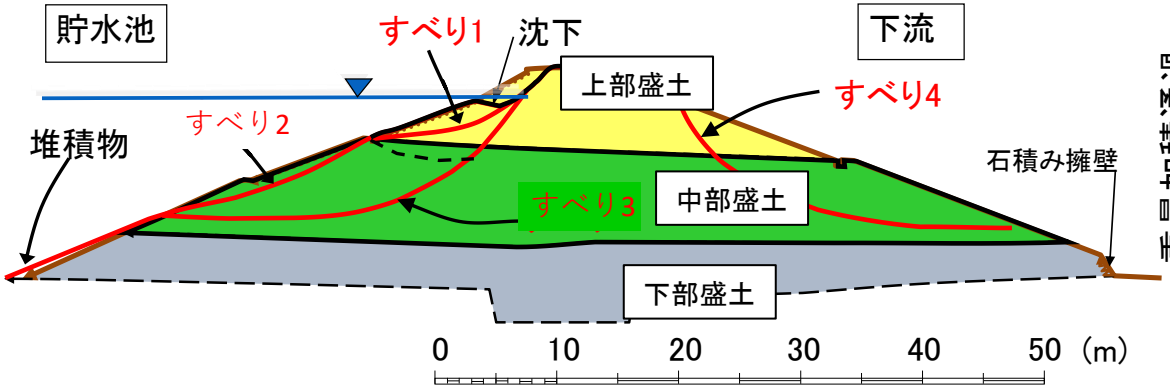
旧副堤も同様に緩い砂質盛土

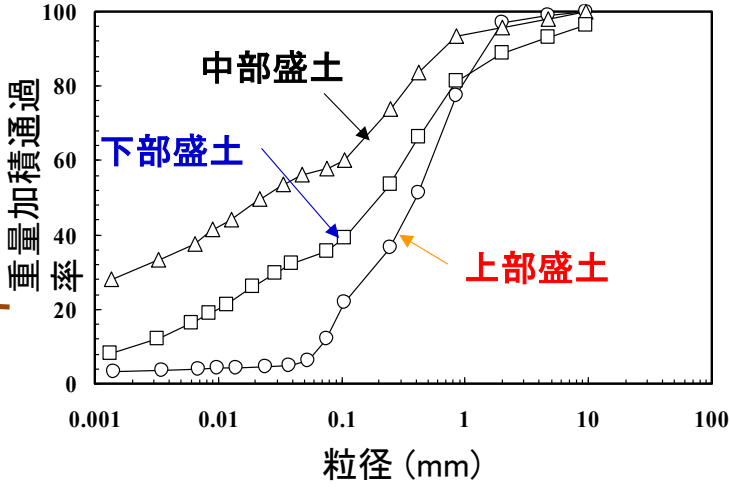


旧本堤









■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含水比管理が不適切⇒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 ⇒ 遮水性が低く侵食されやすく、**締固め不足のため非排水せん断強度は低く、地震時には非排水繰返し載荷によって著しく強度低下**

3) 上流側斜面で、①上部盛土ではすべり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、全国で一万を超える!

龍岡文夫・毛利栄征・田中忠次(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の設計方針（2013年度から）

・要求性能：　崩壊した堤体よりも遥かに安定であり、2011年東日本大震災と同じレベルの地震動を受けても確実に安定*

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

■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 %で含水比>>w$_{opt}$での排水強度
→円弧すべり解析による安全率F$_s$ ≥ 1.2 を確認

・この解析法では上流斜面のF$_s$の安全率=1.2弱 ⇒実際の流動的崩壊は説明不可！
また、強化復旧する堤体が旧堤体よりも遥かに安定であることを示せない!

⇒旧堤体の崩壊を説明できて、かつ新本堤で上記*を示せる解析法が必要！
⇒1)新本堤は良く締固めており、2)飽和部分では非排水挙動であり、3)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、を考慮した
・「Newmark-D法によるすべり変位」と
・「準静的FEM残留変形解析による残留変形」
を重畳して、地震時挙動を評価

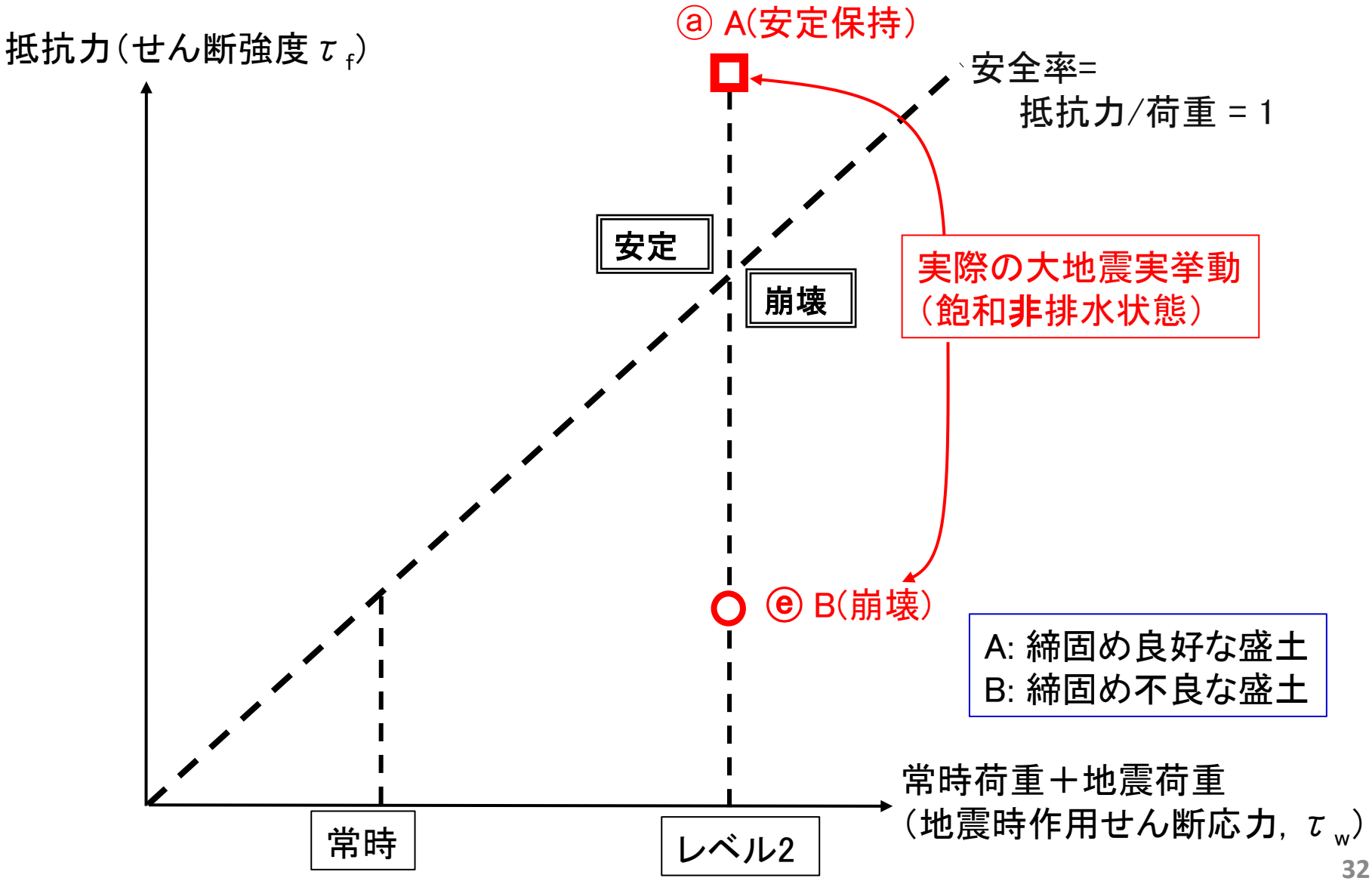
盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2
 2-3 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なるNewmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

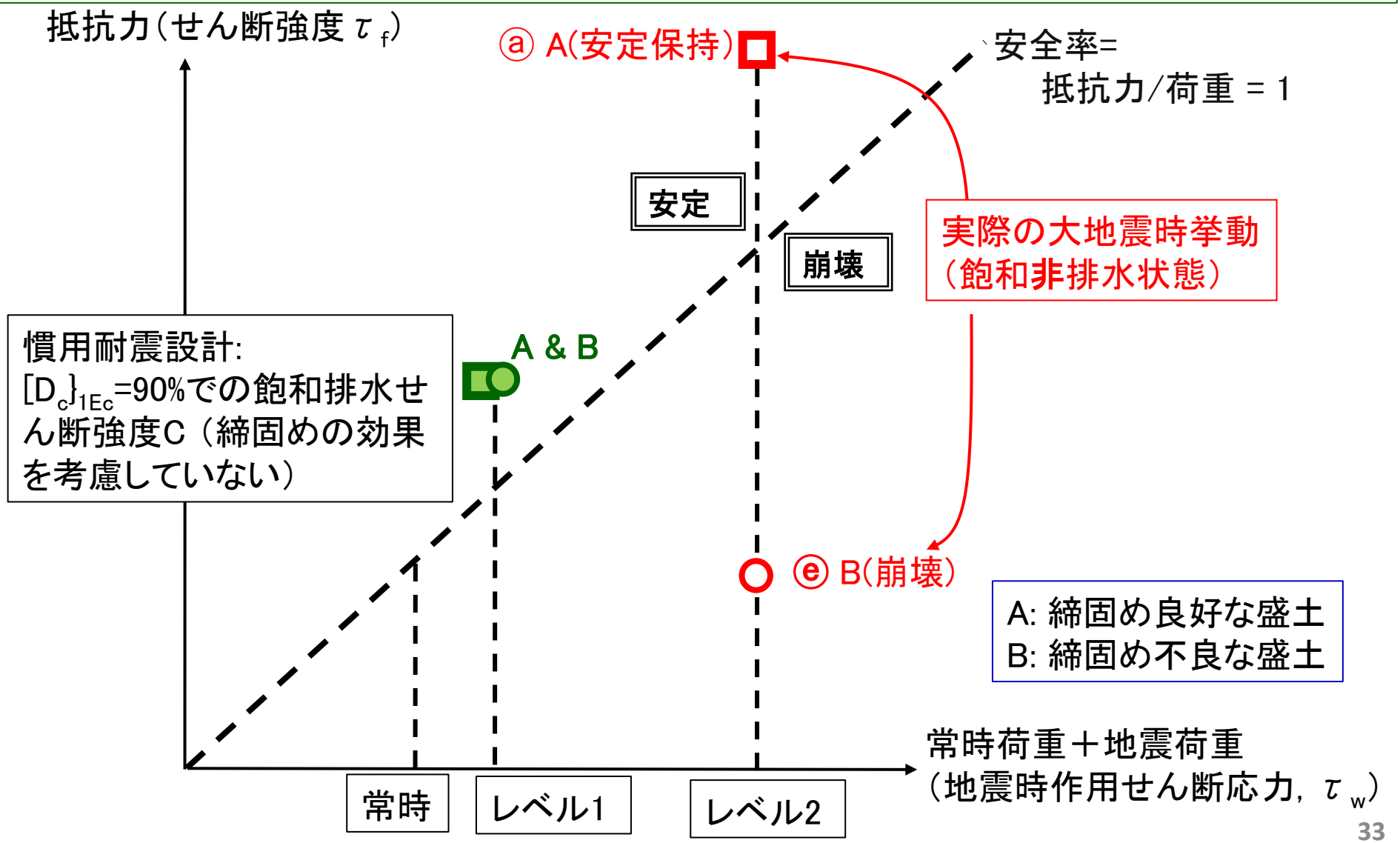
設計地震荷重と設計せん断強度は、相互に関連して設定する必要！

■飽和非排水状態にある盛土のレベル2地震動に対する挙動で説明

締固め良好の盛土A: ⓐ安定、　締固め不良の 盛土B: ⓔ崩壊



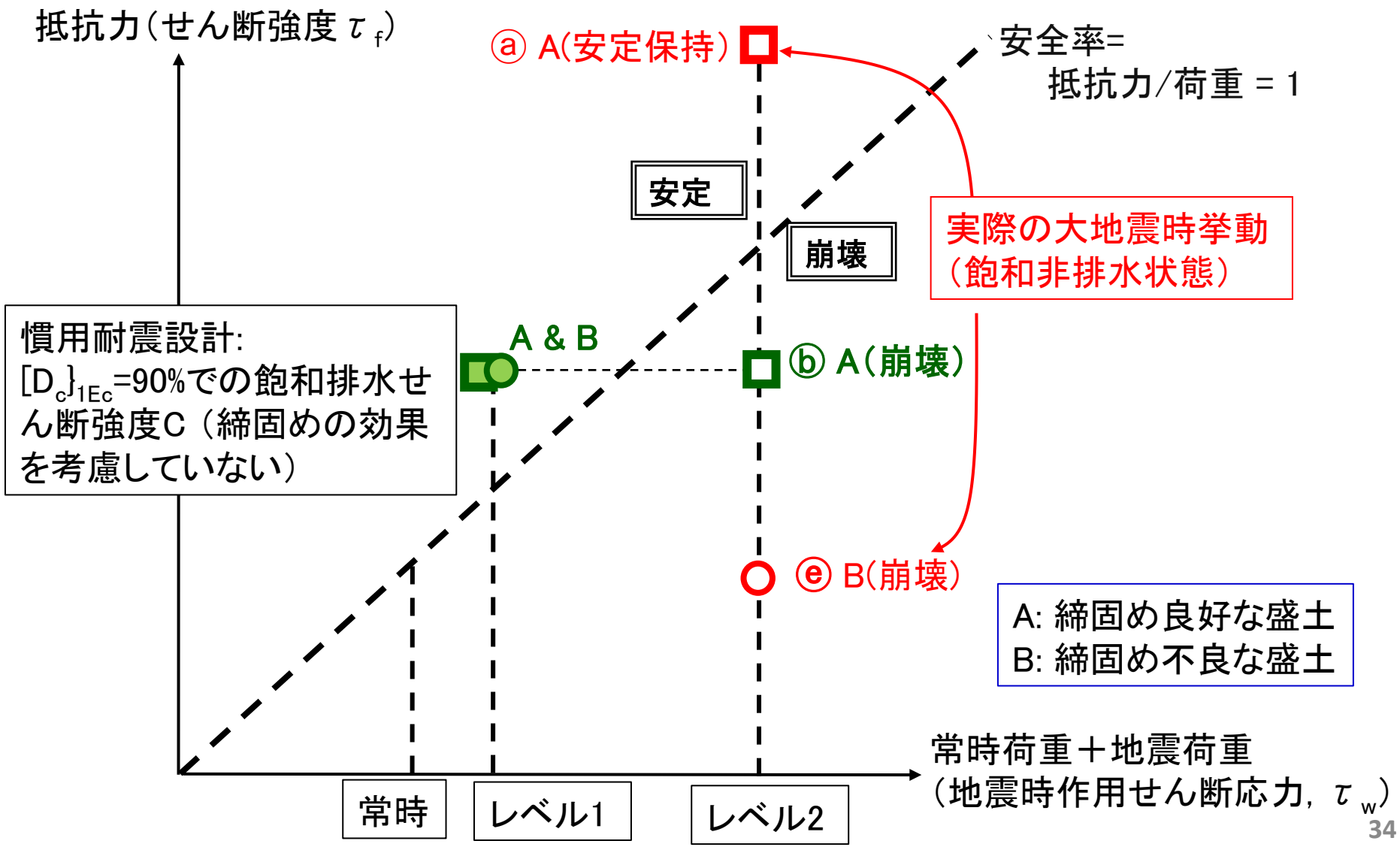
慣用の耐震設計（レベル1設計地震動 + 慣用的**排水**せん断強度C）による判定では、
盛土A⇒安定：荷重の過小評価と土の強度の過小評価がバランスする可能性
盛土B⇒安定：荷重の過小評価と土の強度の過大評価が重畳して非常に危険側の判定　（例）旧藤沼ダム堤体など締固めが悪いため池堤体



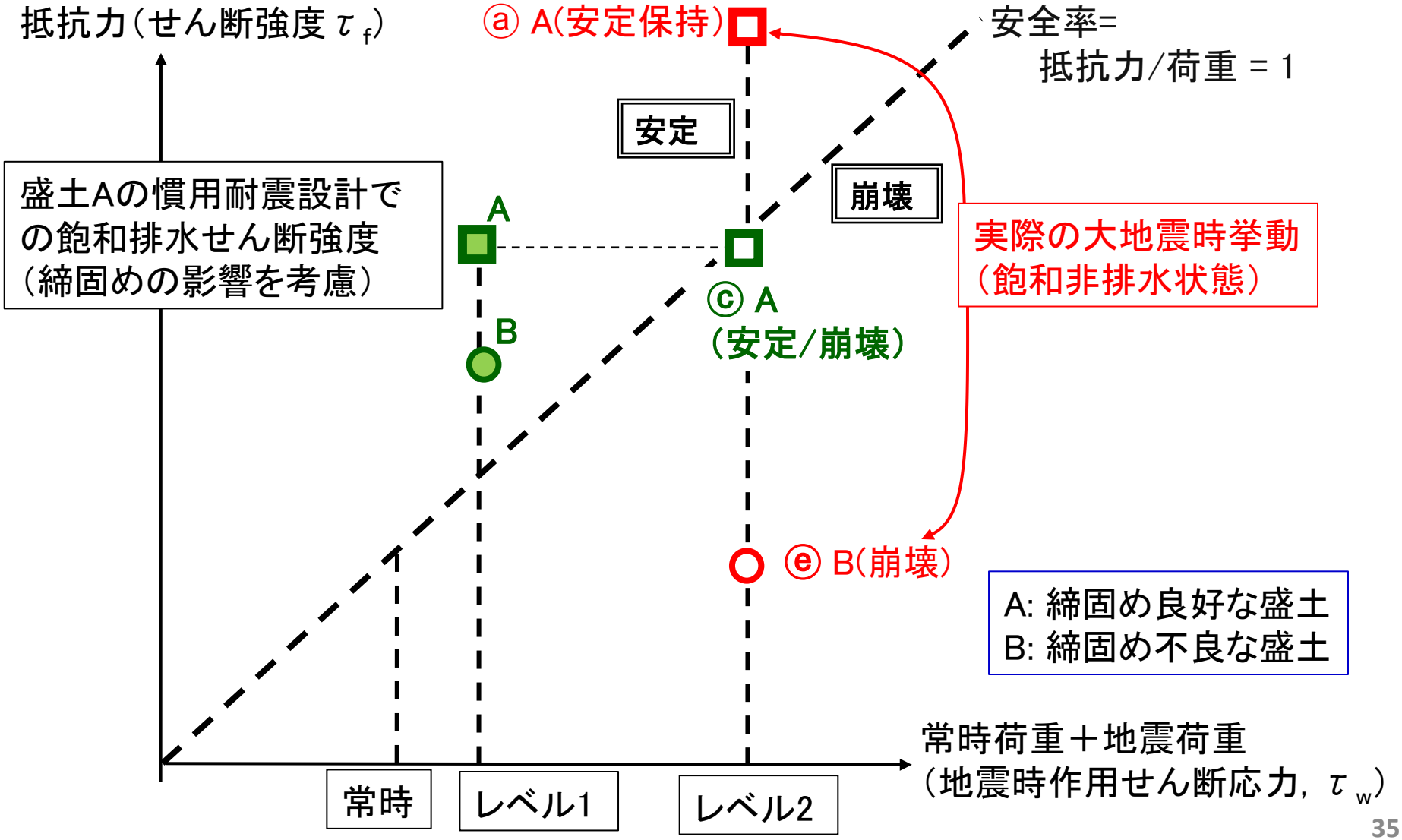
盛土A:　荷重をレベル2設計地震動に増加するが、土の設計強度には慣用耐震設計での**排水**せん断強度Cを用いた場合

⇒ⓑ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）

⇒良く締固めた場合でも、新設盛土の耐震設計と既設盛土の耐震診断が困難に



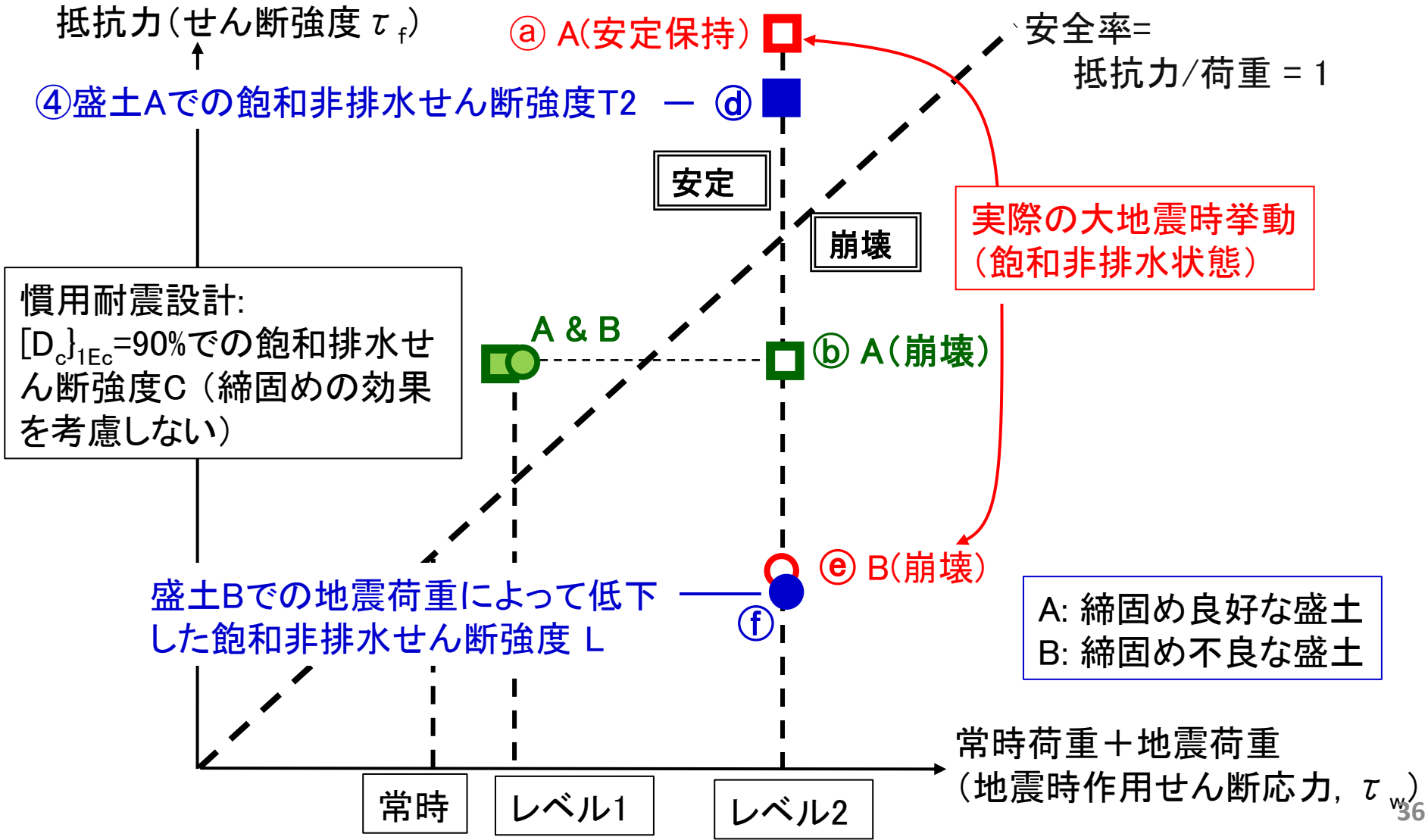
盛土A：排水状態を想定した上で締固めの効果を考慮した**排水**せん断強度を使用
・レベル1地震動に対しては、十分に安定と判定
・レベル2地震動に対しては、安定/崩壊の何れの判定もありうる⇒この判定ⓒは、
実際に排水状態ならば妥当、実際は飽和非排水ならば依然安全側過ぎる



適切な方法: ①設計地震荷重はレベル2にレベルアップ、②**飽和状態の盛土には、締固めの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**

盛土A: ⓓ十分に安定と、適切な判定 ⇒ 盛土の実務的設計・耐震診断が可能に

盛土B: ⓕ崩壊と、適切な判定 ⇒適切に耐震診断から耐震補強へと展開できる



盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

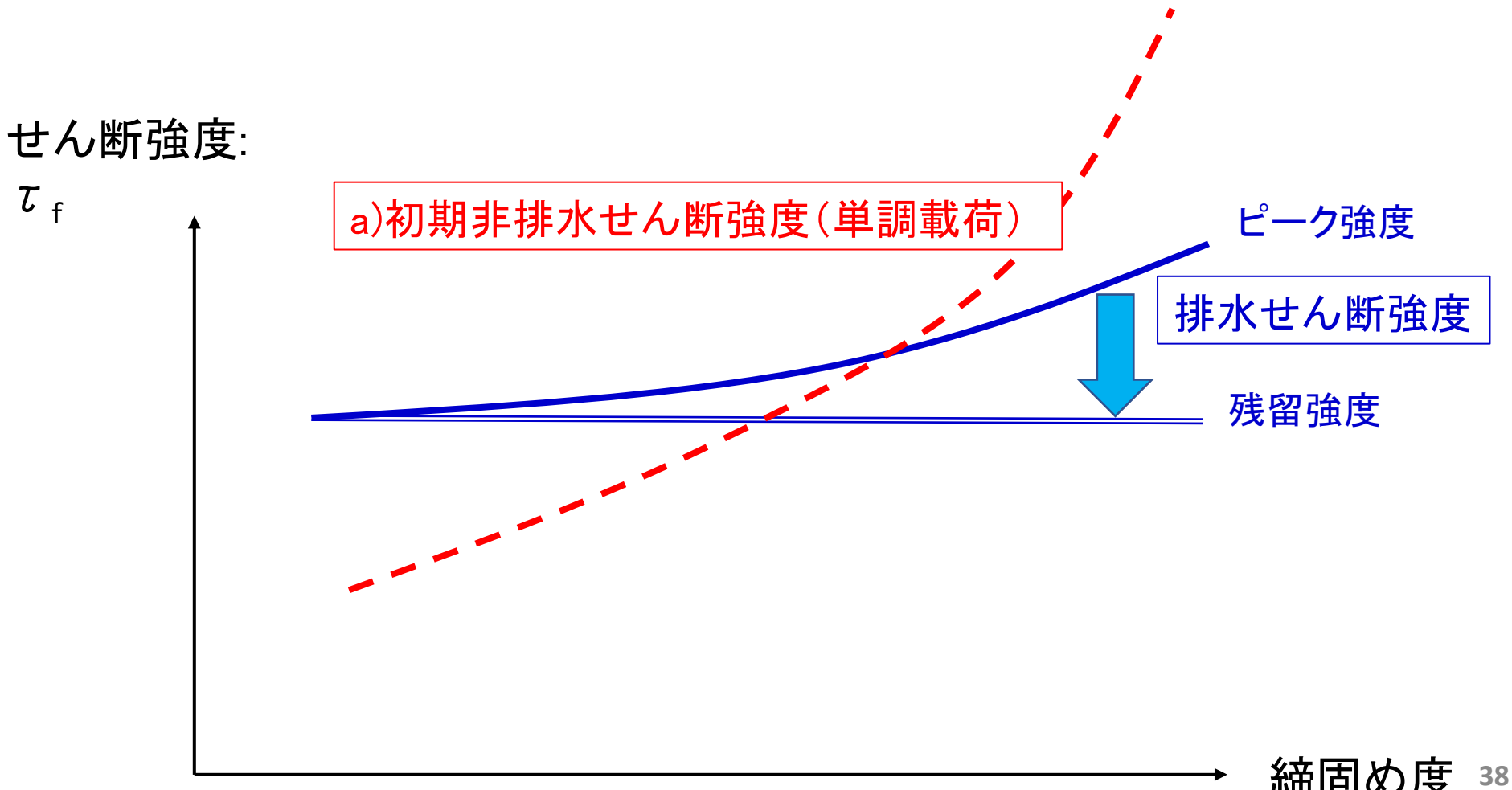
1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なるNewmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

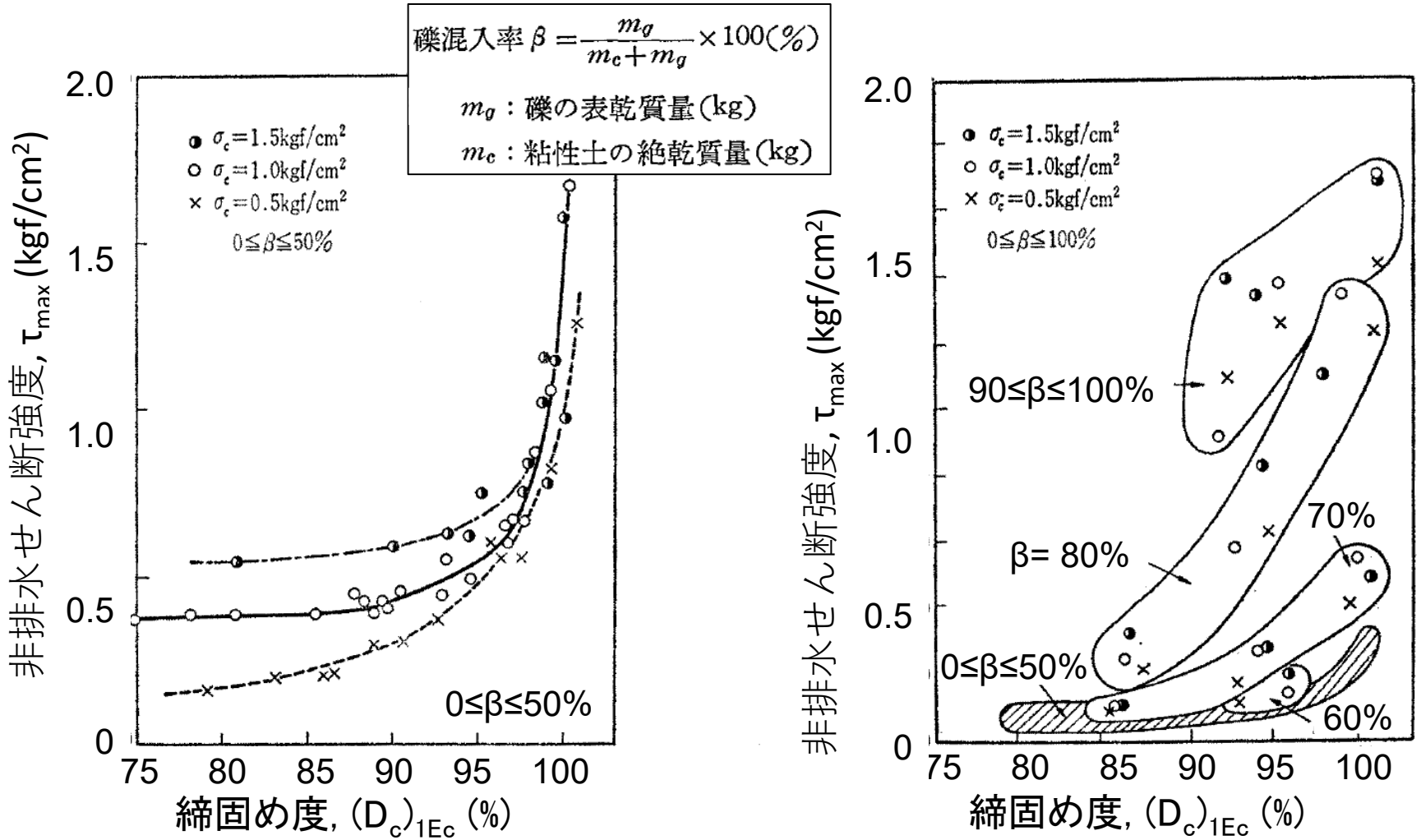
土のせん断強度に対する締固め度の影響（全体像）:

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:

a)初期非排水強度： 締固めの影響は、排水せん断強度よりも遥かに大きい

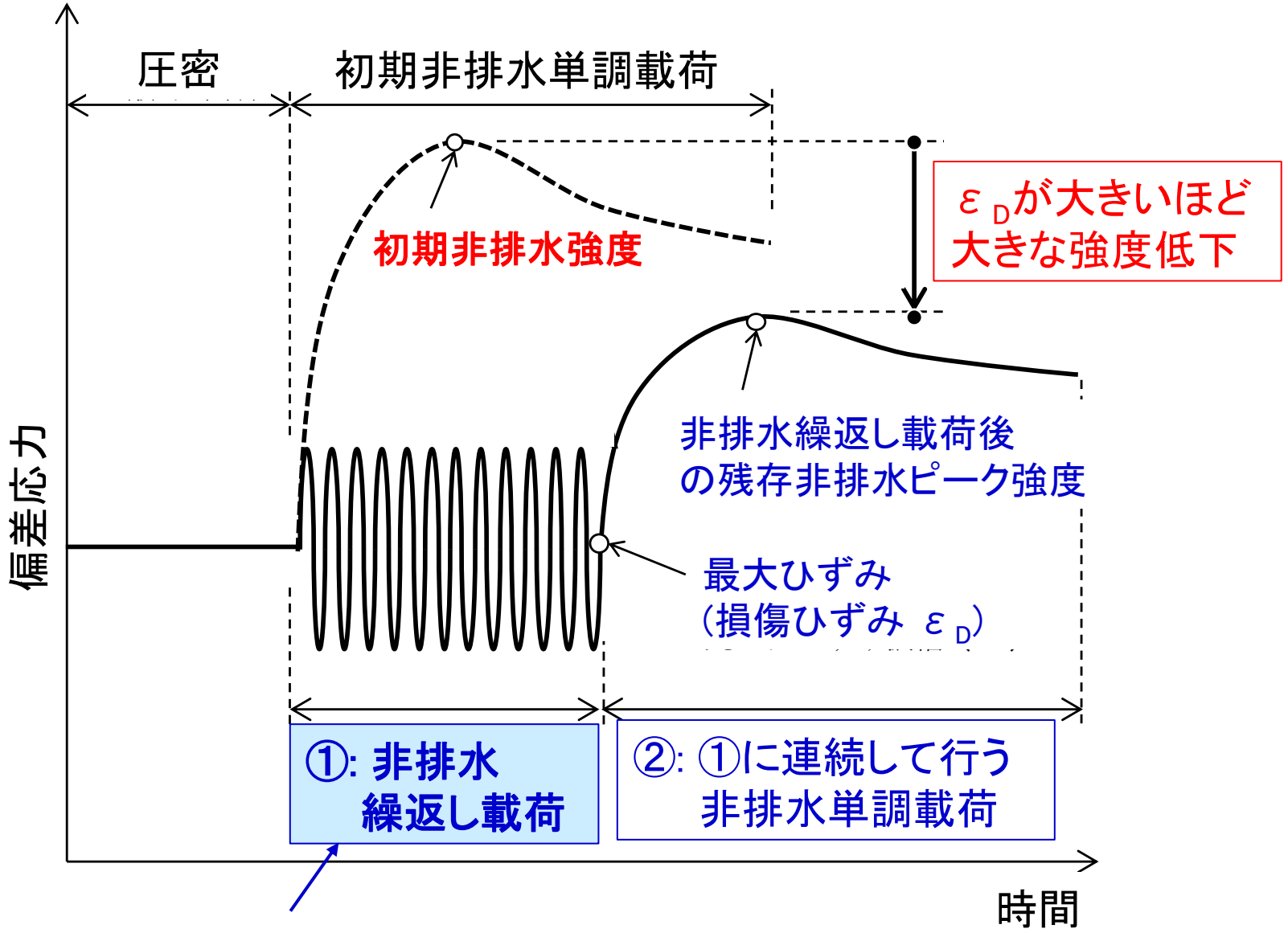




久楽勝行・三木博史・関一雄(1983): 締め固めた礫まじり土の工学的性質に関する実験的研究、土と基礎, 2月号Vol.31, No.2, 39～45頁

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%を増加すると増加し始め、95%を越えると急増

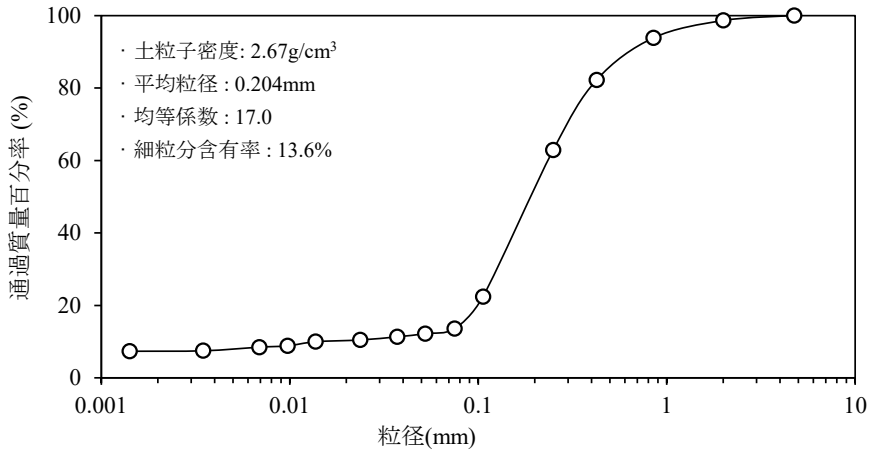
地震時の非排水せん断強度は、どのように求めたら良いのか？

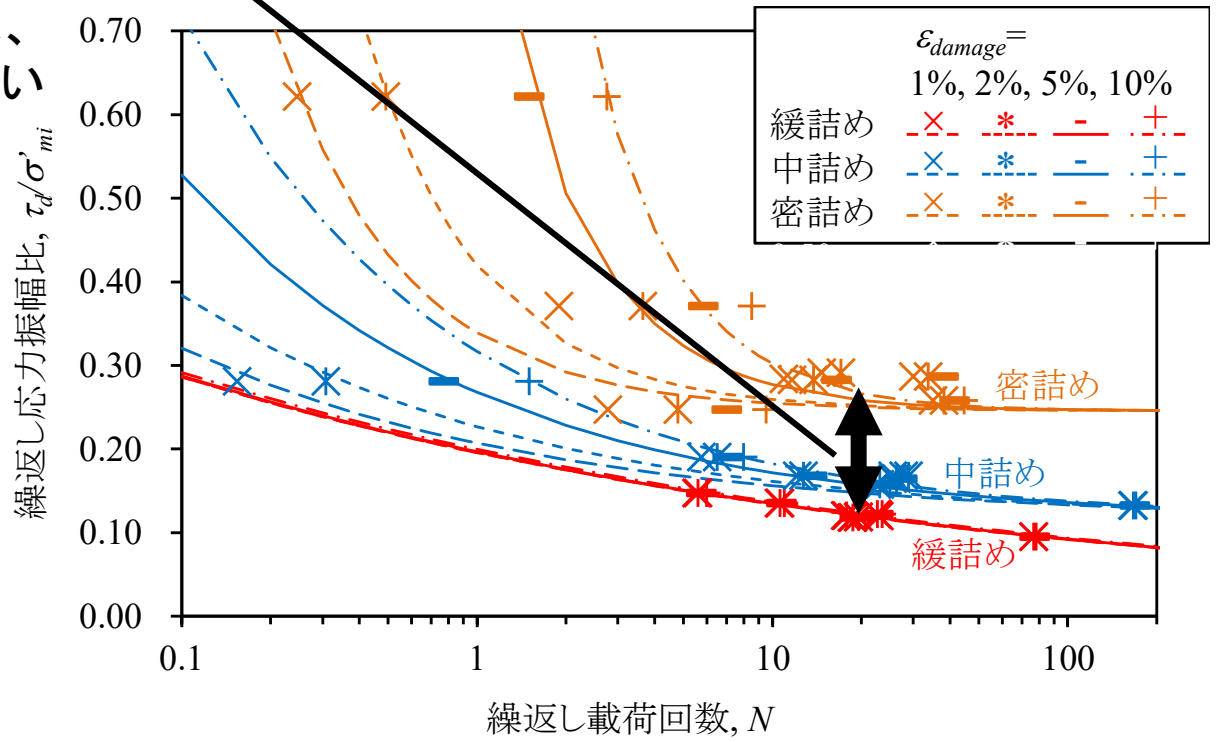


従来から行われている、いわゆる液状化試験

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、
　一定程度はあるが、大きくはない





①「非排水繰返し載荷に対する強度」に対する締固めの影響は、Nが小さいほど、強度を定義するひずみが大きいほど、大きくなる。しかし、通常はこの要因を考慮していない。
②このせん断強度は、地震時に様々な非排水繰返し載荷を受けた後の非排水ピーク強度ではない
⇒安定解析に直接用いることができない。

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。

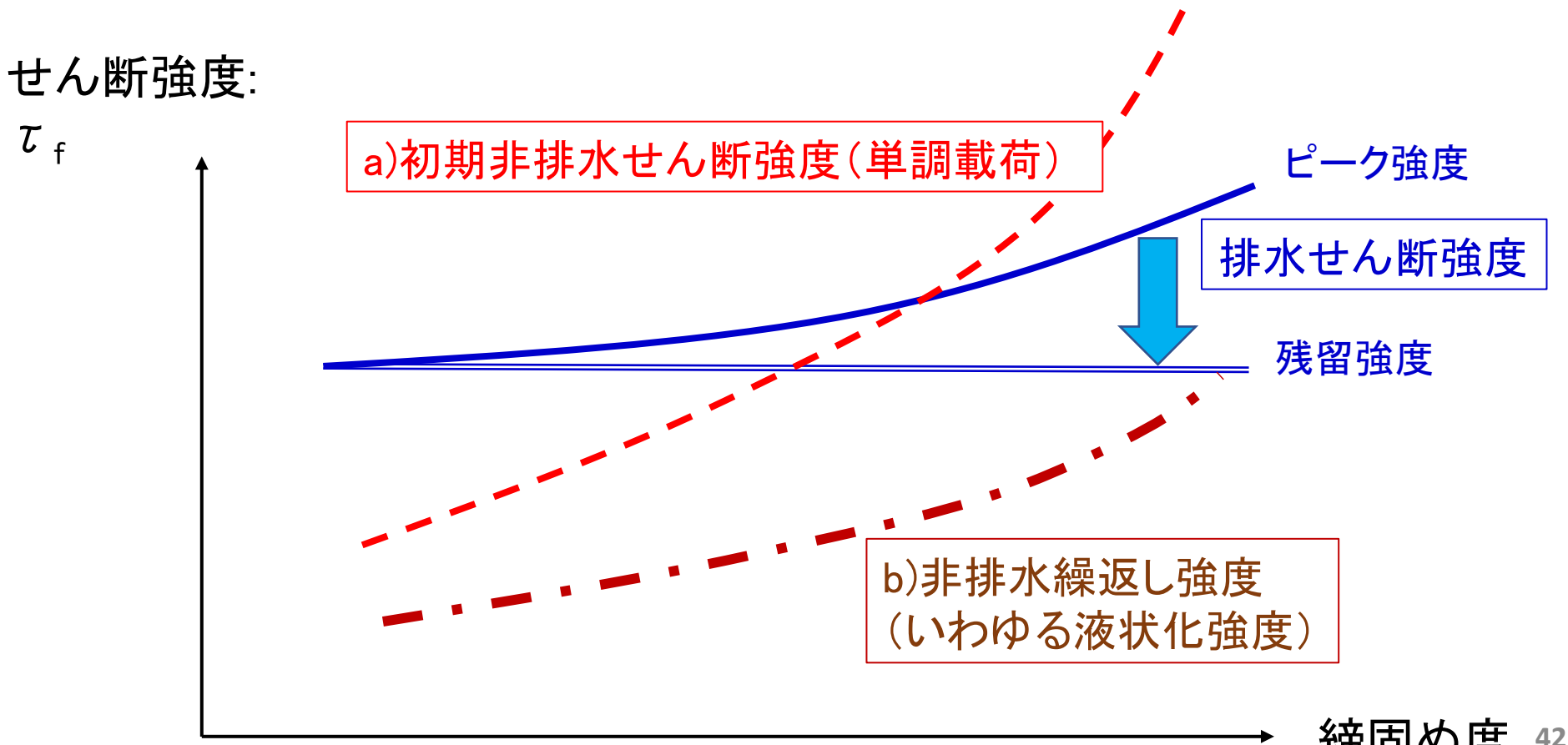
土のせん断強度に対する締固め度の影響（全体像）:

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

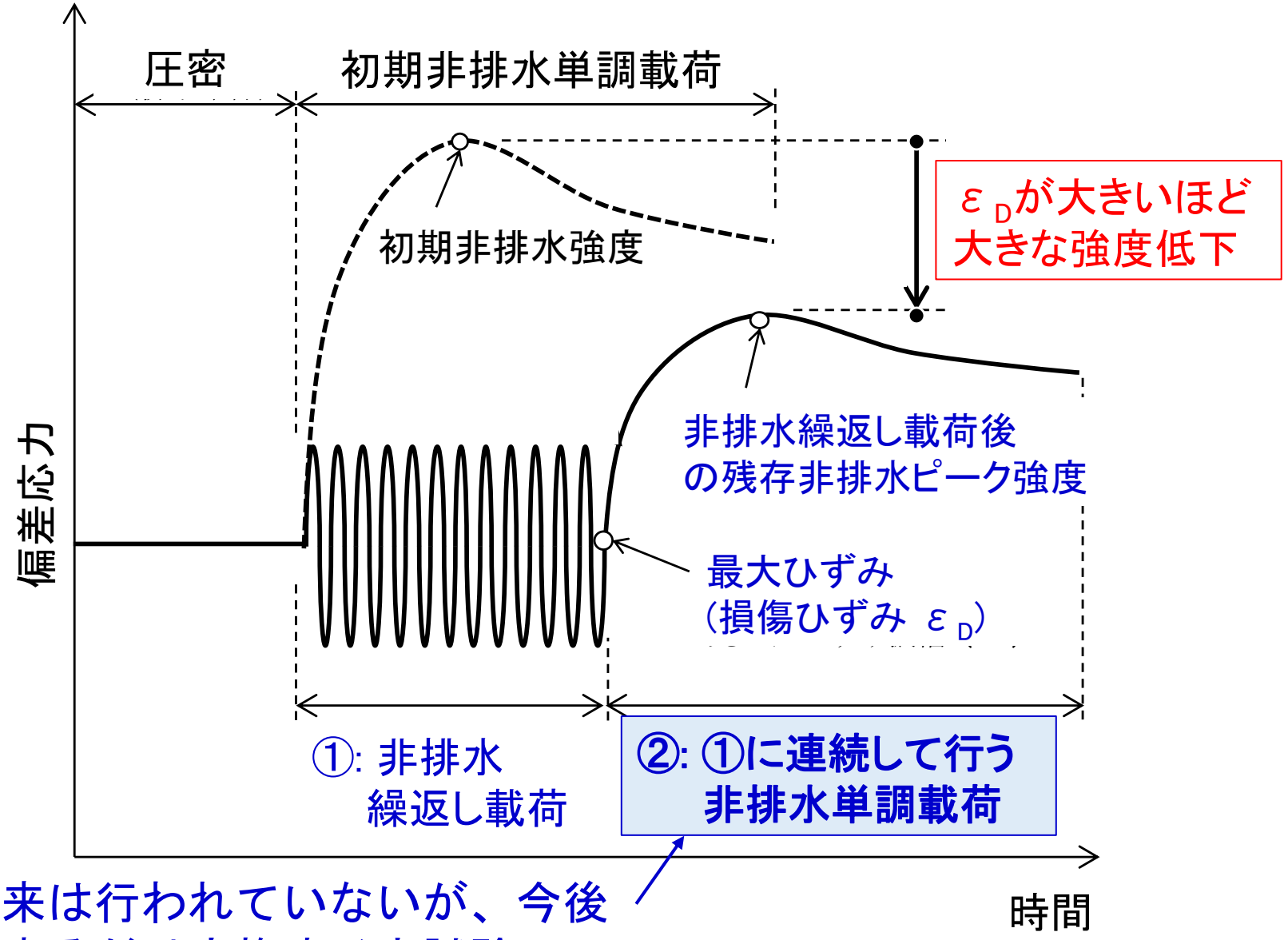
2)非排水せん断強度:

a)初期非排水強度: 締固めの影響は、排水せん断強度よりも遥かに大きい*

b)非排水繰返し強度（N=20、DA=5%）（いわゆる液状化強度）⇒ ①締固めの効果は一定程度あるが小さい、②地震時における非排水せん断ピーク強度ではない

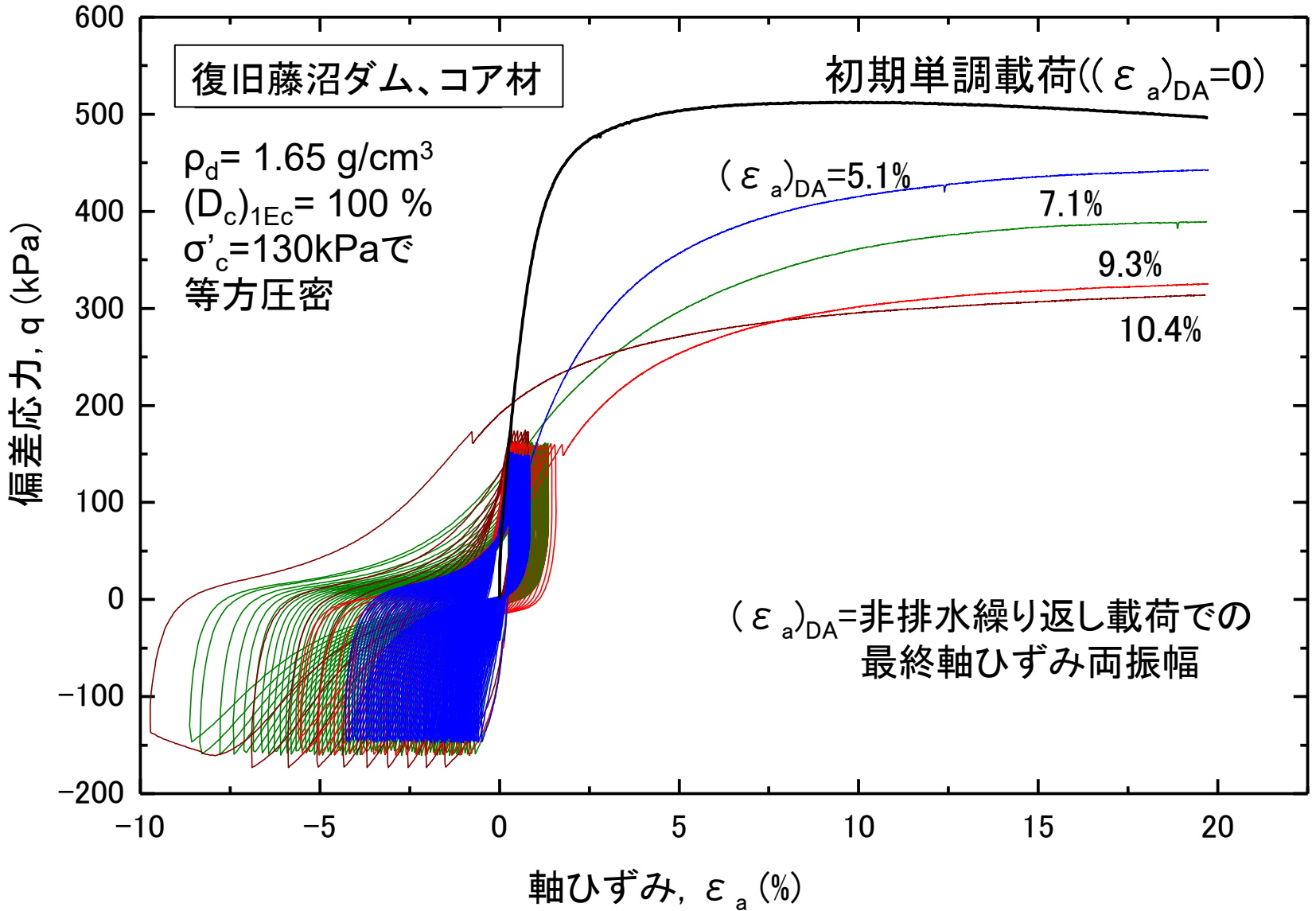


地震時非排水繰返しせん断強度は、どのように求めたら良いのか？
⇒新しい試験法の提案



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、引き続く非排水単調載荷でのピーク強度は小さくなる



土のせん断強度に対する締固め度の影響（全体像）：

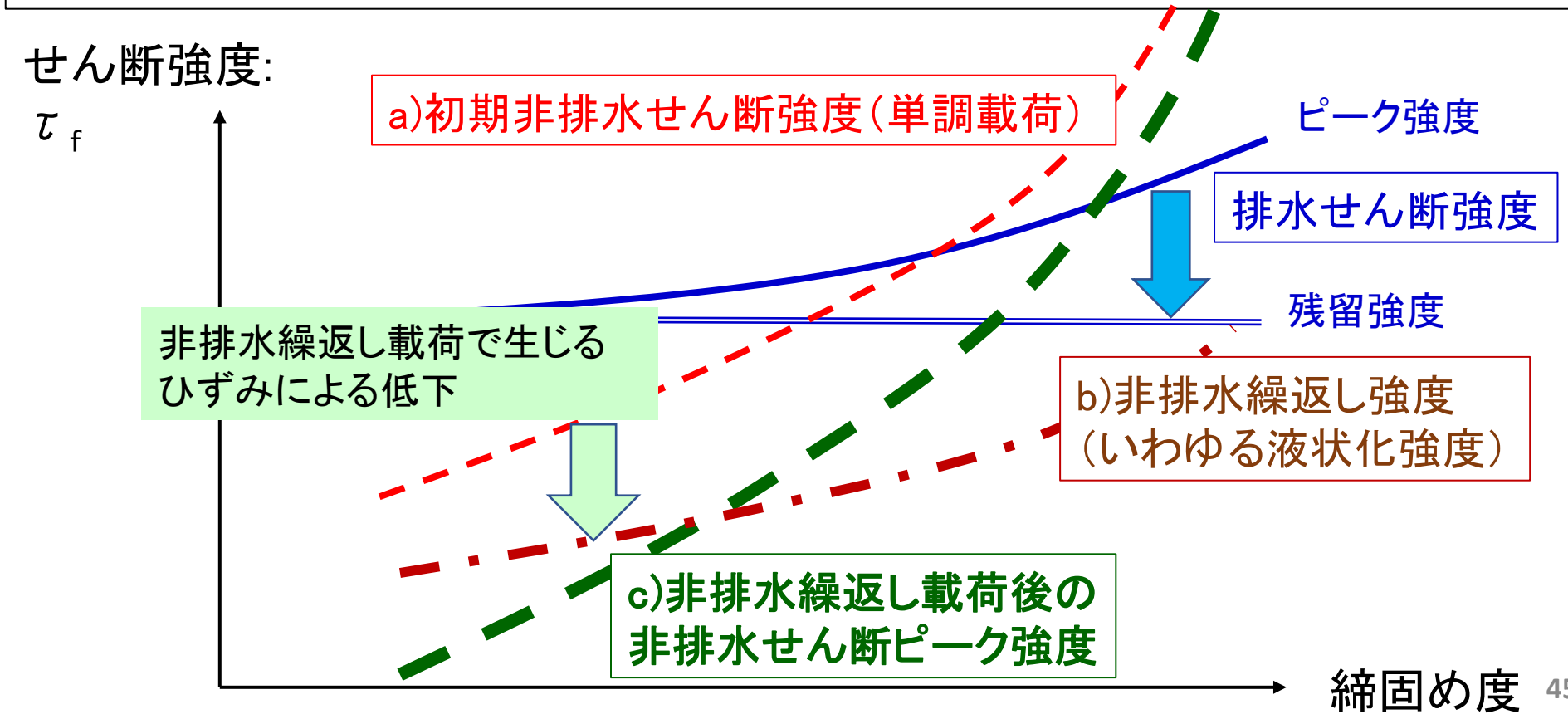
1)排水せん断強度：　ひずみ軟化によって、ピーク強度から残留強度に低下

2)非排水せん断強度：

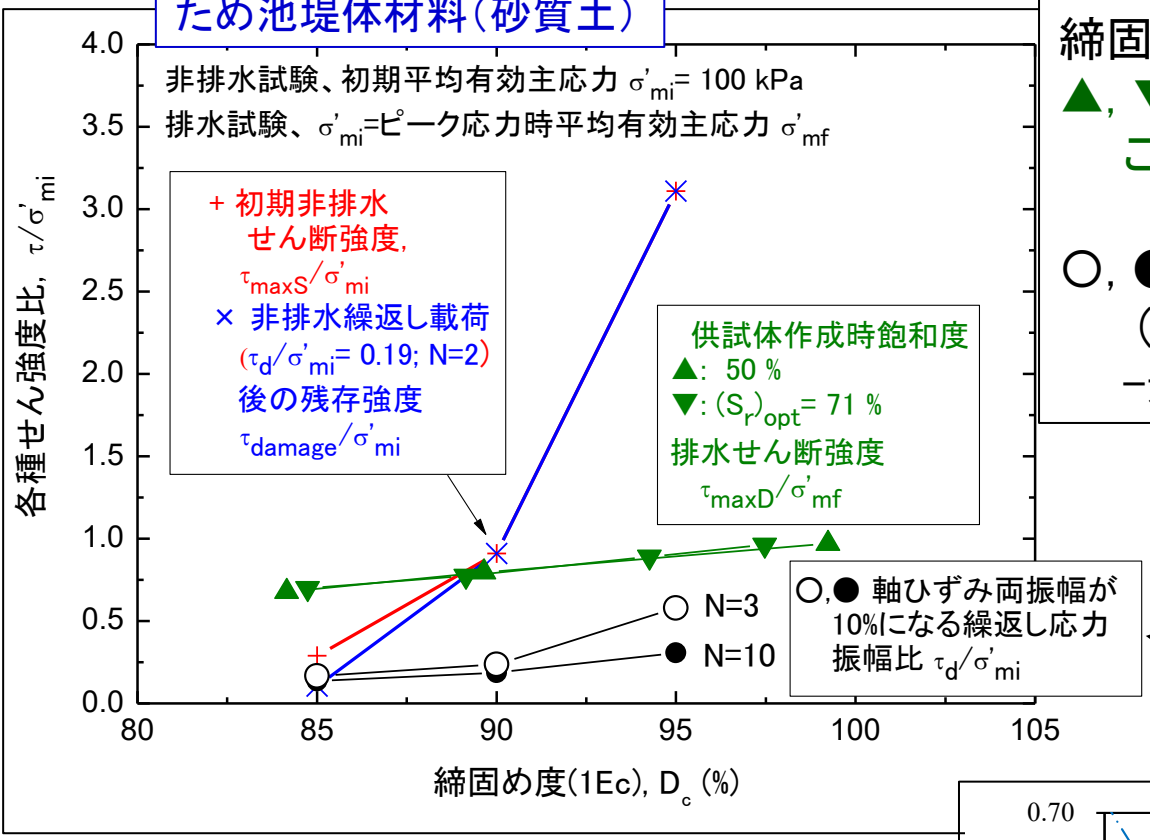
a)初期非排水強度：　締固めの影響は、排水せん断強度よりも遥かに大きい*

b)非排水繰返し強度（N=20、DA=5%）（いわゆる液状化強度）

c)非排水繰返し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



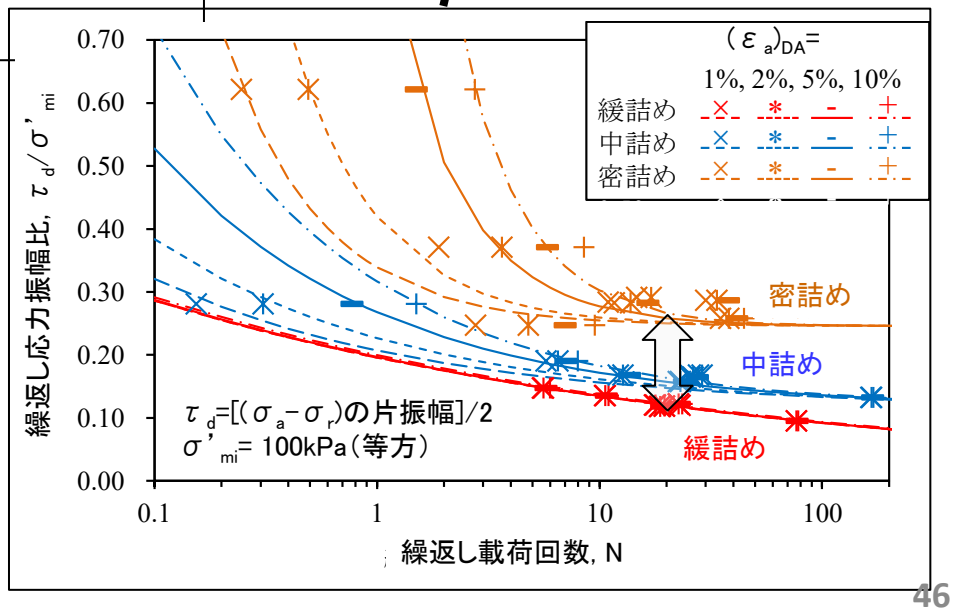
ため池堤体材料（砂質土）



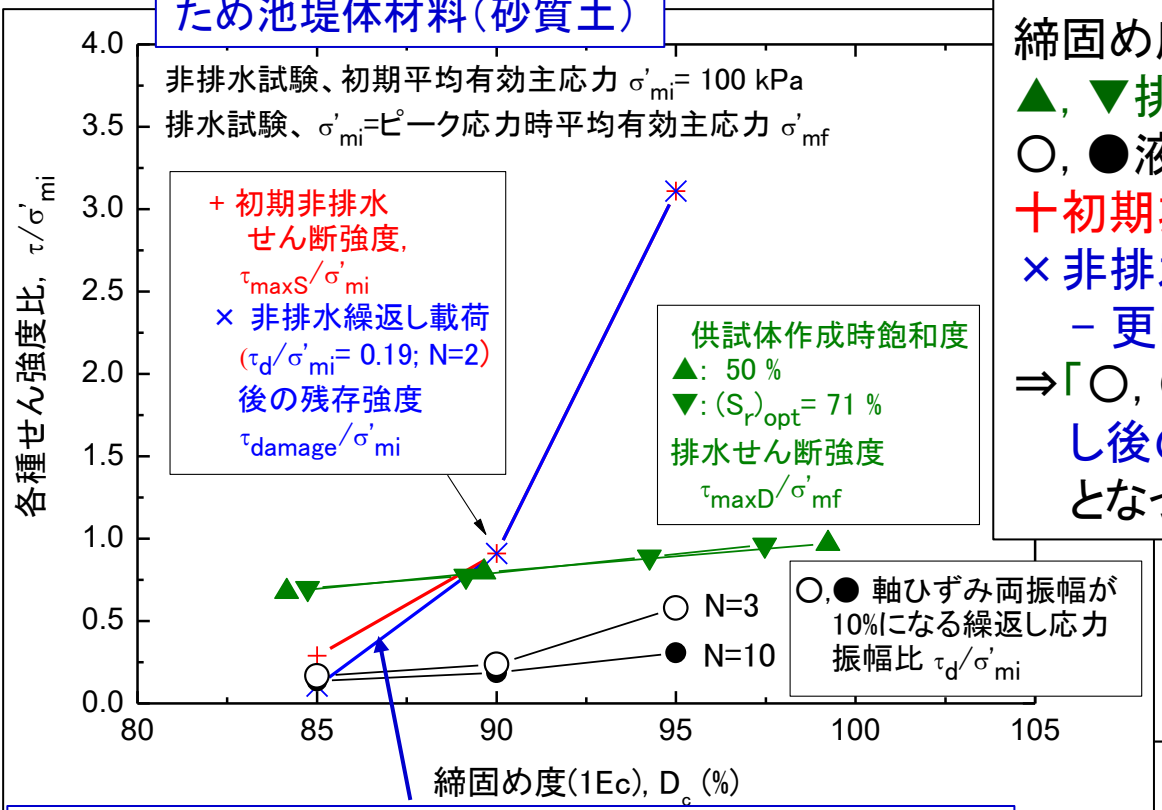
締固め度D_cの影響：

▲, ▼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）：
–影響は 意外に小さい



ため池堤体材料（砂質土）



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 － 意外に小

＋初期非排水せん断強度 － 非常に大きい

×非排水繰返し後の非排水せん断強度 － 更に大きい

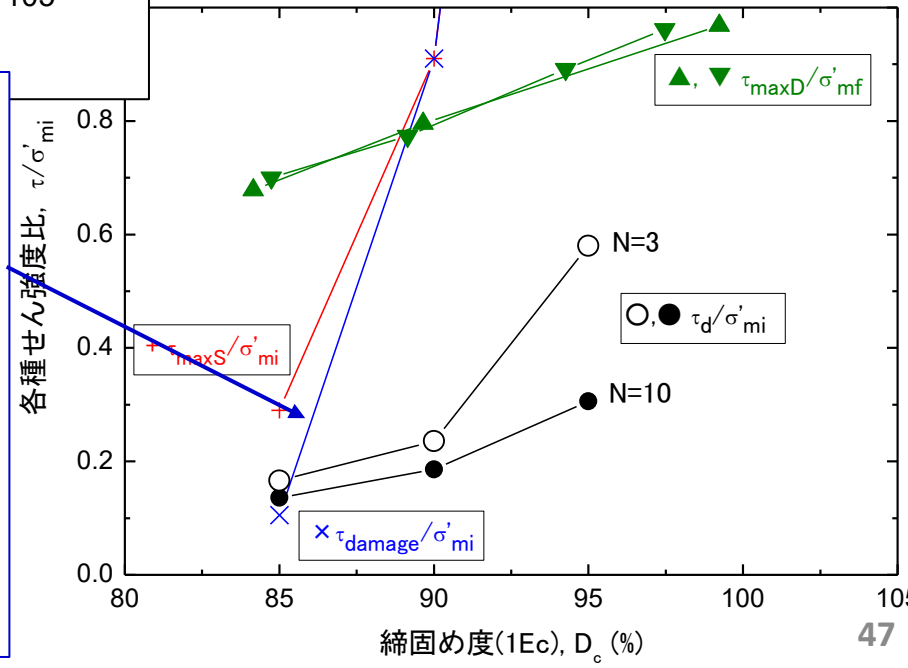
⇒「○, ●液状化強度」は、「×非排水繰返し後の非排水せん断強度」の適切な指標となっていない

×非排水繰返し載荷後の非排水せん断強度：

D_c>90%では▲,▼排水せん断強度よりも大きい

⇒この強度×は、緩ければ非常に低いが、良く締固めれば非常に高い。①フィルダム・ため池の上流斜面、河川堤防河川側のり面では、地下水位を下げられない ⇒ 高い締固めが重要。②新設盛土の耐震化でも、地下水位の低下よりも、高い締固め度の方が効果的

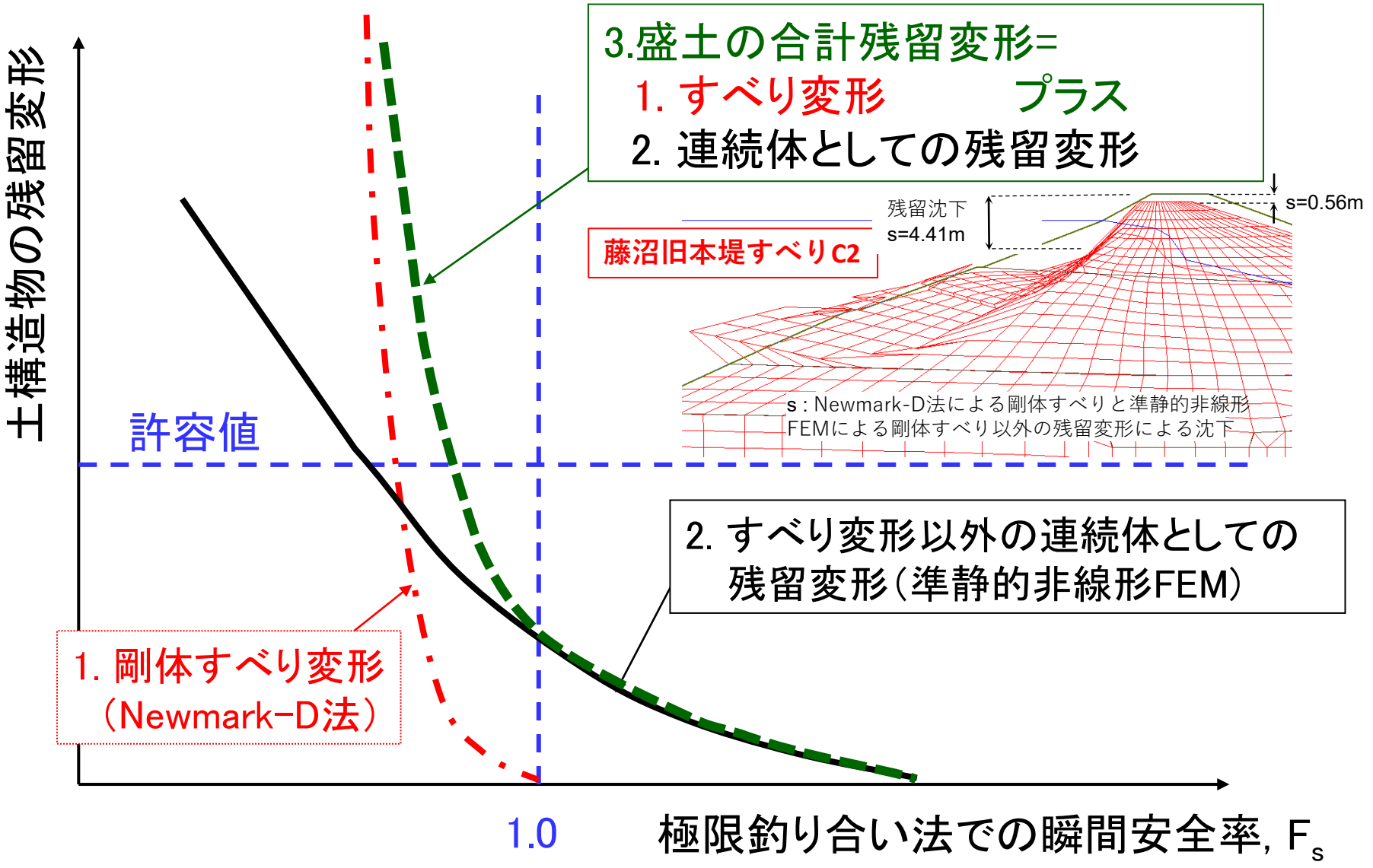
⇒ Newmark-D法は、この強度×を用いた斜面の地震時剛体すべり解析法



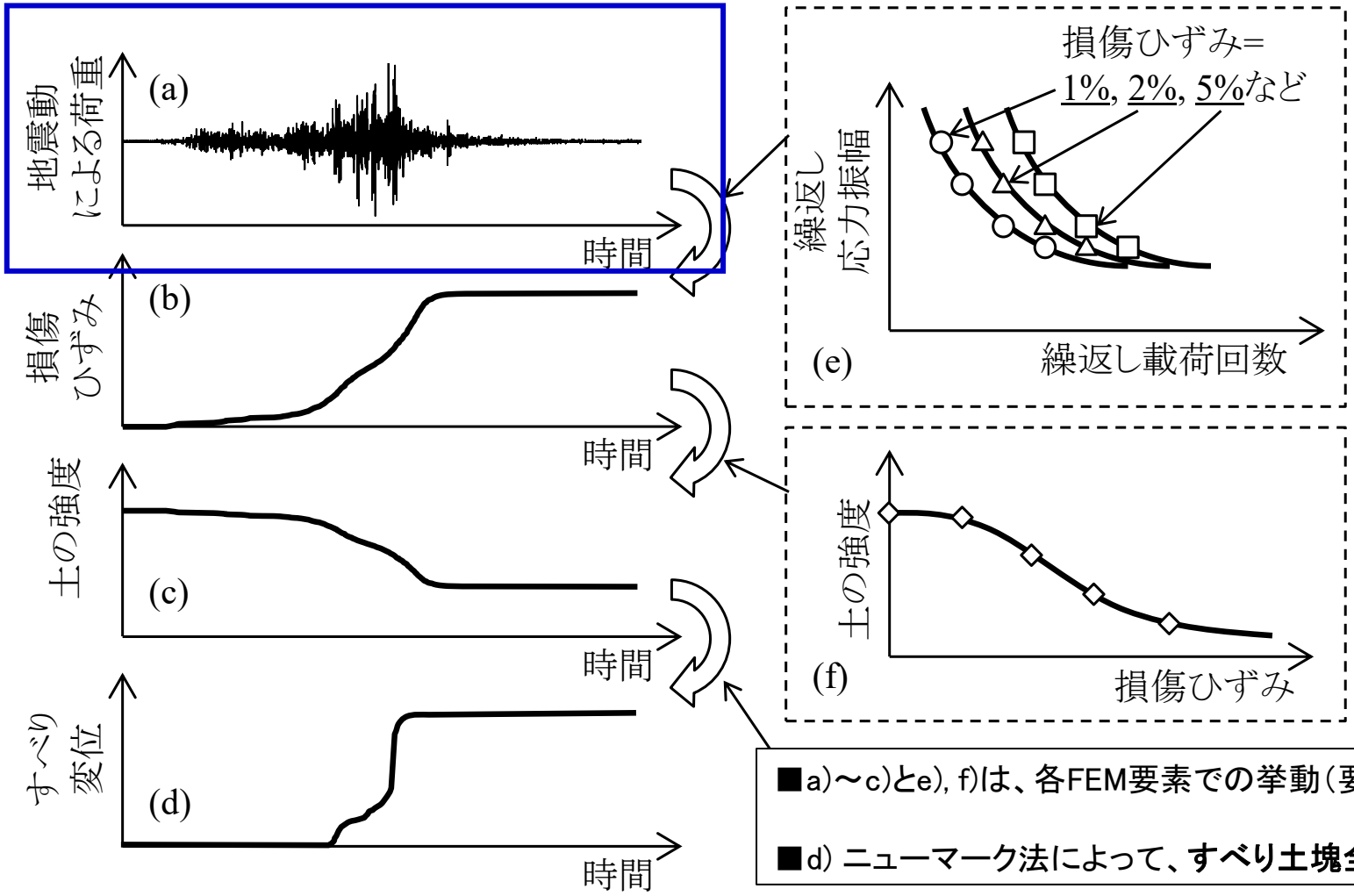
盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なるNewmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

実務的な耐震診断：
Newmark-D法と準静的非線形FEMの組み合わせ



Newmark-D法の枠組み：
数値解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係

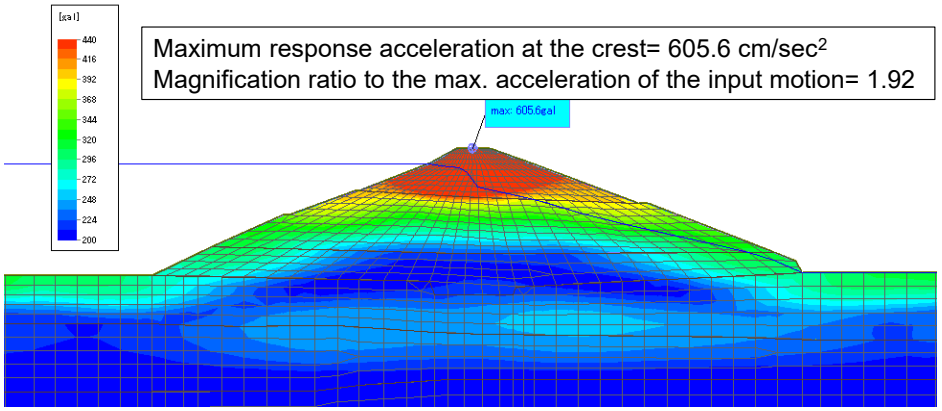


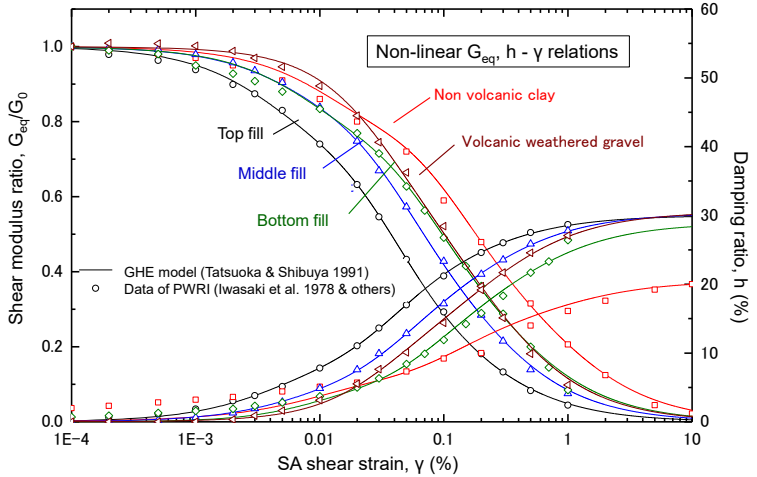
■a)～c)とe), f)は、各FEM要素での挙動(要素毎に異なる)

■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

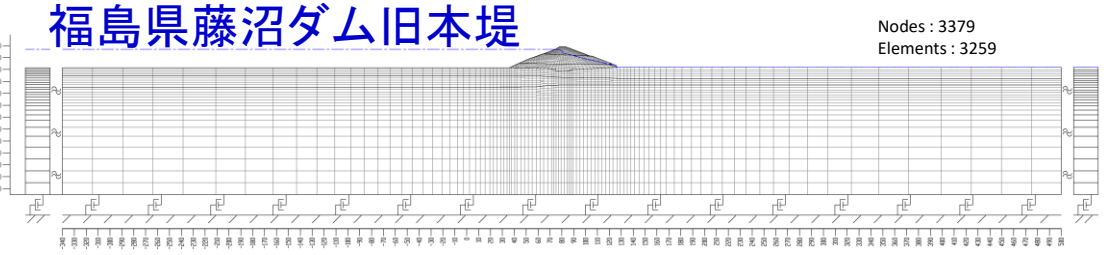
龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

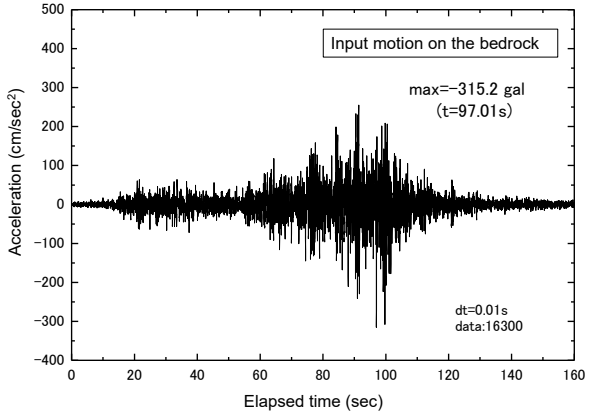
剛性と減衰のひずみ依存性を考慮した全応力法地震応答解析





福島県藤沼ダム旧本堤





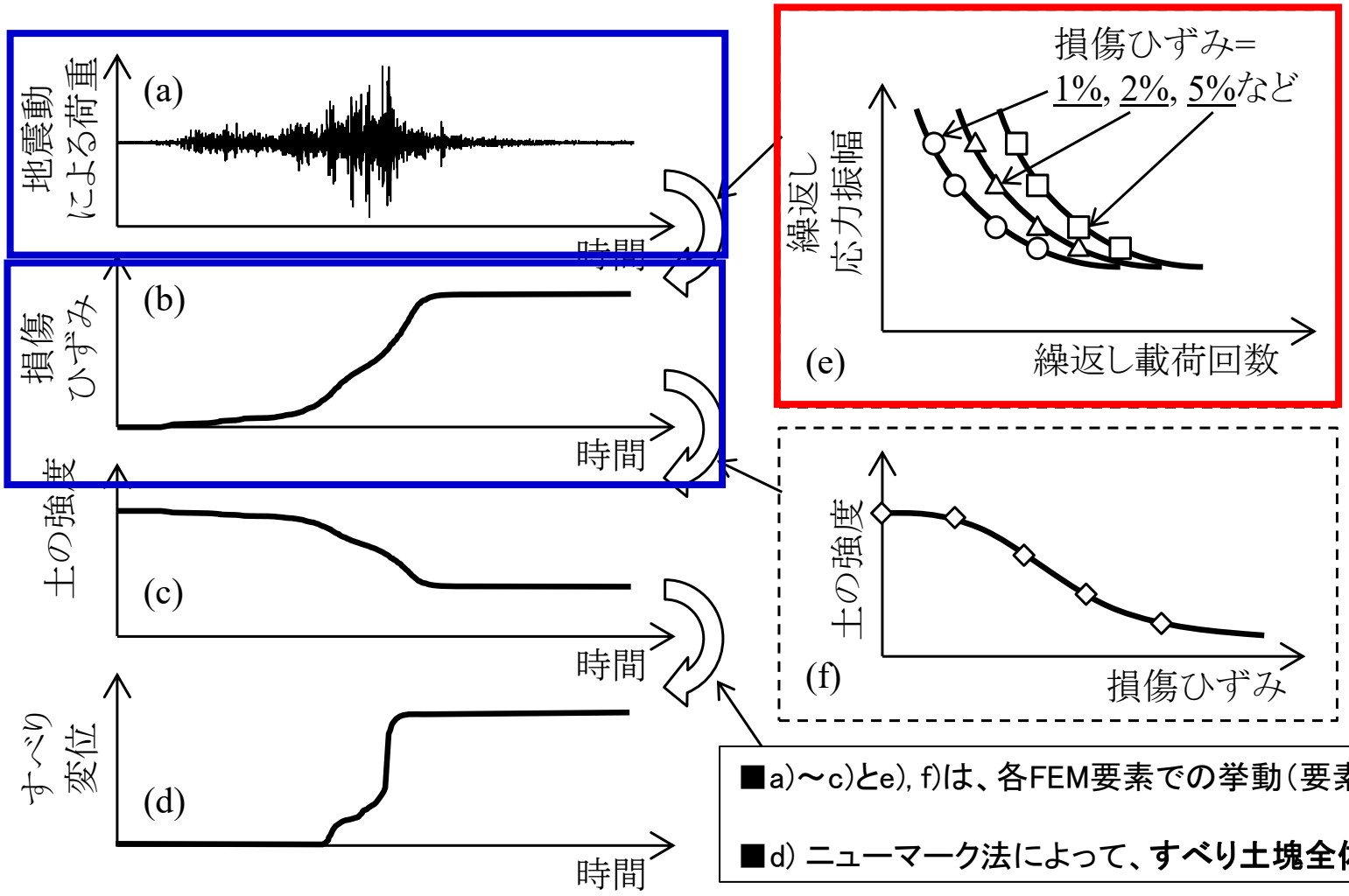
基盤**入力地**震動：

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

全応力法による応答解析：

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して解析⇒固有周期を過小評価。一方、通常フィルダムの最大応答時の固有周期は入力地震動の卓越周期よりも長い ⇒ 地震時の最大応答加速度を過大評価し、フィルダム内の地震時応力を過大評価する傾向 ⇒ 設計では安全側

Newmark-D法の枠組み
数値解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係

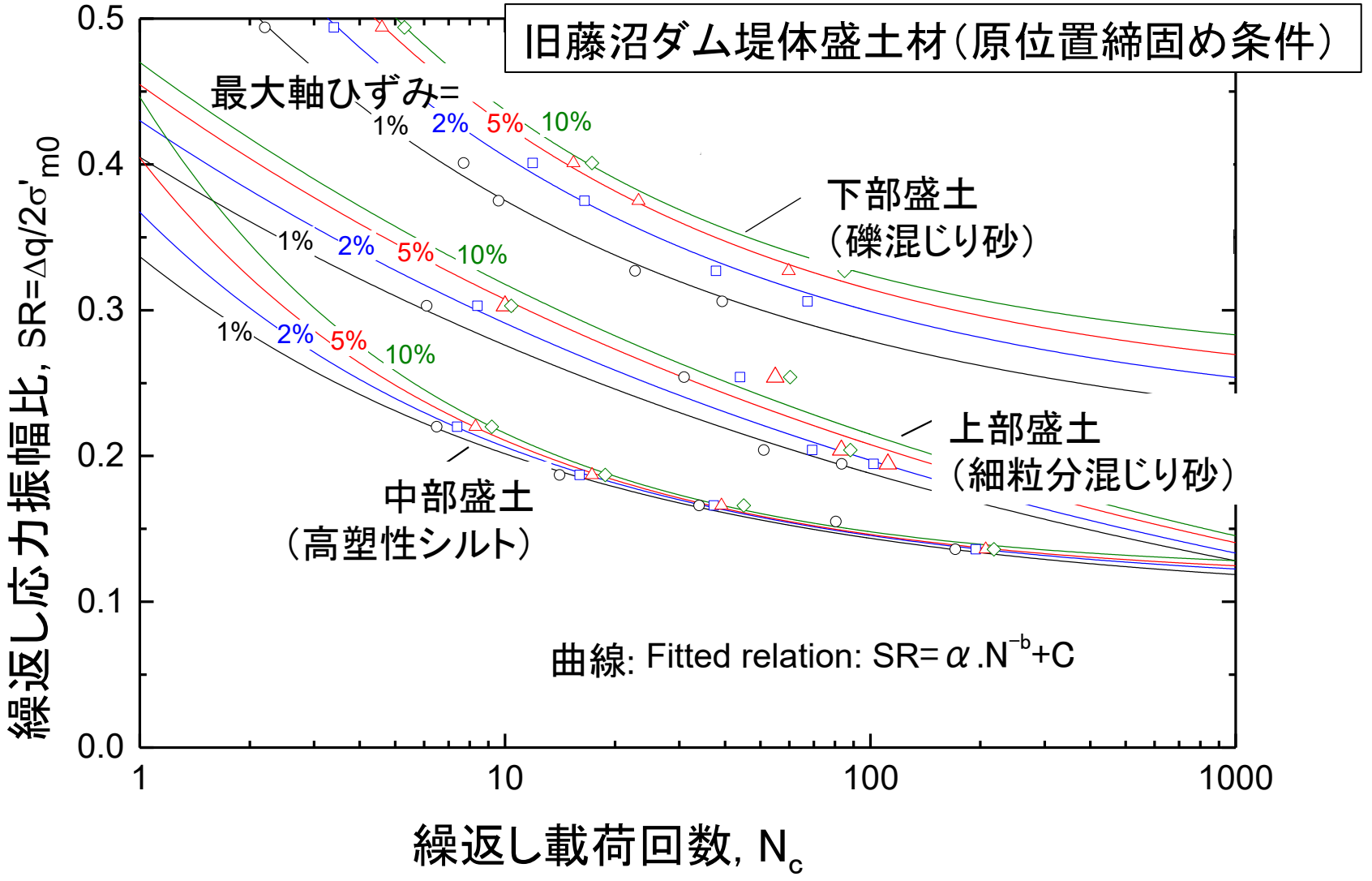


■a)～c)とe), f)は、各FEM要素での挙動(要素毎に異なる)

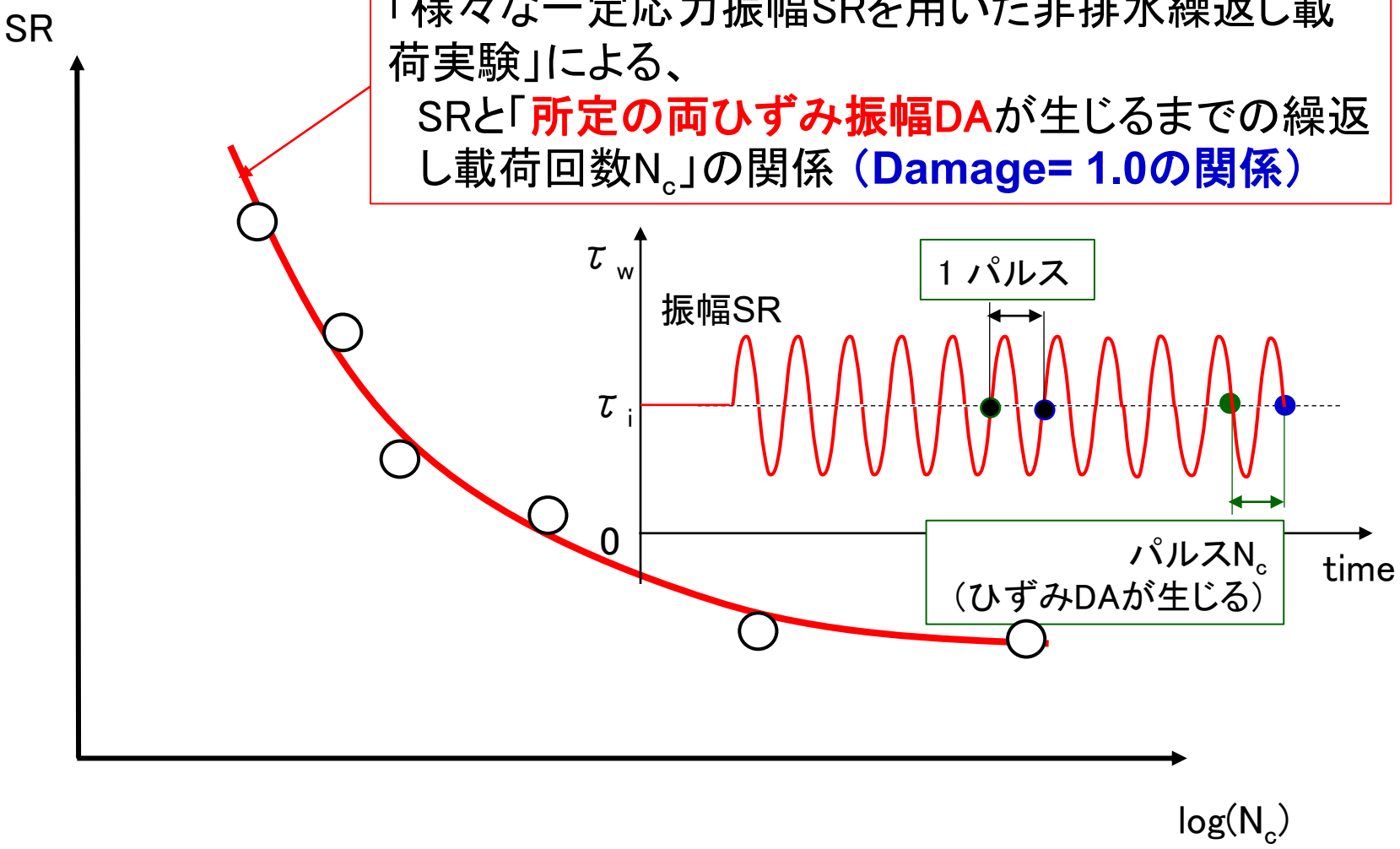
■d) ニューマーク法によって、**すべり土塊全体の変位**を計算

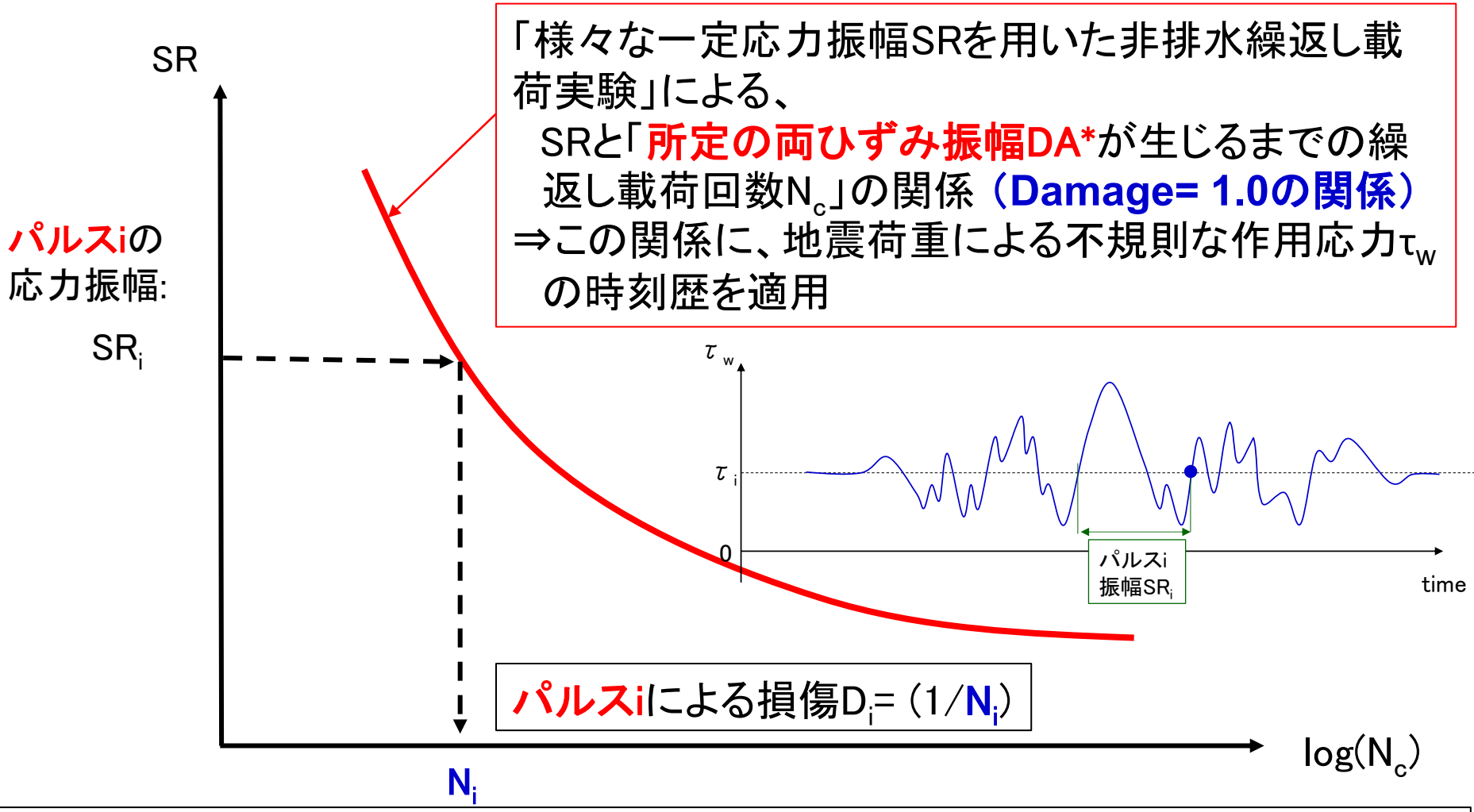
龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

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



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

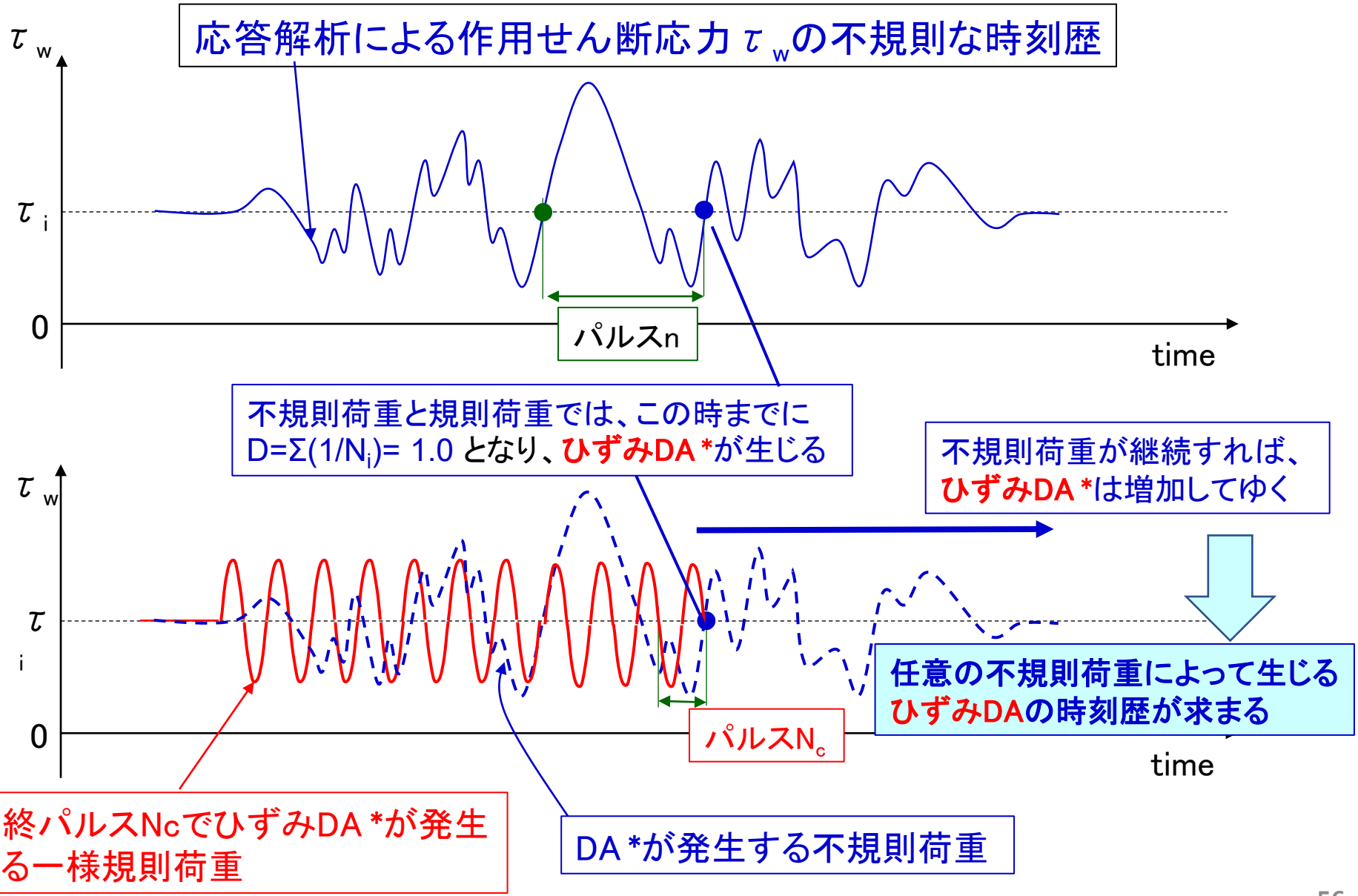




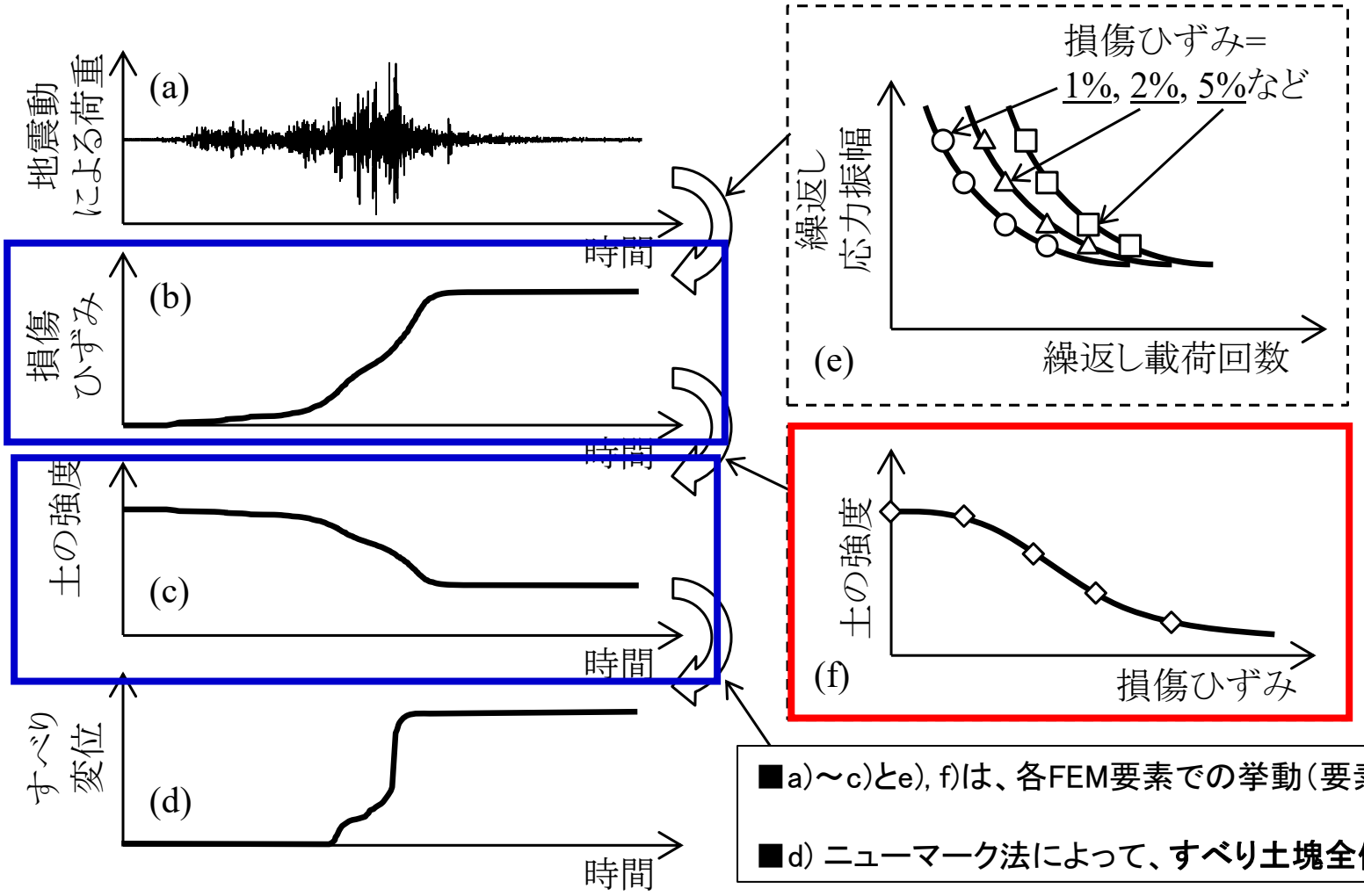
累積損傷度理論 (Cumulative damage concept):
任意の不規則荷重での最初のパルスi=1から最終パルスi=nまでに生じた全損傷をD=Σ(1/Ni)とする

⇒ 不規則荷重のパルスnでD= 1.0になれば「ひずみDA＊」が生じる、とする。

累積損傷度による不規則荷重によって生じるひずみの時刻歴の予測



Newmark-D法の枠組み
数値解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係

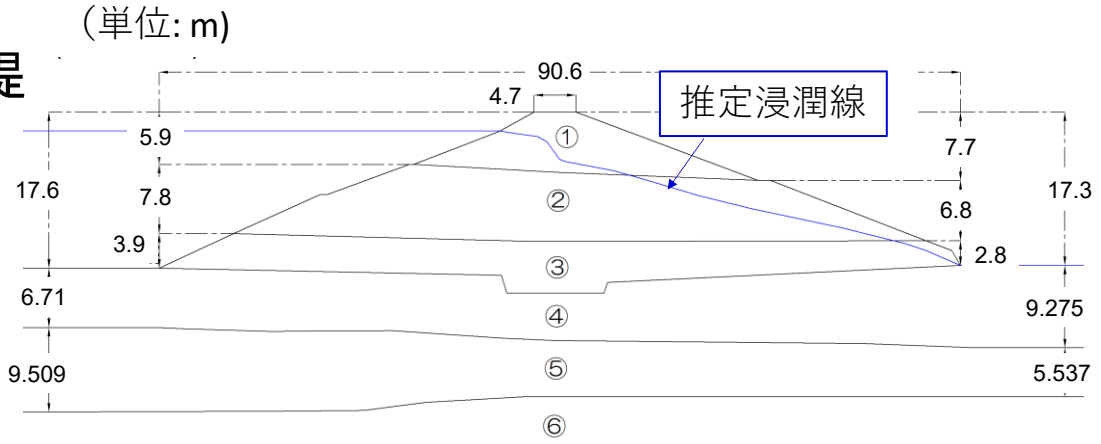


■a)～c)とe), f)は、各FEM要素での挙動(要素毎に異なる)

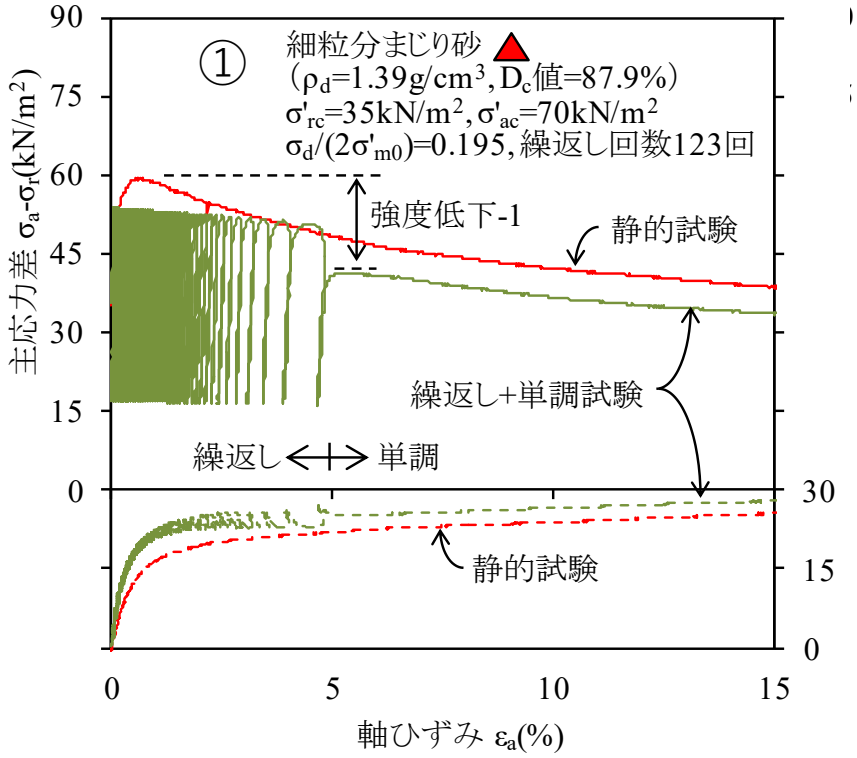
■d) ニューマーク法によって、**すべり土塊全体の変位**を計算

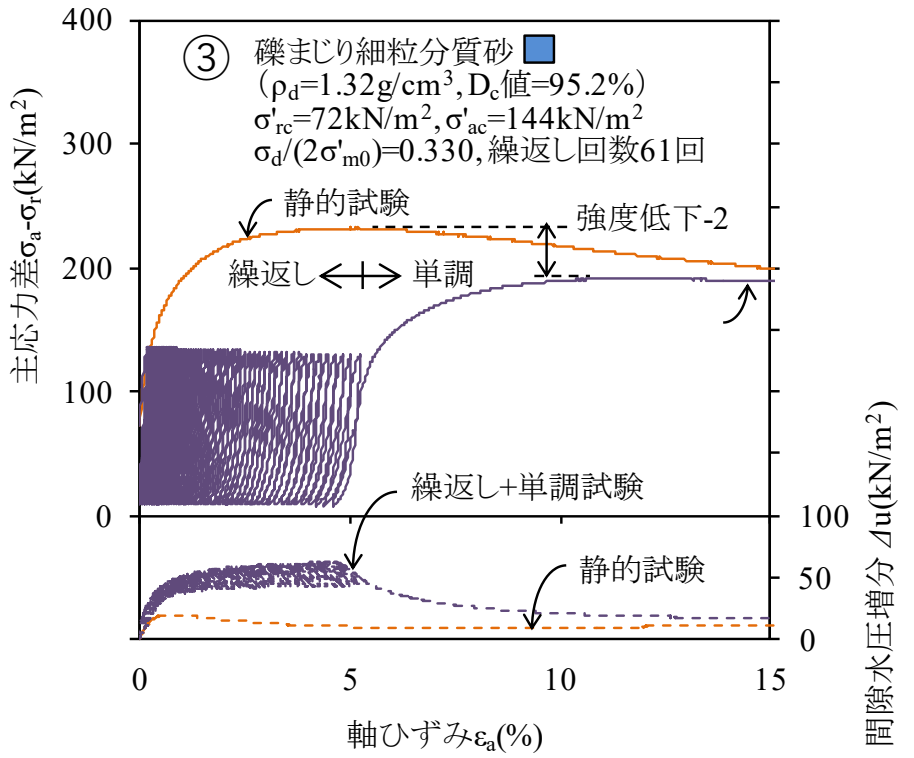
龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

崩壊した旧本堤

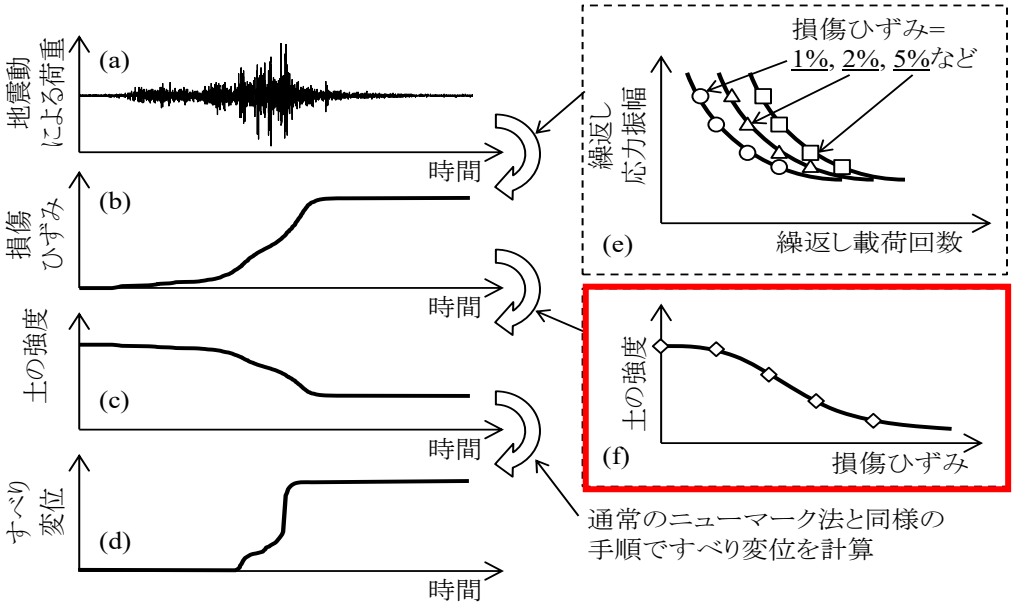


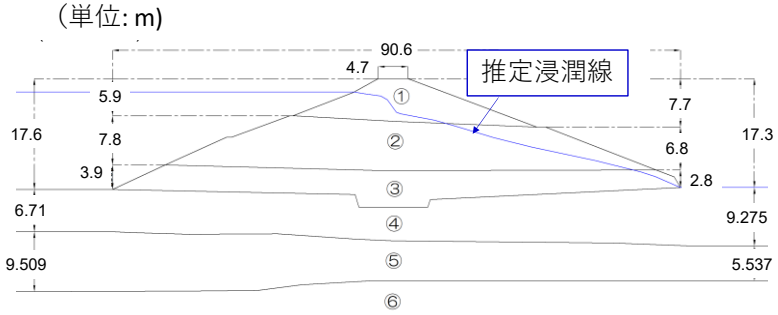
非排水繰返し載荷による非排水せん断強度の低下の実験例

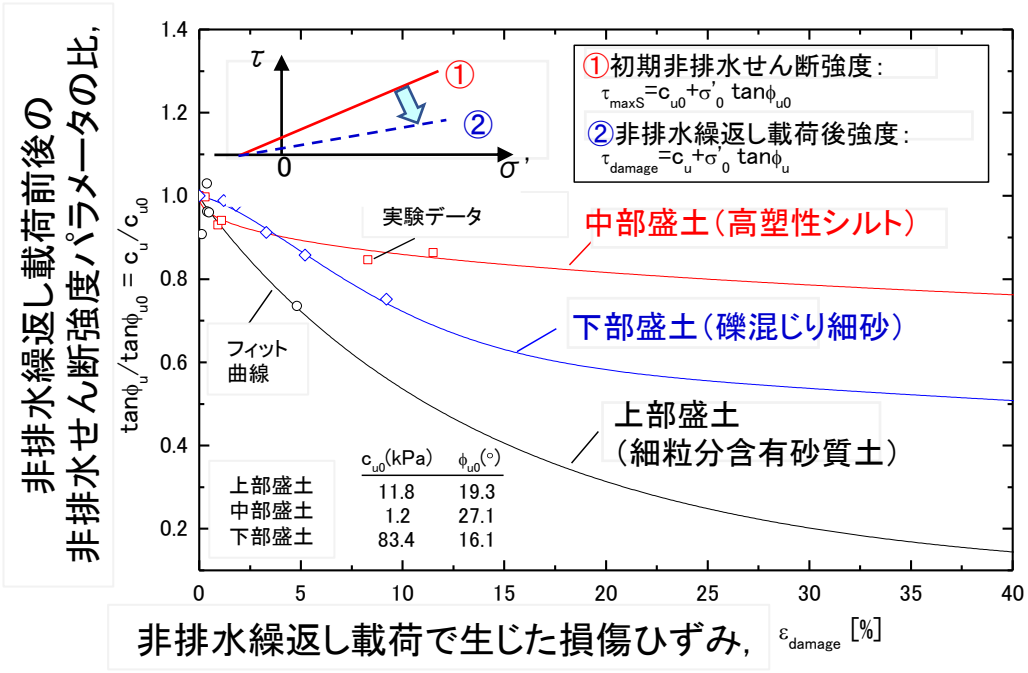




非排水繰返し載荷によって生じた損傷ひずみによる非排水せん断強度の低下（旧藤沼ダム本堤での例）

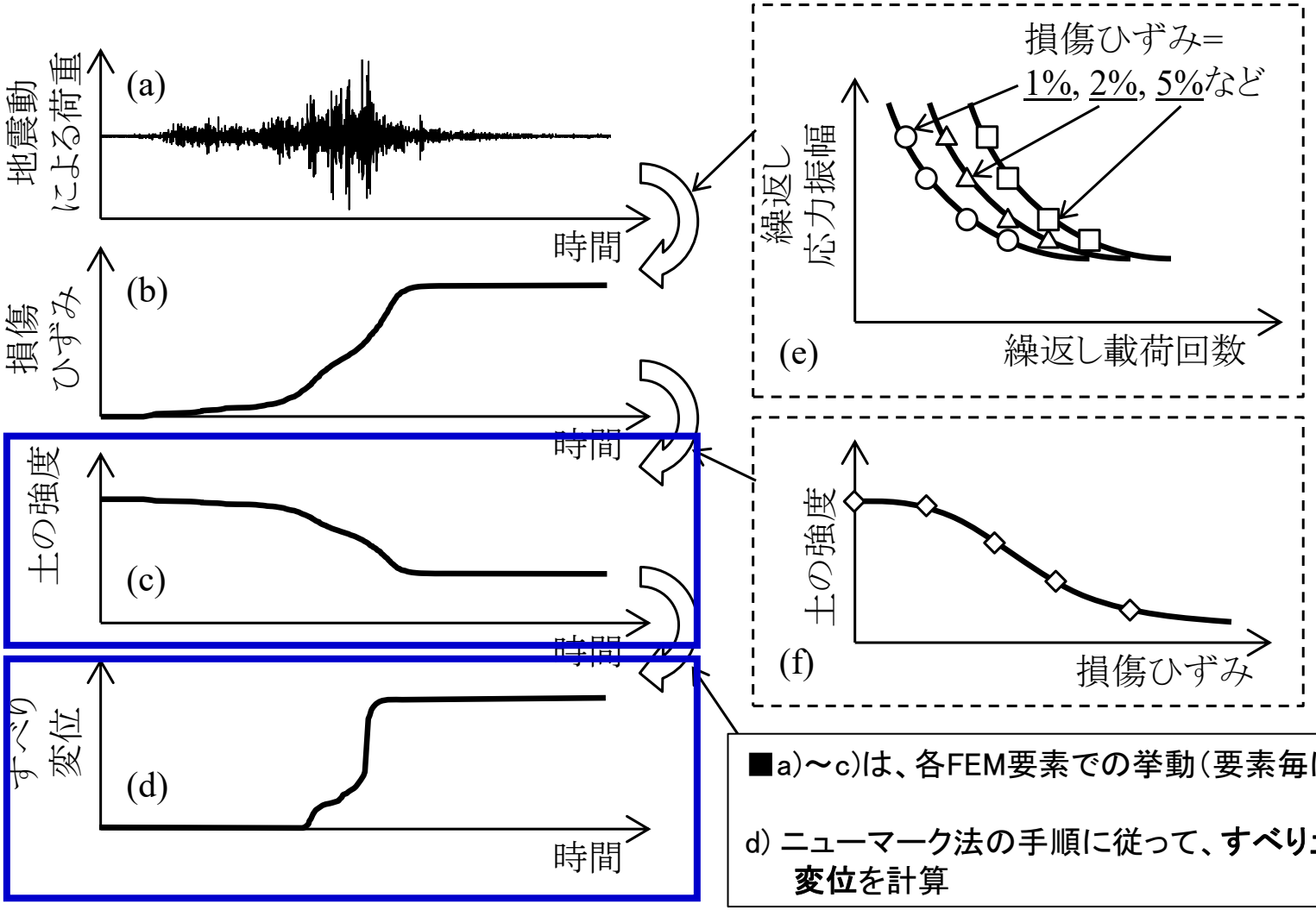






Newmark-D法の枠組み

数値解析(左欄)と室内せん断試験(右欄)の関係

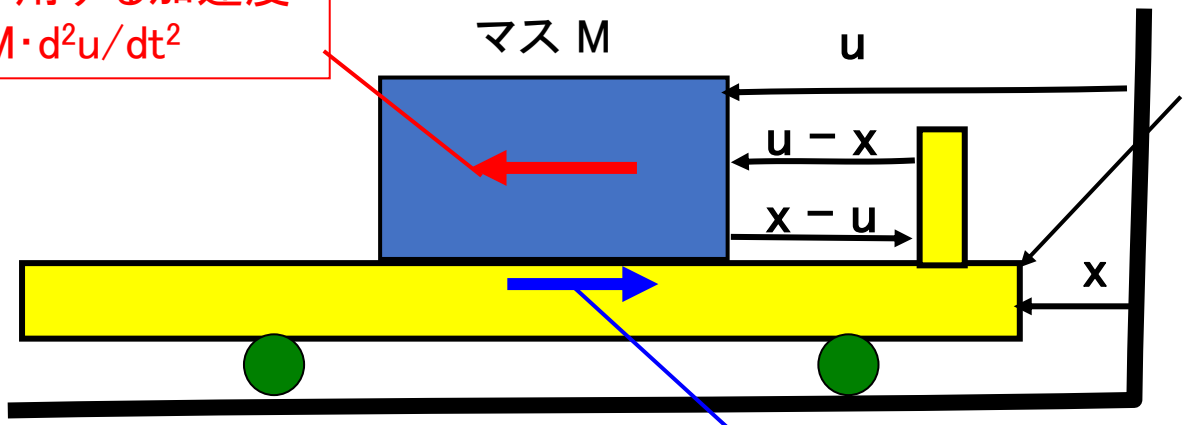


■a)～c)は、各FEM要素での挙動(要素毎に異なる)

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に作用する加速度
×質量= M·d²u/dt²



固定系（常にx= 0）

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: R=M·g·tanφμ

滑り出した後の運動方程式
(∂²x/∂t²<0でΔ(u−x)>0の場合):

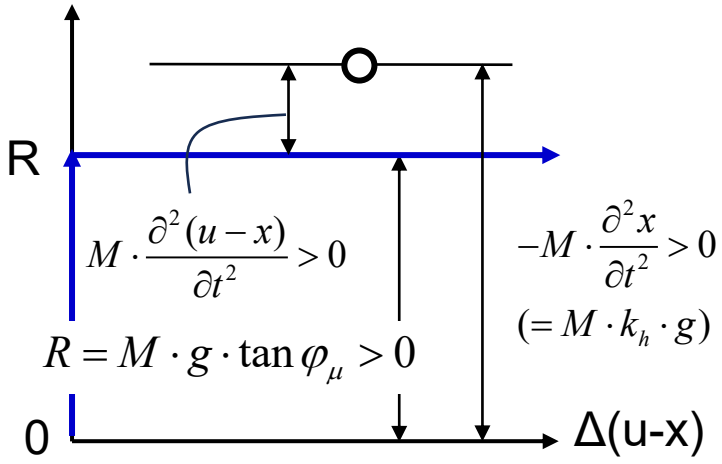
$$M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -R(= -M \cdot g \cdot \tan\varphi_\mu)$$

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

すべりによる動的抵抗（正⇒負）

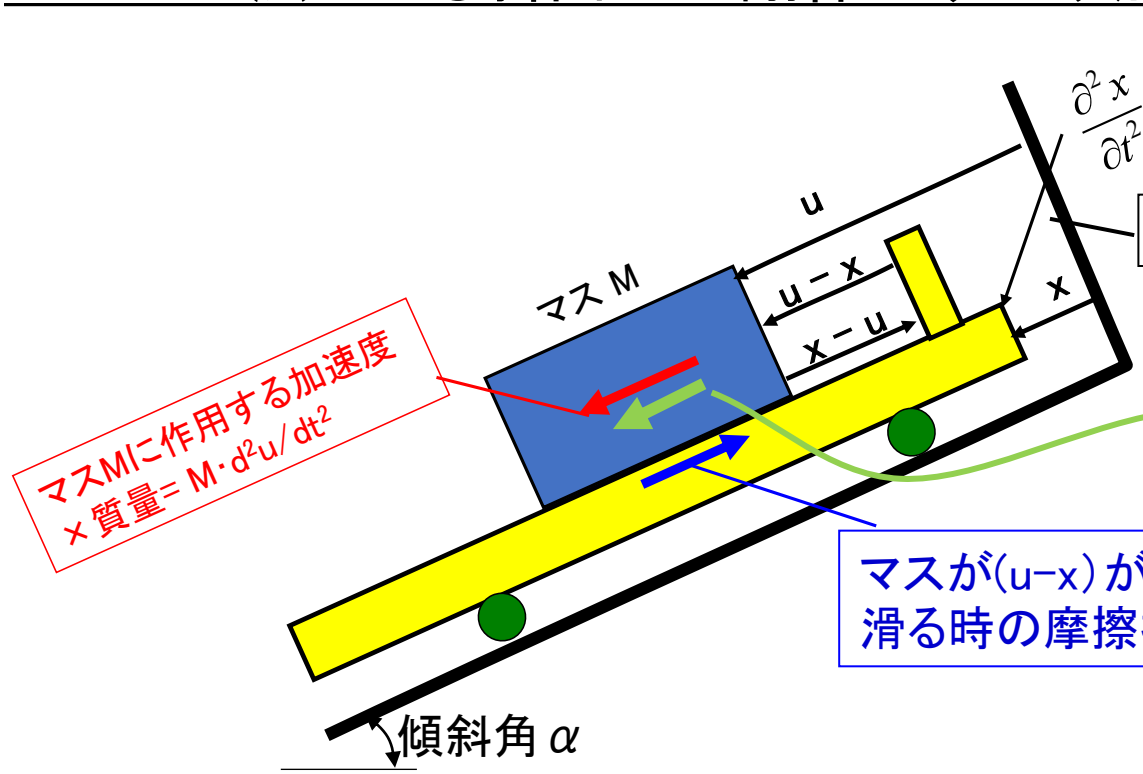
動的入力荷重（既知）

摩擦抵抗（既知）



⇒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)



滑り出した後の運動方程式：

∂²x/∂t²<0でΔ(u−x)>0の場合、

uが増加する方向を正とすると、

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

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

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

すべりによる動的抵抗（正→負）

動的入力荷重と初期せん断荷重（既知）

摩擦抵抗（既知）

⇒すべり量Δ(u−x)を求める

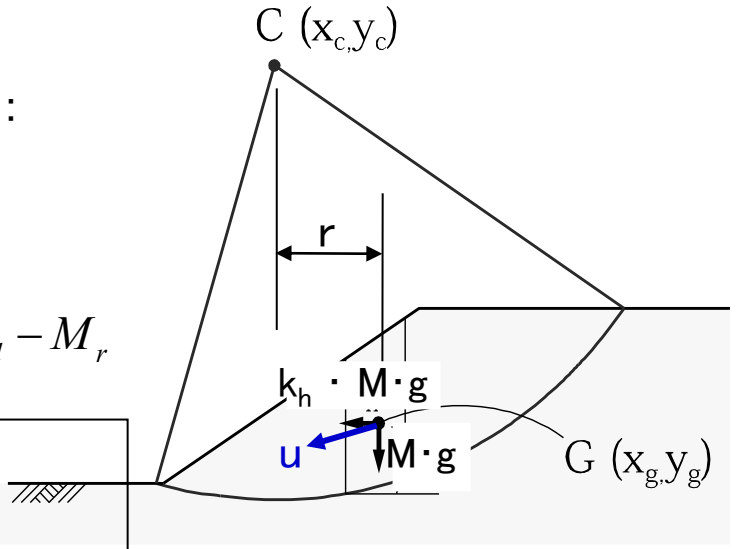
円弧すべりの場合のNewmark法

円弧すべりの運動方程式
今、$\partial^2 x/\partial t^2<0$で$\Delta(u-x)>0$の場合での場合を考える:

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

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

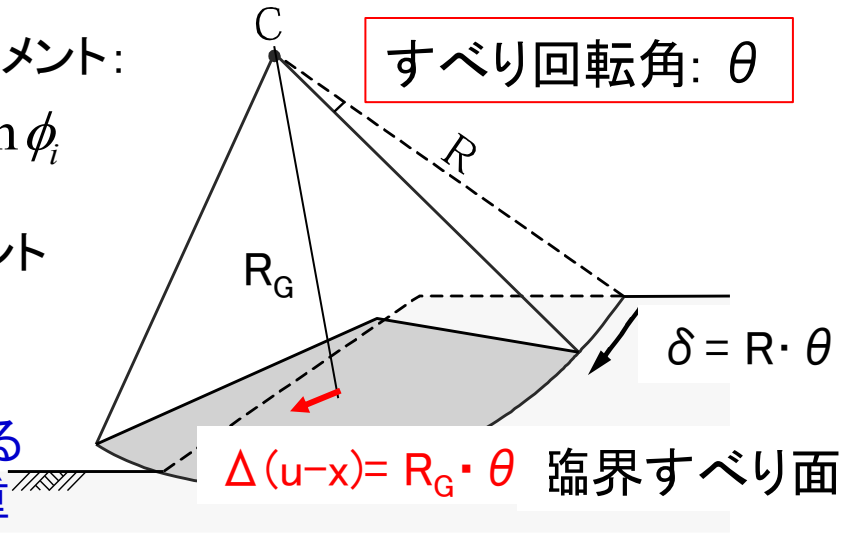
uは、すべり土塊の重心での回転方向の変位;
すべりが生じている場合は、すべり変位を含む
$\Delta(u-x)= R_G \cdot \theta$ は、すべり土塊と周辺地盤とのすべりによるすべり土塊の重心での安定土塊に対する回転方向の相対変位



スライス法

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

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

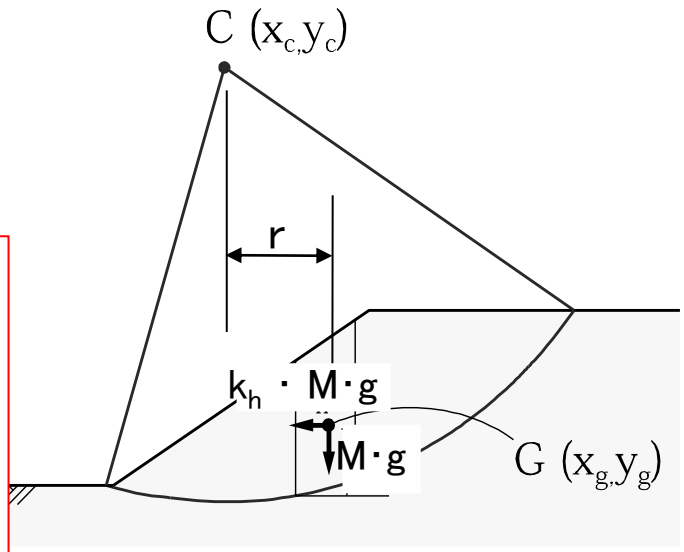
地震による入力加速度 $-dx^2/dt^2(>0)$による動的滑動モーメント荷重

重力の加速度gによる静的モーメント荷重

円弧すべり滑動モーメント荷重の求め方

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

この項は、本来は「すべり面の位置で剛体であるすべり土塊に作用する入力滑動モーメント荷重」。
しかし、すべり土塊は剛体でないので、この項は地震応答解析によって求めることはできない。通常、「すべりは生じないとした地震応答解析で得られるすべり土塊に作用する動的滑動モーメント」に等しいと仮定する（通常、すべり土塊内の地震時加速度応答倍率は1.0以上 ⇒ その場合、安全側の仮定となる）

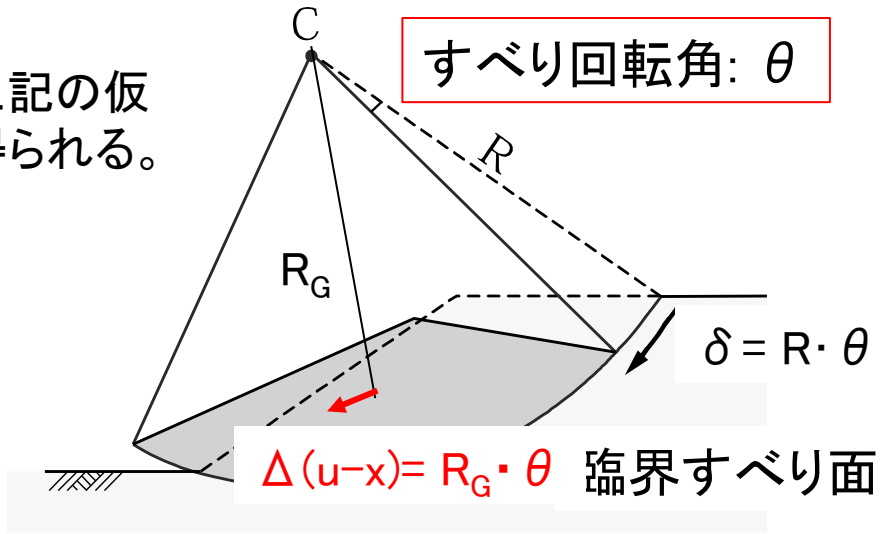


スライス法

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

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

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:

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

$F_s=M_r/M_d\leq 1.0$で滑り出しが開始した後:

$$M_d > M_r$$

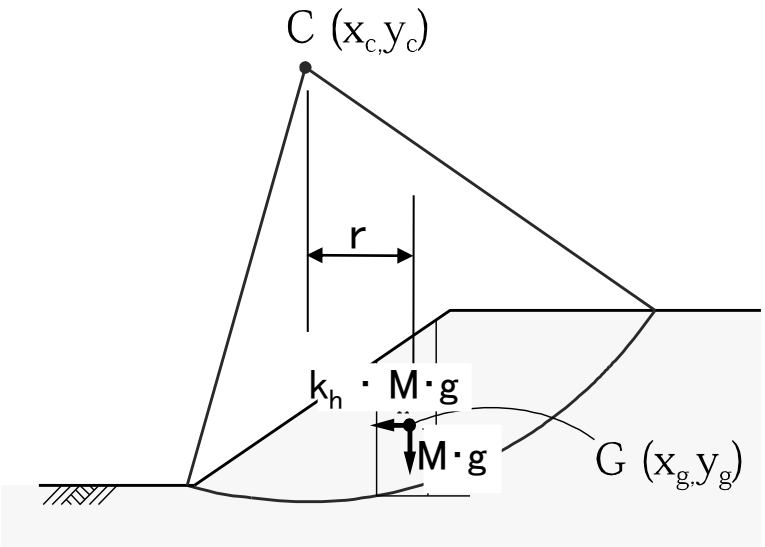
$$M\cdot R_G\cdot\frac{\partial^2(u-x)}{\partial t^2}=M_d-M_r$$

従って、

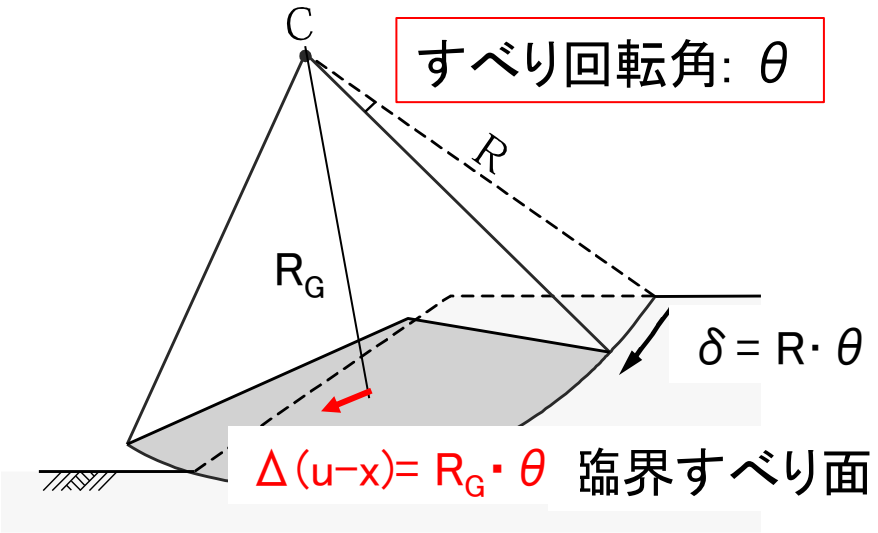
$$M\cdot(R_G)^2\cdot\frac{\partial^2\theta}{\partial t^2}=M_d-M_r$$

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

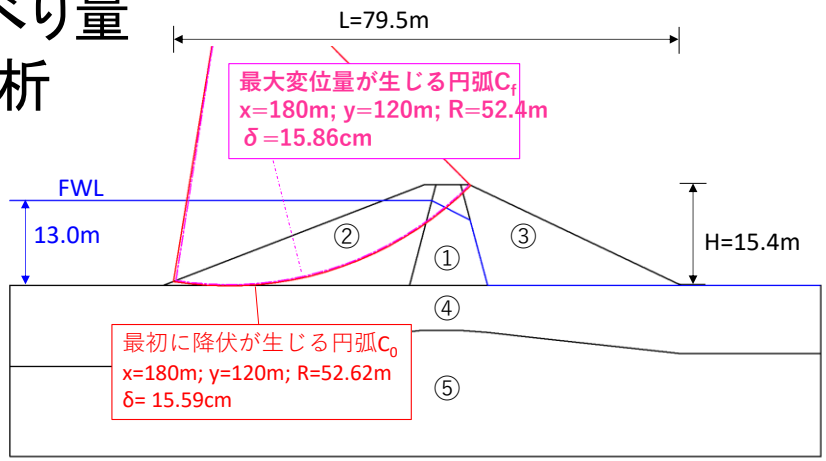
⇒M_dとM_rは既知なので、θ が求まる



スライス法

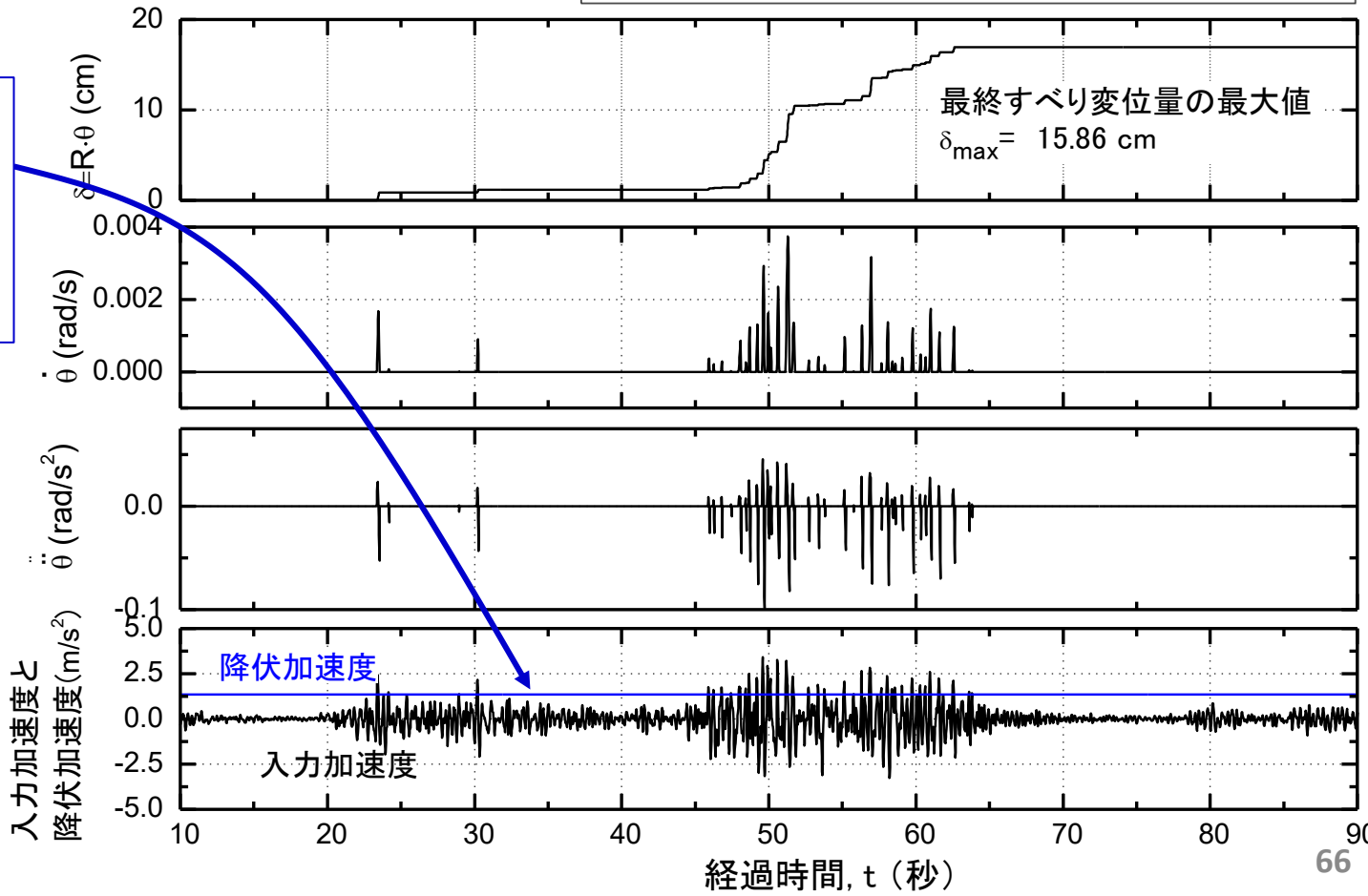


Newmark-O法（一定排水強度）による、すべり量が最大となるすべり面C_fでのすべり変位解析



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。

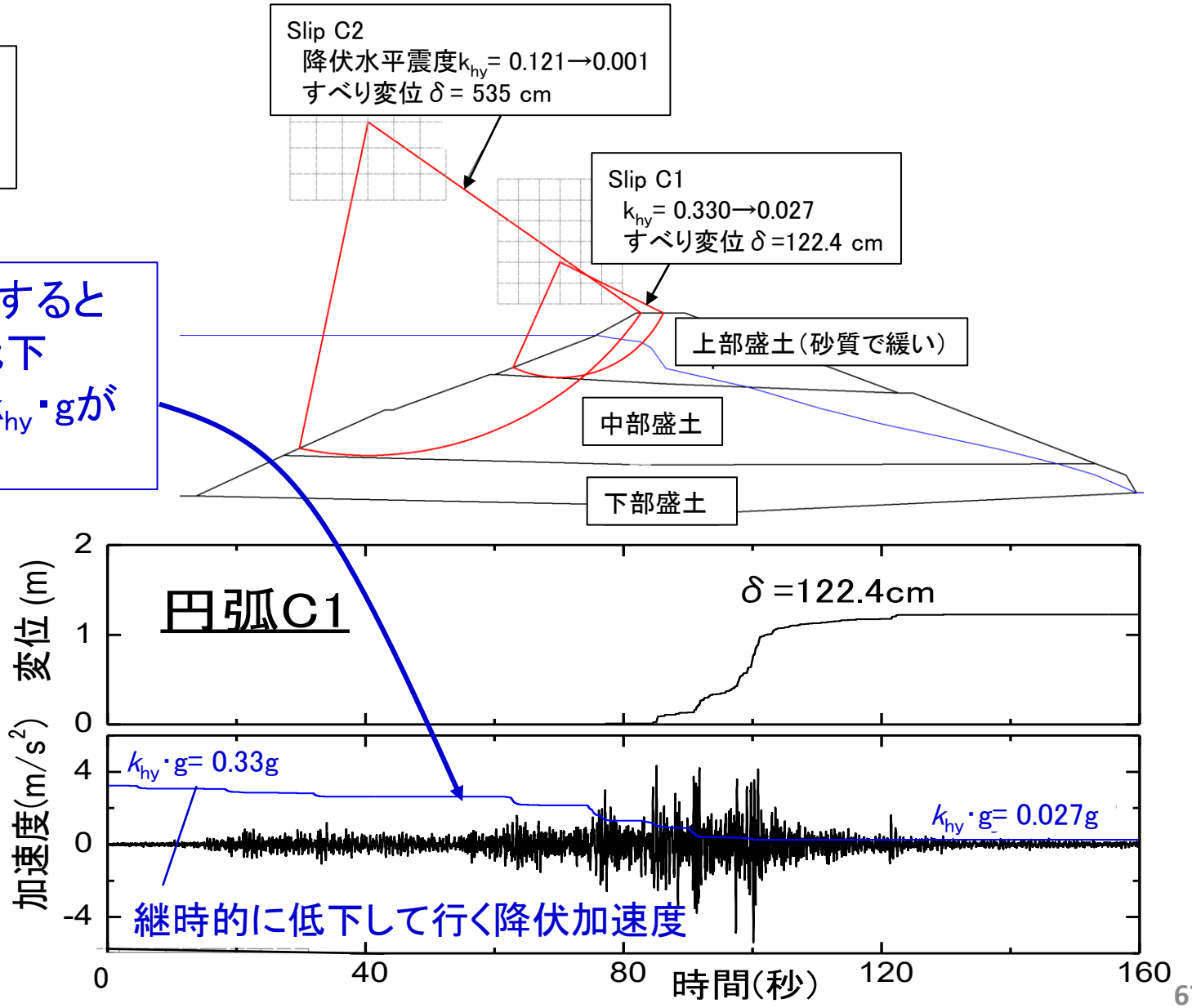
δが増加しても排水強度は低下しない
⇒降伏加速度=k_{hy}・g は一定値を維持



旧本堤のNewmark-D法による臨界すべり面C1でのすべり

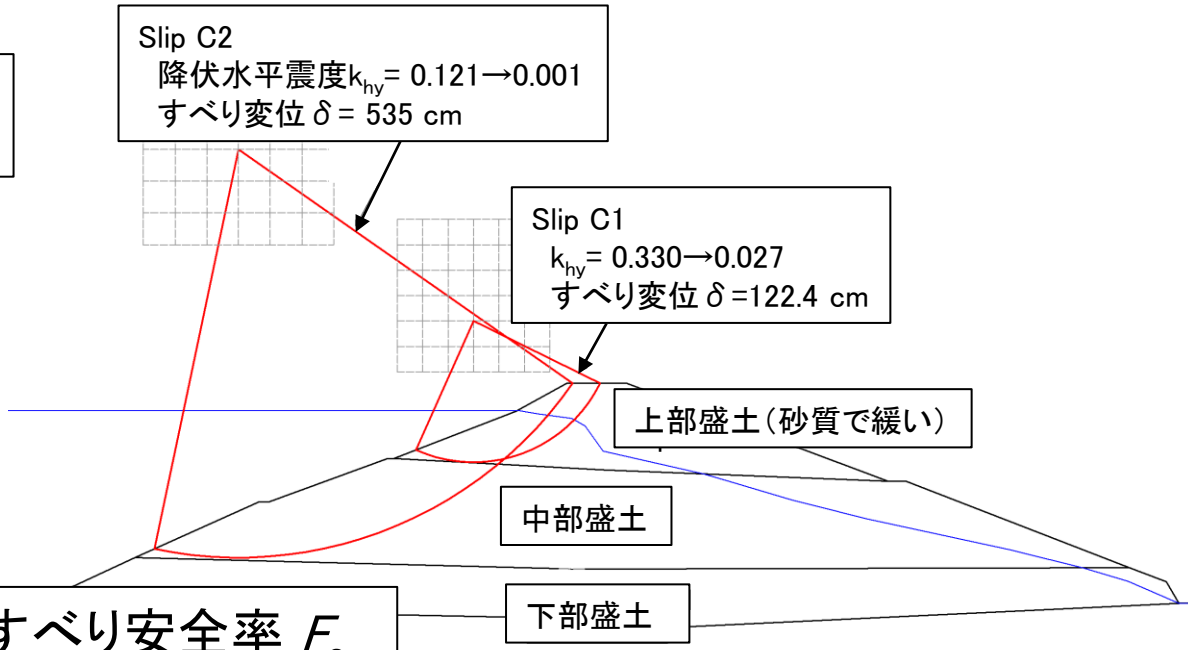
円弧すべり安定解析は修正Fellenius法による

すべりδが増加すると非排水強度が低下
⇒降伏加速度=k_{hy}・gが低下して行く



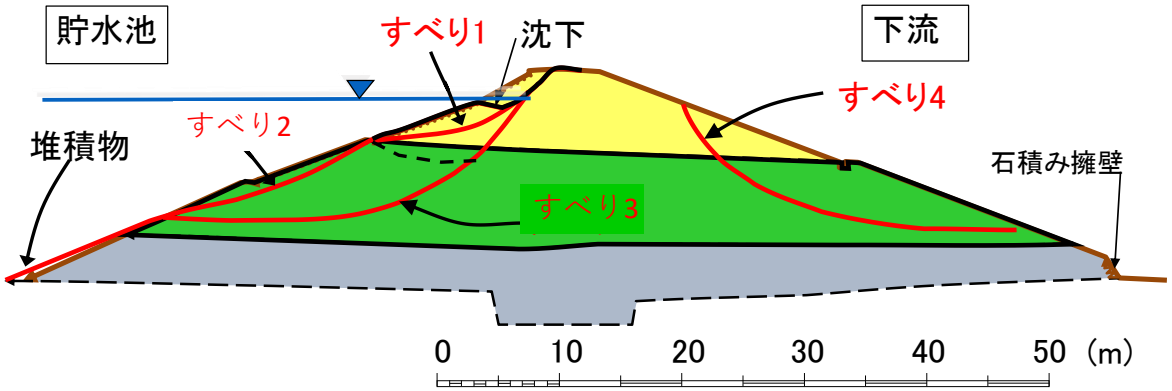
藤沼ダム旧本堤のNewmark-D法による臨界すべり面

円弧すべり安定解析は
修正Fellenius法による

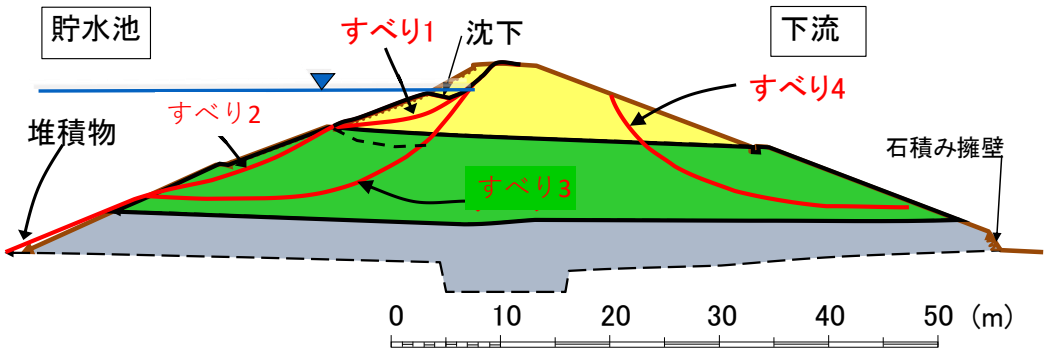


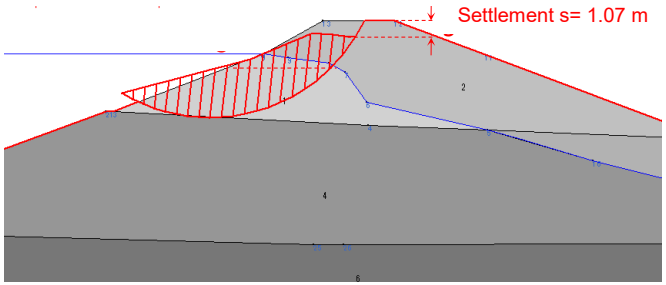
k_{hy}: 降伏震度（全体すべり安全率 F_s が1.0になる水平震度）
⇒盛土斜面の安定性を示す指標
地震時に継続的に低下

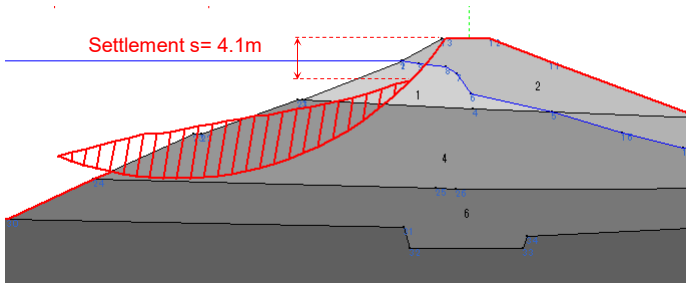
解析によるすべり面は、
実際のすべりと類似

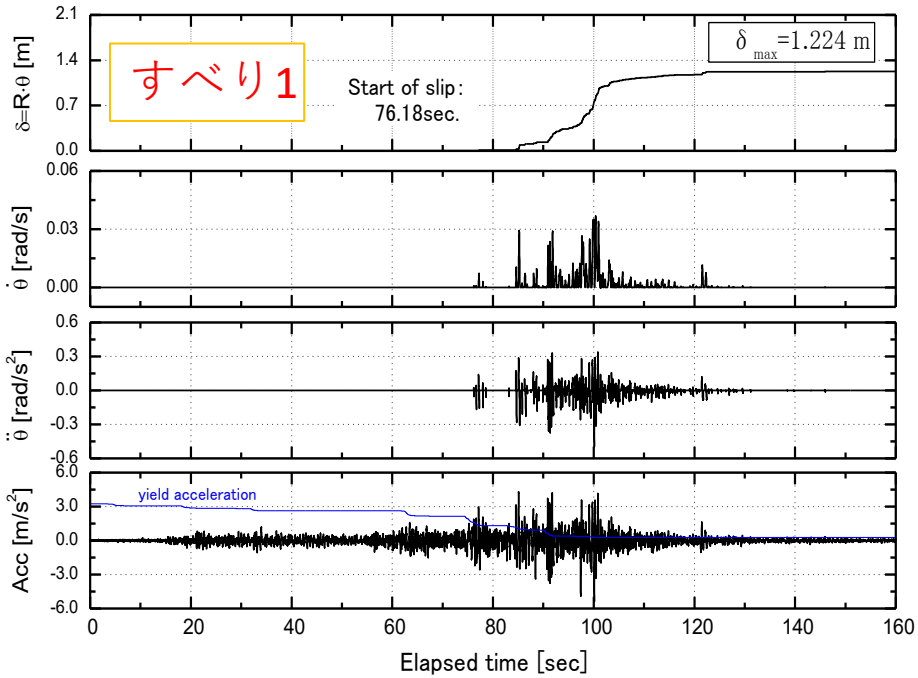


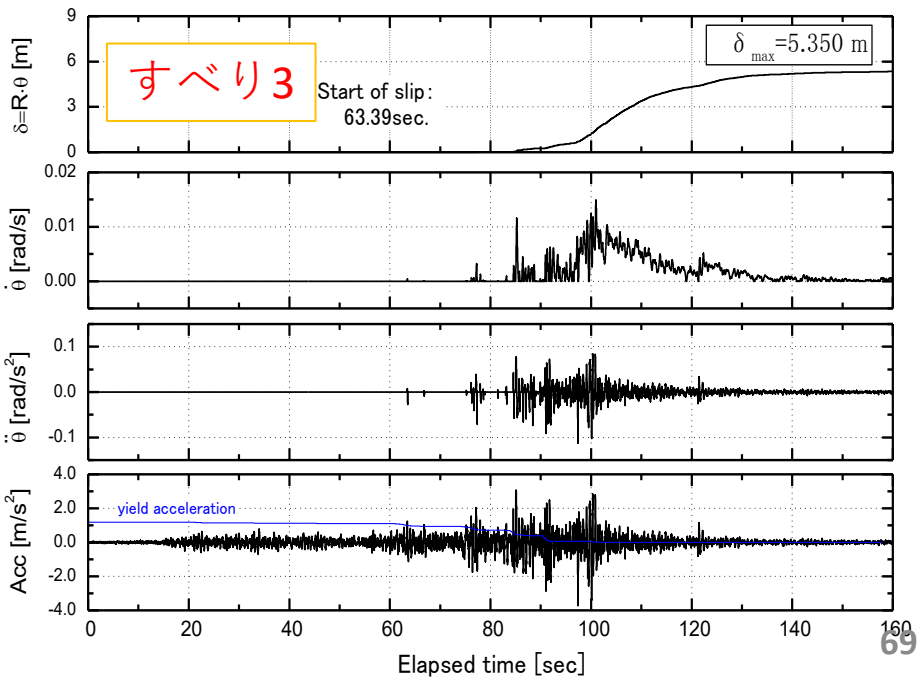
- すべり3では、非排水繰返し載荷による劣化のために最大加速度時(t=97.01秒)の後でもすべりは継続
- 最終的なすべりは、すべり1で1.224 m, すべり3で5.35 m、と非常に大きい





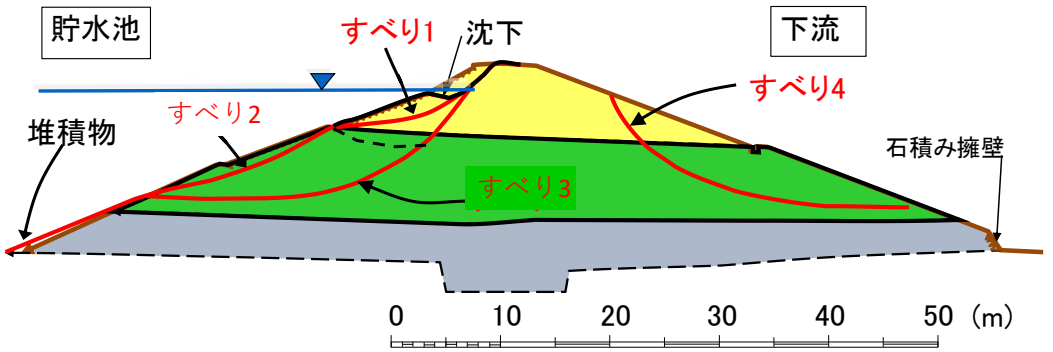


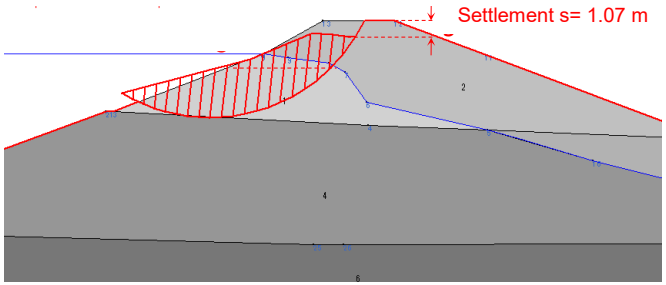


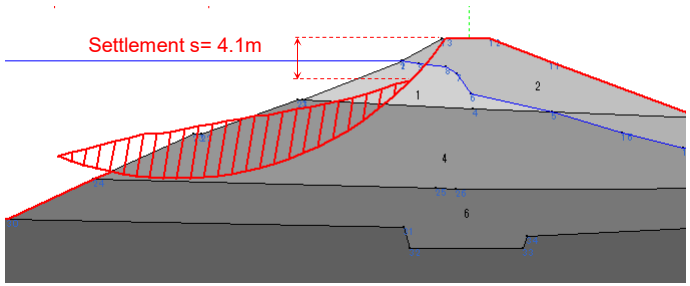


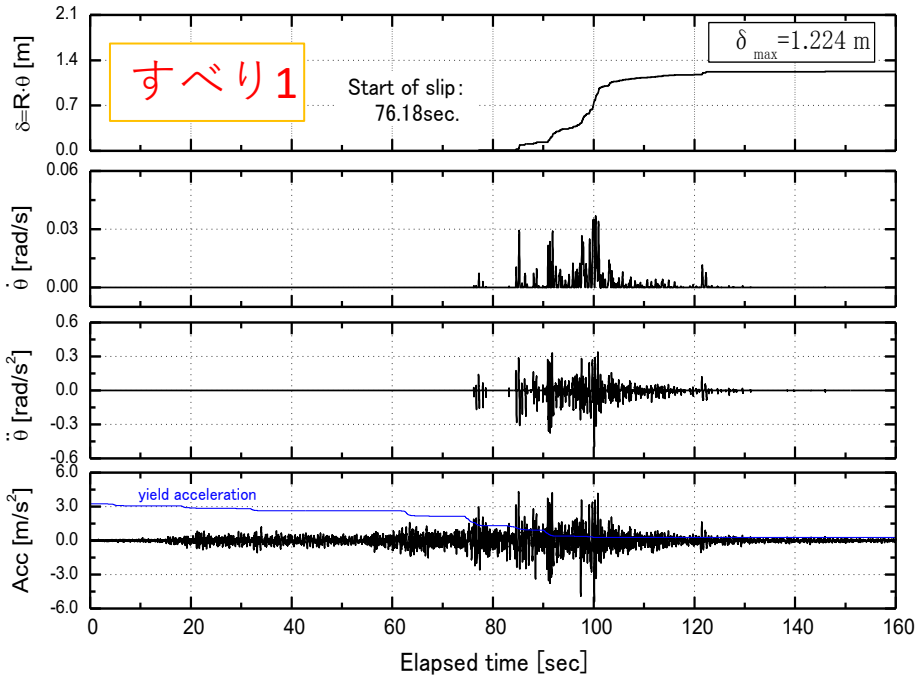
非排水繰返し載荷による非排水せん断強度の継続的な低下を考慮するNewmark-D法によって、藤沼ダムの崩壊が説明できることが分かった

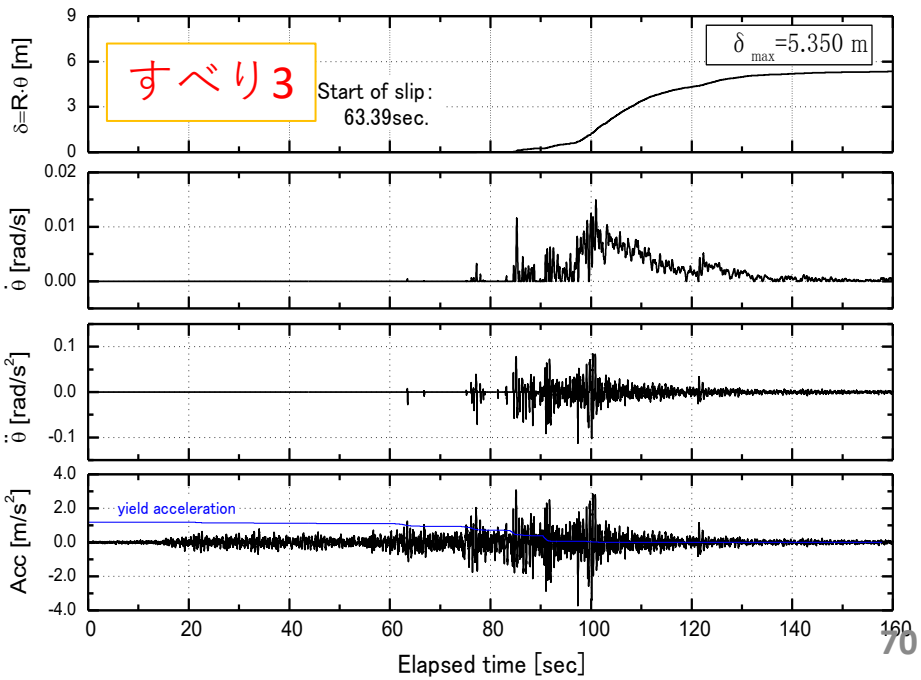
しかし、剛体すべり以外の連続体としての変形もある⇒次頁



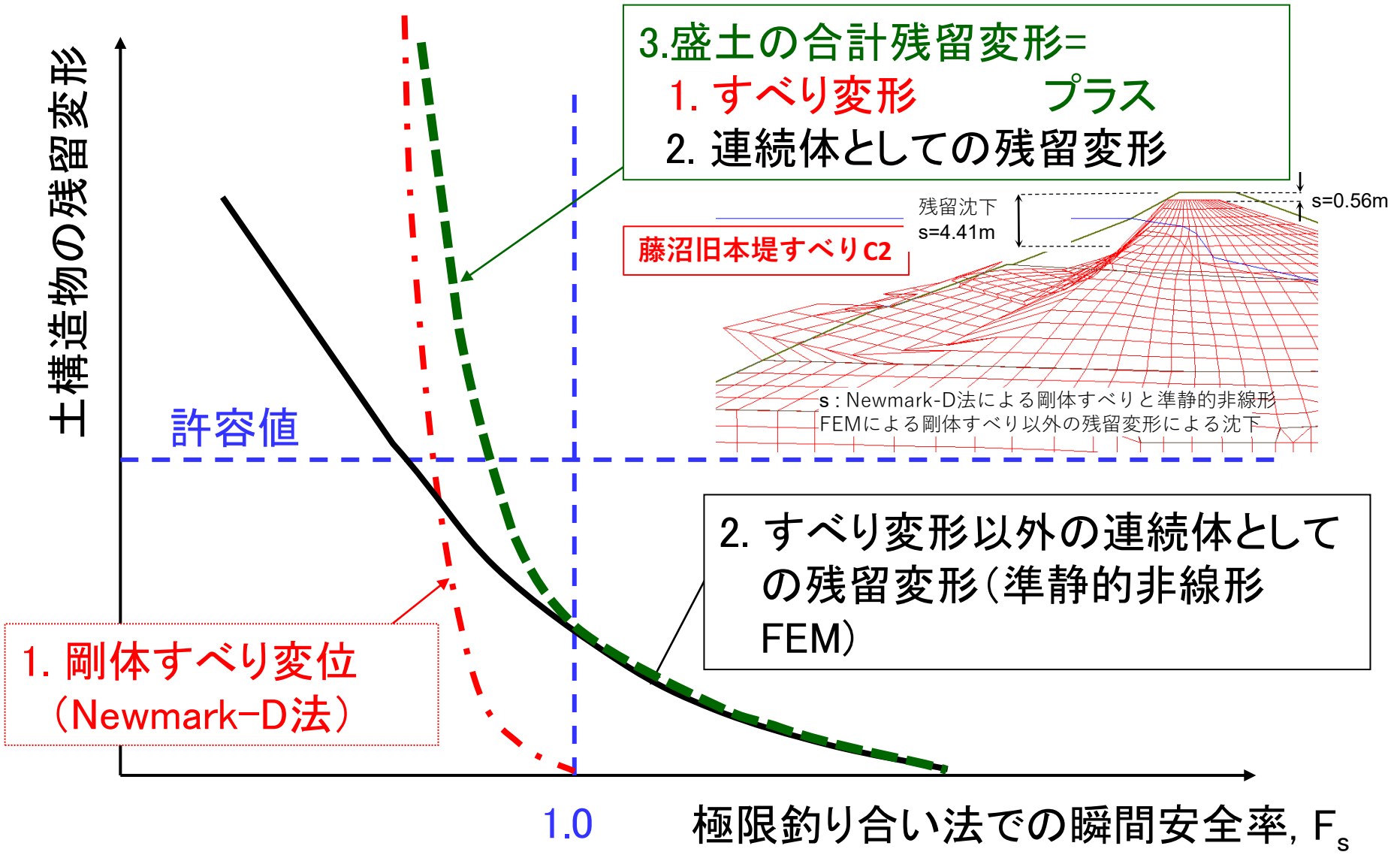




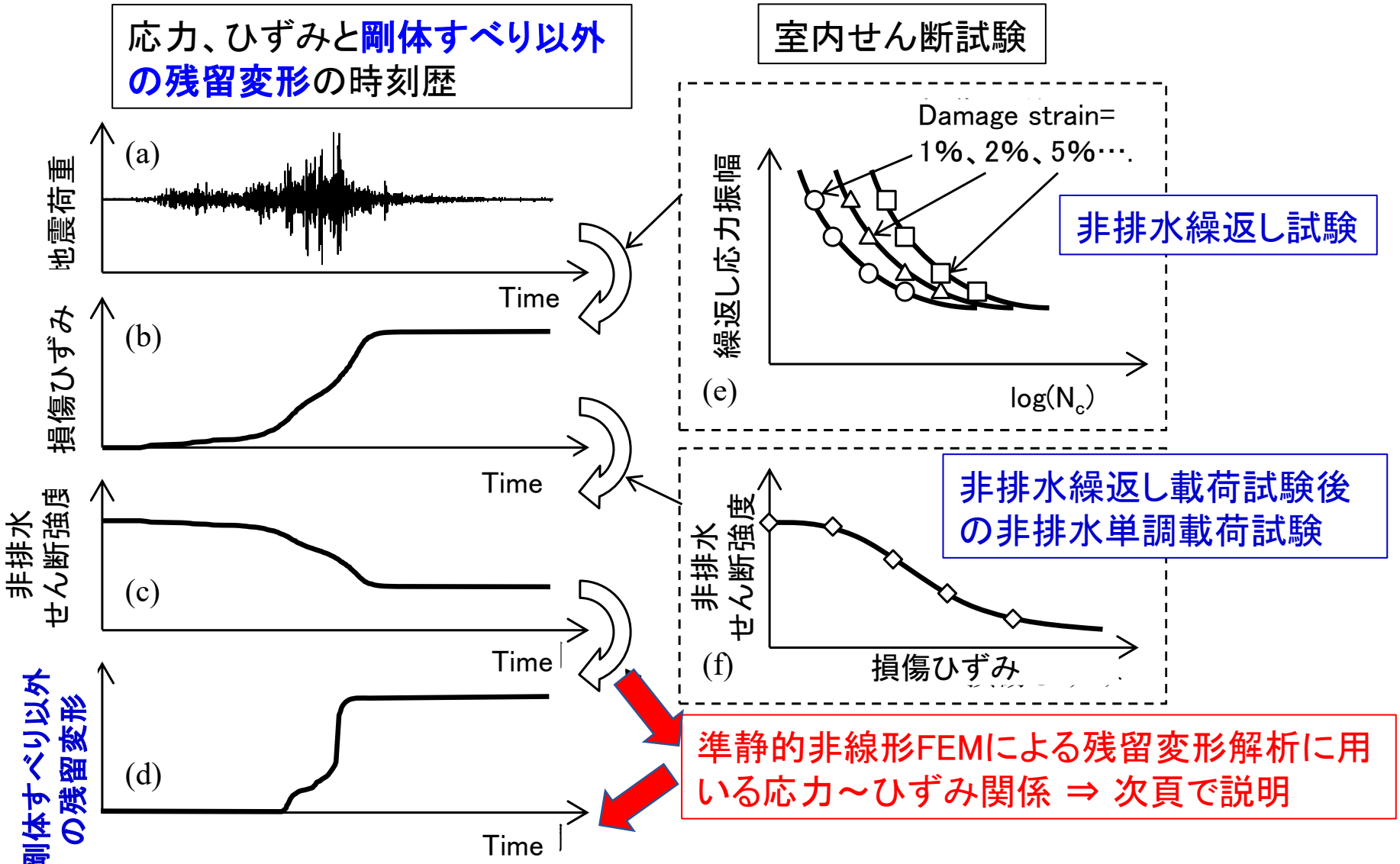




実務的な耐震診断：
Newmark−D法と準静的非線形FEMの組み合わせ



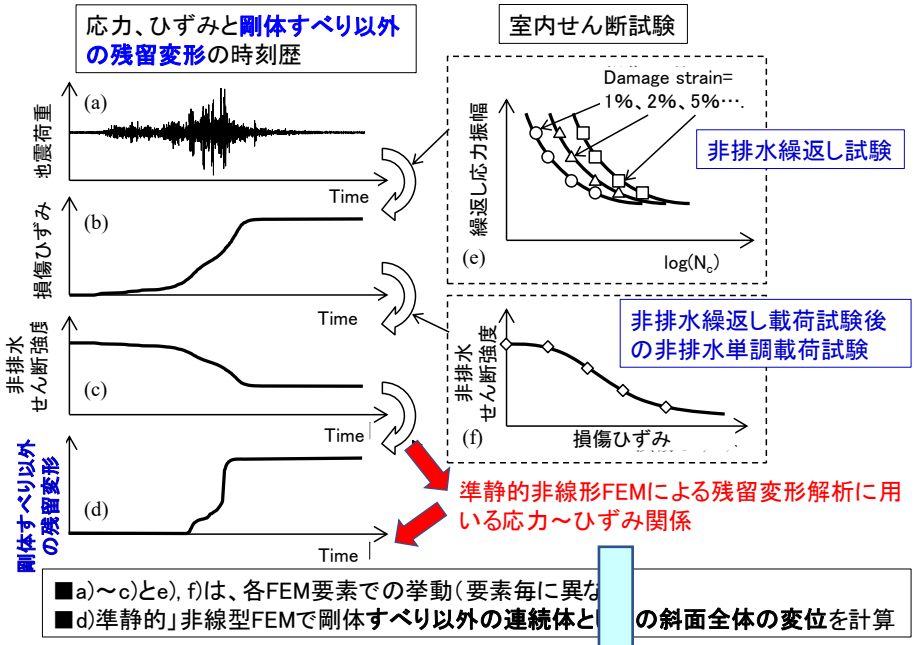
準静的非線形FEMによる剛体すべり以外の残留変形解析



■a)～c)とe), f)は、各FEM要素での挙動（要素毎に異なる）

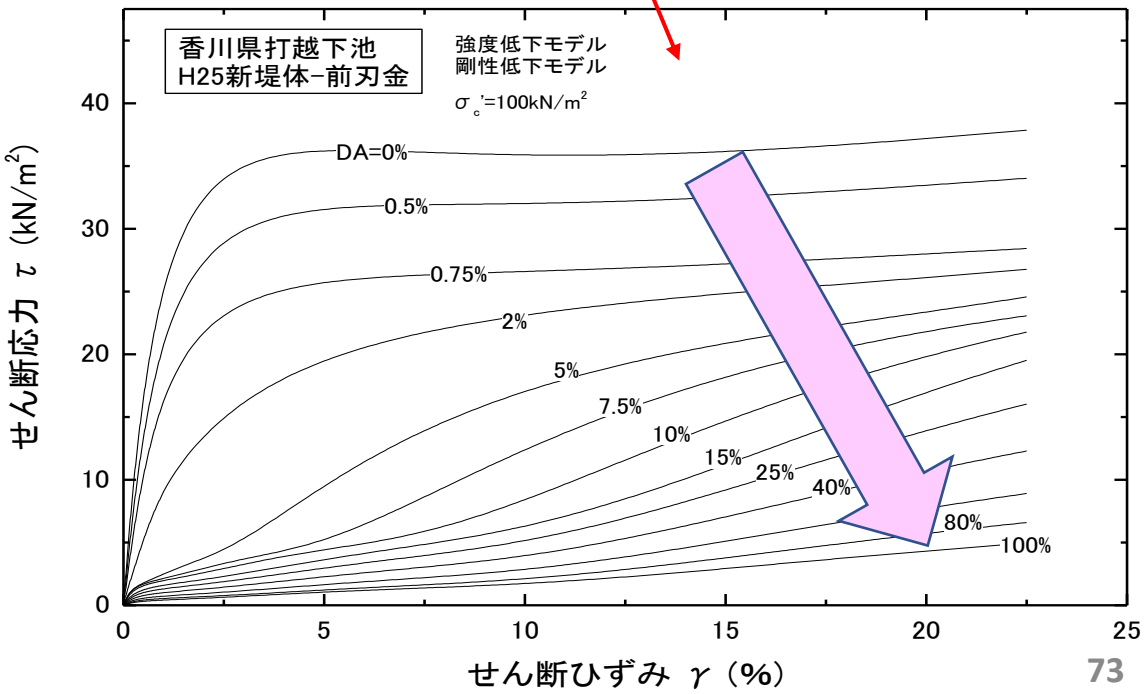
■d)準静的」非線型FEMで剛体**すべり以外の連続体としての斜面全体の変位**を計算

準静的非線形FEMによる剛体すべり以外の残留変形解析

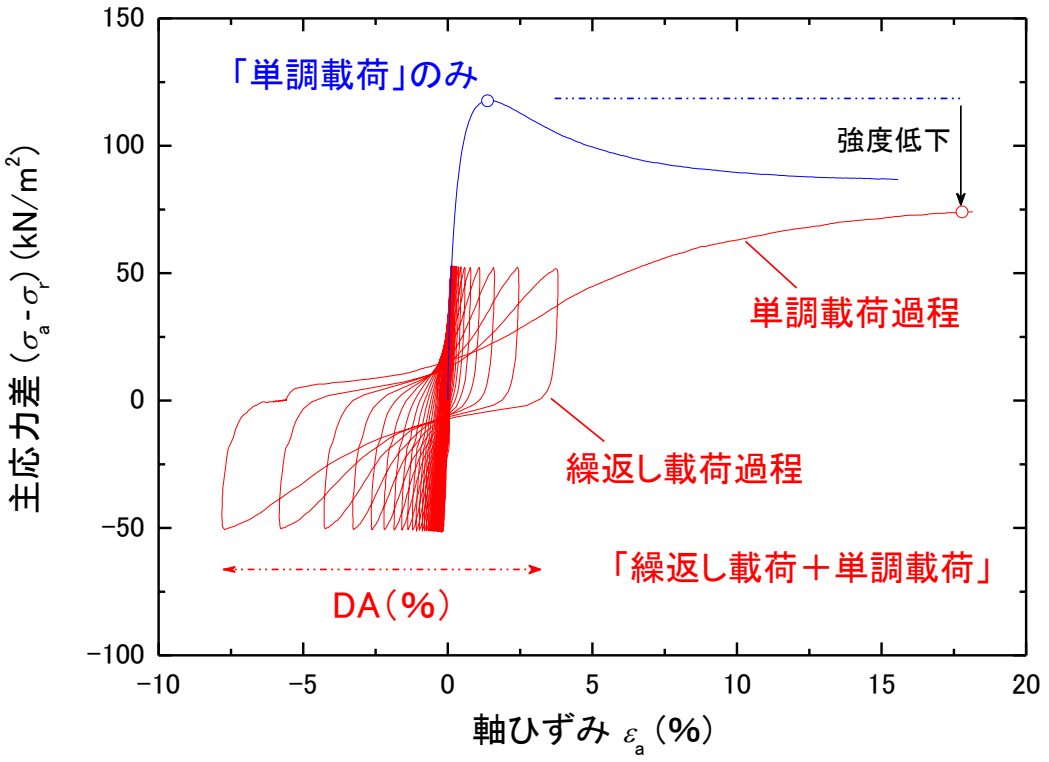


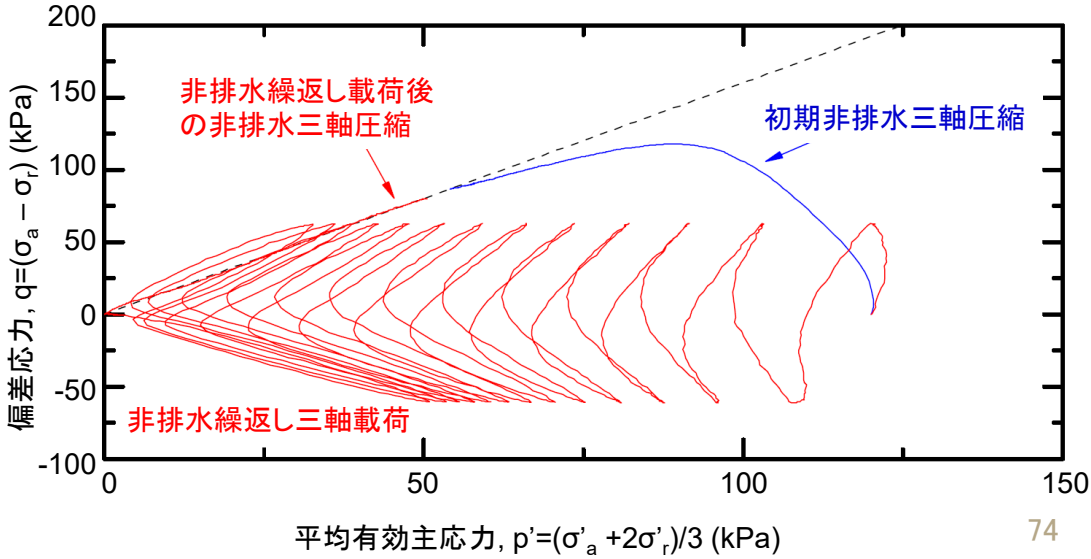
地震時の「非排水状態での応力～ひずみ関係」の例：

非排水繰返し載荷による損傷ひずみの増加に伴って劣化してゆく

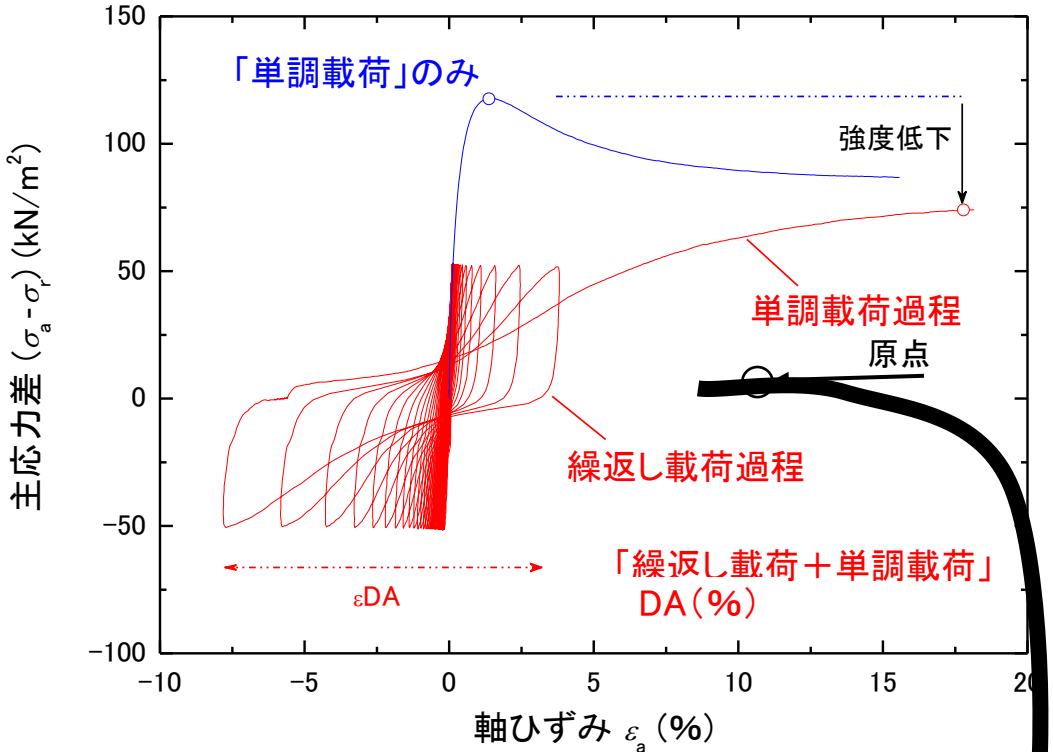


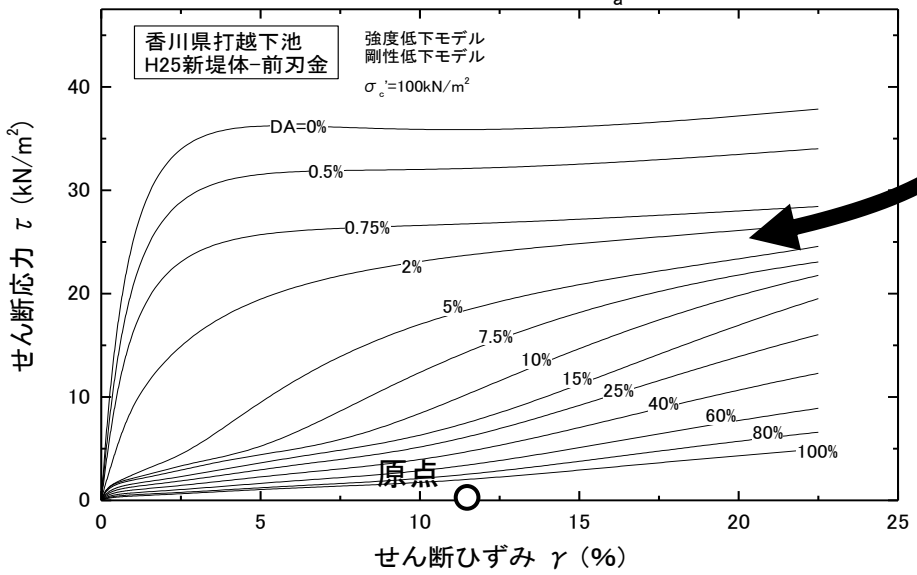
非排水条件での単調載荷試験と繰返し載荷試験の結果から、損傷ひずみの増加に伴って劣化してゆく応力～ひずみ関係を求めた例





非排水繰返し載荷試験での劣化してゆく応力～ひずみ関係の求めた例





それぞれの非排水繰返し載荷履歴を受けた後の単調載荷での応力･ひずみ関係群（原点から出発するように補正後）

非排水繰返し載荷によって劣化してゆく応力～ひずみ関係を用いる準静的非線形FEM解析による残留変形　⇒地震中の最大変形を最終残留変形とする

自重と地震荷重による作用せん断応力 τ_w

●: FEM解析を実施する
代表的なピーク応力状態

P: 最大ピーク応力状態

I: 中間応力状態

E: 地震動終了時

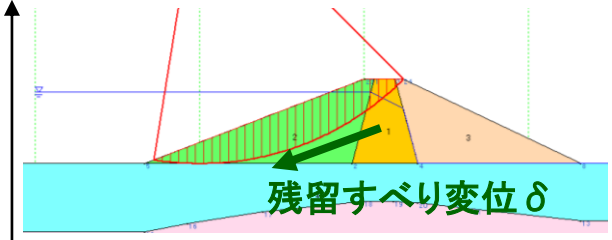
τ_i

自重による初期応力

0

time

各パルスでτ_wのピーク状態で生じるすべり変位 δ



②非常に緩い盛土:
Eで生じるδ=最大変位

E: 地震動終了時
（変位は自重で生じる）

①の②の何れも本解析法の解析対象。
何れの場合も最大変位を残留変形とする

Iでの δ=
最大変位

δ

①ある程度締固まった盛土:
Eで生じるδ ＜ Iでの最大変位

このδは、独立に実施した複数のFEM解析による変位⇒ほぼ非可逆、その最大値を最終残留変位とする

E: 地震動終了時

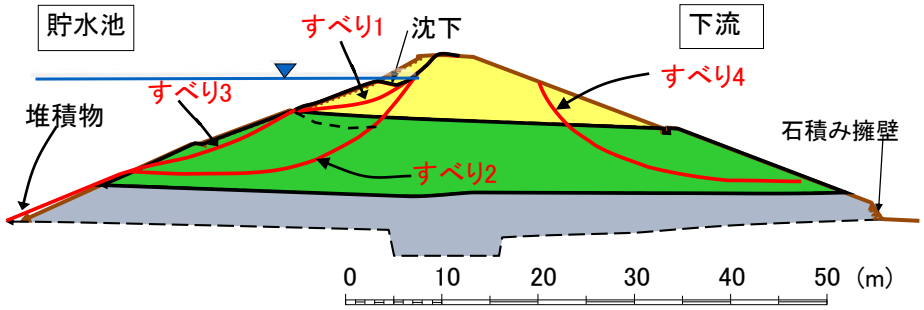
0

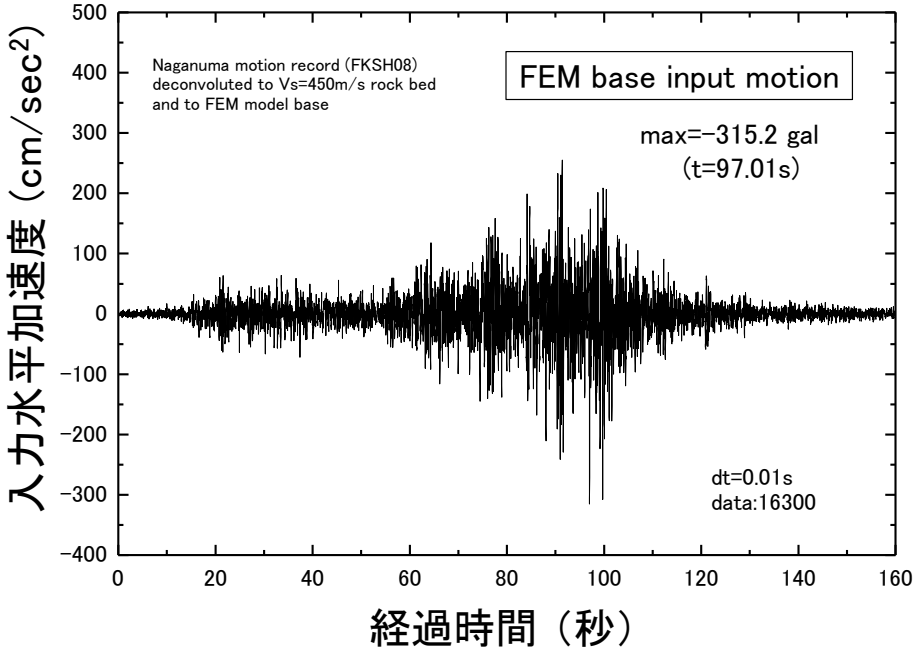
time

注: ①の場合は、Eでの変位だけを計算すると、最終残留変位を過小評価

準静的非線形FEMによる残留変形解析の例

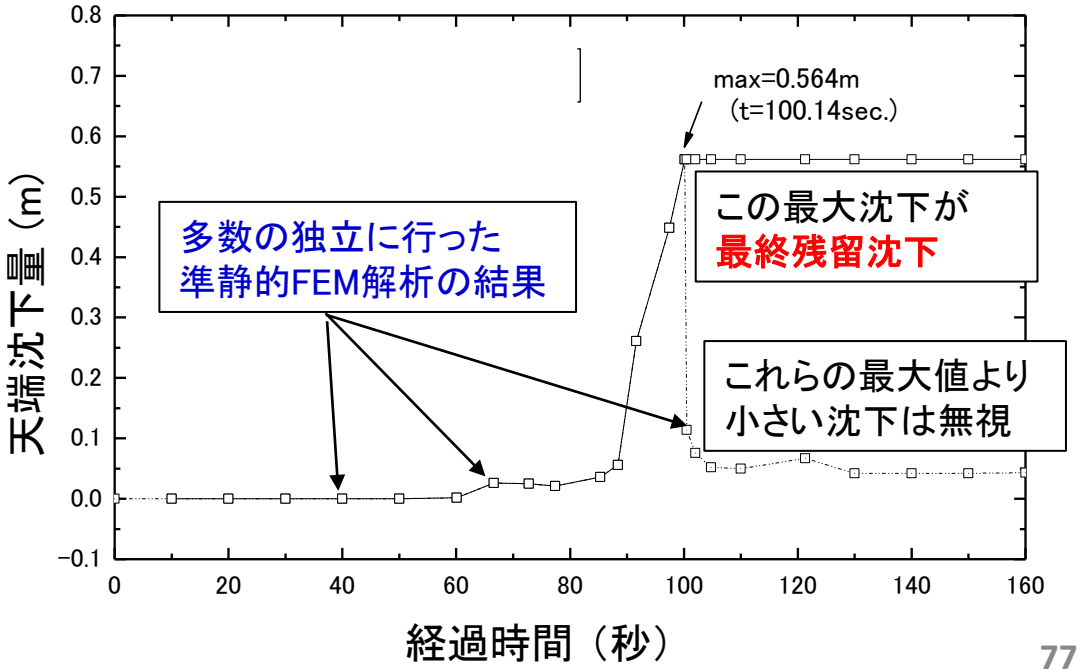
準静的の意味: 各FEM要素に「地震応答解析で求めた動的荷重」を静的に加える





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

「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



盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係

3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」

 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なる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-2

天端の総沈下量=

①1.07m + ②4.4 m= **5.47 m**:

①破壊モード1= 剛体すべり1 だけが生じる
②破壊モード3= 剛体すべり3 + 連続体変形が独立に生じた場合

① 破壊モード1: 剛体すべり1による 1.07 m

② 破壊モード2:

剛体すべり3による3.84mと

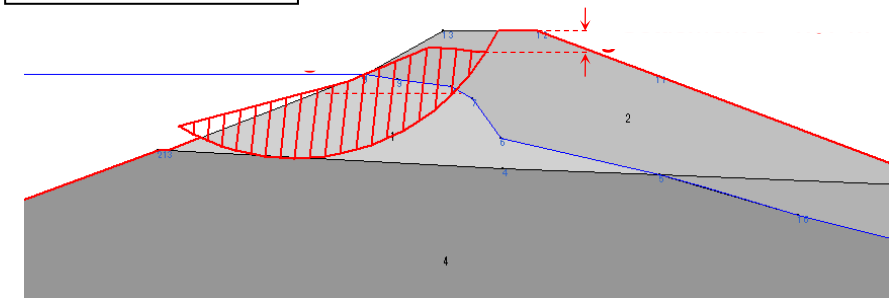
連続体変形による残留変形による0.56m

の合計= 4.4 m.

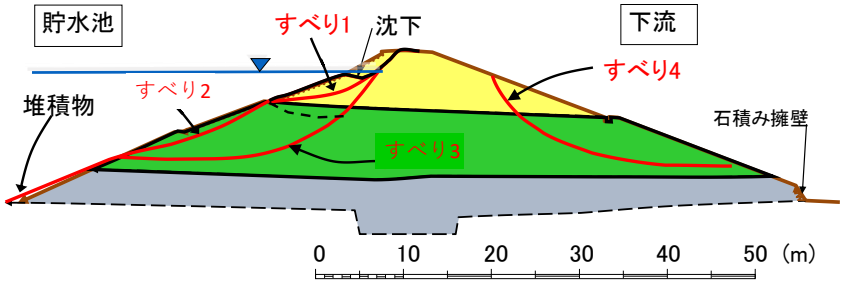
⇒解析結果は実際の現象と矛盾しない

モード1=
剛体すべり1

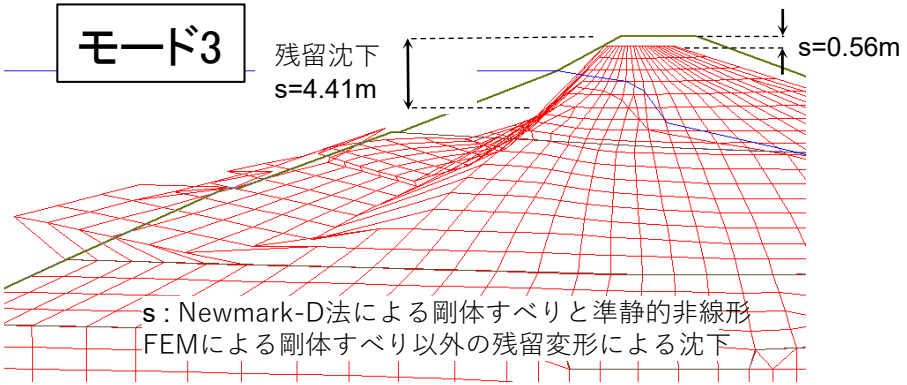
① s= 1.07 m



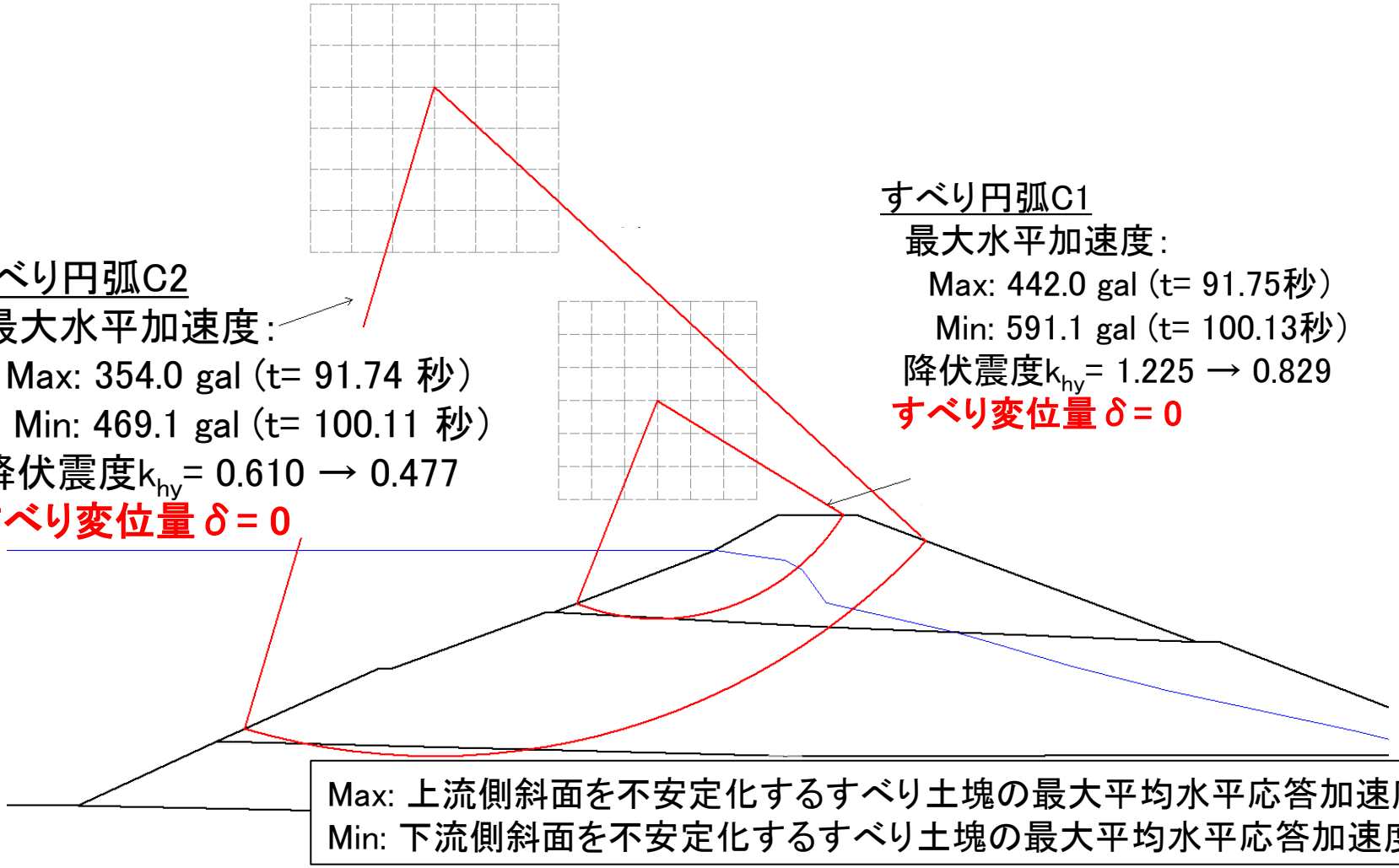




モード3

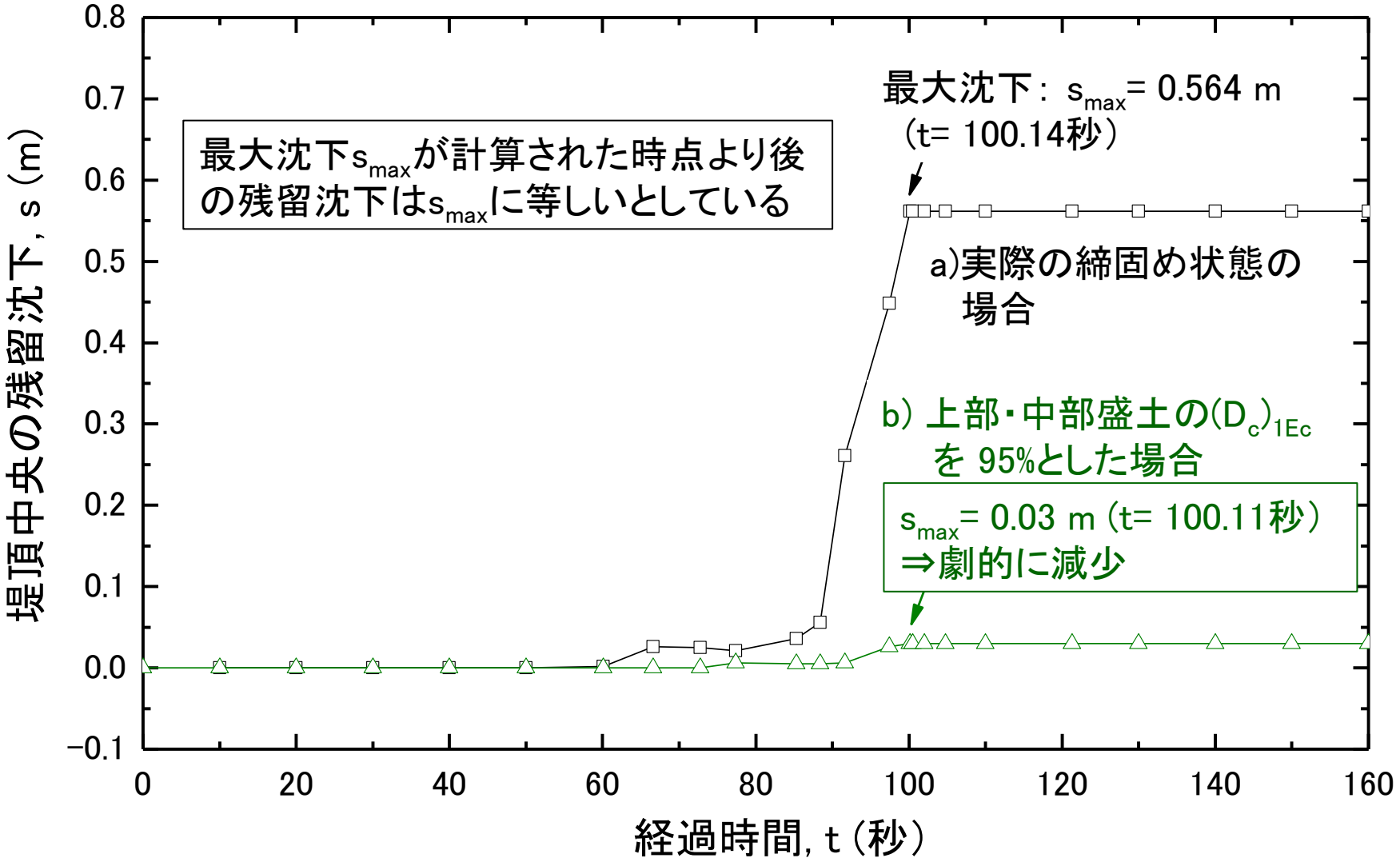


藤沼貯水池旧本堤の上部・中部盛土の$(D_c)_{1Ec}$が仮に95%であった場合でのNewmark-D法による二つの臨界すべり面　⇒　すべりは生じない



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: 実際の締固め度の場合と上部・中部盛土の$(D_c)_{1Ec}$が95%であった場合の比較



盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なる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

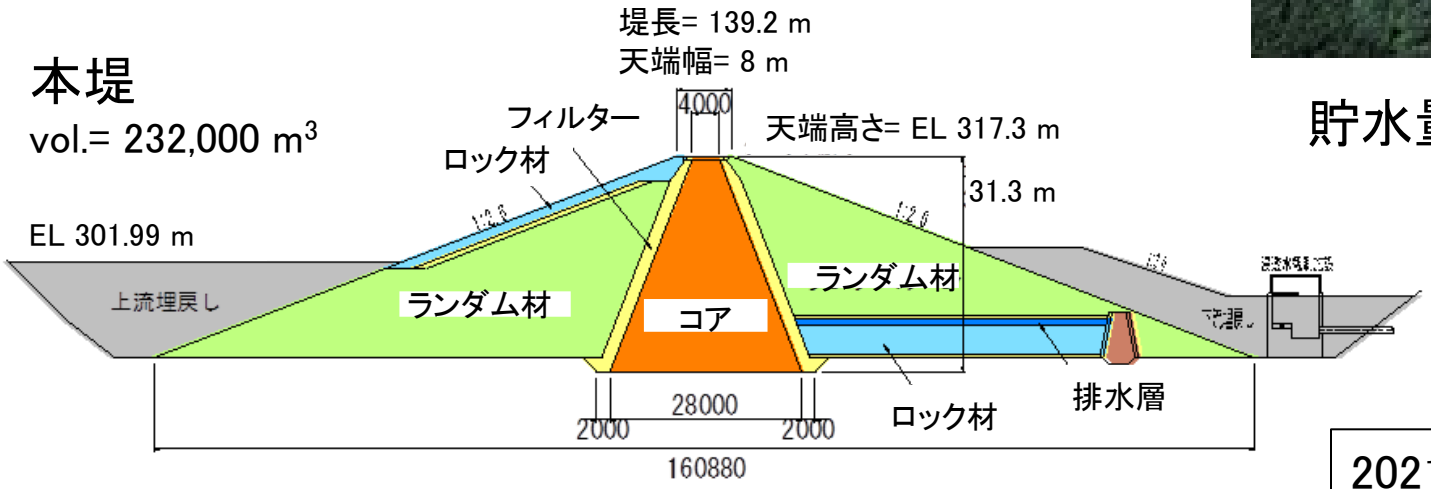
⇒ 適切な構造、適切な盛土材、飽和度管理を重視した締固め管理で実現



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

本堤

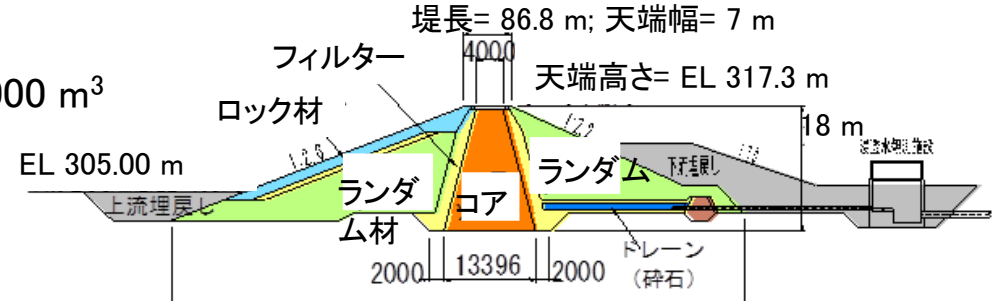
vol.= 232,000 m^3



貯水量= 1,500,000 m^3

副堤

vol.= 38,000 m^3



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

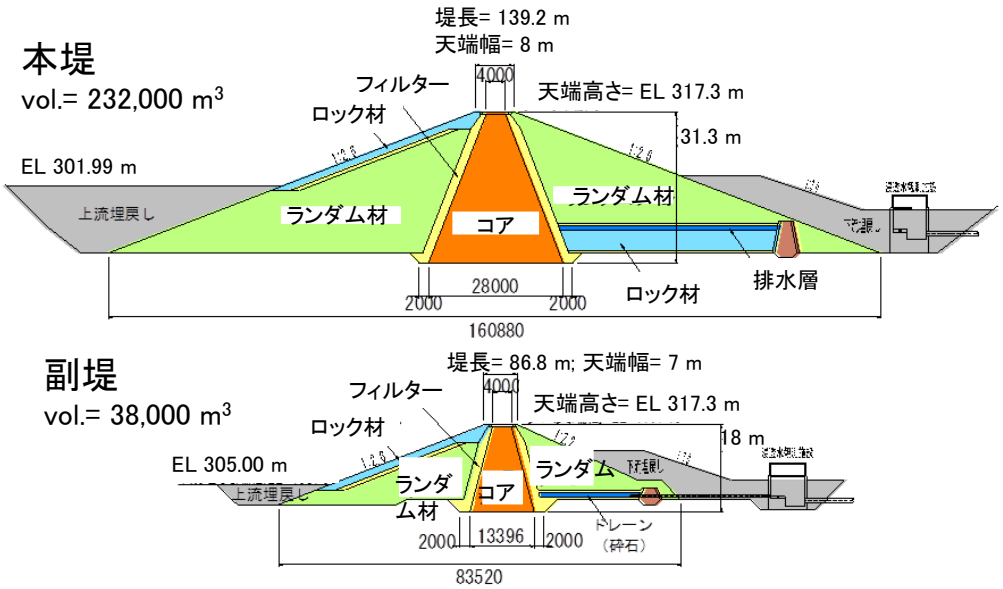
藤沼ダムの強化復旧(2013～2017年)

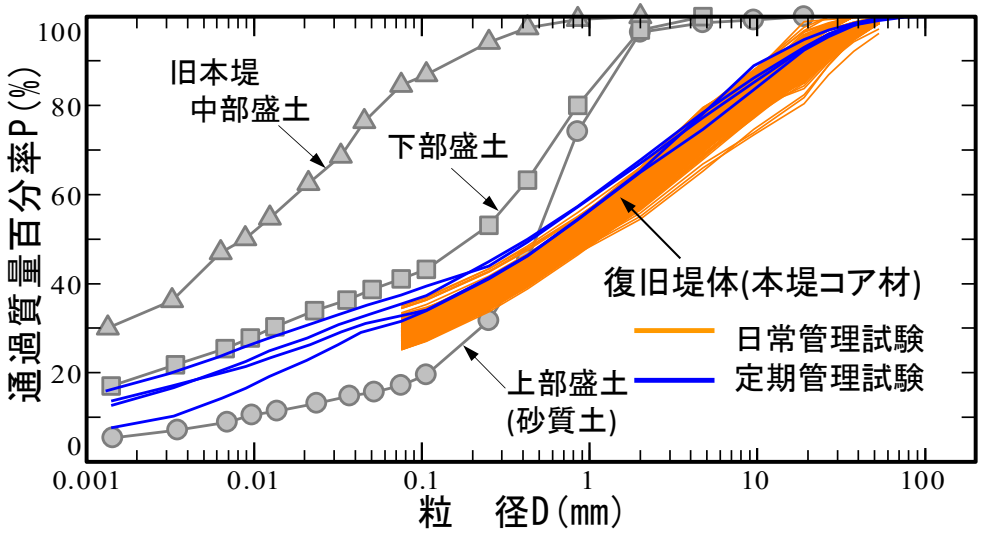
・要求性能1: 旧本堤が崩壊した地震動に対しても確実に安定
・要求性能2: 適切な建設コスト、高い維持管理性能
⇒ ①適切なダム構造
②適切な盛土材
③飽和度管理を重視した締固め管理
で実現

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

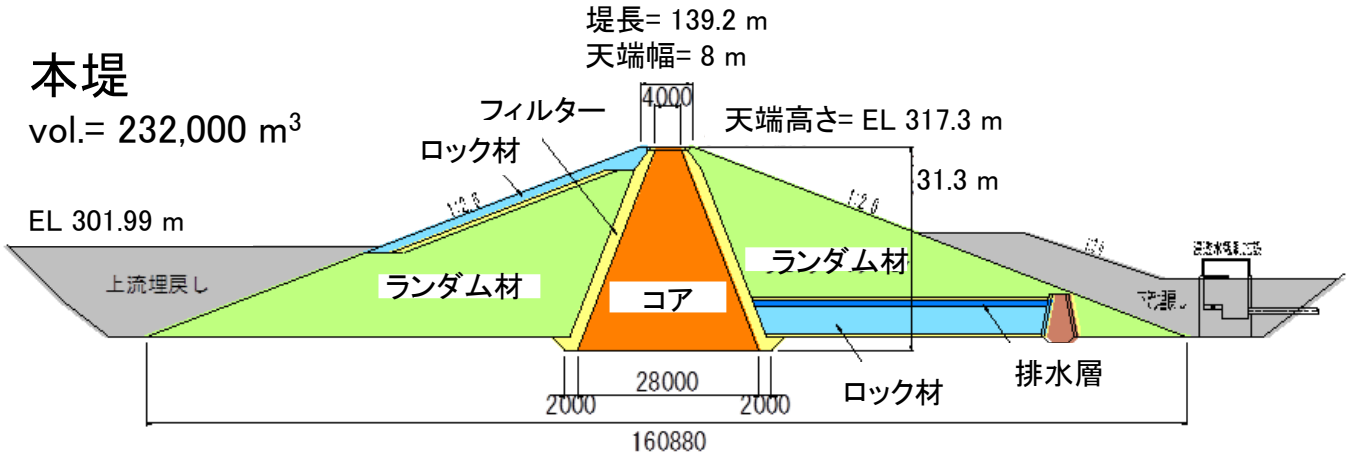
・2021年2月13日の地震(本堤堤頂での水平最大加速度298.5 gal、無被害)の挙動解析による解析法の検証(部分的ではあるが)

以下で説明



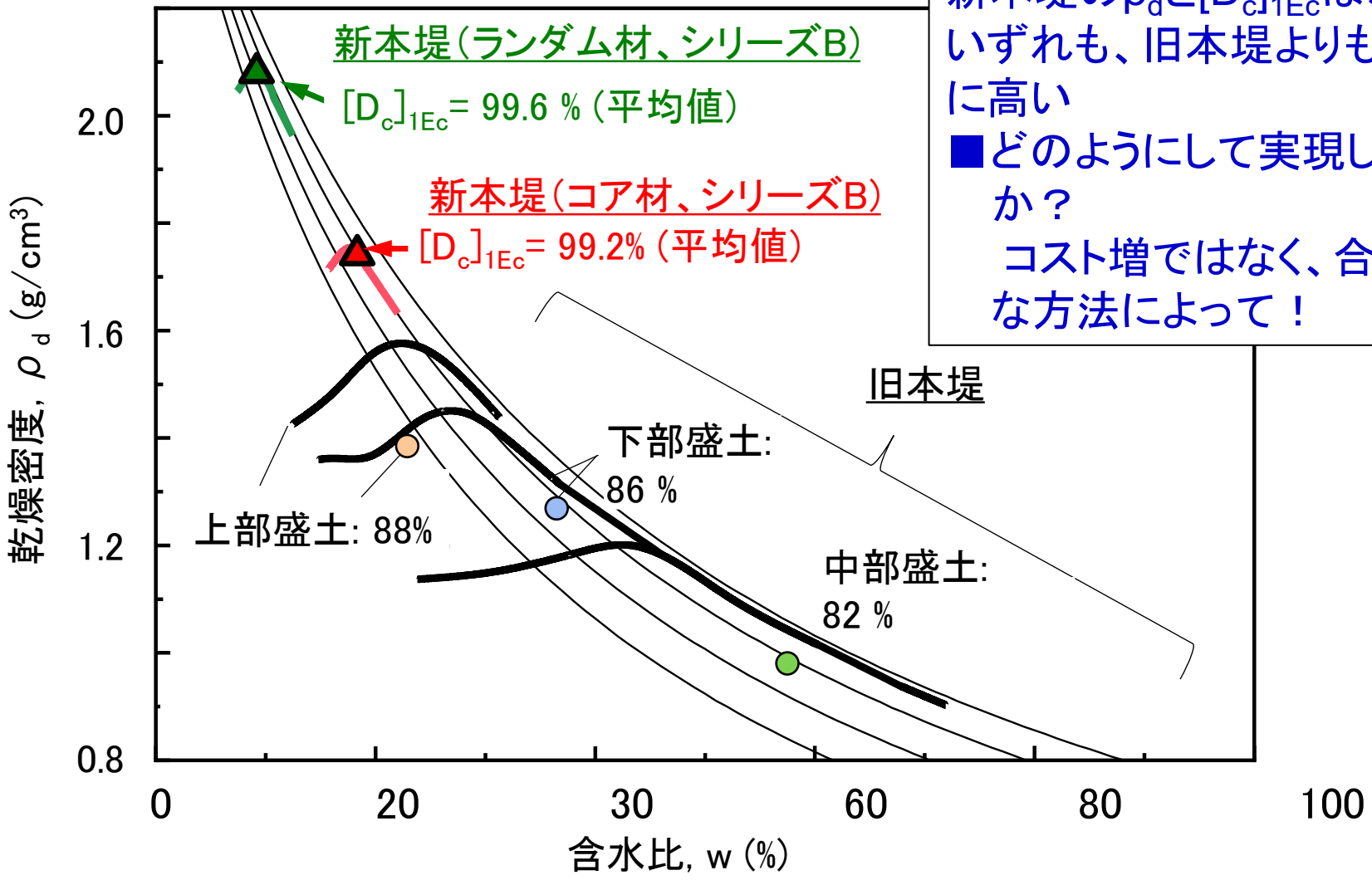


藤沼ダムの強化復旧（2013～2017年）





藤沼貯水池： 新旧本堤での締固め状態の比較



新本堤のρ_dと$[D_c]_{1Ec}$は、いずれも、旧本堤よりも遥かに高い

■どのようにして実現したのか？

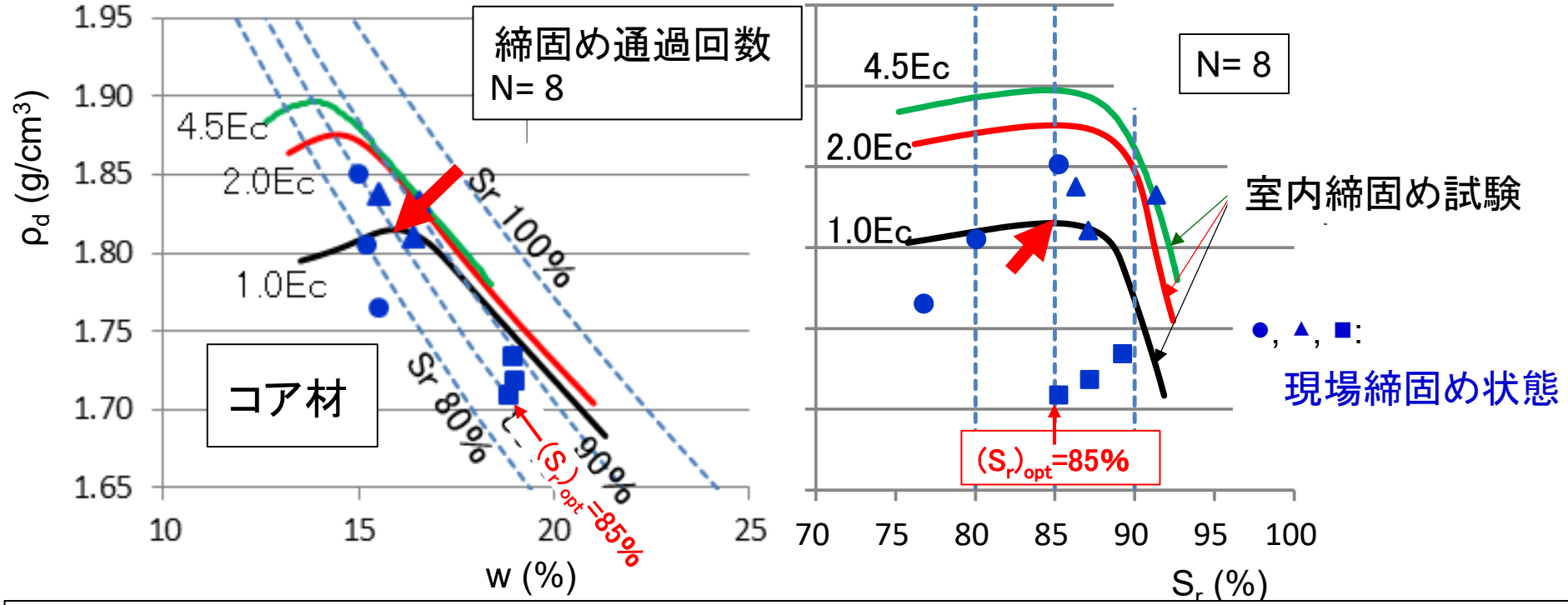
コスト増ではなく、合理的な方法によって！

新藤沼ダムのコア材の含水比を変化させた試験施工

20トン級振動
タンピングローラ



④締固め目標 T の設定:
$[D_c]_{1Ec}$= 100 %; S_r= $(S_r)_{opt}$;
w_{target}= $(w_{opt})_{1Ec}$
= $(w_{opt})_{1.5Ec}$ + 0.5%



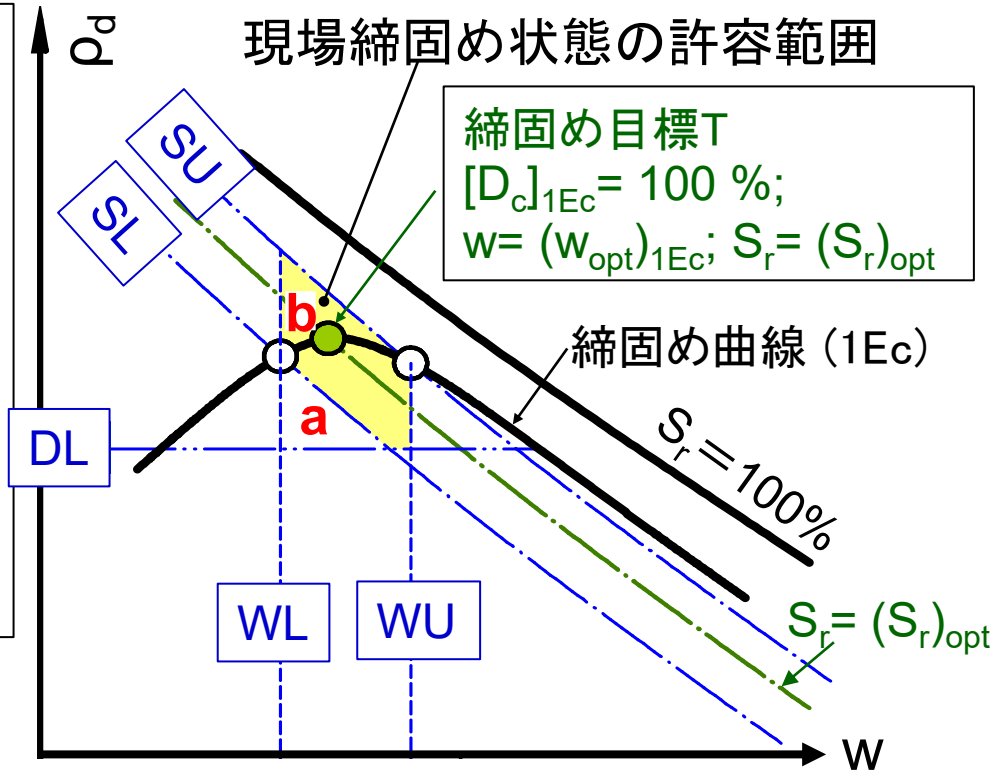
①“原位置で$(\rho_d)_{max}$が得られるS_r”≈“室内締固め試験による$(S_r)_{opt}$= 85 %”
②現場CEL≈1.5Ec ⇒「確実に実現すべき現場CEL=1Ec」を規定
③慣用的施工含水比としての$(w_{opt})_{1Ec}$+ 3%= 19% では、明確に過転圧

従来は設定しない締固め目標Tを設定:

- 目標w=「試験施工（原位置CEL_f≈1.5Ec）でのw_{opt}」+0.5%* = $(w_{opt})_{1Ec}$

*実施工ではCEL_f=1.5Ec付近が想定されるので、このwでは締固めた盛土が若干湿潤側となり透水係数kが極小化すると想定できる

- 目標ρ_d= $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$：試験施工では、確実に実現できていることから、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管理を追加**

■S_rの上下限値管理(SU+SL)の目的：
S_r= $(S_r)_{opt}$でのρ_d= $(\rho_d)_{max}$の実現

■S_rの下限値管理(SL)の目的：

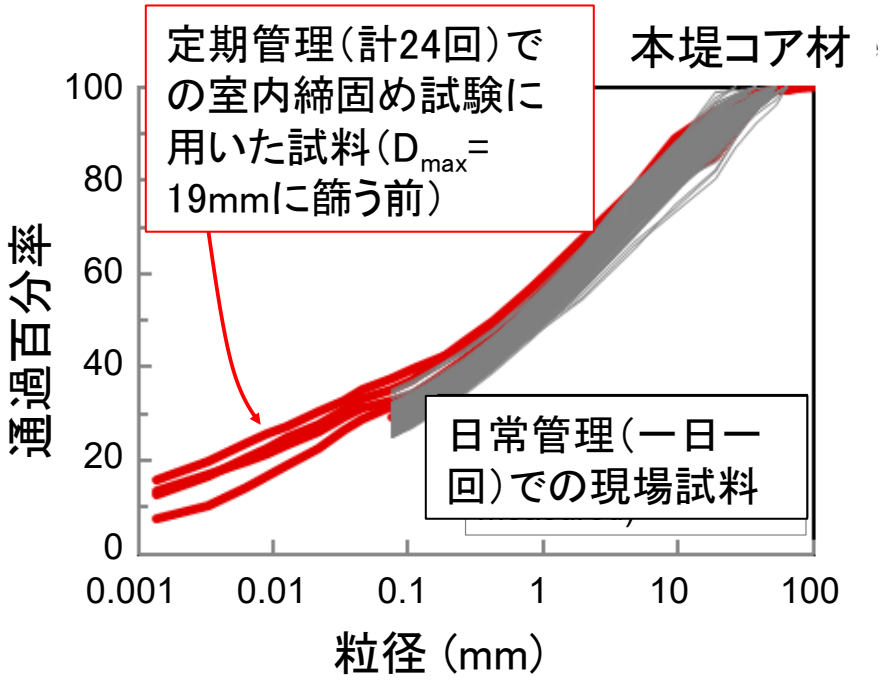
① ρ_dとS_rが低すぎて、kが高く湿潤時コラプスが大きくなる領域aを排除。SLによって、wの許容下限値を下げても領域aを排除できることが重要。

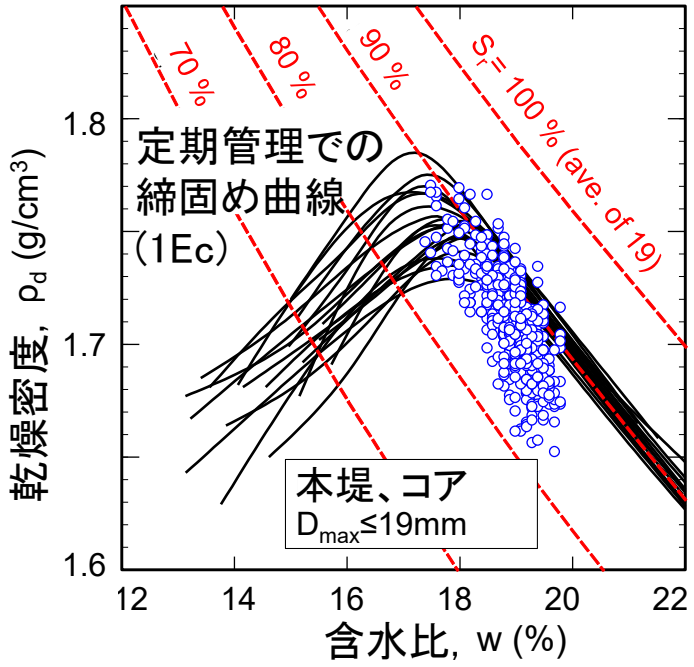
② wの許容下限値の下げることにより、ρ_dとS_rが高い領域bでの締固めを促進

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



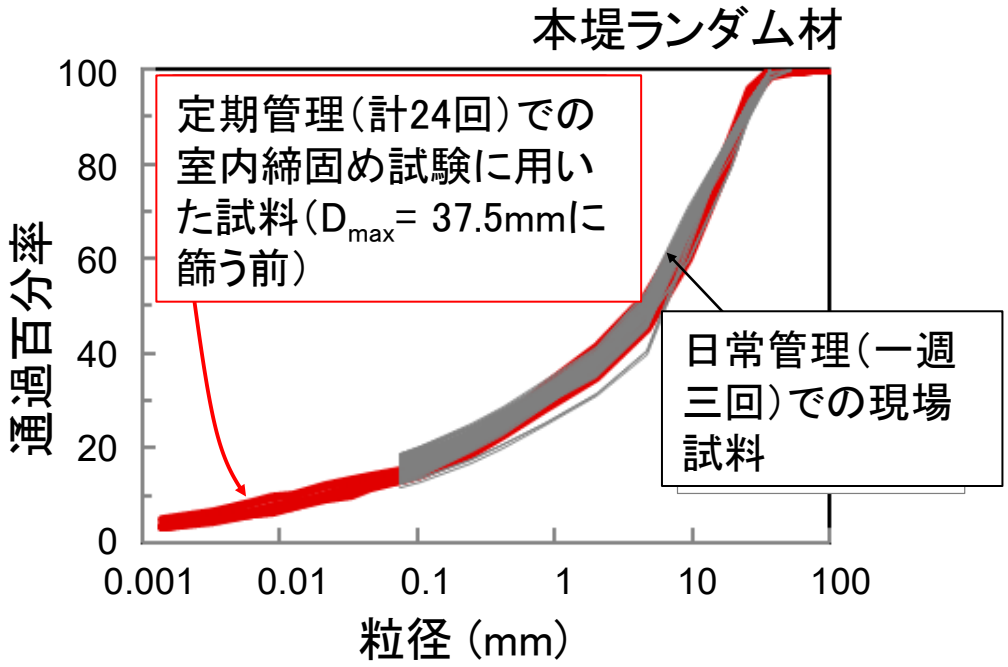


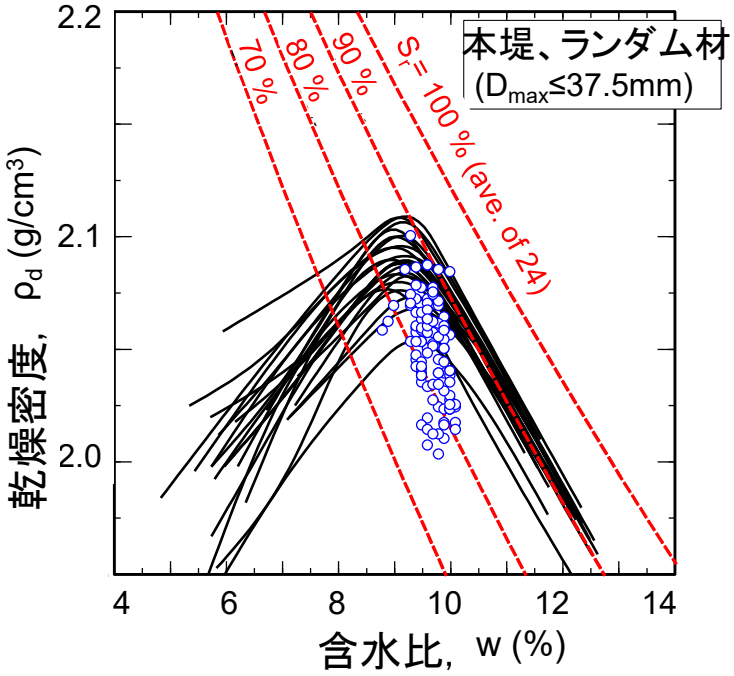
コア材：（右図）締固め曲線と現場締固め状態はD_{max}= 19mmに篩った部分で評価

⇒現場状態での強度・変形特性と透水係数は、D_{max}= 19mmの部分での値に等しいと仮定

■D >19mmの試料の割合は小さいので、この仮定の誤差は小さい
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： 締固め曲線と現場締固め状態はD_{max}= 37.5 mmに篩った部分で評価
⇒現場状態での強度・変形特性と透水係数は、D_{max}= 37.5 mmの部分での値に等しいと仮定（D >37.5mmの部分の盛土材全体での割合は小さいので、この仮定の誤差は小さい、誤差があっても安全側

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

日常管理：　原位置締固めの測定状態○は、大きくばらついた。

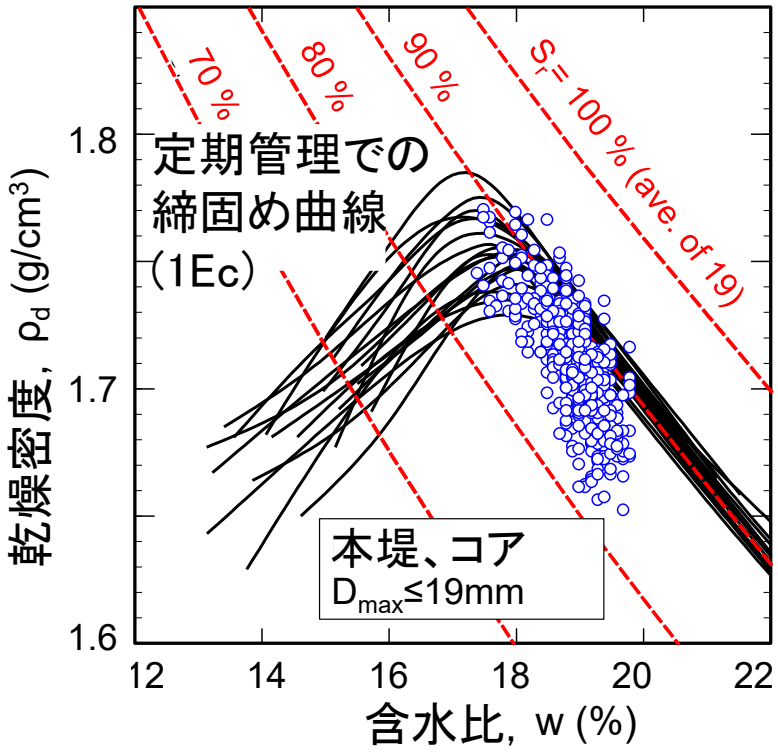
理由① 3,000 m^{3}毎の代表試料の締固め曲線が、大きくばらついたため。

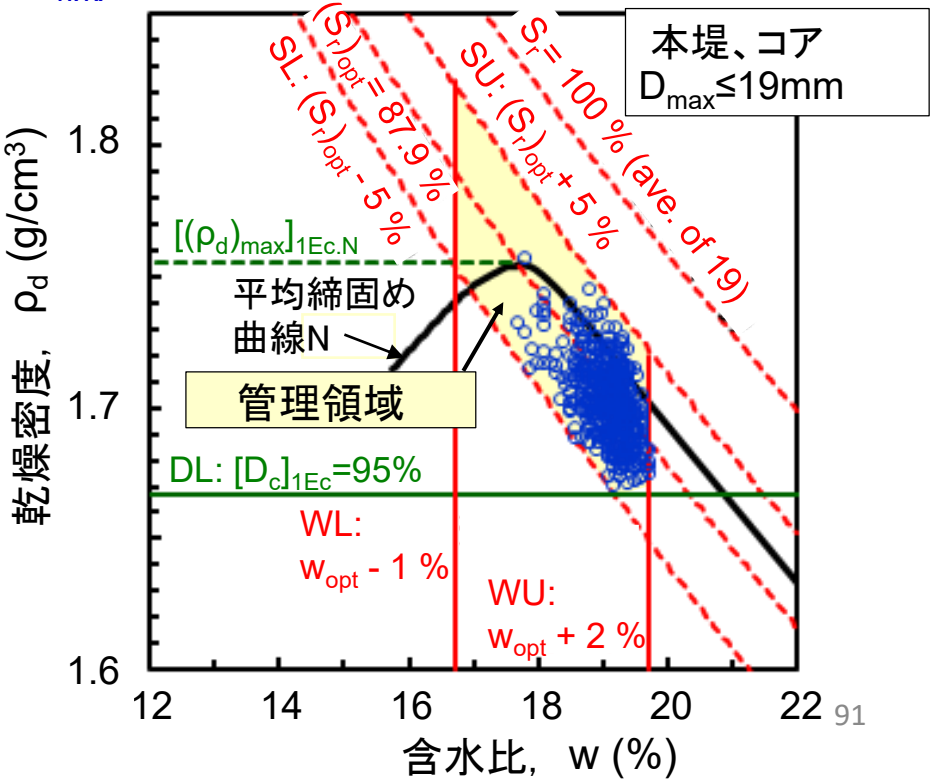
理由②各原位置締固め状態は、対応する締固め曲線に対して大きくばらついた。

⇒下左図で、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、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。

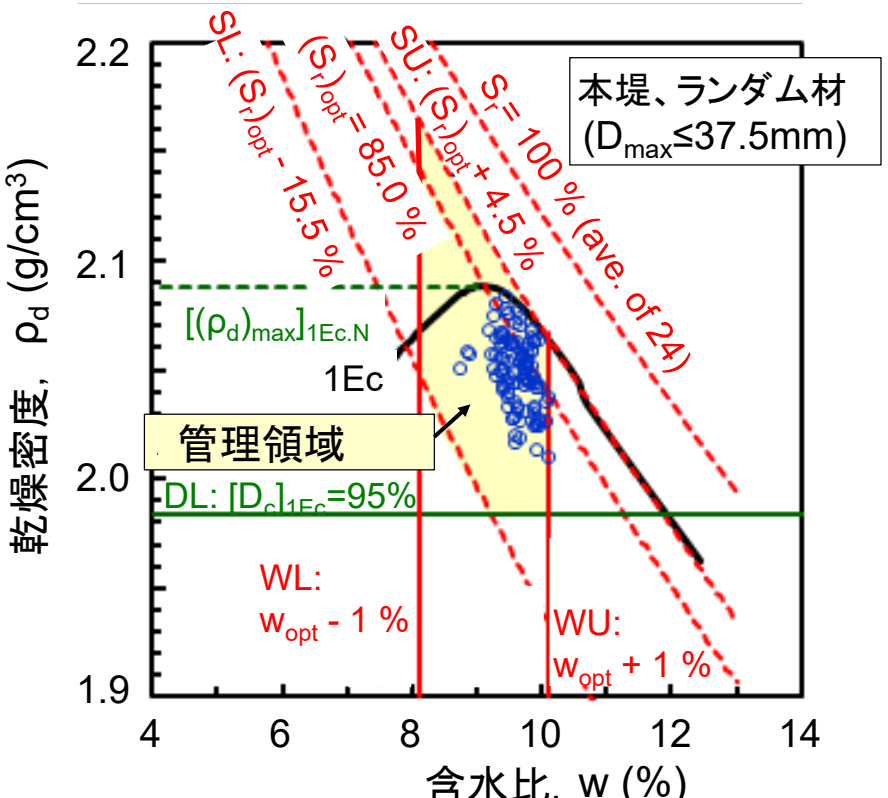
②それぞれの現場締固め状態（ρ_d, w)（○印）を、平均締固め曲線Nに対して再プロット。ただし、1)S_rを原位置での値に維持し、2)締固め度を「現場ρ_d」/「対応する代表試料の締固め曲線での$(\rho_d)_{max}$」の比に保った。→ 管理領域と比較。

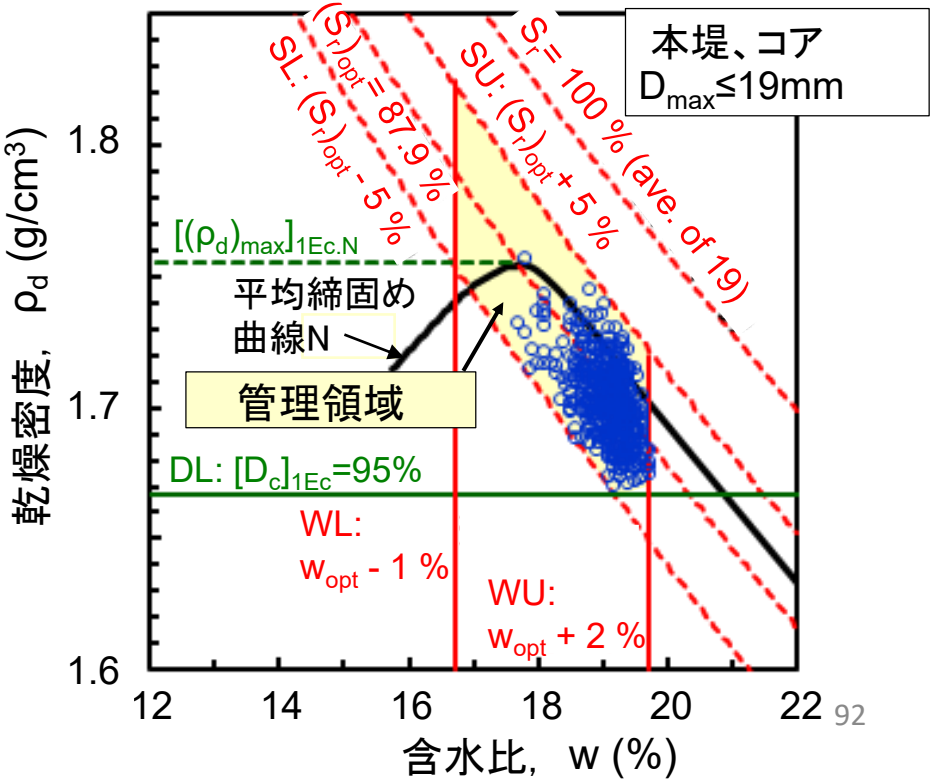




・全ての現場締固め状態(○)は、管理領域内に位置⇒実施された盛土工は承認
・飽和度の上下限値管理は、通常の施工において、無理なく実施できた

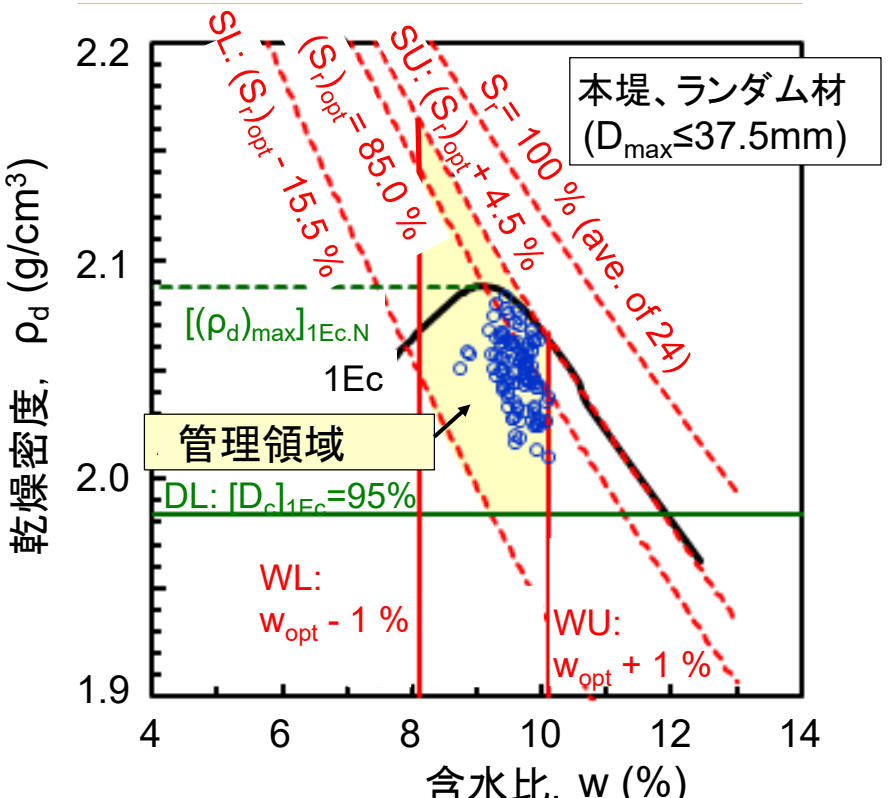
しかし、現場締固め状態(○)は管理領域内の湿潤・低乾燥密度側に偏っている。この傾向は、ランダム材よりも細粒分含有率が大きいコア材で明瞭。さらに、コア材では、細粒分含有率が大きいほど湿潤・低乾燥密度側に偏る傾向を示すことを確認
⇒次頁に示すように設計時には目標Tでの締固め状態を想定してレベル2設計地震動に対して安定解析をしているので、この締固め状態(○)が事実かどうか、確認することになった。

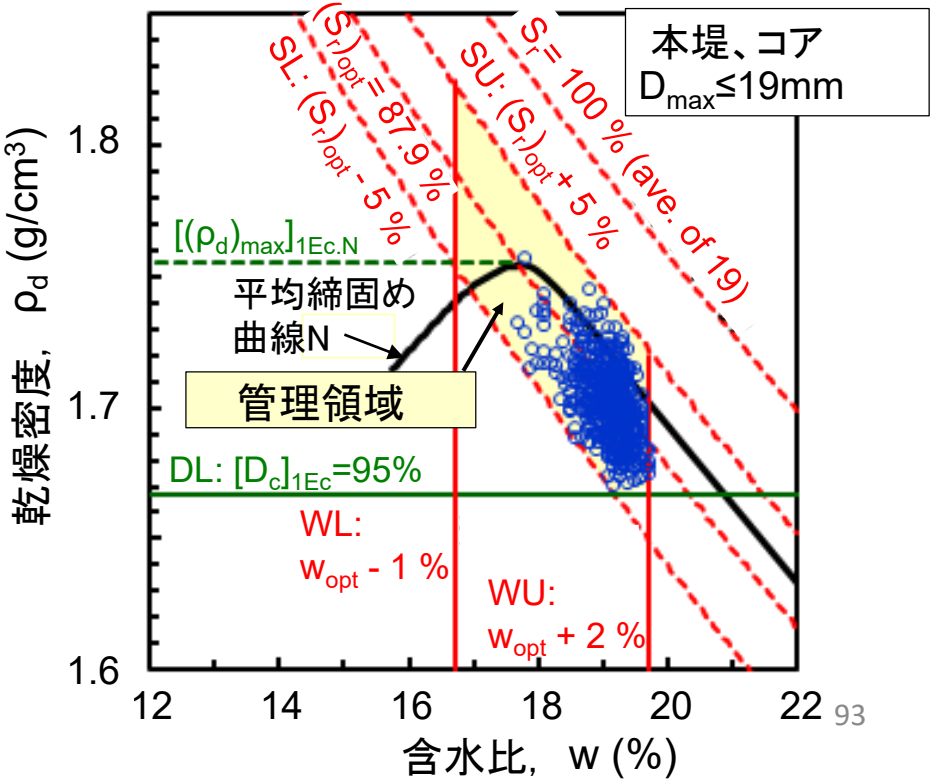




現場締固め状態(○)は管理領域内の湿潤・低乾燥密度側に偏っている
特に、細粒分含有率が大きいコア材で明瞭。さらに、コア材で細粒分含有率が大きいほど湿潤・低乾燥密度側に偏る傾向

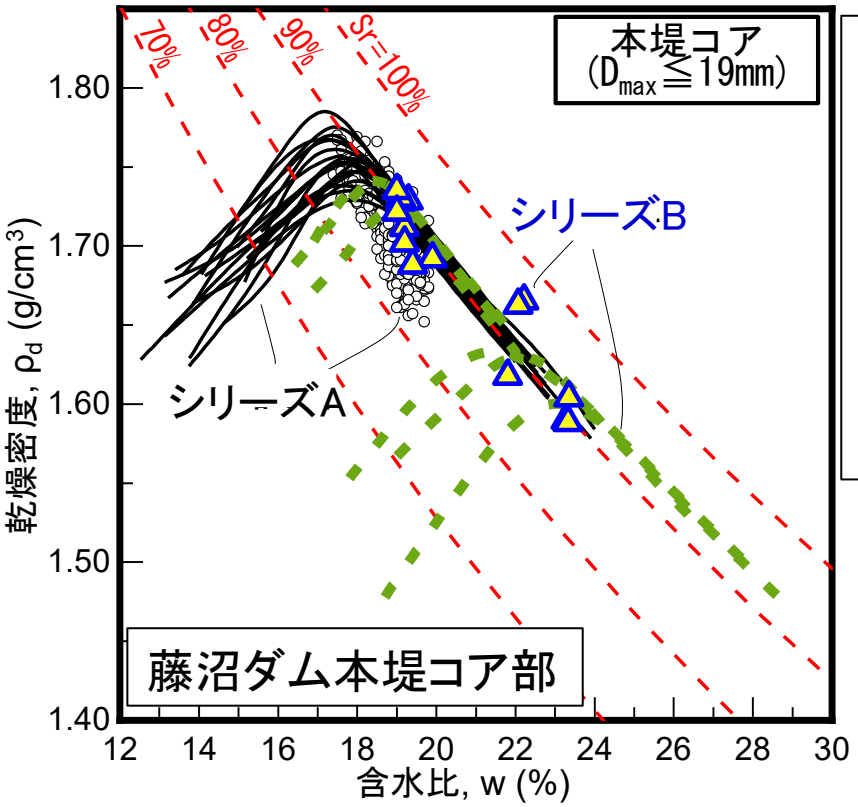
（考えられる原因）
「室内締固め試験で$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$を計測した盛土材の代表試料」は、
「現場の個々の場所でρ_dを計測した締固めた盛土」を代表していない可能性
（原因）・土質の偏りを生むような代表試料の採取法、盛土材の土質のバラツキ
⇒検討作業の実施（次頁）





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

シリーズB（新たに実施）：破線は、現場締固め状態を測定した箇所から採取した試料を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線（現場での本当の締固め曲線）（これは、代表試料の締固め曲線とは異なる注）　△印は、現場締固め状態



注：　シリーズAにおいて、盛土材から代表試料を採取して室内締固め試験用のD<19mmの試料に篩い分けた際、細粒の塊を礫粒子とみなして一定程度排除したため、代表試料の細粒分含有率は現場で締固めた試料よりも小さくなり、締固め曲線がシリーズBで得た現場での実際の締固め曲線よりも左上方に位置した、と思われる

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

シリーズB（新たに実施）：破線は、現場締固め状態を測定した箇所から採取した試料を用いた室内締固め試験(1Ec)による締固め曲線（現場での本当の締固め曲線）（これは、代表試料の締固め曲線とは異なる注）
△印は、現場締固め状態

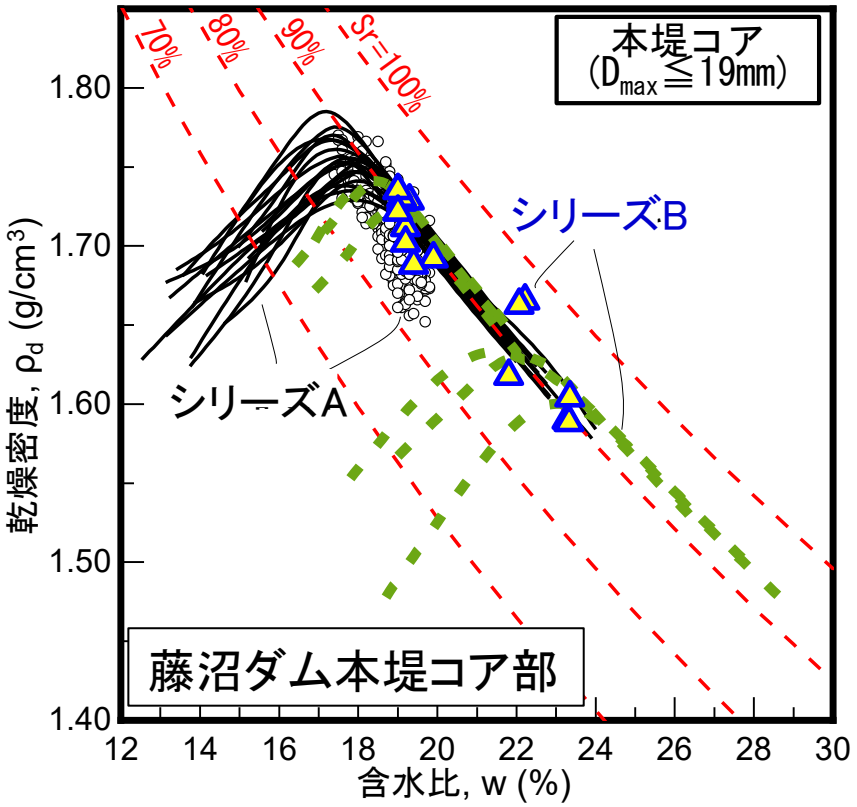
N: シリーズAでの締固め曲線の平均曲線

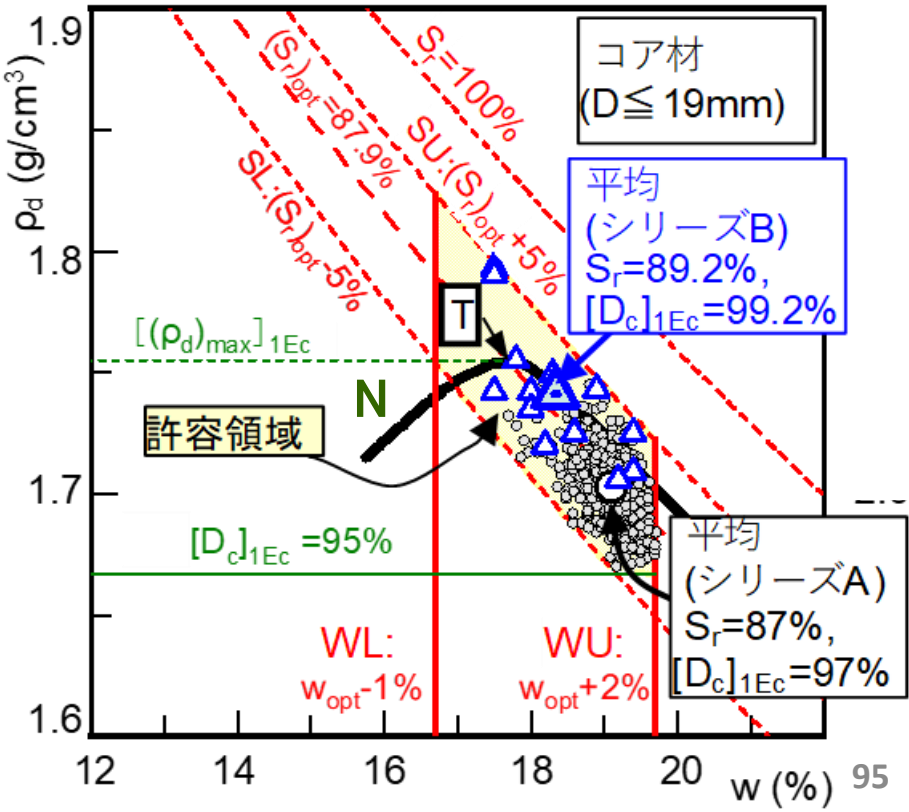
○：シリーズAでの個々の現場締固め状態（Nに対して再プロットした結果）

△: 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）

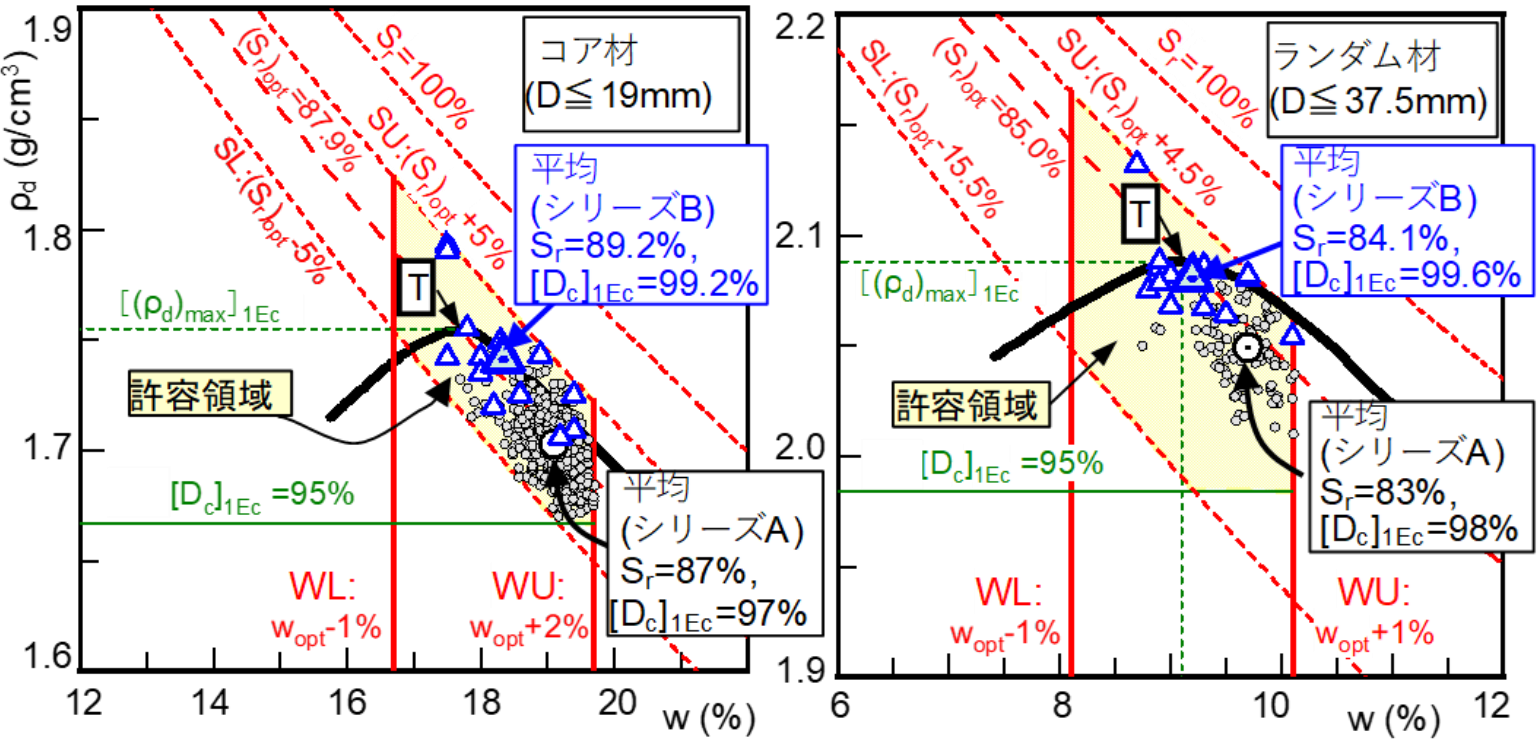
各△での$[D_c]_{1Ec}$は、「現場ρ_d」を「その測定地点で採取した試料の室内締固め試験で求めた$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$」で除して得た正しい値

⇒シリーズAのデータよりも信頼できる





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

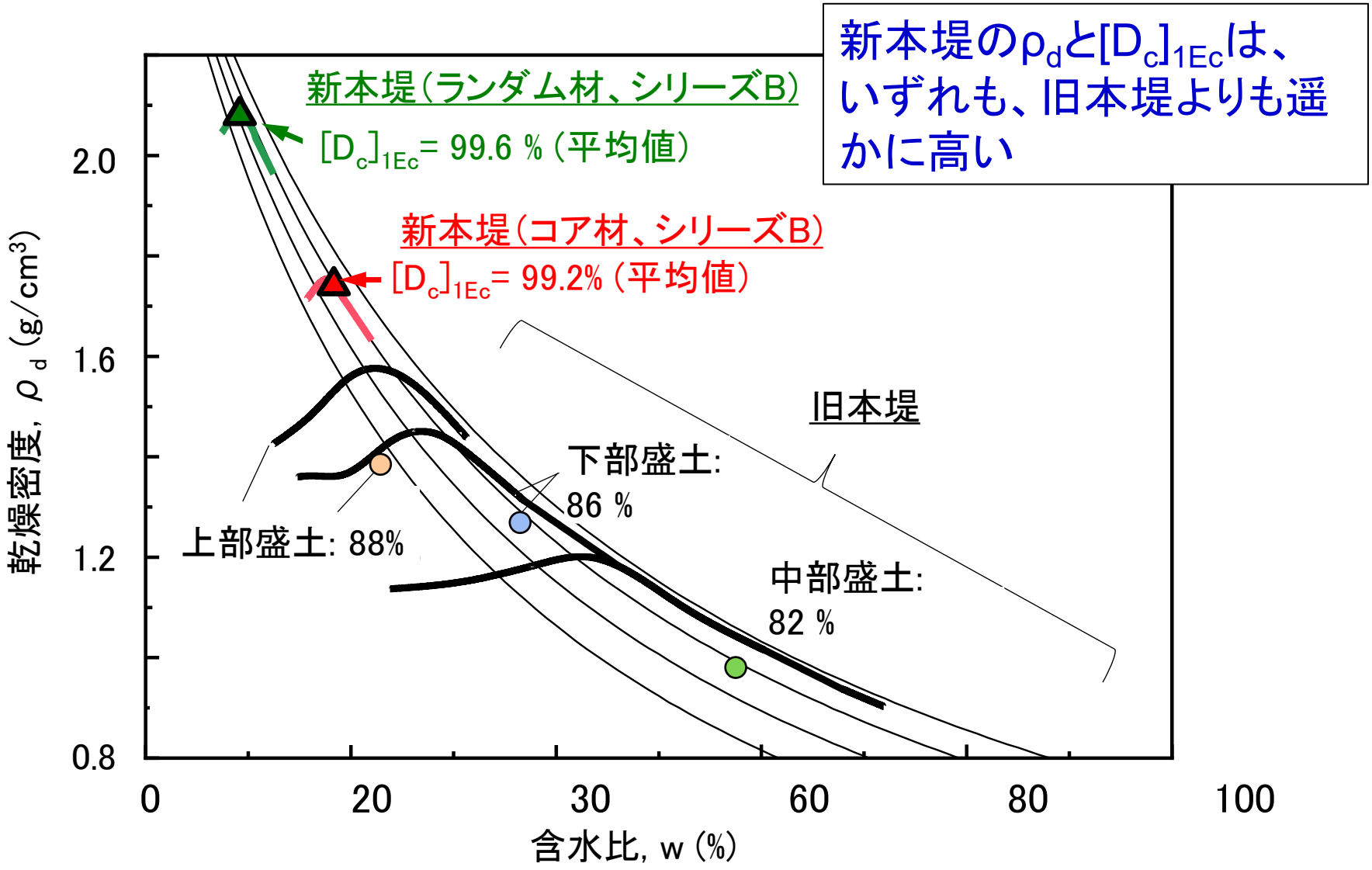


シリーズB: 現場ρ$_d$の測定地点の試料で室内[(ρ$_d$)$_{max}$]$_{1Ec}$を測定→正確な[D$_c$]$_{1Ec}$

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、この場合、Bでの値を過小評価

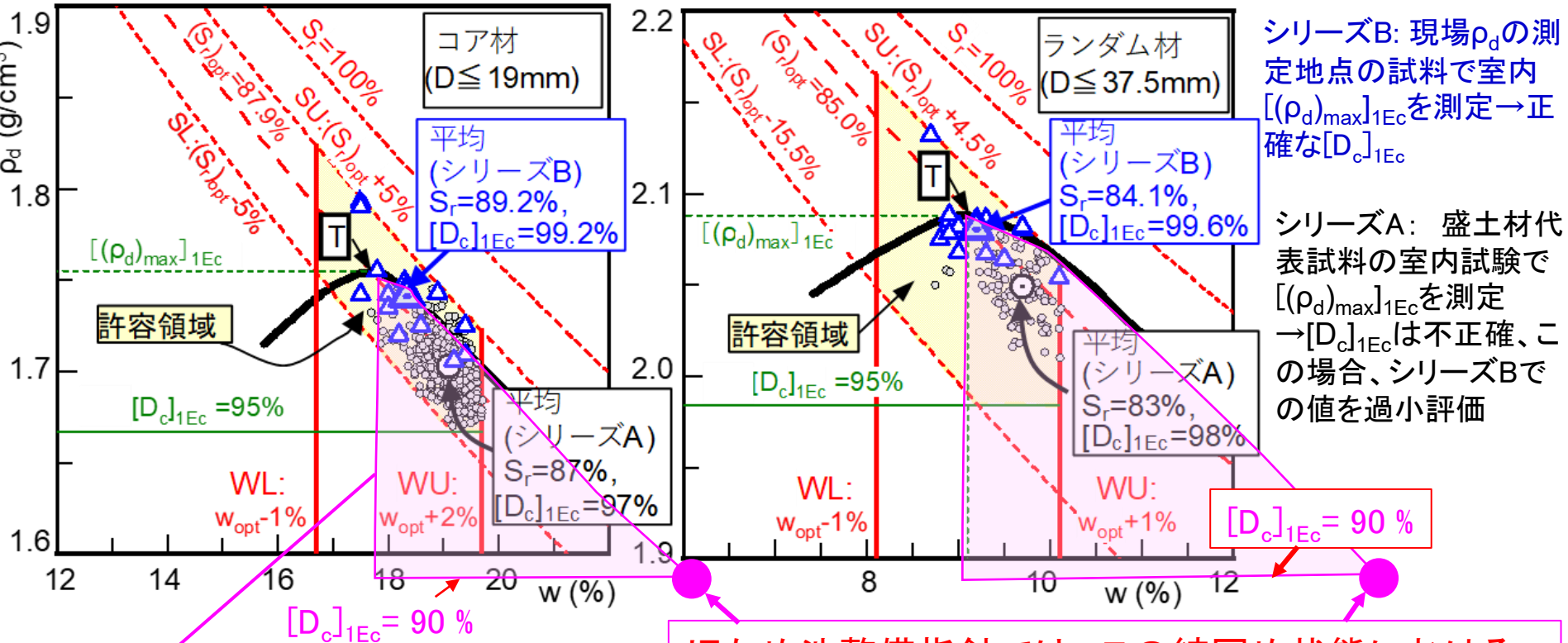
信頼できるシリーズBの結果では、
1)全ての現場締固め状態（△）は、シリーズAよりも確実に管理領域内に位置する
2)平均状態（▲）は、設定締固め目標Tとほぼ一致（設計時の想定とほぼ一致）
⇒締固め度と含水比に加えて飽和度の管理を導入することで、通常の施工コストで、
①平均S$_r$≈(S$_r$)$_{opt}$が実現、
②透水係数が高すぎコラップス性が高くなる低飽和度・低乾燥密度状態を排除
③強度・剛性が低下し過転圧の危険性が高い高飽和度・低乾燥密度状態を排除
④以上の結果として、平均[D$_c$]$_{1Ec}$≈ 100%と高い値を実現

藤沼貯水池： 新旧本堤での締固め状態の比較



新しい締固め管理と従来の締固め管理の比較

設定締固め目標T: w= 「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での値を過小評価

旧ため池整備指針での許容領域

旧ため池整備指針では、この締固め状態における強度を設計値と規定 ・締固め目標と誤解すると、Tに向かう努力の意義が見失われる。

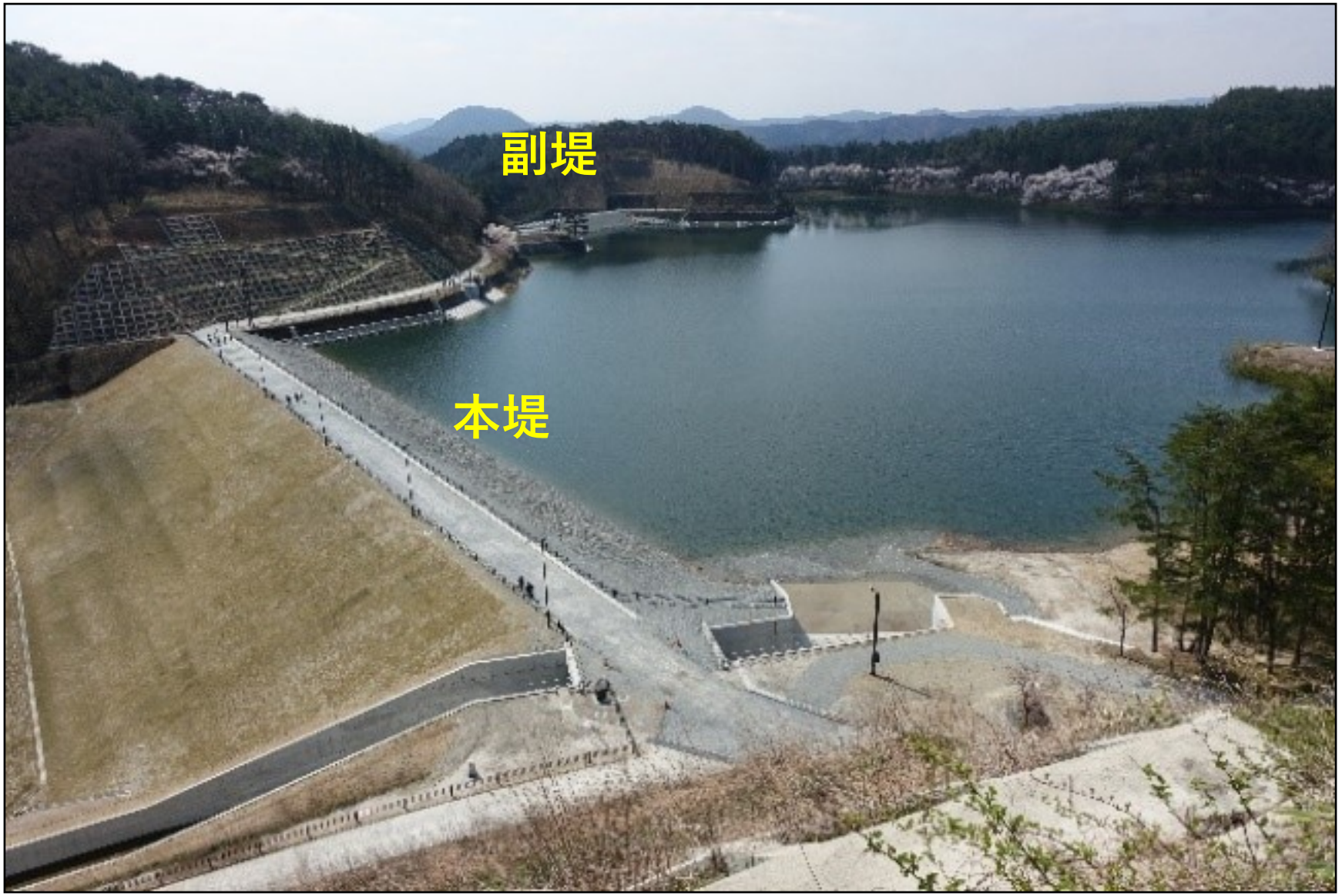
●藤沼ダムの強化復旧：

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

完成した主ダム(2017年3月)



(福島県提供)

設計せん断強度を求める締固め状態

藤沼新堤:

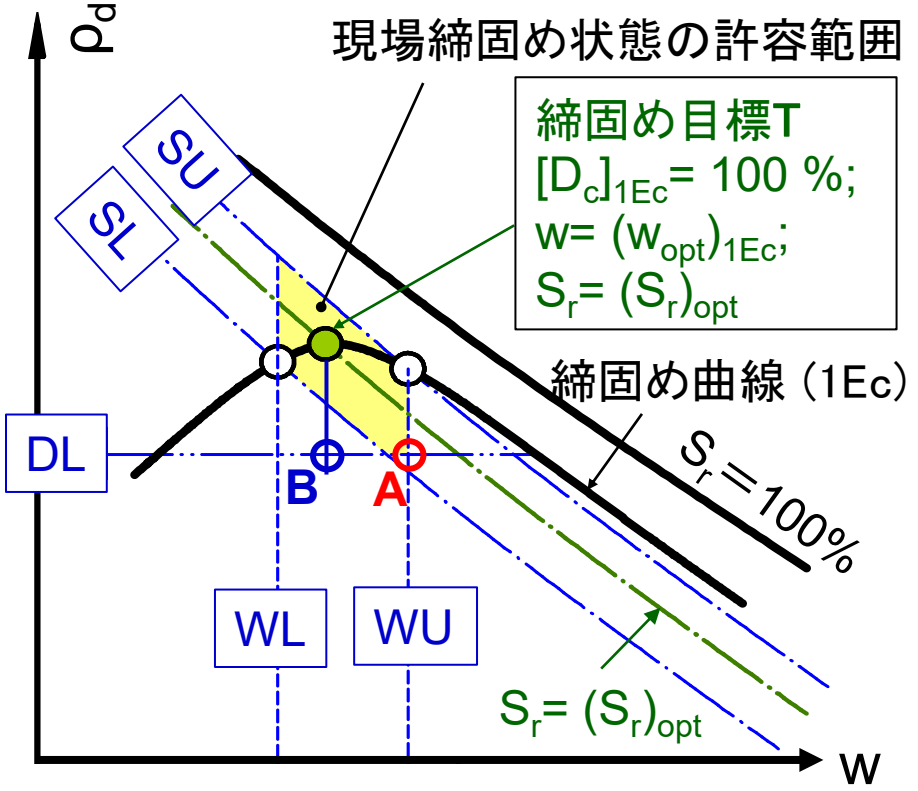
■従来の設計法に準じた①レベル1設計地震荷重に対する②排水せん断強度を用いた円弧すべり安定解析:

・設計排水せん断強度: レベル1設計地震荷重はレベル2よりも低い値であることを考慮して、レベル2の許容領域内で最も低い点Aでの強度を用いた

■レベル2設計地震動に対する①Newmark−D法、②準静的非線形FEM解析による残留変形解析:

・設計せん断強度:「設計地震荷重が実際的なレベル2であることに対応して、より実際的な設計せん断強度を採用できる」という考えの下、設定した締固め規定に従って入念に施工されることを前提に、点Tでの排水せん断強度と飽和非排水せん断強度を用いた

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: LB for w	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%
WU: UB for w	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 2.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 1.0%
DL: LB for ρ_d	95 % × $[D_c]_{1Ec}$	95 % × $[D_c]_{1Ec}$
SL (LB for S_r)	**$(S_r)_{op}$ − 5%**	**$(S_r)_{opt}$ − 15%**
SU (UB for S_r)	**$(S_r)_{op}$ + 5%**	**$(S_r)_{opt}$ + 6%**

設計せん断強度を求める締固め状態

一般のため池堤体：

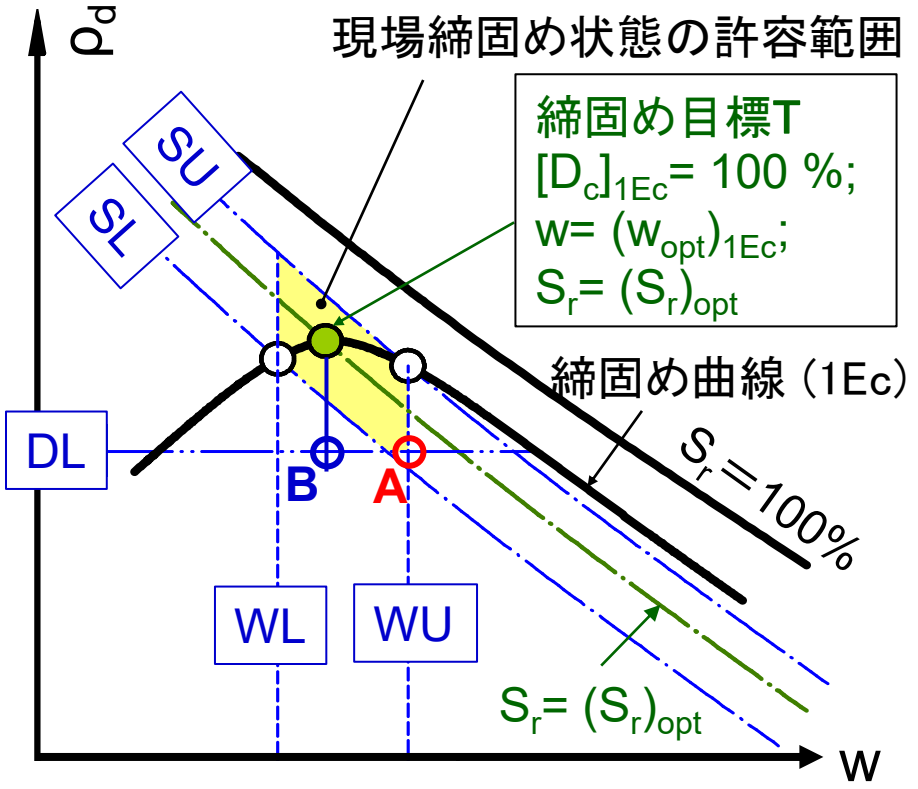
■従来の設計法に準じた①レベル1設計地震荷重に対する②排水せん断強度を用いた円弧すべり安定解析：

・設計せん断強度： 点**A**での強度、もしくは「施工時平均$w \approx (w_{opt})_{1Ec}$」を想定できる場合は点**B**での強度

■レベル2設計地震動に対する①Newmark−D法、②準静的非線形FEM解析による残留変形解析：

・設計せん断強度: 締固め状態が平均的に点Tと想定できる場合は点**T**での強度、その確認が難しい場合は安全側として点**B**での強度

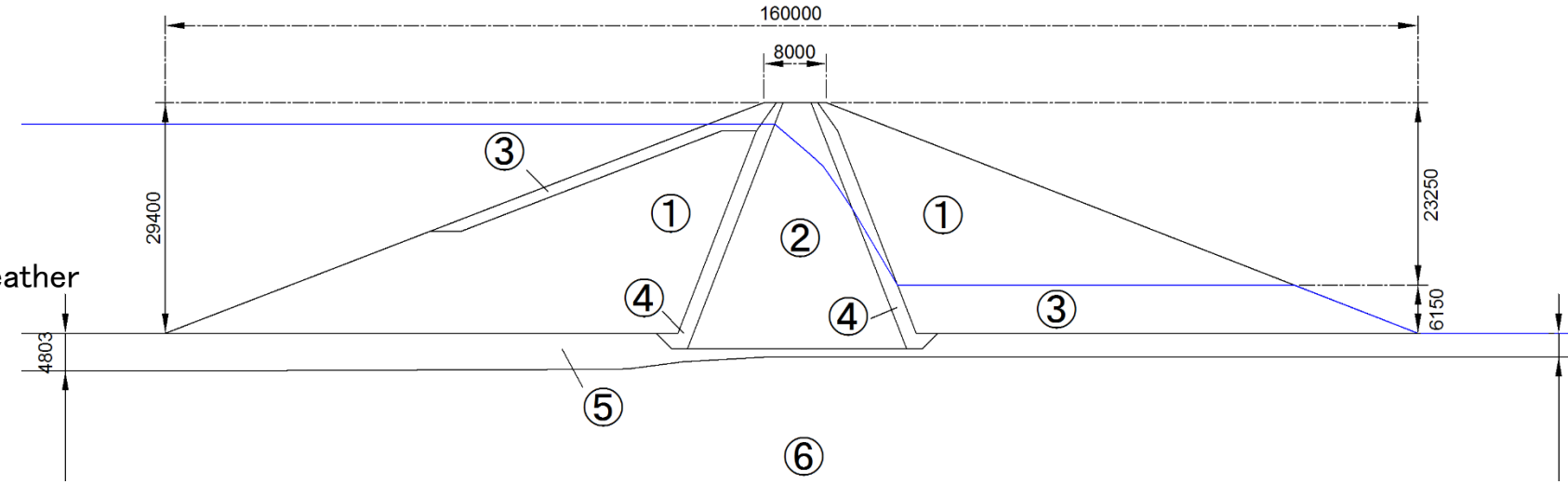
藤沼新堤の締固め規定

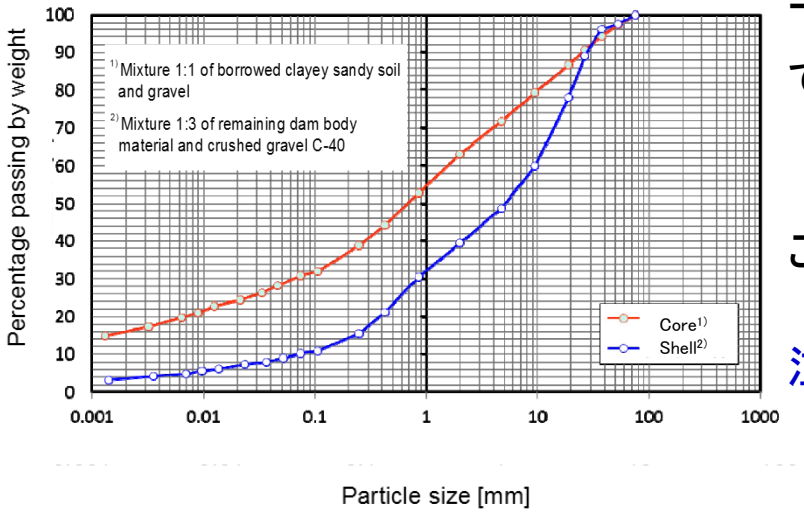


盛土材 管理境界	コア材 (Lift= 25 cm; N= 8)	ランダム材 (Lift= 25 cm; N= 8)
WL: LB for w	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ - 1.0%
WU: UB for w	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 2.0%	$[w_{opt}]_{1Ec}$ + 1.0%
DL: LB for ρ_d	95 % × $[D_c]_{1Ec}$	95 % × $[D_c]_{1Ec}$
SL (LB for S_r)	**$(S_r)_{op}$ − 5%**	**$(S_r)_{opt}$ − 15%**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

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





下記の完成ダムで測定した現場締固め状態に基づいて行った室内せん断試験の結果に基づく解析

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

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

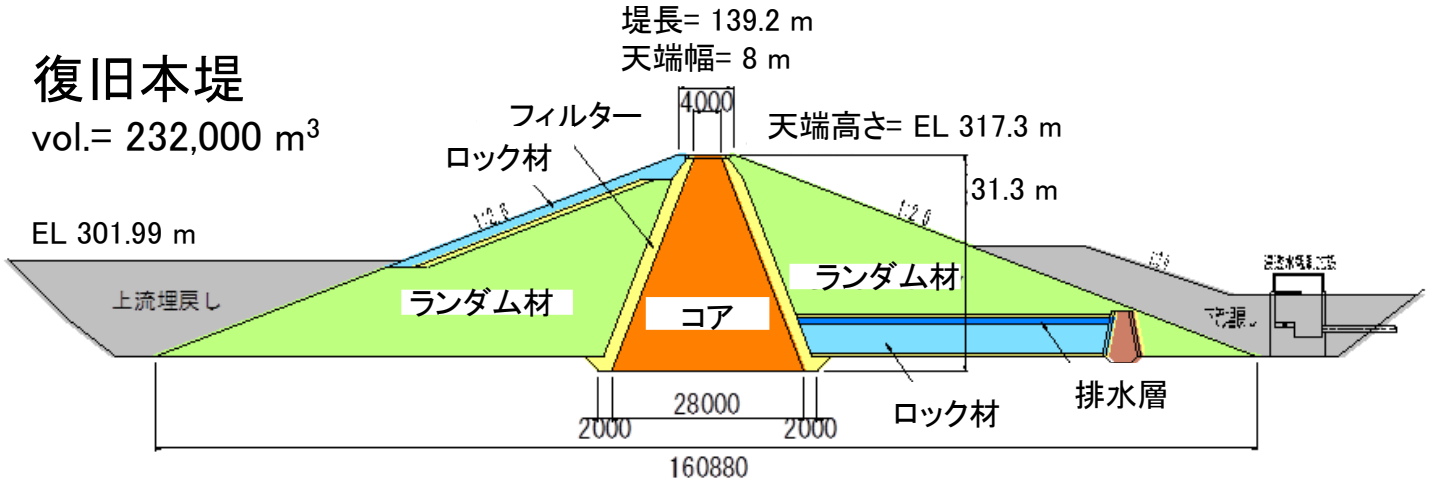
これは、設計時に想定した目標締固め状態とほぼ同一

注）設計段階で行った「目標締固め状態（$[D_c]_{1Ec}$= 100%, $S_r=(S_r)_{opt}$）に対する解析」の結果は、この解析結果とほぼ同一

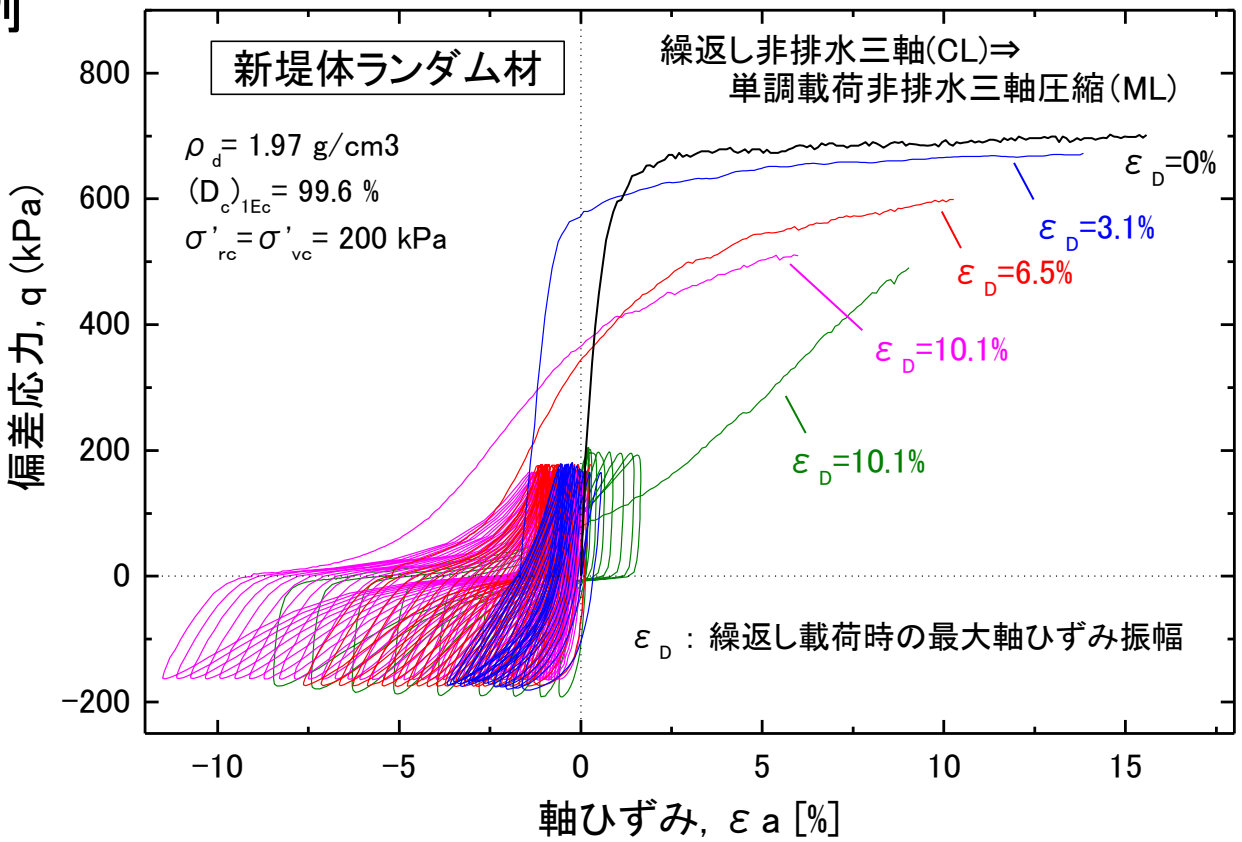
*: これらの締固め度は、現場での多数の地点で得た“現場ρ_dの測定値”の”ρ_d測定地点から採取した試料を用いた室内締固め試験による最大乾燥密度$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$”に対する比の平均値。この締固め度は、ρ_dと$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$を同一の盛土材試料で測定した正確な値。

復旧本堤

vol.= 232,000 m^3

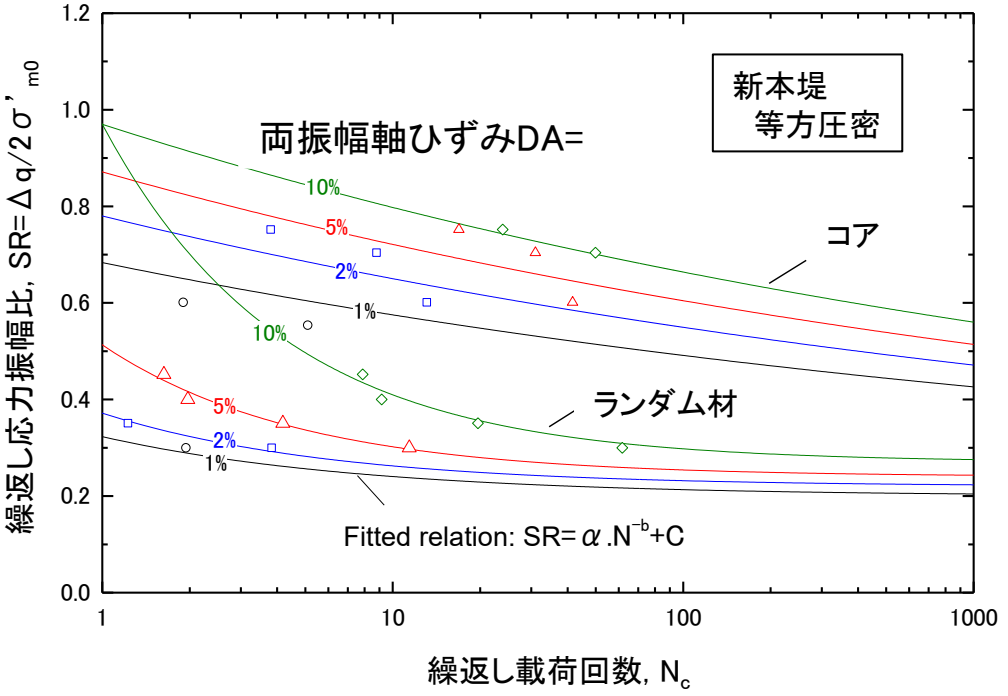


非排水三軸試験の例



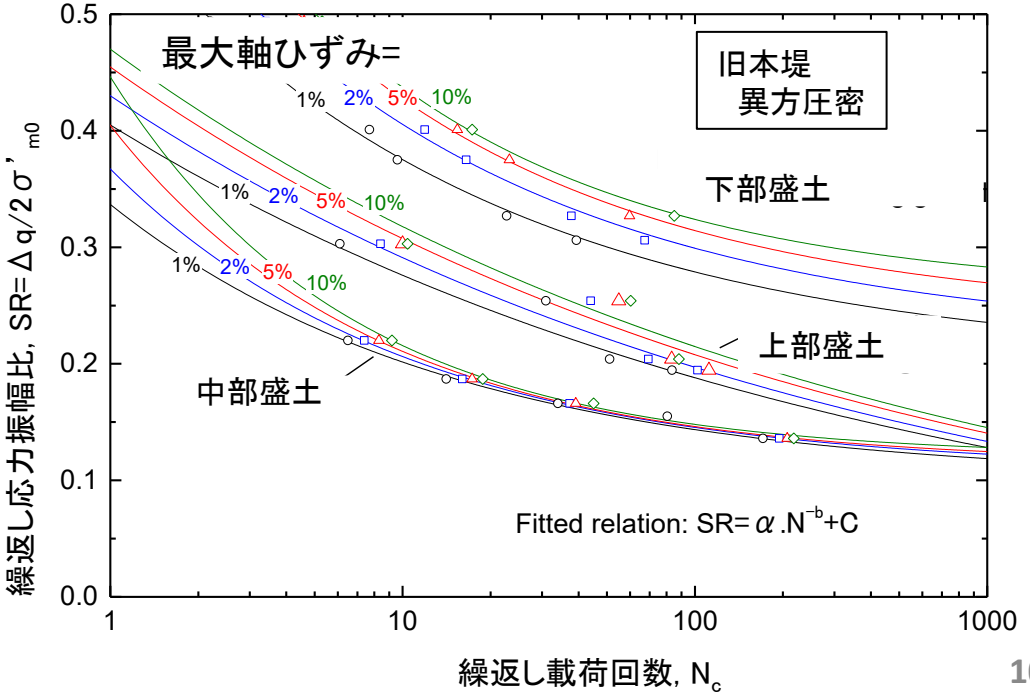
新本堤:
非排水繰返し載荷強度
・かなり大きい

⇒ 同一の地震荷重で生じる
損傷ひずみは小さい

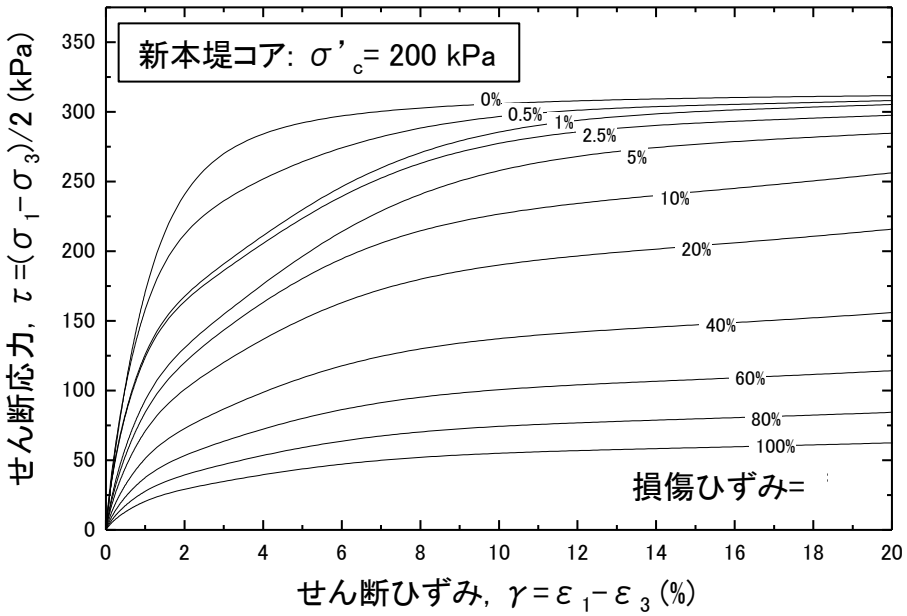


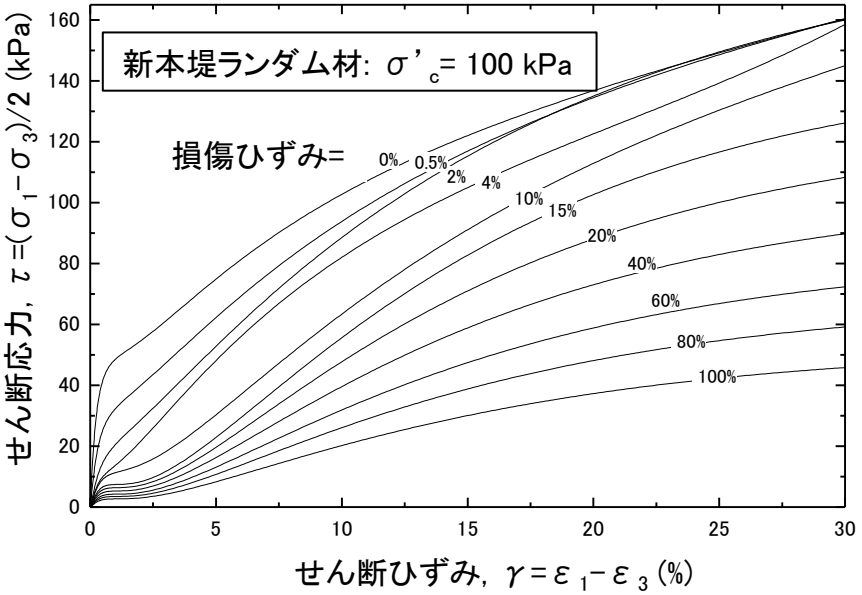
旧本堤:
非排水繰り返し載荷強度
・かなり低い

⇒ 同一の地震荷重で生じる
損傷ひずみは大きい

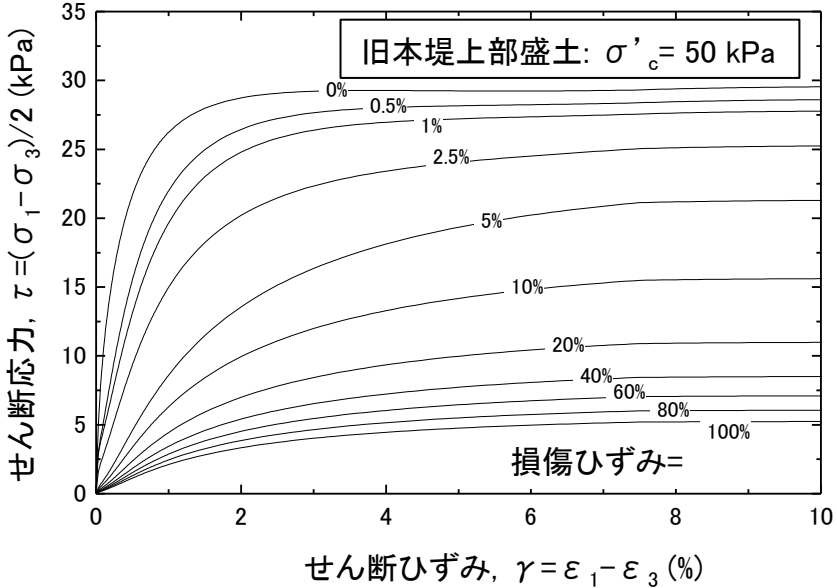


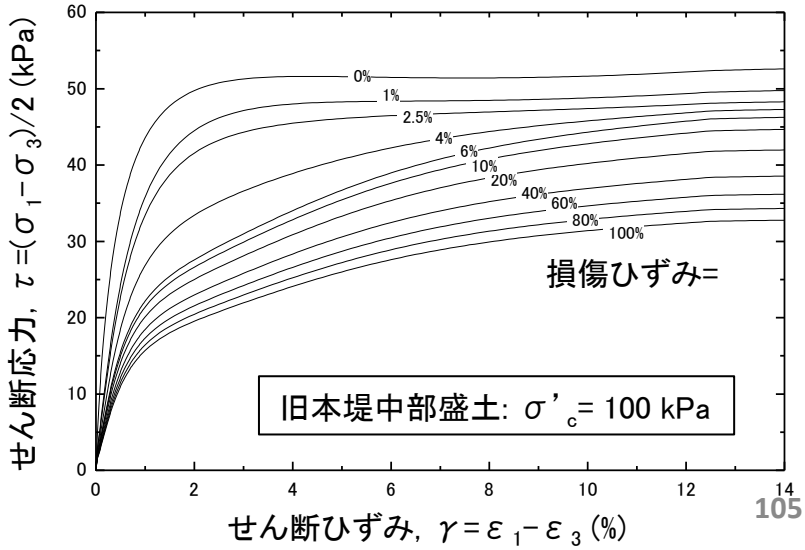
新本堤： 非排水強度（初期強度、非排水載荷後強度）の例 ⇒ かなり大きい





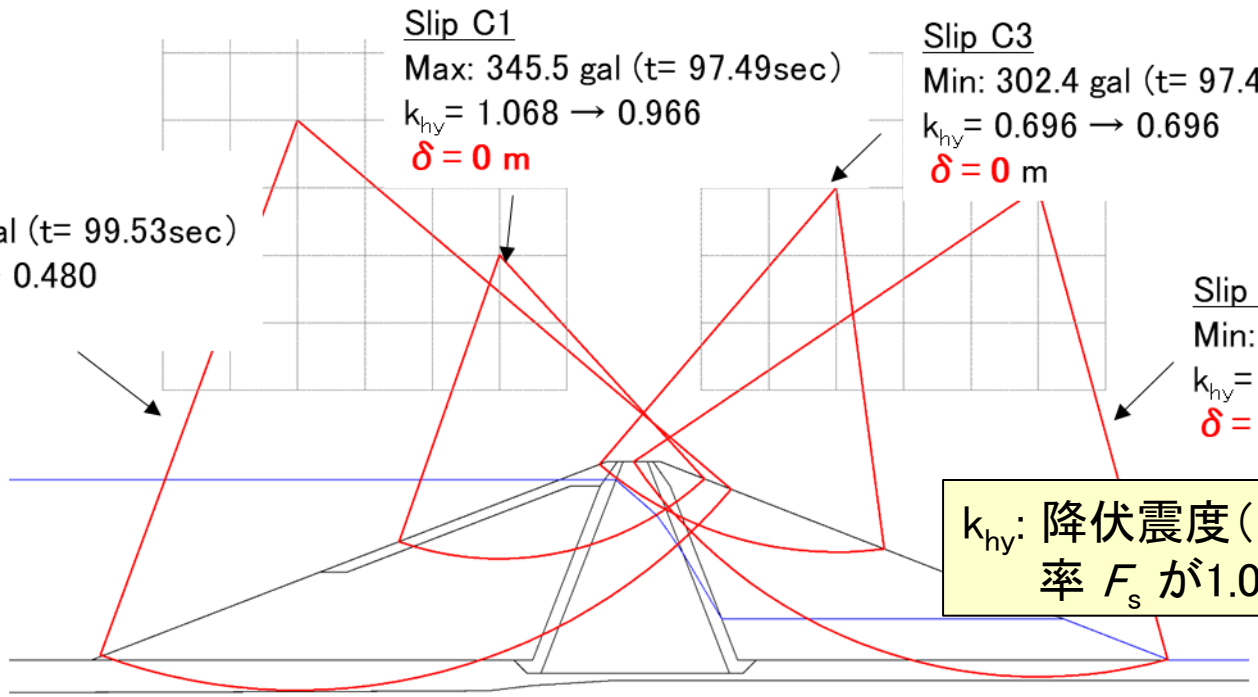
旧本堤：非排水強度（初期強度、非排水繰返し載荷後強度）の例 ⇒ かなり低い





強化復旧した藤沼新本堤の施工実績に基づく安定解析-1

Newmark-D法による剛体すべり解析



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

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

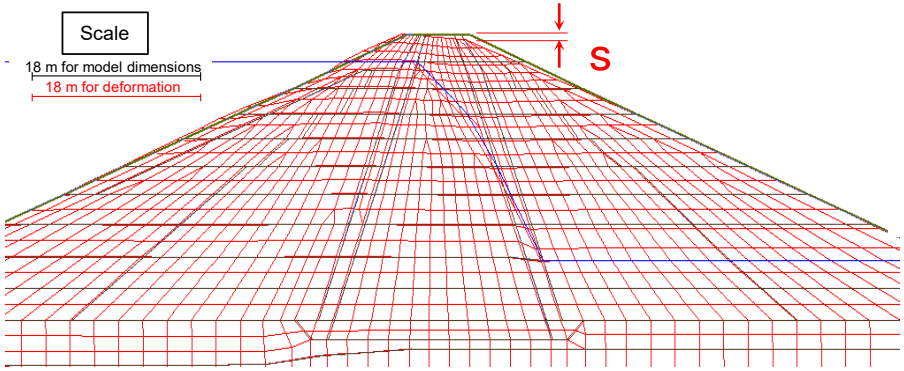
Slip C2: k_{hy}（初期値は0.502と高く、低下後の最終値も0.480と高い）

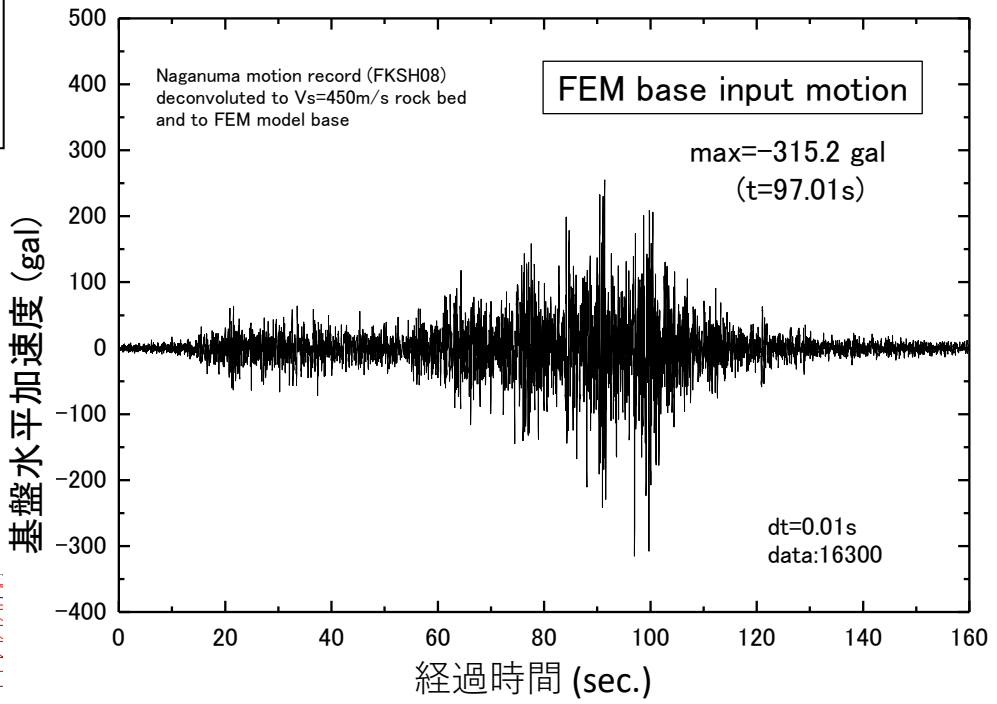
→ 臨界すべり面C1～C4のいずれでも、すべりは生じない

注）設計段階では、「目標締固め状態に対して①Newmark-D法による剛体すべり解析と②準静的非線形FEM解析による残留変形解析」を行い、ここに示す解析結果とほぼ同一の結果を得て、新本堤の安定性を確認している

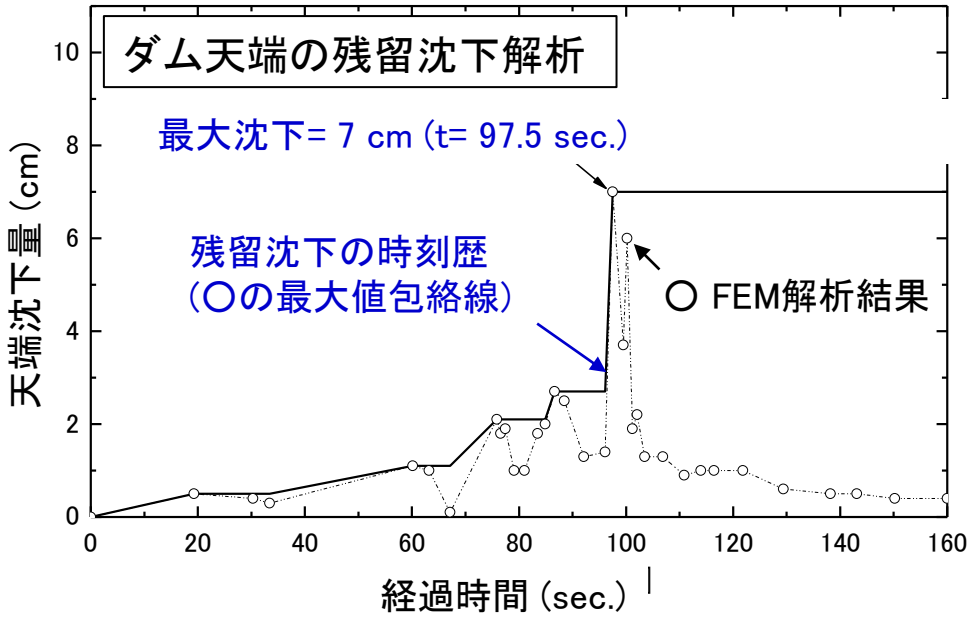
準静的非線形FEMによる連続体としての残留変形解析

堤頂の残留沈下 s= 7 cm;
s/H= 0.2%, 非常に小さい





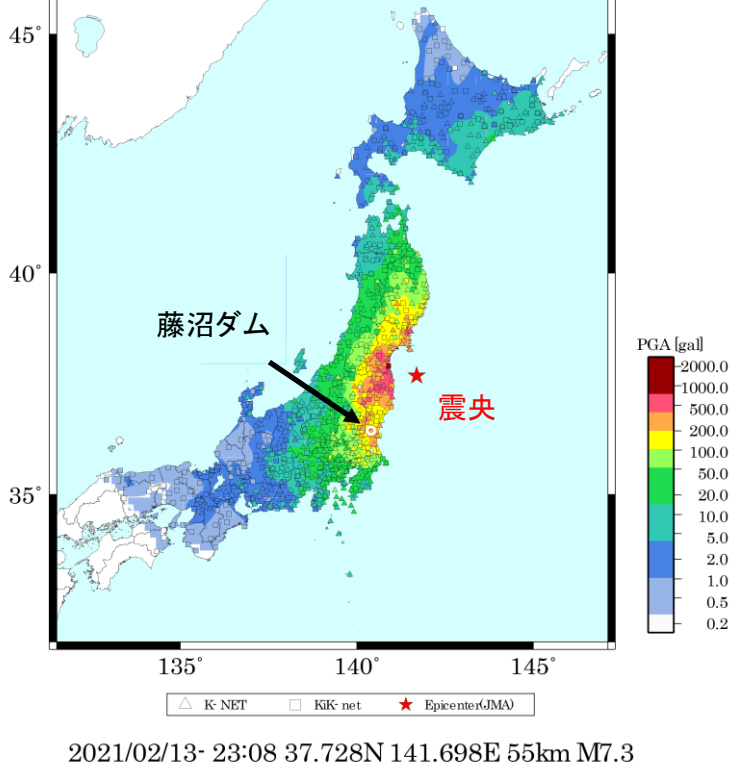
Newmark-D法によるすべり解析と準静的非線形FEMによる変形解析によって、
①設計時の解析の妥当性を確認し、
②新堤体はレベル2設計地震動に対して十分に安定、と判断
⇒設計・施工の全過程を終了
⇒湛水試験（変形は非常に小であり、問題なし）



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できるか？再現できれば、解析法の妥当性を部分的にでも実証

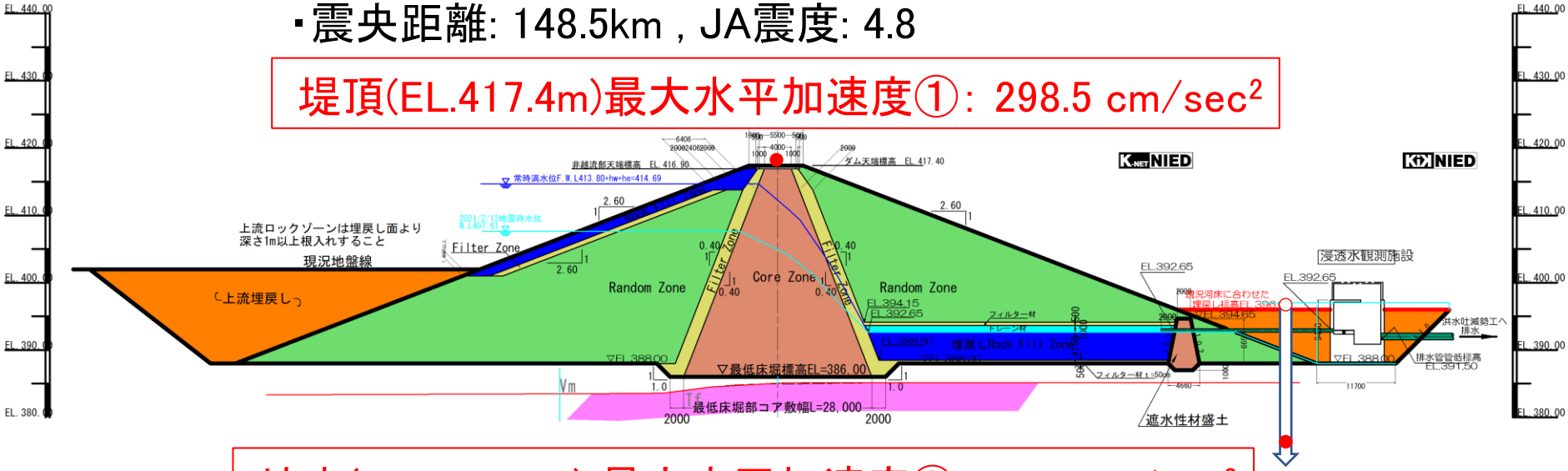
Duttine, A., Tatsuoka, F., Tanaka, T., Mohri, Y., Miura, T., Okubo, S., Senzaki, S. and Takano, T. (2022): Evaluation of the compaction effects on the seismic stability of earth-fill dam – a case history, *3rd International Symposium on Risk Assessment and Sustainable Stability Design of Slopes*, Sendai,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



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

・震央距離: 148.5km，JA震度: 4.8

堤頂(EL.417.4m)最大水平加速度①: 298.5 cm/sec^2



地中(EL.378.02m) 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

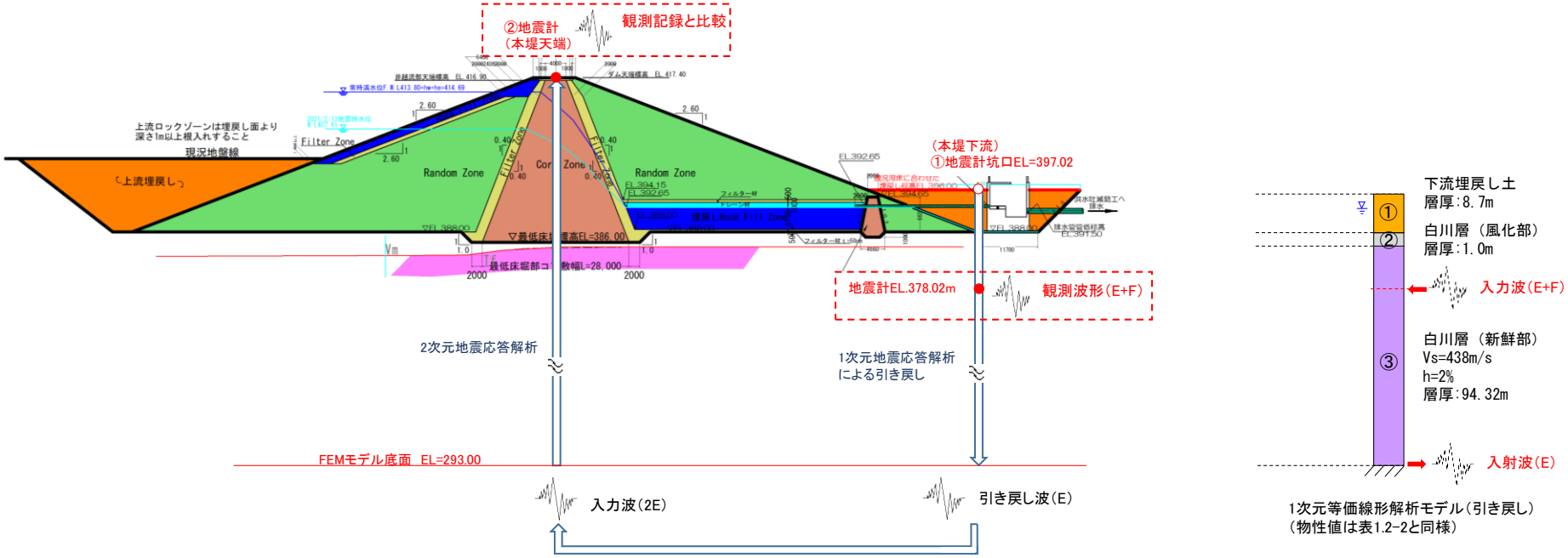


図1.2-2 入力地震動の設定方法

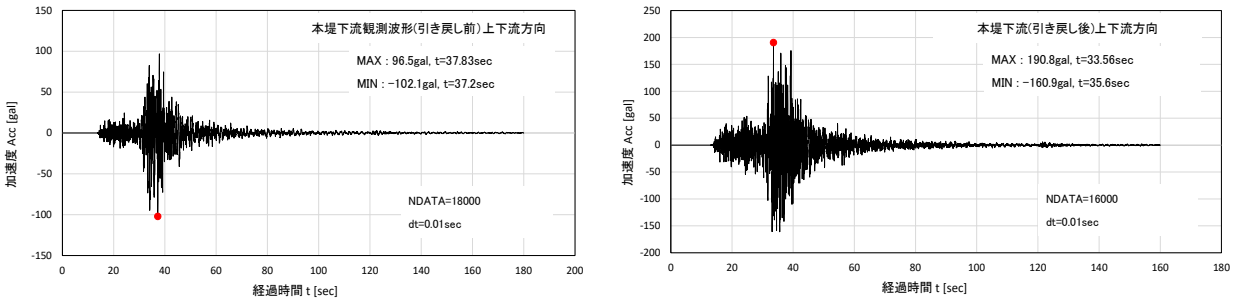


図1.2-3 引き戻し前後の入力地震波形

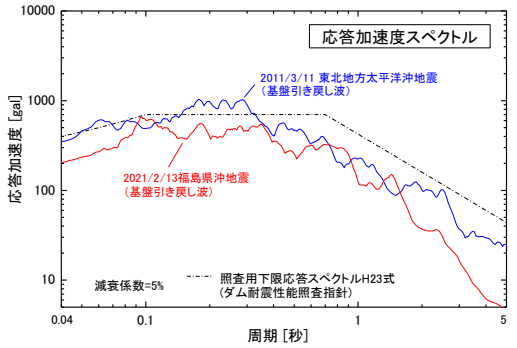
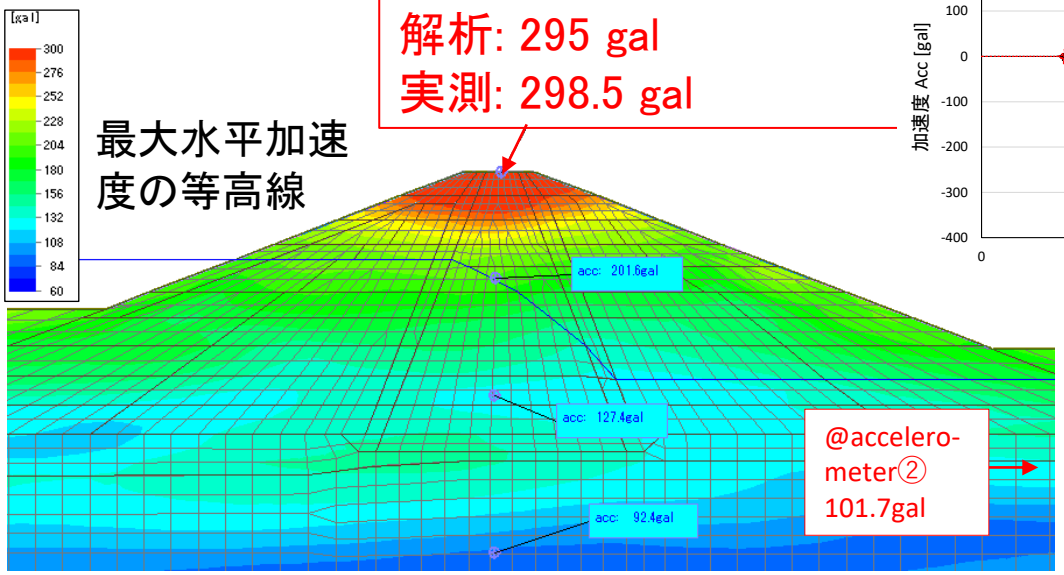


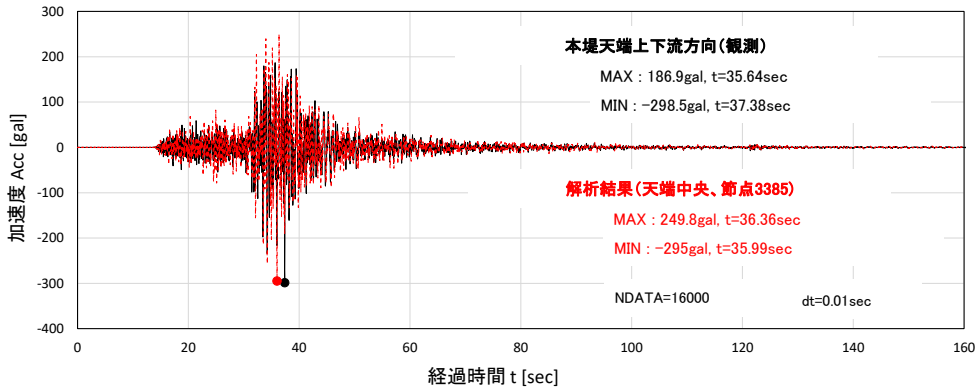
図1.2-4 加速度応答スペクトル比較

二次元FEM解析の結果： 実測と良く一致

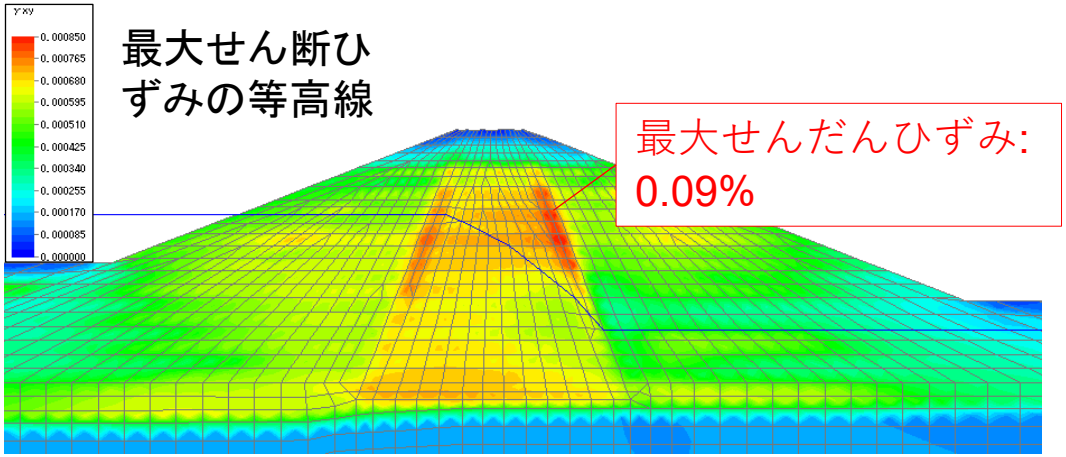
天端最大水平加速度：
解析: 295 gal
実測: 298.5 gal

最大水平加速度の等高線

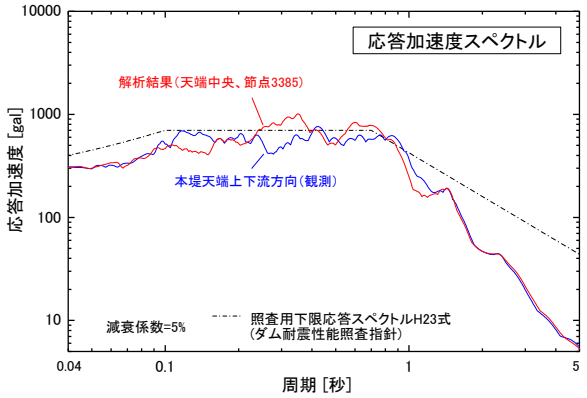


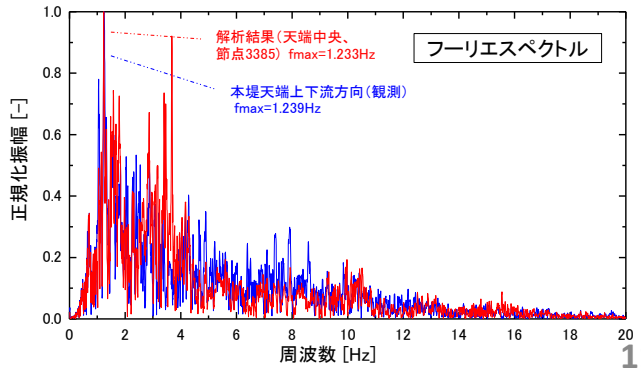


最大せん断ひずみの等高線



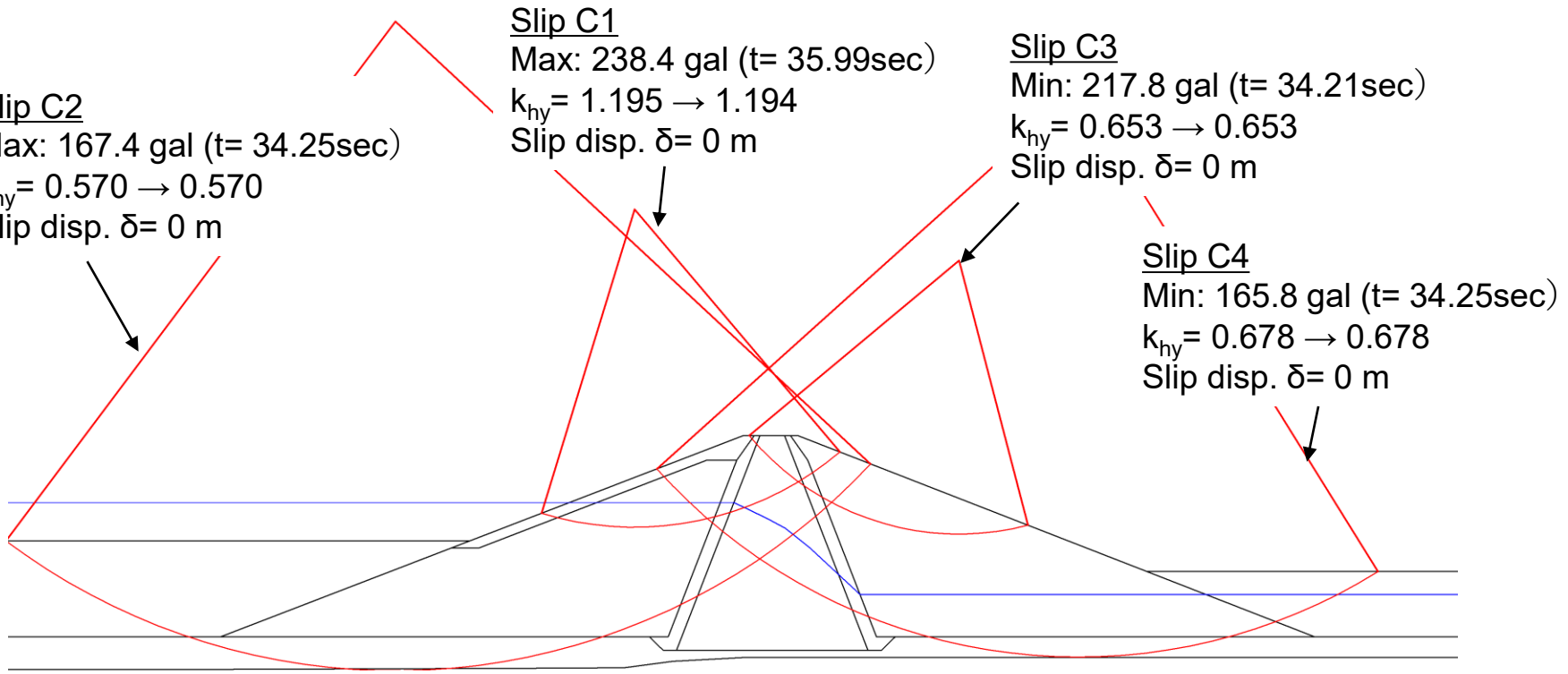
最大せんだんひずみ:
0.09%





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定– 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）

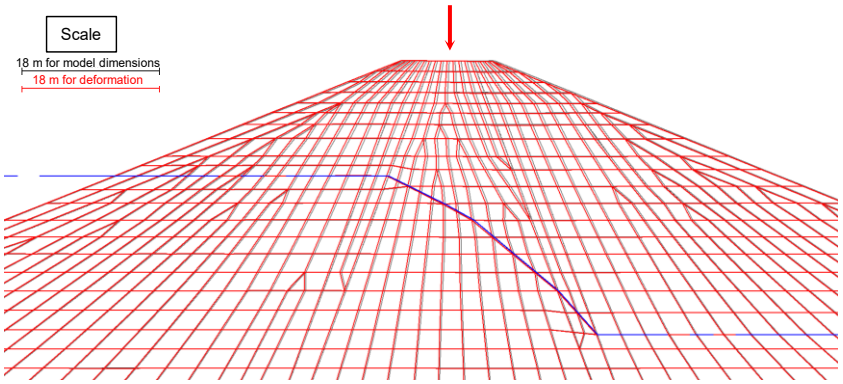
→ すべりC1～ C4で、k_{hy}の非常に高い初期値、
地震荷重によるk_{hy}の低下は殆ど無い、すべりは全く生じない

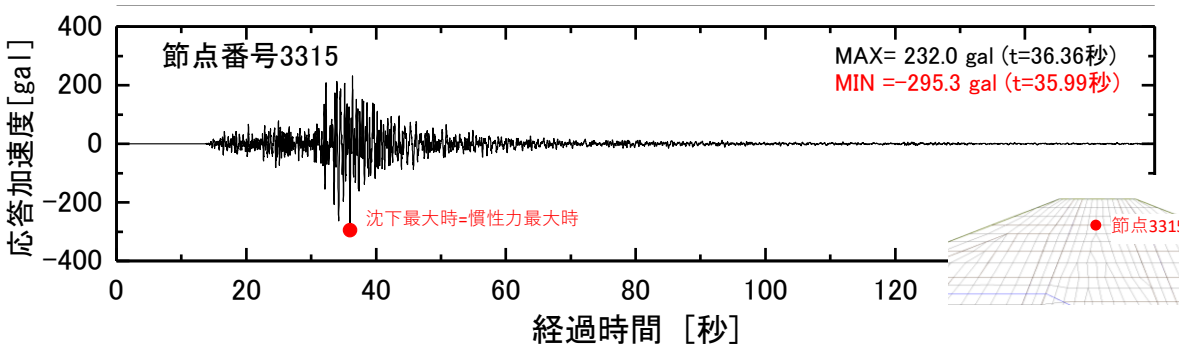
藤沼ダムでの最大級の余震（2021年2月13日福島県沖地震）での本堤の挙動解析による解析法の検定−

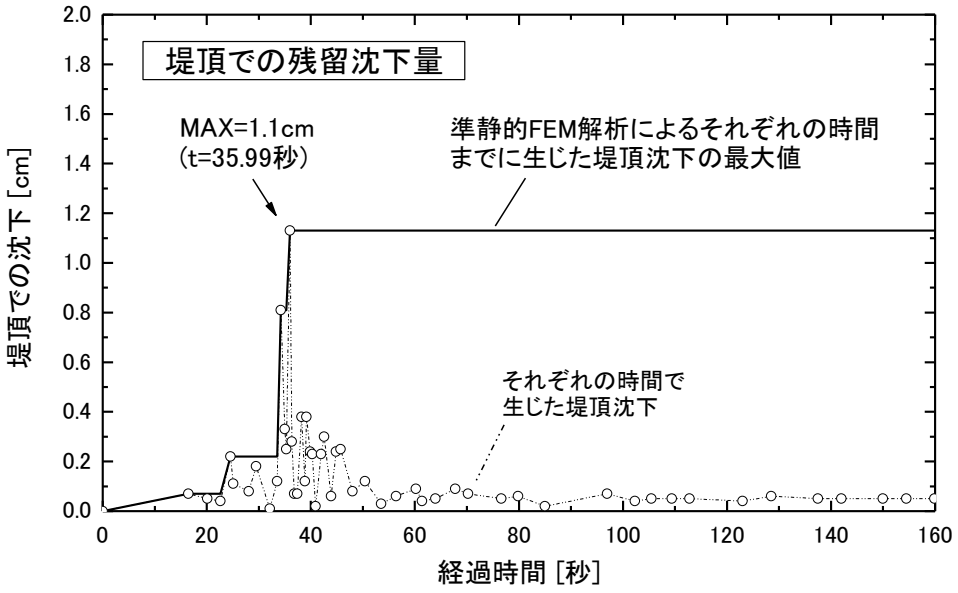
②準静的非線形FEMによる残留変形解析

ダム天端での残留沈下
- 実測: 残留沈下は実質ゼロ
- 解析: 0.9 cm以下
  ⇒実測に対応している

天端平均沈下sの解析値= 0.9cm
- これは弾性成分を含んでいる値
  残留沈下= 0.9 cm − 弾性成分
は、0.9cmよりも小さい





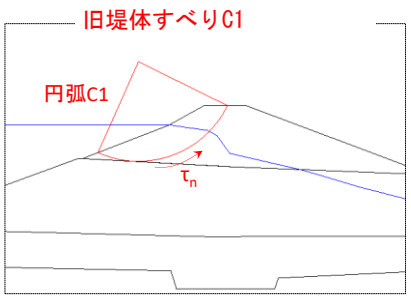


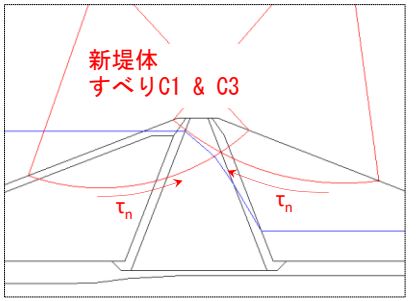
盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なる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「盛土上部内の臨界すべり面での平均せん断強度」と締固め度$[D_c]_{1Ec}$の関係

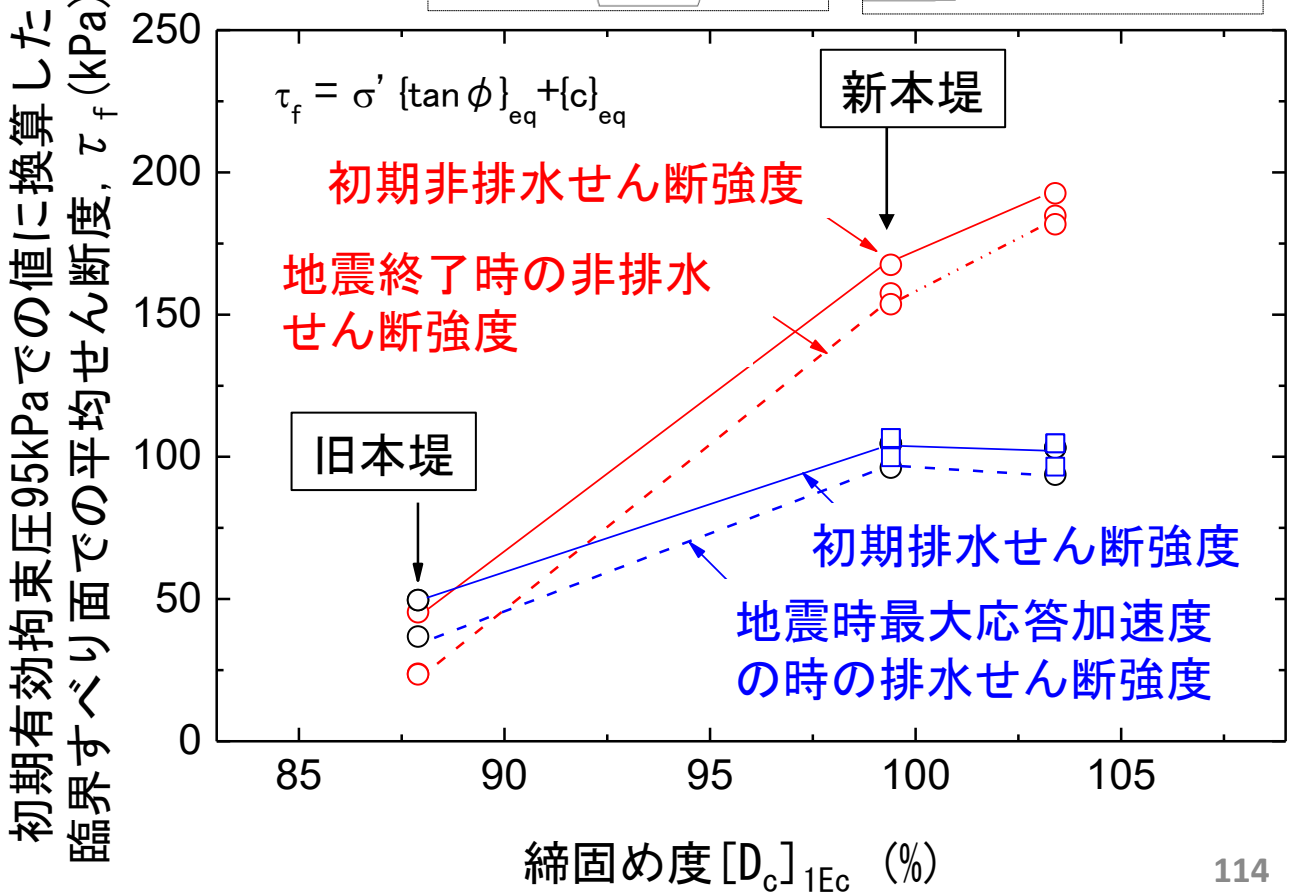
τ_fを求めた臨界すべり面
旧本堤：すべりC1
復旧本堤：上記と類似箇所の盛土上部のすべり面



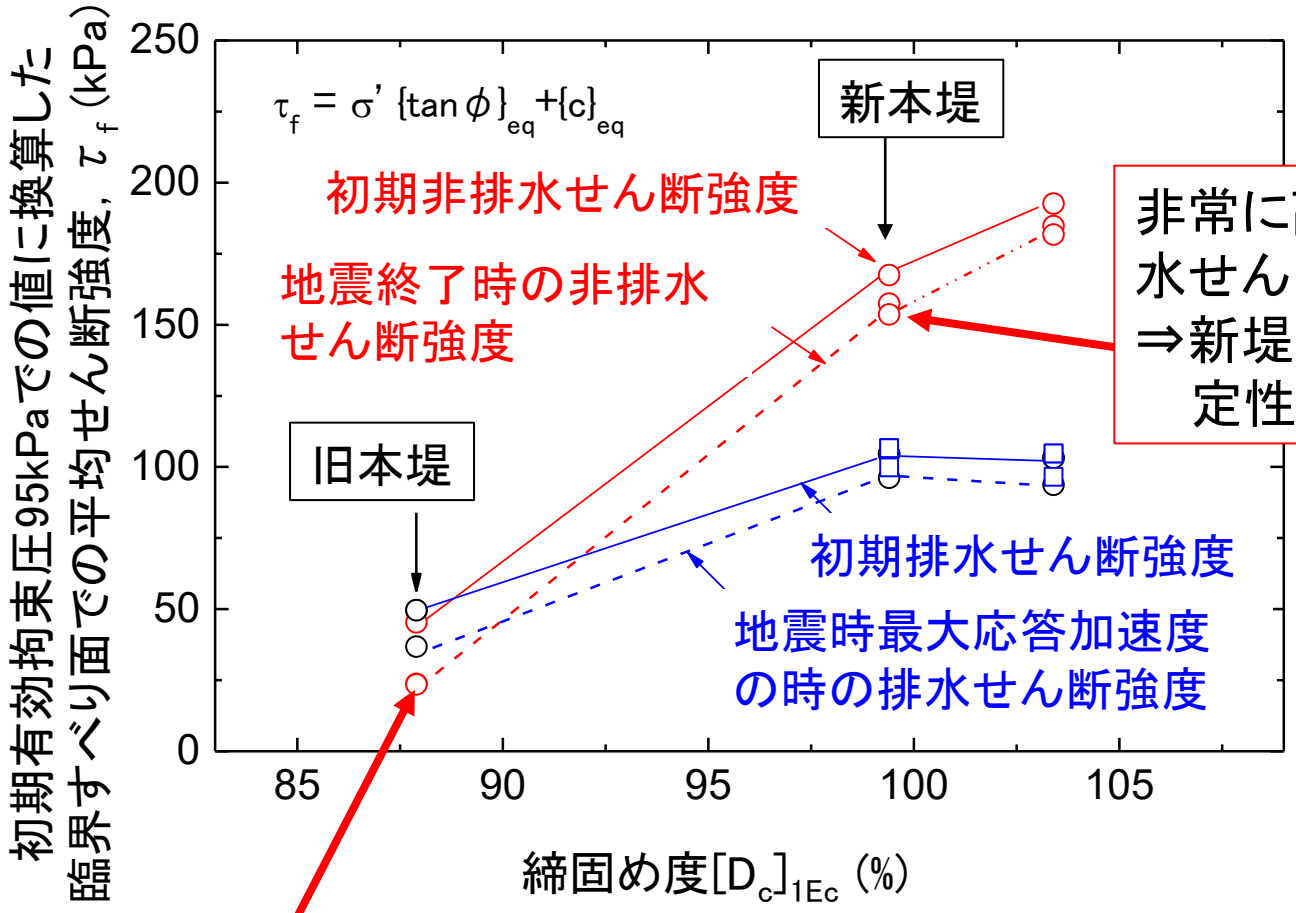


注）
地震時に，非排水せん断強度は非排水繰返し載荷によって経時的に低下する。

地震時に、排水せん断強度は最大応答加速度で有効拘束圧が最も低下した時に最小値となる。



Newmark−D法では、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−D法 ＋ 準静的非線型FEM解析による残留変形解析」の二大特長

従来の耐震設計法では、**排水せん断強度（しかも、締固めの影響を十分に反映していない値）**を用いて円弧すべり安全率を算定して安定性を判断。

本解析法では、**締固めの影響を強く受ける地震時非排水せん断強度・剛性**を用いて残留変形を求めて安定性を判断

⇒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によりも著しく小さくなるので、**従来の設計法では安定性を過大評価して崩壊を見逃す危険性がある。しかし、本解析法では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**ので、従来の設計法では締固め工等の耐震対策の効果を過小評価して安定性を過小評価する可能性が高い。しかし、本解析法では締固めなどによる耐震対策を正当に評価できる。

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性　1/2

1. 要求性能を実現するための連携した設計と施工（概論）
2. 排水せん断強度と飽和非排水せん断強度の関係
 2-1 排水せん断強度と締固め度の関係
 2-2 耐震設計での排水せん断強度・飽和非排水せん断強度と締固め度の関係
3. 2011年東日本大震災での藤沼ダム崩壊の教訓に基づいた「連携した設計・施工」
 3-1 藤沼ダム崩壊からの教訓
 3-2 耐震設計における設計地震荷重と設計せん断強度の関係
 3-3 飽和盛土の地震時残留変形
  ・飽和土の非排水せん断強度の締固めの効果と地震荷重による低下
  ・Newmark-D法剛体すべり解析と準静的非線形FEM残留変形解析
  ・旧本堤の崩壊解析
 3-4 復旧堤体の要求性能に基づく性能設計と盛土締固めの性能施工
 3-5 異なるNewmark法による盛土の地震時残留変形～締固め度関係

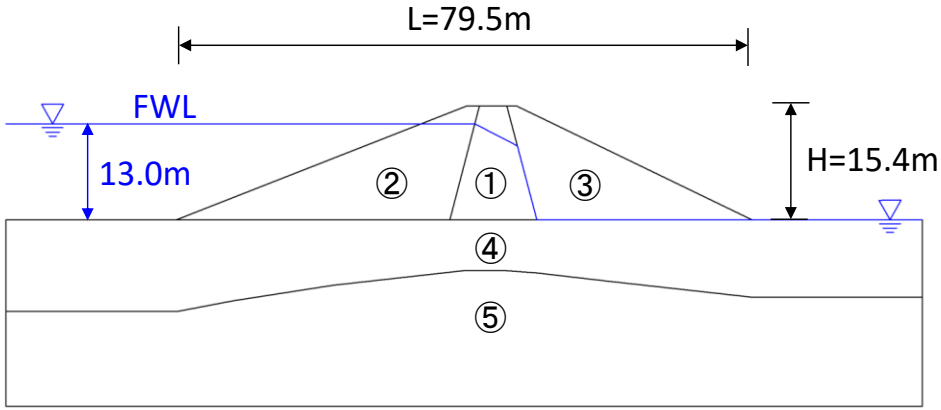
Newmark法において、地震時せん断強度の設定法が異なると、「すべり変位～締固め度関係」が大幅に変化する可能性

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に基づく

Newmark-O法： 地震時に一定値を維持する排水せん断強度に基づく

Newmark-Δu法： 地震時に過剰間隙水圧Δuの増加によって低下する非排水せん断強度に基づく（原理は正しいが、Δuの正確な算定が非常に難しい）

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）



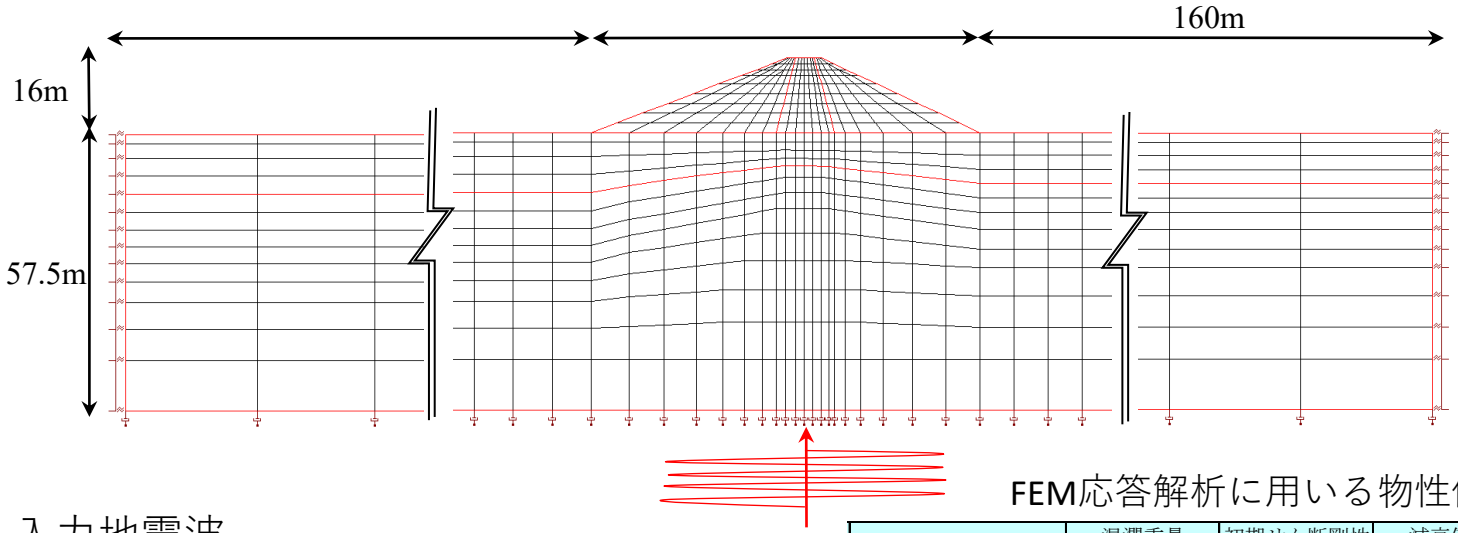
ため池堤体のモデルで検討

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

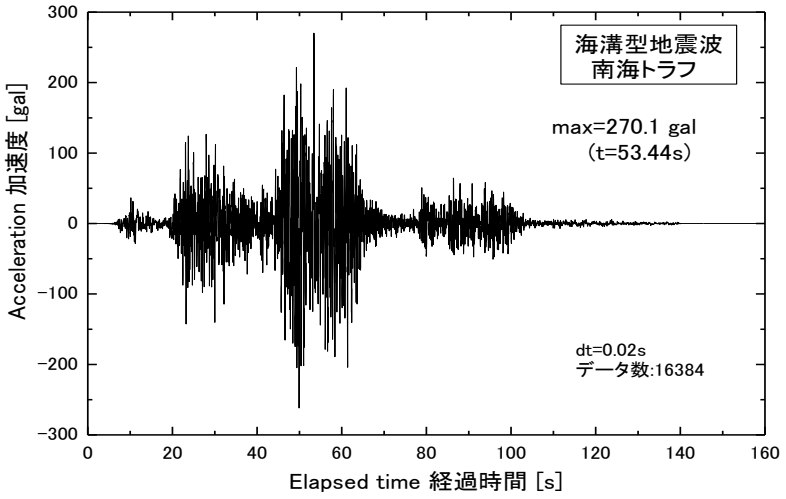
各強度試験に基づいて設定した解析に用いる土質特性

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

D_c= 90 %での動的応答解析（等価線形法）の結果を、D_c= 85%, 95%にも適用、 また、三つのNewmark法に共通して適用

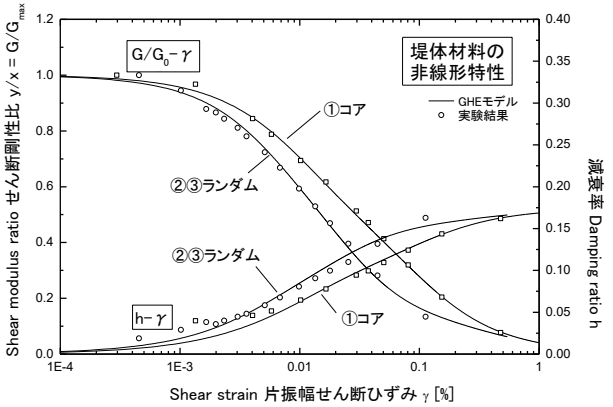


入力地震波

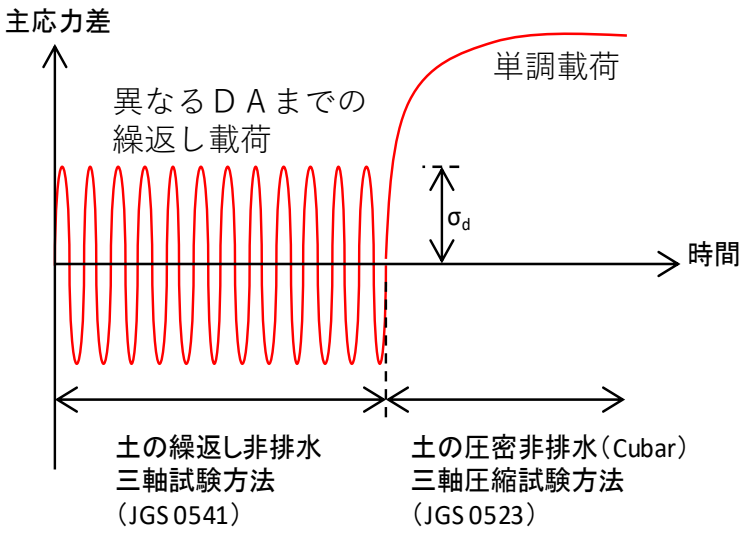


FEM応答解析に用いる物性値 Dc=95%

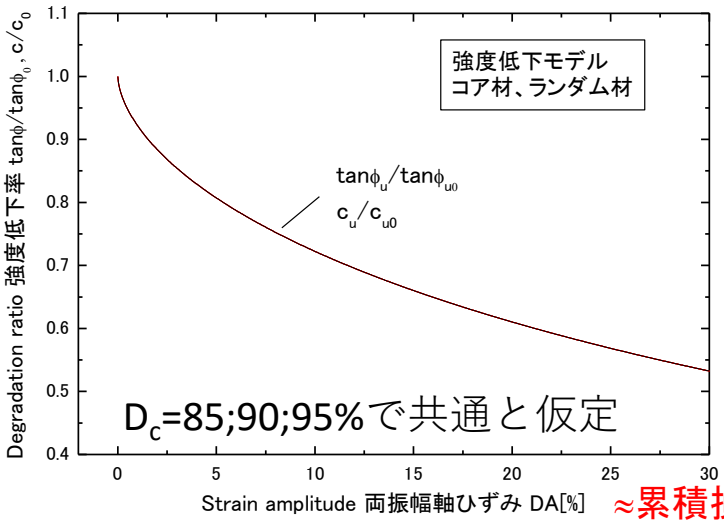
地層名	湿潤重量 γ_t [kN/m^3]	初期せん断剛性 G0 [MPa]	減衰係数 h [%]	ポアソン比 ν
コア(飽和)	19.1	150.0	非線形特性参照	0.3
ランダム1(飽和)	19.1	300.0	非線形特性参照	0.3
ランダム2(不飽和)	17.0	300.0	非線形特性参照	0.3
基盤N20(飽和)	17.4	150.0	3.0	0.45
基盤N50(飽和)	17.4	370.0	3.0	0.45



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-1

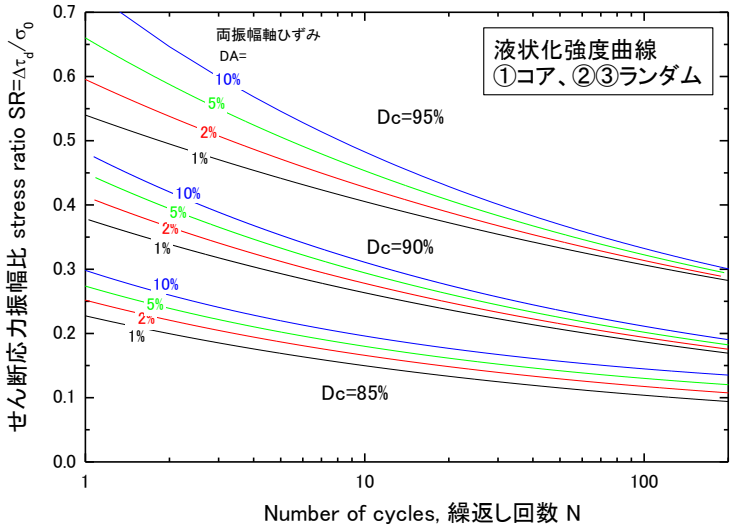


②Newmark-D法に用いる強度低下率

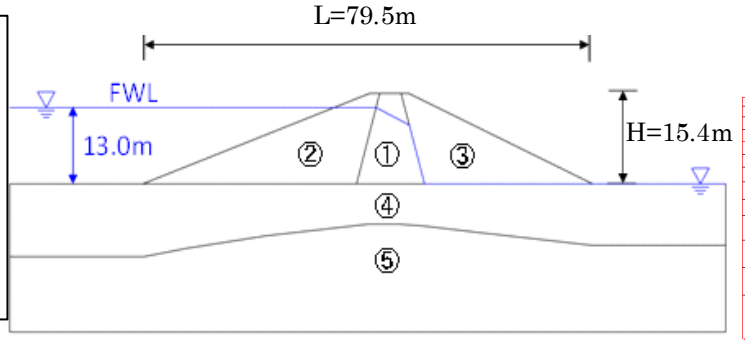


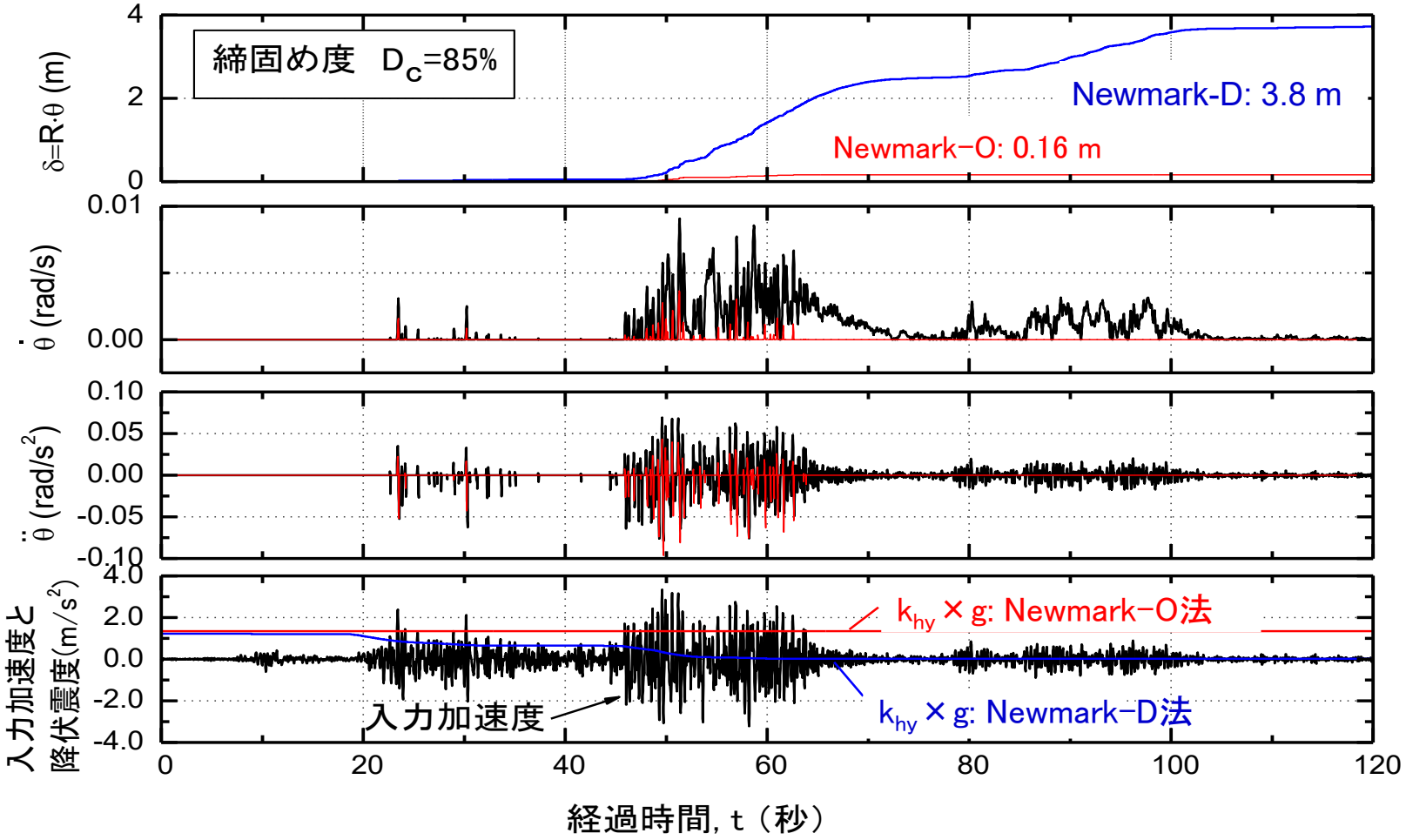
≈累積損傷度

①非排水繰返し強度曲線

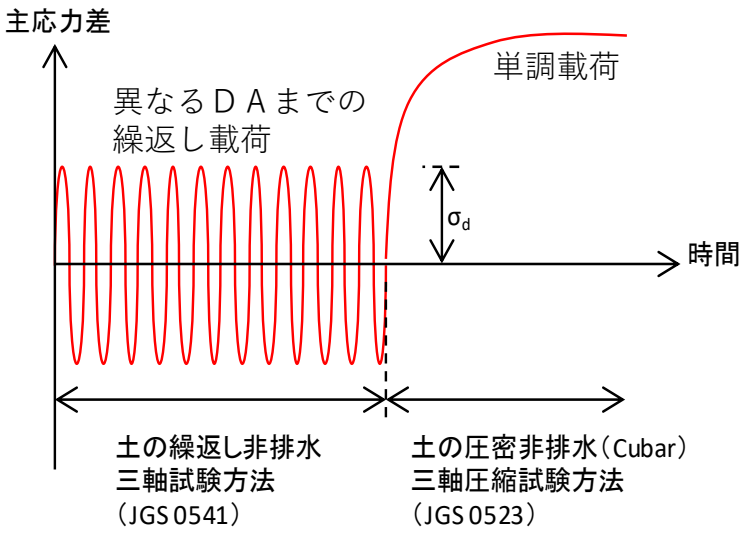


Newmark−O法：
　排水せん断強度（地震時に一定値を維持）
Newmark−D法：　非排水繰返し載荷による
　低下を考慮した非排水せん断強度

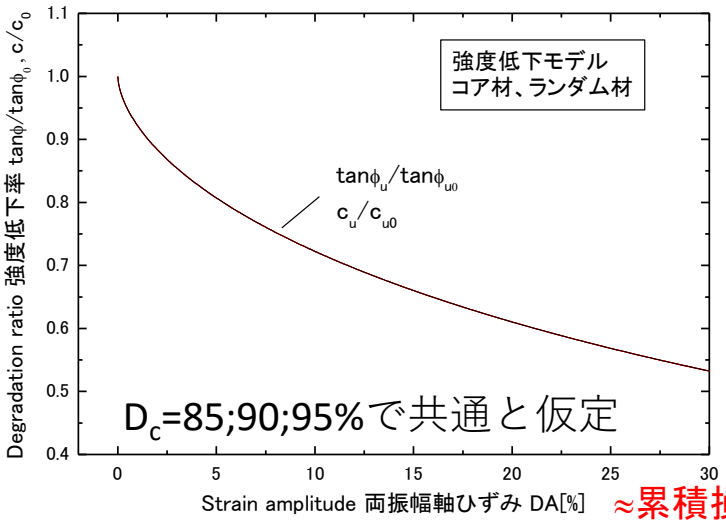




非排水繰返し載荷試験の結果から解析で用いる地震時非排水せん断強度を求める-2



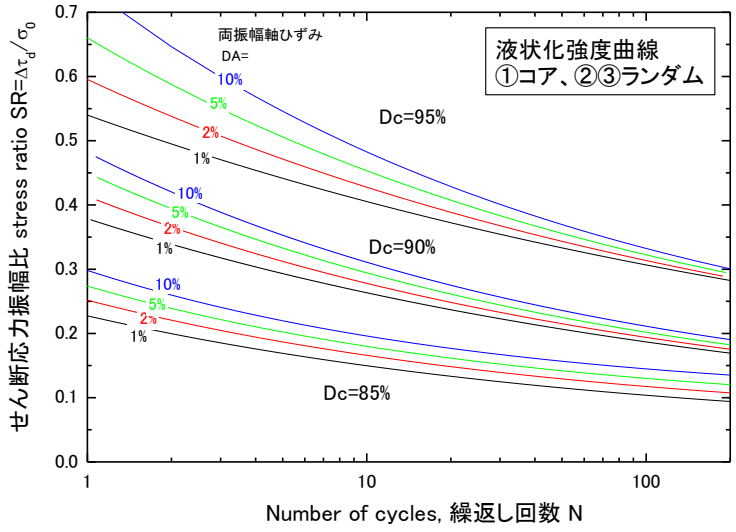
②Newmark-D法に用いる強度低下率



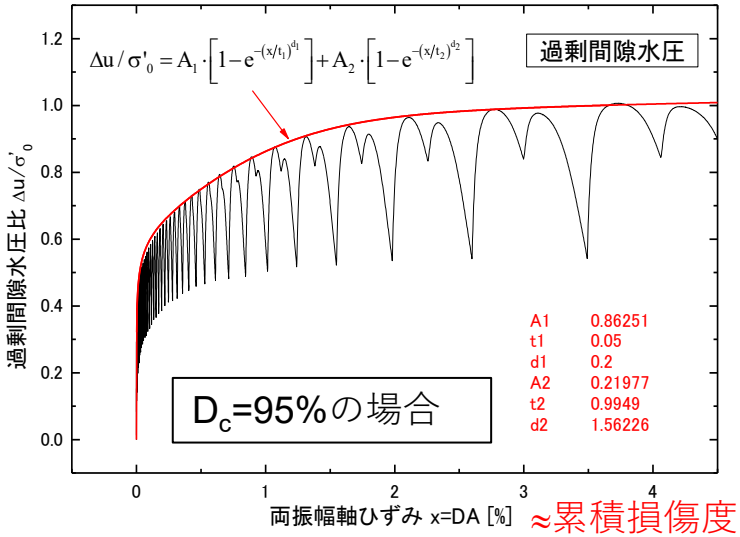
≈累積損傷度

③Δu法:「地震時のそれぞれの時刻での非排水せん断強度」=
[初期有効拘束圧σ'_0 – Δu] × tanφ‘

①非排水繰返し強度曲線

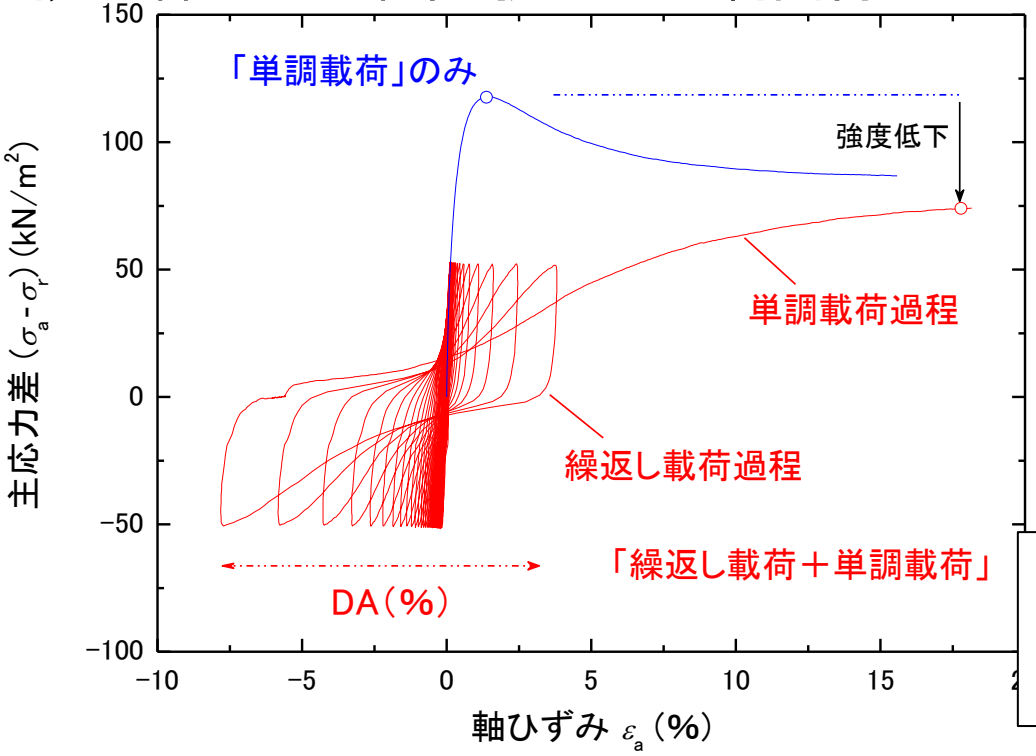


（通常の方法）Δu= 各サイクルでの最大値

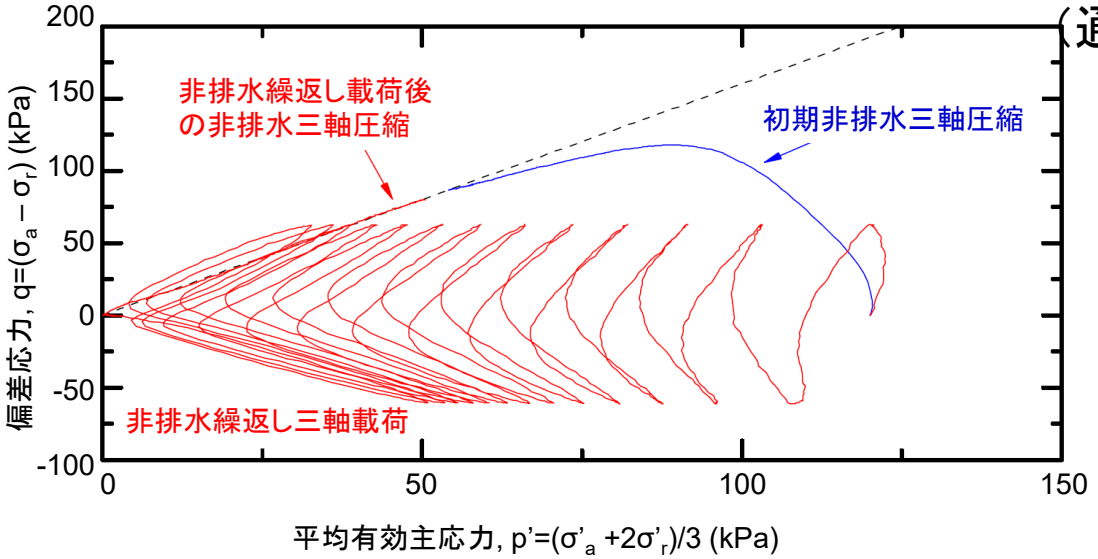


≈累積損傷度

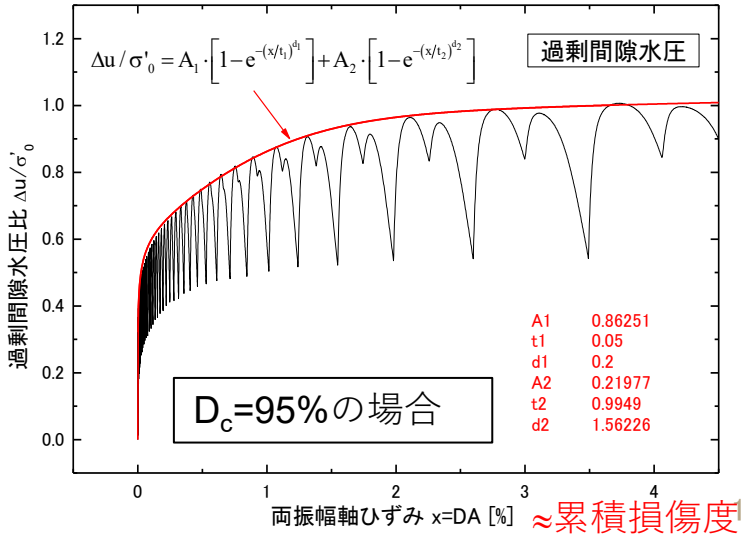
非排水繰返し三軸試験での過剰間隙水圧Δuの求め方



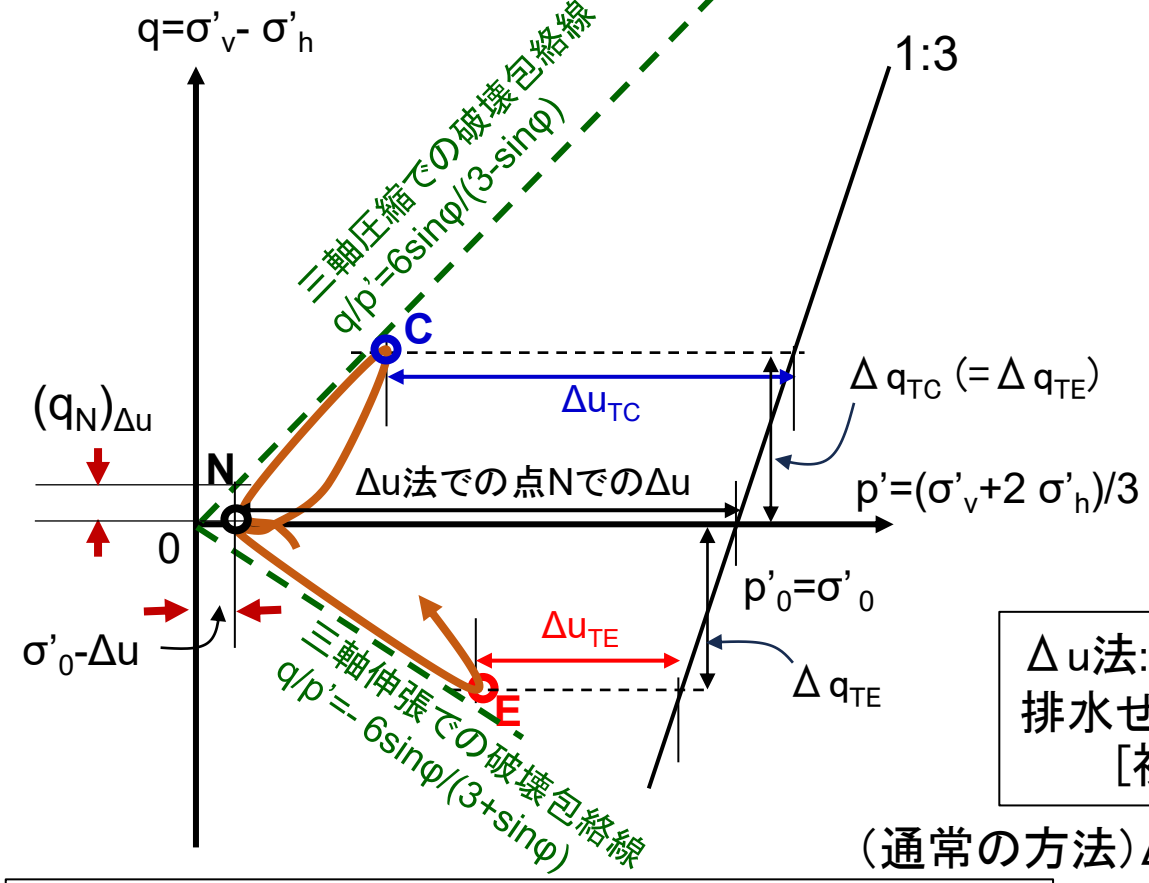
Δu法:「地震時のそれぞれの時刻での非排水せん断強度」=
［初期有効拘束圧σ'_0 − Δu］× tanφ‘



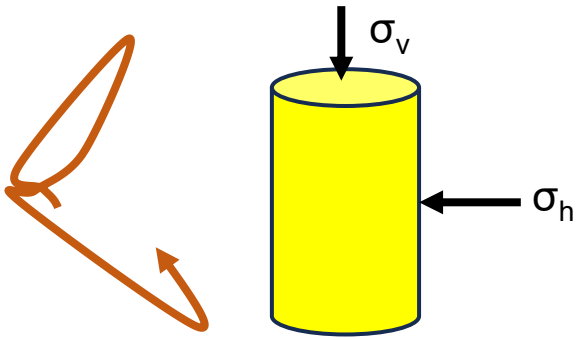
（通常の方法）Δu= 各サイクルでの最大値



≈累積損傷度



繰返し非排水三軸試験での有効応力経路



Δu法:「地震時のそれぞれの時刻での非排水せん断強度」=
[初期有効拘束圧$\sigma'_0 - \Delta u$] × tanφ'

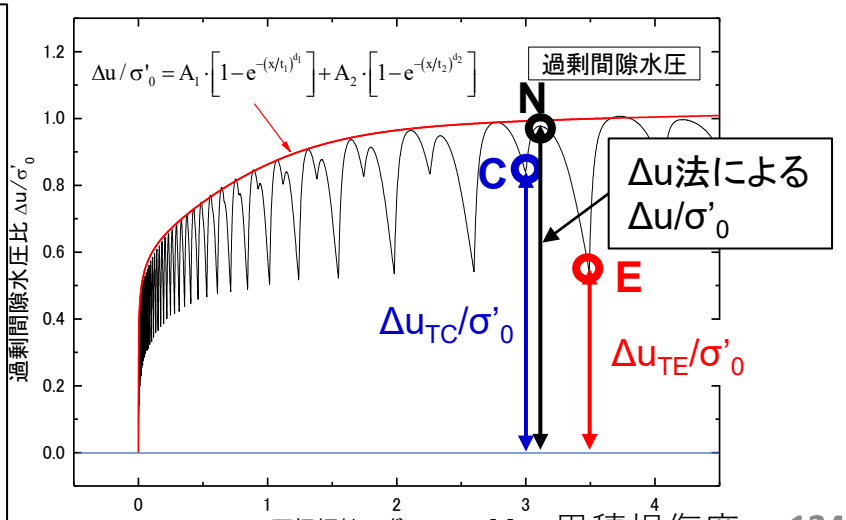
(通常の方法)Δu=各サイクルでの最大値(Nでの値)

通常のΔu法: $(q_N)_{\Delta u}$=N点での非排水強度
$= \sigma'_v - \sigma'_h = [(\sigma'_v/\sigma'_h)_{max} - 1.0] \times$(点Nでの$\sigma'_h$)

・点Nでの$\sigma'_h = \sigma'_0 -$(点Nでの Δu) は非常に小さい。このため、この強度は非常に小さくなる

実際のΔuは、点C, Eでの値のように、載荷に伴うダイレイタンシー現象によって点NでのΔuよりも小さくなる(負にもなりうる) ⇒ $\sigma'_0 - \Delta u$は大きな値となり、$(q_N)_{\Delta u}$よりも遥かに高い強度を発揮する

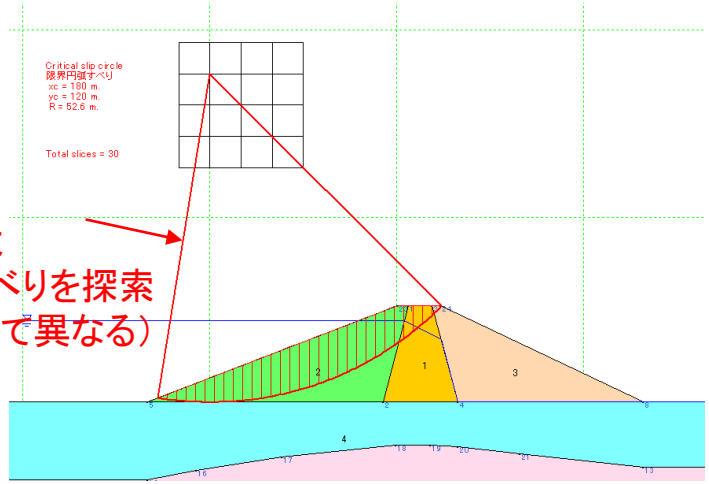
⇒通常のΔu法は、締め固まった土の地震時の非排水せん断強度を著しく過小評価する傾向



Newmark-D法:

・地震中の非排水せん断強度は、損傷ひずみに基づき評価

・地震時非排水せん断強度に与える締固めの影響は、非常に大 ⇒すべりに対する締固めの効果を正当に評価



Newmark-O法 (O: original)

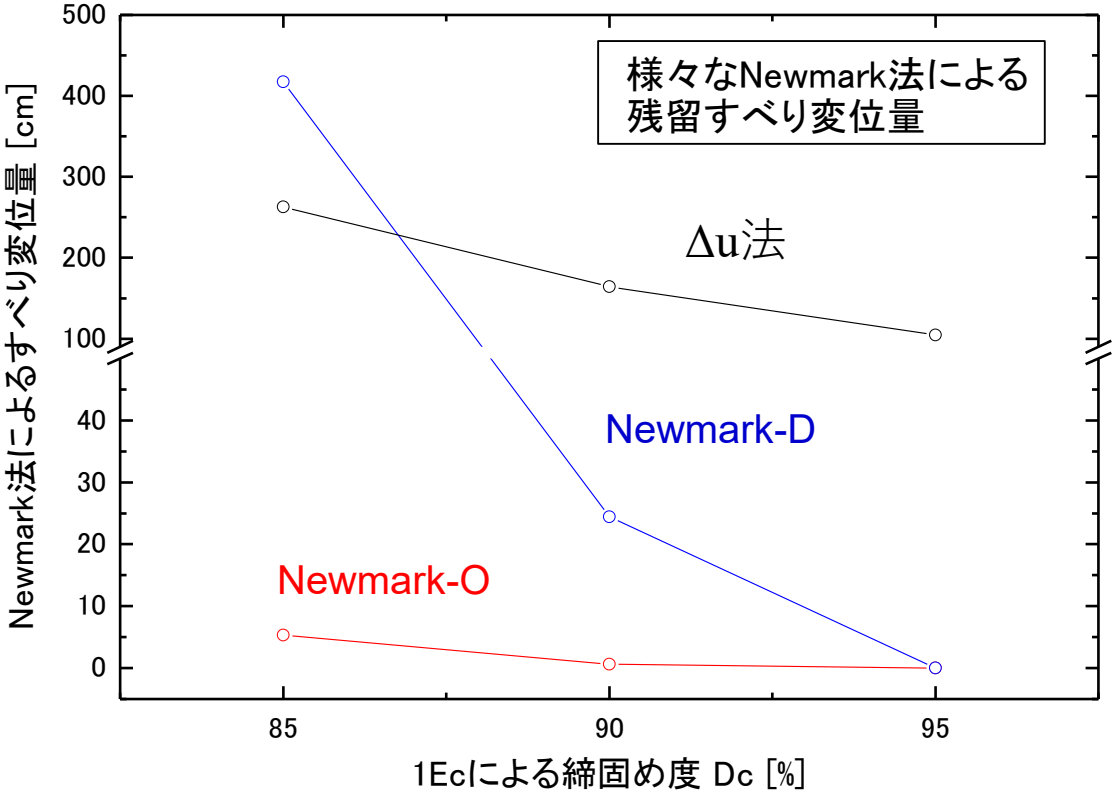
・排水強度は締固め度で異なるが、地震時に一定値を維持

・D_cが95%の良く締め固まった盛土では、妥当な結果

・D_cが95%を越える非常に良く締め固まった盛土では、Newmark-O法によるすべり変位は実際の値を過大評価する

・しかし、D_cが低いほど、Newmark-O法によるすべり変位は実際の値よりも著しく小さくなる

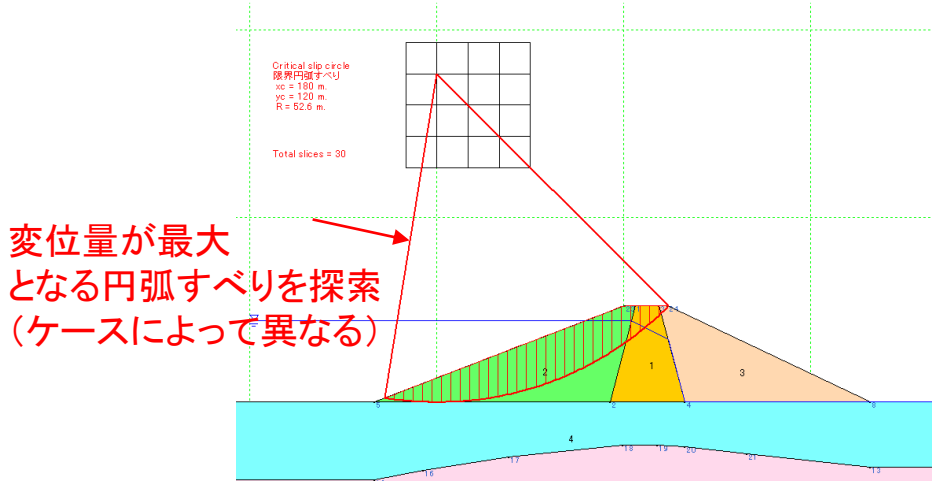
⇒緩い飽和斜面の地震時すべりを著しく過小評価して危険側



Newmark-D法:

・地震中の非排水せん断強度は、損傷ひずみに基づき評価

・地震時非排水せん断強度に与える締固めの影響は、非常に大 ⇒すべりに対する締固めの効果を正当に評価



Newmark（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）

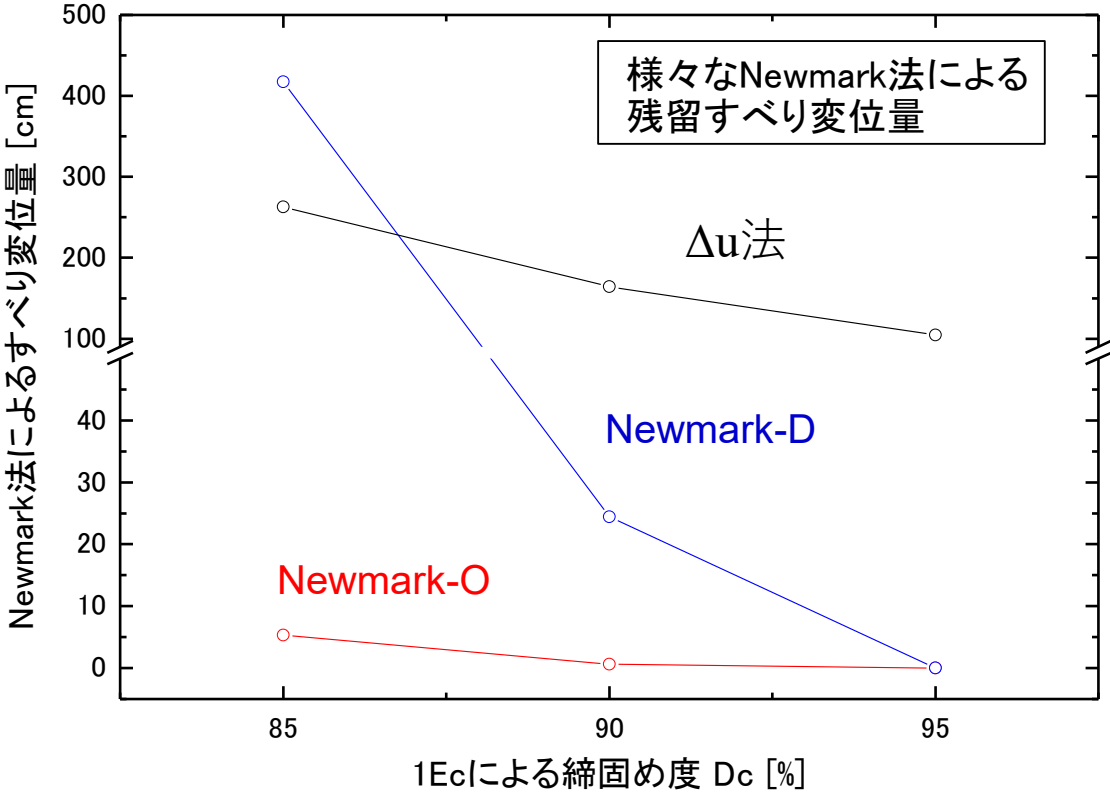
・D_cが低い場合は、妥当な結果が得られる可能性
⇒締め固めていない盛土には、近似法として適用できる

・しかし、D_cが高くなると、ピーク強度発揮時のΔuを過大評価

⇒非排水せん断強度を過小評価

⇒すべり変位を著しく過大評価

⇒良く締固めても耐震性不足と評価され、耐震設計が実施困難になる



2011年東日本大震災での藤沼ダムの崩壊と復旧からの教訓に基づく「連携した設計・施工の重要性」 1/2

①盛土のせん断強度は、締固めで大きく増加する。特に、**飽和非排水条件でのせん断強度に対する締固めの影響は大きく**、その影響は地震時の繰返し荷重に対して更に大きくなる。

②レベル2設計地震動に対する盛土の安定解析では、地震時に非排水条件となる飽和領域に対しては、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、地震時に**非排水繰返し載荷によって継時的低下**してゆく。この特性を考慮して飽和非排水せん断強度を求めるための、新しい三軸試験法とデータ解析法を提案した。

2011年東日本大震災での藤沼ダムの崩壊と復旧からの教訓に基づく「連携した設計・施工の重要性」 2/2

④盛土の地震時残留変形を、締固めの効果、排水条件の影響、及び非排水せん断強度・剛性の地震荷重による低下を考慮して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

・**非線形FEM法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、

・盛土の地震時変形は締固めによって急速に減少することを示し、

・締固めが悪い盛土の危険性を示すだけでなく、締固めが良い盛土の高い安定性を定量的に示すことができる。

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 2/2

4. 盛土の合理的な締固め管理の枠組み

4-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策

4-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策

4-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策

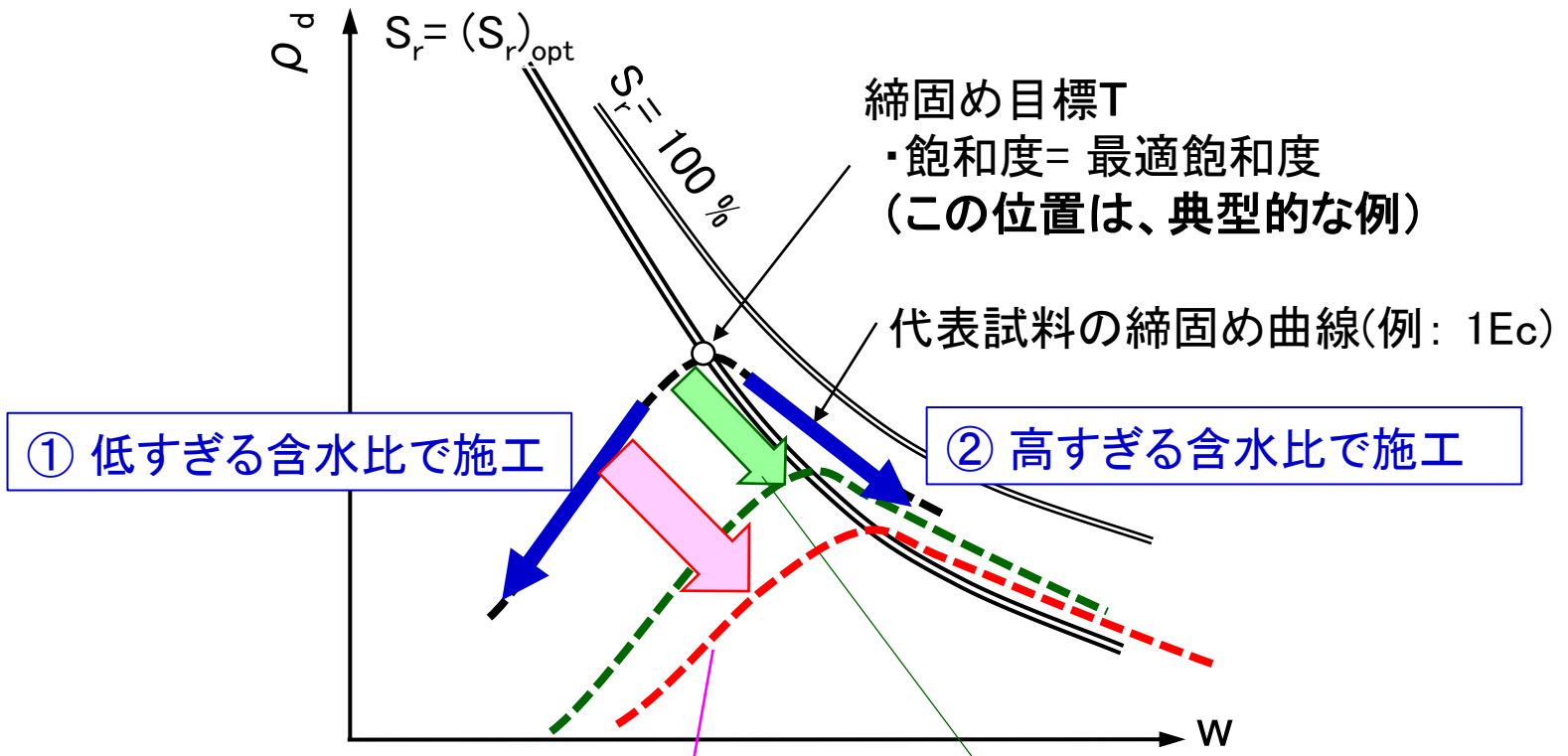
4-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性

4-5 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

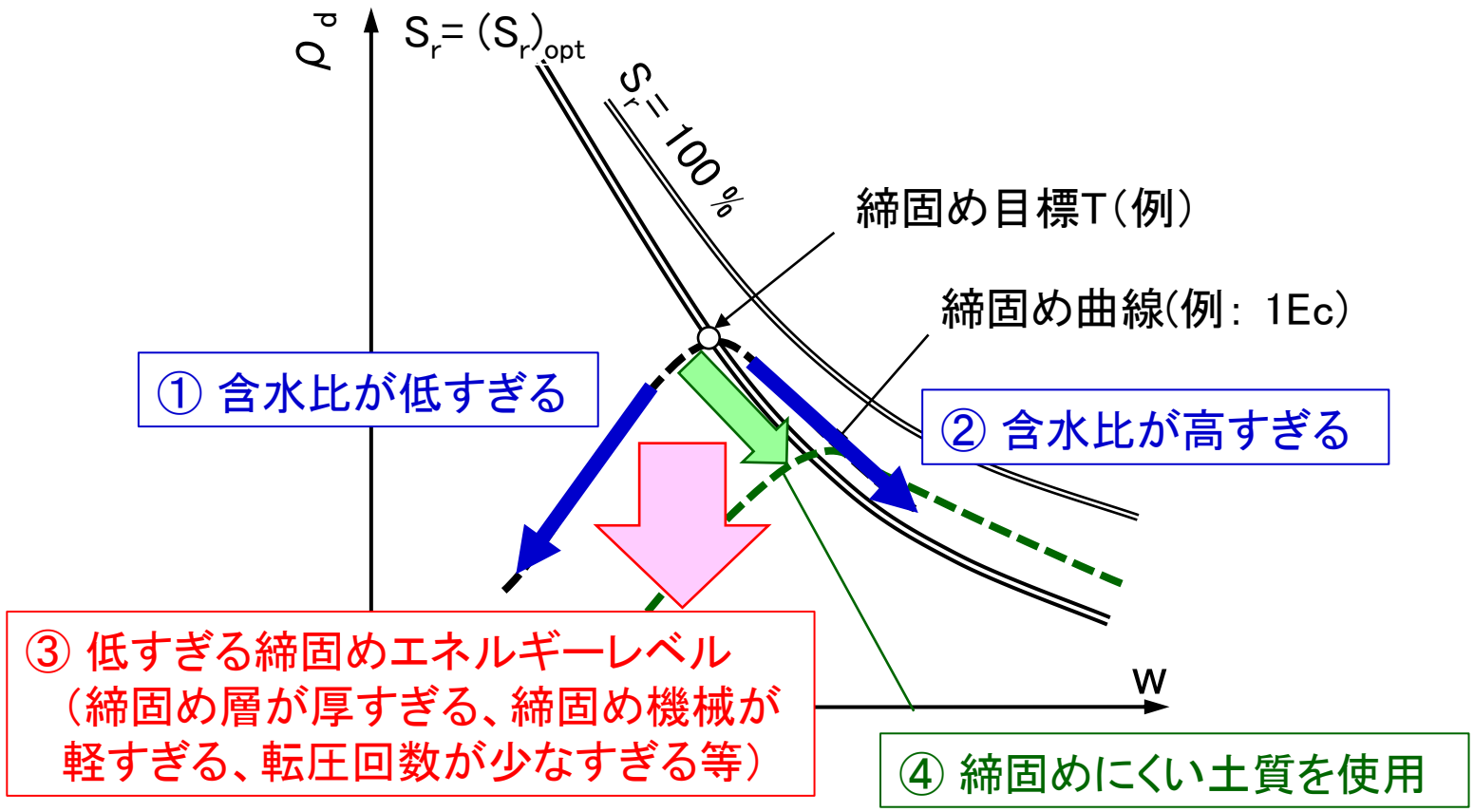
5. まとめ

締固め土の品質を低下させる四大要因



①～④に対する対応は、全て重要。しかし、コストが掛かるため省略されがち。中でも、①と②を防止する盛土の含水比管理は、実施されない傾向（特に②は実施されない）⇒　以下、対応策を議論

締固めのレベルを低下させる四つの要因を抑制するには…



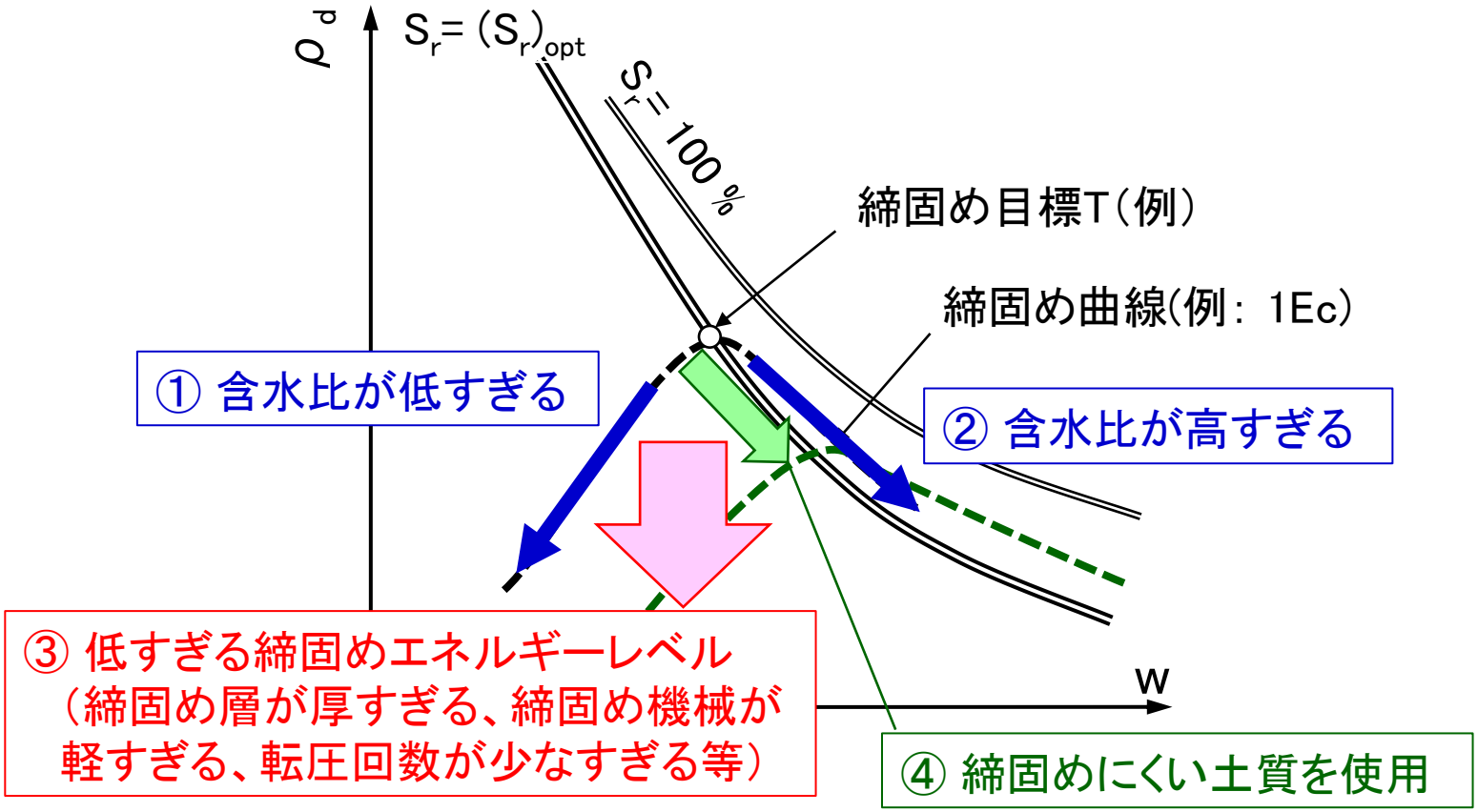
対応1: 対象土構造物の要求性能を実現できる、適切な**締固め目標T**を設定

- 目標飽和度S_rは、**最適飽和度$(S_r)_{opt}$**が基本
- 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

その上で、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

⇒ 次頁以降

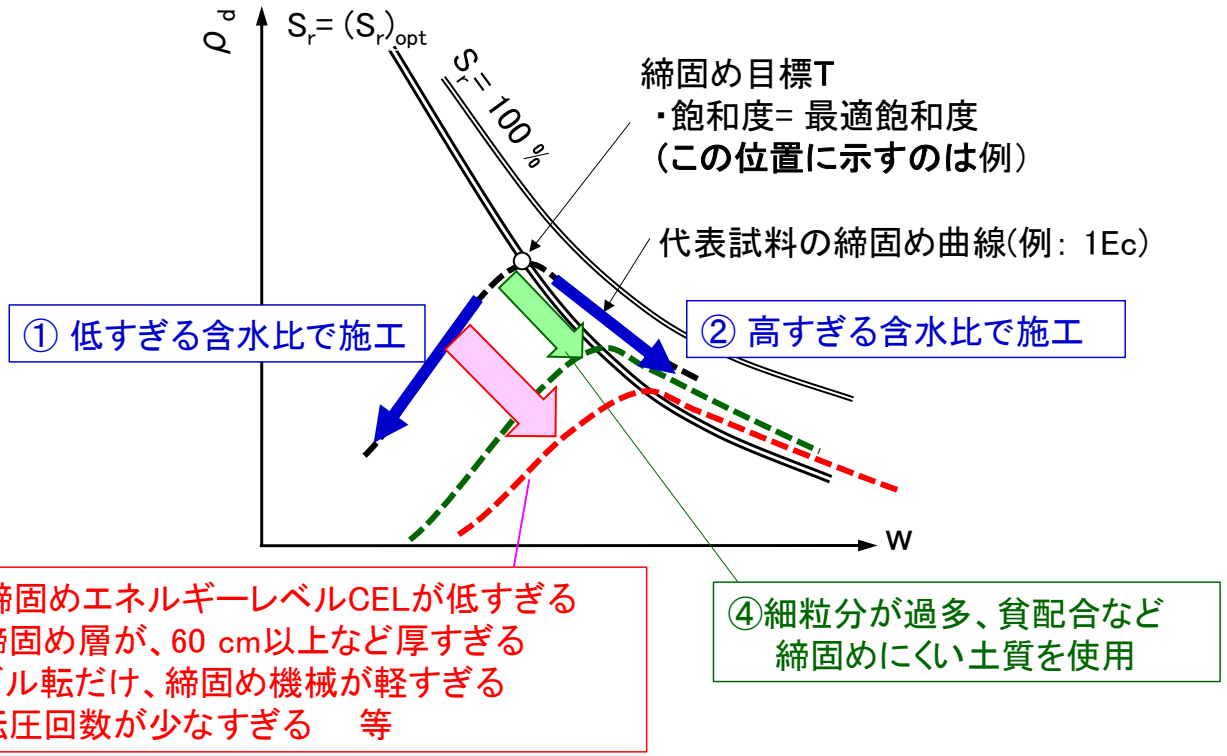
締固めのレベルを低下させる四つの要因を抑制するには…



対応2: 盛土材の土質の管理 （盛土材を選択できない場合もあるが）

対応3: 十分な締固めエネルギーレベル（特に、薄層締固め）

締固め土の品質を低下させる四大要因



対応4: 適切な盛土材の含水比調整と締固めた盛土の含水比の測定・確認

（課題）この対応は非常に有効！ 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

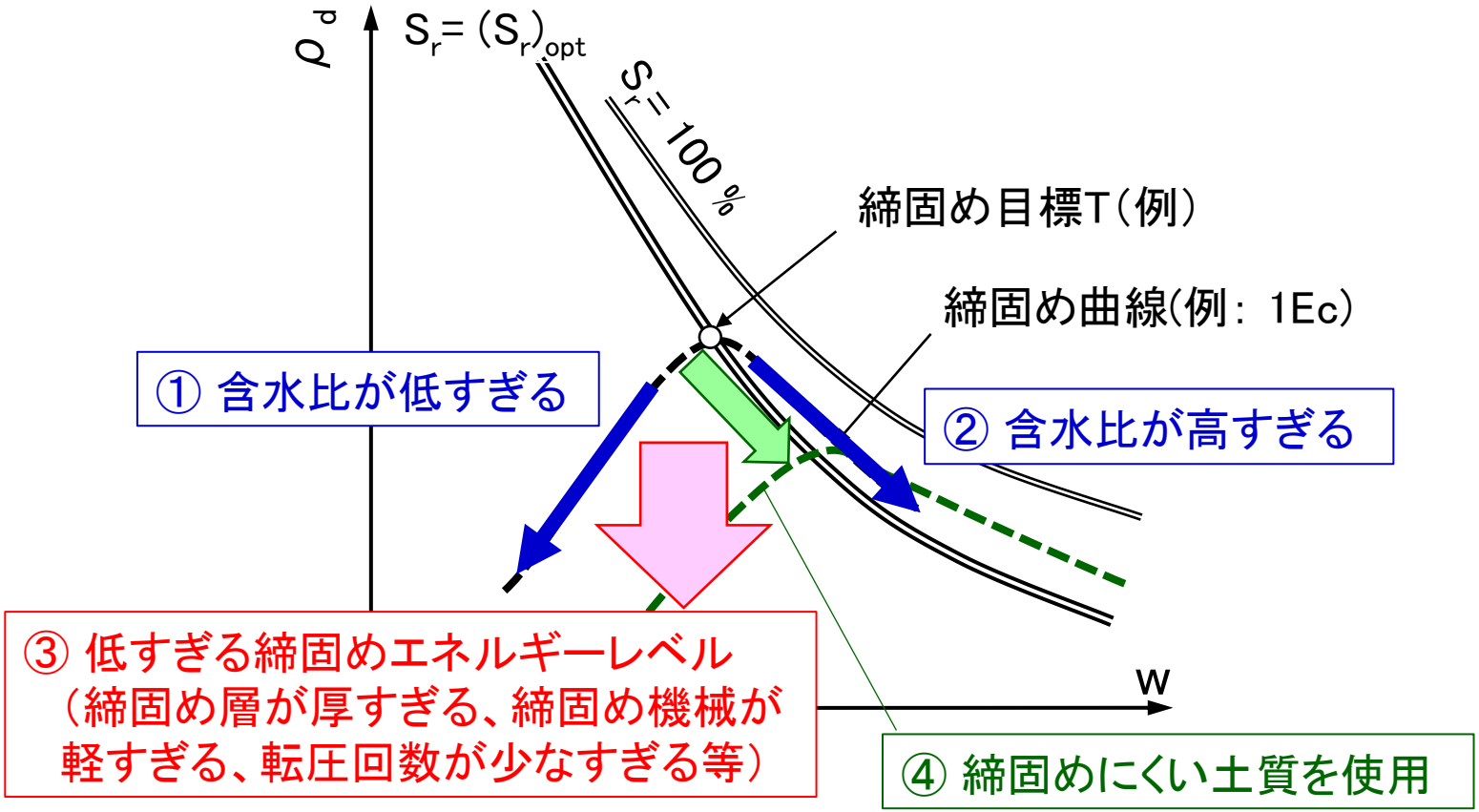
→盛土の締固め効率が低下する傾向

①自然含水比での施工を許容する場合での対策は？

②空気間隙率管理の誤用による高含水比の盛土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

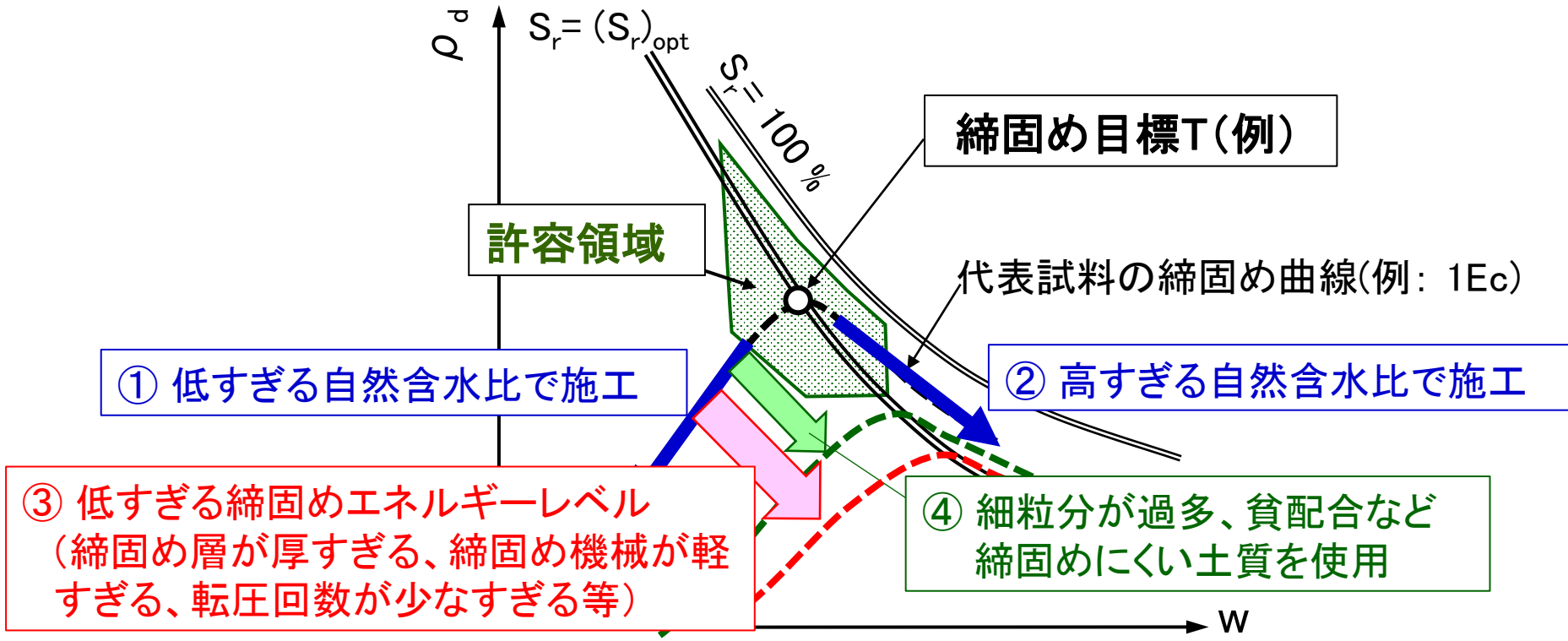
締固めのレベルを低下させる四つの要因を抑制するには…



対応5:　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…



対応6：

①適切な土質、CEL, wでの施工を促すとともに、

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

→飽和度管理の有効性と方法は、後ほど説明

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 2/2

4. 盛土の合理的な締固め管理の枠組み

4-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策

4-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策

4-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策

4-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性

4-5 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

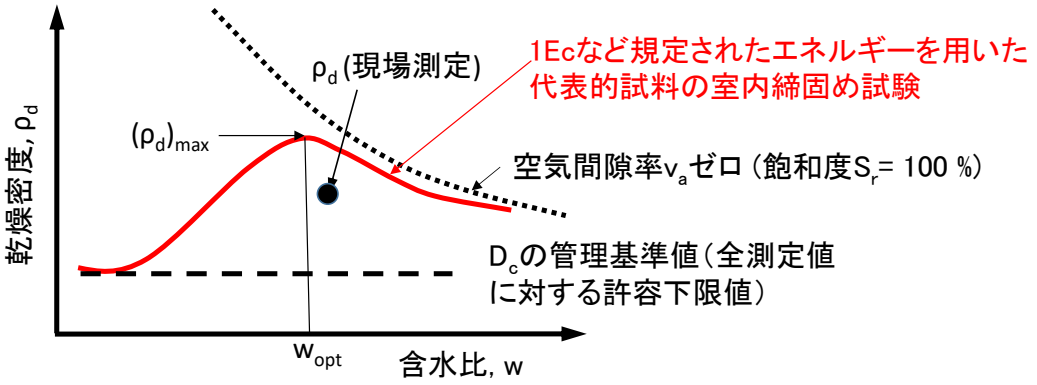
4-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

5. まとめ

実務での基本的な締固め管理法（Proctor法）

締固め度：

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



Proctor法に戻ると・・・・

①飽和化・湿潤化した盛土の強度・剛性等は、締固めた土の乾燥密度ρ_d（締固め度D_c）に強く支配されるので、締固めの良否を締固め度D_cの大小で判断。

②高い締固め度D_cを得るためには、その管理だけではなく、含水比の適切な調整・管理を行う必要 ⇒ **これが、今日まで残った最大・最難関の課題。**

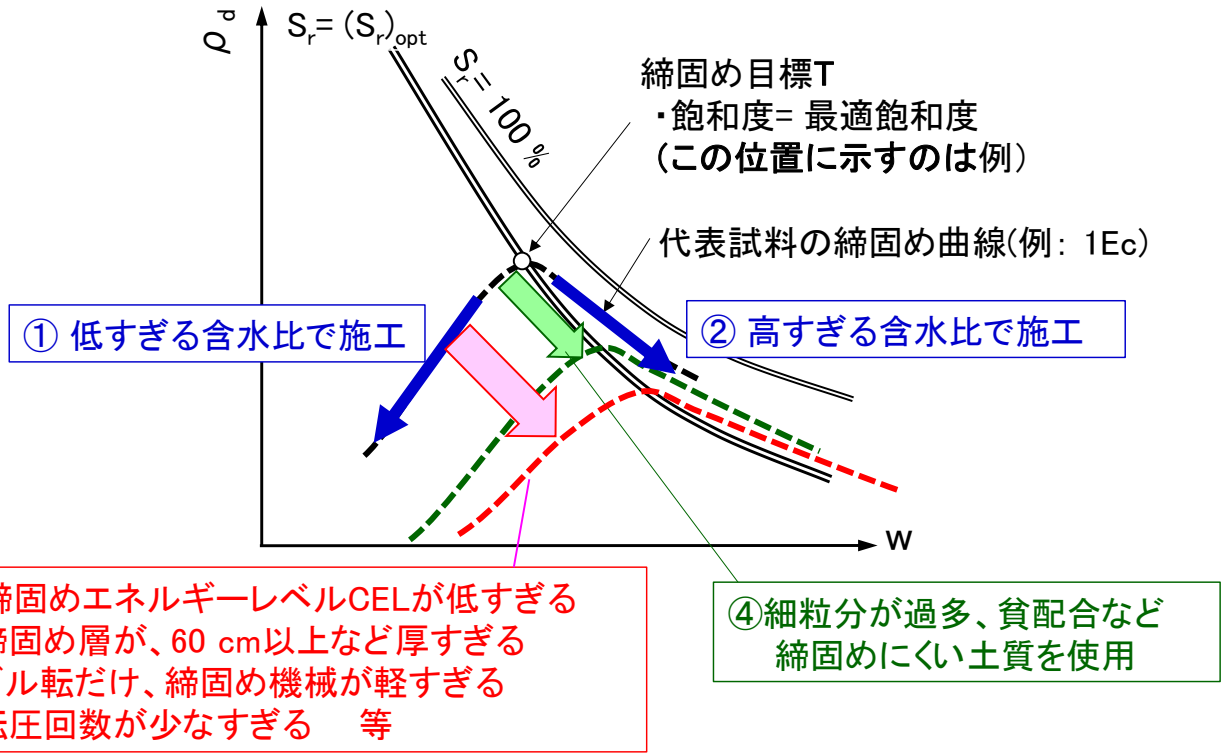
・乾燥側($w < w_{opt}$)で締固めた土は、強く硬いが、湿潤化/飽和化すると著しく弱化・軟化 する可能性⇒締固めの良否は締固め直後の強さ・硬さでは判断できない。

・高含水比では、効率的に締め固められない。

⇒ **ρ_d=「現場での$(\rho_d)_{max}$」を目指して、盛土材の含水比を「現場の最適含水比 w_{opt} 」とできるだけ一致するように調整する**

原則は簡明であるが、様々な課題があり、締固めのメカニズムの理解に基づいた様々な対応が必要

締固め土の品質を低下させる四大要因



対応4: 適切な盛土材の含水比調整と締固めた盛土の含水比の測定・確認

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

→盛土の品質の保証が困難になる

①自然含水比での施工を許容する場合での対策は？　⇒以下議論

②空気間隙率管理の誤用による高含水比の盛土を回避するには？

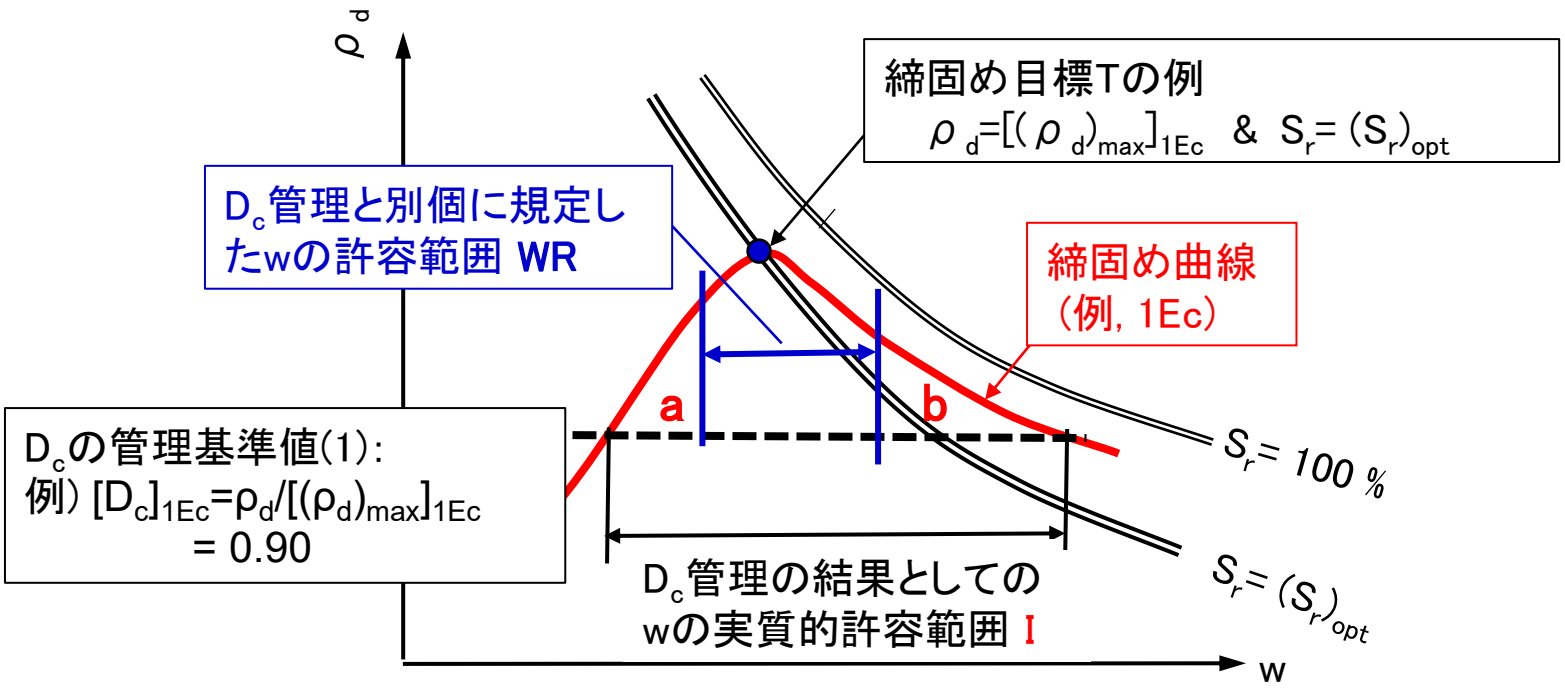
→v_a管理の正しい理解と適切な運用が必要

従来法: wの許容範囲は規定せず、自然含水比での施工を許容してD_c管理

$[D_c]_{1Ec}$の許容下限値（管理基準値）= 90 %の場合で説明すると・・・・

D_c管理と別個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とS_rが低すぎる領域**a**」**と**「ρ_dが低すぎS_rが高すぎる領域**b**」を排除できる。

しかし、**WR**の規定がなく自然含水比で施工を許容する場合は、**wの許容範囲は実質的に下図での I ⇒ 締固め不良領域a, bを排除できない**



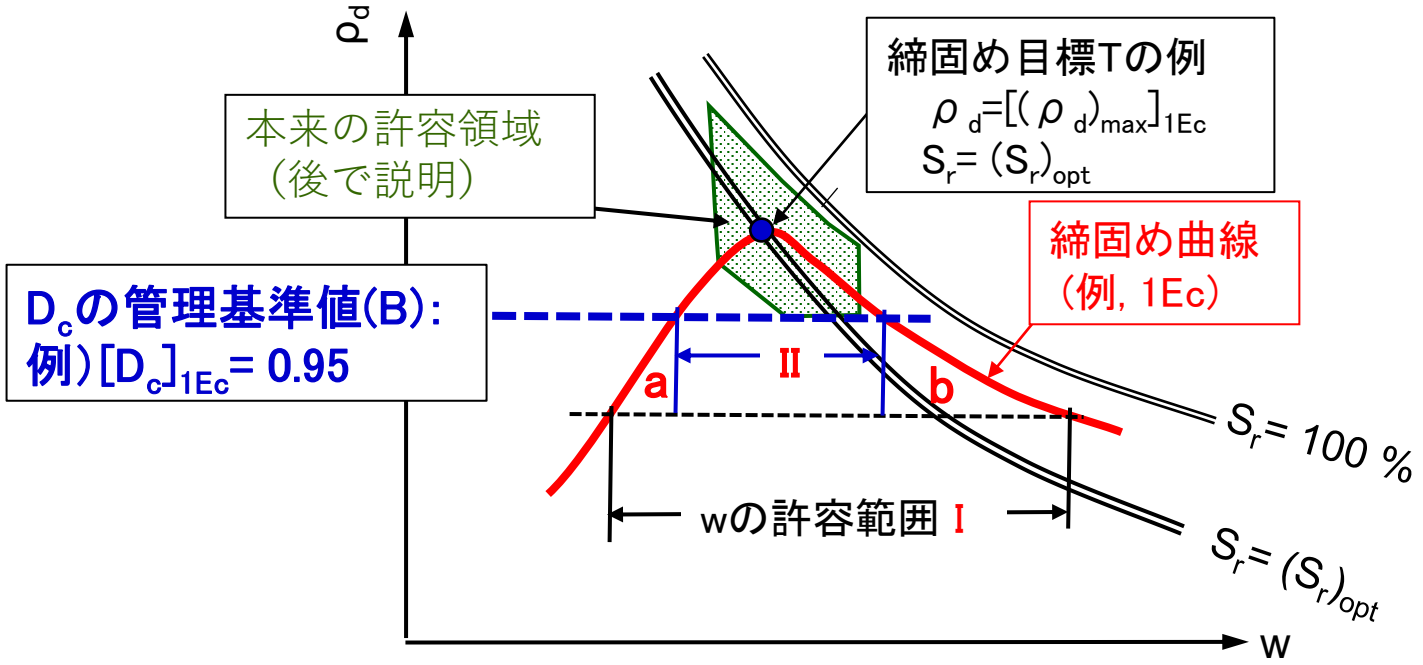
次善の対応策:

別個に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95%のように従来よりも5%程度引き上げ、wの許容範囲を実質的に II と狭くする

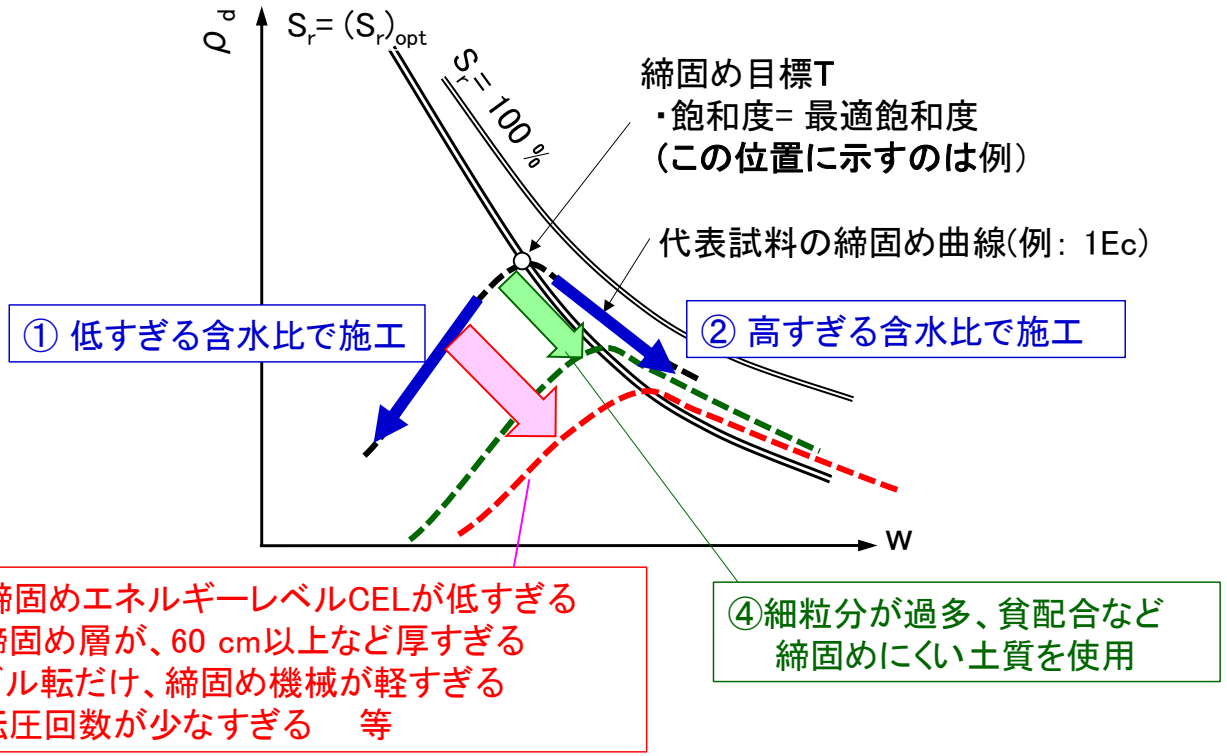
⇒$[D_c]_{1Ec}$の実現範囲は95%以上と改善、締固め不良領域a, bを排除、
本来の許容領域に到達しやすい！

⇒次善の策であるが、実行しやすく効果的

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



締固め土の品質を低下させる四大要因



対応4: 適切な盛土材の含水比調整と締固めた盛土の含水比の測定・確認

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

→盛土の品質の保証が困難になる

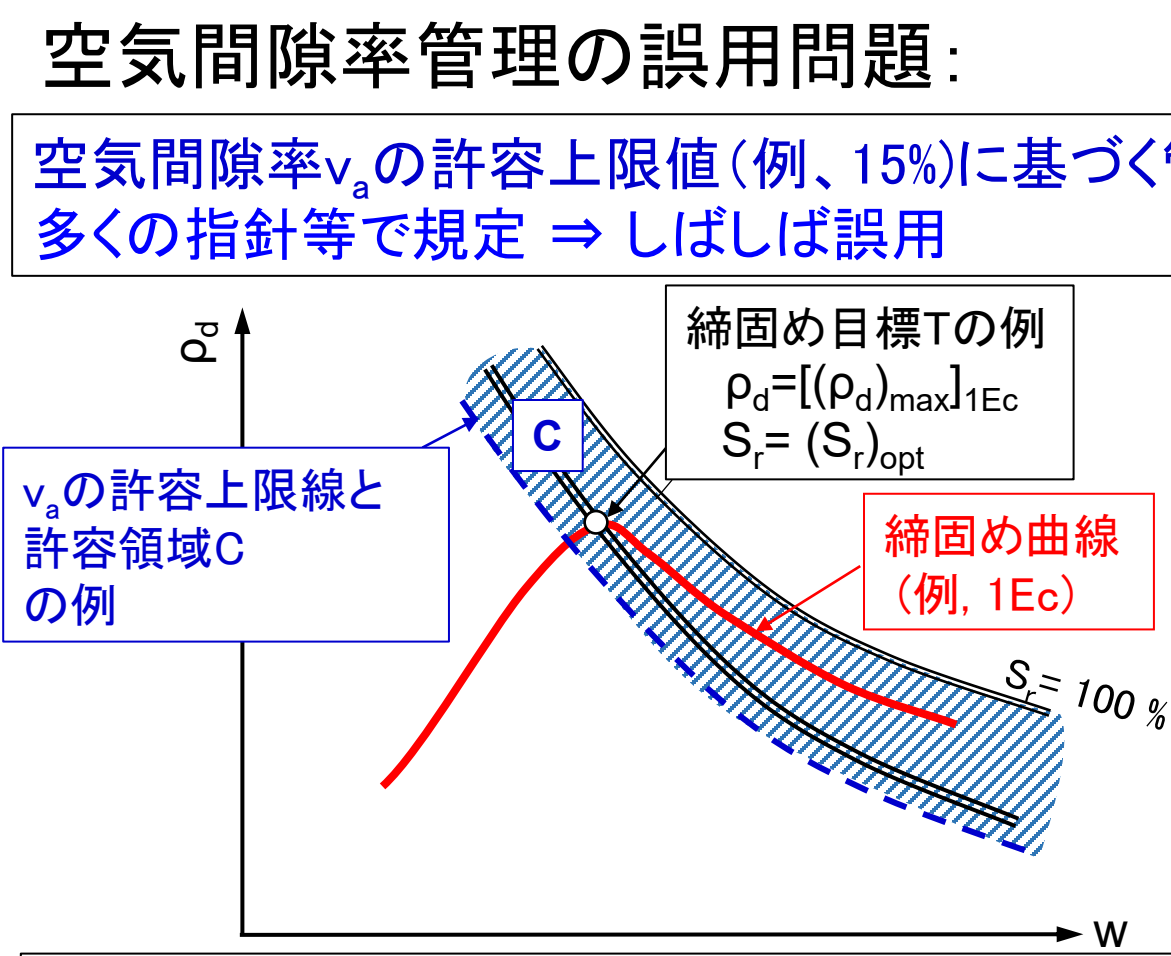
①自然含水比での施工を許容する場合での対策は？

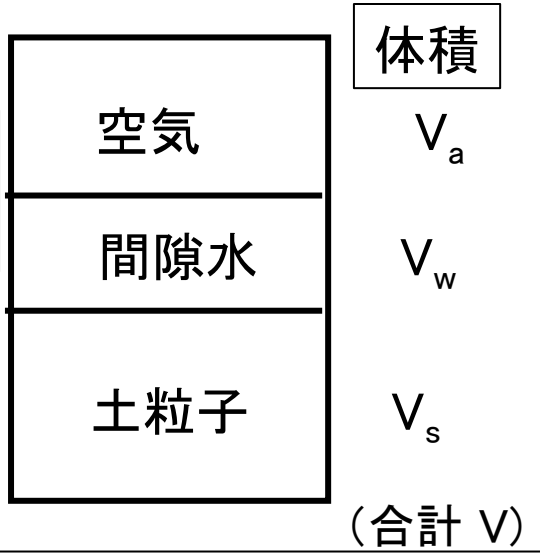
②空気間隙率管理の誤用による高含水比の盛土を回避するには？

→v_a管理の正しい理解と適切な運用が必要　⇒以下議論

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

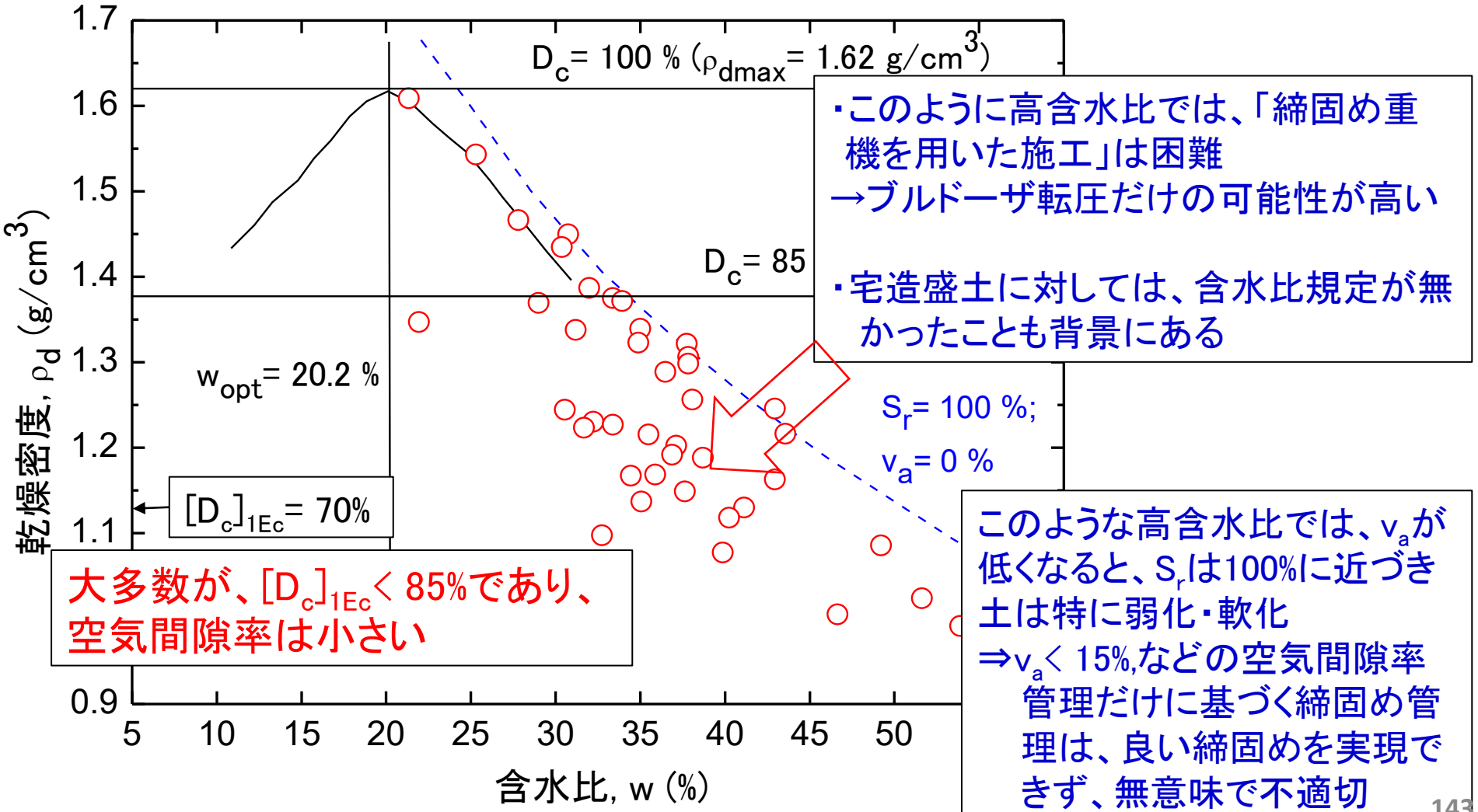
v_a管理は、$(\rho_d)_{max}$を基準にしたD_c管理と異なり、盛土材の締固め試験が不要、
また締固め曲線が求めにくい土にも適用可 ⇒ 迅速、省力化 ⇒ 普及

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
②ρ_d一定でv_a減少→強度・剛性低下 ⇒ v_a減少だけでは高品質を保証できない

■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！⇒次頁

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

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



・このように高含水比では、「締固め重機を用いた施工」は困難
→ブルドーザ転圧だけの可能性が高い

・宅造盛土に対しては、含水比規定が無かったことも背景にある

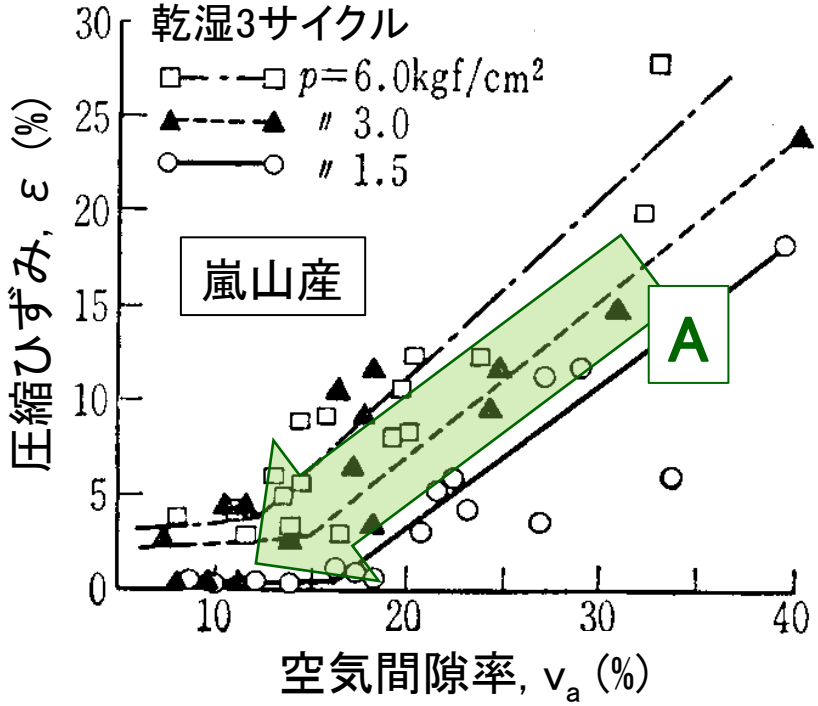
大多数が、$[D_c]_{1Ec}$< 85%であり、空気間隙率は小さい

このような高含水比では、v_aが低くなると、S_rは100%に近づき土は特に弱化・軟化
⇒v_a< 15%,などの空気間隙率管理だけに基づく締固め管理は、良い締固めを実現できず、無意味で不適切

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。

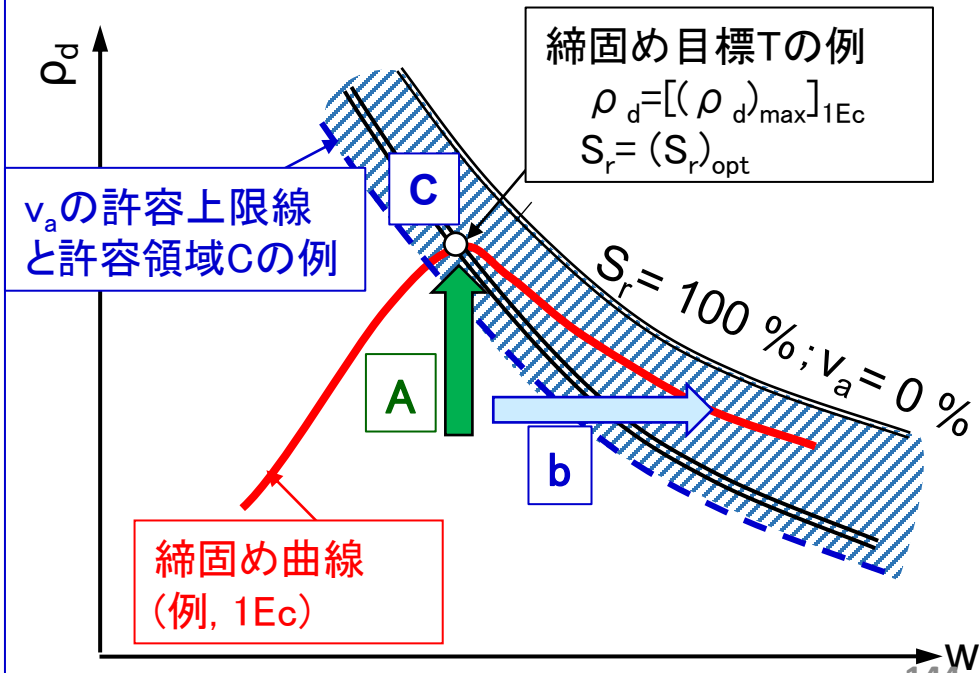


しかし、この関係は経路Aのようにw一定で締め固めた供試体で得られた結果であり、圧縮ひずみ ε の減少の主因は ρ_dの増加である。v_aの減少は、ρ_dの増加の結果としての従属的現象。

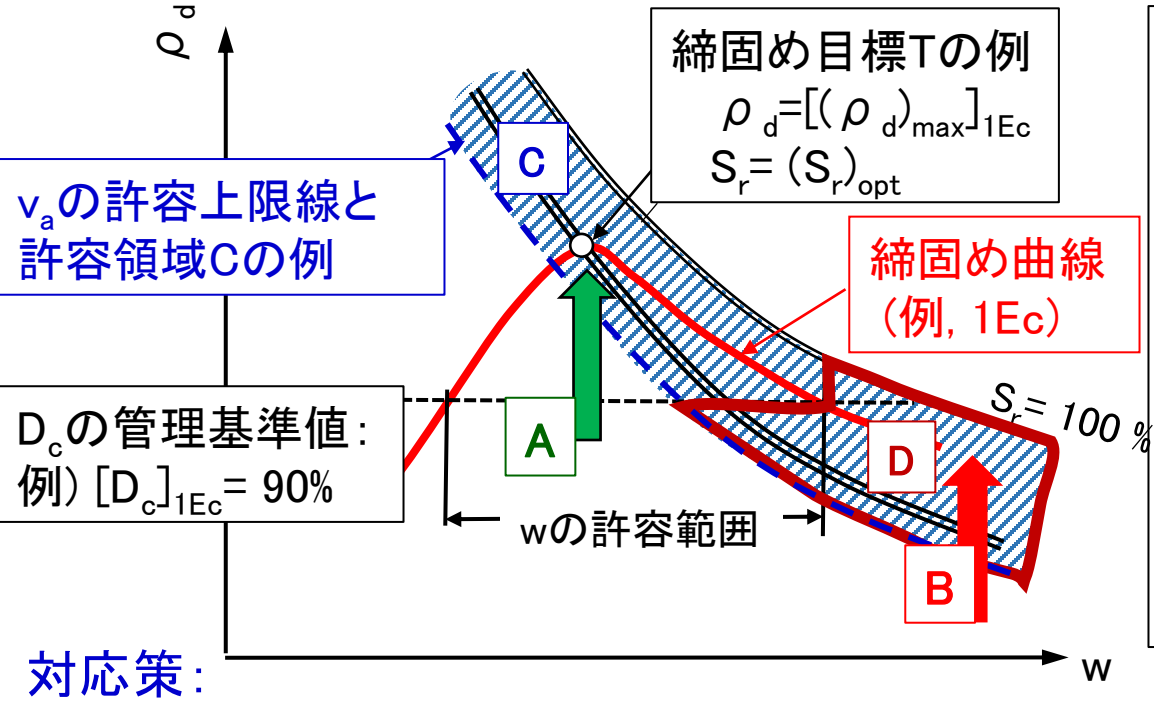
経路bのようにρ_d一定でv_aが減少（S_rが増加）すれば、土は弱化

⇒v_aの減少自体は盛土品質の低下要因

⇒実施工において、v_aを減少させて15%以下にして高い品質を得るには、Aのような適切なwでの締固めが必要



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



しかし、上記を無視し、自然含水比が高いが、低いwに調整せずBのような施工を行えば、実現するρ_dとせん断強度は過度に低くなる
⇒このような施工を、
v_a < 15% のようなv_a管理によって正当化する場合が少なくない

対応策：
施工性と盛土の安定性から見て締固め不良となる領域Dを規定し排除！
①領域DをD_cとwの測定・管理によって排除 ⇒ 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の許容下限値を規定 ⇒ 領域Dをできるだけ排除
③出来る限り、v_a管理に頼らず、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
④ 手間が掛かる③の代替として、K値等地盤剛性指標の上下限値管理

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 2/2

4. 盛土の合理的な締固め管理の枠組み

4-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策

4-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策

4-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策

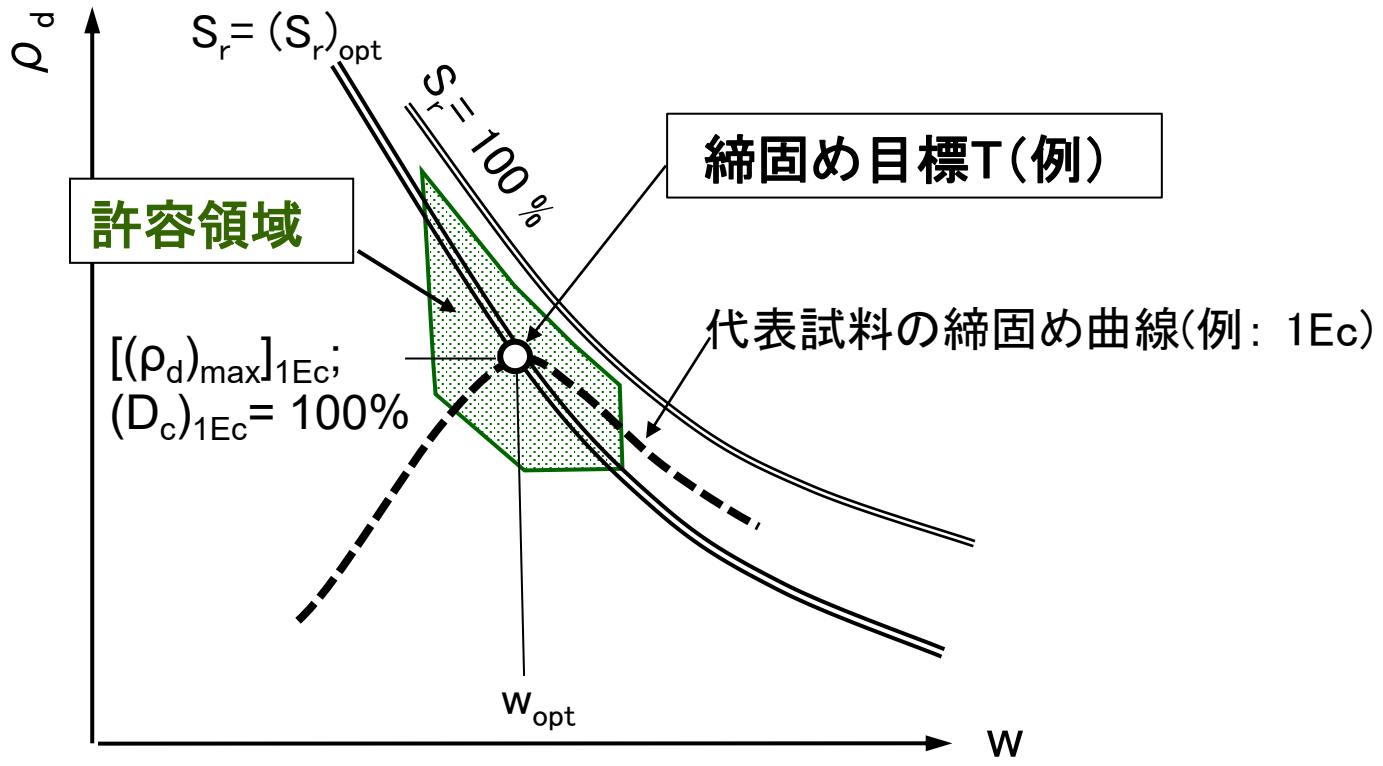
4-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性

4-5 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

5. まとめ

盛土の締固め管理の基本



管理1: 盛土材の管理

管理2: 締固めエネルギーレベルの管理(層厚、締固め機械、転圧回数等)

管理3 : D_cの全測定値 ≧ 所定の管理基準値(90%など)を確認

管理4: wのw_{opt}を基準とした上下限値管理

管理5: S_rの$(S_r)_{opt}$を基準とした上下限値管理

許容領域で管理

以下、この管理法の基本原理を説明

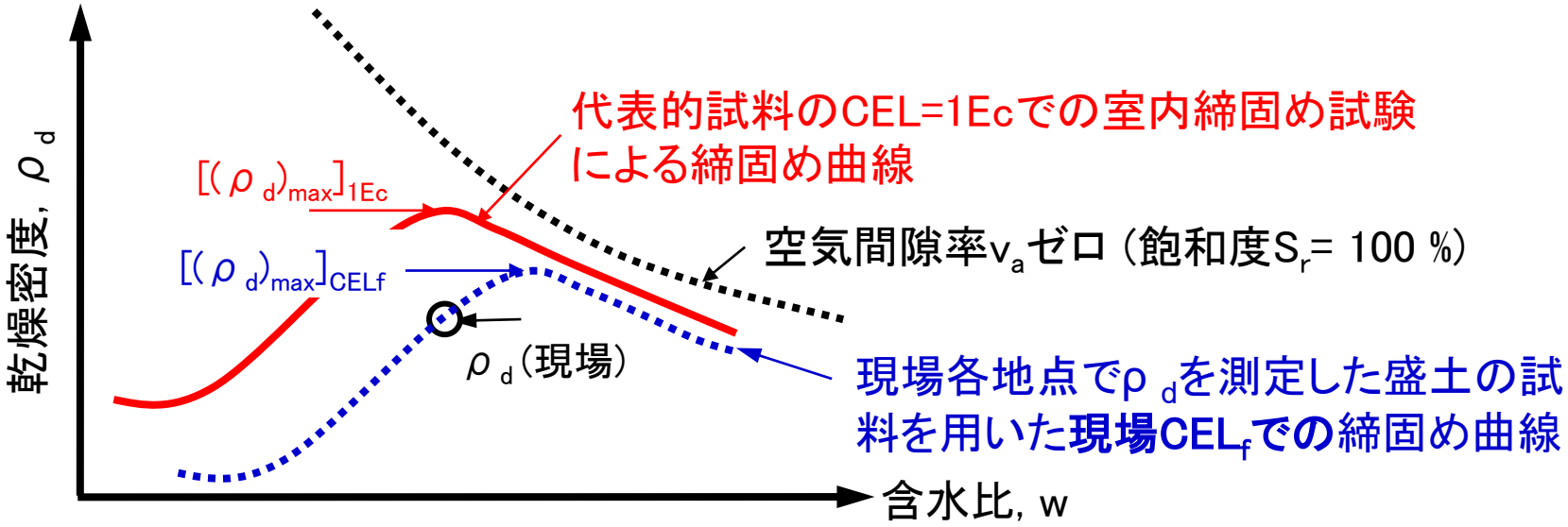
締固め度管理の基本問題－1

1Ecに対する見掛けの締固め度（管理値）:

$$[D_c]_{1Ec} = \frac{\rho_d(\text{現場測定})}{[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}(\text{代表試料})} \times 100\ (\%)$$

現場の真の締固め度:

$$[D_c]_t = \frac{\rho_d(\text{現場測定})}{[(\rho_d)_{max}]_{CELf}(\text{現場での値})} \times 100(\%)$$



通常の盛土の締固め管理では、**見掛けの締固め度$[D_c]_{1Ec}$**＝「現場の個々の地点でのρ_dの測定値」/「一定の体積毎の盛土材の代表試料を用いた所定のCEL（この場合1Ec）での室内締固め試験で求めた$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$」を求める

⇒現場各地点での盛土材の粒子特性・粒度分布等土質とCEL$_f$は変化し、室内試験での代表試料とは異なる ⇒**見掛けの締固め度$[D_c]_{1Ec}$**は**現場の真の締固め度$[D_c]_t$**とは異なる値であり、ばらつき偏る。

⇒ 現場締固めの効率性の指標である**$[D_c]_t$**が不明：$[D_c]_t$= 100 %は締固め効率極大

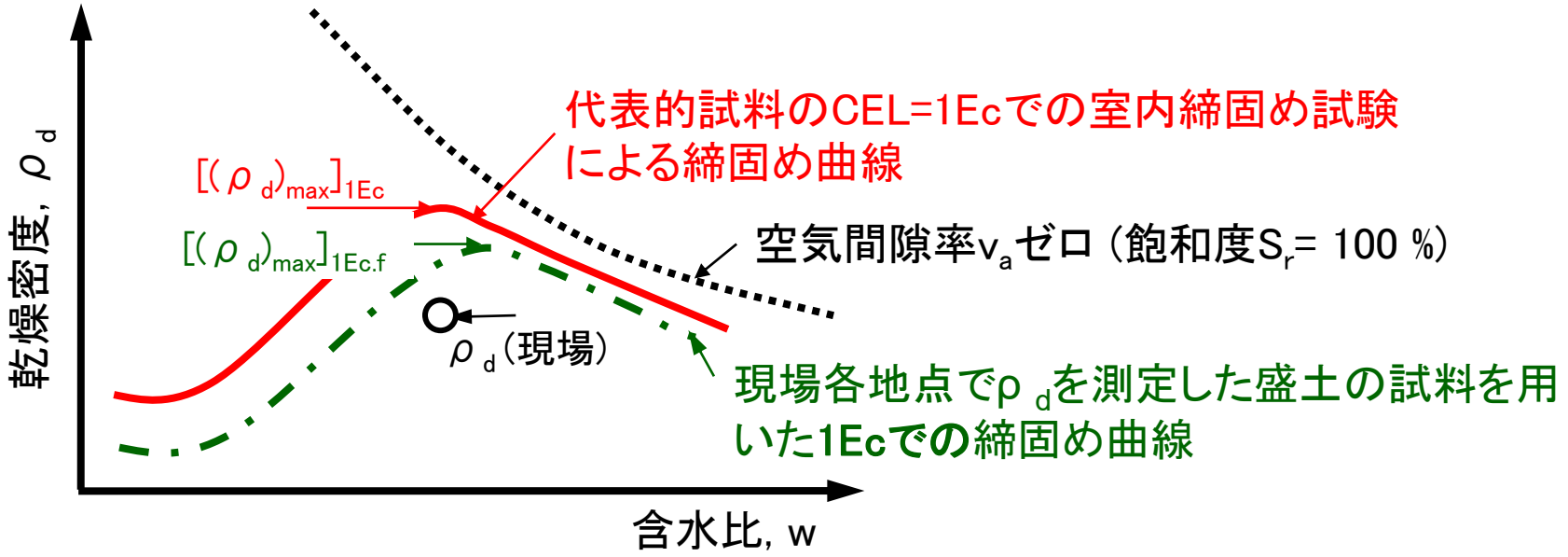
締固め度管理の基本問題 － 2

1Ecに対する見掛けの締固め度（管理値）:

$$[D_c]_{1Ec} = \frac{\rho_d\text{（現場測定）}}{[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}\text{（代表試料）}} \times 100\ (\%)$$

1Ecに対する正しい現場締固め度:

$$[D_c]_{1Ec.f} = \frac{\rho_d\text{（現場測定）}}{[(\rho_d)_{max}]_{1Ec.f}\text{（現場試料）}} \times 100(\%)$$



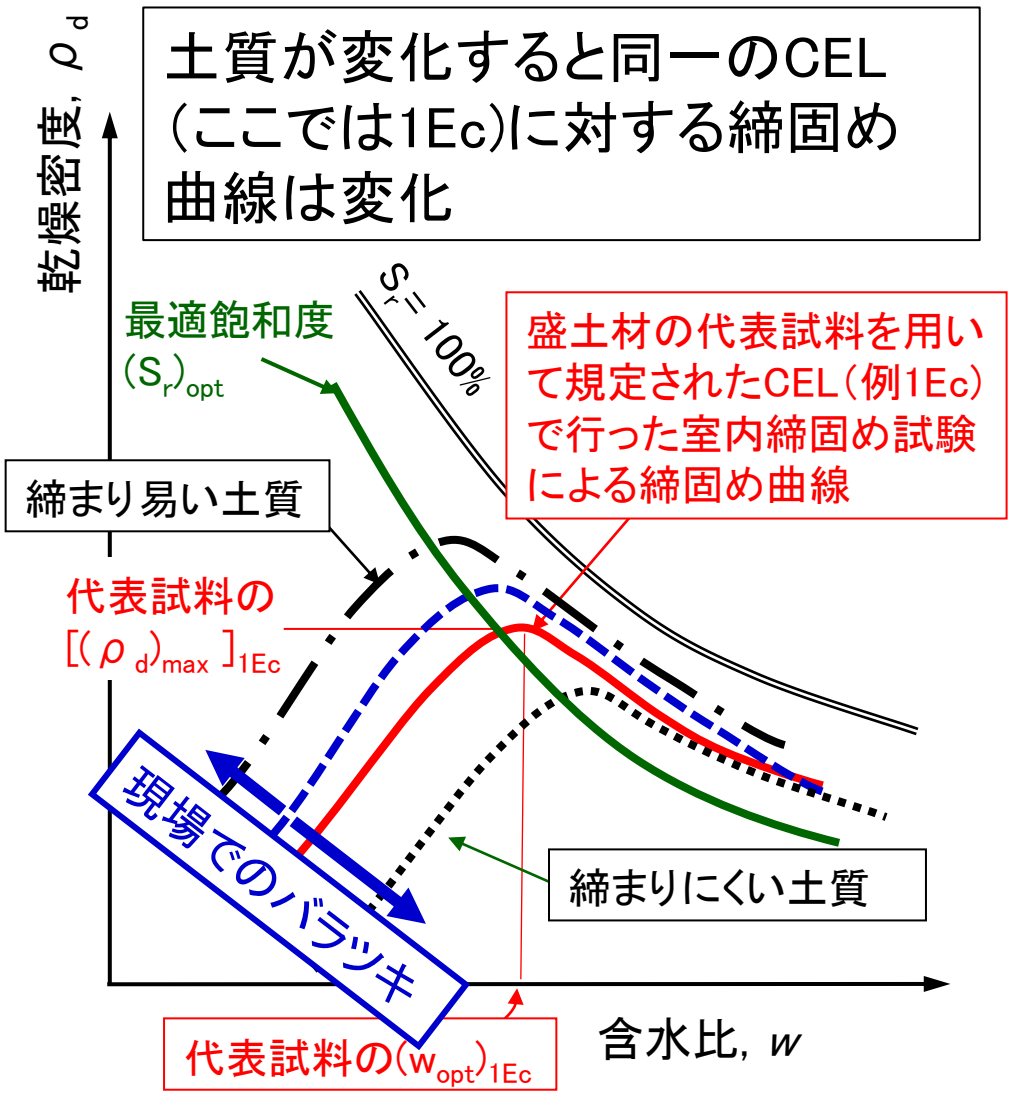
盛土材の代表試料の1Ecでの最大乾燥密度$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$は、「現場でρ_dを測定した個々の地点から採取した試料の1Ecでの最大乾燥密度$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec.f}$」とは異なる

⇒**見掛けの締固め度$[D_c]_{1Ec}$**は、**1Ecに対する正しい現場締固め度$[D_c]_{1Ec.f} = \rho_d / [(\rho_d)_{max}]_{1Ec.f}$**に対してばらつき偏る

⇒ これが、見掛けの締固め度$[D_c]_{1Ec}$に基づく締固め管理での現実的な問題

⇒ 以下、この問題を「飽和度に基づく締固め管理」で対処する方法を説明

なぜ、締固め管理で飽和度管理を重視するのか？ －1



現場での盛土材の土質は、管理しても不可避的に変動

⇒現場で$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$, $(w_{opt})_{1Ec}$は変動*

●フィルダム等大規模工事では、現場で(ρ_d, w)を測定した多数の箇所の夫々から試料を採取して、例えば1Ecで室内締固め試験を行い$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$, $(w_{opt})_{1Ec}$を得て、現場(ρ_d, w)をこれらと比較する

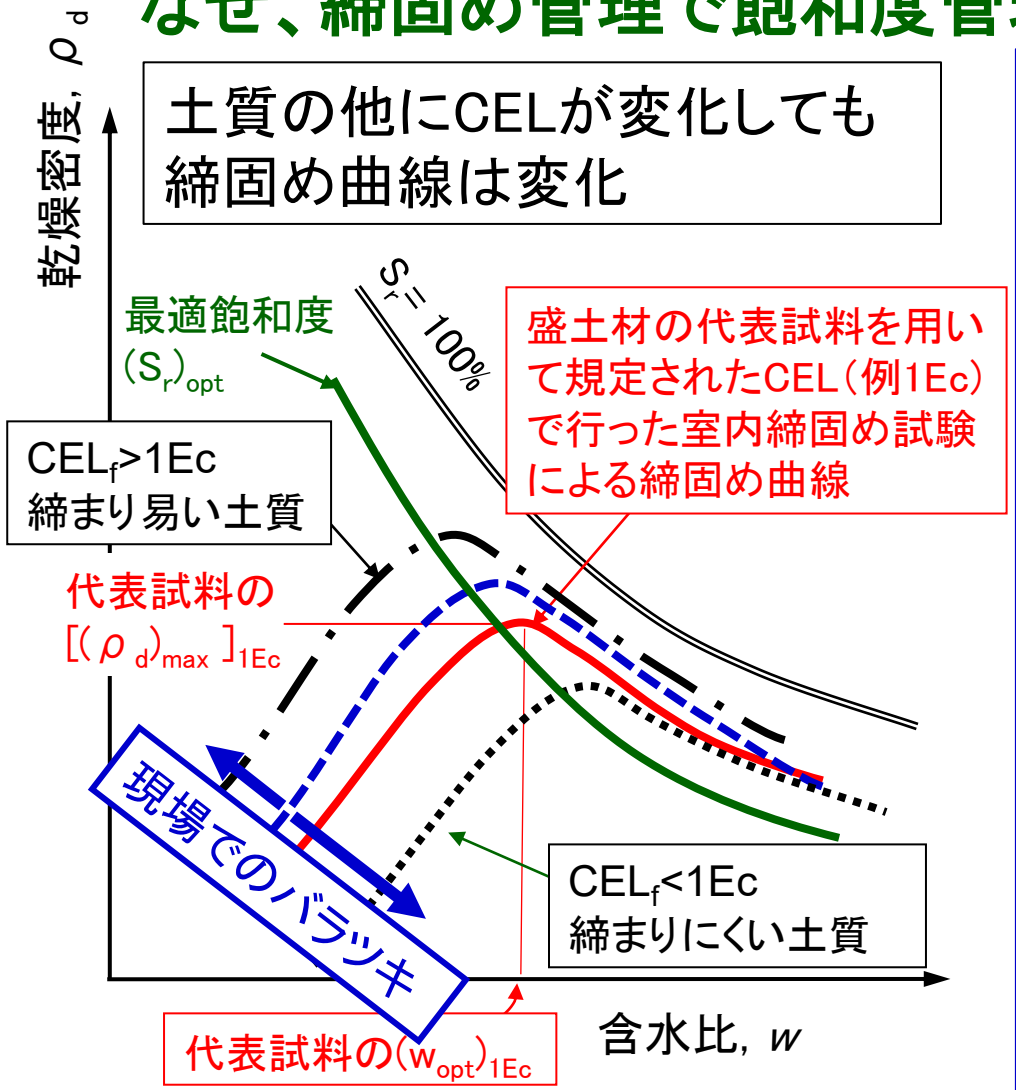
⇒ この問題*は解消

●道路盛土等では、通常一定量の盛土材毎に代表試料を得て室内締固め試験を行い$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$, $(w_{opt})_{1Ec}$を求める ⇒ 一方、現場各地点での$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$, $(w_{opt})_{1Ec}$の値は、代表試料の値からばらつき、全体が偏る場合も多い。

⇒この問題*は解消せず！

解決策は？

なぜ、締固め管理で飽和度管理を重視するのか？ −2



現場での盛土材の土質およびCEL_fは、管理しても不可避的に変動

⇒現場で$(\rho_d)_{max}$, w_{opt}は変動*

●フィルダム等大規模工事では、試験施工を行い、現場でのCEL_fを推定して現場最適含水比$(w_{opt})_{CELf}$を推定し、それを基準にして盛土材のwを調整する

⇒ この問題*は解消

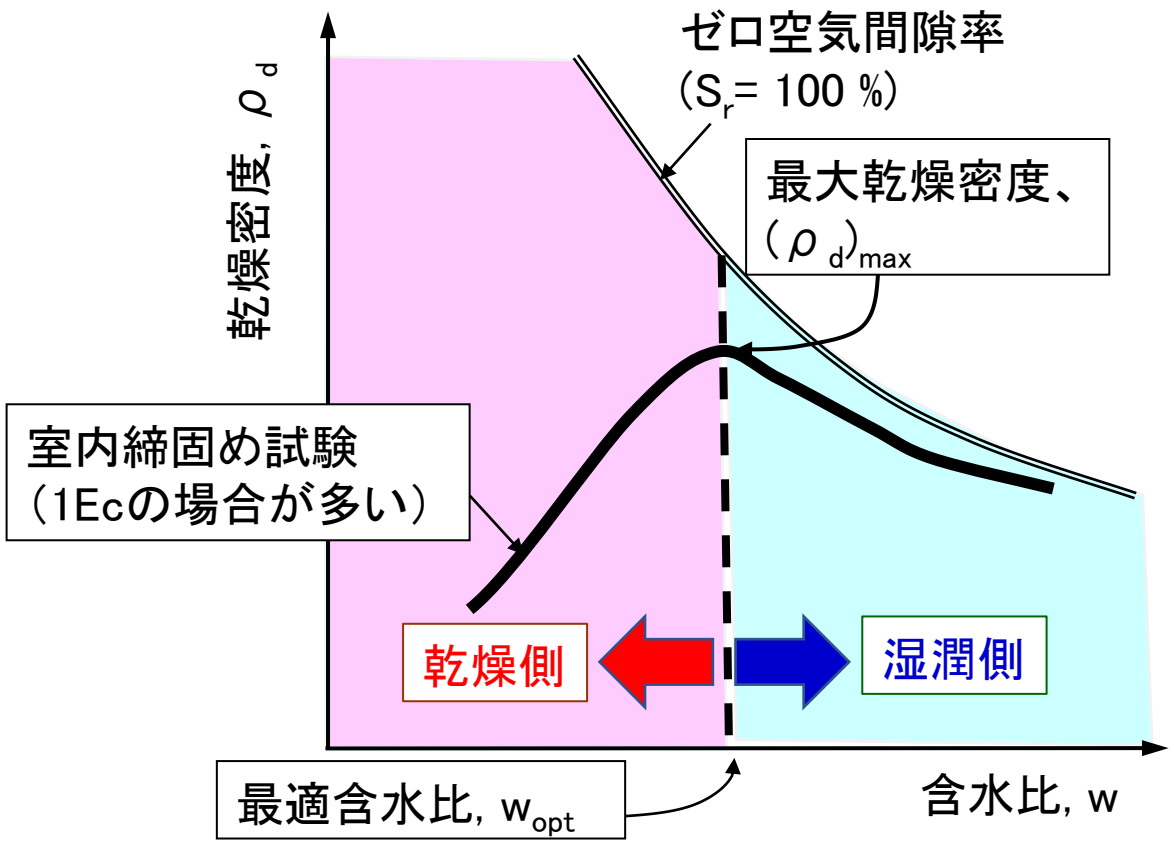
●道路盛土等では、上記のような盛土材の現場最適含水比の推定とそれに基づいた盛土材の含水比の調整は行わない場合が多い

⇒この問題*は解消せず、締固め効率の最適化は困難！　解決策は？

①最適飽和度$(S_r)_{opt}$の値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の変動に対して安定、②強度・剛性、透水性等は$S_r=(S_r)_{opt}$状態でほぼ最適

①&②⇒ $S_r=(S_r)_{opt}$を目指す締固め管理による、効率的で客観的な盛土品質の最適化

含水比に基づく盛土の締固め管理(Proctor法)の枠組み



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 and/or CELの不可避的変化によって変化

②代表試料を用いた室内締固め試験による値に対して、ばらつき、偏る

→現場湿潤状態の代表試料のw_{opt}に基づく乾燥側/湿潤側の区別は客観的ではない！　解決策は？

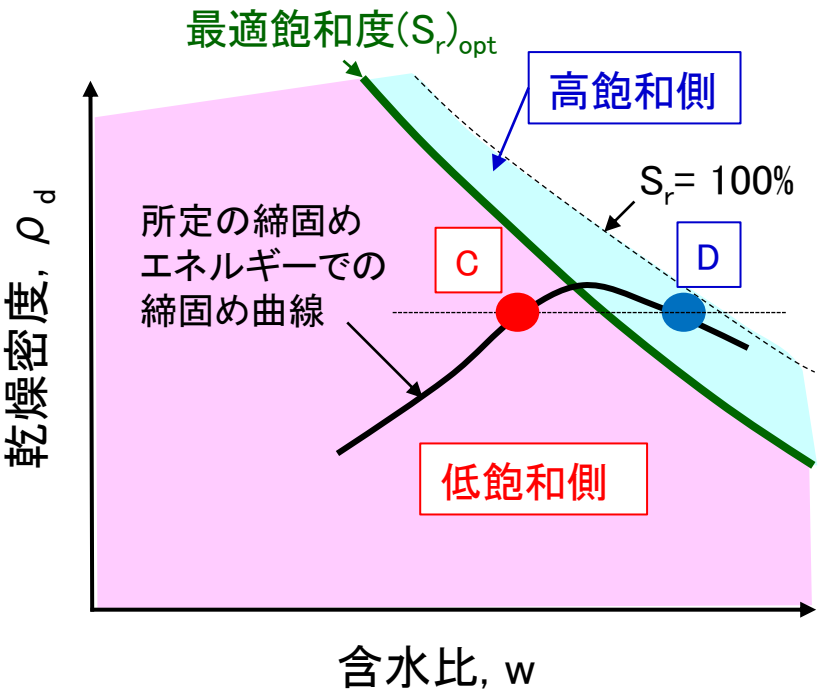
現場管理の例：　D_cの全測定値 ≧ 所定の管理値　の確認

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

①最適飽和度$(S_r)_{opt}$の値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の変動に対して安定、②強度・剛性、透水性等は$S_r=(S_r)_{opt}$状態でほぼ最適

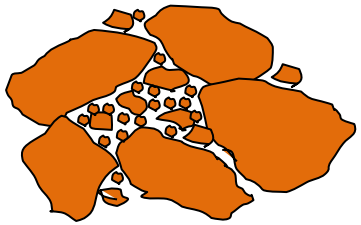
①&②⇒ $S_r=(S_r)_{opt}$を目指す締固め管理による、効率的で客観的な盛土品質の最適化

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

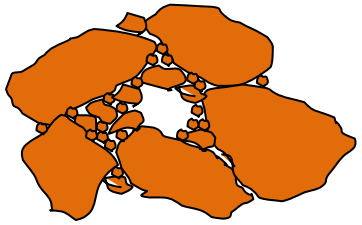
D



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

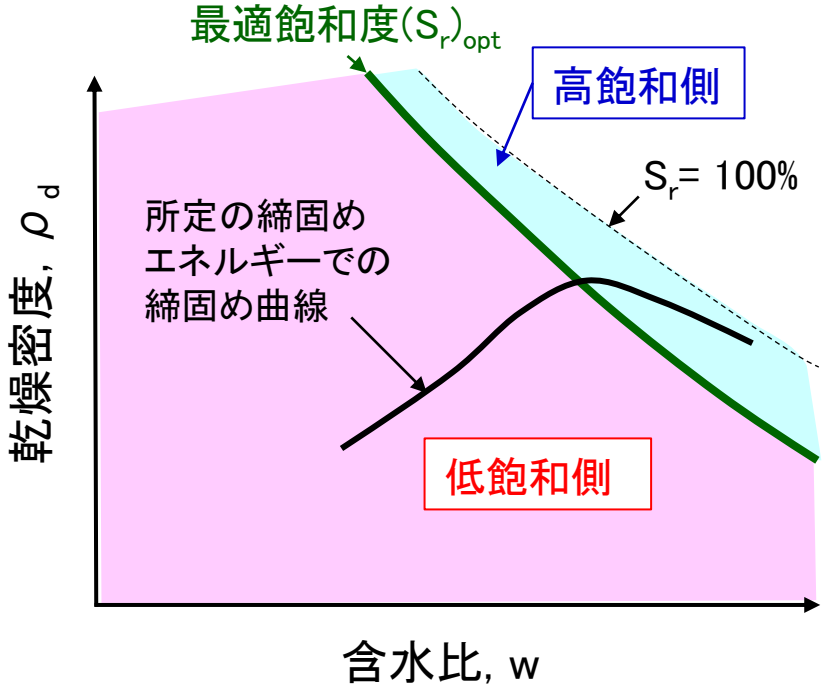


凝集型(coherent)
粒子骨格構造*

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、安定的
②代表試料を用いた室内締固め試験
　による値と同じと見なせる
→現場湿潤状態の、<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$(S_r)_{opt}$の値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の変動に対して安定、②強度・剛性、透水性等は$S_r=(S_r)_{opt}$状態でほぼ最適

①&②⇒ $S_r=(S_r)_{opt}$を目指す締固め管理による、効率的で客観的な盛土品質の最適化

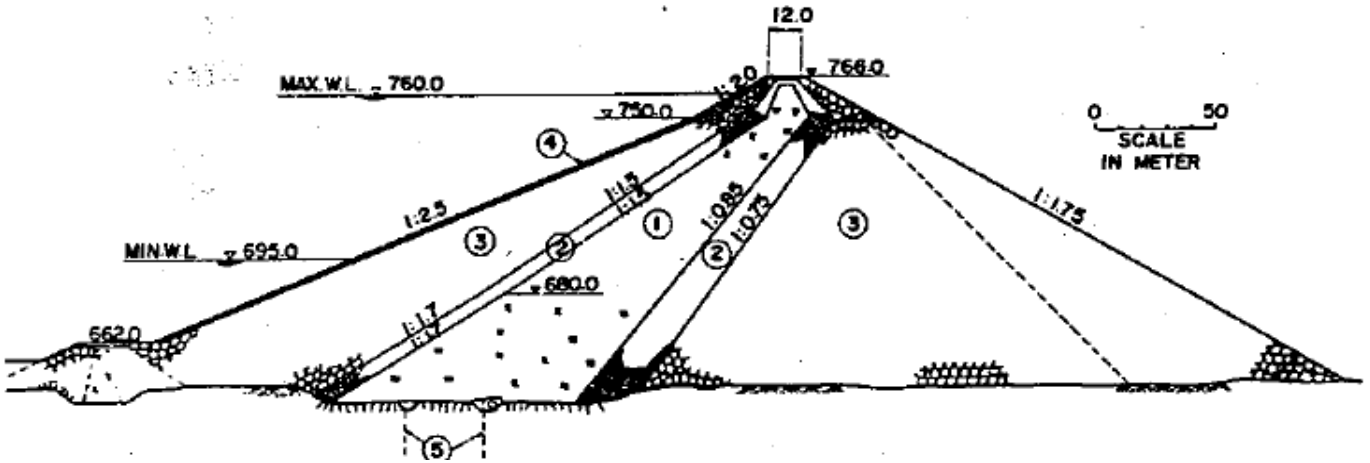
飽和度で表現した正規化締固め曲線に対するCELの影響



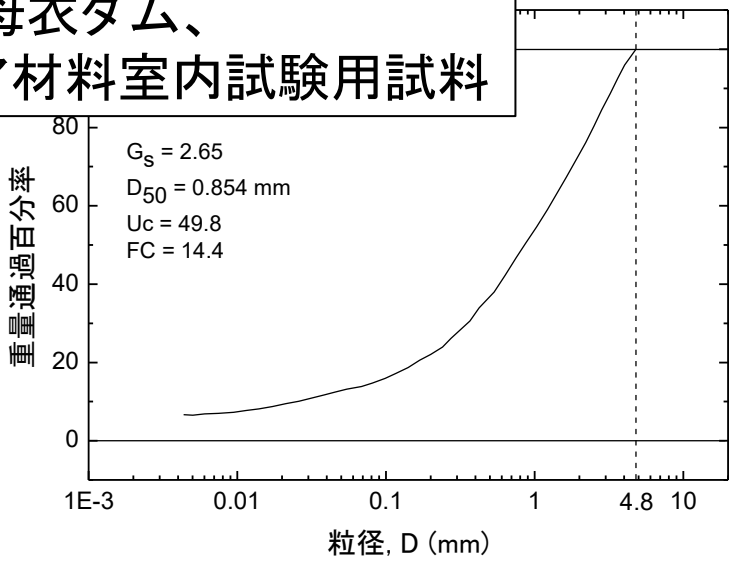
ロックフィルダム
高さ: 131 m
完成: 1961年

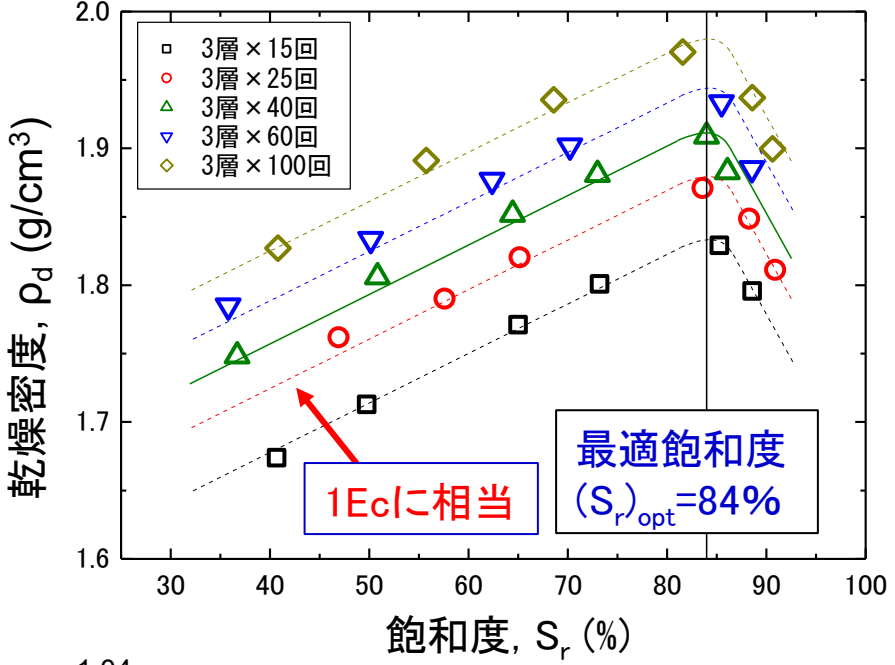
調査設計段階で、非常に系統的な土質試験を実施

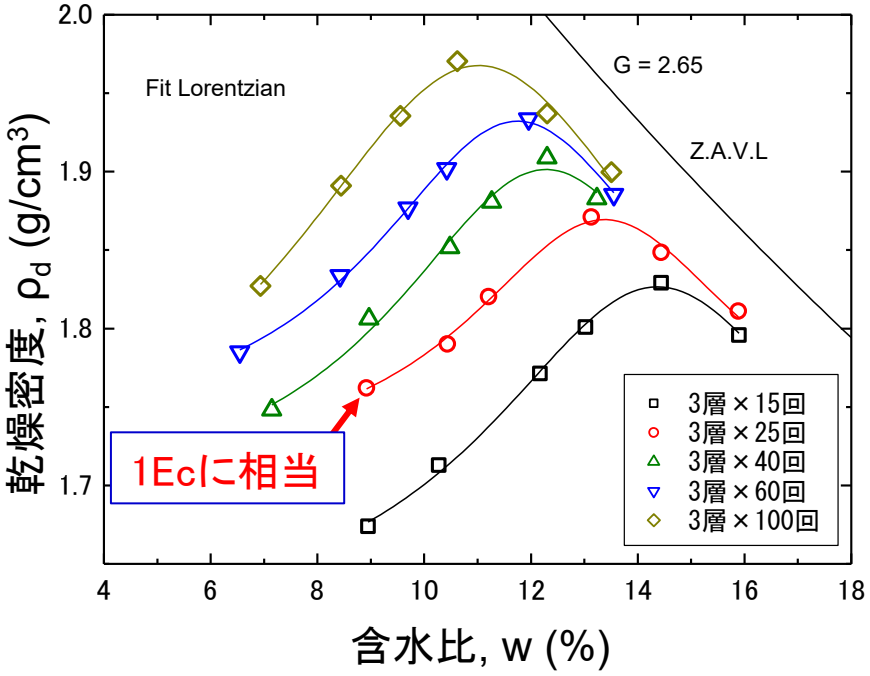
⇒そのデータは、締固め特性と透水特性は締固め時の飽和度の関数であることを示している

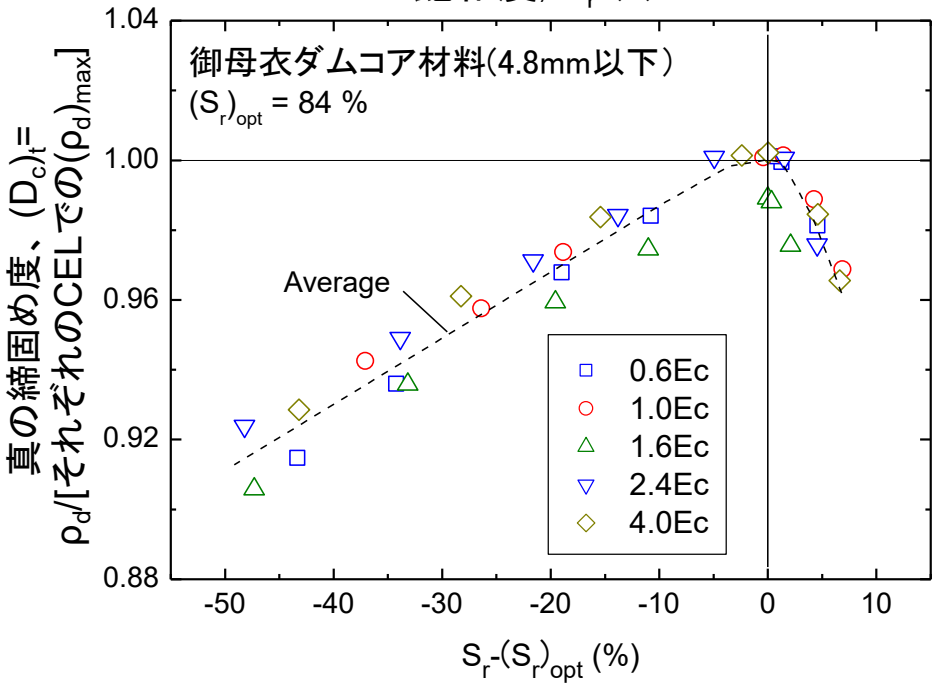


御母衣ダム、コア材料室内試験用試料







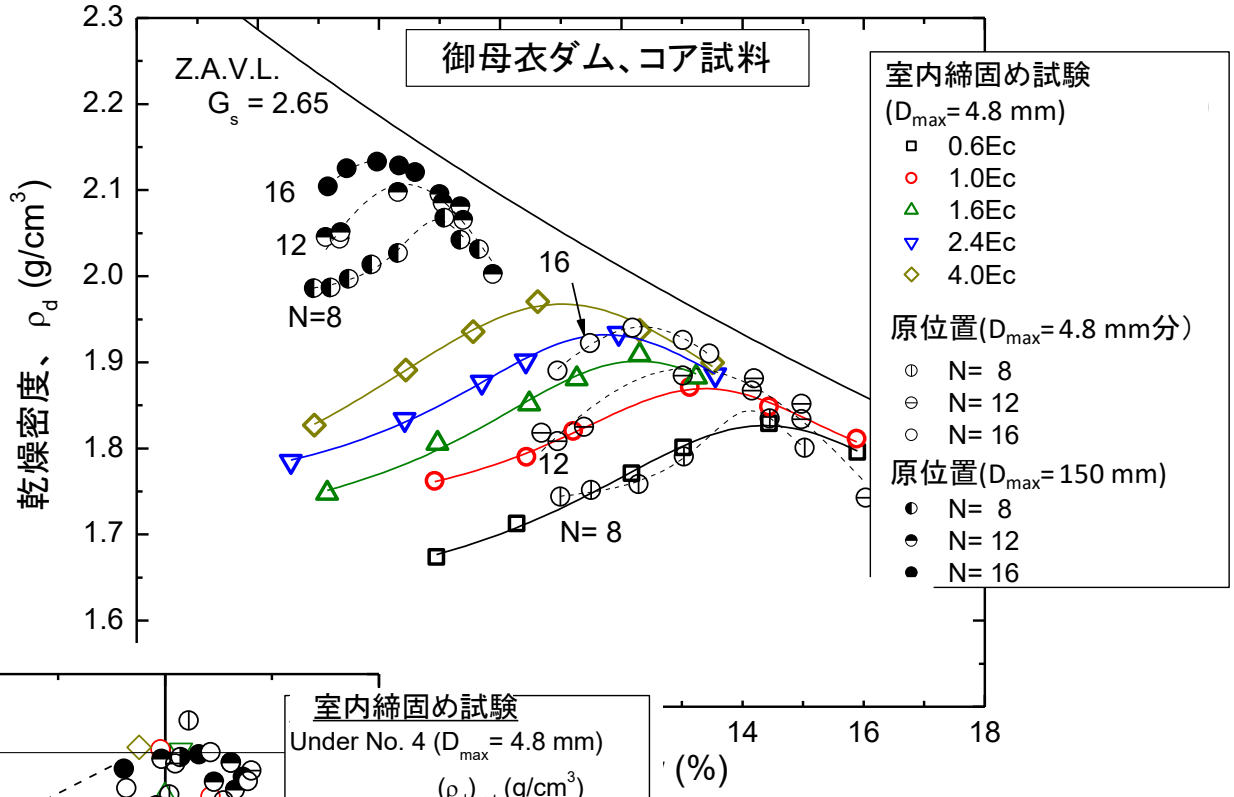


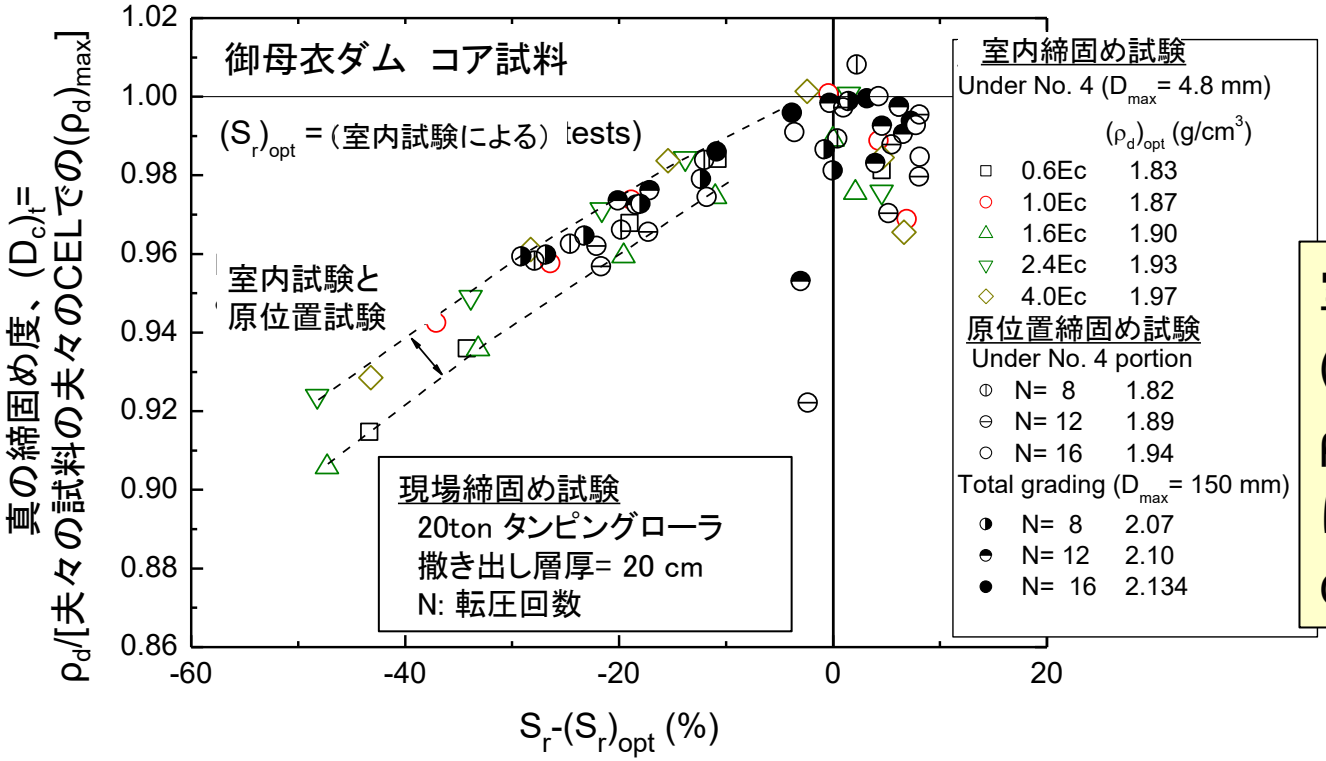
三国英四郎(1962): フィルダムしゃ水壁材料の性質と締固めに関する研究(その1)、土と基礎、10(1): 3-12

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.





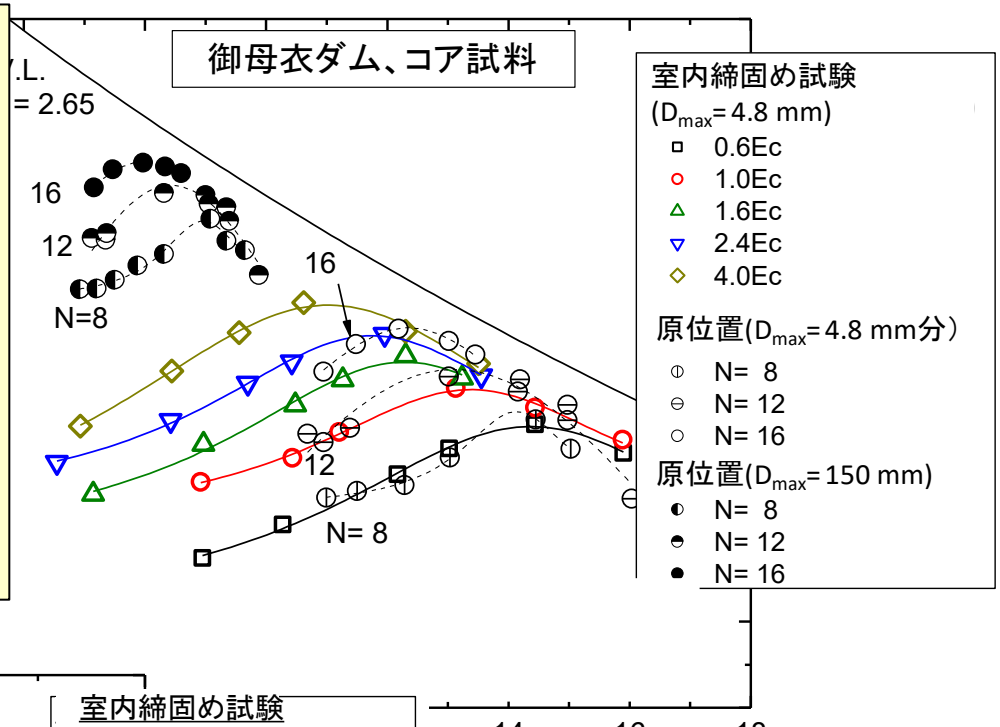
室内試験と原位置試験で、$(S_r)_{opt}$の値と$(D_c)_t$= $\rho_d/(\rho_d)_{max}$～S_r-$(S_r)_{opt}$関係は共通であり、いずれもCELに独立

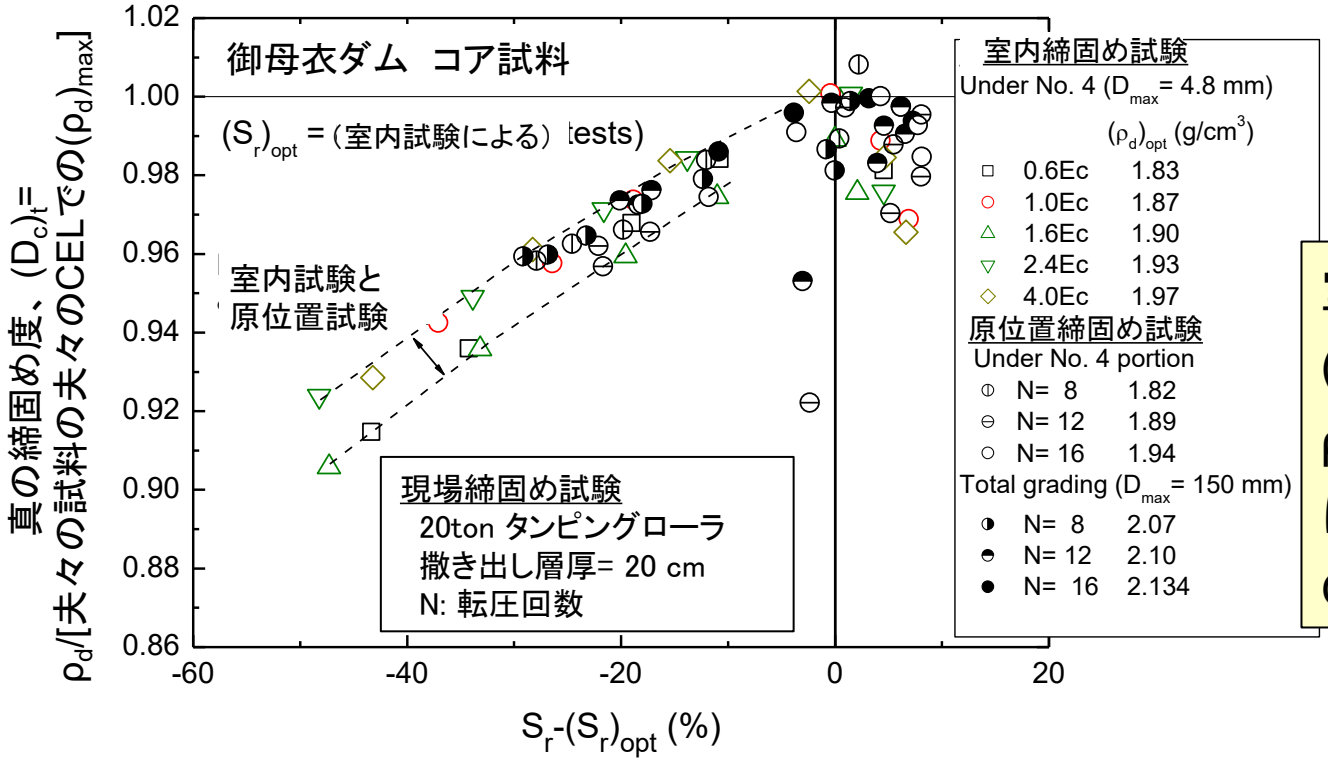
$(D_c)_t$は、所定の締固め条件での締固め状態の指標 (100%が最善の締固め状態):

■最適飽和度$(S_r)_{opt}$と正規化締固め曲線 $(D_c)_t = \rho_d/(\rho_d)_{max} \sim S_r-(S_r)_{opt}$関係はCELに独立。

⇒現場CELは、不可避的に変動し正確に制御できないが、$(D_c)_t$の値は$(S_r)_{opt}$（既知）と現場S_rだけから推定できる。

⇒ 現場S_rを管理すれば$(D_c)_t$を管 理できる





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

CELに独立な$(S_r)_{opt}$と $(D_c)_t = \rho_d/(\rho_d)_{max}$～$S_r$-$(S_r)_{opt}$関係に基づく締固め管理

・w一定の現場締固めでは、通常S_rは$(S_r)_{opt}$より小さい値から増加して$(S_r)_{opt}$に接近

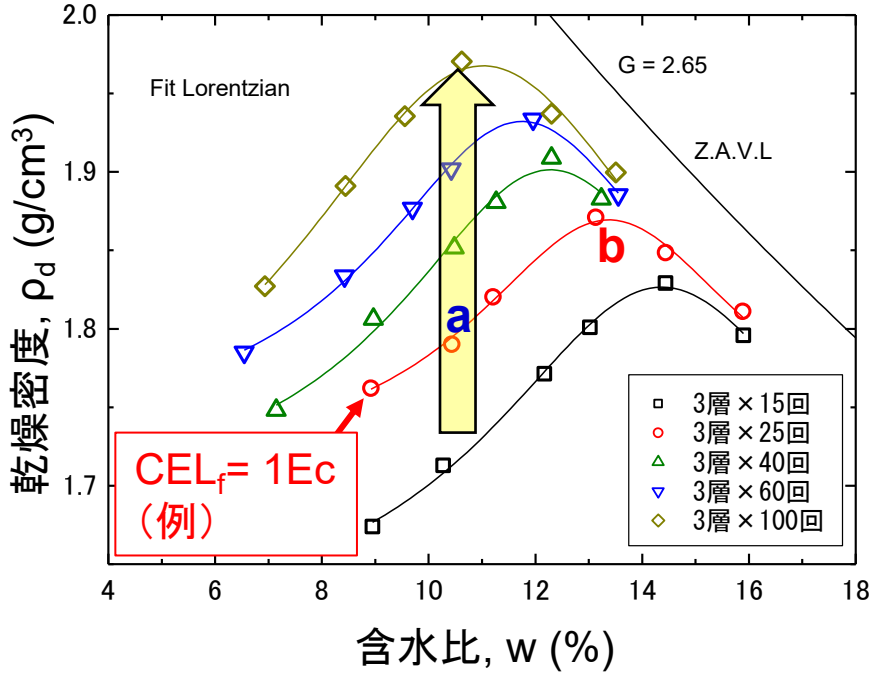
・低飽和側での$(D_c)_t = \rho_d/(\rho_d)_{max}$～$S_r$−$(S_r)_{opt}$関係は、CELが増加してもほぼ不変

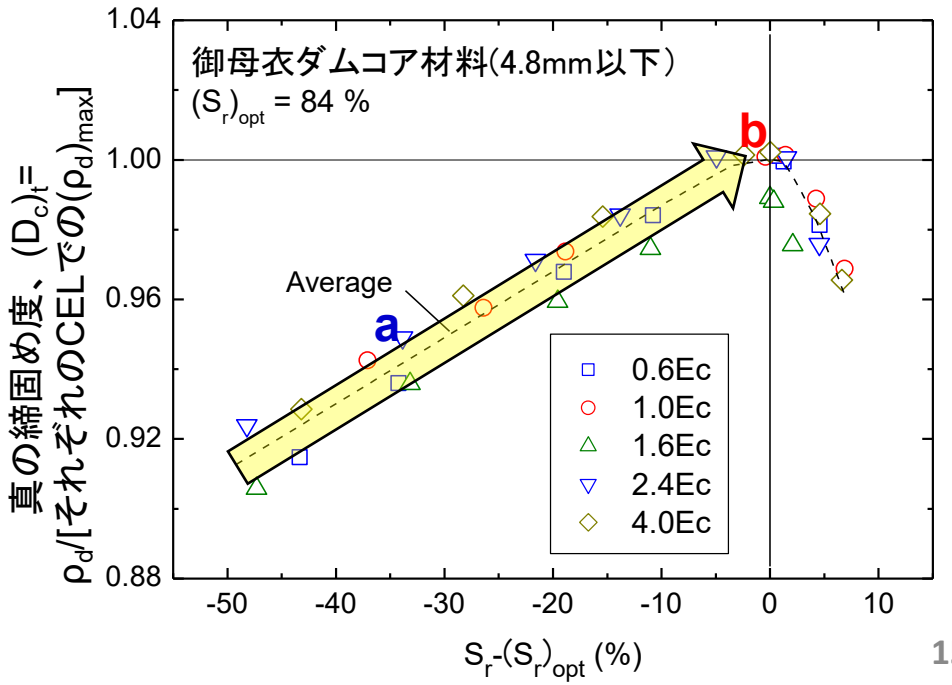
⇒現在のCELが不明でも、点aでのS_rの測定値だけから、締固め状態の指標である真の締固め度：$(D_c)_t$= [点aでのρ_d]/[点bでの$(\rho_d)_{max}$]が分かる。

・点bでの$(\rho_d)_{max}$=「点aでのρ_d」/「点aでの$(D_c)_t$」が求まる。

点bでのw=最適含水比$(w_{opt})_{CELf}$は、点bでの$(\rho_d)_{max}$と$(S_r)_{opt}$の値から求まる。

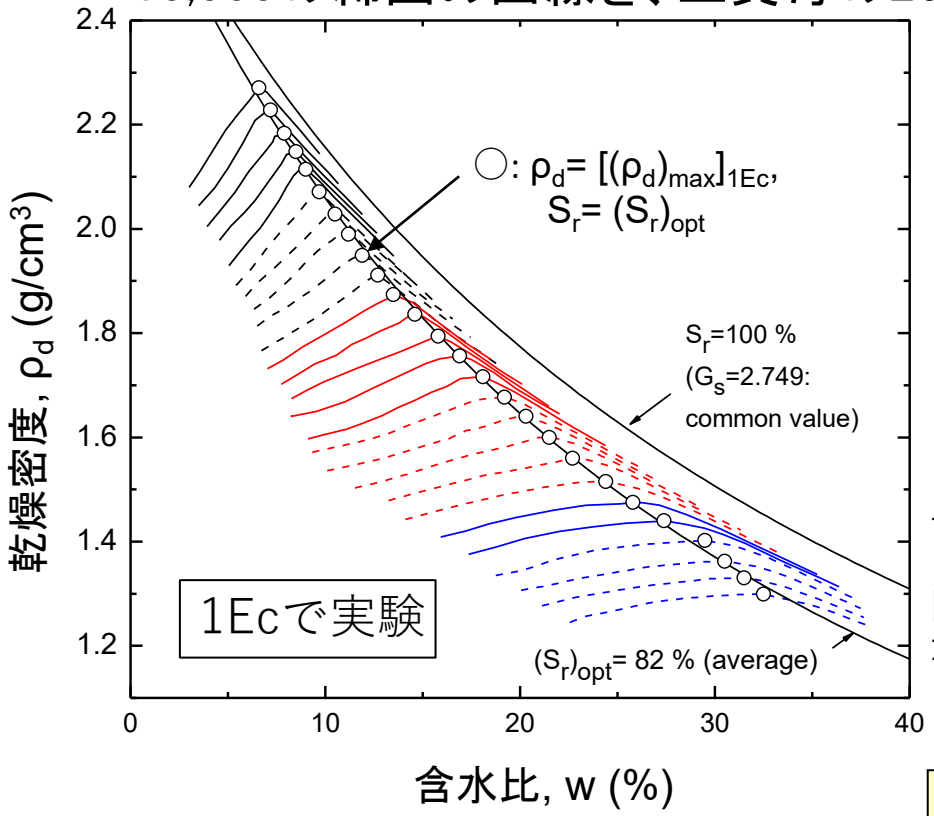
⇒次の施工段階で、CEL_fを変更せずに、盛土材のwを$(w_{opt})_{CELf}$に調整すれば、締固め状態は点bに接近する

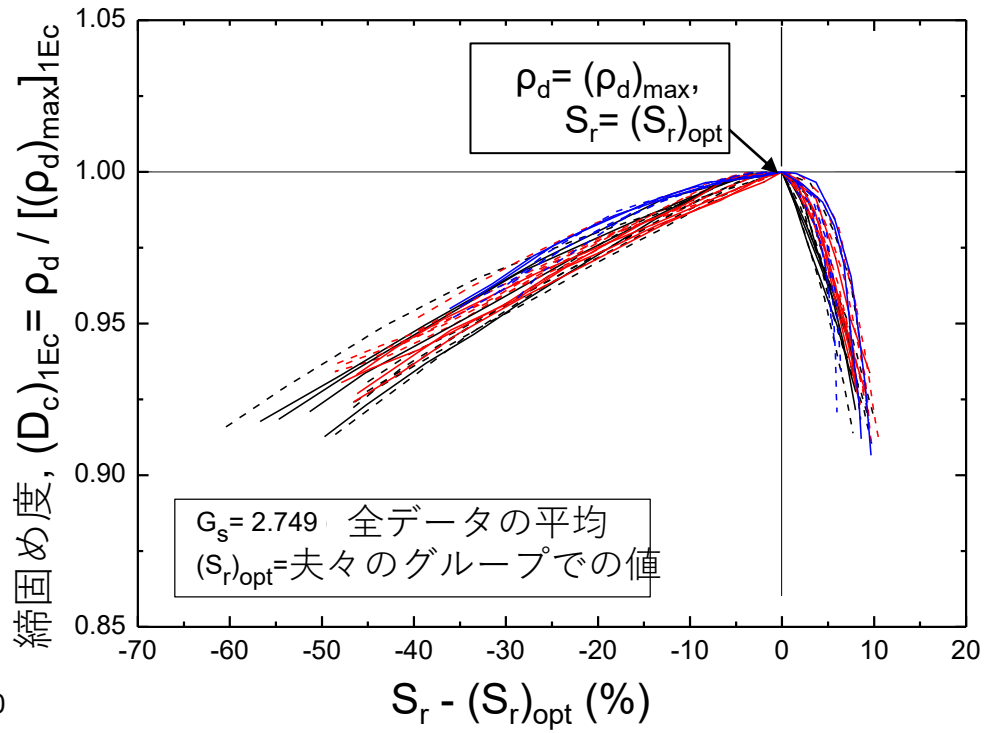




正規化締固め曲線に対する土質の影響

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平均化

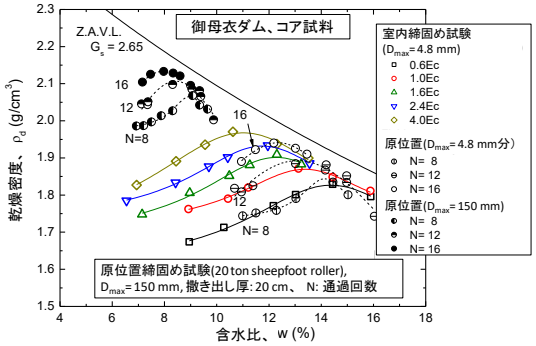




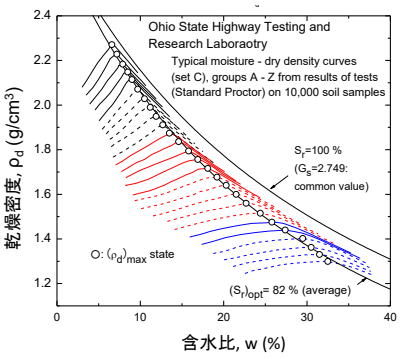
非常に広範囲の土質に対して、
最適飽和度$(S_r)_{opt}$と
$(D_c)_{1Ec} = \rho_d/[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$～$S_r$-$(S_r)_{opt}$関係
は、安定している

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.

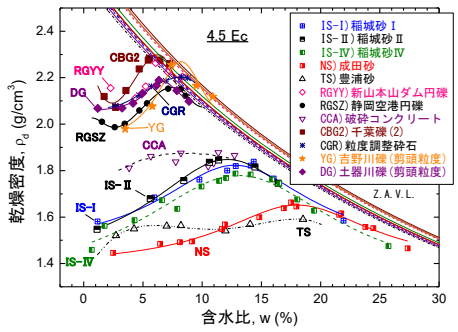
非常に多数の室内と現場の締固め試験の結果のまとめ



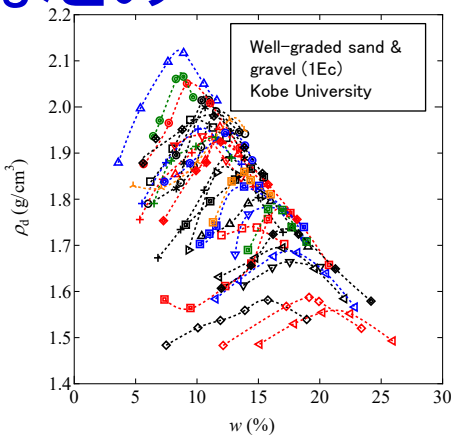
御母衣ダムコア材



米国オハイオ州

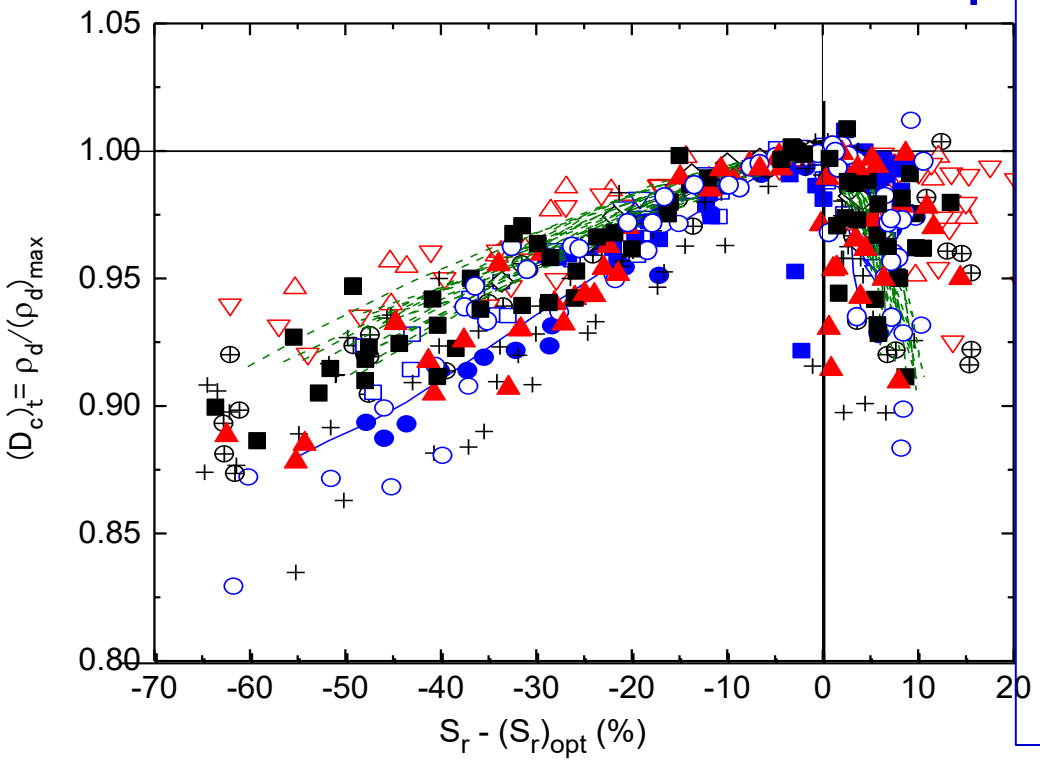


東京理科大学



神戸大学

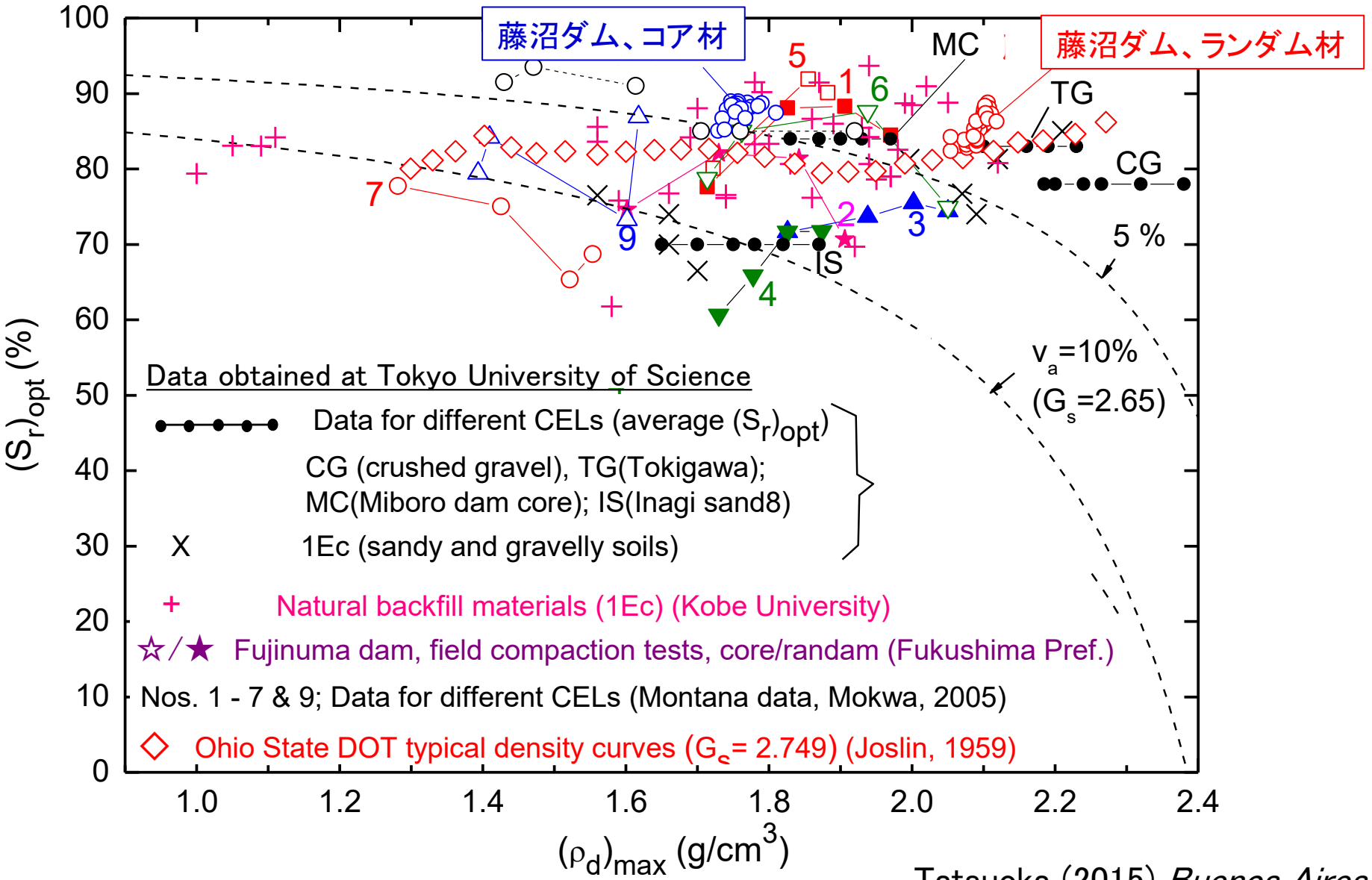
プラス 他のデータ



- $(D_c)_t=\rho_d/(\rho_d)_{max}$～$S_r$-$(S_r)_{opt}$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
- 個々の現場で、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

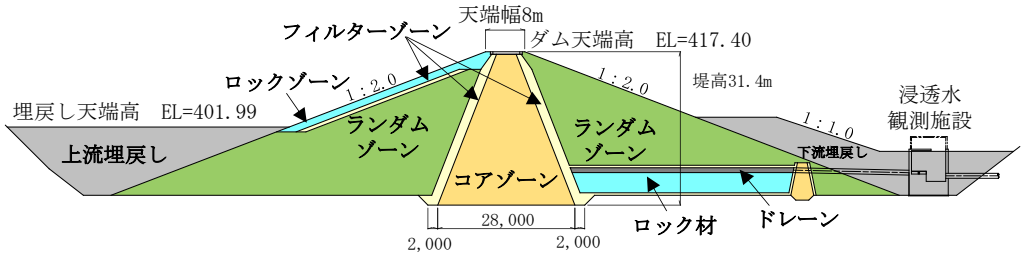
⇒ 一定と仮定できる

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、全体として一定である傾向： ②個々のprojectでは、ほぼ一定



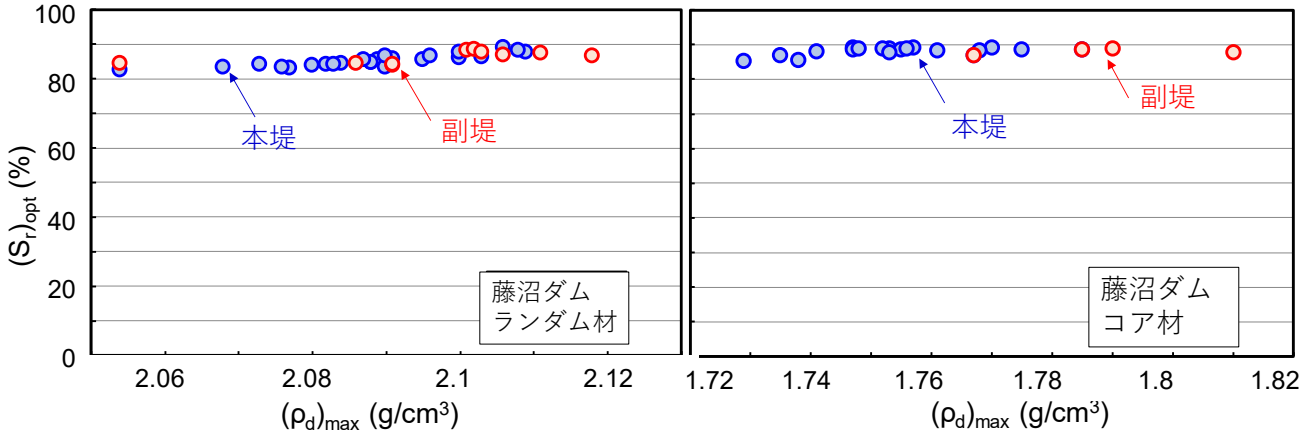
Tatsuoka (2015) *Buenos Aires*

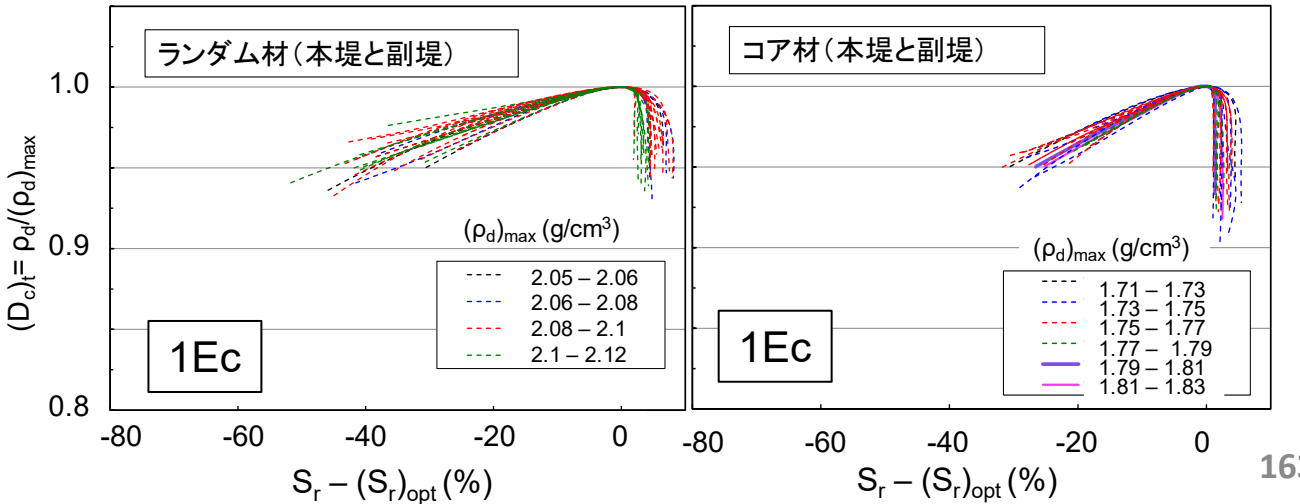
強化復旧した藤沼ダム



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

⇒それぞれの現場で、それぞれの土質に対しては一定、と仮定できる





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

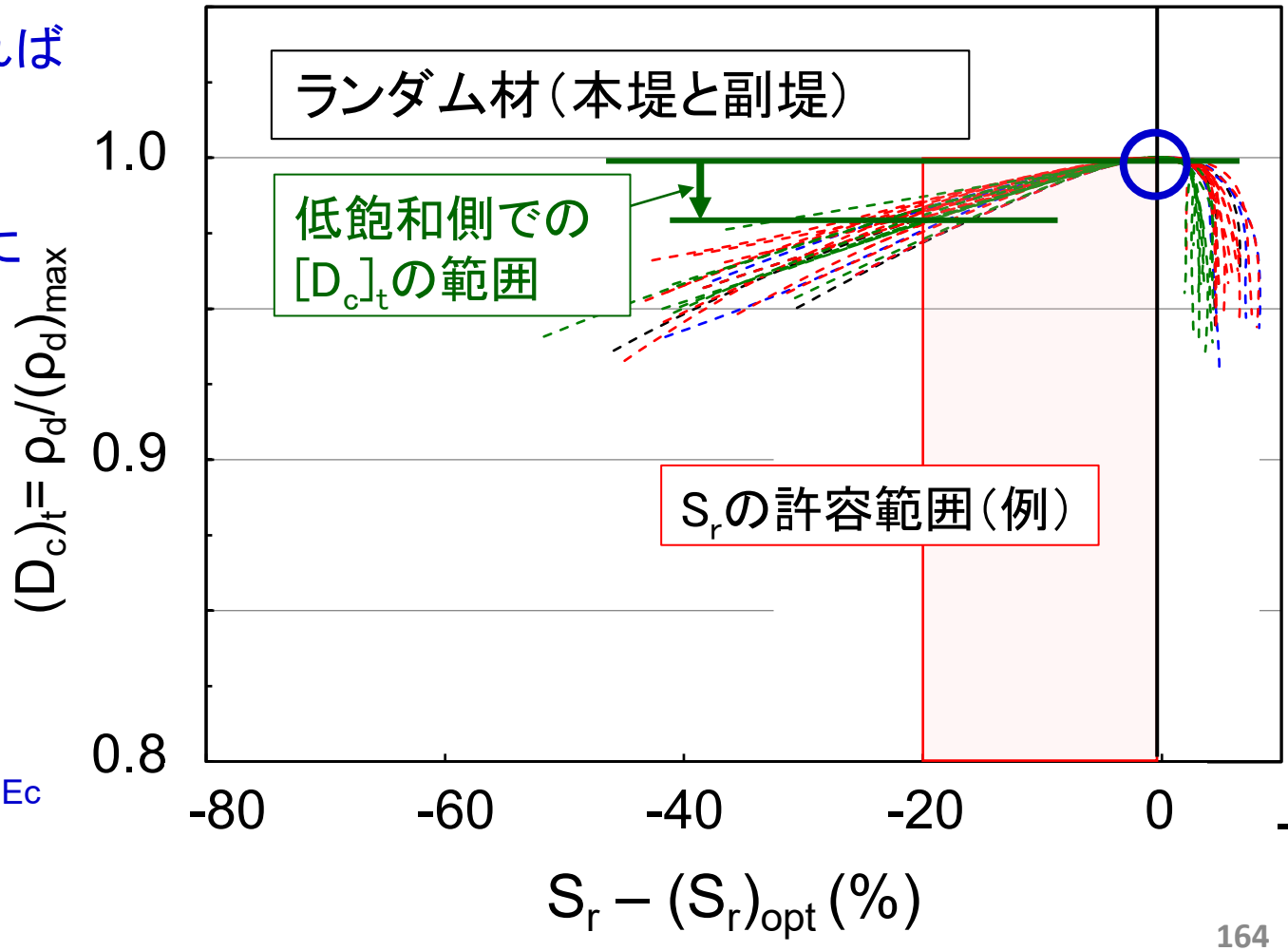
通常の締固めで、低飽和側（$S_r < (S_r)_{opt}$）でS_rが増加する過程において、
現場S_r を $(S_r)_{opt}$- 20%～$(S_r)_{opt}$とかなり広い幅で管理した場合、
CELと土質に一定程度ばらつきがあっても、
　真の締固め度$[D_c]_t=\rho_d/$[現在のCELでの$(\rho_d)_{max}$]
は、0.98～1.0 と非常に狭い範囲で高い値が実現される

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

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

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

締固め管理の指標
$[D_c]_{1Ec}=\rho_d/[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$
$= [D_c]_t \cdot (\rho_d)_{max}/[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$
の値を大きく保てる



盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 2/2

4. 盛土の合理的な締固め管理の枠組み

4-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策

4-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策

4-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策

4-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性

4-5 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

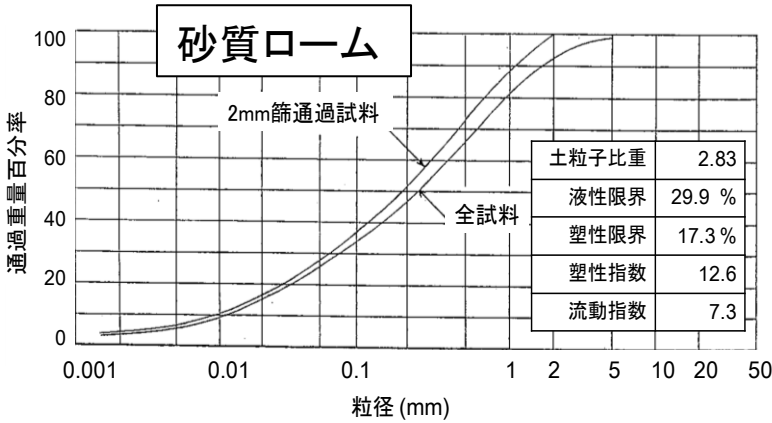
5. まとめ

強度・剛性は、乾燥密度と飽和度の関数

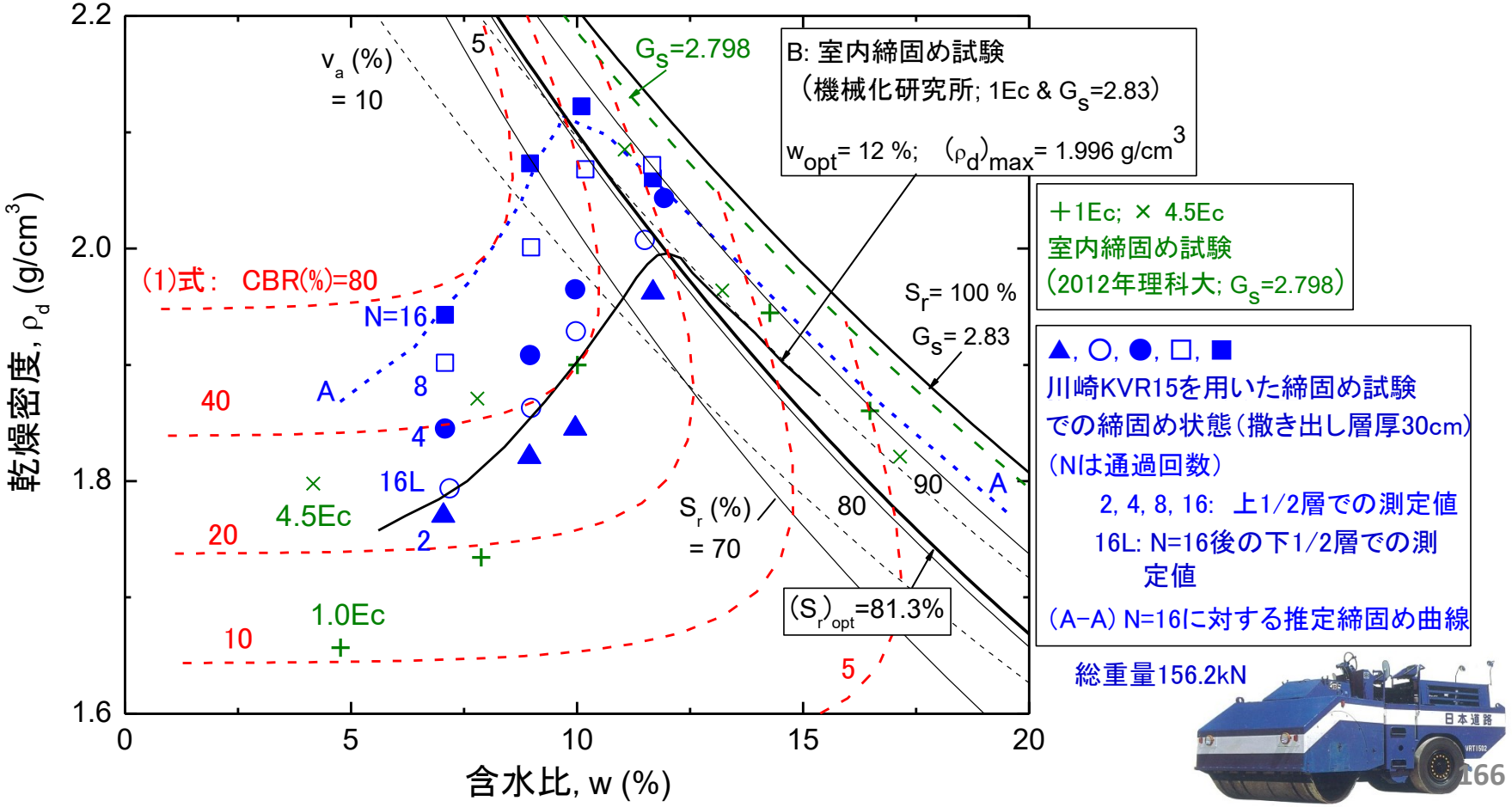
旧建設機械化研究所での実大締固め試験

(1965–1990年): 178の試験土層を作製し
44種の締固め機械で実験！

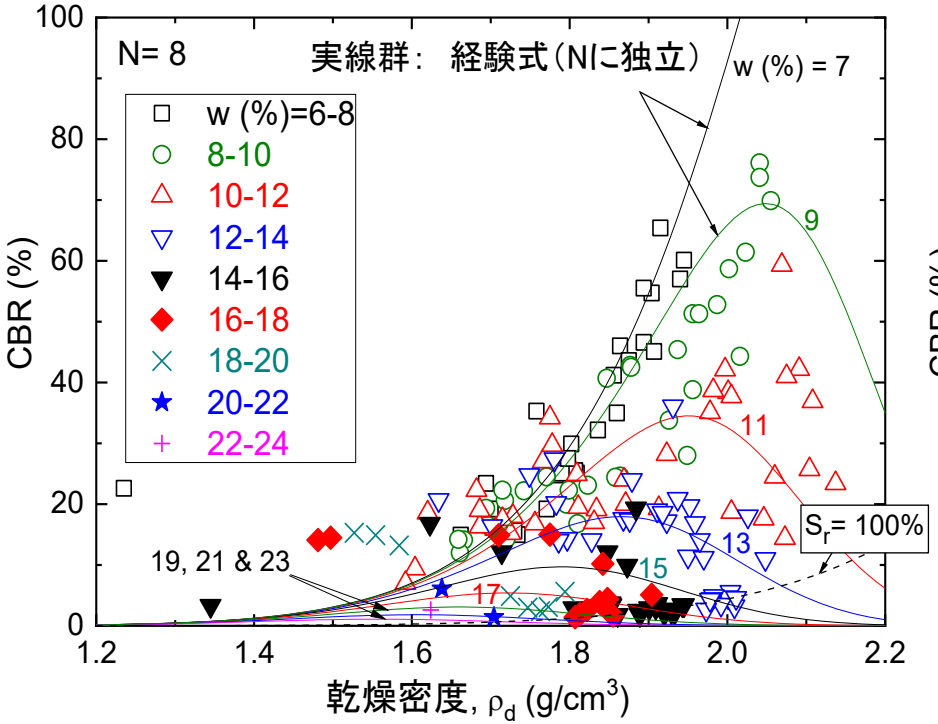
(原データ)根本忠・佐々木隆男: 土の締固め特性, 創立303周年論文集, 建設機械化研究所, pp.45–58, 1994.

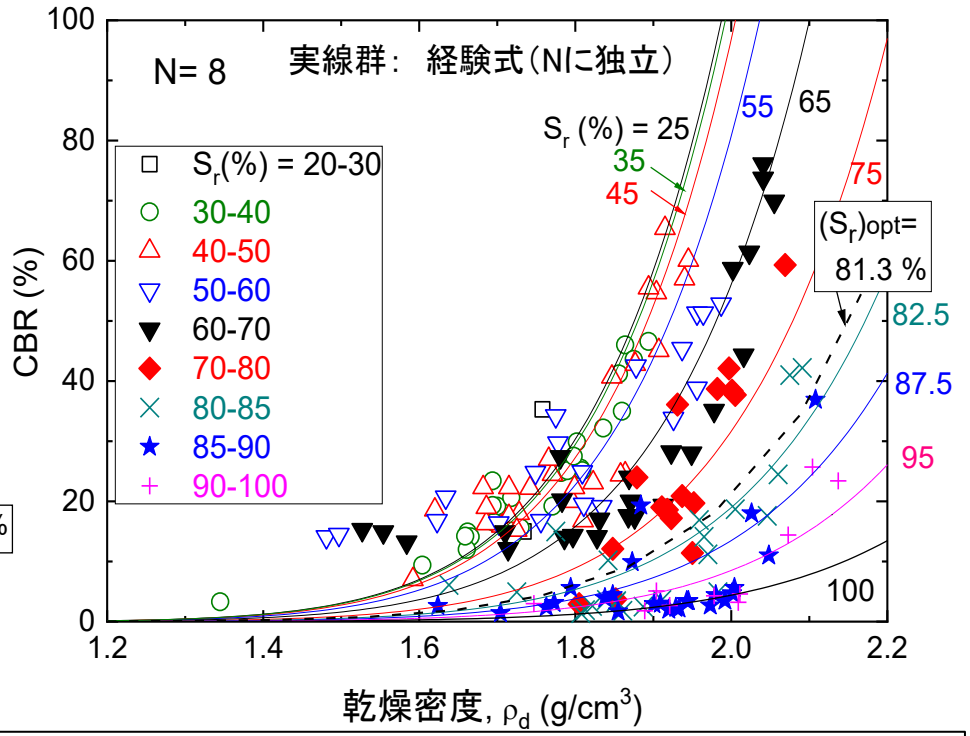


(典型的結果)川崎KVR15を用いて、四種の含水比で行った締固め試験



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





含水比*w*で整理したCBR～ρ_d関係:
① wの影響は非常に大きい。
② w一定の締固め過程でρ_dが一定以上に増加すると、CBRは減少開始
⇒それぞれのwでのCBR～ρ_d関係に基づいても、CBRからρ_dを推定することはできない
⇒CBR≥許容下限値 によって締固め管理しても、wが低いほど低いρ_dを許容してしまう

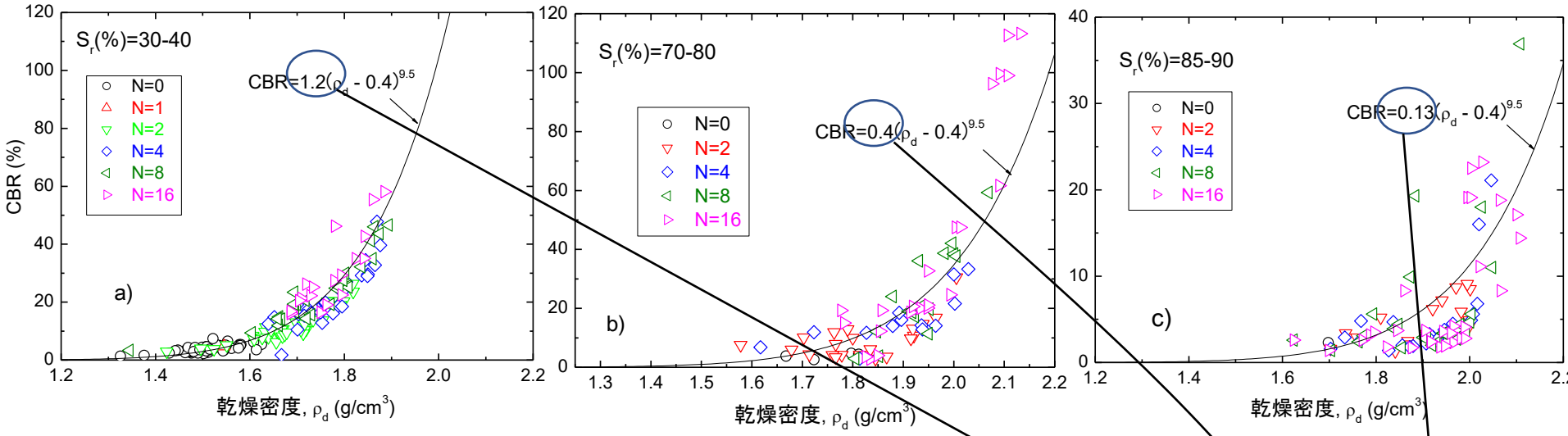
飽和度S_rで整理したCBR～ρ_d関係: S_r一定でρ_dが増加すればCBRは必ず増加、明確な規則性 ⇒締固めた土の変形・強度特性に対する影響要因は、土質とρ_d & 締固め時S_r
⇒締固め時S_rが既知ならば、CBRからρ_dを推定可 ⇒ CBRに基づく締固め管理（後述）

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、含水比が異なっても、同一のS_rでは同一のCBR～ρ_d

②異なるS_rでも、乾燥密度ρ_dに関しては同一の関数$(\rho_d/\rho_w - 0.4)^{9.5}$が適用できる

③この係数は、S_rが増加すると低下する　⇒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

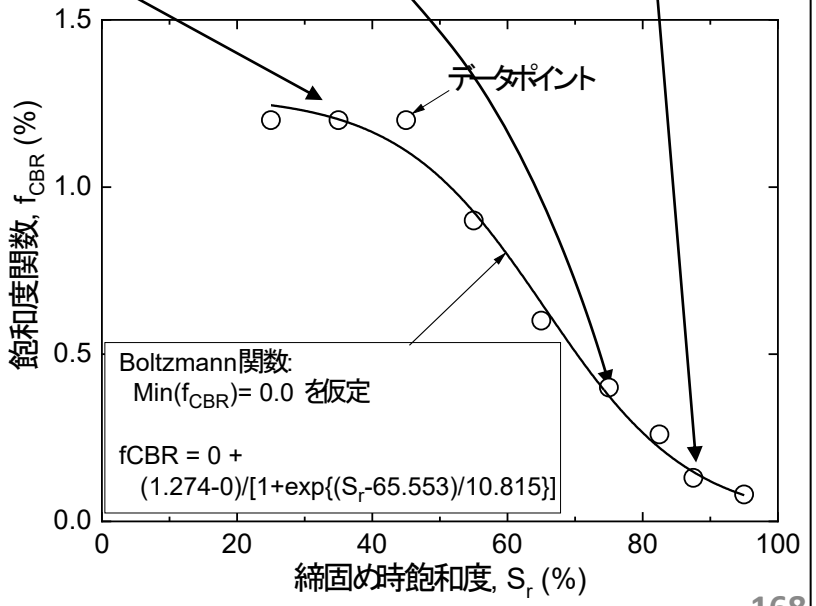
$g_{CBR}(\rho_d) = (\rho_d/\rho_w - 0.4)^{9.5}$:

ρ_dの単調増加関数

式1:　締固め機種、転圧回数等の関数であるCELを独立変数として含んでいない（重要な特長）

⇒締固められた盛土はCEL履歴を教えてくれないが、ρ_dとS_rは測定できて、式1でCBRを推定できる！

⇒CBRとS_rを測定すれば、ρ_dの推定・管理が可能

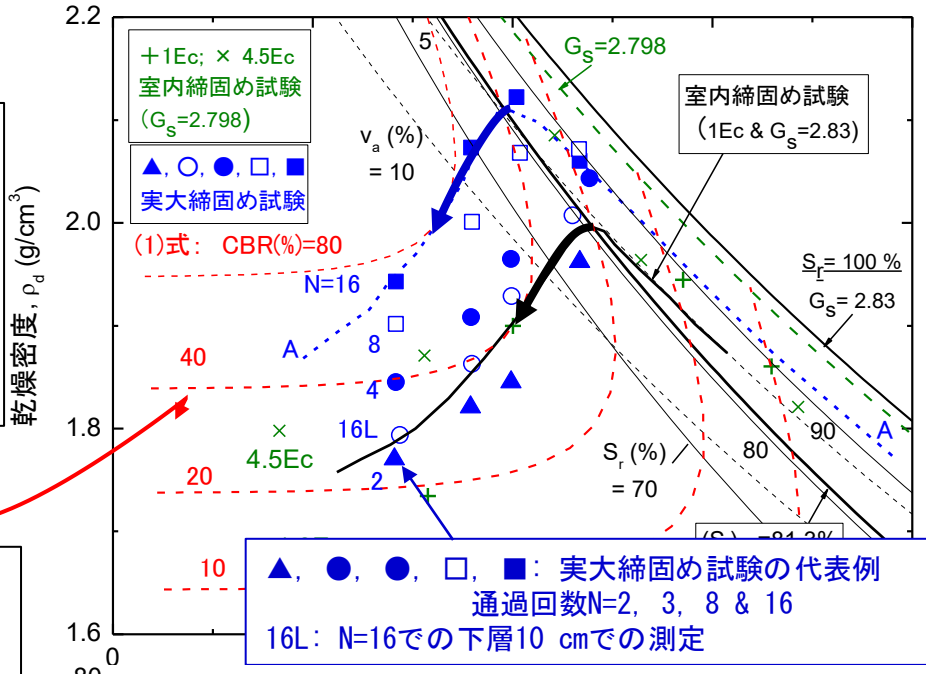


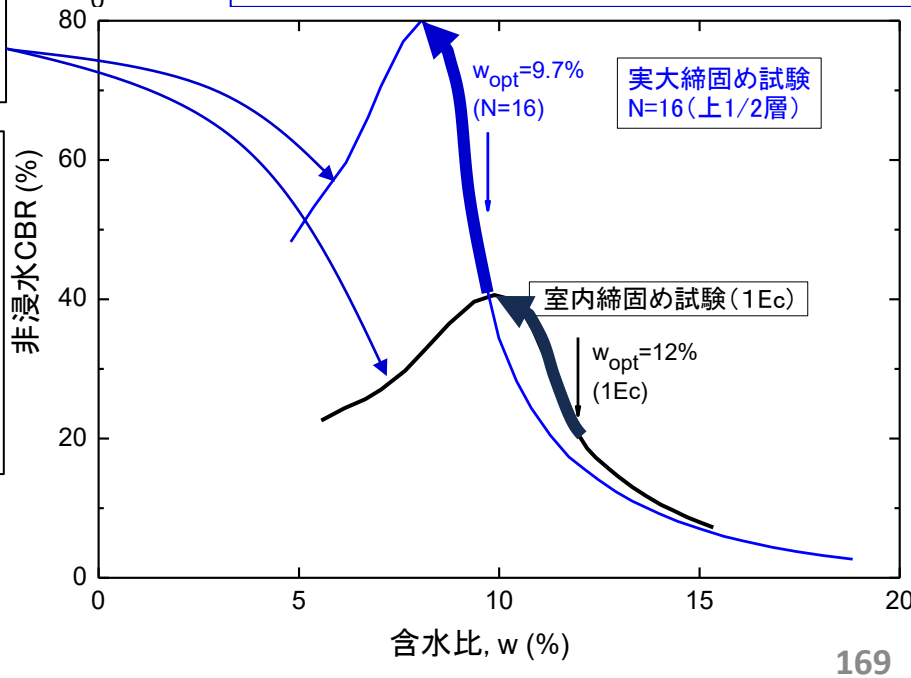
$$CBR = f_{CBR}(S_r)\cdot(\rho_d/\rho_w - b)^c \quad (1)$$

→ ρ_d～w面上でのCBRの等高線群

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

締固め曲線に沿ってwがw_{opt}から減少すると、ρ_dが低下するにも関わらず、CBRは増加する
⇒ この場合は、CBRの増加はρ_dの増加を意味しない





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

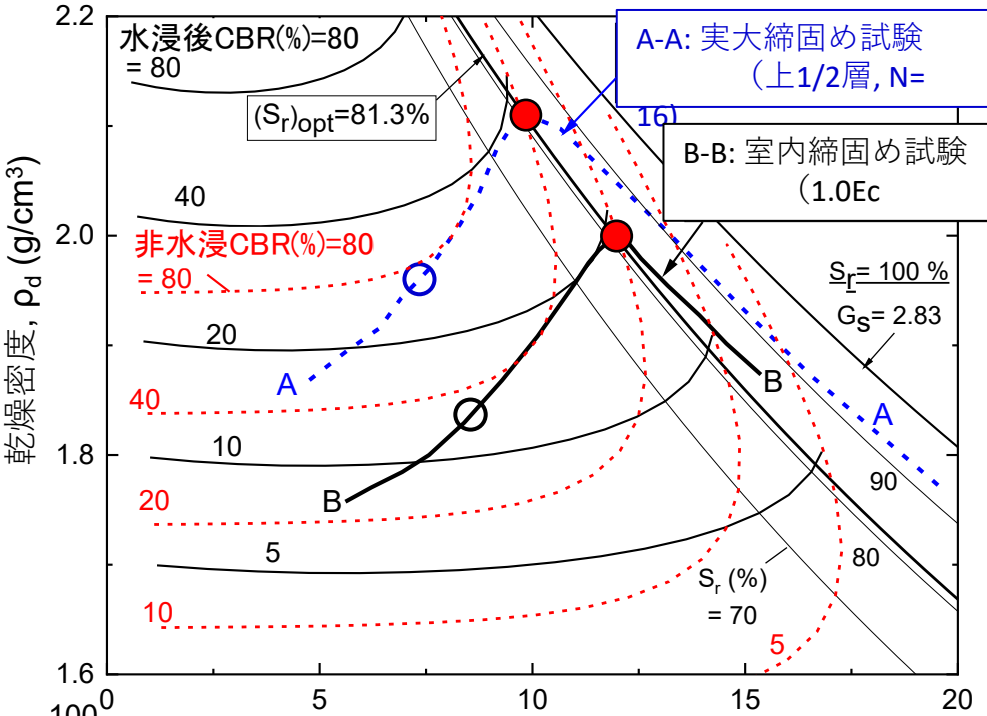
$S_r \sim (S_r)_{opt}$： 水浸による強度低下は小さく、水浸後の強度は高い(水浸後は、wの変化に対する極大値に近い）

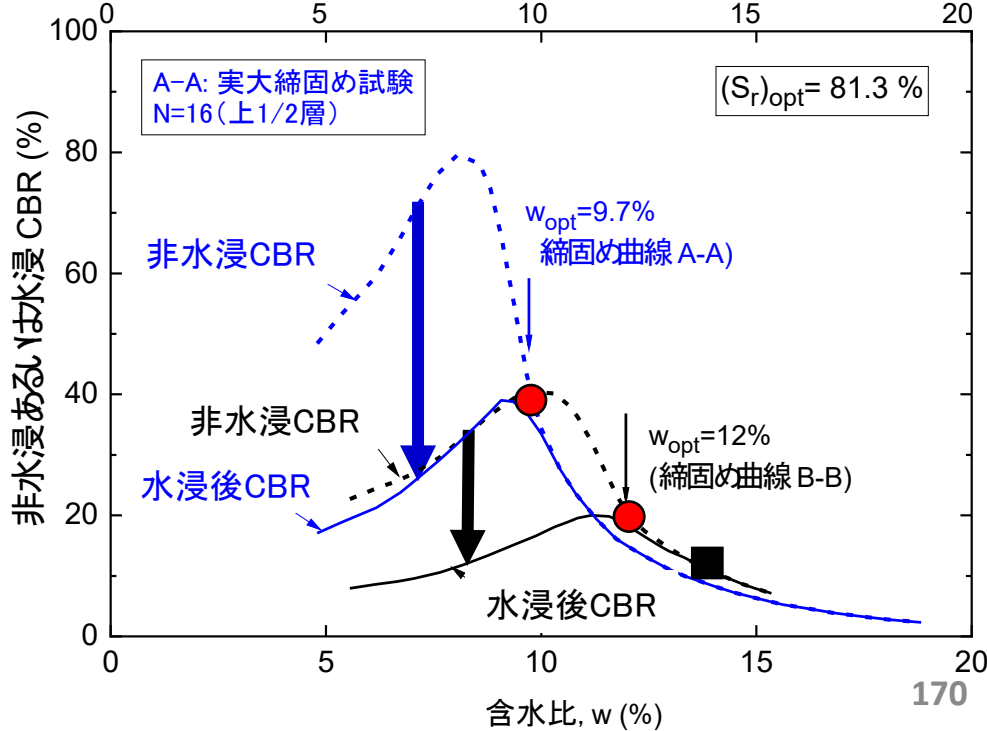
$S_r > (S_r)_{opt}$： 水浸による強度低下は殆どないが、水浸前から強度は低すぎる

・これらは、Proctor法締固め管理[締固め直後の強度・剛性を信用せず、$(\rho_d)_{max}$の実現を目指す]の根拠

・上記は、「久野悟郎(1972):土の締固め、土と基礎 20-6: 5-10頁」でも強調

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

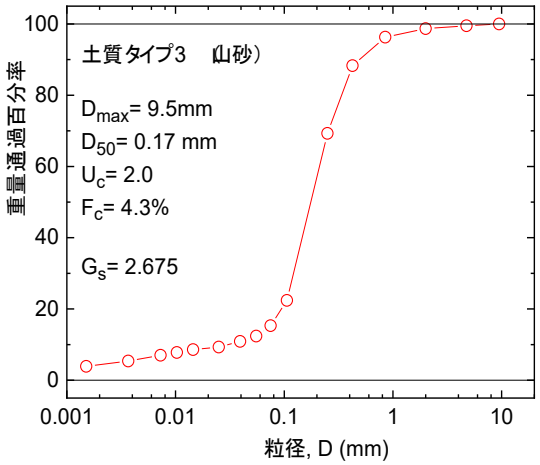




土木研究所での盛土締固め管理に関する共同研究（2011 –2013年度）

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

山砂を使用



10種類の締固め機械を用いた実大締固め実験


振動ローラSV512


タイヤローラ


振動ローラBW141


ブルドーザ8t


ランマ60kg


プレートコンパクタ


ハンドガイドローラ



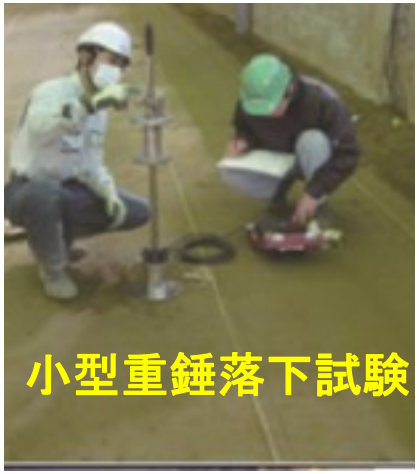
前後進コンパクタ

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

締固めた盛土でP-FWD試験を実施
⇒結果の解析
⇒$K_{P.FWD}$の定式化

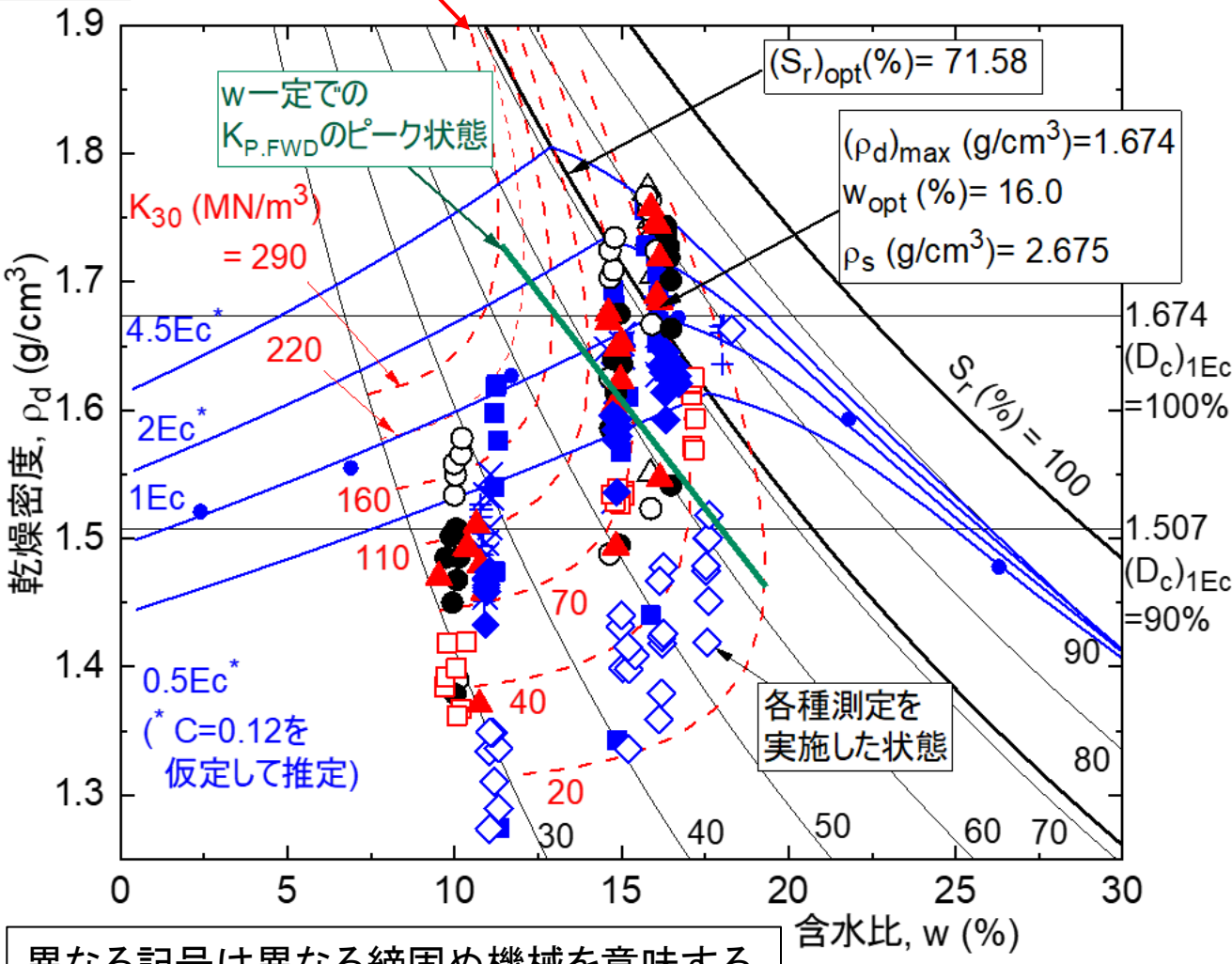
$$K_{P.FWD} = f_{P.FWD}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - 0.4)^{9.5} \quad (2)$$

による ρ_d～w面上での$K_{P.FWD}$の等高線群



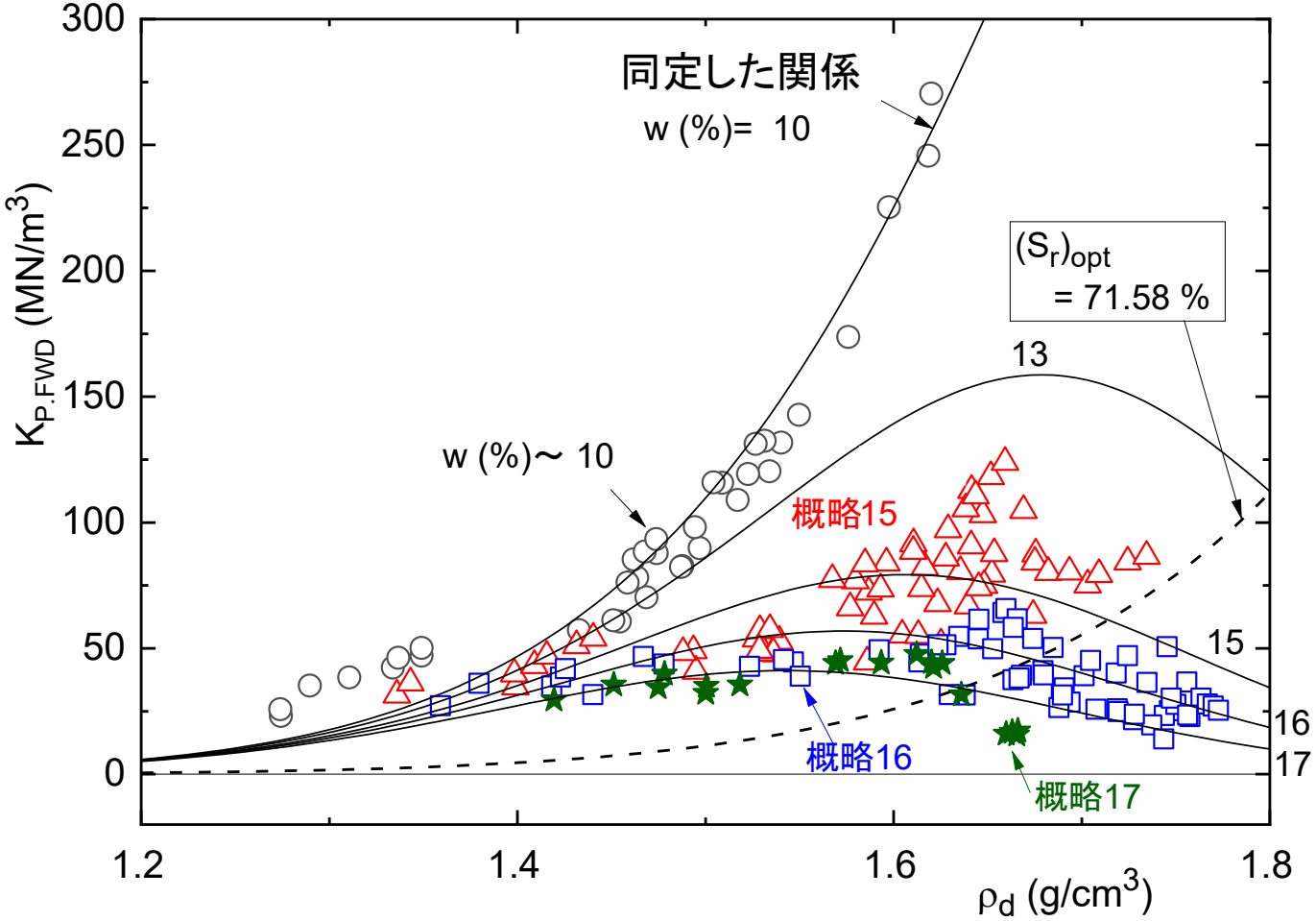
多様な締固め機械通過回数N= 0, 2, 4, 6, 8, 12, 16回で、ρ_d, w, $K_{P.FWD}$等を測定

$K_{P.FWD}$は、平板載荷試験によるK_{30}と良い相関



異なる記号は異なる締固め機械を意味する

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



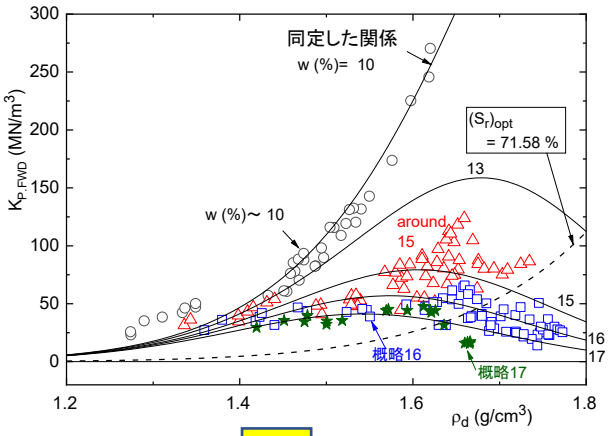
w一定の締固め過程で、ρ_dが一定以上になると$K_{P.FWD}$は一定になり、減少し始める
⇒ wを測定しても、$K_{P.FWD}$の値からρ_dを推定できない！

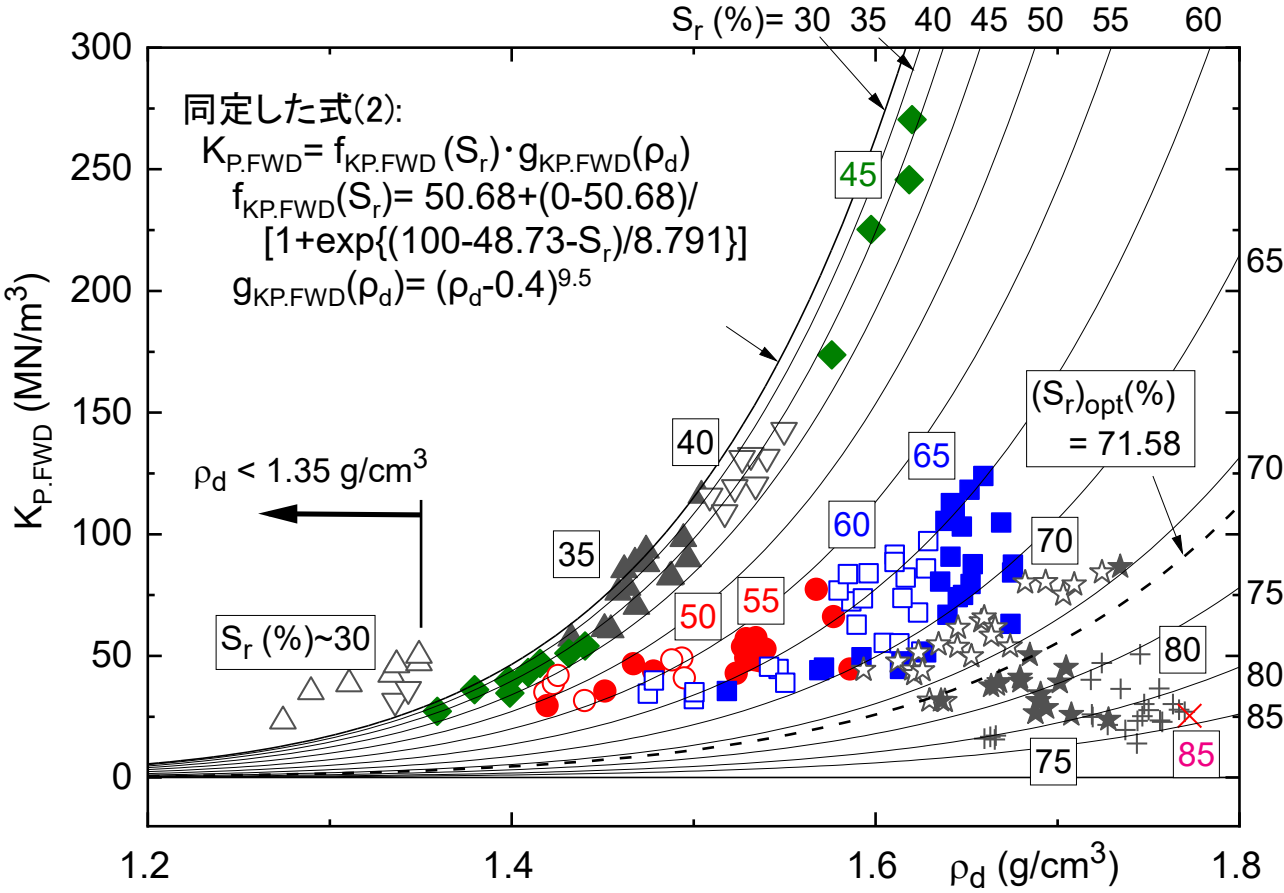
・この現象に遭遇すると、通常は困惑、$K_{P.FWD}$の活用法が見通せなくなる。

・この現象は、ρ_dの増加に伴うS_rの増加による$K_{P.FWD}$の低下のため！

⇒ S_rに基づく締固め管理によって解決

同一データをS_rで分類した$K_{P.FWD}$ ～ ρ_d関係（実線群は定式化した関数）





S_r一定でρ_dが増加すると、常に同じ法則性で$K_{P.FWD}$は増加
ρ_d一定でS_rが増加すると、常に同じ法則性で$K_{P.FWD}$は減少
⇒ $K_{P.FWD}$はρ_dとS_rの関数、含水比wは本質的なパラメータではない

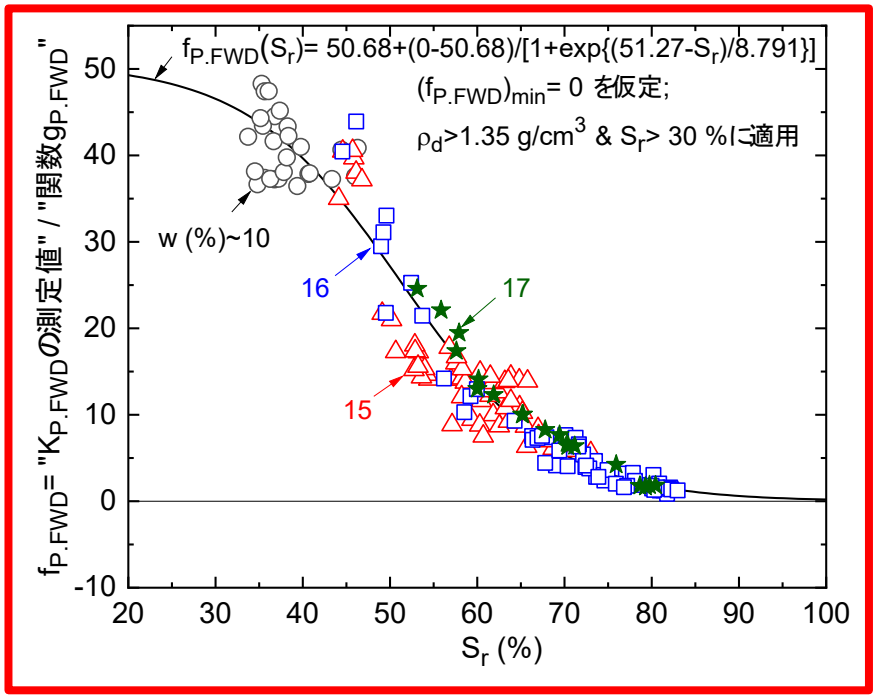
締固め機種、通過回数によらない二つの変数分離関数の積

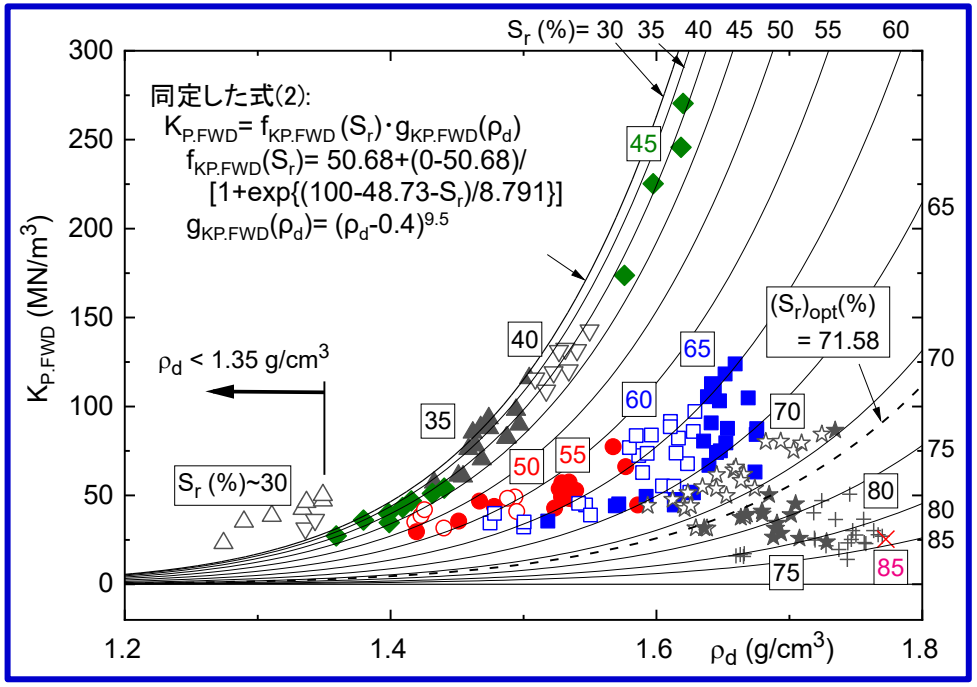
$$K_{P.FWD}=f_{P.FWD}(S_r)\cdot g_{P.FWD}(\rho_d)$$

異なるS_rでの$K_{P.FWD}$～ ρ_d関係には、

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

$f_{P.FWD}(S_r)$～ S_r関係（全データ）



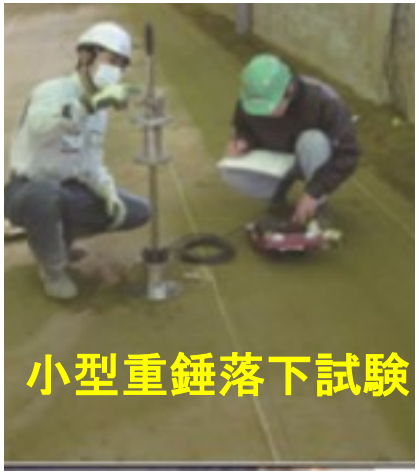


Tatsuoka, F., Hashimoto, T. and Tateyama, K. (2021): Soil stiffness as a function of dry density and the degree of saturation for compaction control, *Soils and Foundations*, Vol.61, pp.989-1002.

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

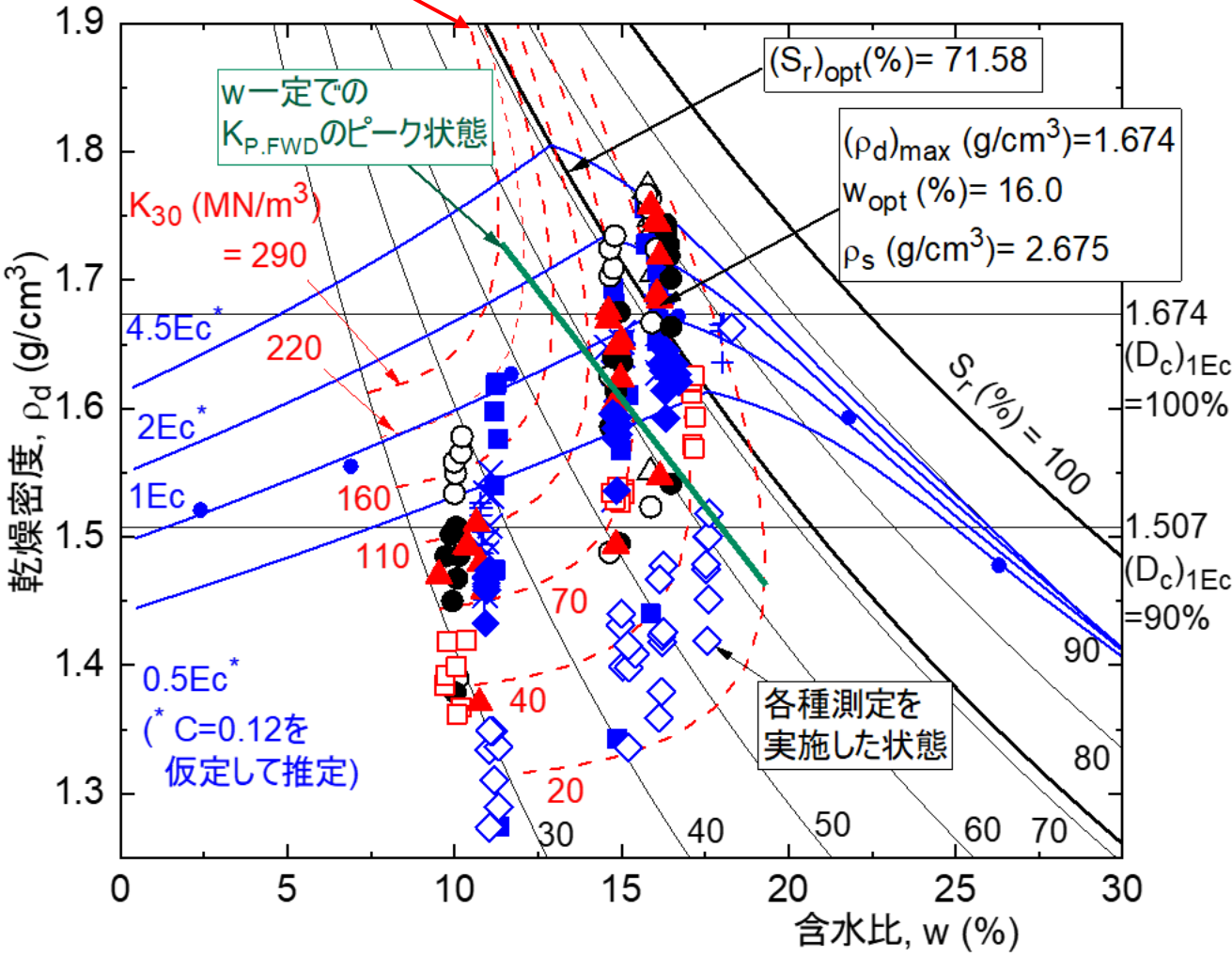
による ρ_d～w面上での$K_{P.FWD}$の等高線群

CBRの等高線と同じ形状



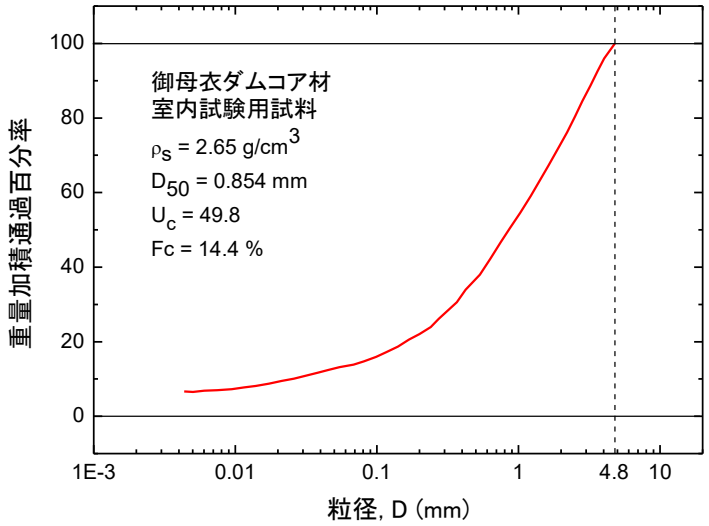
締固め回数N= 0, 2, 4, 6, 8, 12, 16回で、ρ_d, w, $K_{P.FWD}$等を測定

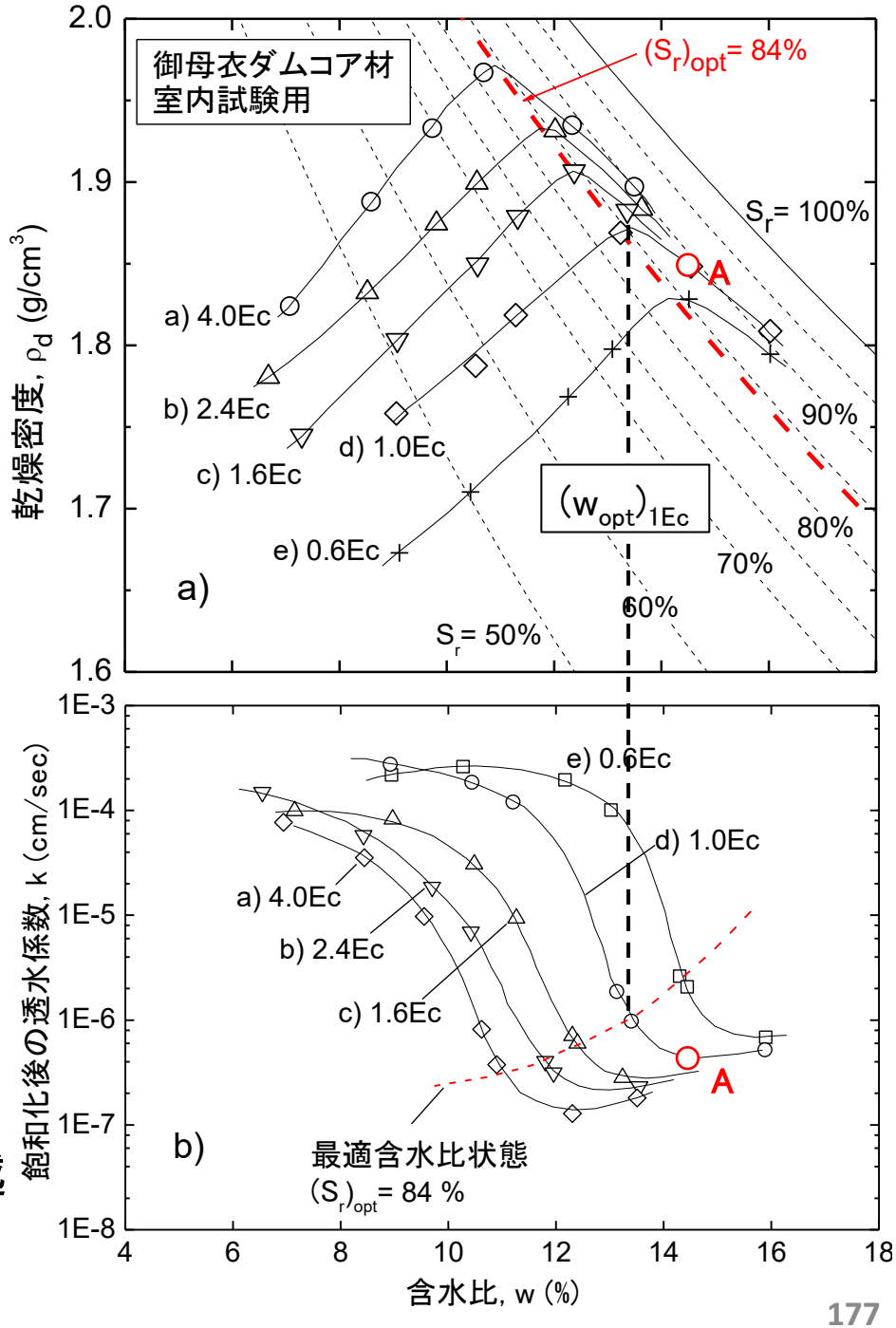
$K_{P.FWD}$は、平板載荷試験によるK_{30}と良い相関



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

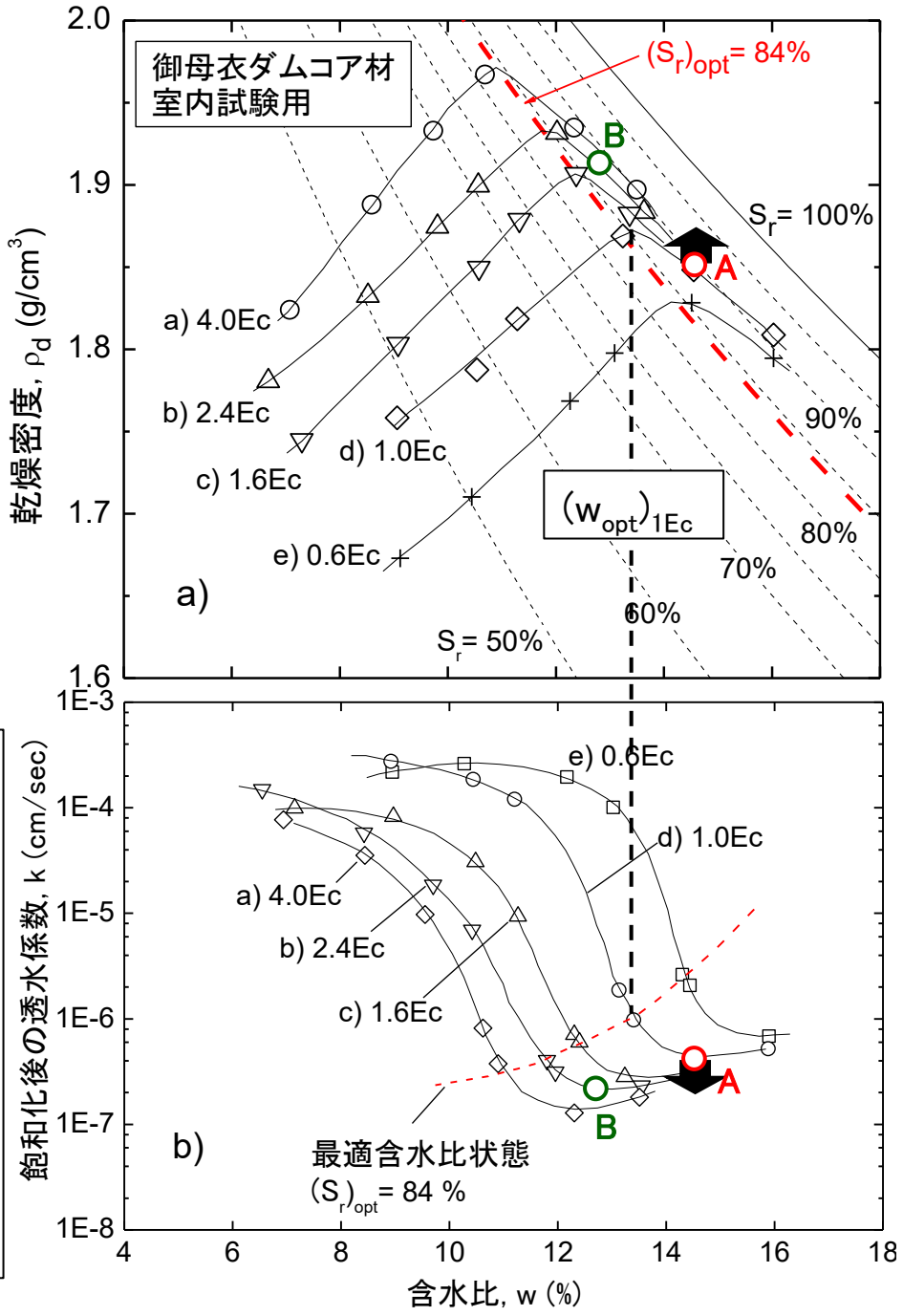
→従来の遮水盛土の締固め管理:

- 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、A点でのw= $(w_{opt})_{1Ec}$+1.25% を越えたwで施工

しかし、この規定・施工法は合理的か？

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、
しかも、過転圧の危険性がある
⇒ CEL$_f$を抑制して施工（非合理的）

仮に、現場CEL$_f$= 2.4Ecの場合、
点B（w< $(w_{opt})_{1Ec}$）で施工すると、
より大きなρ_dと、より小さなkが得られる
⇒ 点B、もしくはその周辺が合理的な施工目標
- $(w_{opt})_{1Ec}$は、wの許容下限値としては高すぎて、不合理



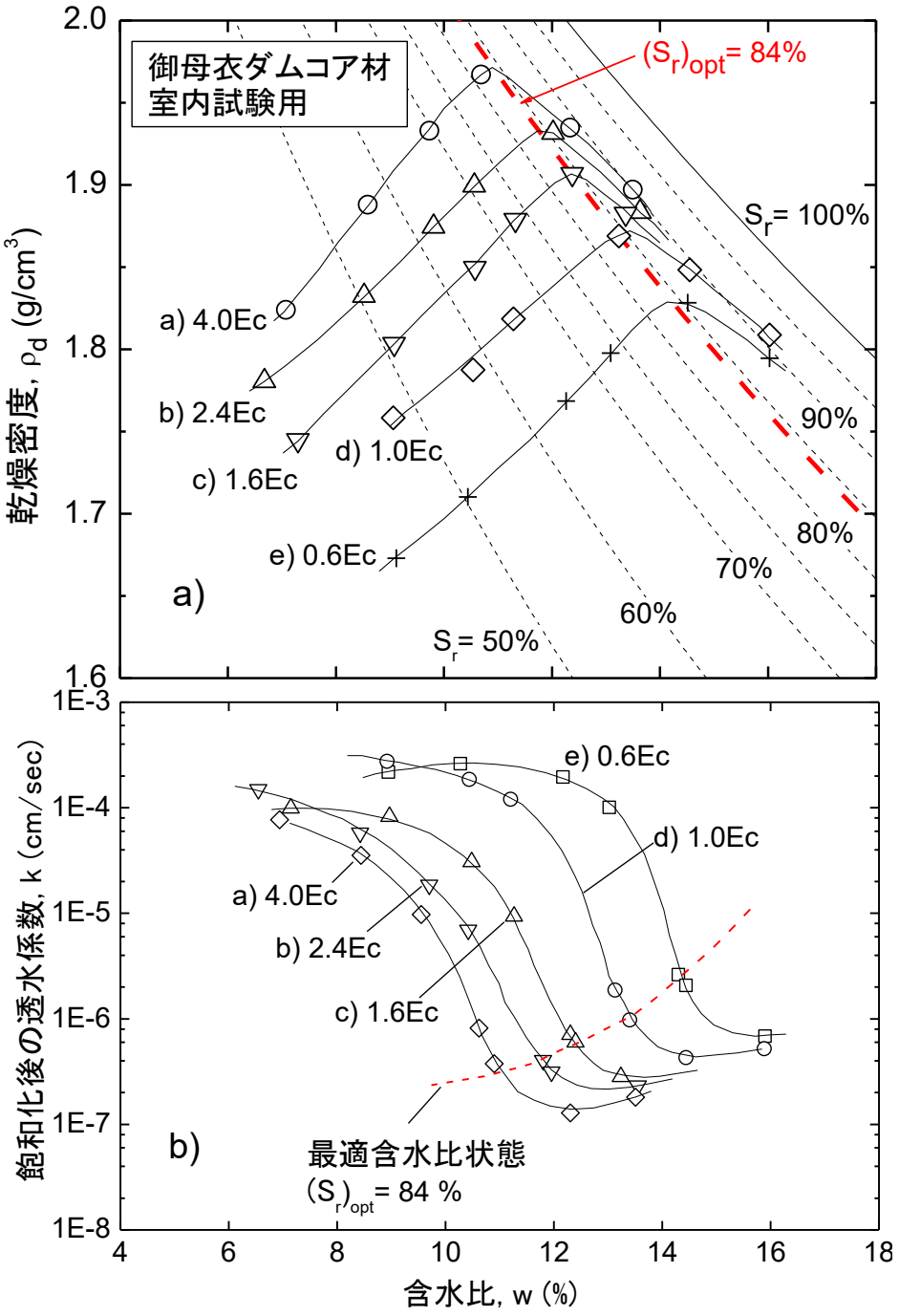
そもそも、夫々の締固め曲線に沿った
“飽和化後k ～**締固め時w** ”曲線は、

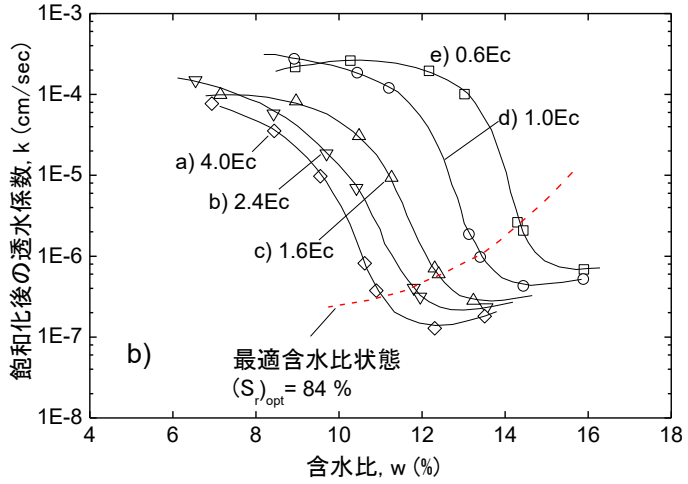
1) CELに依存 ⇒通常現場のCELは不明
⇒k管理の基本情報である
現場k～w曲線が不明！

2)非常に複雑、法則性を把握できない
⇒締固め状態(**w**, ρ_d)からkを予測するのは、単純ではなくなる。

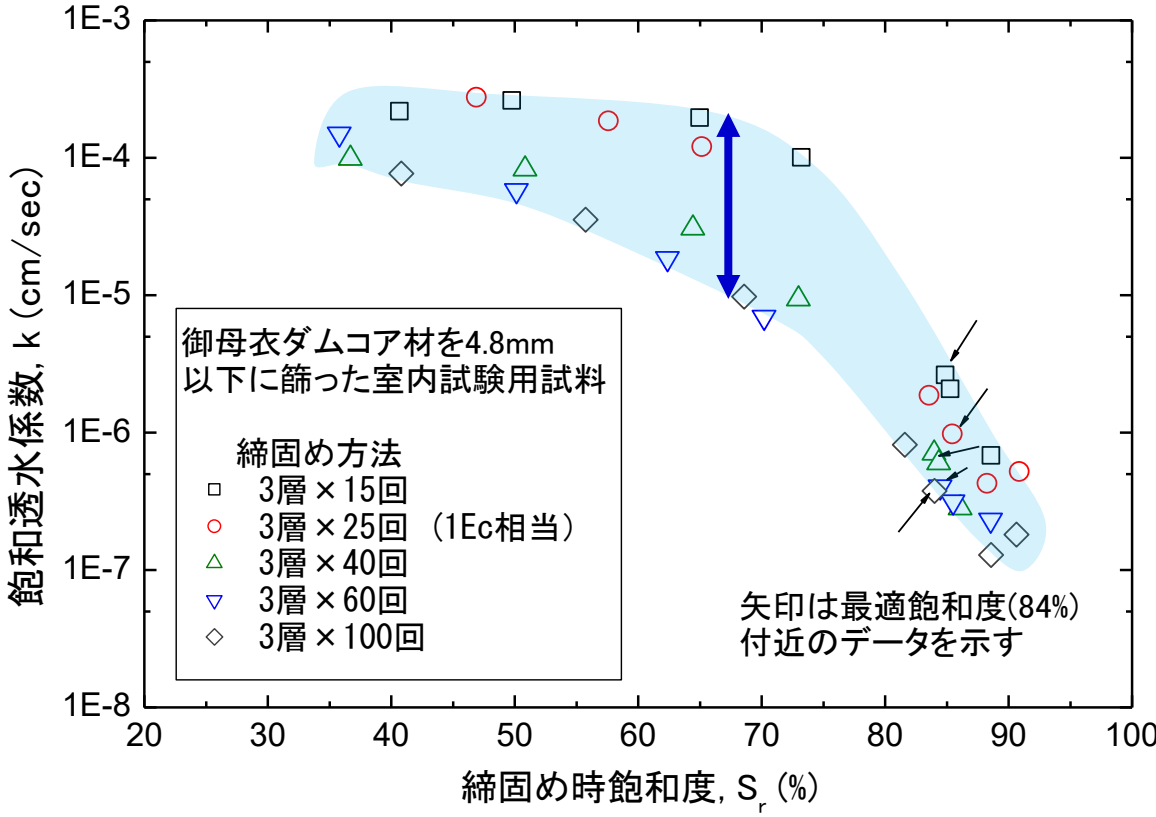
⇒十分に小さな飽和化後kの実現を目指す締固め管理は、含水比wに基づくと非常に複雑であり、混乱する

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における締固め曲線に沿ったk – w関係は非常に複雑であるが・・・



k - S_r関係は簡明:

・S_r >70% では、kは急減(最大1/1,000倍も)、と言う明白な法則性

↕ データのばらつきは、乾燥密度ρ_dのばらつきによるもの

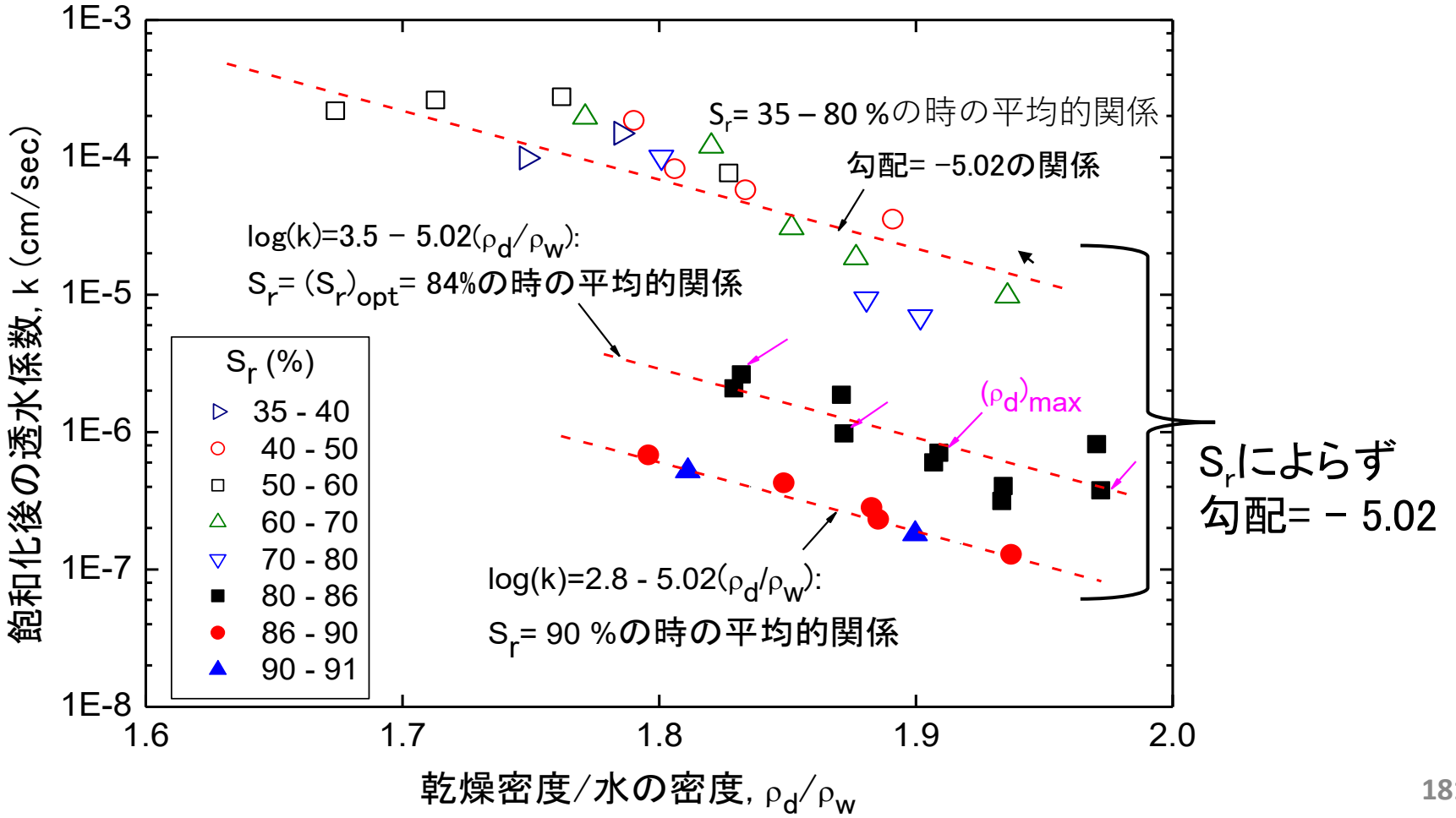
Tatsuoka, F. (2015): Compaction characteristics and physical properties of compacted soil controlled by the degree of saturation, *Proc. 15th Pan-American Conf. on SMGE & 6th IC on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires*, 40-76.

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

ここでは、締固め管理と関連づけるため、透水係数kを乾燥密度ρ_dの関数として解析。

・本来は、kは間隙比eの関数

・ここに示すρ_dの関数は、eの関数に変換できる



破線は、S_rでグループ化したデータに下式をフィッティングした結果

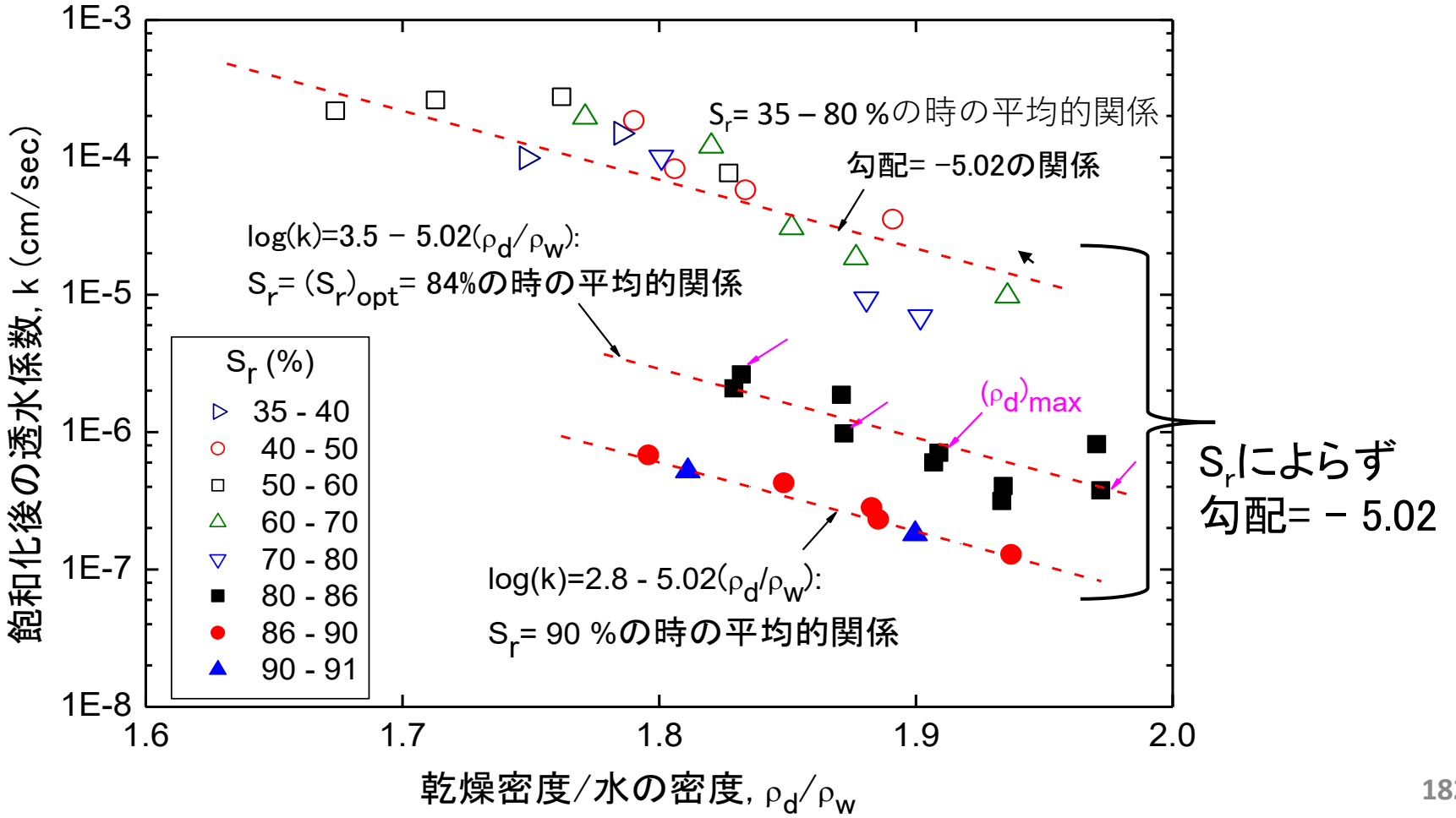
$$\log k = a - 5.02 \cdot (\rho_d / \rho_w)$$

・勾配5.02はS_rに依らない
・係数aは、S_rに依る

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

乾燥密度影響関数

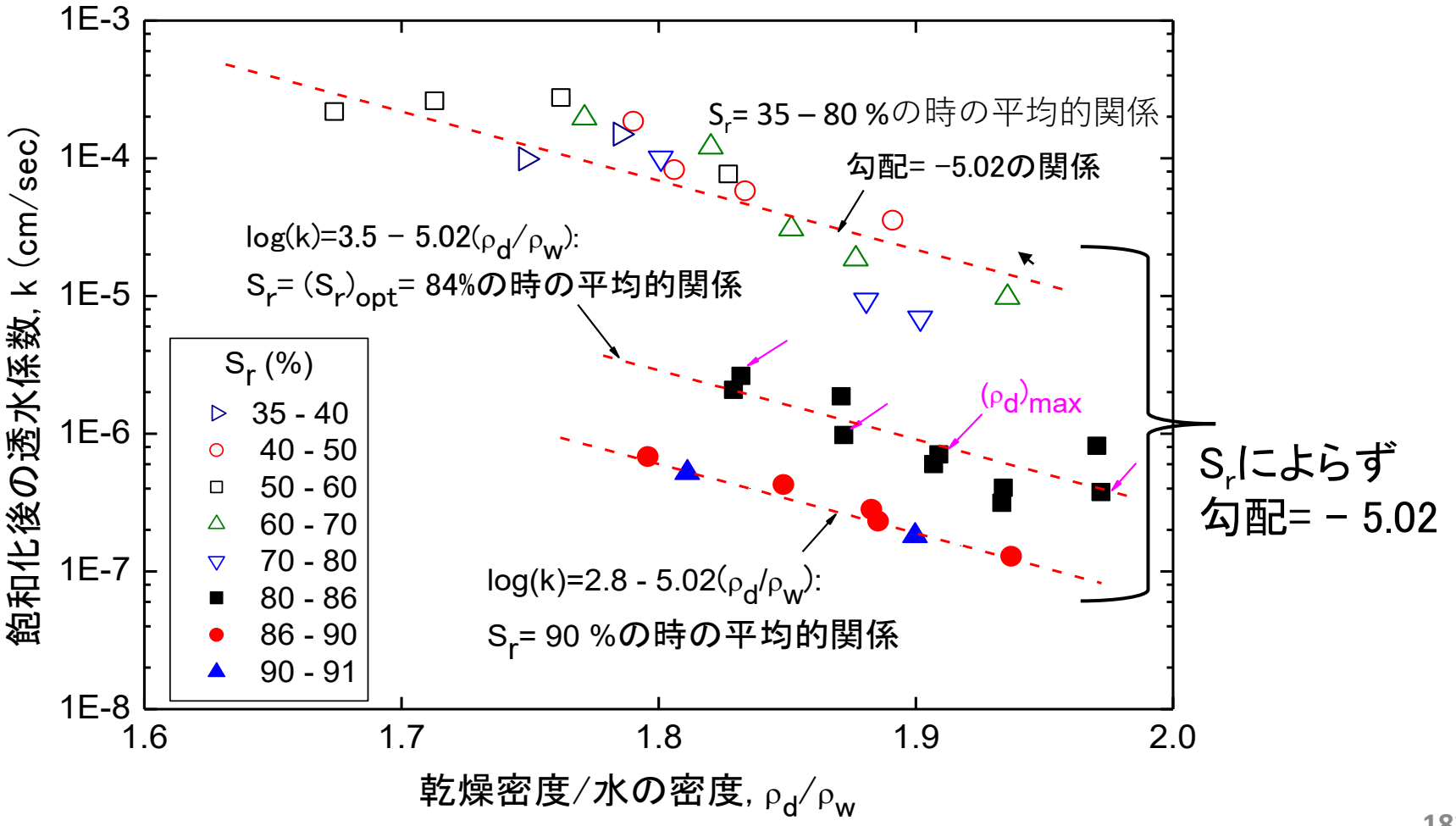
$f_k(S_r)$は、「$\rho_d = [(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ = 1.872 g/cm^{3}の時のk」で、S_rの関数（飽和度影響関数）



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

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

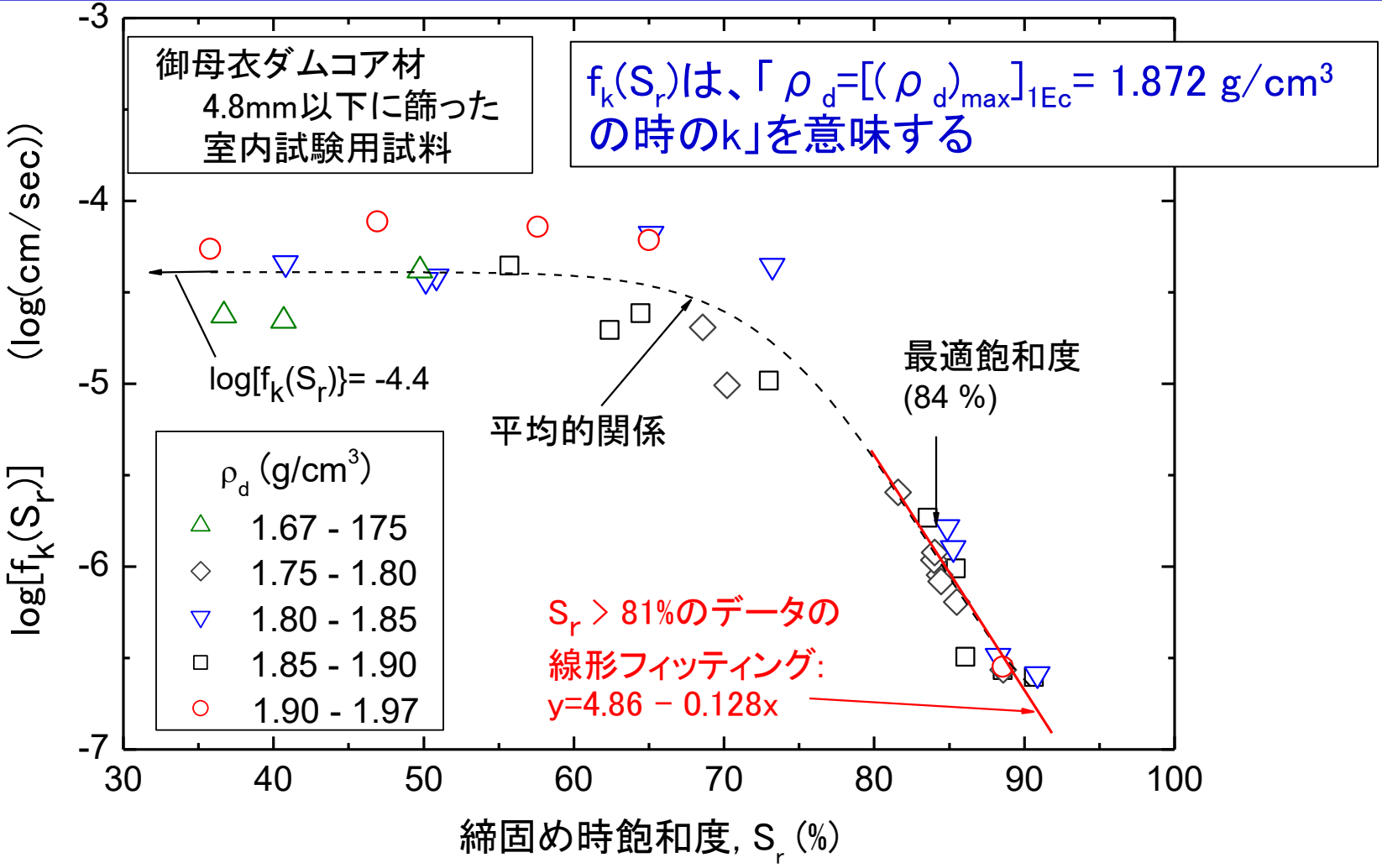
$$k = f_k(S_r) \cdot 10^{5.02 \cdot (1.872 - \rho_d / \rho_w)}$$



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

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

データは、「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

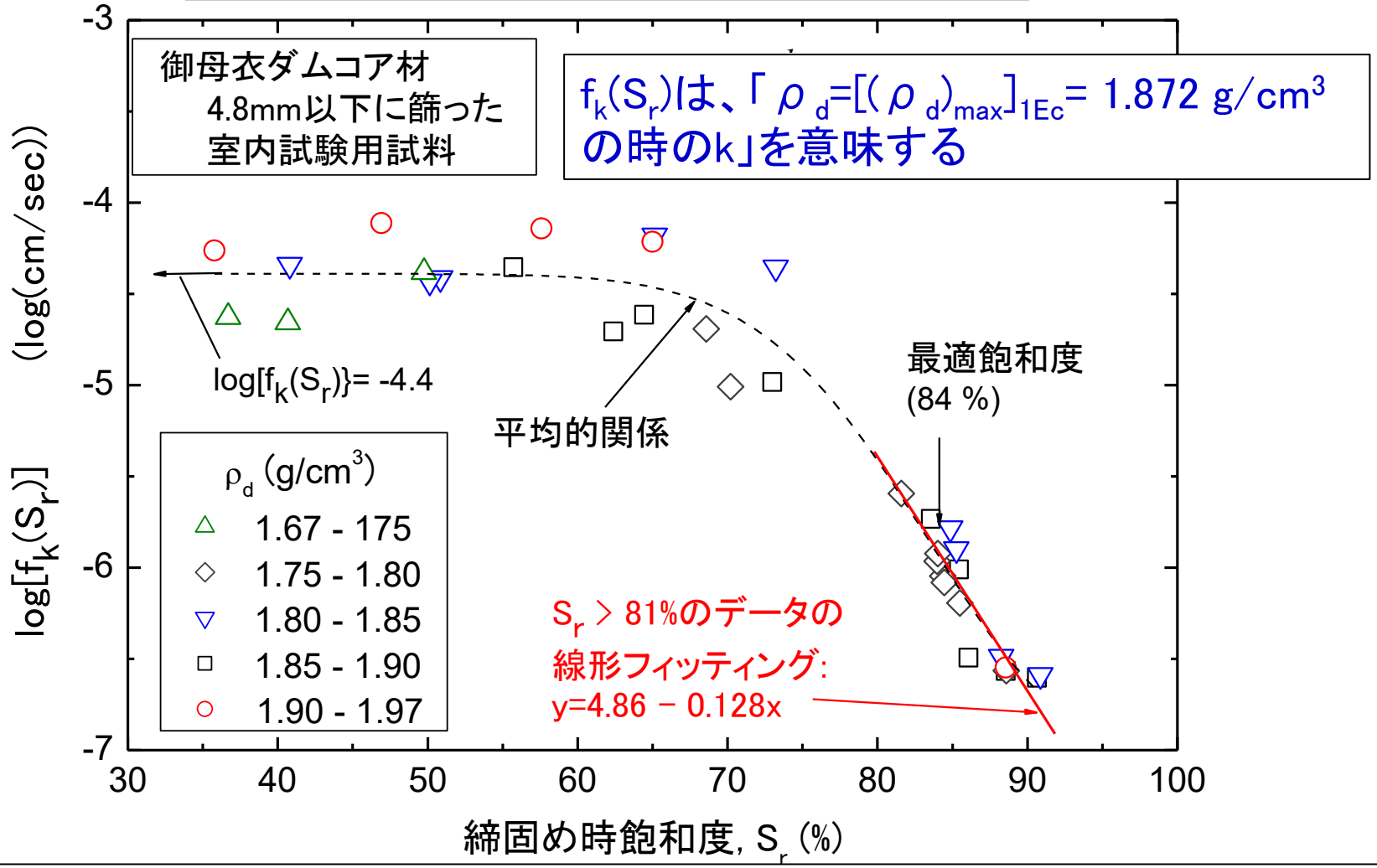


飽和度影響関数$f_k(S_r)$は、ρ_dに独立

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

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

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



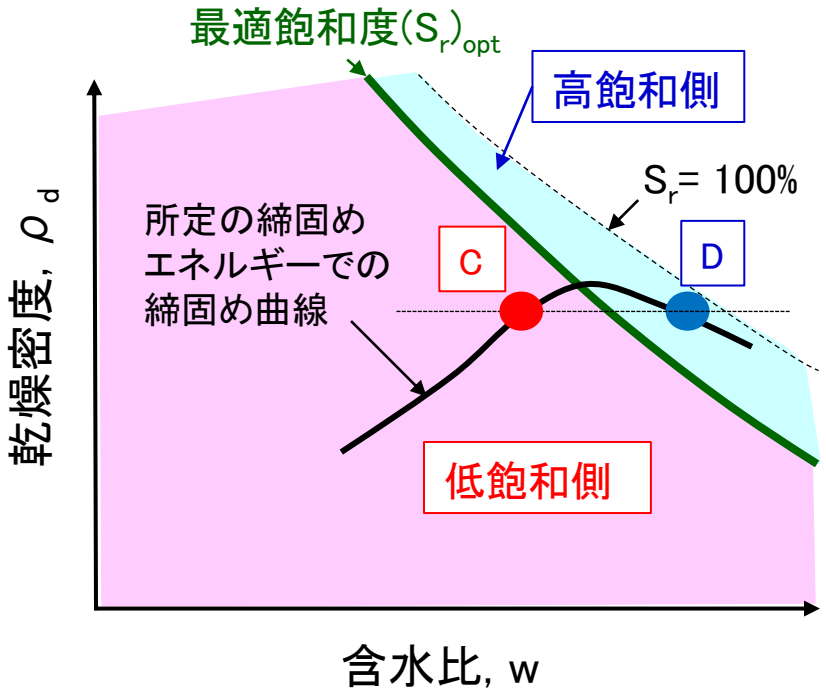
kは、ρ_dとS_rの簡明な関数であり、CELを独立変数として含まない

→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

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

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

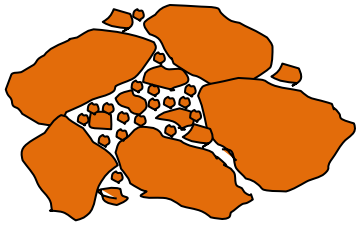


乾燥密度ρ_dの増加
⇒平均間隙比の減少と
　個々の間隙の縮小
⇒飽和透水係数の減少

締固め時飽和度の影響

D

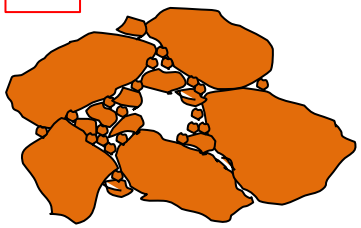
分散型(dispersed)
粒子骨格構造



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

C

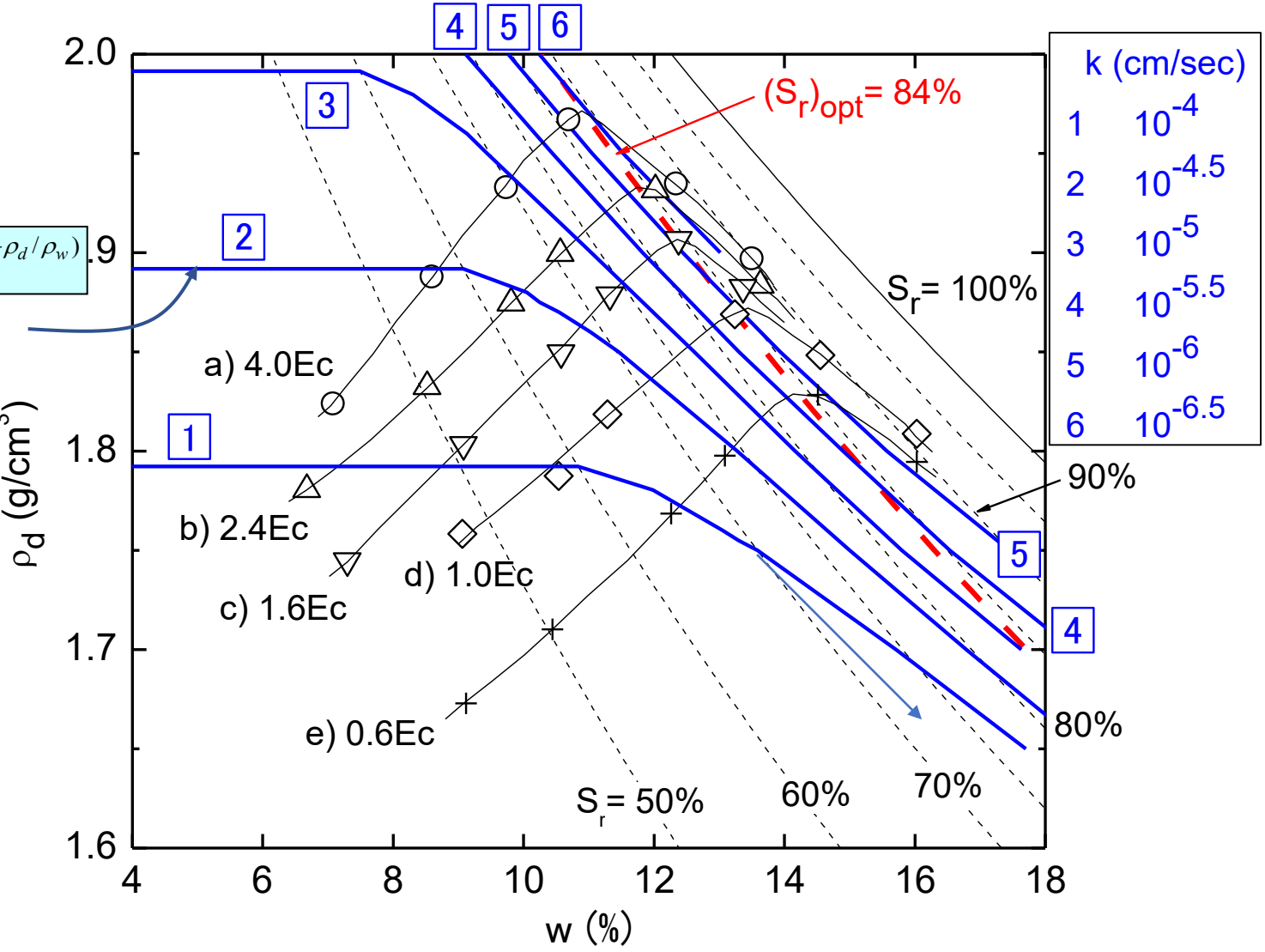
凝集型(coherent)
粒子骨格構造*



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

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

に基づく等高線

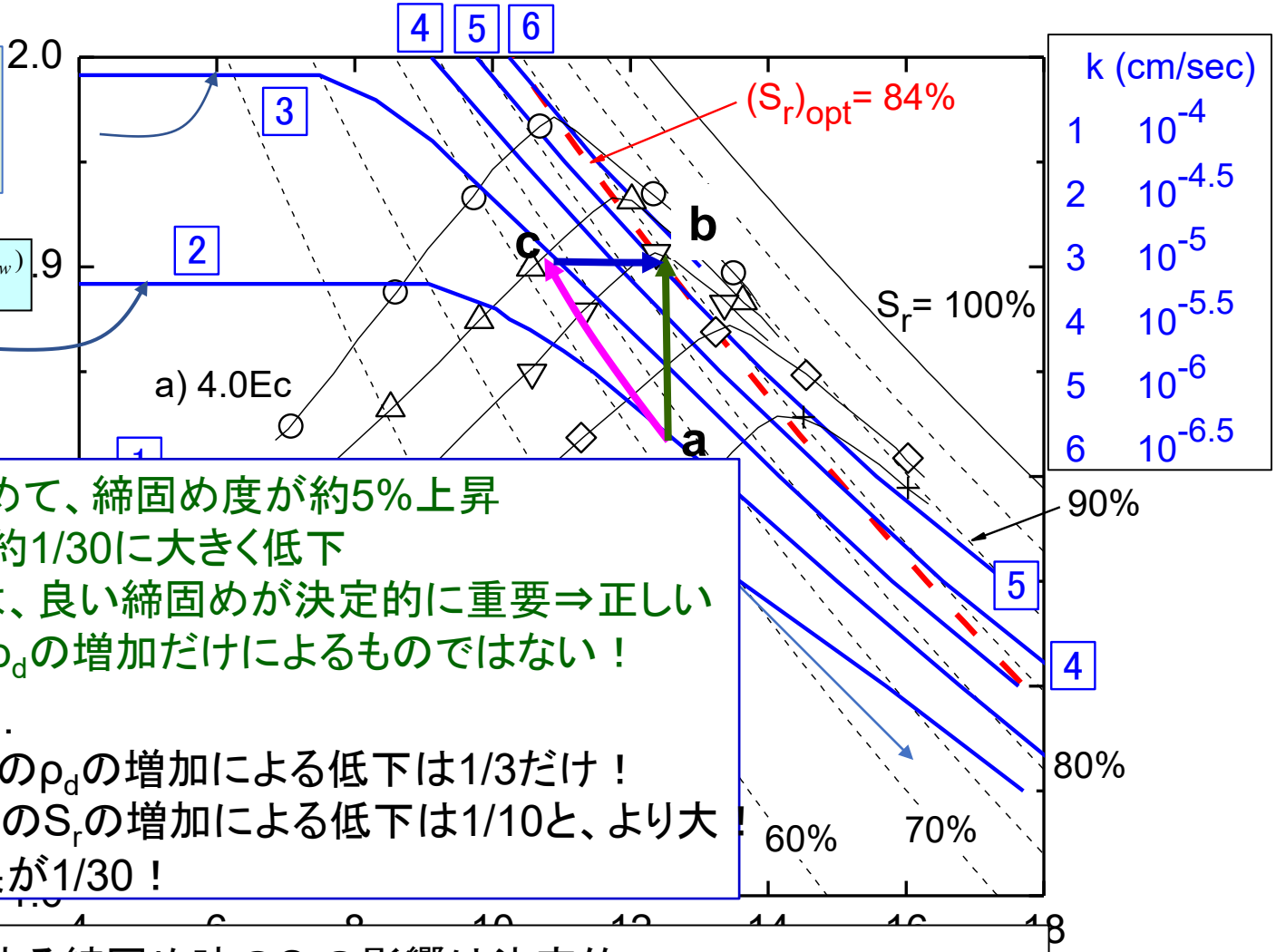


締固めた土の透水係数特性は、ρ_d–w面上でのkの等高線群と締固め曲線群の関係に基づくことによって理解できる

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



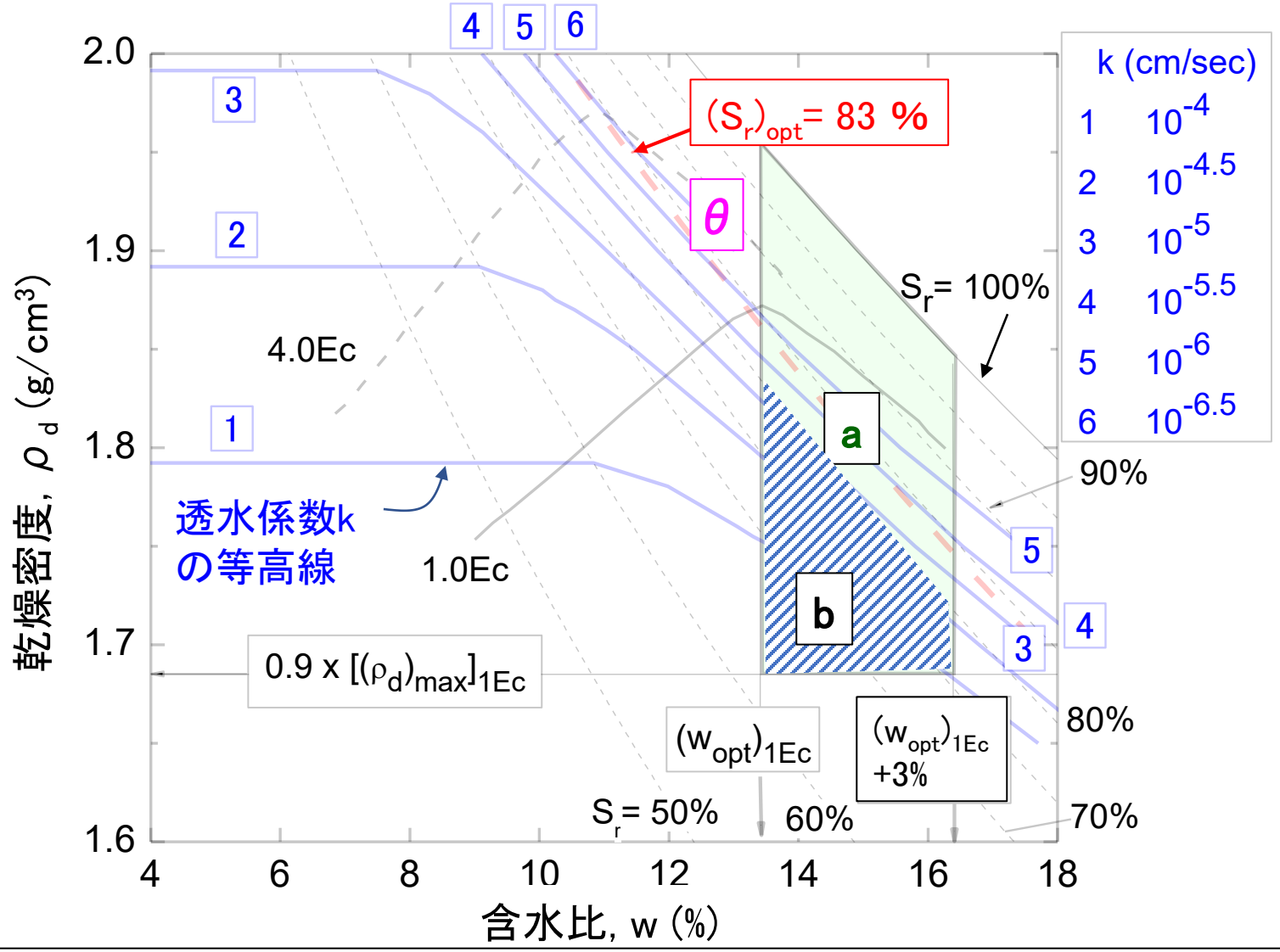
a→b: w一定で締め固めて、締固め度が約5%上昇
⇒ 飽和透水係数kは、約1/30に大きく低下
■遮水効果の向上には、良い締固めが決定的に重要⇒正しい
しかし、このkの低下はρ_dの増加だけによるものではない！

本当のメカニズムは…..
① (**a→c**) 一定のS_rでのρ_dの増加による低下は1/3だけ！
② (**c→b**) 一定のρ_dでのS_rの増加による低下は1/10と、より大！
⇒①と②の重畳の結果が1/30！

■S_r>70%では、kに対する締固め時のS_rの影響は決定的
⇒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。

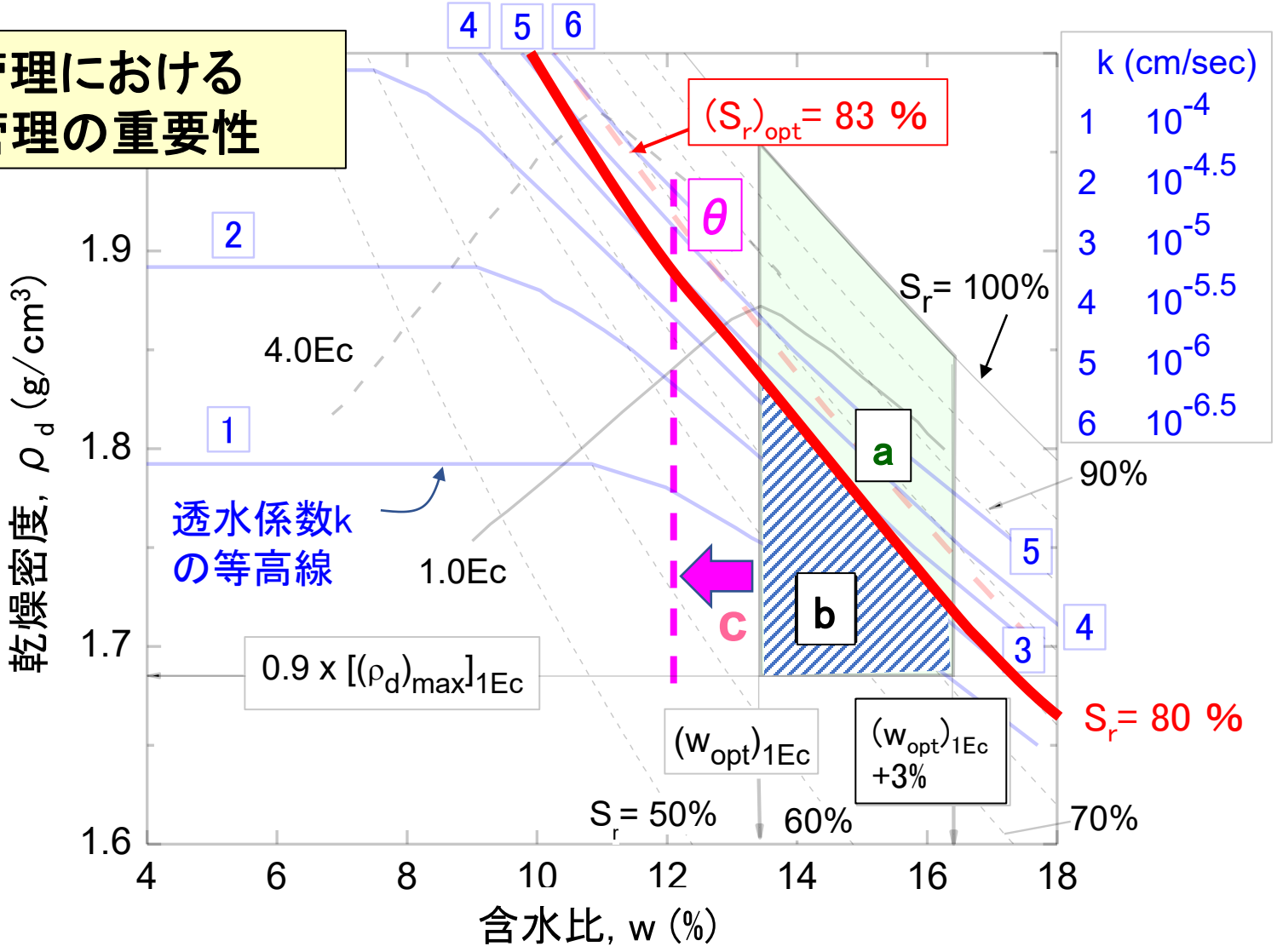
⇒点**b**のような「$S_r=(S_r)_{opt}$でありρ_dは要求性能を実現できる高い締固め状態」は、適切な締固め目標！



領域**a**: w =$(w_{opt})_{1Ec}$+ 0～3 % & $[D_c]_{1Ec}$≥ 管理値90%
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

しかし、①**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に到達できない⇒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



[対応策] 例えば、S_r≥80%と言う下限値管理を導入すれば、

- 含水比wの許容下限値を従来の値$(w_{opt})_{1Ec}$よりも**c**のように下げても、締固め不良領域**b**を排除できる。
- その結果、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連携した設計と施工の重要性 2/2

4. 盛土の合理的な締固め管理の枠組み

4-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策

4-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策

4-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策

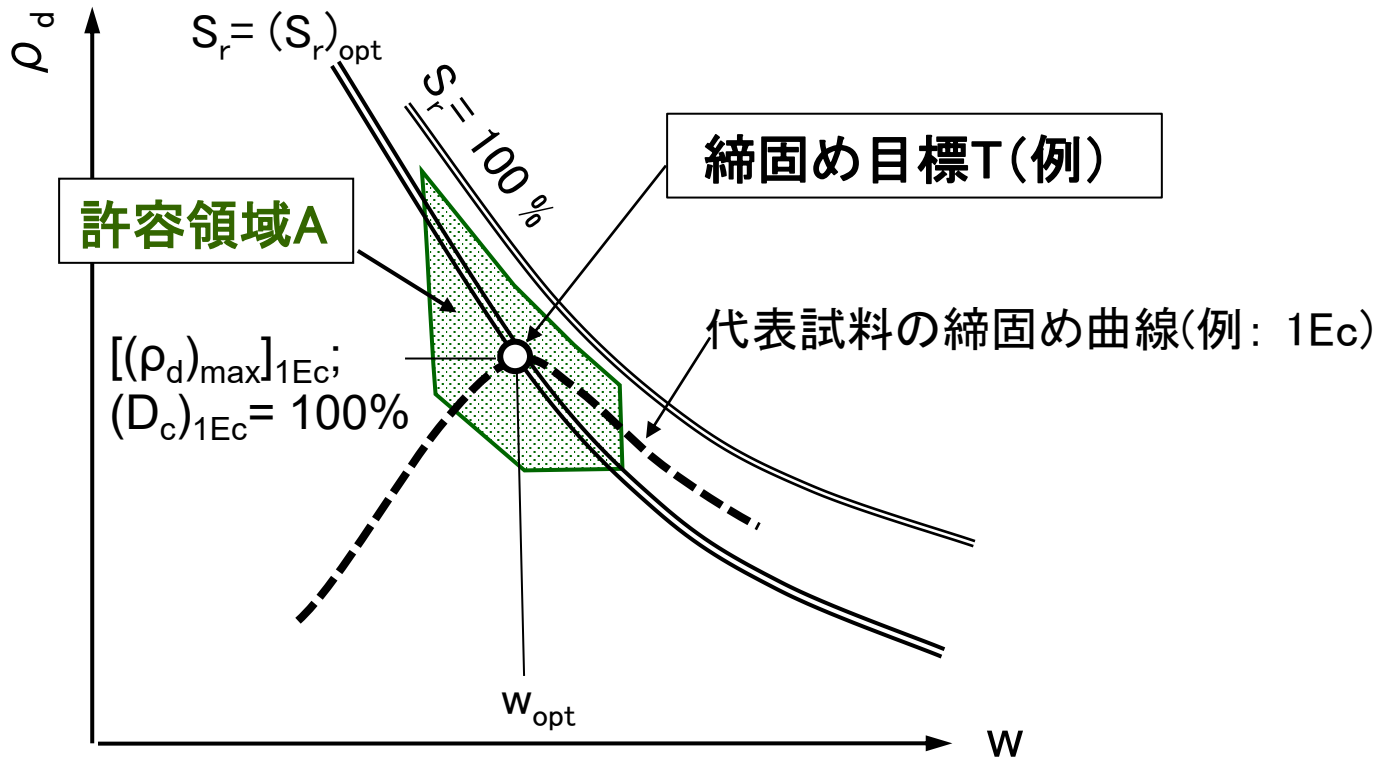
4-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性

4-5 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性

4-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

5. まとめ

盛土の締固め管理の基本



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 : D_cの全測定値 ≧ 所定の管理基準値(90%など)を確認

管理4: wのw_{opt}を基準とした上下限値管理

管理5: 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

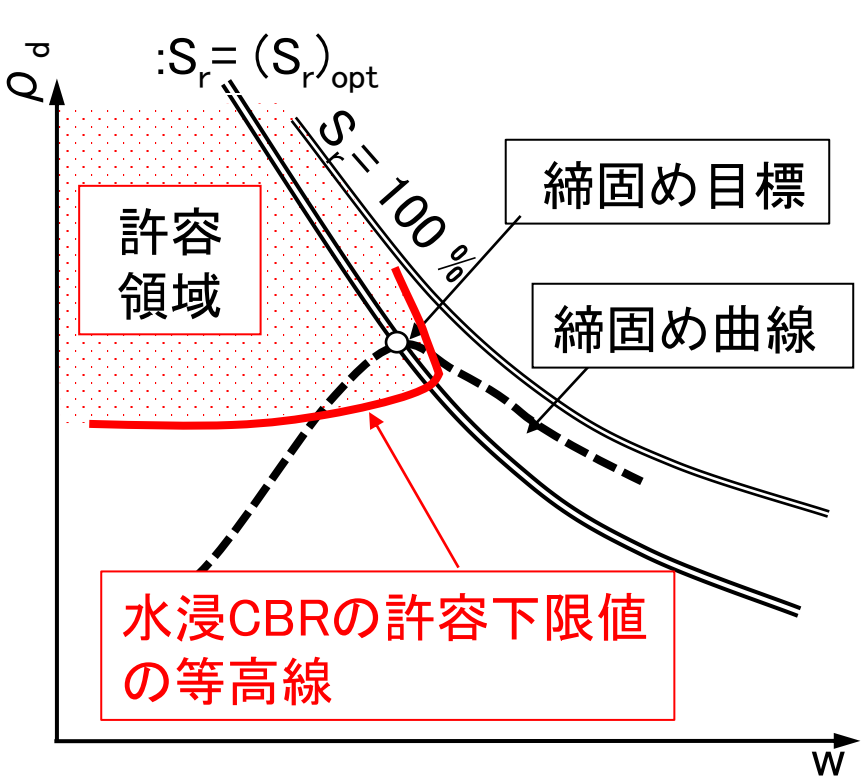
効率的で有効な締固め管理のキイポイント:

まず、設計で要求する土質特性を保証できる**締固め目標**を設定:

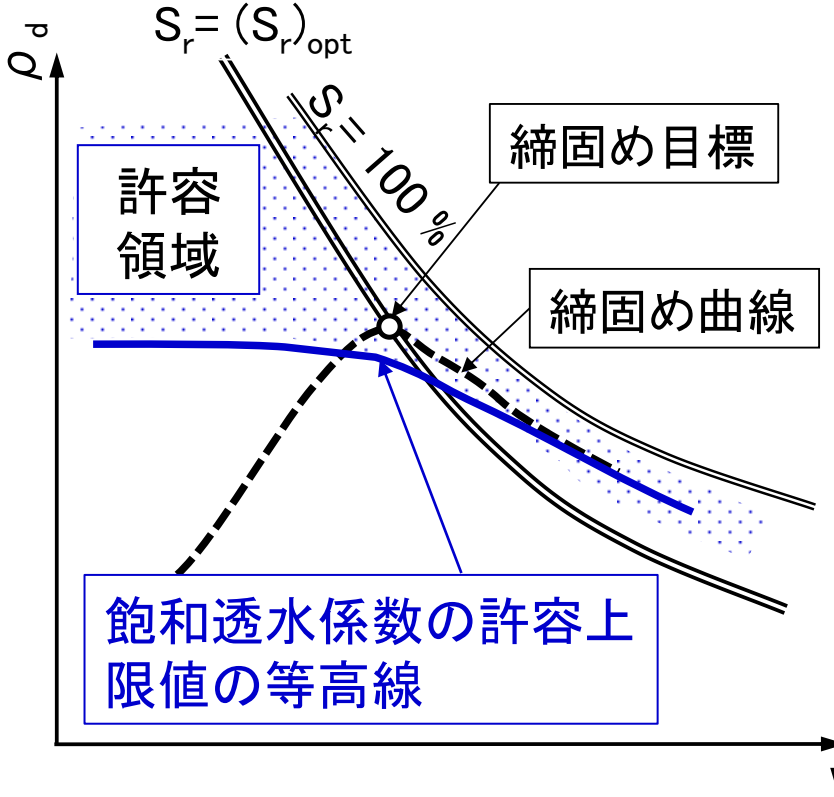
①$S_r = (S_r)_{opt}$を目標とするのが基本

②その上で、設計での要求性能を保証できる、十分大きなρ_dを目標値に設定

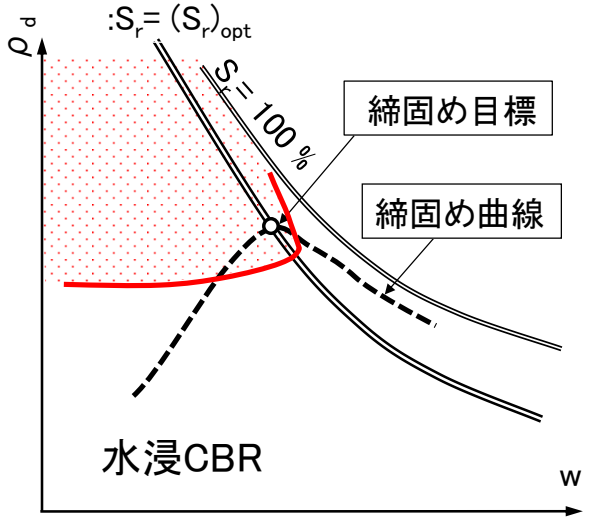
例1）供用時の強度・剛性の指標としての水浸後CBR等の地盤剛性の許容限界線と許容領域

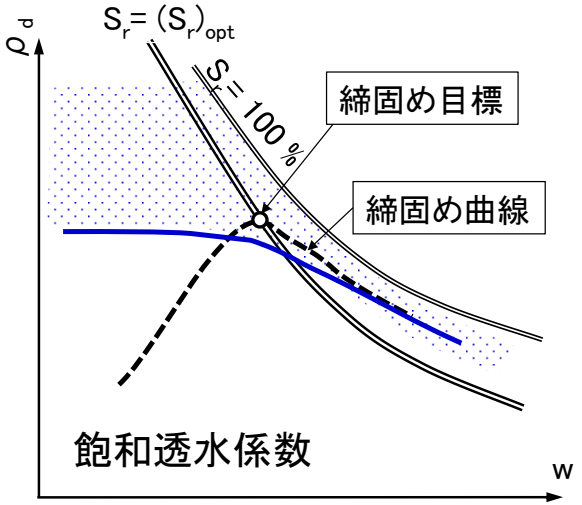


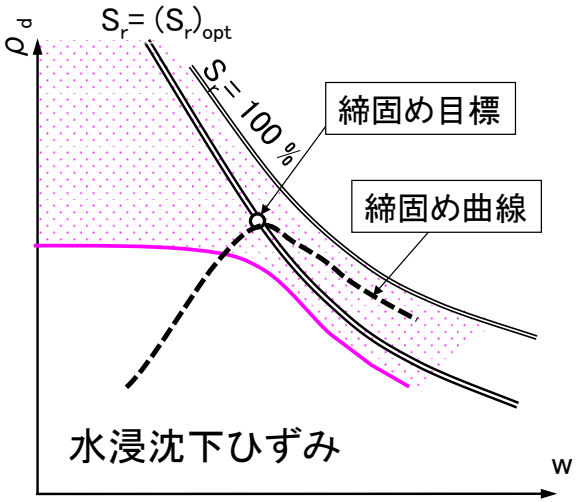
例2）飽和状態での透水係数の許容限界線と許容領域



次に、「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」の設定−1





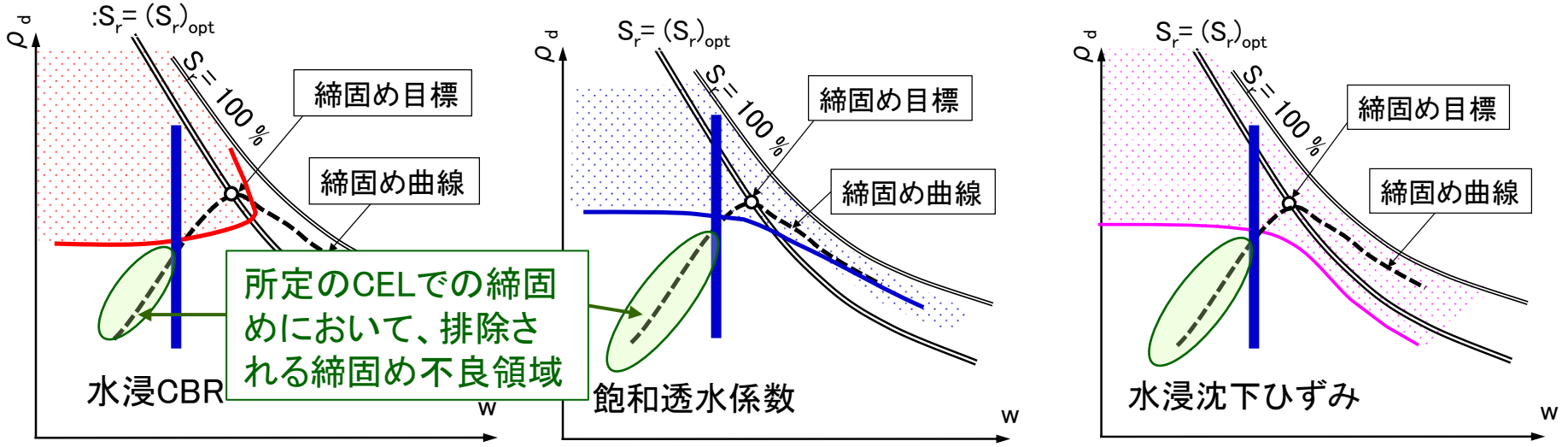


要求性能に基づく締固め管理境界

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

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

次に、「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」の設定−2

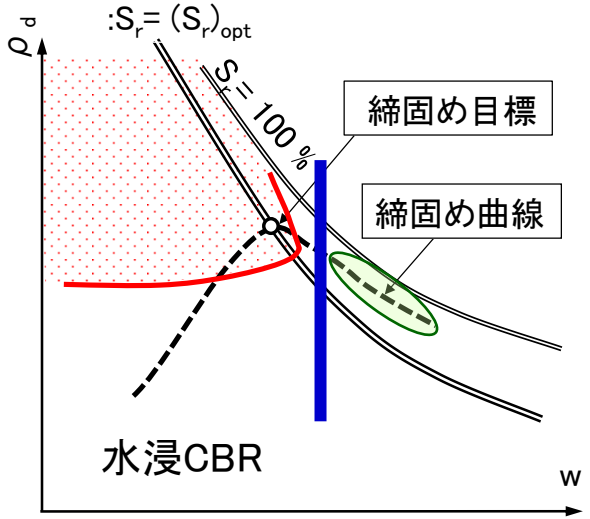


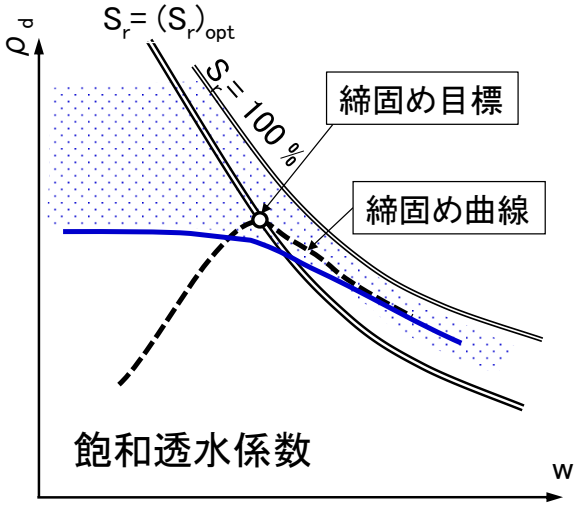
要求性能に基づく締固め管理境界

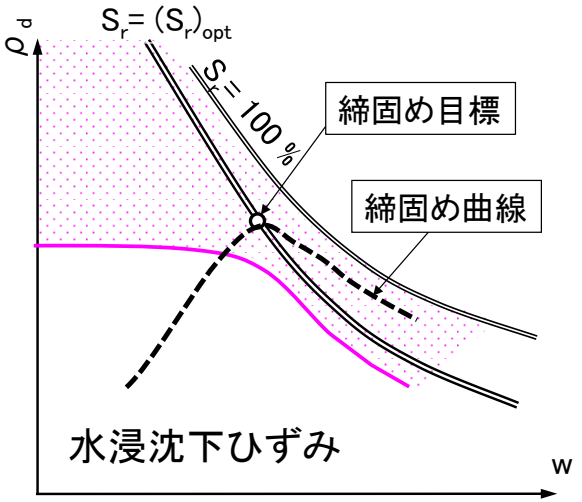
管理境界 ＼ 盛土の要求性能と要求物性		施工性の確保/過転圧の防止⇒締固め時の高い強度・剛性	供用中の高い安定性と小さい変形⇒湿潤・飽和化後の高い強度・剛性	湿潤・飽和時の沈下の抑制⇒水浸時のコラップス変形の抑制	供用時の遮水性⇒十分に低い飽和透水係数
盛土材の含水比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○	●	○
締固めた土の締固めた(ρ_d, w)状態の測定と管理 (1〜5)	2. 含水比上限線 WU	●	●		
	3. 締固め度下限線DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

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

次に、「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」の設定−4





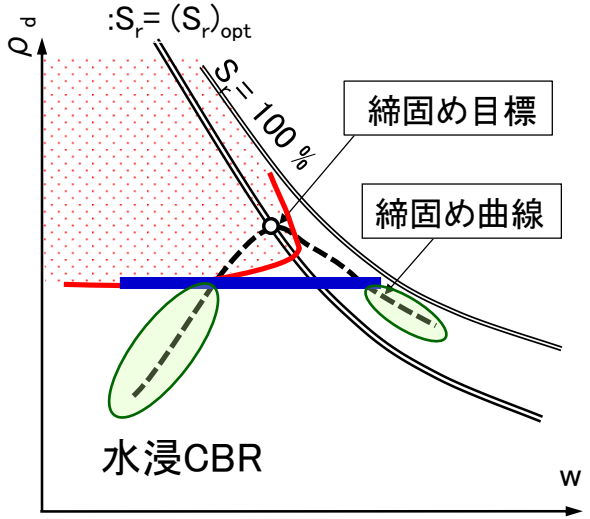


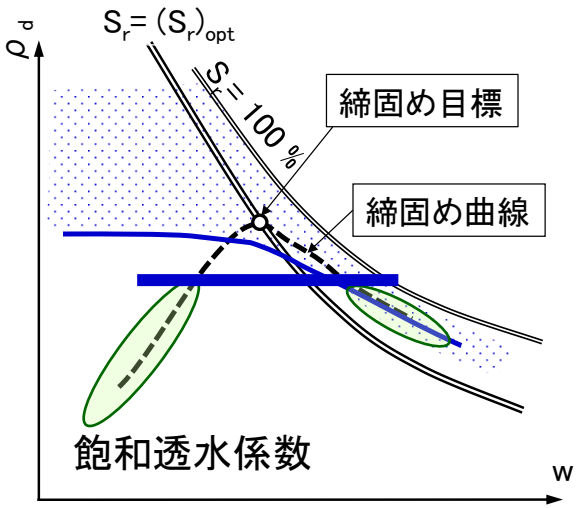
要求性能に基づく締固め管理境界

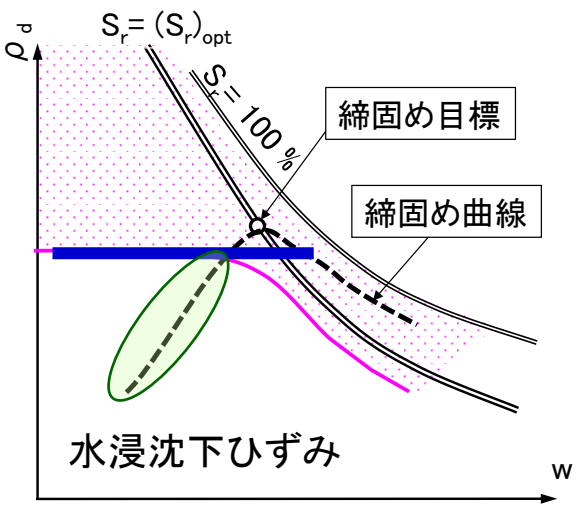
管理境界 ＼ 盛土の要求性能と要求物性		施工性の確保/過転圧の防止⇒締固め時の高い強度・剛性	供用中の高い安定性と小さい変形⇒湿潤・飽和化後の高い強度・剛性	湿潤・飽和時の沈下の抑制⇒水浸時のコラップス変形の抑制	供用時の遮水性⇒十分に低い飽和透水係数
盛土材の含水比の調整(1&2)	1. 含水比下限線 WL		○	●	○
	2. 含水比上限線 WU	●	●		
締固めた土の締固めた(ρ_d, w)状態の測定と管理 (1～5)	3. 締固め度下限線DL	○	●	○	○
	4. 飽和度下限線 SL		●	●	●
	5. 飽和度上限線 SU	●	○		

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

次に、「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」の設定−5





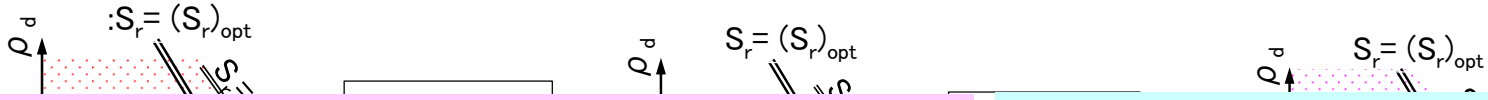


要求性能に基づく締固め管理境界

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

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

次に、「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」の設定−6



・$S_r=(S_r)_{opt}$で高D_cとなる良好な締固めを奨励するためには、S_r管理が有効で必要

・$(S_r)_{opt}$は、現場での土質とCELの変動と室内試験条件と現場条件の乖離の影響を受けにくく客観的

⇒D_c管理とw管理に**$S_r=(S_r)_{opt}$状態を目指す飽和度管理**を追加することによって、締固め管理は確実となる

・締固め時飽和度$S_r=(S_r)_{opt}$で高D_cとなる良好な締固めを奨励するためには、D_c管理とw管理だけでは不十分

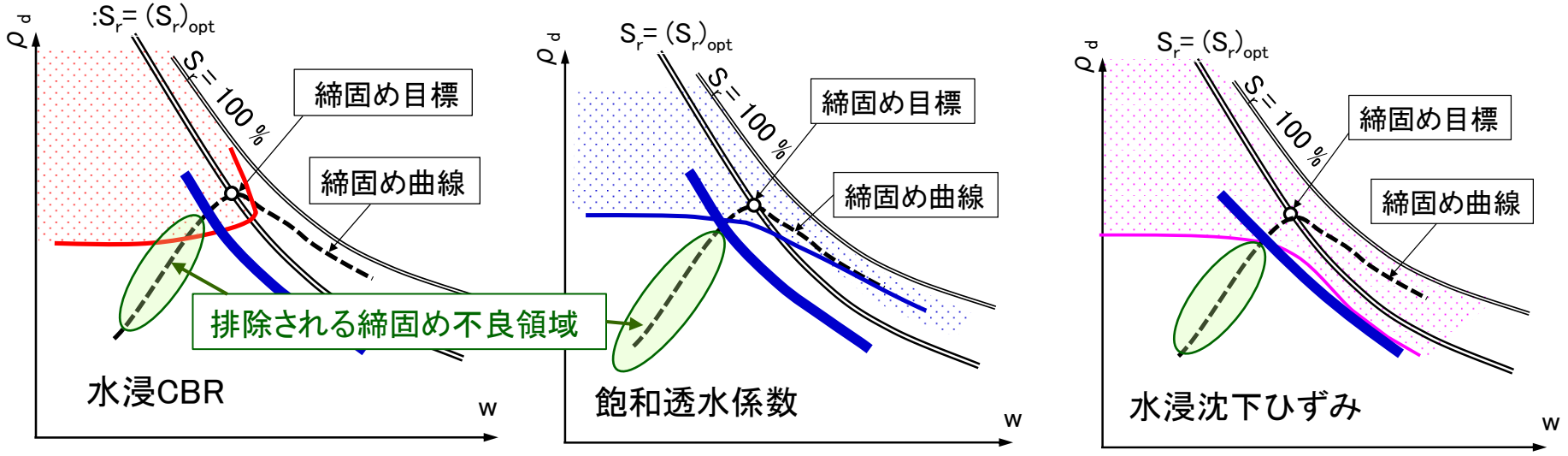
・現場での土質とCELの変動のために現場の$(\rho_d)_{max}$とw_{opt}は変動し、室内実験での値と乖離

⇒D_c管理とw管理だけでは確実な締固め管理は困難

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

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

次に、「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」の設定−7

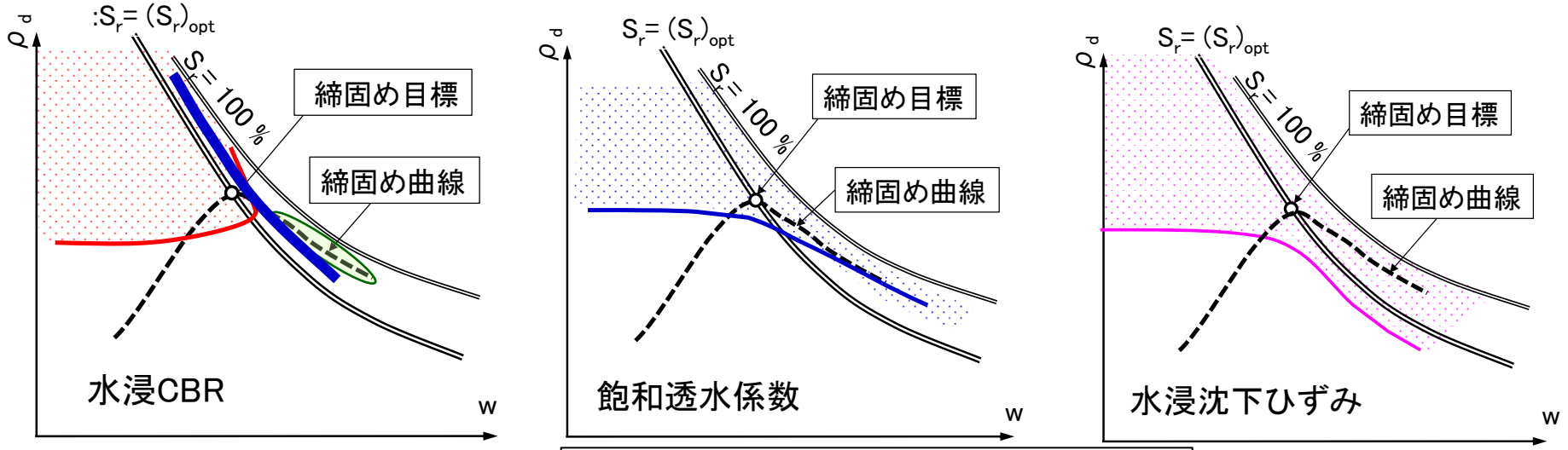


要求性能に基づく締固め管理境界

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

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

次に、「各種物性の許容領域」⇒「締固め目標」⇒「各種管理境界」の設定−8

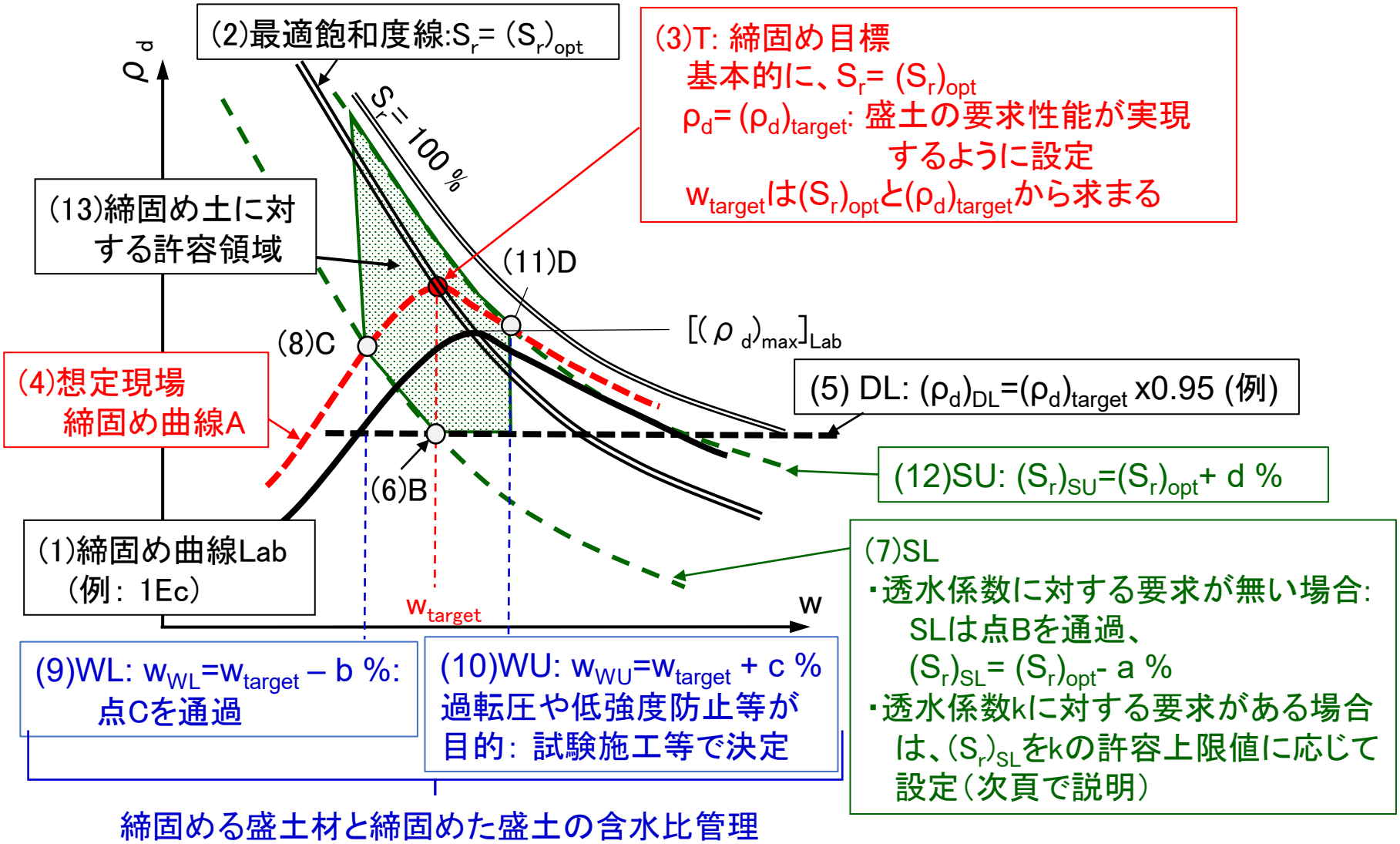


要求性能に基づく締固め管理境界

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

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

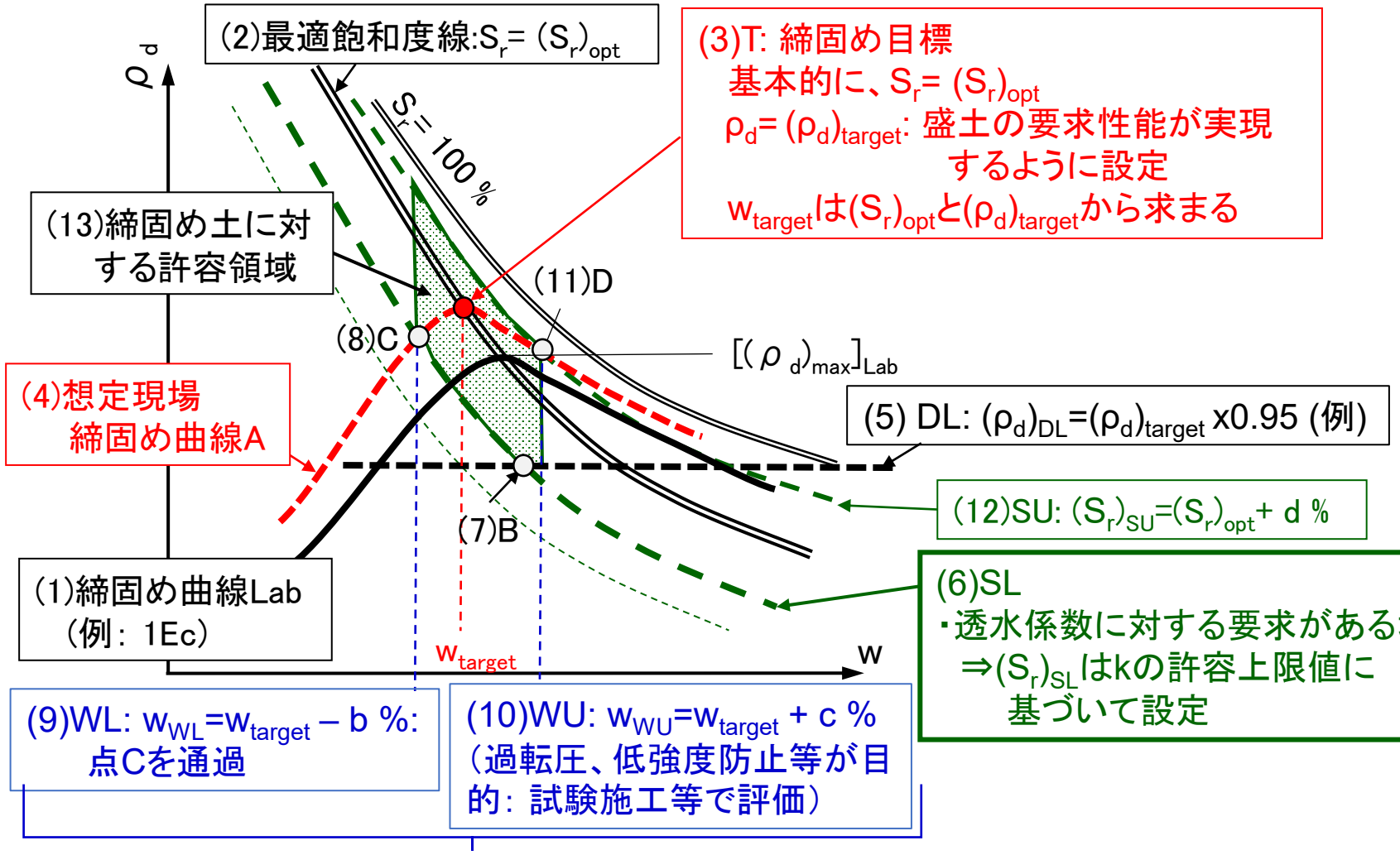
(ρ_d, w, S_r)の総合的管理に基づく締固め状態の許容領域の設定法の例 – 1



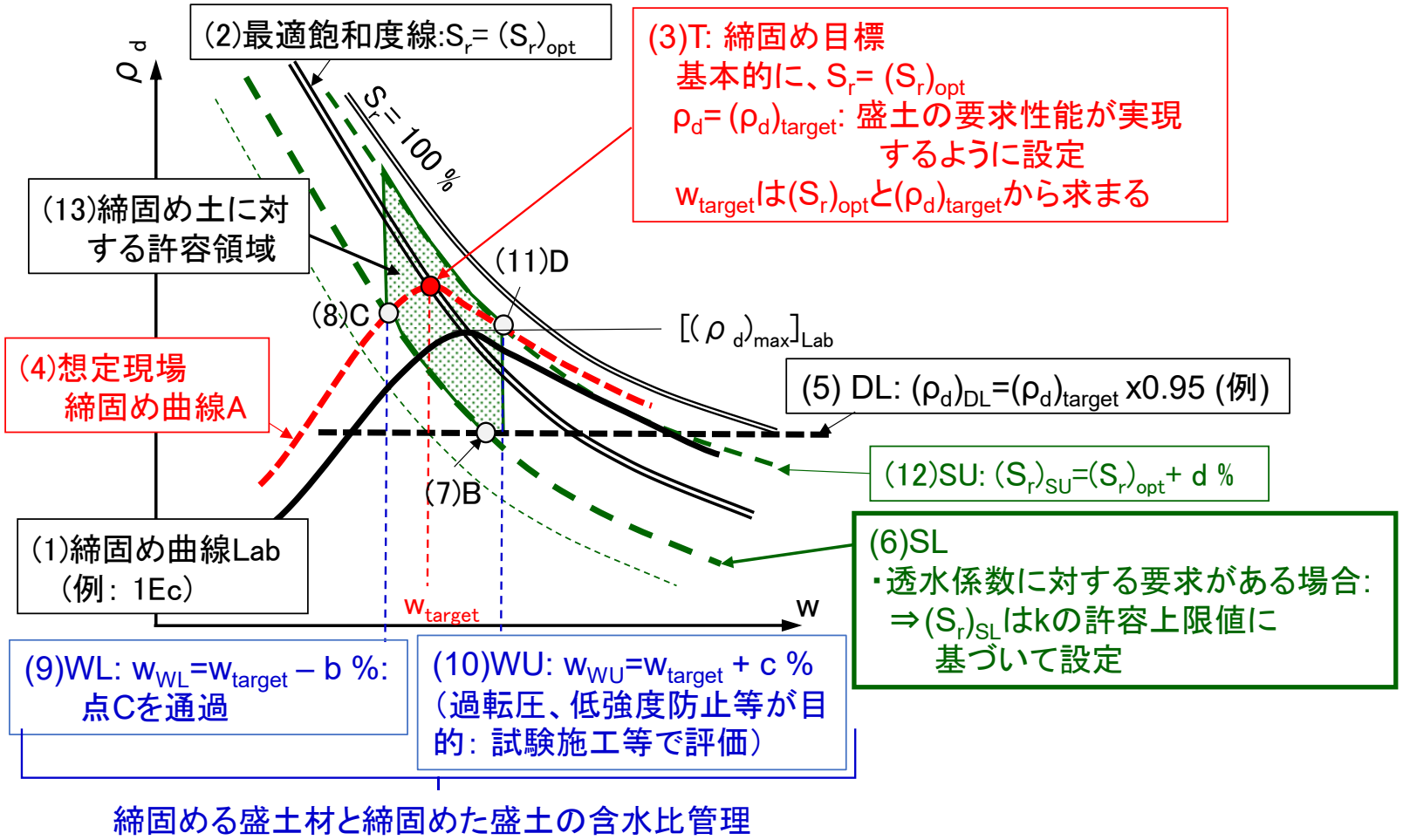
締固める盛土材と締固めた盛土の含水比管理

測定項目は、従来の締固め管理で実施する項目と同一！

(ρ_d, w, S_r)の総合的管理に基づく締固め状態の許容領域の設定法の例 － 2



測定項目は、従来の締固め管理で実施する項目と同一！

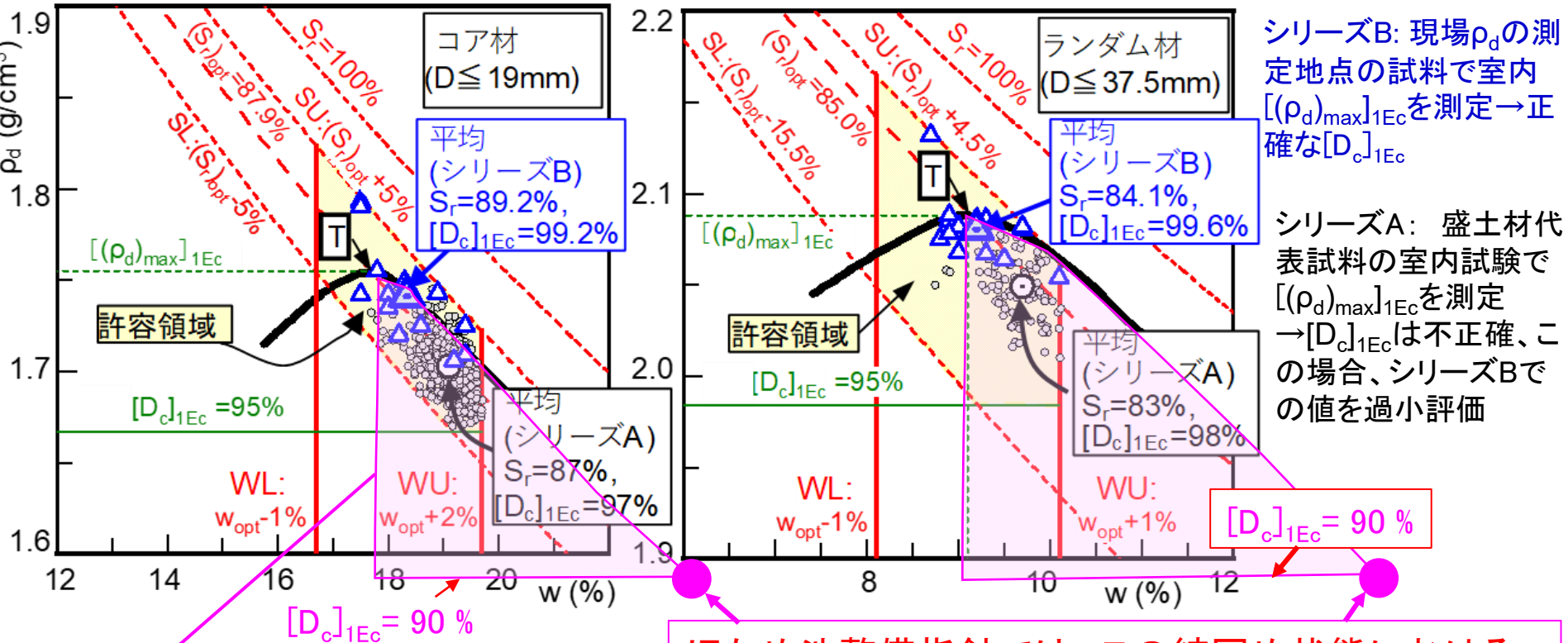


この管理法の適用例

⇒ 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; 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での値を過小評価

旧ため池整備指針での許容領域

旧ため池整備指針では、この締固め状態における強度を設計値と規定 ・締固め目標と誤解すると、Tに向かう努力の意義が見失われる。

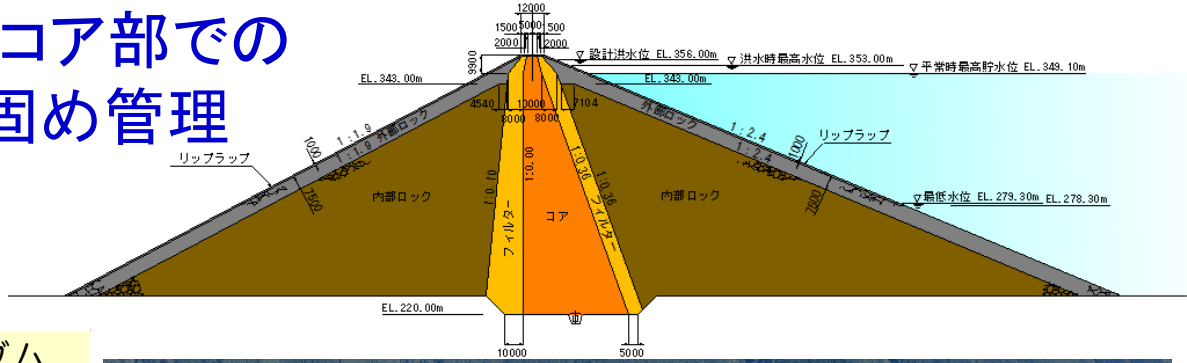
●藤沼ダムの強化復旧:

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

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

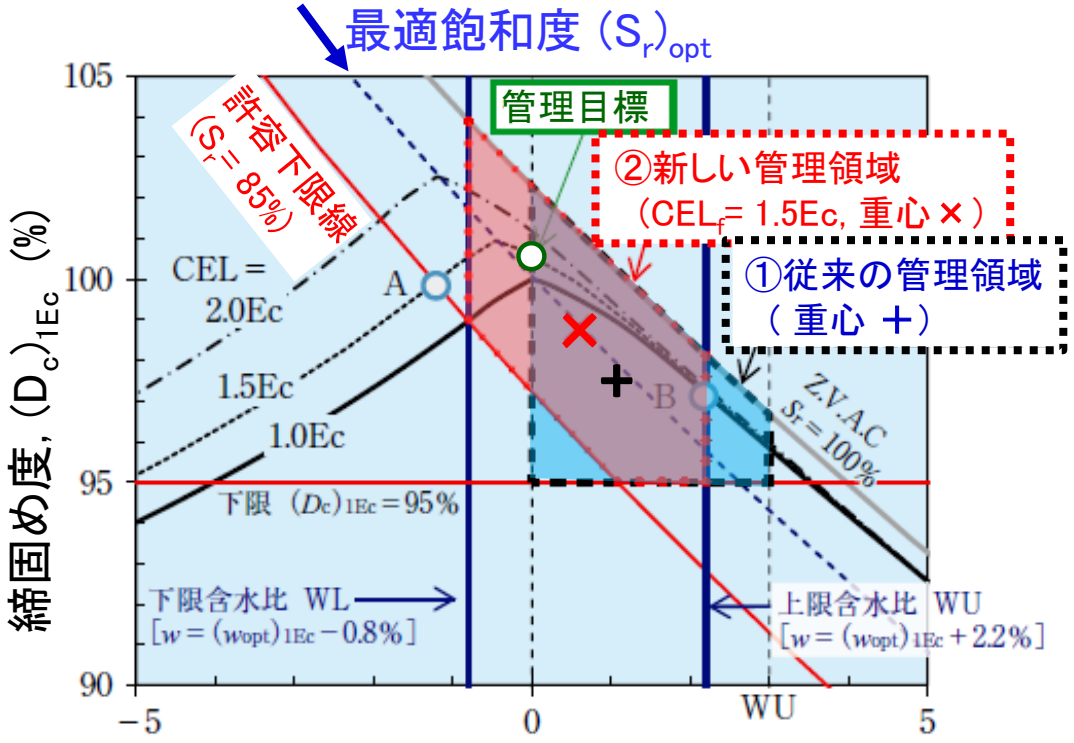
盛立数量

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

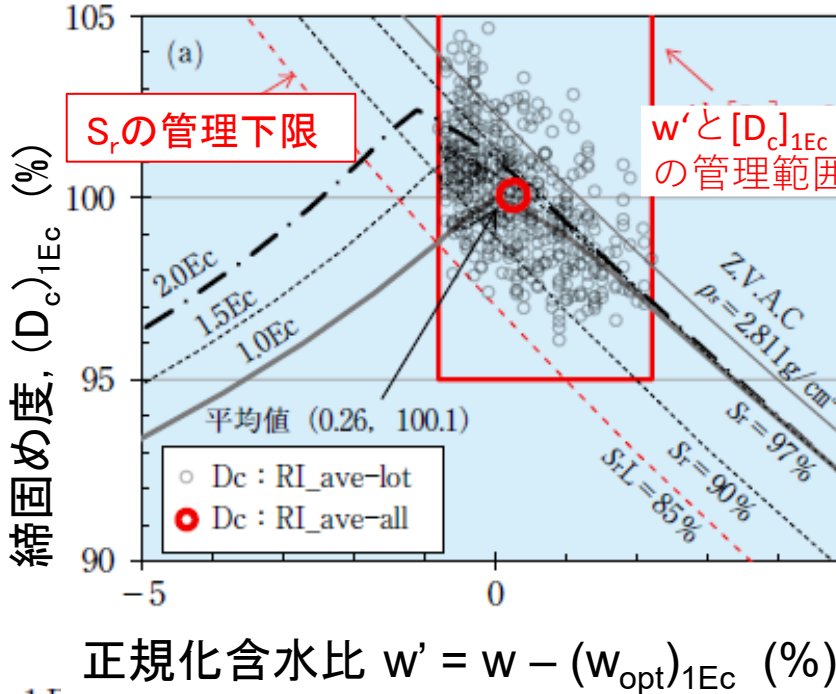


2019年7月11日天端到達
（完成写真: 坂本博紀氏）

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



正規化含水比 w' = w – $(w_{opt})_{1Ec}$ (%)



正規化含水比 w' = w – $(w_{opt})_{1Ec}$ (%)

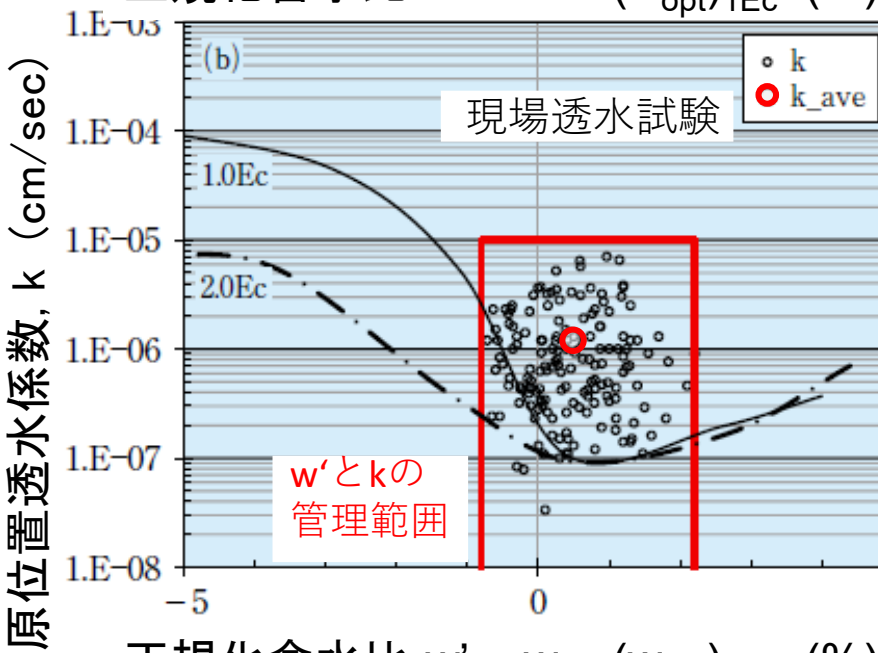
新しい締固め管理法の導入:

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

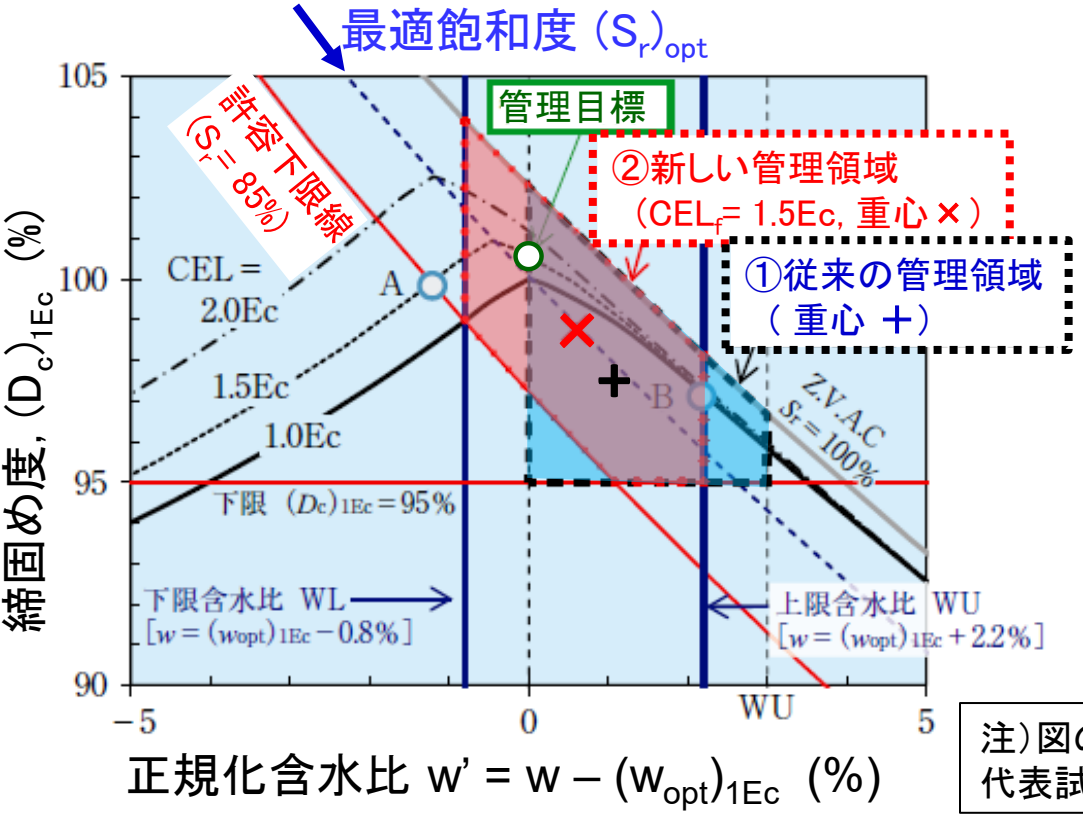
3)wの許容下限値を$(w_{opt})_{1Ec}$-0.8%に低減

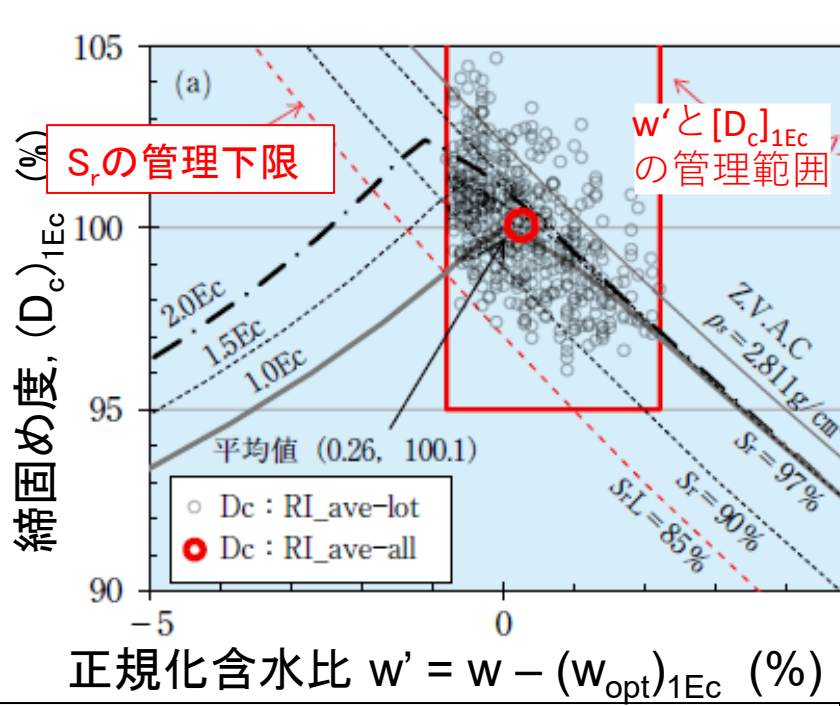
4)品質管理領域を、従来の①から②へ移動、
よりwが低くρ$_d$が高い左上方へ(重心:＋ ⇒ ×)



正規化含水比 w' = w – $(w_{opt})_{1Ec}$ (%)

→ 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>上限値の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%)と、低い原位置k (<10^{-5} cm/sec)を達成





注）図の各データポイントの縦軸と横軸の値は、各ロットの代表試料の$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$と$(w_{opt})_{1Ec}$の値を用いて計算

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材の混合材であったため、現場各地点での締固めた盛土の平均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 →締固め目標を$w' = w - (w_{opt})_{1Ec} = 0$で定義 → 全工程ではロット毎の$(w_{opt})_{1Ec}$は変化したが、盛土材の含水状態はw'の値で管理できた。

②ただし、w'と$[D_c]_{1Ec}$の計算に用いた$(w_{opt})_{1Ec}$と$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$の値は各ロットの代表試料の値。一方、ρ_dとwを測定した現場各地点での$(w_{opt})_{1Ec}$と$[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$の値は土質のばらつきのため代表試料の値とは異なる。これが、右上図でのデータのばらつきの主因。上の両図でのS_r=100%の曲線は、全工程での平均値ρ_s=2.811 g/cm^{3}を用いて求めたもの ⇒ 個々のデータでの実際のρ_sの値はそれとは異なるため、データとS_r=100%曲線との関係には縦横両軸で誤差があり、見掛け上S_r>100%のデータも少なくない。

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 2/2

4. 盛土の合理的な締固め管理の枠組み
 4-1 盛土の品質を低下させる四大要因と対応策
 4-2 自然含水比での施工での諸問題と対応策
 4-3 空気間隙率管理の諸問題と対応策
 4-4 飽和度に基づく締固め特性の法則性
 4-5 飽和度に基づく締固め土の物性の法則性
 4-6 締固め度、含水比、飽和度の総合的管理

5. まとめ

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 、まとめ 1/4

1. 盛土のせん断強度は、締固めで大きく増加する。また、飽和している場合はせん断時の排水・非排水条件、飽和非排水条件では単調・繰返し載荷等の諸条件にも強く影響される。設計せん断強度は、これらの諸条件を考慮して設定する必要がある。

2. 従来の設計排水せん断強度は、締固め度$(D_c)_{1Ec}$=90%程度での値に相当する。従って、$(D_c)_{1Ec}$が95%以上に良く締め固まった盛土にこの設計値を適用すると、排水せん断強度をかなり過小評価する。
   特に、レベル2設計地震動に対する安定性を評価する場合は、盛土の設計排水せん断強度に対する締固めの効果を考慮する必要がある。

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 、まとめ 2/4

3. 飽和非排水条件下の盛土のレベル2設計地震動に対する安定解析には、締固めの効果を考慮した地震時非排水せん断強度を用いる必要がある。

1）締固めが悪い盛土の地震時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る。

2）締固めが良い盛土の地震時非排水せん断強度は、排水せん断強度よりもかなり大きくなる。

3)地震時に、飽和土の非排水せん断強度は繰返し載荷によって継時的に低下する。この値を求めるための、新しい三軸試験法とデータ解析法を示した。

4）締固めの効果、排水条件の影響、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非線形FEM法による連続体残留変形解析によって、地震時残留変形は締固めによって急速に減少することを示すことができる。特に、締固めが悪い盛土の危険性と締固めが良い盛土の高い安定性を定量的に示すことができる。

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 、まとめ 3/4

4. 盛土の締固め効率を低下させる四大要因は、①高含水比、②低含水比、③低締固めエネルギー、④高細粒分含有率である。

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管理が有効であるが、これらを省略する場合が多い。その便宜的は対応策としては、締固め度の許容下限値（管理基準値）の上昇が有効である。

2）高すぎる含水比での締固めでは、空気間隙率の許容上限値管理では良い締固め状態を実現できない。空気間隙率管理を行う場合は、高すぎる含水比での施工を制限する必要がある。

3）現場の各地点での最大乾燥密度$(\rho_d)_{max}$と最適含水比w_{opt}は、土質と締固めエネルギーレベルCELの変化のため、代表試料を用いた室内締固め試験による値からバラツキ偏る場合も多い。

4）一方、①夫々の締固め曲線に沿って$(\rho_d)_{max}$が得られる飽和度S_rである最適飽和度$(S_r)_{opt}$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を管理して$(S_r)_{opt}$を目指すことによって効率的で効果的な締固めとなる。

盛土構造物における連携した設計と施工の重要性 、まとめ 4/4

5） 締固めた盛土の強度・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CELを変数として含まないため、この関数に基づいて締固め時のρ_dとS_rを管理することによって、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、$S_r=(S_r)_{opt}$状態を目指す飽和度の上下限値管理を導入することによって、所定の土質条件とCELにおける締固め度の極大化と高い強度・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、締固め目標の設定とそれに基づいた締固め許容領域の設定は有効である。

SERID研究会「技術講習会」
ホテル福島グリーンパレス
2024年11月13日(水)

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

本日の話題

1. ため池堤体の損傷パターンの基本
2. ため池堤体の耐震設計の考え方
3. ため池堤体の耐震対策（改修・補強）
4. 補強土工法を用いた堤体補強（ゾーニング）
5. 多様な工法を適用した堤体補強
6. その他の事例
7. 補強土工法による耐震対策事例

平成19年（2007年）能登半島地震で復旧したため池

8. これからのため池堤体の安全性診断

従来のため池堤体の改修から新たな展開

1. ため池堤体の損傷パターンの基本

損傷予測は基本パターンの応用でまず大丈夫

地震動を受けた堤体の状態

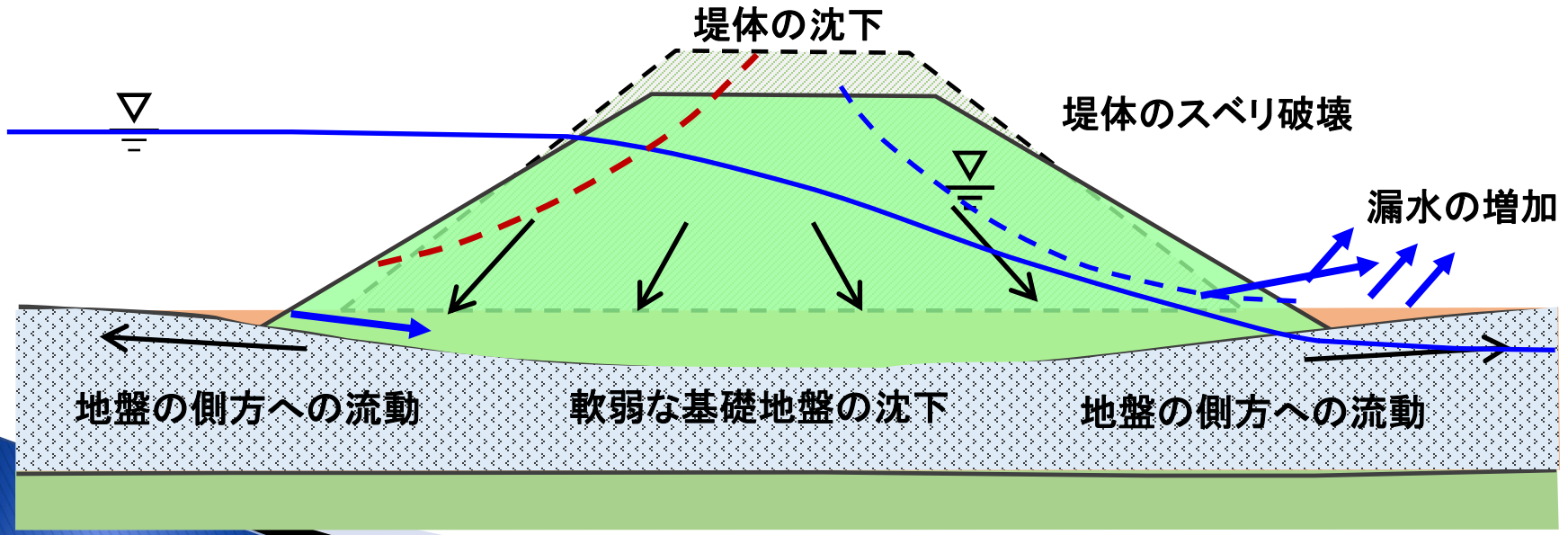
堤体に内在するダメージ

- 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

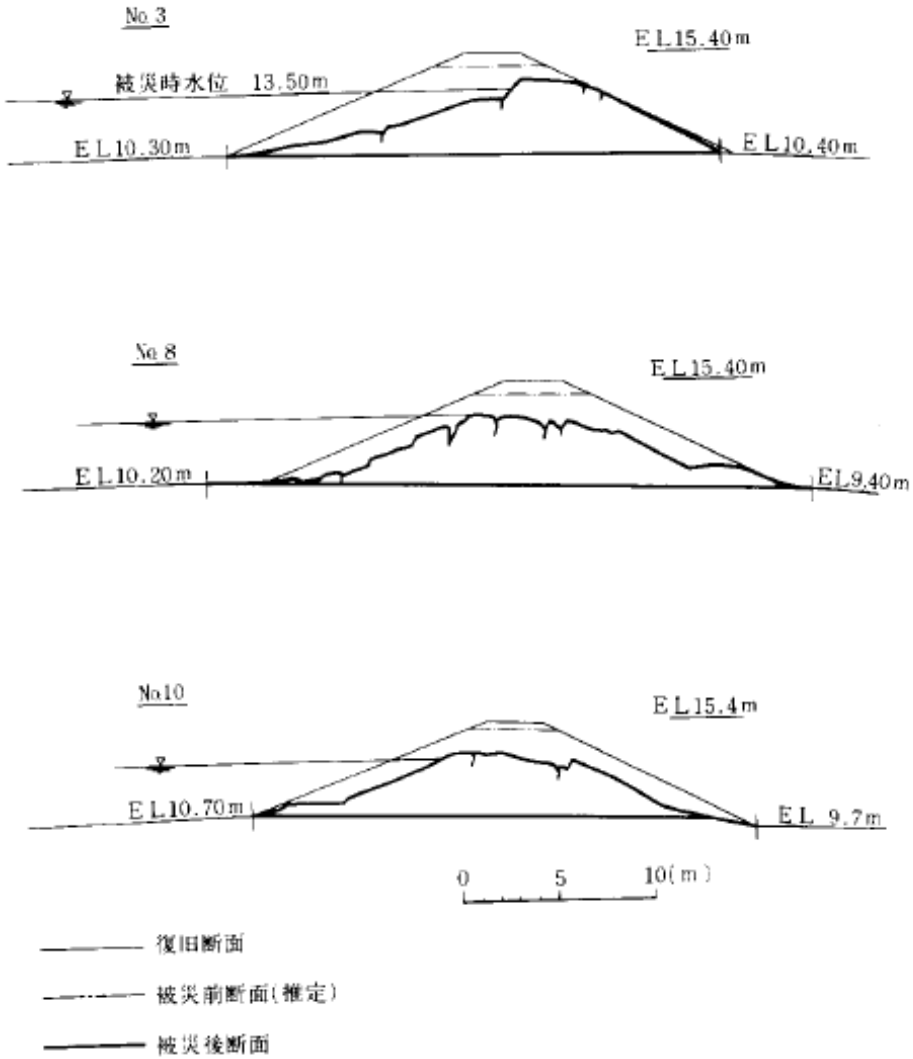


堤体の澪筋付近のすべり破壊

堤体と基礎にダメージが蓄積されているという認識
すべり、沈下、緩み、漏水



一の沢ため池の堤体の変形状況（日本海中部地震）



- 堤高6m，天端1.9m沈下
- 基礎地盤に液状化層が広がる



堤体と基礎地盤の強度低下（液状化）が主と思われる破壊形態

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

日本海中部地震でのため池被害の特徴

- 調査ため池39箇所の内22箇所の試験結果
- 堤体土の締固め度は，**D値の平均で粗粒土は80.6%, 細粒土で89.3%**
- 透水係数は，**粗粒土が10^{-4}～10^{-3}cm/m，細粒土は10^{-4}～10^{-7}**とばらつきが大きい

- 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の基礎地盤存在

土質名	締固め度 D値 (%)		透水係数 k_{15}=(cm/s)
	範囲	平均( )は標準偏差	範囲
粗粒土（礫および砂）	71～86	80.6 (5.2)	9.7×10^{-3}～1.2×10^{-4}
細粒土（シルトおよび粘土）	87～95	89.3 (4.0)	1.1×10^{-4}～1.4×10^{-7}

谷茂，安中正実，川口徳忠，釜田豊也：日本海中部地震によるため池の災害と土質工学的性質，土と基礎，33－9 (332)，1985，pp51-56

２．ため池堤体の
耐震設計の考え方

―設計指針「ため池整備」―

土の強度からすべてが始まる

施工・強度試験・照査解析での課題

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

照査解析の課題

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

堤体の安定解析の考え方

「ため池整備」

堤体は安定計算を行い、安全性を確認するものとする。

安定計算の諸条件

(a) 安全率

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

(b) 円形すべり面スライス法

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

１．レベル１の安全性を確認：
（必須の条件）🡄全ての業務で実施
●円形すべり面法による　安全率Fs=1.2以上　を確認

２．レベル２の安全性確認：
●強度低下を考慮した解析による沈下量の照査

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

安全性照査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

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

- 全応力とは？
- 有効応力とは？
- 堤体の状況との関係は？

ため池の状態を反映した土の強度を採用すべきでは

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

ため池の耐震計算で考慮すべき事項

最低限の考慮すべき事項

- 土質、粒度分布、締固め度（D値）
- 堤体土の強度が地震動とともに低下する場合がある
- 強度低下とともに変形・すべり破壊・越流などが進行

➔長い地震動は影響が大きい

このことを
反映して

安定解析手法に要求される機能

- 地震動によって堤体土の強度が低下することを考慮
- 地震動の継続時間を導入できる解析法で沈下量を算定し
  すべりや越流のリスクを照査

ため池の安定解析に適用する土の強度とは

まず　①目標に合致した堤体を実現するためには適切な施工

②堤体の状態を適切に表現する強度 ➡ ③その強度を用いた安全性照査

当然

設定する土の強度が堤体の安定解析結果に重大な影響

●求めるべき土の強度とは

どのような状態の堤体を想定した強度を求めているのか

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

①常時での飽和排水状態の強度を　非排水試験で得られる有効応力強度で代用

②地震時の飽和非排水状態の強度を　全応力表示？有効応力？

③耐震時の設計地震荷重と設計せん断強度の関係は整合しているか？

　水平震度Kh=0.15??　と　試験結果から求めた強度は適切か？

ため池の安定解析における強度の設定

堤体の状況

- 貯水状態にあるため池堤体の大部分は飽和状態
- 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

「ため池整備」

現行：地震時の解析に有効応力で求めた強度定数（粘着力C’と内部摩擦角φ’）を用いることとしている←排水状態での強度！

地震時には非排水状態となるので
＝＞全応力表示の圧密非排水条件での値（C_{cub}、ϕ_{cub}）を用いる
←土の力学として正しい考え方

強度設定と解析の一貫性確保

堤体の安定性を今少し正確に予測できる

●常時安定（静的安定）：排水強度C_{cd}とΦ_{cd}を用いる
●地震時：全応力の圧密非排水強度C_{cu}とΦ_{cu}を用いる

土質試験から求める強度

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

具体的には

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

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

土の強度設定の基本

- 常時の堤体の安定解析に適用する強度 → 「土の圧密排水三軸圧縮試験（*CD*）」を実施 試験結果から排水強度C_dとΦ_dを算定

- 地震時の堤体の安定解析に適用する強度 → 「土の圧密非排水三軸圧縮試験（*CUbar*）」を実施 試験結果から非排水強度C_{cu}とΦ_{cu}を算定

実際の設計・照査での強度設定

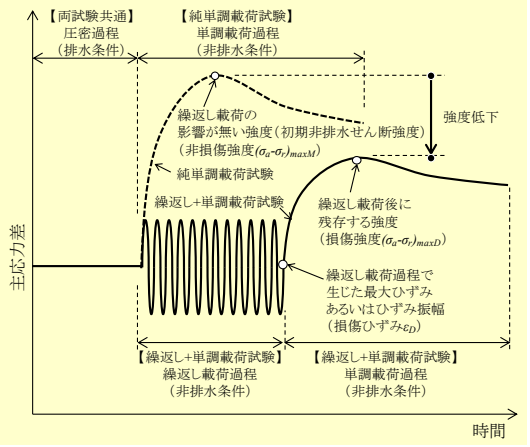
この方法でいいかは、大きな課題

- レベル1地震時 → 圧密非排水試験から求まる有効応力強度C'とΦ'を用いる

- レベル2地震時 → 圧密非排水試験から求まる全応力強度C_{cu}とΦ_{cu}を用いる

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

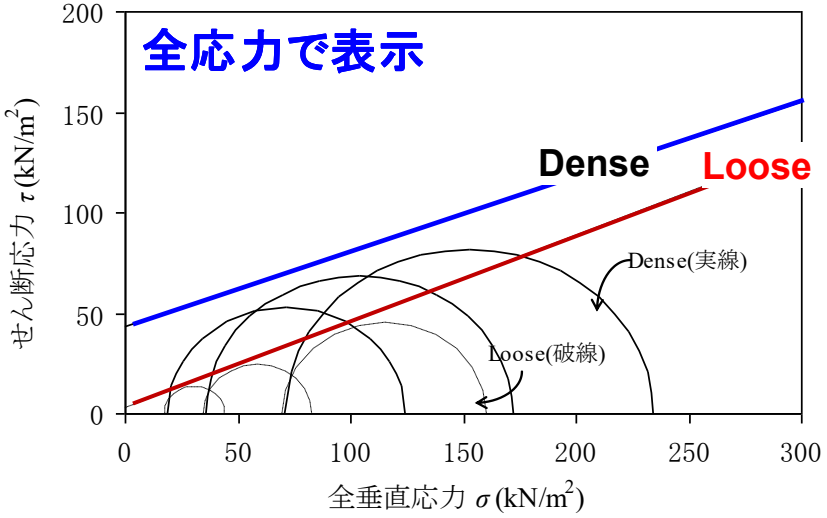
このため
非排水繰返し載荷（応力振幅一定）を行った後、非排水状態を保ったまま引き続き単調載荷を実施して強度の低下特性を求める

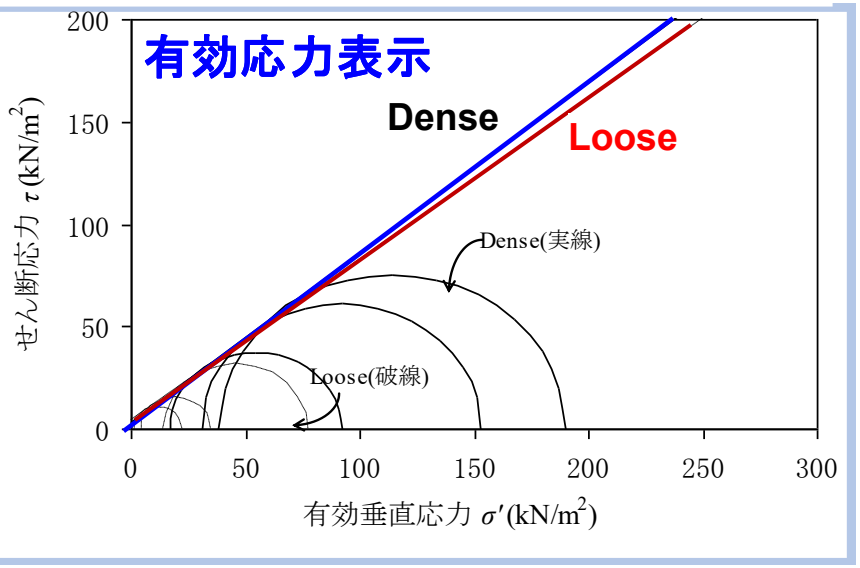


上野和広、毛利栄征、田中忠次、龍岡文夫、:非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に対する締固めの効果、農業農村工学会論文集、No. 294, pp. 35 ～ 45 (2 014 .12) 一部加筆

あらためて　土の強度（密度差と強度）

非排水圧密せん断試験（CU_{bar}）





全応力表示（異方圧密）

純単調試験

σ'_{rc}=35.0kN/m^2、σ'_{ac}=70.0kN/m^2

Loose: ρ_d=1.334g/cm^3(Dc値: 84.6%)

Φ_{cu}=23.2°、c_{cu}=2.6kN/m^2

Dense: ρ_d=1.492g/cm^3(Dc値: 94.6%)

Φ_{cu}=20.4°、c_{cu}=43.6kN/m^2

間隙水圧を考慮して
有効応力を求めると

有効応力表示（異方圧密）

純単調試験

σ'_{rc}=35.0kN/m^2、σ'_{ac}=70.0kN/m^2

Loose: ρ_d=1.334g/cm^3(Dc値: 84.6%)

Φ'=38.1°、c'=4.2kN/m^2

Dense: ρ_d=1.492g/cm^3(Dc値: 94.6%)

Φ'=39.7°、c'=3.5kN/m^2

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

● C'とΦ'では、土の密度の相違を強度に反映できない

照査に用いる堤体強度ーすべり面の深さの影響ー

砂質粘土をD95%密度に締固めて実施した飽和非排水三軸圧縮試験結果

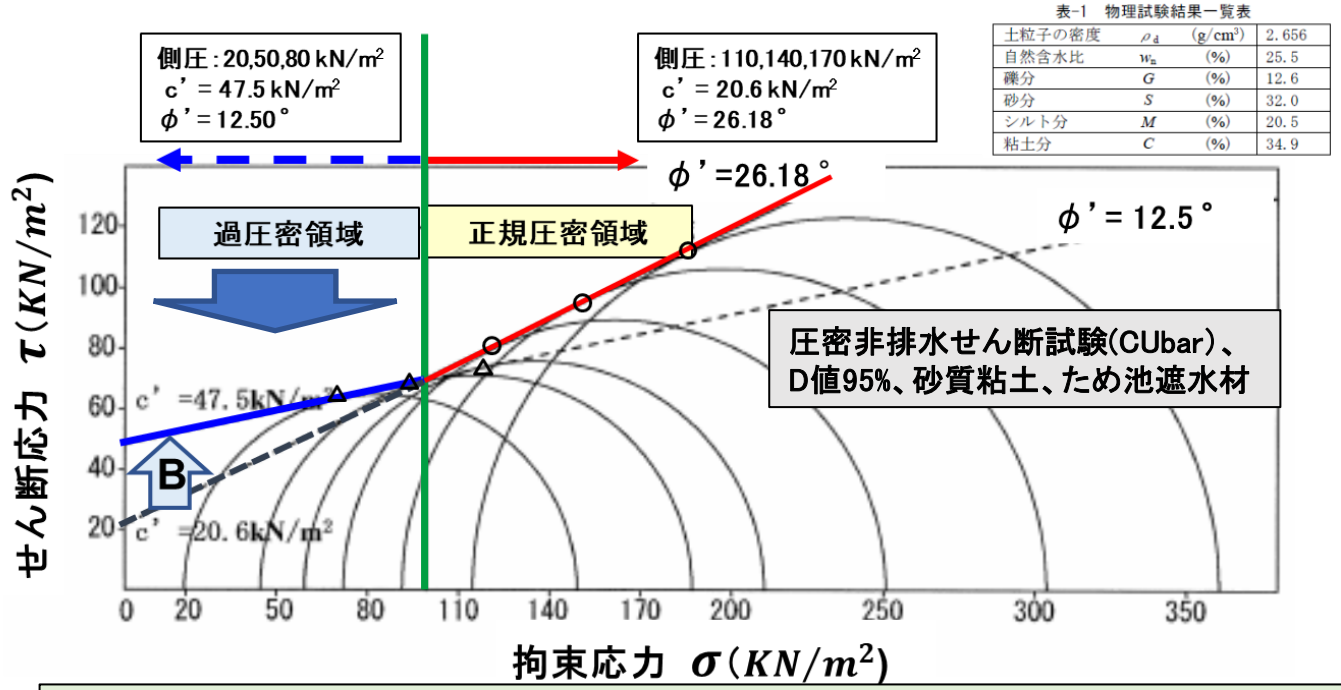
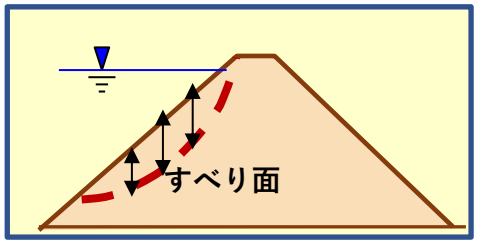


表-1 物理試験結果一覧表

土粒子の密度	ρ_d	(g/cm³)	2.656
自然含水比	w_n	(%)	25.5
礫分	G	(%)	12.6
砂分	S	(%)	32.0
シルト分	M	(%)	20.5
粘土分	C	(%)	34.9



設計指針「ため池整備」 の強度試験に関する記述（第2章P14）

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

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

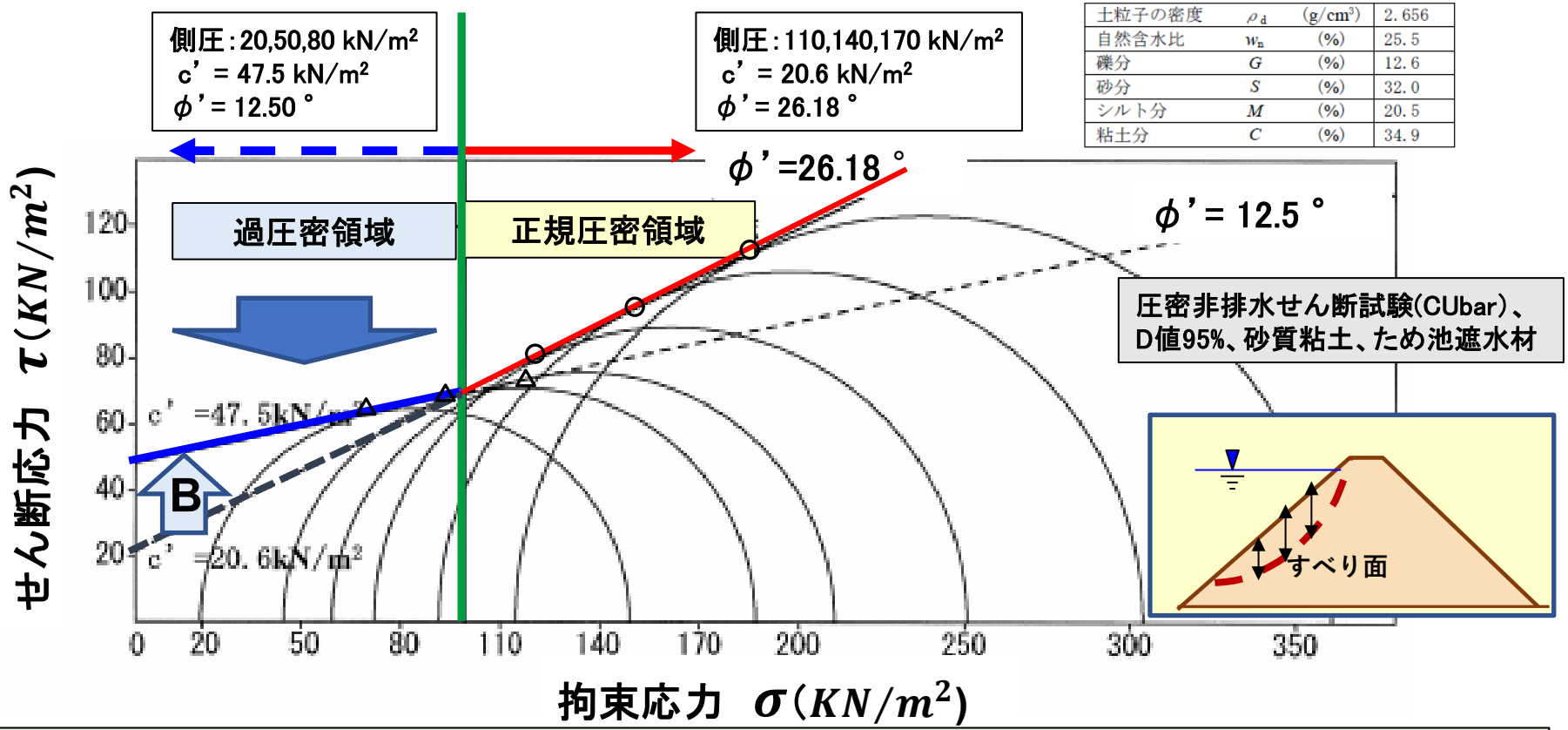
高木 靖司，津田 章彦：三軸圧縮試験の側圧によるc’･φ’の変化，全地連「技術e-フォーラム2008」高知 （一部加筆）

照査に用いる堤体強度ーすべり面の深さの影響ー

砂質粘土をD95%密度に締固めて実施した飽和非排水三軸圧縮試験結果

表-1　物理試験結果一覧表

土粒子の密度	ρ_d	(g/cm³)	2.656
自然含水比	w_n	(%)	25.5
礫分	G	(%)	12.6
砂分	S	(%)	32.0
シルト分	M	(%)	20.5
粘土分	C	(%)	34.9



設計指針「ため池整備」 の強度試験に関する記述（第2章P14）

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

過圧密領域の粘着力の増加分Bの信頼性は要注意

高木 靖司，津田 章彦：三軸圧縮試験の側圧によるc’・φ’の変化，全地連「技術e-フォーラム2008」高知 （一部加筆）

低拘束圧領域のCとΦ の設定は、難しい

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

- 設計強度は、対象とする盛土の応力範囲を考慮して決定
- モールの包絡線が凸形状を示す場合には、簡便的にこの包絡線を直線によって近似し、それぞれの応力範囲において、CとΦを決定する方法がある
- 岩石質材料の強度は、拘束圧が小さい範囲において内部摩擦角φが大きくなる傾向にある

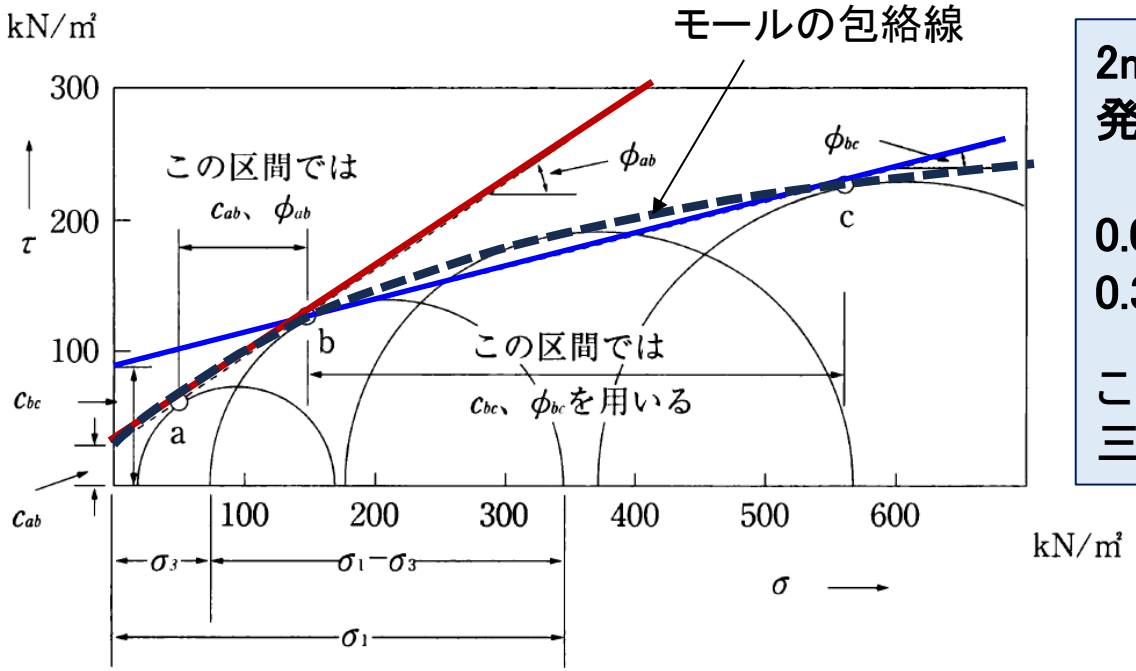


図-9.1.6-4　モールの破壊円と包連絡線

2m厚さ以内のすべり面で発揮される強度

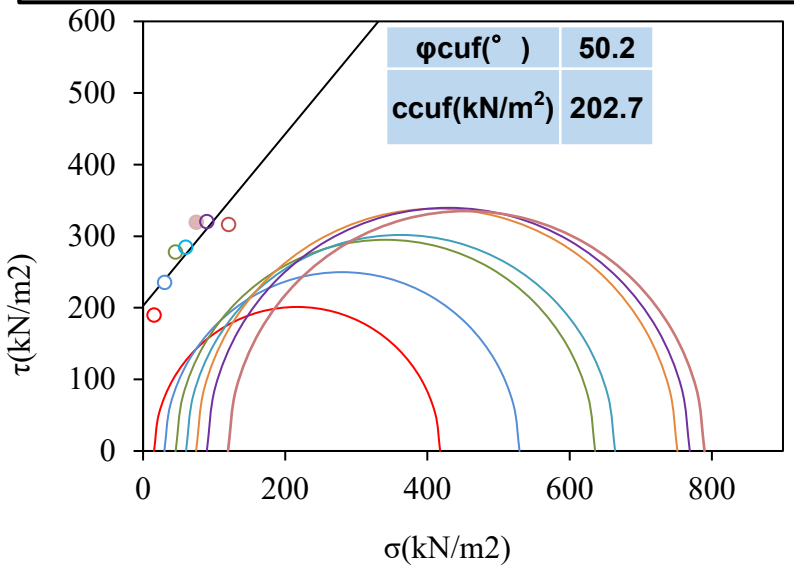
0.0018kg/cm³x200cm＝0.36kg/cm²

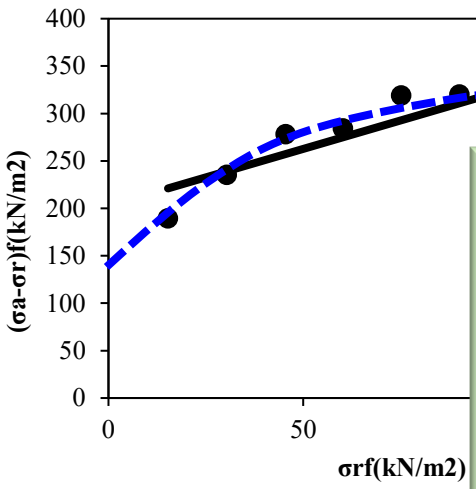
この圧力レベルで正確な三軸圧縮試験が可能か？

ため池に想定される低拘束圧での破壊包絡線を求めるのはかなり困難

実際の事例　奥登祖池堤体土の試験結果

奥登祖　D値95　全応力　正規圧密　平面ひずみ試験





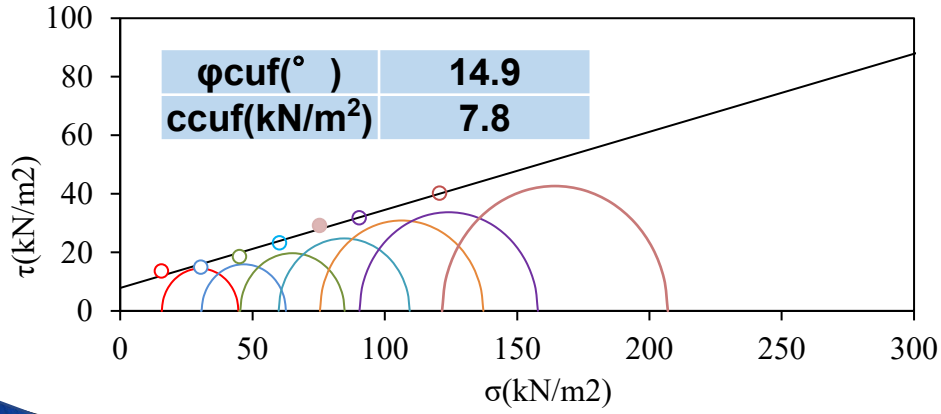
強度（概念図）

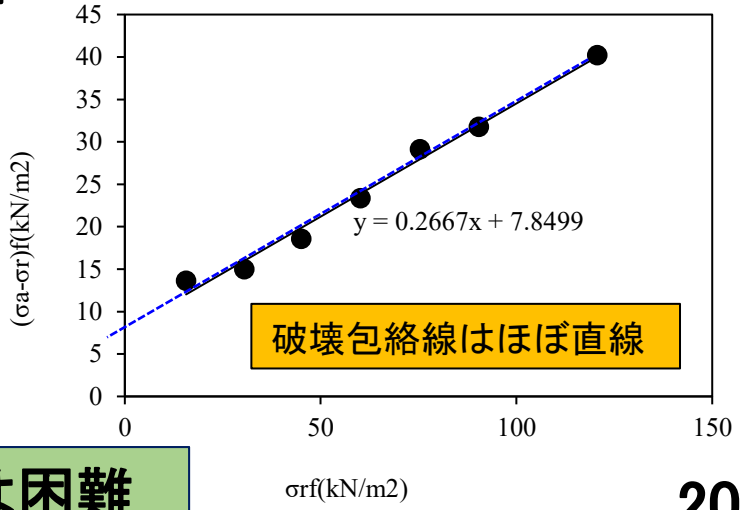
破壊包絡線は直線になっていない

- 原則的には：
  低拘束圧の状態では、適切な**粘着力を導入した曲線の破壊包絡線**を用いるのが妥当
- 中・高拘束圧の状態では、直線を用いる方式でOK

（ため池高さ相当の拘束圧範囲）

奥登祖　D値80　全応力　正規圧密　平面ひずみ試験





これ以上の低拘束圧での試験は、実務的には困難

安定計算に用いる強度設定　若干の整理

「ため池整備」:地震時の場合

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

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

改善策

本来の照査手順:堤体の土の挙動（力学）と解析手法を論理的に整合させるために

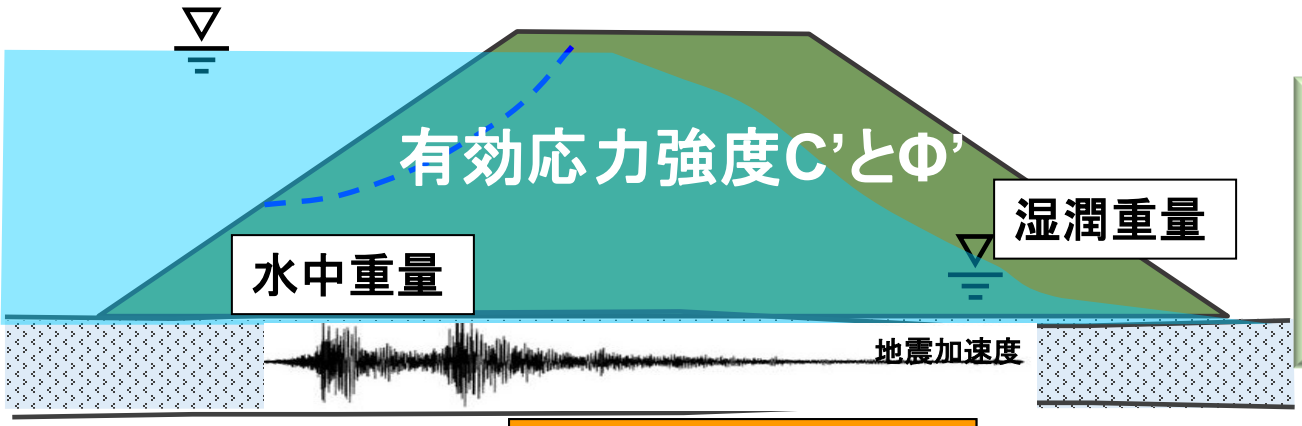
適用	試験法	設定する強度	円形すべり面法の適用
地震時	圧密非排水試験	圧密非排水強度	②全応力強度で全応力解析（レベル1＆レベル2） Ccu,φcu

課題

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

堤体の強度設定の原則的な考え方（地震時）

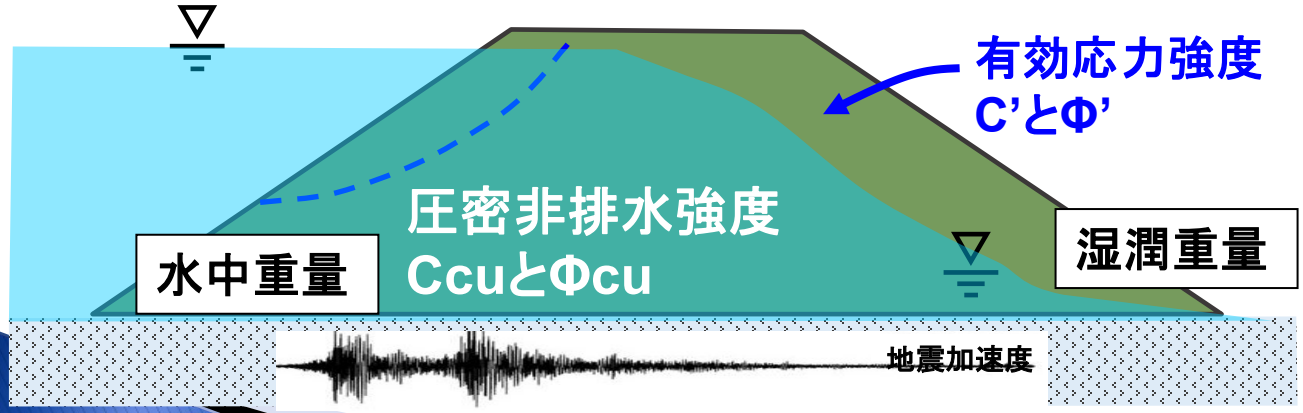
●堤体の全断面に有効応力強度C’とΦ’を設定して安定解析を実施



修正が必要

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

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



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

３．ため池堤体の
耐震対策（改修・補強）

―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

耐災対策（補強）方法の選択と照査

ため池堤体と基礎地盤の力学的な特性と自然現象との関係で多様な被災が生じる可能性が高い

堤体の安全性照査は**堤体が持つ弱点と基礎地盤全体**を捉えて実施する必要がある

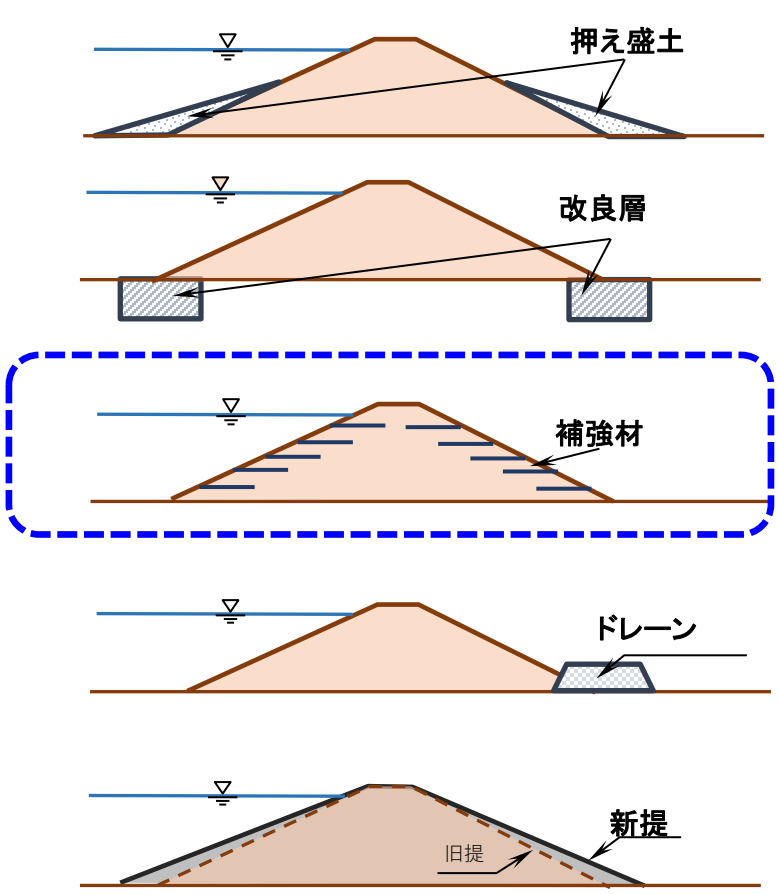
- 堤体の地震時挙動，豪雨による堤体の挙動
- 堤体土の侵食，内部浸透破壊

なので

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

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

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**

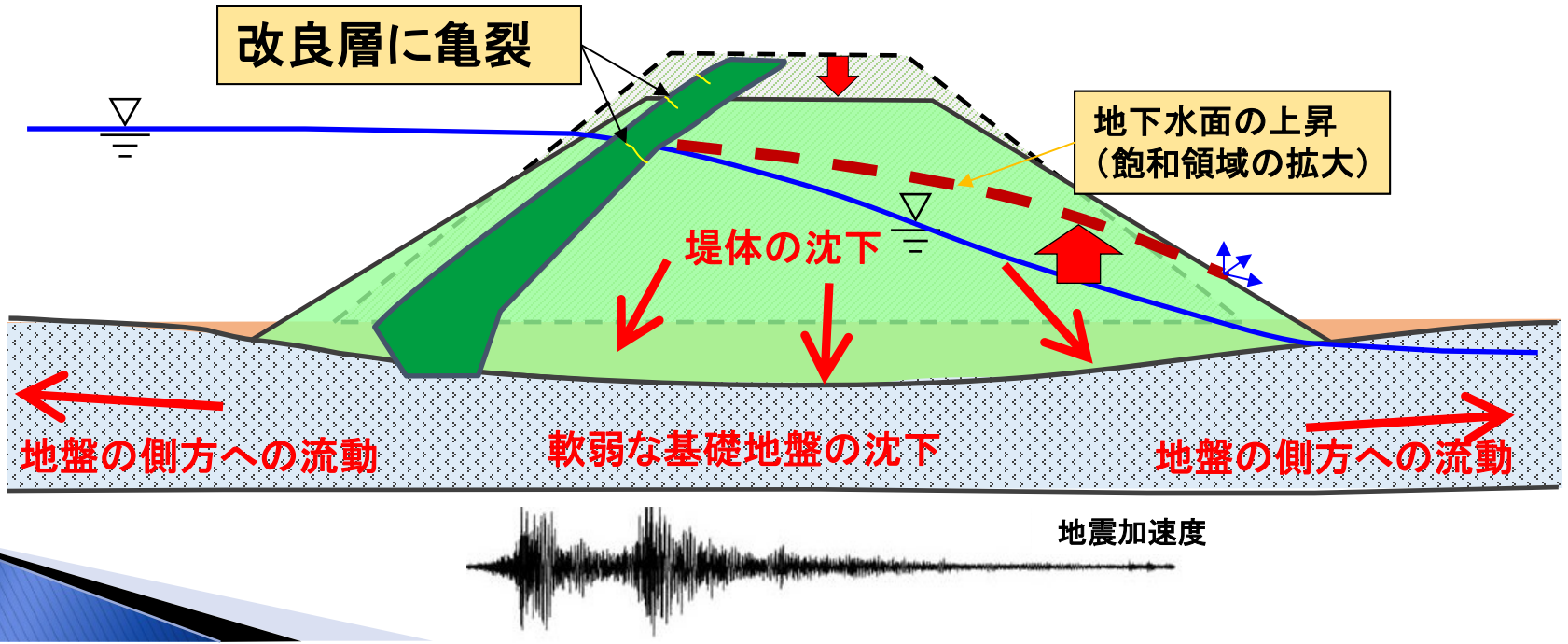
- **押え盛土工法**：すべり破壊対策
- **補強土工法**：すべり破壊対策
  - ✓ 堤体の構造的な安定性を飛躍的に向上
  - ✓ **斜面表面層の排水促進**による弱化領域の拡大防止
  - ✓ 侵食抵抗性の向上
- **押え盛土工法と補強土工法**を併用した対策は、**大規模なダムにも適用**されている
  （東京都村山下貯水池堤体強化）
- 地盤改良技術：基礎・堤体の補強
  - ✓ ため池特有の**基礎の軟弱地盤や液状化層の基礎地盤対策に有効**
  - ✓ **遮水層や堤体土の改質・補強に利用する事例もある**

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

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

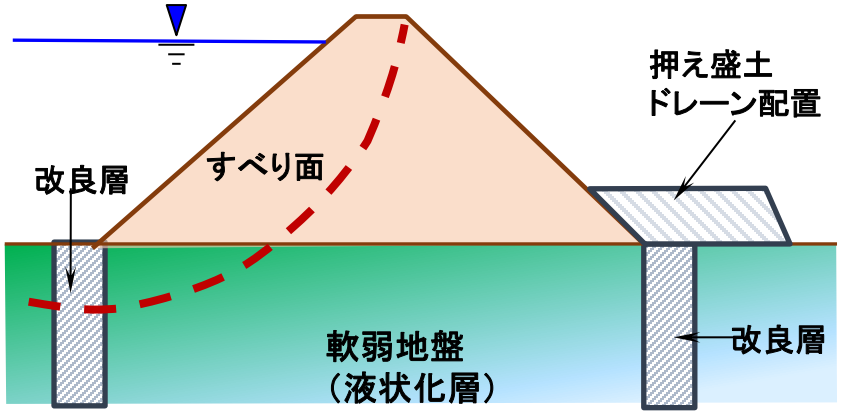
- 軟弱な基礎地盤が圧縮され堤体が沈下する場合，改良された前刃金の遮水層は下流側にもたれる
- 堤体上部の地震時応答は基盤部に比較して大きいので，改良層上部は変形しやすく，亀裂発生の危険性がある
- 表層部の固化処理による改良層は，適切な変形特性と強度設定が重要



軟弱な基礎地盤の対策技術と内在する課題

- ため池の基礎地盤に液状化層が広がっている場合も少なくない
- このような場合、かなり慎重な調査、解析による診断が必要

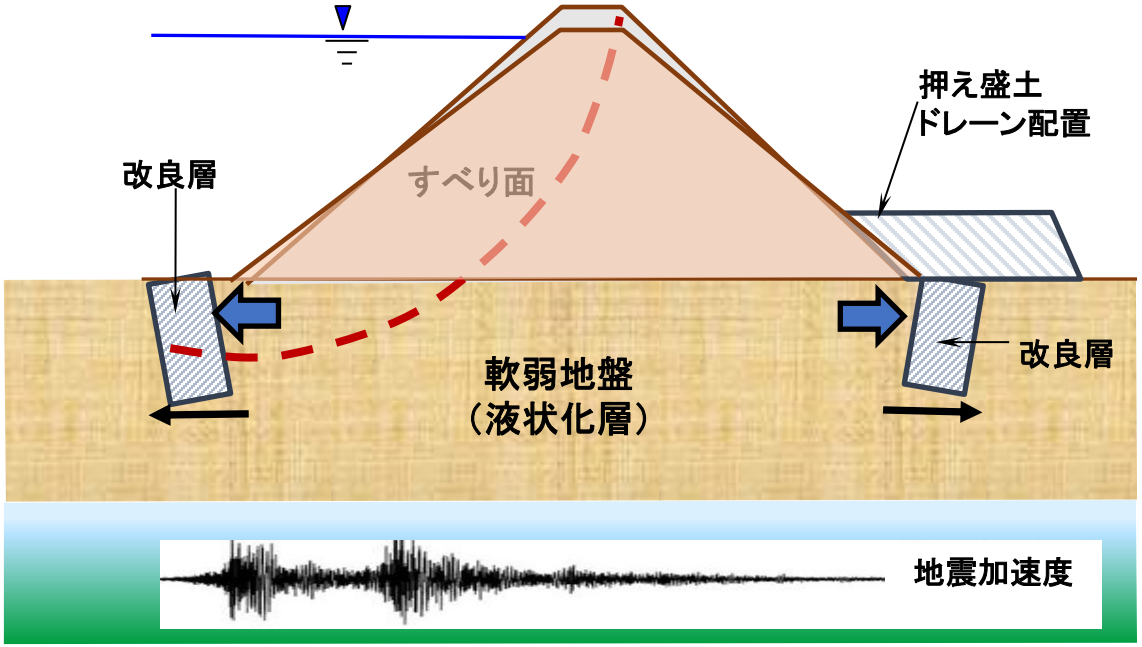
固化処理土による補強堤体の安全性照査に円形すべり面法を適用する是非
➔強度や規模の影響は？
➔残存する弱層の影響は？



- 堤体基礎に軟弱層が分布する場合は、置き換えや広範囲の地盤改良が必要
  ＝＞ため池の規模と軟弱層の厚さや広がりに応じた検討が必要
- 堤体基礎の軟弱層の改良とその効果については、実証的な検証の蓄積が必要
- 法先の基礎地盤に薄い地盤改良壁等を設置する対策でも、静的なすべり安定解析では数値上の合格値が得られるが、地震時については慎重な検討が必要

- 法先の基礎地盤を深さとともに幅のある改良層を設けることと、押え盛土の併用などの複合対策は、地震時にも効果を発揮する可能性が高い

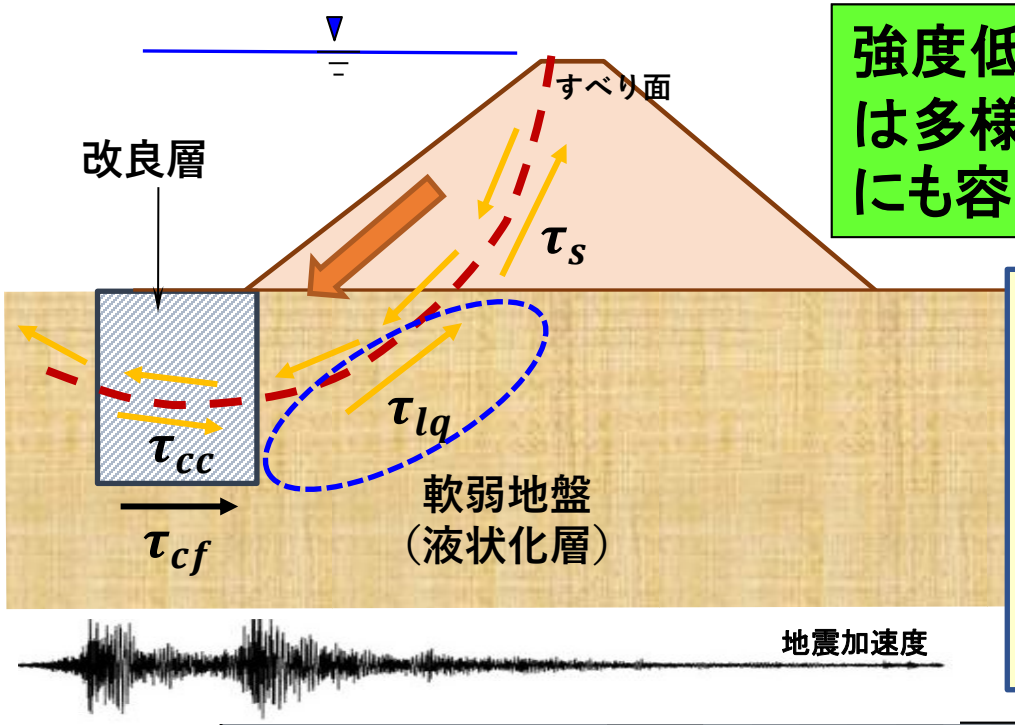
軟弱地盤対策の解析・評価の具体的な課題と対応



- 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
- 改良体自体の安定性を照査する必要がある　＝＞転倒，すべり，せん断破壊

1. 液状化層の強度を導入したNewmarkD法ですべり変形量を照査
2. 液状化層の強度を用いた堤体全体の沈下の照査
3. 改良体の均一性と長期的な安定性の照査

液状化層（弱層）を考慮したNewmarkD法による解析



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

τ_{lq}：液状化層のせん断強度

τ_{cc}：改良層のせん断強度

τ_s：堤体のせん断強度

τ_{cf}：改良層底面の摩擦抵抗

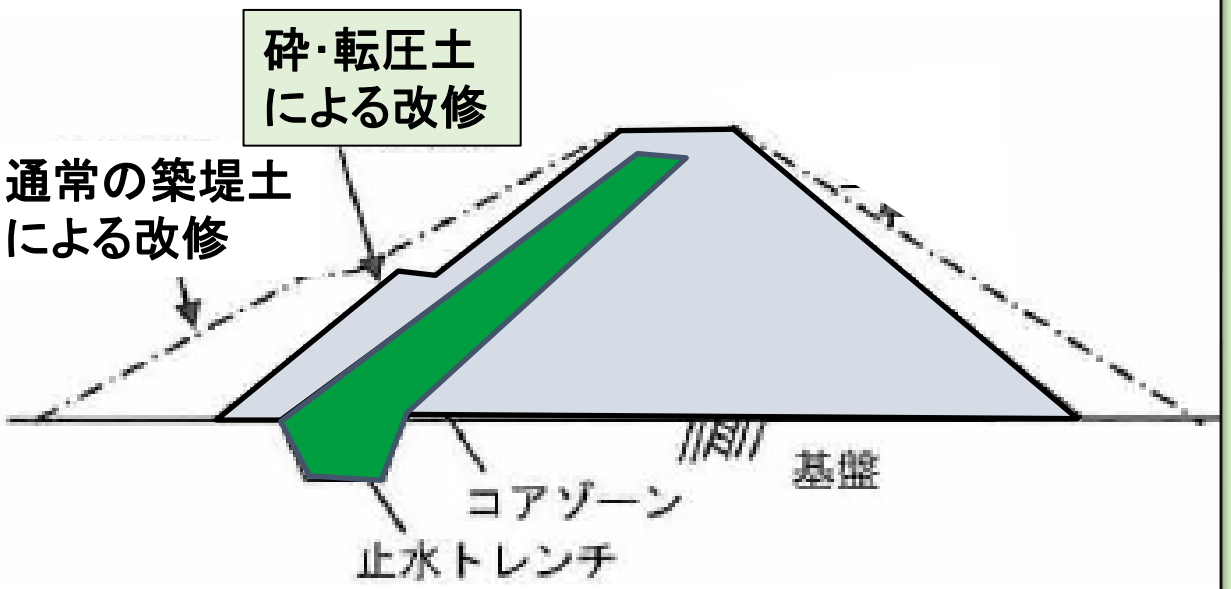
- 液状化層などの弱層も強度低下を考慮して解析で評価する
- 改良層もその強度を考慮して解析で評価する
  ＜＝ただし，せん断破壊する対象に限定
- 改良層の底面部の滑動抵抗を考慮する
- すべり面で発揮されるせん断強度は単純に抵抗力を加算

  $\tau_{slip} = \tau_{cc}$（改良層）$+\tau_{lq}$（液状化層）$+ \tau_s$（既設堤体）
- 改良層の受働抵抗力を考慮
- 改良層の沈下量を考慮
- 軟弱層の沈下量を考慮

地盤改良技術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

底泥土への固化材の添加と固化処理法

超軟弱土質材料の改質による堤体用土の確保

固化材の添加方法はスラリー方式を標準とする。底泥土と固化材を均一に混合し、かつ所要の目標強度を確保できる固化処理法を選択する必要がある。

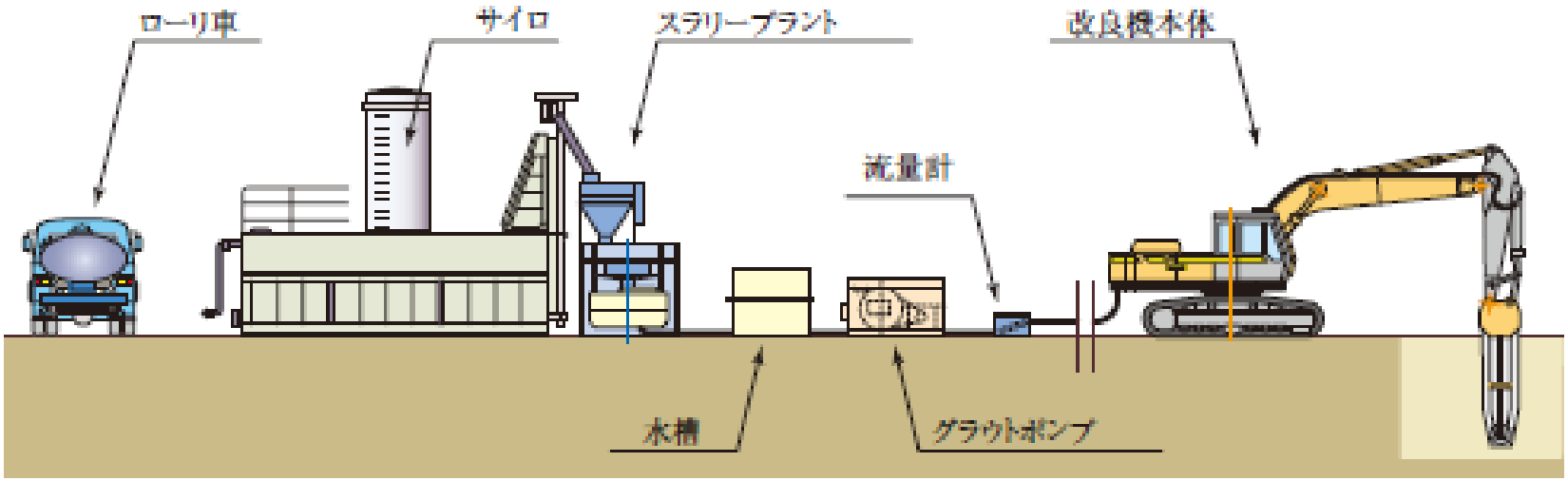


図 5.11　スラリープラント＋トレンチャー式攪拌混合機（スラリー連続供給方式）

砕・転圧土の製造施設はかなり大掛かりなため適用できるため池規模も制限される

初期固化土の解砕

底泥土に固化材を添加してから所定の初期固化日数t ＝ t_sまで固化させた初期固化土は、解砕機により規定の最大粒径D_{max}で解砕して、直ちに築堤箇所まで運搬する。



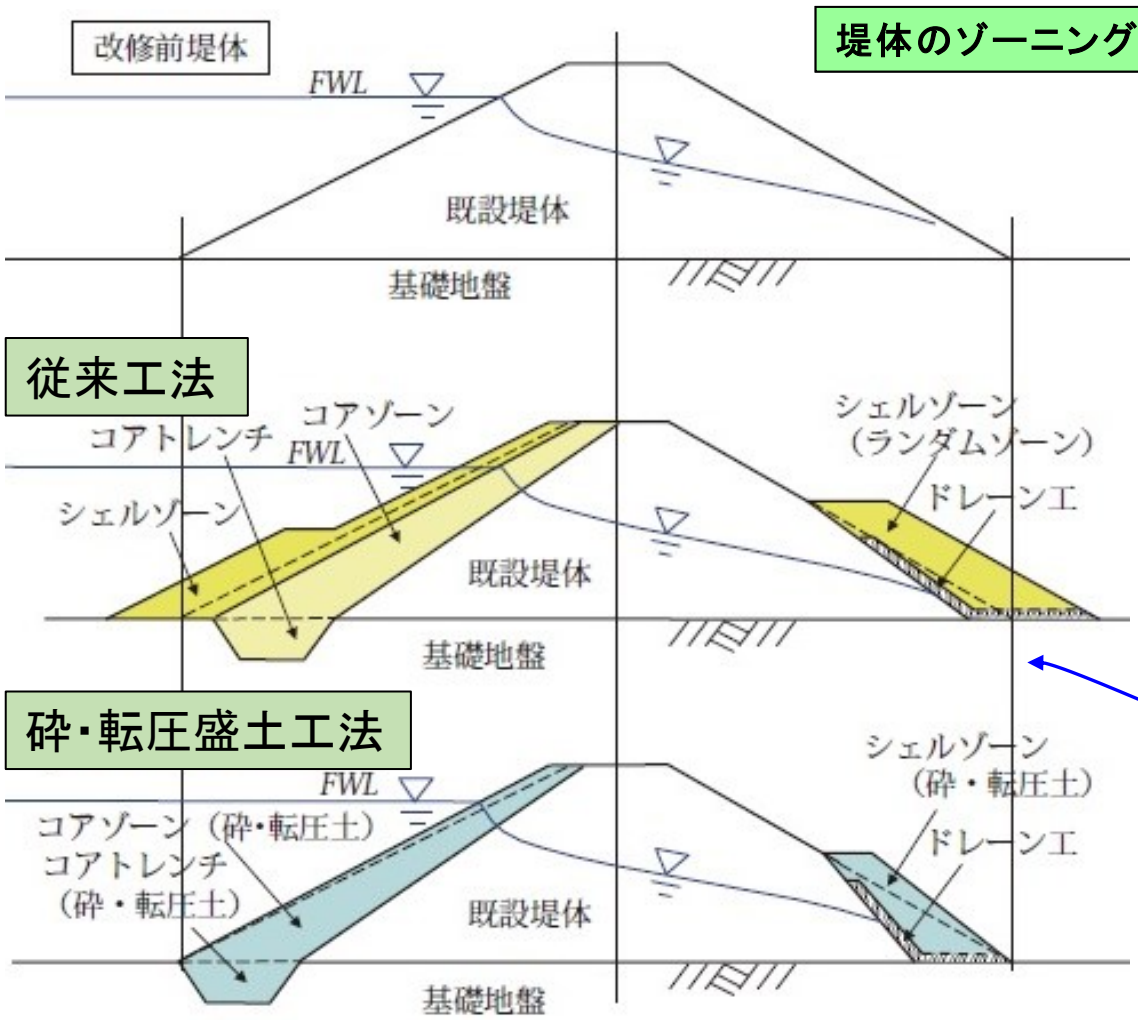
写真 5.3　バケット式解砕機



写真 5.4　スケルトンバケット＋押土板

- 一般に解砕時の最大粒径Dmax は大きい方が強度発現には効率的
- 堤体の安定性の確保のみが目的の場合にはDmax ＝ 200mm 程度を標準
- 傾斜遮水ゾーンやブランケットのように遮水性が要求される場合には、細粒で解砕する方が転圧時の空隙が少なく遮水性を得やすいことから、Dmax ＝ 50mm
- 堤体安定と遮水性の両方を同時に要求される場合には、Dmax ＝ 100mm

砕・転圧盛土工法による堤体の特徴と効果



堤体のゾーニングと堤体形状

- 法面の急勾配化
- 築堤土量が減少
- 貯水容量減少の抑制
- 堤体の占有領域内で施工が可能
- 堤体内の浸透抑制，地下水面の低下

対策工法の断面が大きくなる場合が多い

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

http://www.kensetsu-plaza.com/kiji/post/33826

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

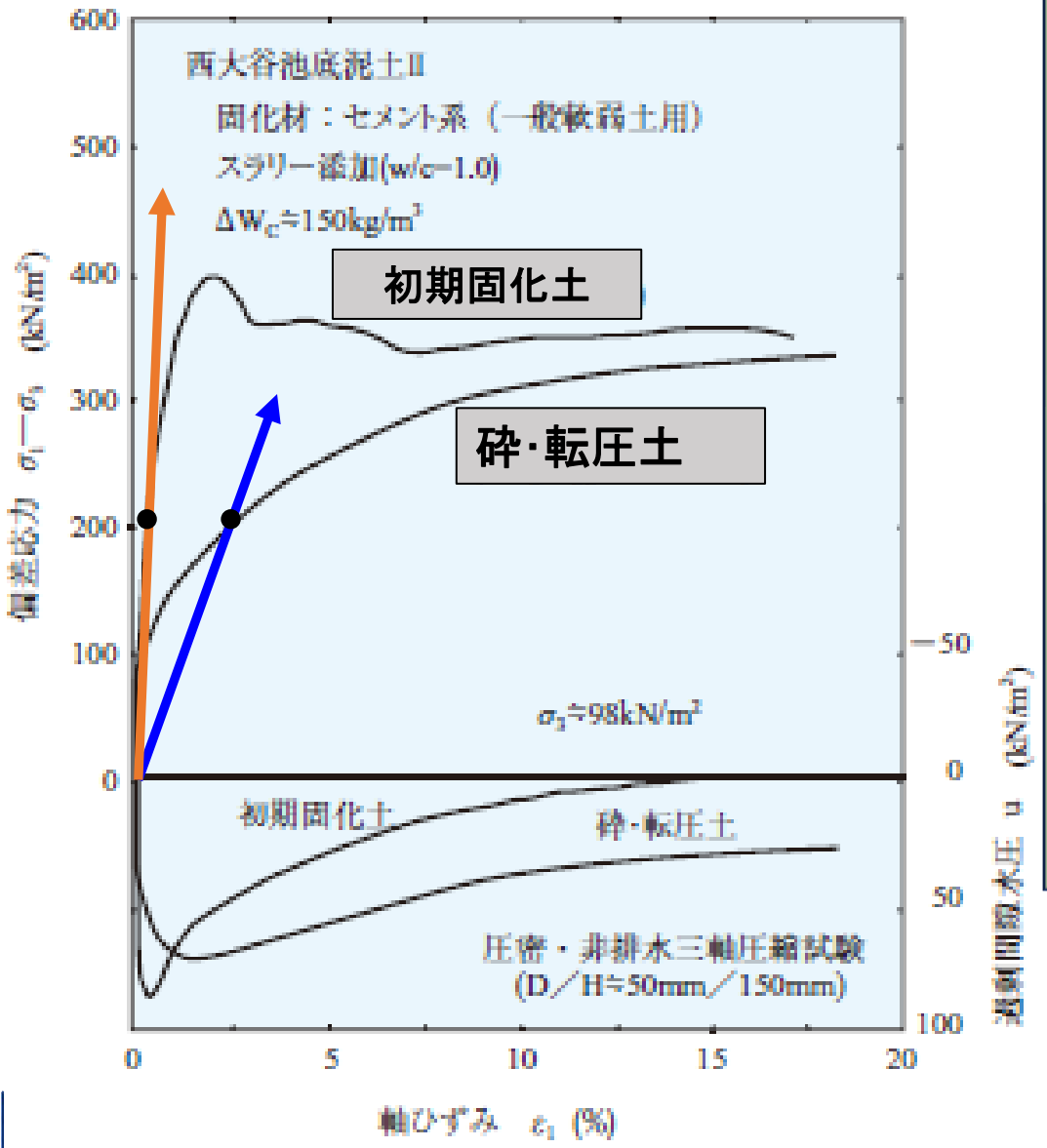
固化処理土を築堤土に適用する場合の課題

（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

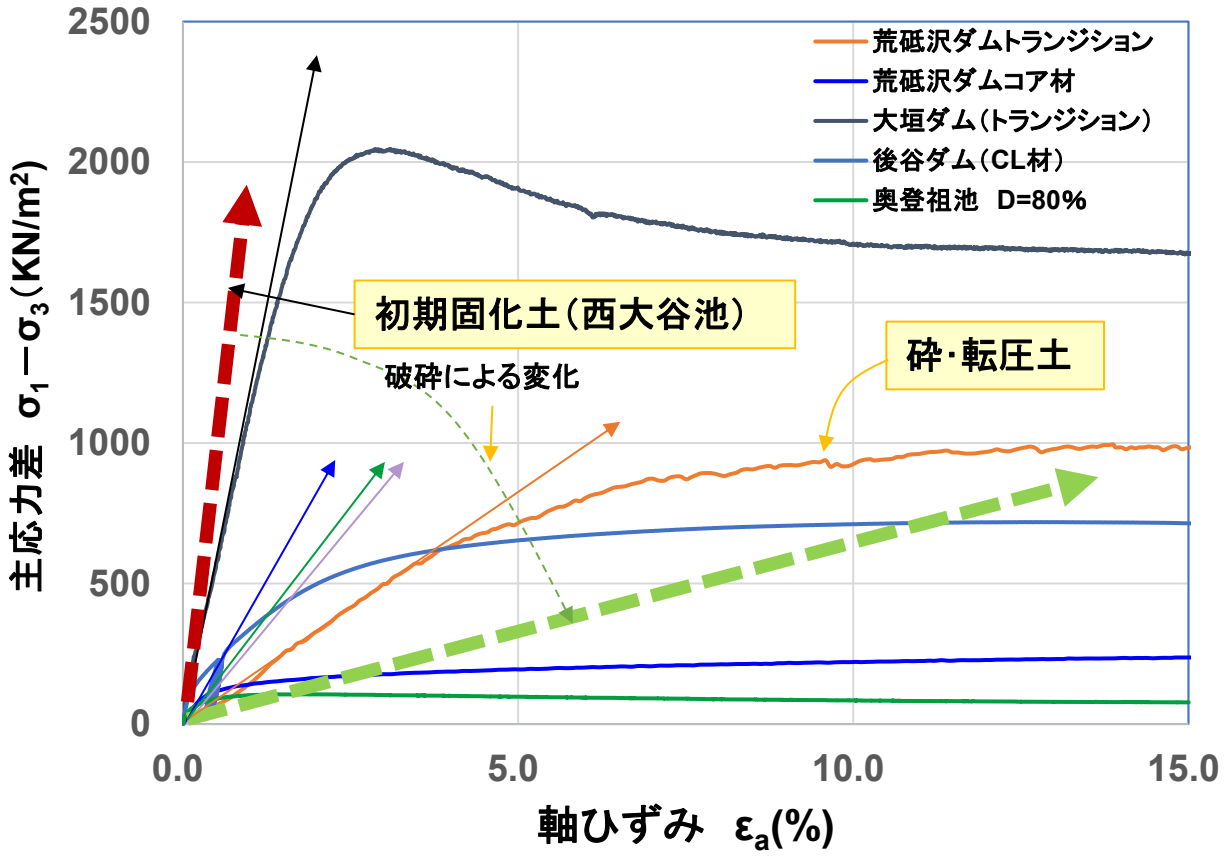
（2） 砕･転圧盛土工法の変形特性
- ✓ 初期固化させた底泥土を固化途中に**解砕**して築堤土を製造
- ✓ この**砕･転圧土を**通常の築堤土と**同様に締固め**
- ✓ この締固め土の応力～ひずみ特性は**通常の築堤土に近い剛性**
- ✓ 既設堤体との間の変形性の相違を少なくして密着性を改善

初期固化土と砕･転圧土の応力～ひずみ関係



- 初期固化土の応力は小さいひずみでピークに達した後に低下する
- 砕･転圧土では通常の築堤土に近い応力～ひずみ曲線となる
- つまり改修した堤体が、強度の異なる堤体土から構成されていても、すべり破壊した状態で残留強度を維持するので、堤体に形成されるすべり面上で発揮されるせん断強度は単純に加算できる

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

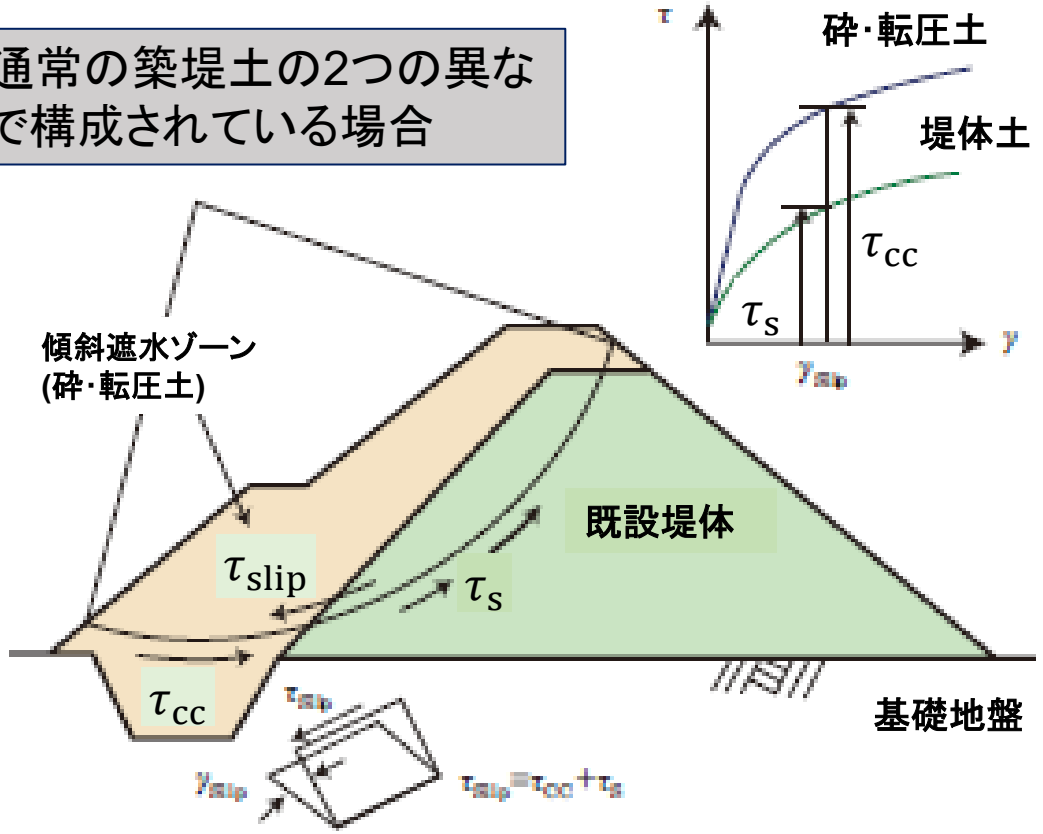
- 豪雨で被災したため池，地震で大きく沈下した大規模ダムのコア，トランジション，半透水性ゾーンの堤体材料で実施した飽和非排水三軸圧縮試験結果(拘束圧200KPa)

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

- 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

傾斜遮水ゾーンと既設堤体部を通るすべり面上で発揮される強度

堤体が砕･転圧土と通常の築堤土の2つの異なる強度をもつゾーンで構成されている場合



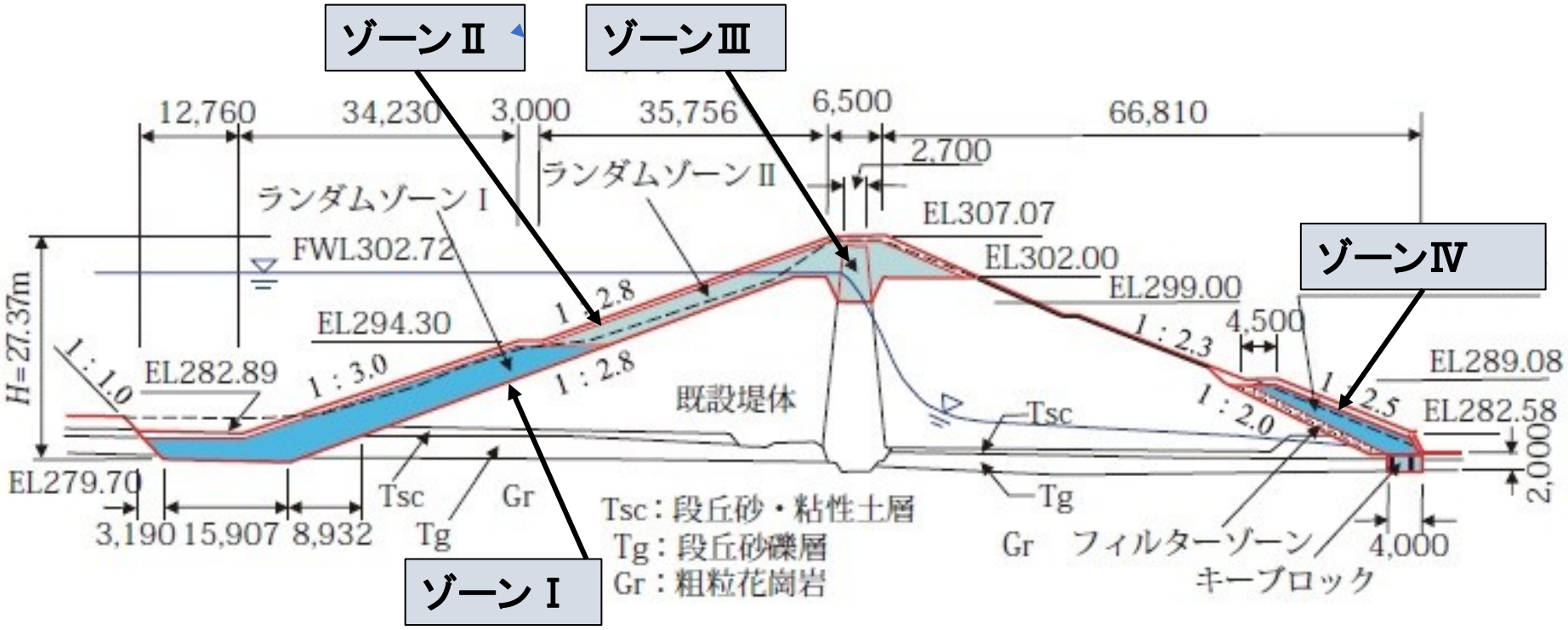
- ゾーン間の剛性と強度差が極端に大きくない場合，堤体の全体的な変形やひずみの集中によって形成されるすべり面で発揮されるせん断強度は単純に加算できると仮定

  τ_{Slip} ＝τ_{CC}（砕･転圧土部）＋τ_S（既設堤体部）

- このため砕･転圧土により傾斜遮水ゾーン等を既設堤体に接して築堤しても、新設･既設堤体間に極端な剛性の相違は生じにくくなる

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）



４．　補強土工法を用いた堤体補強（ゾーニング）

―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対応可能

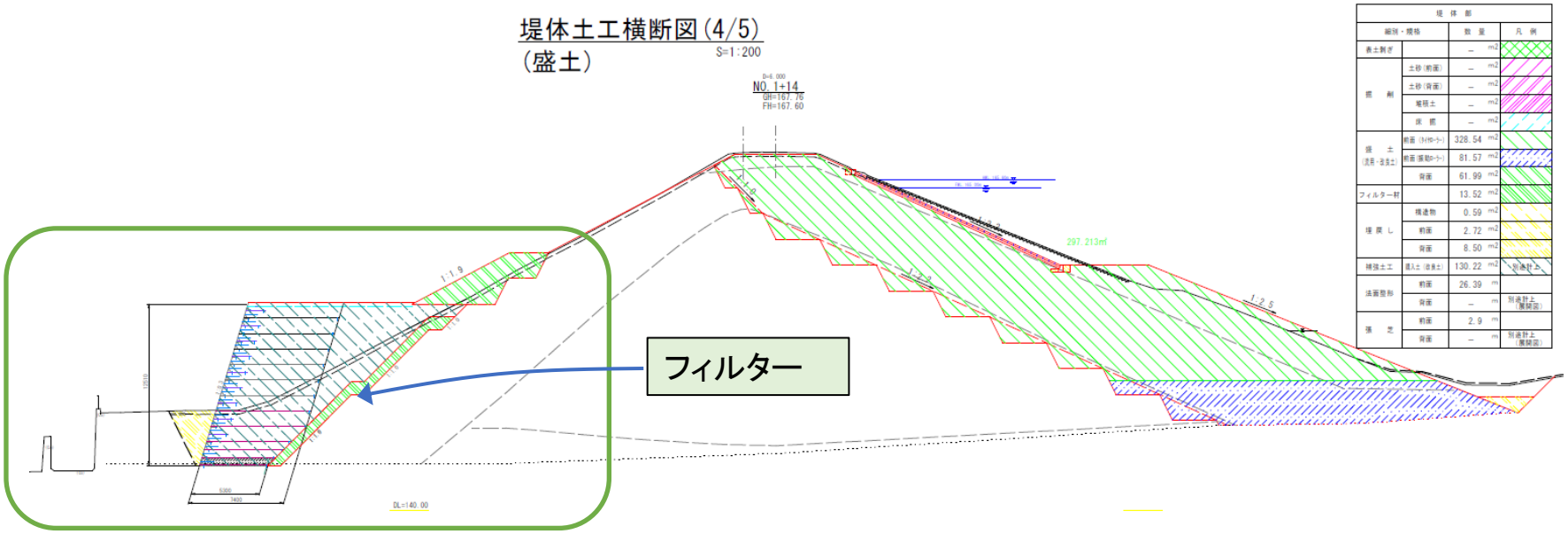
下流斜面部の補強土壁の適用事例1 （R6完了）





	ダム諸元					堤体			
	型式	堤高	堤長	堤体積	貯水量	余裕高	堤頂幅	法面勾配	法面保護工
		m	m	千m³	千m³	m	m		
現況	中心コア型	21.6	77	65.6	92.8	2.1	6.4	上流 1:2.5 下流 1:2.0	張ブロック 土羽
計画	中心コア型	21.6	77	68.2	92.8	2.1	6.4	上流 2.0～2.5 下流 1:1.9	張ブロック 土羽

補強土壁を用いた堤体のゾーニング

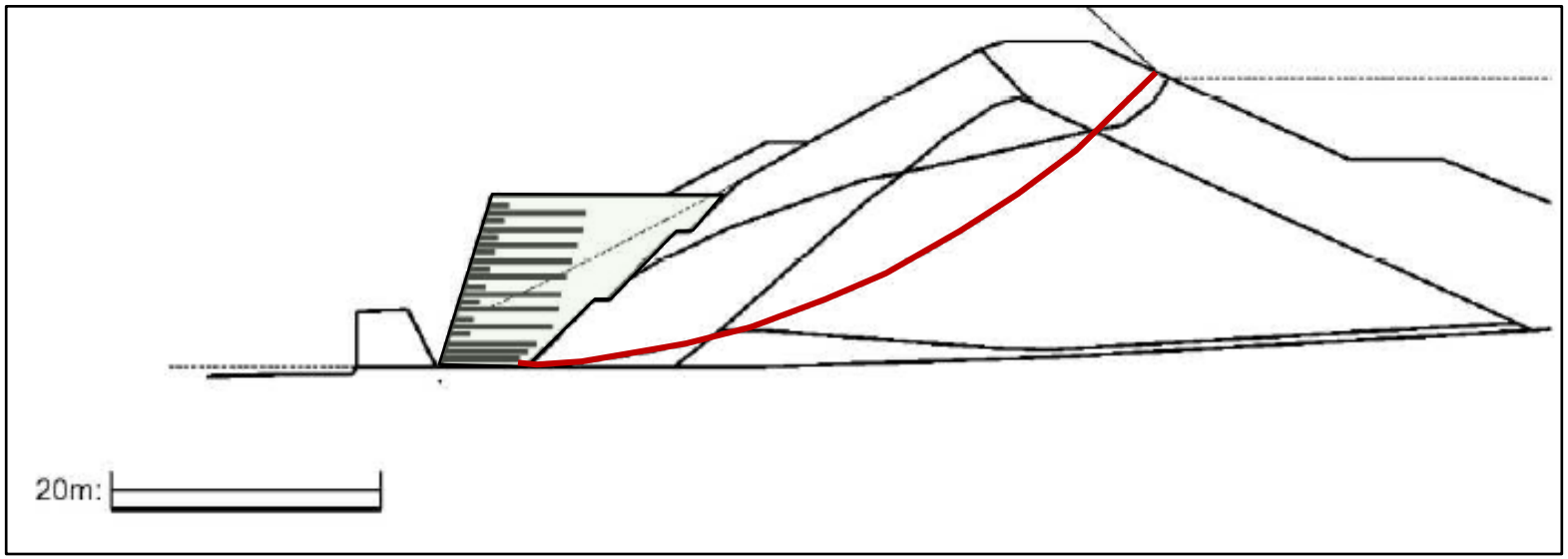


- 旧堤体の上下流に新たに盛土を構築して堤体の耐震性を確保
- 上流法面は段切りカットして押え盛土
- 下流側は補強土壁構造で急勾配盛土として断面縮小した上で耐震性確保
- 最大断面では、補強土壁の高さは12.6m
- 下流側斜面は、補強土壁を含んだ全体安定の検討
- 補強材の強度や長さの検討などの補強土壁構造の内的な安定性の検討

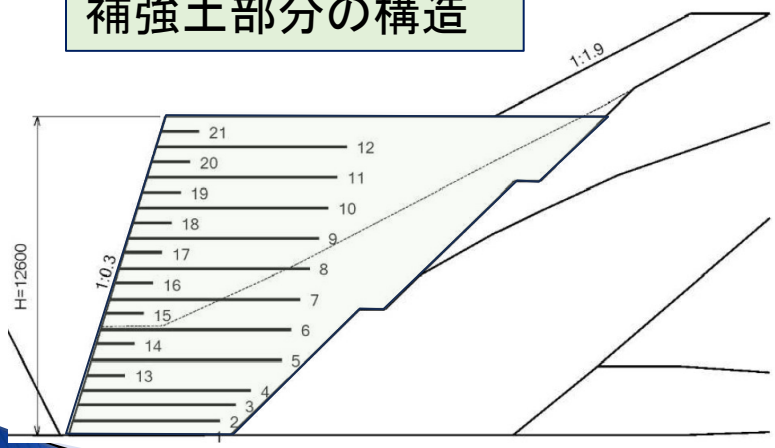
補強土壁の設計は、鉄道・道路・ダム等で膨大な実績がある。災害対応の実績も多く高い評価が報告されている。具体的な設計・施工は下記を参照して実施
ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第2 回 改訂版
ジオテキスタイル補強土工法普及委員会 (一財)土木研究センター 平成25年12月

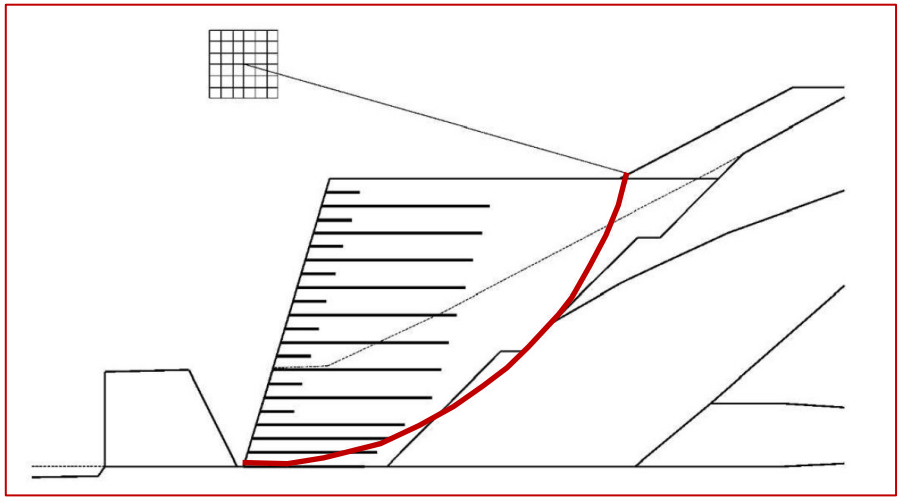
補強土堤体全体のすべりに対する安定性(地震)

補強土範囲外全体安定　Fs=1.65　補強土壁の高さは12.6m

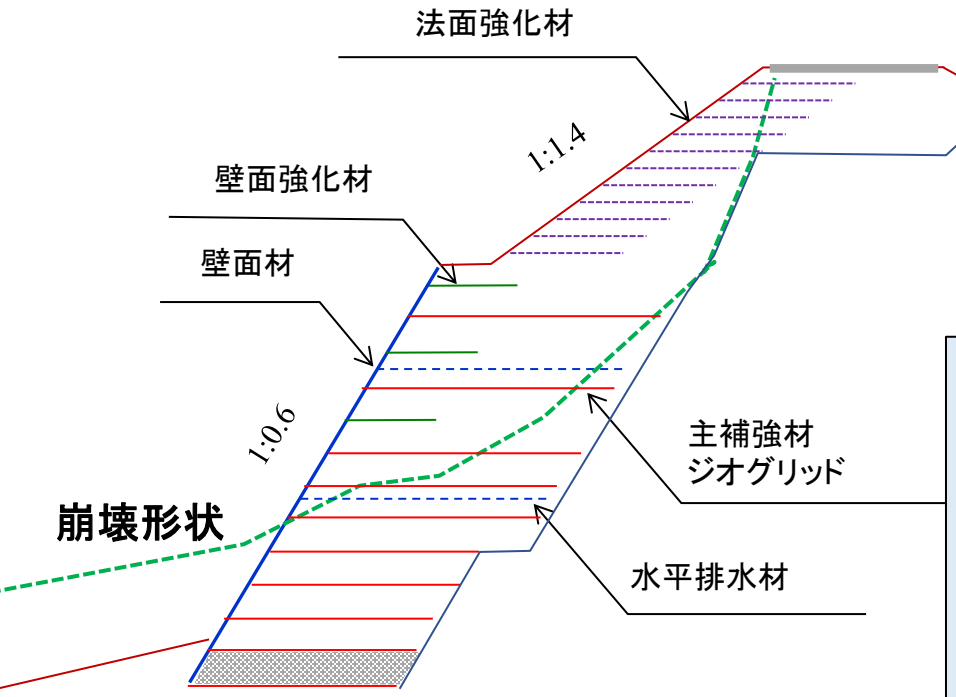


補強土部分の構造





補強工法による堤体ゾーニング事例2



- 施工場所/岡山県
- 高さ/7.5m
- 延長/19.5m
- 勾配/1:0.6

■経 緯

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





高含水比粘土の改善と堤体利用（PS灰系改質材）

吸水性材料（PS灰系改質材など）を用いて、土質のコンシステンーを改善して締固めが可能な状態とすることによって、当該ため池の底泥土などを原位置で有効利用できる可能性が広がっている。

原粘土：青粘土として含水比を液性限界wLの40.7%に調整
PS灰系質材を25%添加：改質材添加直後には半固体状で容易にほぐし造粒可能

吸水性材料によって土の自由水を拘束することで、コンシステンシー特性を変化できる

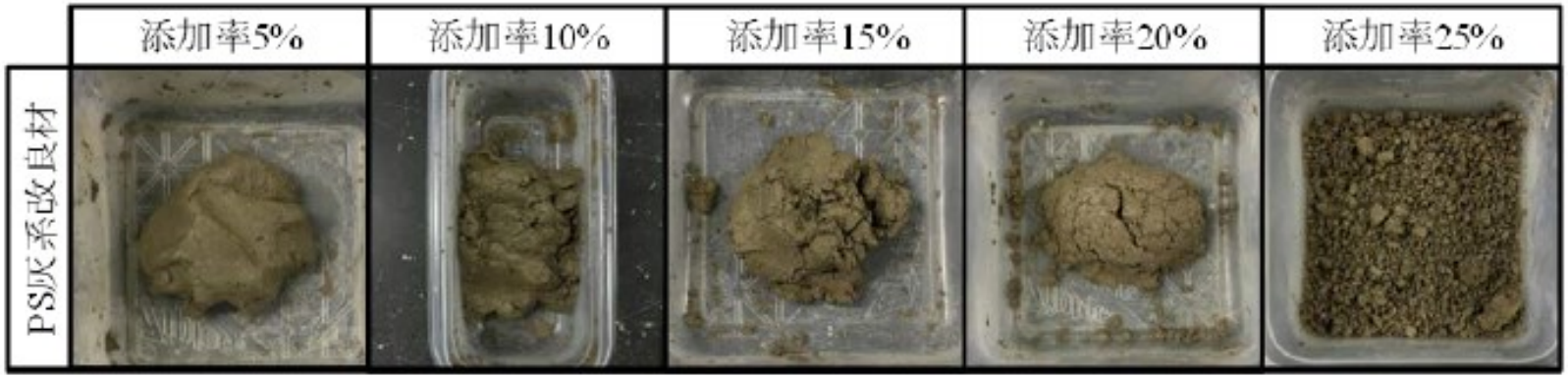
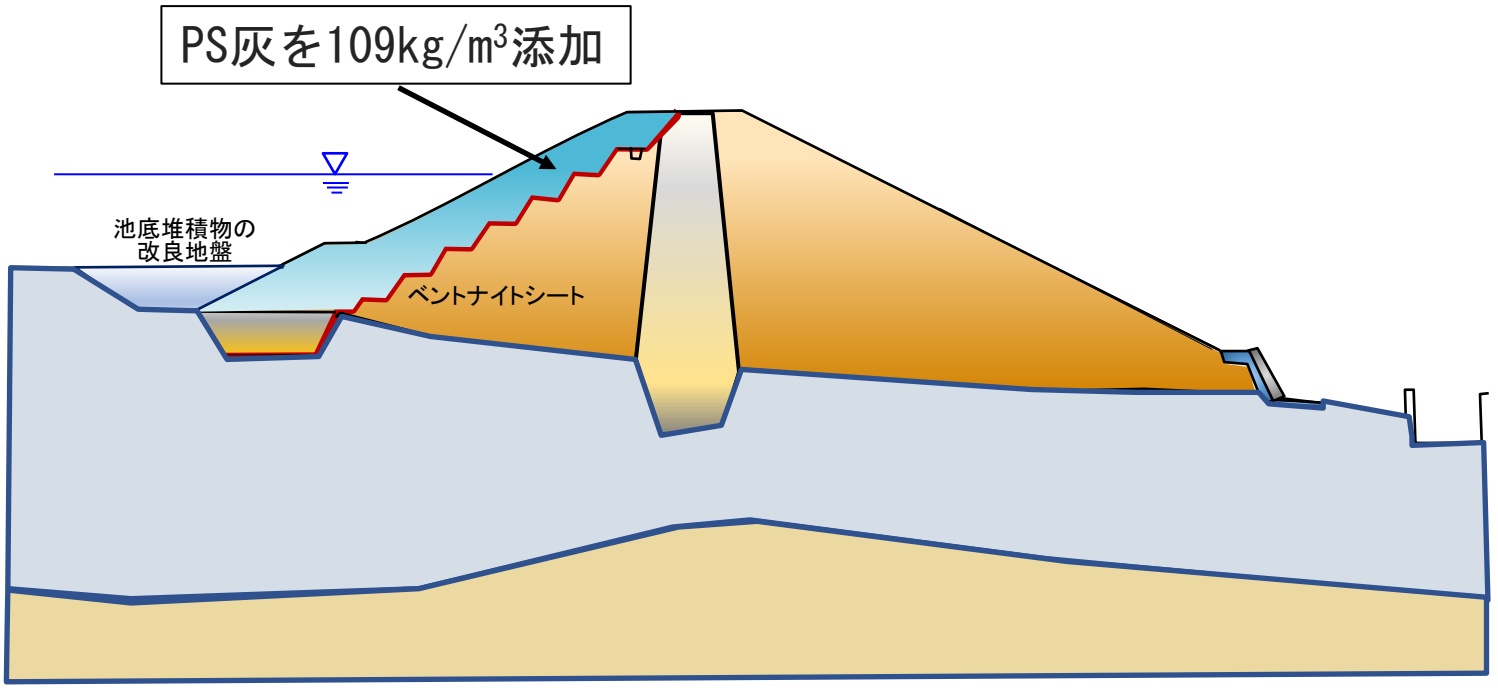


写真 3.1　PS 灰系改質材を添加直後の PS 灰系改良土の状況

それぞれの供試体を室温約20℃で3時間、3、7、28日間密閉養生し、液性限界・塑性限界試験および含水比試験を行った（実測含水比を測定した）.

吸水性材料（PS灰系改質材）による土質改良事例3



- PS灰自体が多孔質なため、自由水分を速やかに吸収

債郡池

- 新規サヤ土は、堤体掘削土などを用いて、D値95%以上の密度に締固め、せん断強度C'= 9.0KN/m2,φ'=34.0°（有効応力）以上を確保すること
- 自然含水比が高く含水比調整（固化材）が必要な場合は、配合試験を行い添加量を決定する。

５．　多様な工法を適用した堤体補強

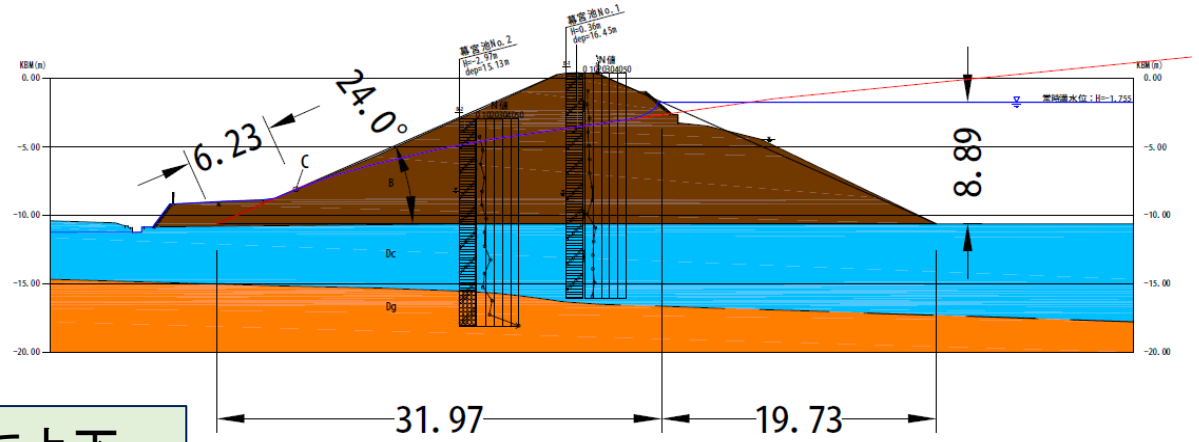
―具体的な事例紹介―

- 堤体のゾーンごとに要求される機能とは
- その機能を実現するための工法とは
- 堤体強度や基礎地盤の特性に応じたゾーニング
- 最適なゾーニングとは適用する工法の選択

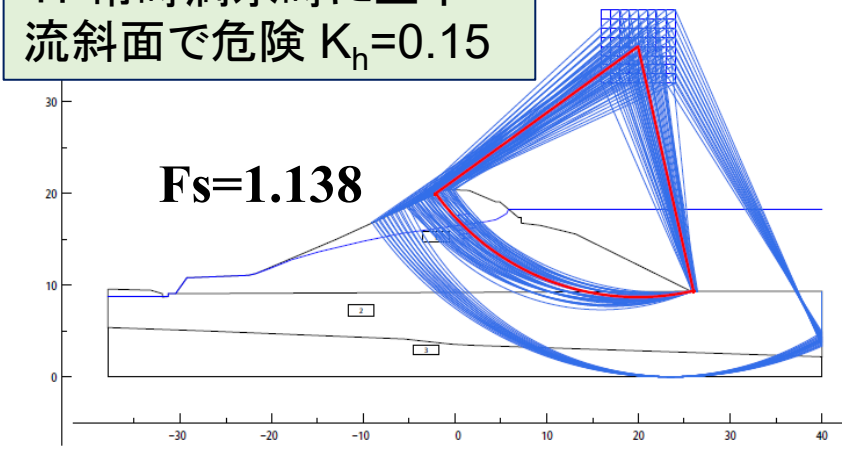
地盤改良と補強土工法による堤体ゾーニング事例4

●改修前の安定性評価

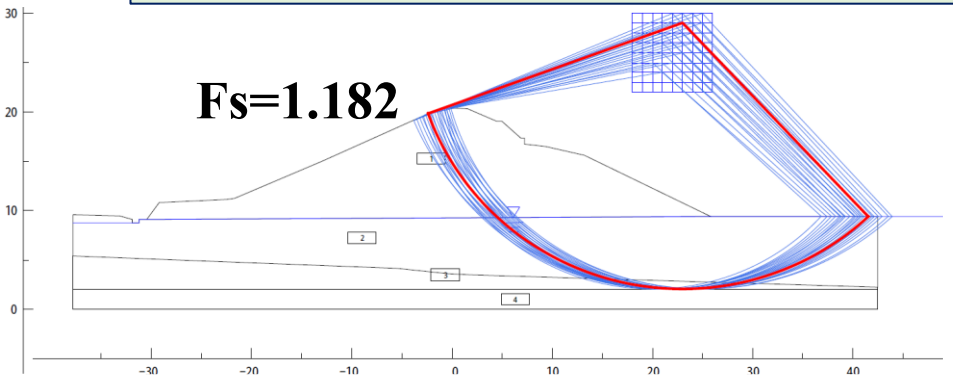
均一型 、堤 高10.390m、堤長100m、計画貯水量60,300m^3、1716年築造



1．常時満水時に上下流斜面で危険 K_h=0.15

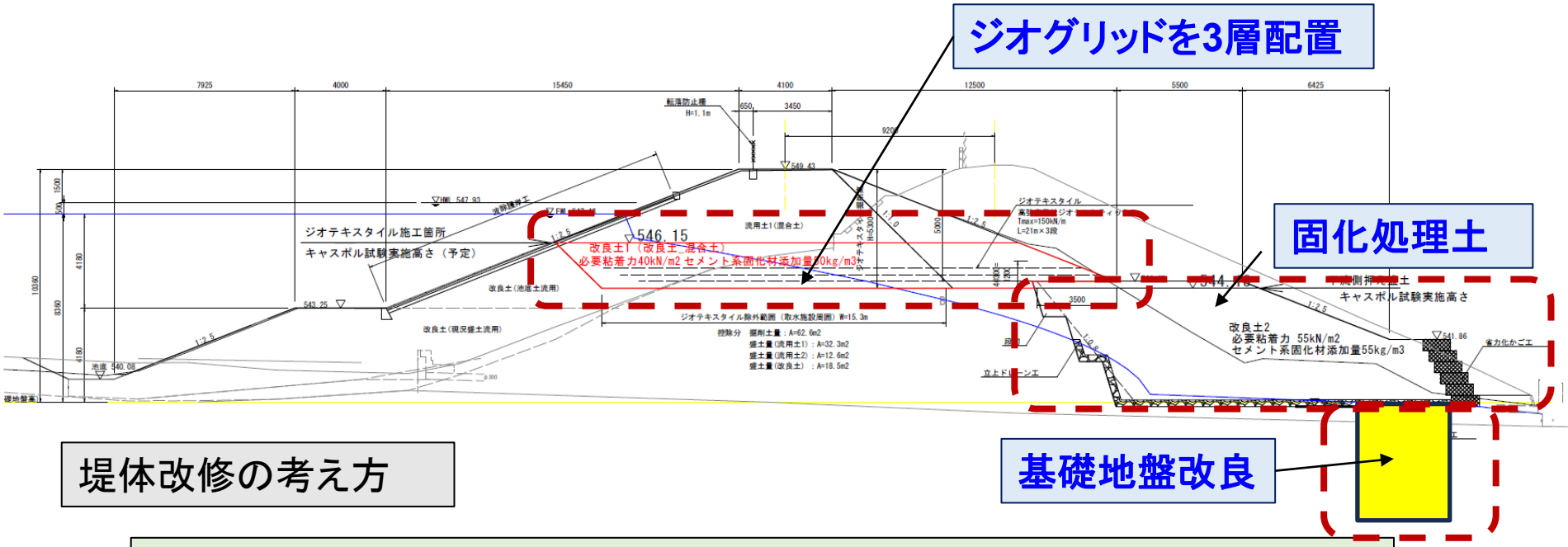


2．空虚時に上流斜面で危険 K_h=0.15



- 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
- 法先部の押え盛土工法を採用する場合、下流部に大きな対策領域が必要となる

標準断面図（最終設計）

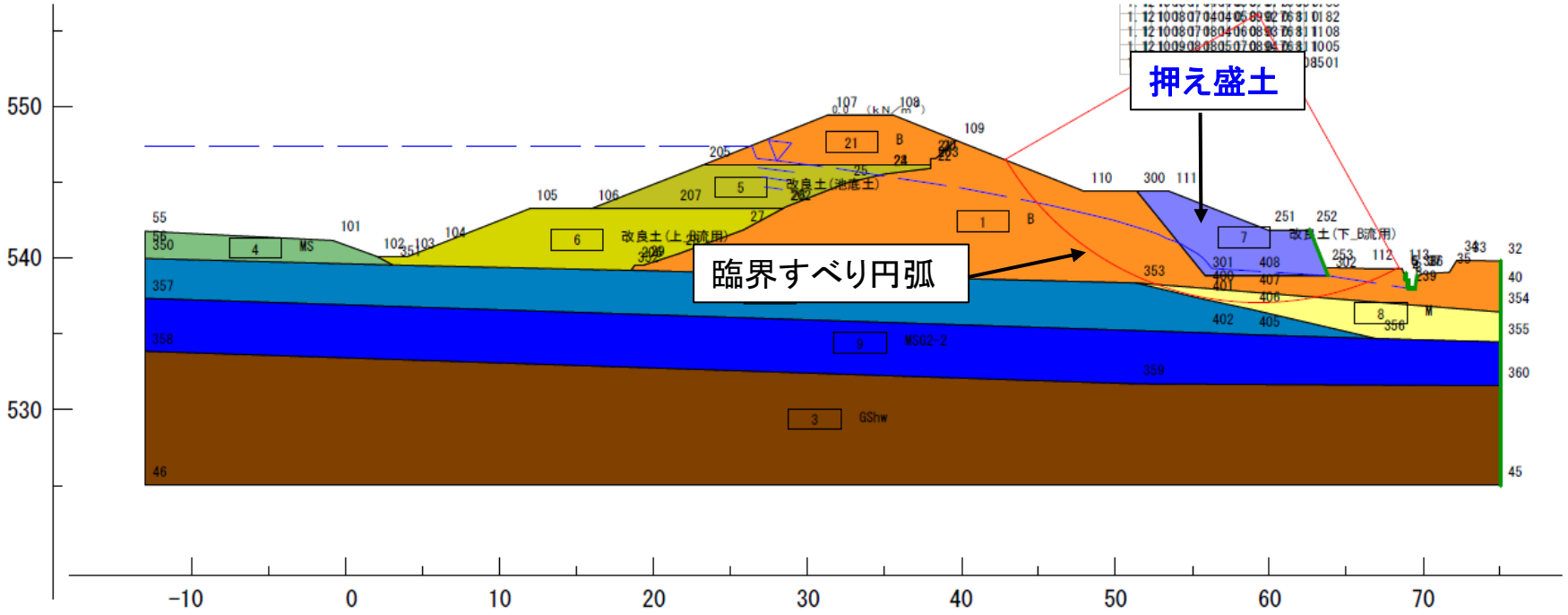


堤体改修の考え方

- 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

- **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**

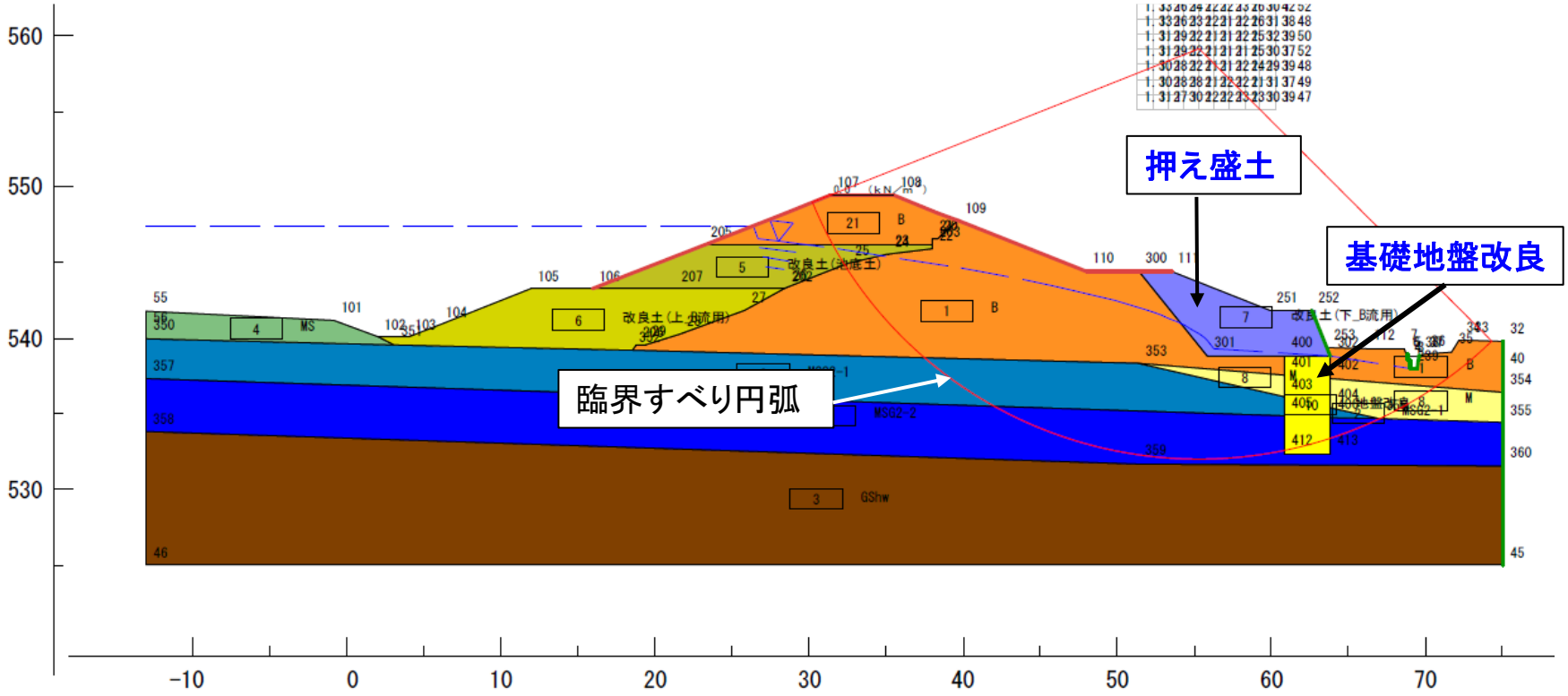
下流に固化処理土の押え盛土設置



- 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　4-1

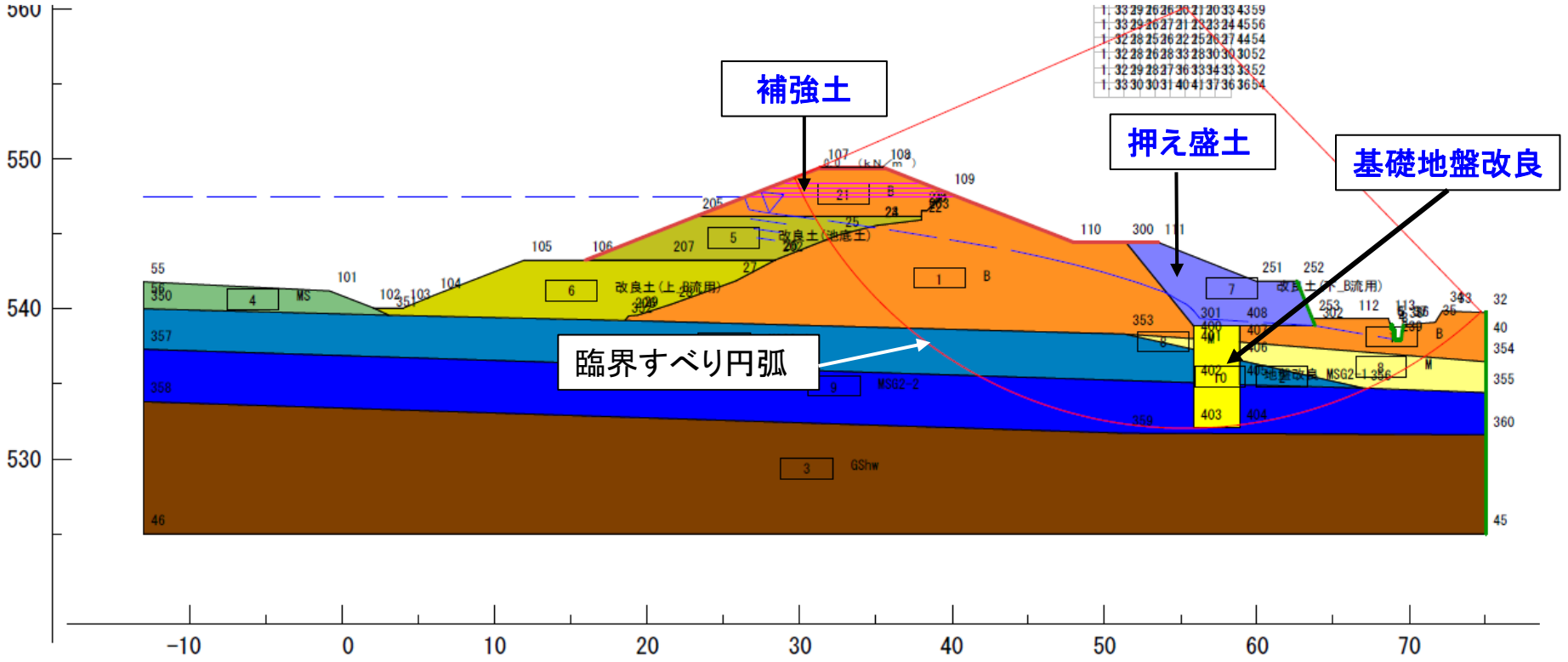


- 基礎地盤改良工：強度q_u=360kN/m^2、幅W=3.0m　高さH=6.5m
- 最小安全率　F_s=1.210
- 水平震度　K_h=0.15
- 水位等条件：常時満水位

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

天端下に補強土施工＋押え盛土＋基礎地盤改良　併用　3-2

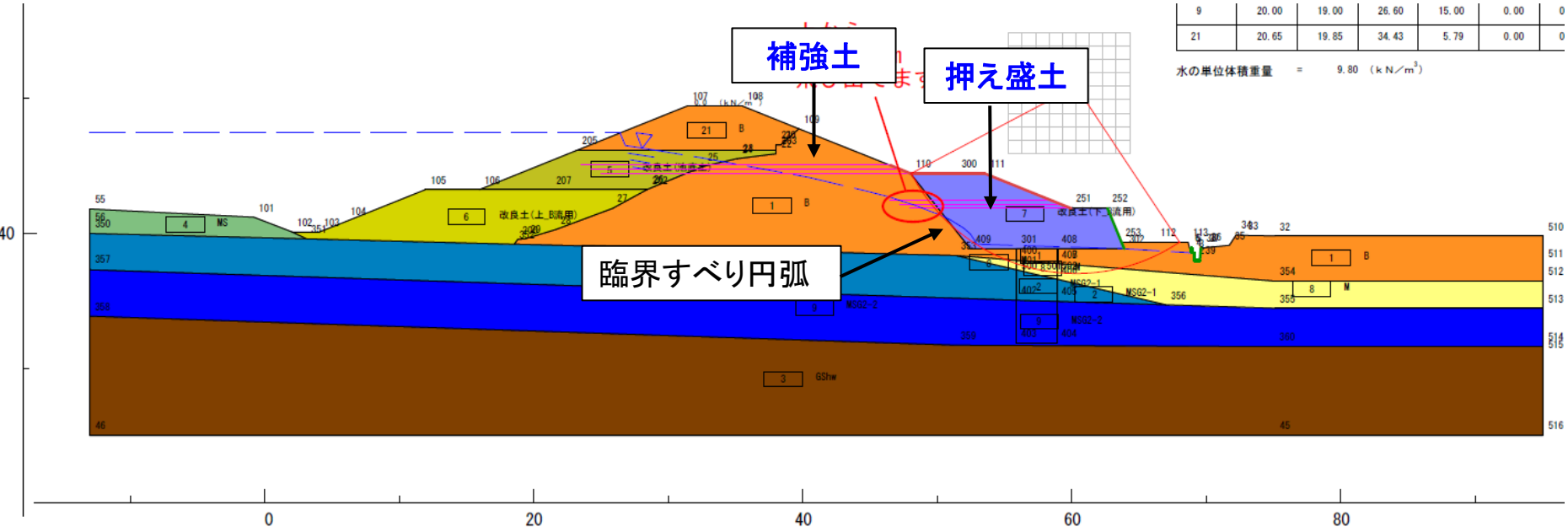


- 盛土補強工：上段高強度帯状ジオシンセティックス　τ_{max}=150kN/m　L=10,12,15m　3層（固化処理土で覆土）
- 基礎地盤改良工：強度q_u=360kN/m^2、幅W=3.0m　高さH=6.8m
- 最小安全率　F_s=1.19
- 水平震度　K_h=0.15
- 水位等条件：常時満水位

基礎地盤改良位置は上流側深くまで改良

基礎地盤改良位置の影響も大きい

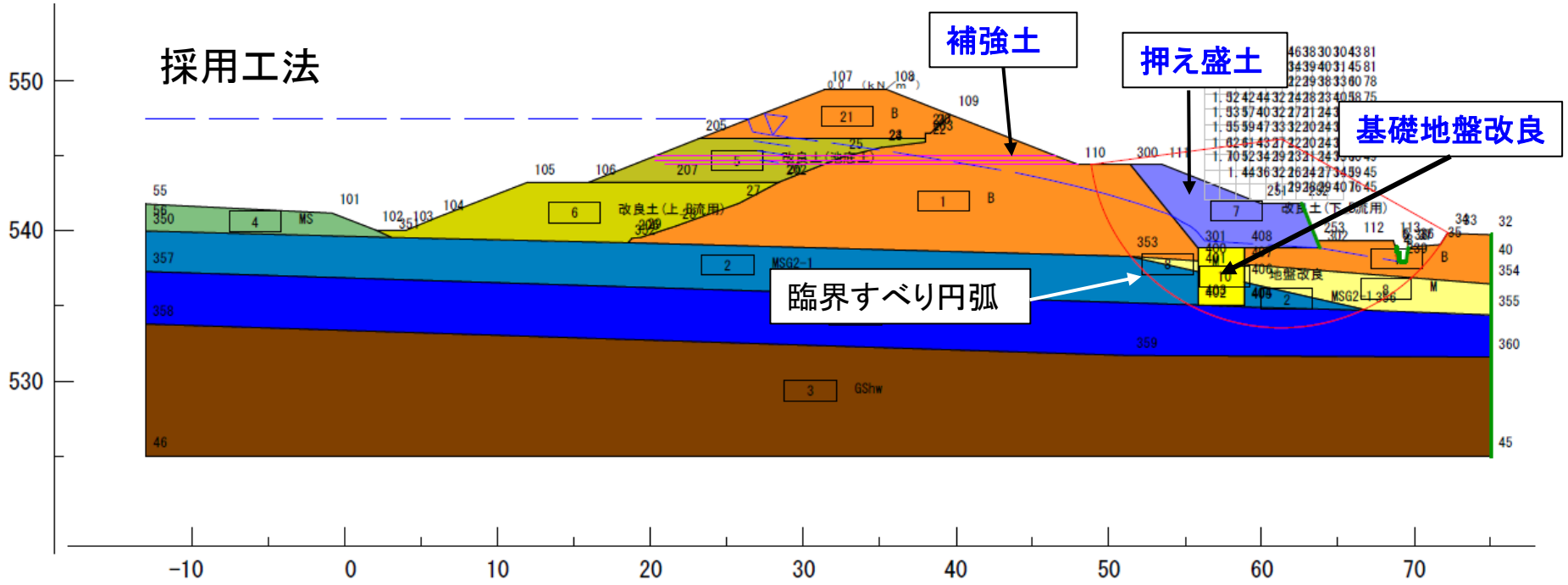
中段に補強土施工＋補強材を配置した押え盛土



- 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

中段に補強土施工＋押え盛土＋基礎地盤改良　併用　6-1

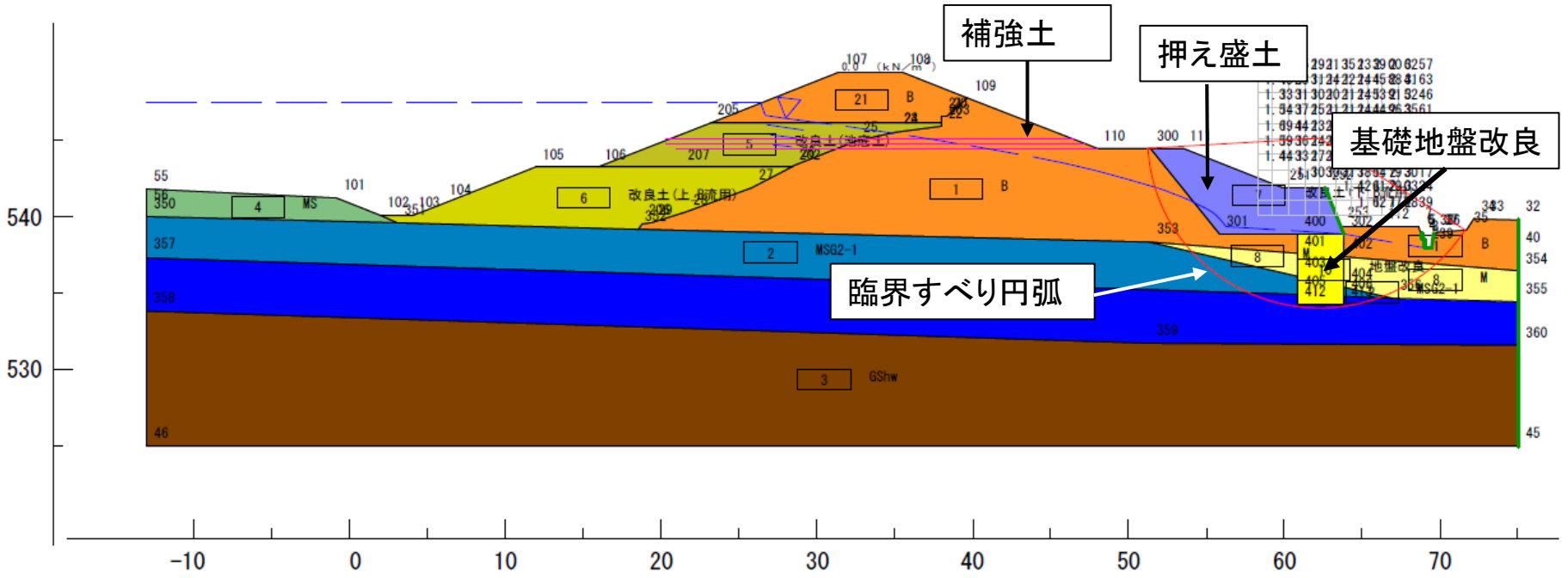


- 盛土補強工：中段高強度帯状ジオシンセティックス　τ_{max}=150kN/m　L=27m　3層（固化処理土で覆土）
- 基礎地盤改良工：強度q_u=220kN/m^2、幅W=3.0m　高さH=3.8m
- 最小安全率　F_s=1.203
- 水平震度　K_h=0.15
- 水位等条件：常時満水位

基礎地盤改良位置を上流側へ

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

中段に補強土施工＋押え盛土＋基礎地盤改良　併用　7-1



- 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

幕宮池の補強土ゾーンの施工状況



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



上流法面近くから下流法面まで敷設された
ジオグリッド（3層目） 改良土で埋設



写真②　ジオテキスタイル敷設状況（撮影日：令和６年９月 30 日）

令和６年（2024 年）10 月７日

幕宮池地区　ジオテキスタイル２層目施工状況



写真①　敷設状況（撮影日：令和６年 10 月３日）

ジョイントバーでのグリッドの連結



写真②　連結部施工状況（撮影日：令和６年 10 月３日）

６．　その他の事例

その他の工法　　事例5

鋼矢板二重式工法　施工写真

①施工前



②矢板施工中



③矢板打ち込み完了



④タイロッド設置完了

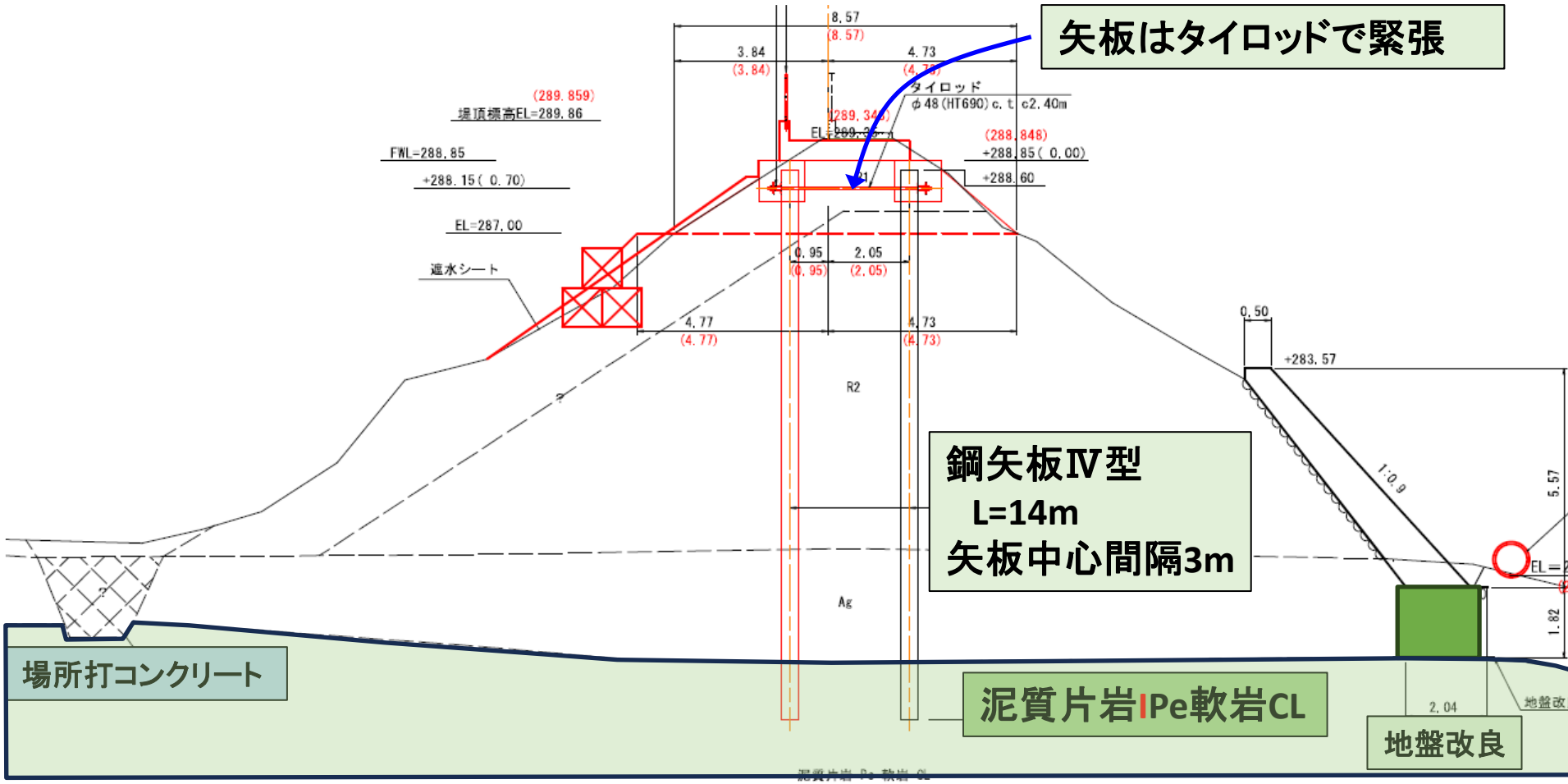


⑤施工後

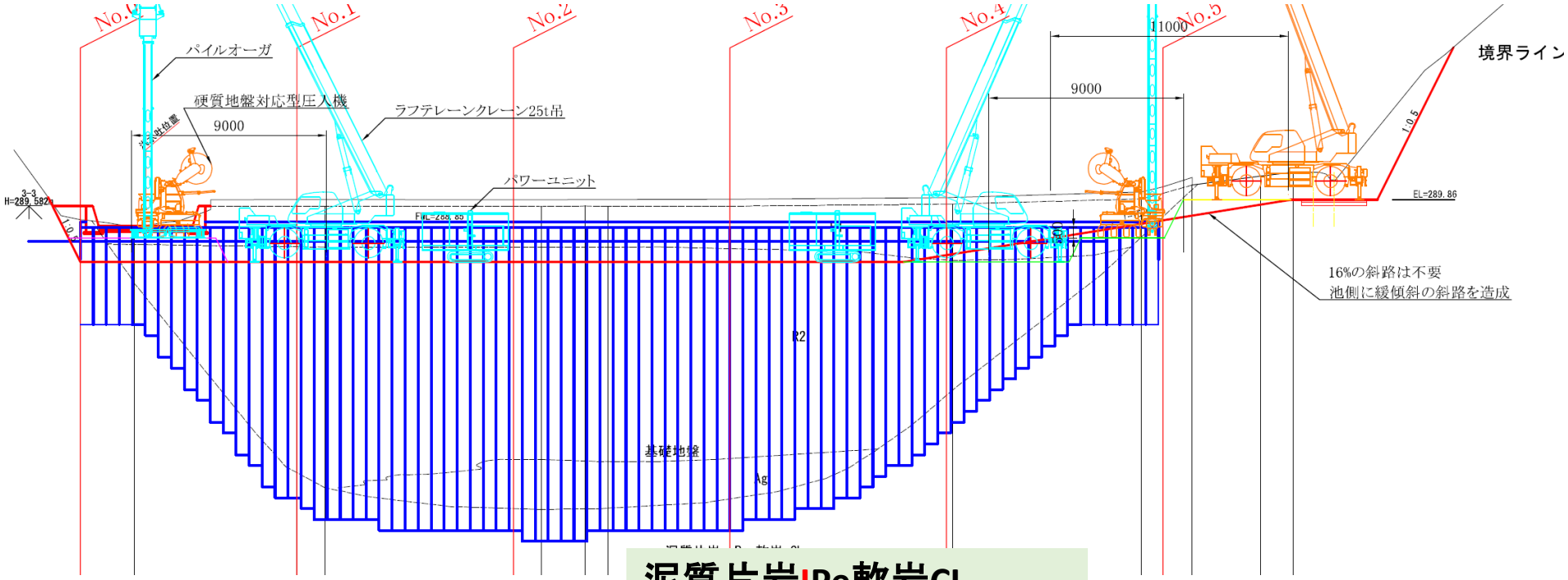


堤高：15.0m
堤長：45.0m
貯水量：2万t
施工期間：
2018.8～2020.6

その他の工法


矢板はタイロッドで緊張
タイロッド
φ48(HT690)c.t c2.40m
鋼矢板Ⅳ型
L=14m
矢板中心間隔3m
場所打コンクリート
泥質片岩Pe軟岩CL
地盤改良
遮水シート
R2
Ag
8.57
(8.57)
3.84
(3.84)
4.73
(4.73)
(289.859)
堤頂標高EL=289.86
FWL=288.85
+288.15(0.70)
EL=287.00
(288.848)
+288.85(0.00)
+288.60
0.95
(0.95)
2.05
(2.05)
4.77
(4.77)
0.50
+283.57
1:0.9
5.57
1.82
2.04

その他の工法



泥質片岩IPe軟岩CL

●施工手順

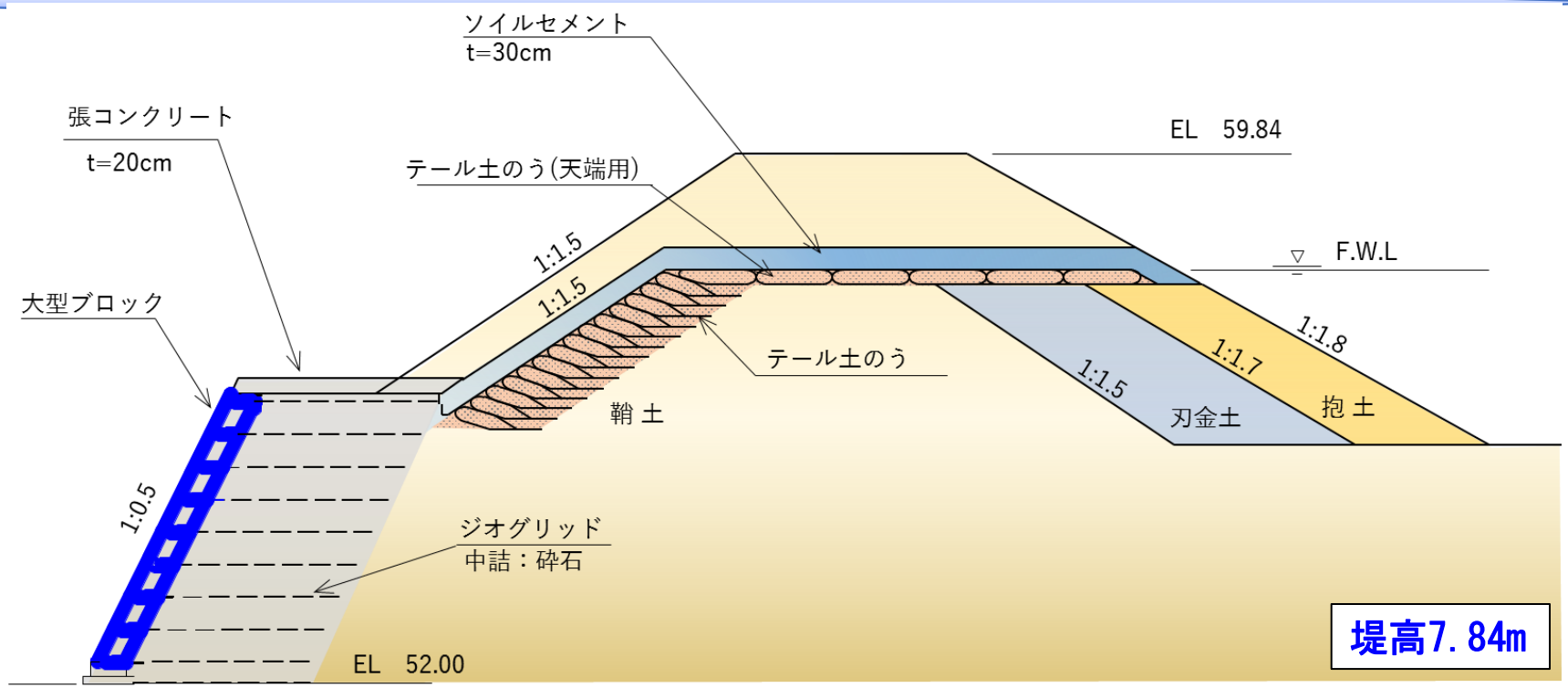
1. 堤防天端へクレーン・トラック・鋼矢板を搬入
2. クレーンをセットし、起点側の矢板を圧入
3. 起点側端部まで圧入後、後退自走を行い、機械を反転
4. 終点端部まで圧入後、圧入機を解体撤去
5. 堤防上のクレーンを搬出

７．　補強土工法による耐震対策事例

平成19年（2007年）能登半島地震で被災

－ため池への適用事例－
能登地震（R6)を経験

補強土工法による堤体の補強事例　6



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

第1,2回SERID 研究会「技術講演会」で公表済(2013,2014)

補強土工法による堤体の補強事例　C

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

補強土工法による堤体の補強事例　C

洪水吐の完成
ーソイルセメントで被覆ー



土嚢を積み上げた完成状態



ソイルセメントによる覆土

平田池の復旧改修完了



平田池の完成直後の全景（2008年5月）



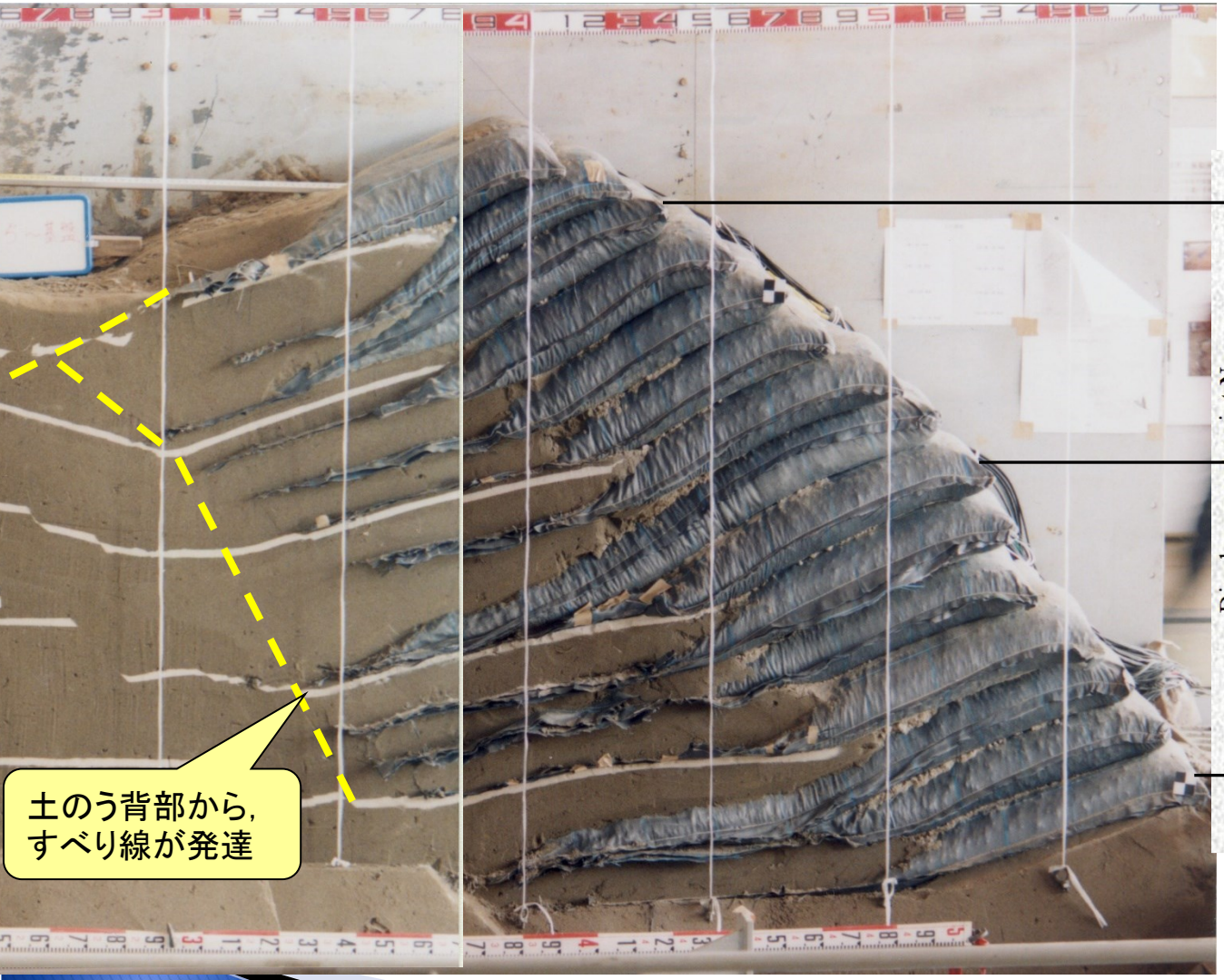
14年後のソイルセメント被覆の洪水吐（2022年12月）



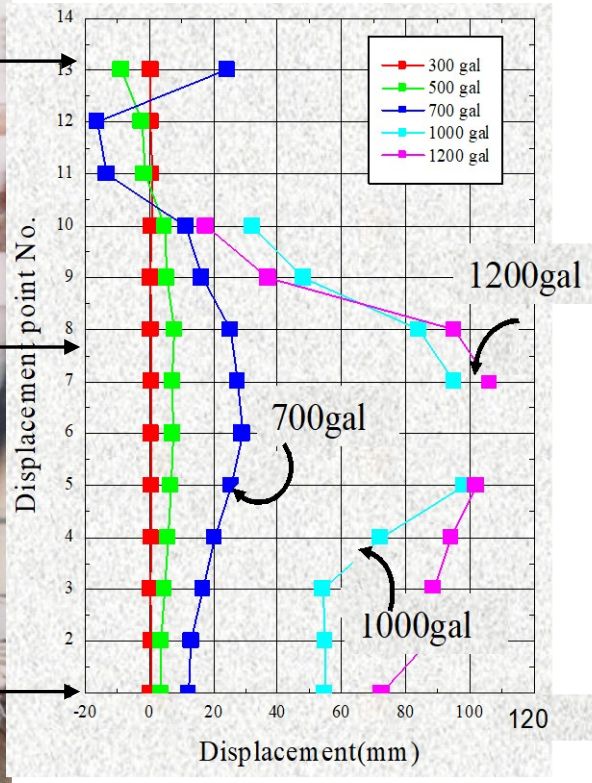
- 下流斜面部を補強土工法で強化復旧
- 洪水吐水路部分は斜面部も含めてテールに補強材を設けた大型土嚢を用いて越流と地震に対する強化
- 土嚢部分はソイルセメントで被覆して紫外線劣化を防止

第1,2回SERID 研究会「技術講演会」で公表済（2013,2014）

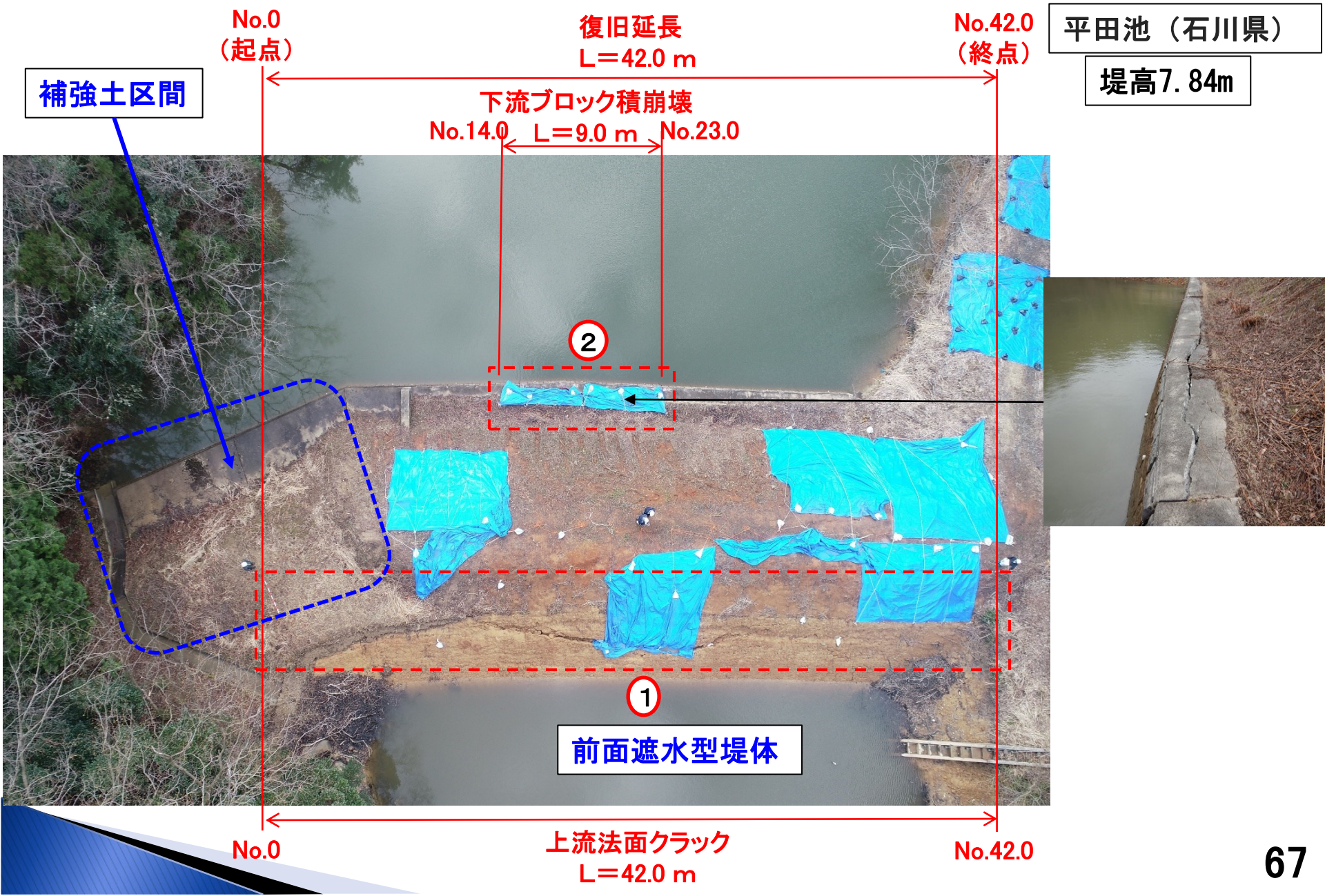
振動実験後の状況―1200gal加振後―



土のう積層面の水平変位



令和6年能登半島地震による被災　全景

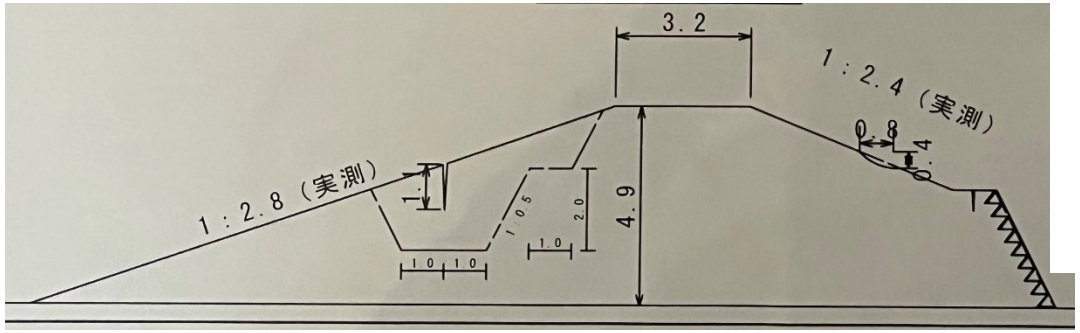


令和6年能登半島地震による被災　補強土区間

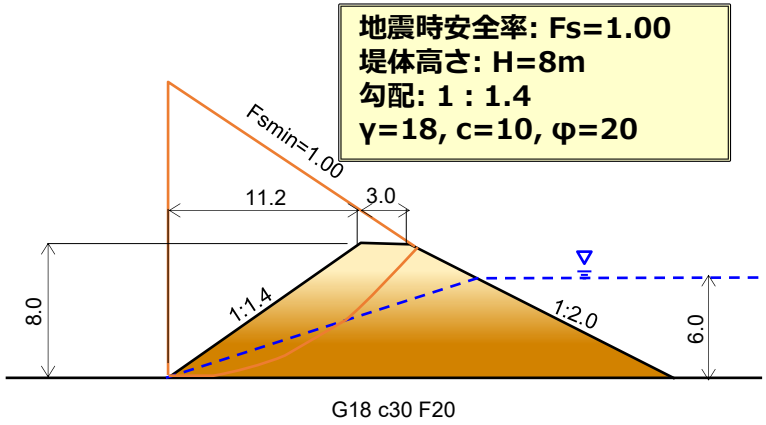




補強土区間の状況
- 腰石垣に変状はない（ジオグリッド配置）
- 小段上部の土のう積層補強部の変状はない
- ソイルセメントによる覆土は、表面の劣化はあるが比較的健全



補強方法の効果算定（工事費と施工日数の比較）

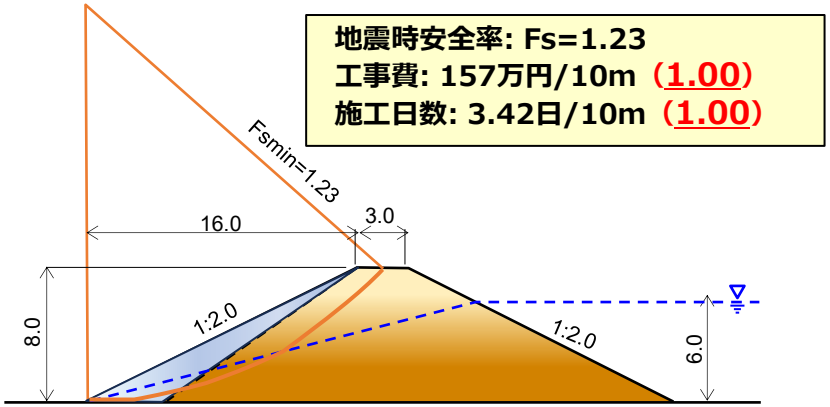


既設堤体例：安全率1.0に設定

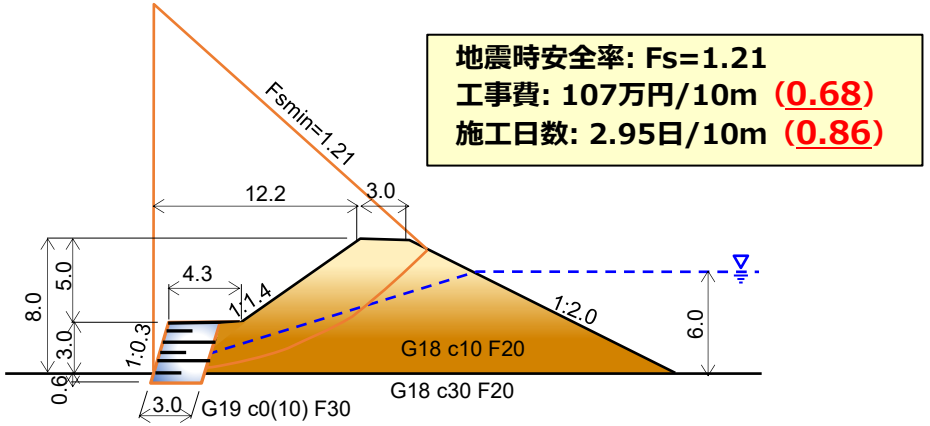
地震時安全率1.0のため池堤体を安全率1.2に耐震強化する場合の比較

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

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



のり面に押え盛土を設置する補強案：安全率1.23に改善



のり面に補強土工法による盛土を設置する補強案：安全率1.21に改善

地盤改良による堤体補強と課題　まとめ

１．固化処理ゾーンのひび割れ
　・静的な地盤変形の考慮とともに地震時の挙動（堤体内の損傷）は重要
２．強度のばらつき
　・素材のバラツキ（有機物混じりなど）や施工上のバラツキなど明確な指標が必要
３．締固め目標の設定と施工管理
　・締固めエネルギー、含水比、飽和度での管理がベースになる
　・改良体の水和反応で消費される土中水や、その結果生じる土の強度の変化と安定性（土粒子間サクションの関係）？
４．要求性能としての強度
　・強度の考え方については、今一度整理が必要。
　・現場管理的な一軸圧縮強度からC＝qu/2のみを期待する方法や内部摩擦角Φと粘着力Cの扱いなど、設計方法との関連で検討すべき
５．固化処理ゾーンと旧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

- 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

部分改修による　補強について

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

２．対策方法
- ●中小規模のため池の対策方法＝＞**全面改修が理想的**だが
- ●膨大な数を対象とする場合
  ＝＞**部分改修**を極力多くのため池に実施して**壊滅的な決壊を防止**
  ➔**安全な避難を可能**にすることで「地域減災力を強化」
  ＝＞**段階的に対策をレベルアップ**➔全面改修と同等以上に補強

●地域の減災力は累加的に向上し、最終的には減災ため池群による災害にタフな地域が実現される

８．　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
- 堤体の変形量で診断

安全性照査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全性照査技術が不可欠

急務の課題

現状のため池補強技術の適用事例は、その安全性照査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

照査技術としての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

ため池の重要度の考え方

画一的な重要度区分設定に陥らず　復旧時の再建（BCP）の観点から総合的に判断することが重要

「ため池整備」

2つの地震動に対する耐震設計の基本的な考え方

レベル1地震動

・構造物の供用年数期間内に1、2度発生する確率の地震動。

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

○施設重要度の判定
次の①②を総合的に判断して決定する。
①被災による二次被害（第三者への被害、特に人命・財産やライフライン）
②被災のよる本来の機能に与える影響（代替施設の有無、基幹施設としての重要度、復旧の難易度）

レベル2地震動

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

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

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

あらためて　重要度区分の解釈

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隣接するなど、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

- 「中央防災会議等の**推計震度が震度6弱以上**と想定されている地域の中で、
- 下流への影響が大きく（**貯水量が10 万m^3**以上）、
- 地震の増幅度が大きい（**堤高が10m 以上**）ため池のうち、
- 強度低下が起きやすい（**堤体材料が砂質土**）もの」

を**ひとつの目安**としてAA 種に設定する。

ただし、**規模等による目安にとらわれるのではなく、被災による影響を考慮した十分な検討が必要**であるとされている。

重要度区分の判断の改善要求 （平成30年度決算 検査報告）

耐震調査において対策工事の必要性が適切に判定されていない事態

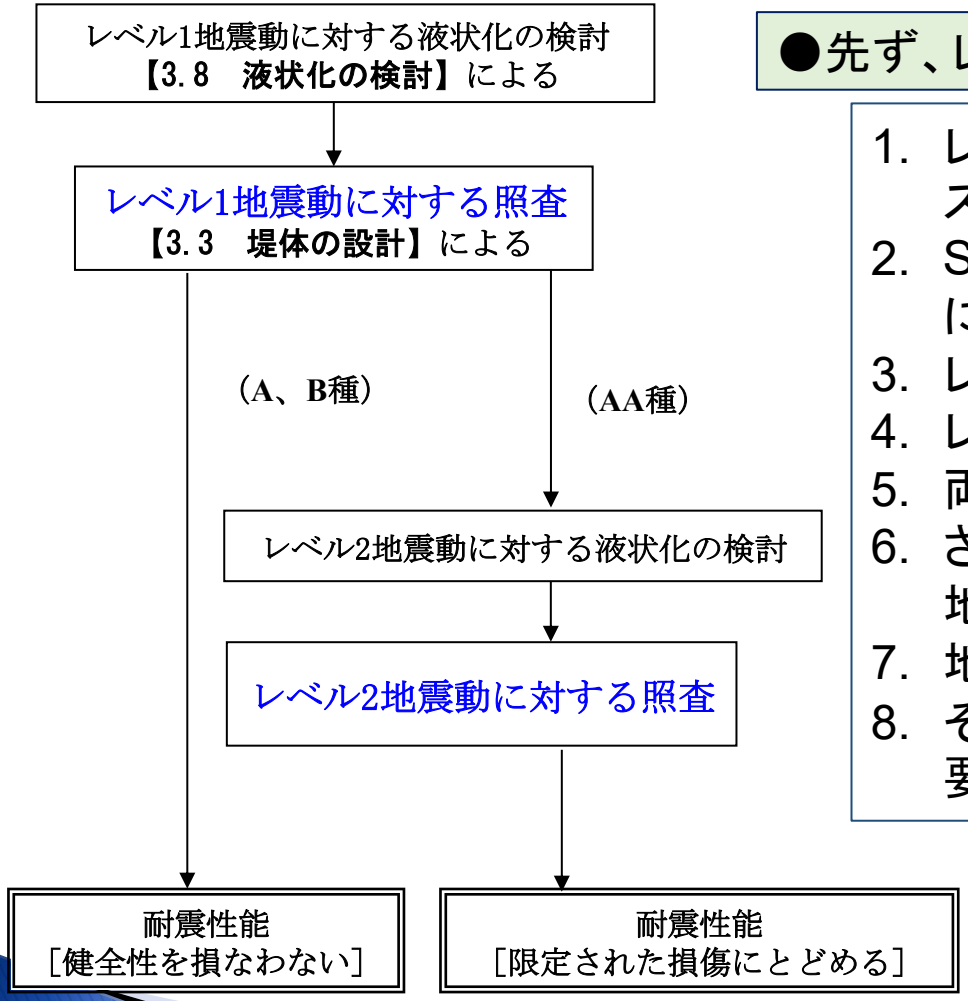
1. 検査の対象とした10,346か所のうち耐震調査を実施した3,199か所（23府県）のうち、**2,774か所については、貯水量が10万m^3未満、堤高が10m未満**などの規模による目安で、被災による影響を十分に検討せず重要度区分がAA種に該当しないと判断していた。
2. 2,774か所のため池のうち、131か所のため池は**浸水想定区域に人口集中地区が存在**
3. これらの131か所のため池は、人命等に対する影響が極めて大きくAA種に該当すると認められる

改善の処置要求 （農林水産省、都道府県等）

ア　都道府県等に対して、**規模等による目安だけではなく被災による影響を十分に検討して重要度区分**を決定したりするなどした上で、ため池の対策工事の必要性を適切に判定するよう指導すること。また、対策工事の必要性が適切に判定されていないため池については、必要とされる照査を改めて実施するなど、対策工事の必要性を把握するための方策を速やかに検討するよう指導すること

レベル1地震動とレベル2地震動に対する照査

目標：　多様な補強技術に適用できる安全性照査技術の開発



●先ず、レベル1地震動とレベル2地震動対応

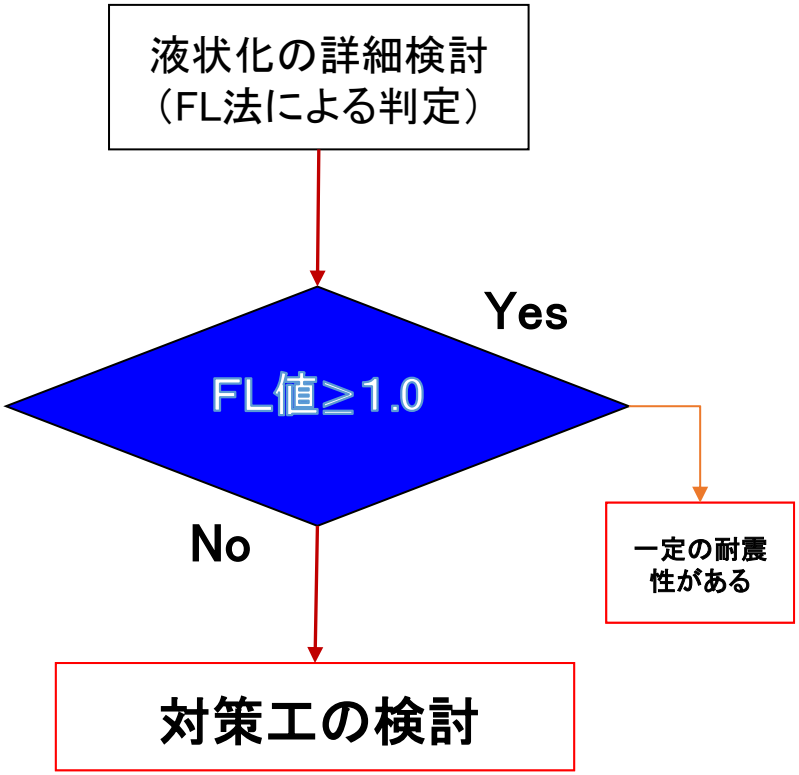
1. レベル1からレベル2地震動に対する照査をスムーズに展開できないか
2. SERIDの枠内で、レベル1とレベル2地震動に対する安全性を照査
3. レベル1地震動ではC',Φ'　強度を用いる
4. レベル2地震動ではC_{cu},Φ_{cu}強度を用いる
5. 両方の強度で計算し
6. さらに、SERIDの簡便法によって、レベル1,2地震動で沈下量を計算
7. 地震動は簡易照査用の基準波が必要か？
8. その結果から、さらに詳細法による検証の必要性を提示

図-1.7.1　重要度区分に基づく堤体の耐震性能照査手順

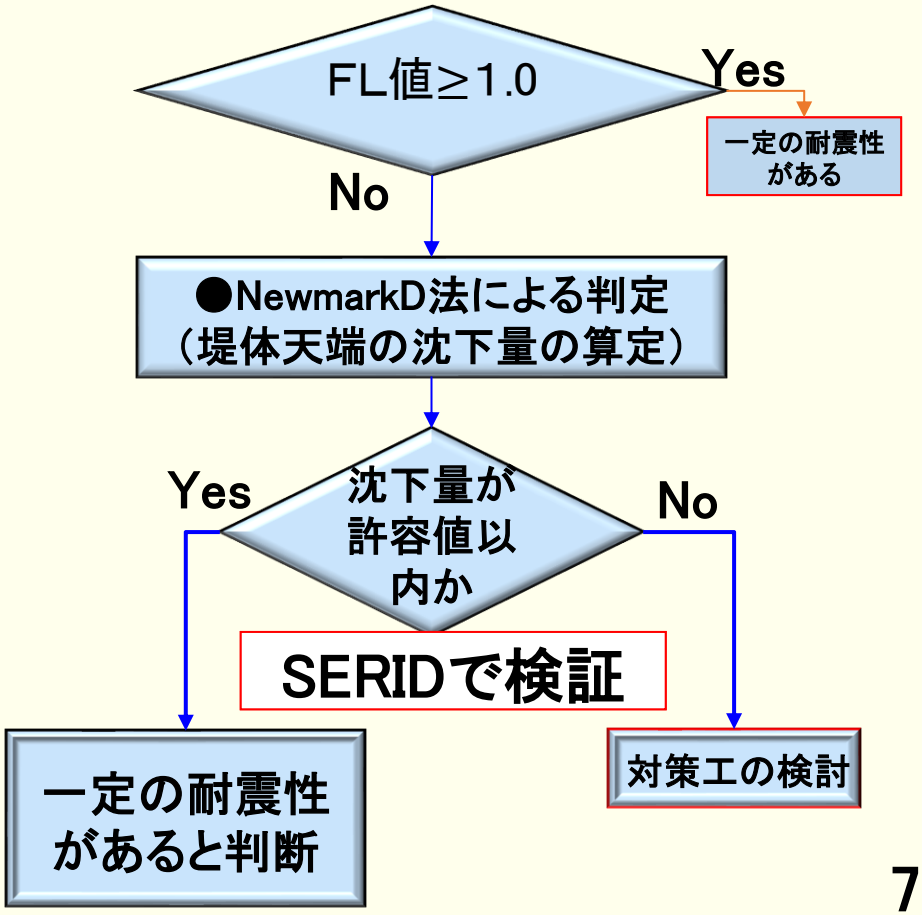
液状化層の強度を考慮したフロー（提案）

● 液状化層、弱層の扱い

現行の設計指針「ため池整備」のフロー



液状化層の強度を考慮したフロー



堤体の安全性照査の改善

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未満のため池もかなりの数で決壊している

堤体土質と締固め状態、堤体の侵食、堤内水位、漏水状態、改修履歴などを考慮して指針よりも広範囲の堤体を照査する必要がある

例えば

1) 推計震度5.0以上、堤高5m~10m程度のため池の照査
公共施設や住居が近い場合は、まずSERID簡易法による耐震診断、その結果から詳細法への展開が望まれる
2) 基礎地盤に弱層がある場合

- 基礎地盤にN<5地盤がある時は**沈下量基準で判定**
- 押え盛土や補強土工法、固化処理土の利用、基礎地盤改良などによる対策の効果を見極める必要がある
- **SERIDで多様な対策工法の効果を判定できるようにして、堤体の変形量で評価することが望ましい**





ありがとうございました

補強土工法で改修した平田池



大型土嚢による試験ため池堤体



農研機構

SERID研究会「技術講演会」
2024年11月13日

詳細ニューマークD法と SIPニューマークD法の精度検証について

農研機構 農村工学研究部門
施設工学研究領域　施設整備グループ
泉　明良

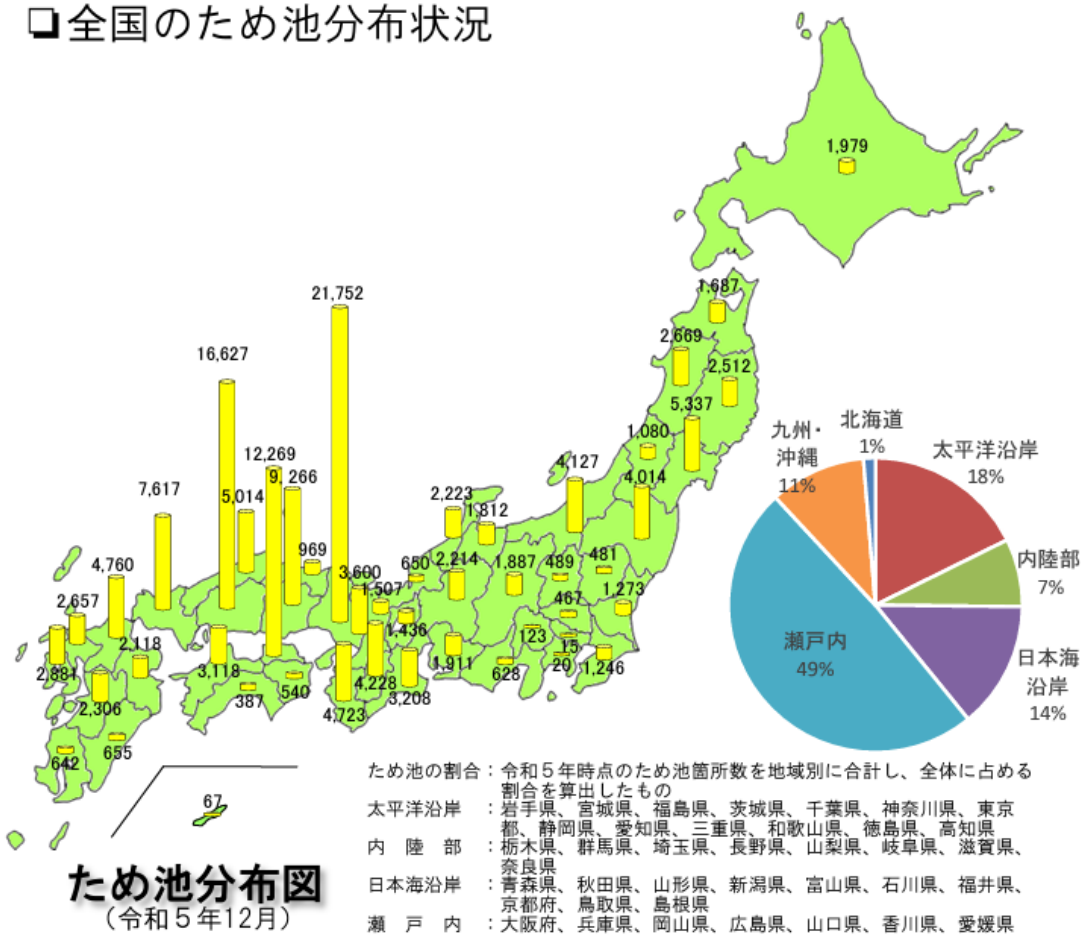
※　農研機構（のうけんきこう）は、国立研究開発法人 農業・食品産業技術総合研究機構のコミュニケーションネーム（通称）です。

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



ため池分布図
（令和５年12月）

ため池の割合：令和５年時点の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	21,752	25	愛知県	1,911
2	広島県	16,627	26	長野県	1,887
3	香川県	12,269	27	富山県	1,812
4	岡山県	9,266	28	青森県	1,687
5	山口県	7,617	29	京都府	1,507
6	宮城県	5,337	30	滋賀県	1,436
7	島根県	5,014	31	茨城県	1,273
8	福岡県	4,760	32	千葉県	1,246
9	和歌山県	4,723	33	山形県	1,080
10	奈良県	4,228	34	鳥取県	969
11	新潟県	4,127	35	宮崎県	655
12	福島県	4,014	36	福井県	650
13	大阪府	3,600	37	鹿児島県	642
14	三重県	3,208	38	静岡県	628
15	愛媛県	3,118	39	徳島県	540
16	長崎県	2,881	40	群馬県	489
17	秋田県	2,669	41	栃木県	481
18	佐賀県	2,657	42	埼玉県	467
19	岩手県	2,512	43	高知県	387
20	熊本県	2,306	44	山梨県	123
21	石川県	2,223	45	沖縄県	67
22	岐阜県	2,214	46	神奈川県	20
23	大分県	2,118	47	東京都	15
24	北海道	1,979			151,191

※富山県及び石川県については、令和5年9月末時点のデータを使用している。

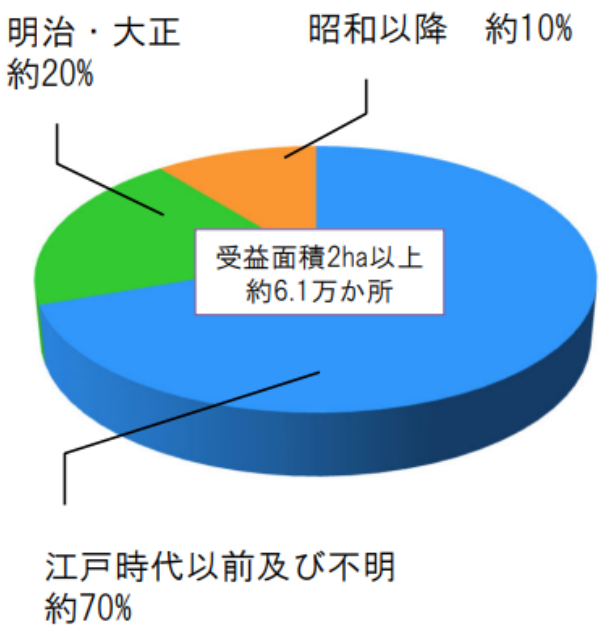
（防災課調べ 令和５年12月）

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/index-46.pdf

ため池の歴史と昔の築堤方法

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

ため池の築造年代



口ため池の歴史

狭山池古地図
（西暦616年頃築造　大阪府大阪狭山市）



昔の工事の様子



満濃池の江戸時代の工事の様子
（満濃池地堅之図）



工事に使われた道具



出典：農林水産省、ため池の歴史
https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/attach/pdf/index-116.pdf

防災重点農業用ため池

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

現在は、全国に防災重点農業用ため池は約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	124
青森県	384
岩手県	733
宮城県	527
秋田県	1,049
山形県	358
福島県	1,371
茨城県	36
栃木県	178
群馬県	195
埼玉県	244
千葉県	383
東京都	7
神奈川県	2
山梨県	89
長野県	688
静岡県	438
新潟県	653
富山県	543
石川県	1,179
福井県	370
岐阜県	1,322
愛知県	1,009
三重県	1,019

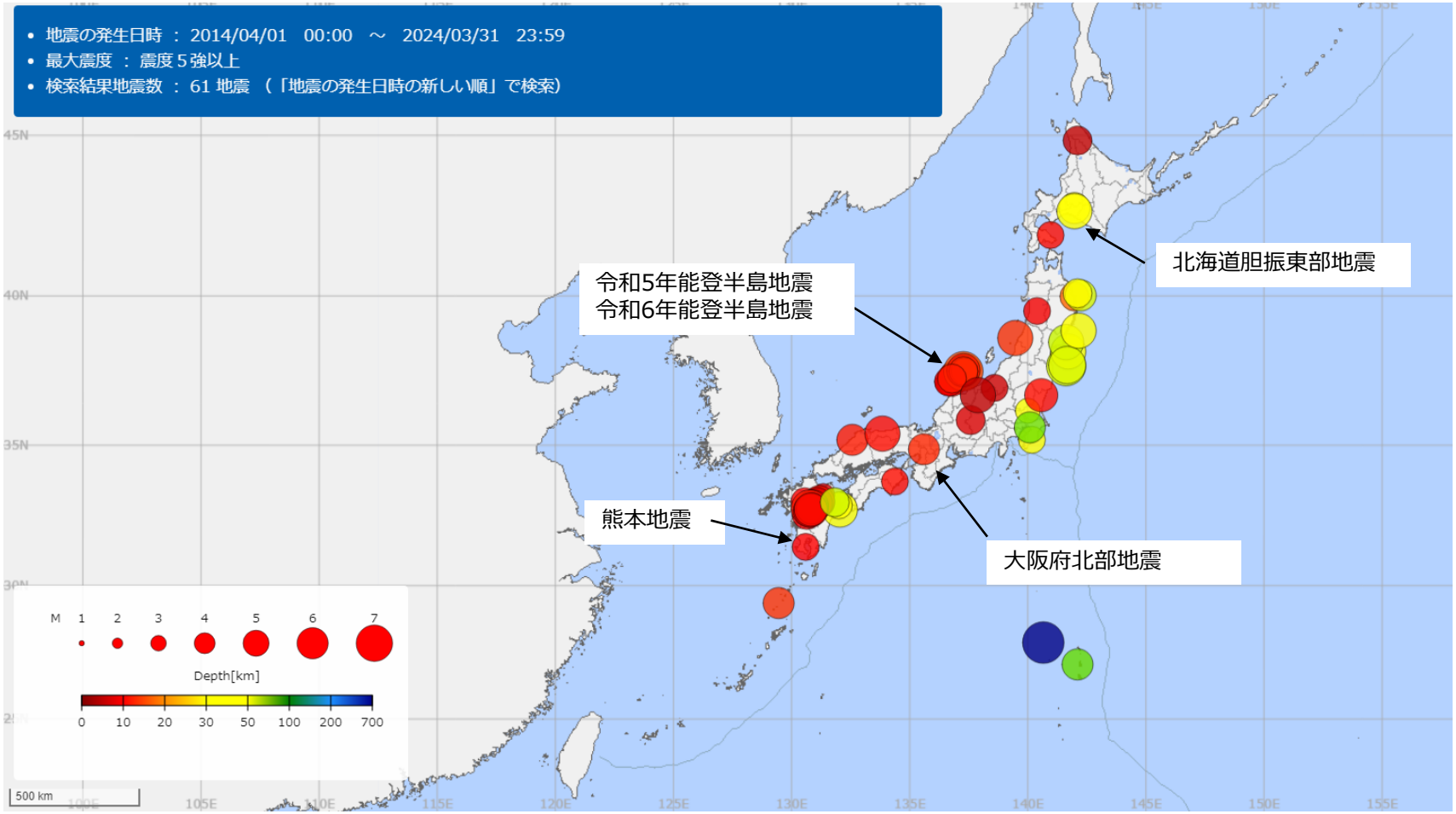
都道府県名	箇所数
滋賀県	466
京都府	614
大阪府	2,399
兵庫県	6,146
奈良県	966
和歌山県	1,914
鳥取県	308
島根県	1,305
岡山県	4,012
広島県	6,859
山口県	1,239
徳島県	363
香川県	3,049
愛媛県	1,740
高知県	211
福岡県	3,507
佐賀県	1,406
長崎県	719
熊本県	837
大分県	1,027
宮崎県	422
鹿児島県	246
沖縄県	45
合計	52,701

※令和6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指定個所数
https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/attach/pdf/koujitokusohou-12.pdf

ため池の被害事例～地震～

- 2013年～2023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。



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

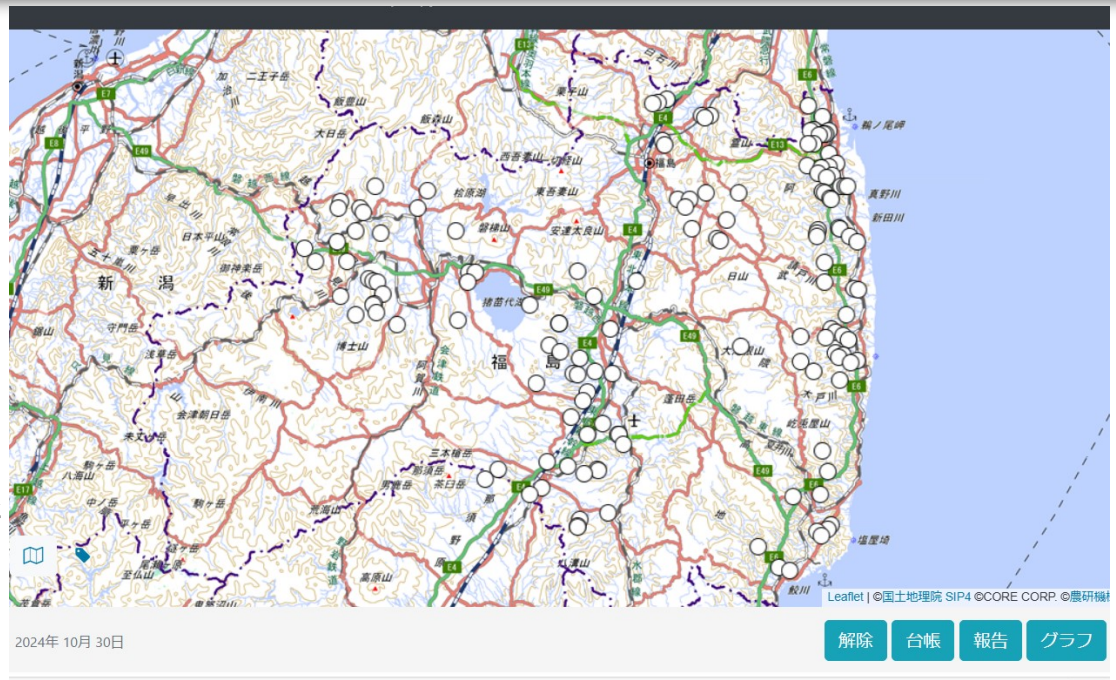
	改修工事	廃止工事	合計
北海道	34	4	38
青森県	28	18	46
岩手県	42	13	55
宮城県	46	37	83
山形県	37	27	64
福島県	121	22	143
茨城県	18	2	20
栃木県	1	1	2
群馬県	36	2	38
千葉県	24	0	24
東京都	2	0	2
神奈川県	0	0	0
新潟県	278	41	319
石川県	93	0	93
福井県	67	38	105
山梨県	61	0	61
長野県	13	33	46
岐阜県	130	63	193
愛知県	405	13	418
三重県	175	30	205
滋賀県	127	25	152
京都府	40	20	60

	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

ため池防災工事等推進計画～滋賀県の事例～

ため池が3,974箇所
防災重点農業用ため池が1,371箇所
県内に広く分布
（ため池防災支援システム令和6年10月末時点）



ため池位置図（ため池防災支援システム）

（1）劣化状況・地震・豪雨耐性評価の推進計画

特措法期間内
前期（R3～R7）に評価：1,359箇所

（2）地震・豪雨耐性評価を優先的に実施すべき要件（知事特認）

①洪水吐が無い又は洪水吐の断面が不足しているため池。
②浸水想定範囲に以下のものを含んでいるため池
・国道、県道、JR等の鉄道路線、人家（DID地区）
③市町村町が特に必要と認めるため池

（3）防災工事

防災工事の推進計画　前期（R3～R7）に評価：35箇所　　前期（R3～R7）に評価：22箇所
後期（R8～R12）に評価：86箇所

福島県防災重点農業用ため池に係る防災工事等推進計画
より引用（https://www.pref.fukushima.lg.jp/uploaded/life/756335_2157745_misc.pdf）

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



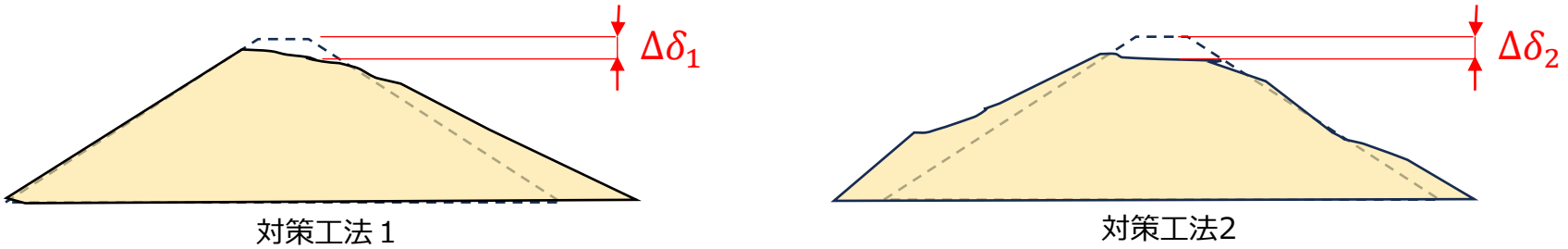
①堤体と常時満水位との標高差
②堤体と設計洪水位との標高差
③1.0m

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

堤体変形形状の評価

- 許容沈下量に対する算定した沈下量の評価は、堤体の越流破壊に対する安全性について検討することは可能。
- しかしながら、限定された損傷つまり機能の回復が速やかに行い得るか否かの評価が困難。
- 防災工事において設計時に検討する対策工法において算定した沈下量が同じでも堤体変形の程度によって被災後の復旧工事の容易性は異なる。



対策工法１　　対策工法2

地震後の堤体変形

$\Delta\delta_1$=$\Delta\delta_2$の場合であっても、被災後の復旧工事の容易性は同じではない

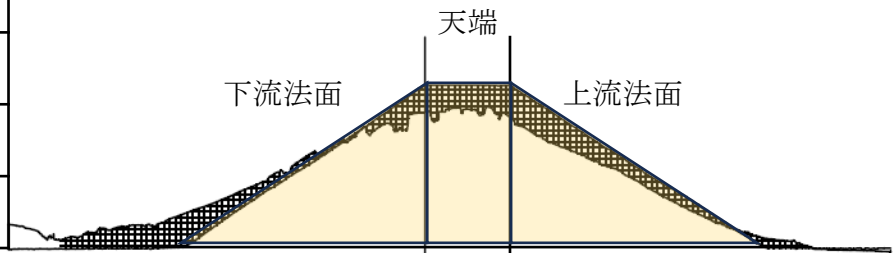
$$\text{断面変形率}=\frac{\text{地震により変化した断面積}}{\text{初期断面積}}$$

引用：2024年度農業農村工学会大会講演会、ため池堤体の変形挙動に関する動的遠心載荷模型実験

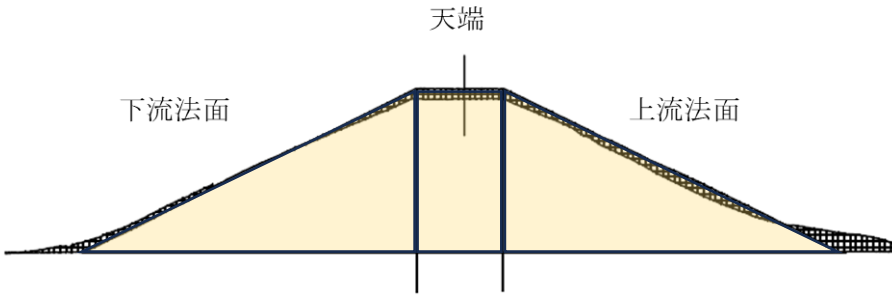
断面変形率の評価

- 堤高10m相当の堤体の地震後の変形形状を遠心載荷実験により計測。
- 無対策と前刃金土の堤体模型の沈下量は同程度であったが、断面変形率は前刃金土の方が小さい。
- レベル2地震動の復旧工事の容易性の評価や対策工法の補強効果の検証に有効。

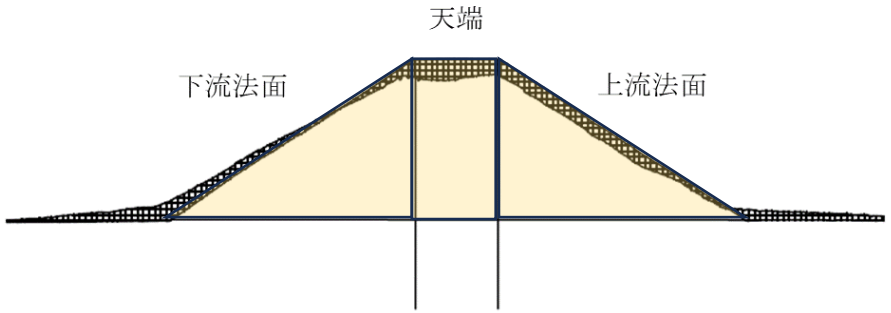
	沈下量	断面変形率		
		上流法面	天端	下流法面
無対策	1.295m	21.8 %	16.5 %	30.3 %
押さえ盛土	0.65 m	13.4 %	6.2 %	5.5 %
前刃金土	1.228 m	17.9 %	11.4 %	17.5 %



Case 1　無対策



Case 2　押さえ盛土



Case 3　前刃金土

引用：2024年度農業農村工学会大会講演会、ため池堤体の変形挙動に関する動的遠心載荷模型実験

L2地震動安定計算手法

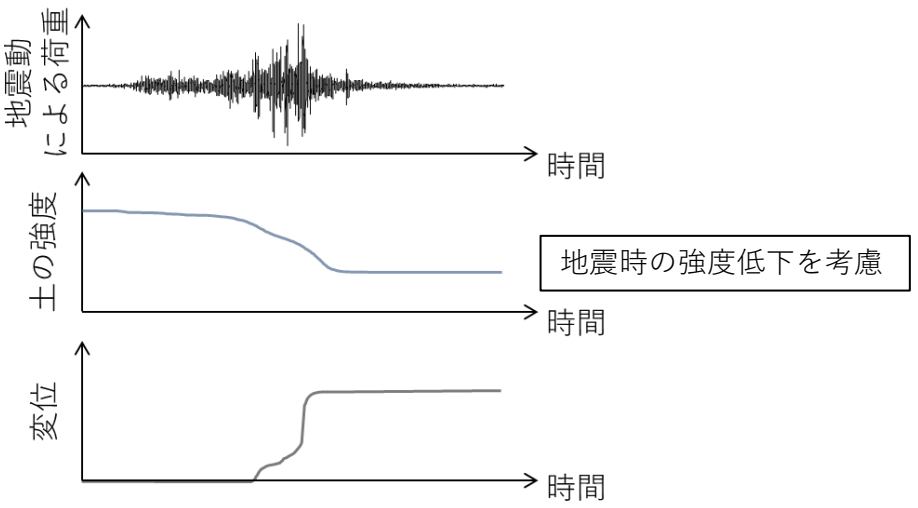
①動的応答解析（有限要素法）
ALID、FLIP、LIQCA

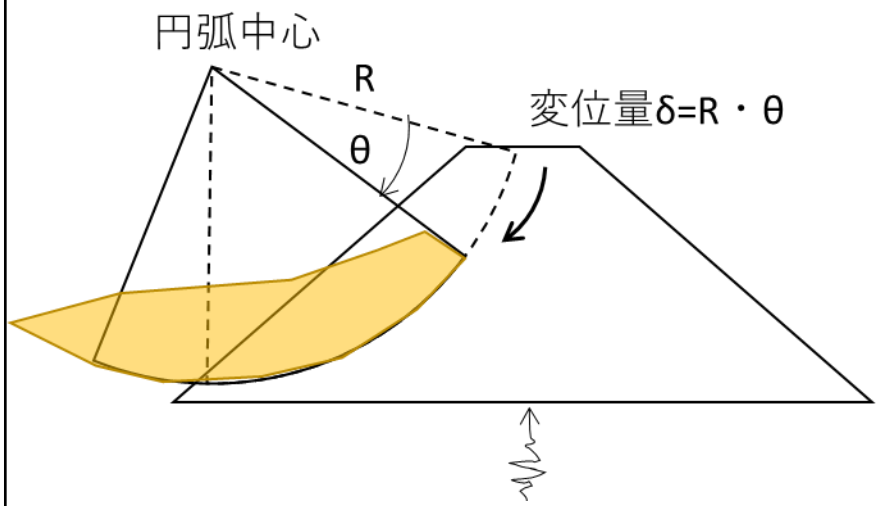
②塑性すべり解析
詳細ニューマークD法
SIPニューマークD法

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

ニューマークD法

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





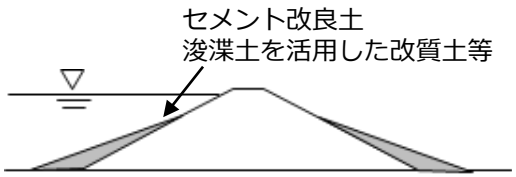
ニューマークD法の適用条件

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

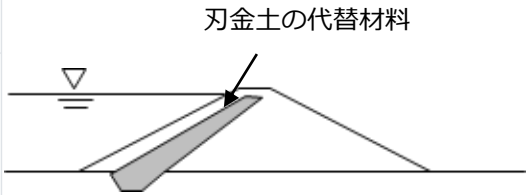
ニューマーク-D法の適用

詳細ニューマーク-D法およびSIPニューマーク-D法の適用上の一例

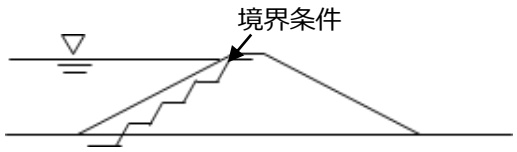
堤高	堤体の状況	適用する手法	必要な調査・試験	備考
H≧10m		詳細ニューマーク-D法	・原位置試験 （PS検層、密度検層、標準貫入試験等） ・コアサンプリング ・物理試験一式 ・締固め試験 ・詳細ニューマーク-D法適用に必要な室内土質試験一式	
	堤体構造が複雑な場合	詳細ニューマーク-D法		
5m≦H＜10m	堤体構造が 比較的単純な場合 （例えば、均一型等）	SIPニューマーク-D法	・原位置試験 （PS検層、密度検層、標準貫入試験等） ・コアサンプリング ・物理試験一式 ・締固め試験 ・圧密非排水試験	堤体の地層構成、地質モデルおよび強度低下モデルに適用する締固め度を含む土質特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

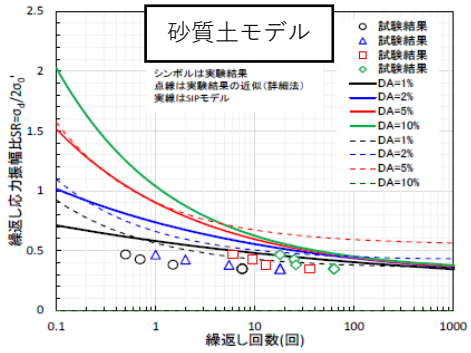


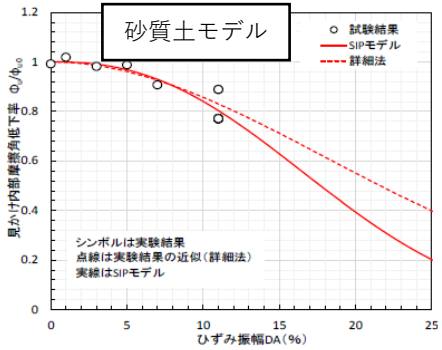
ベントナイトシート工法

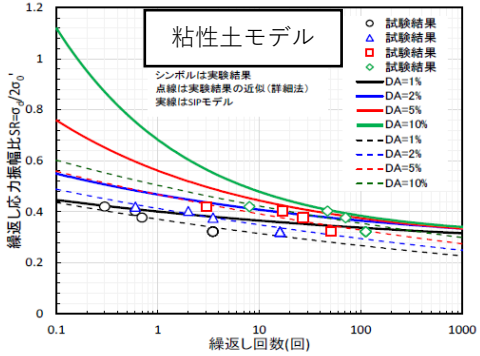
SERID研究会HP：ニューマーク-D法の適用より引用、http://www.serid.jp/newmark-d/

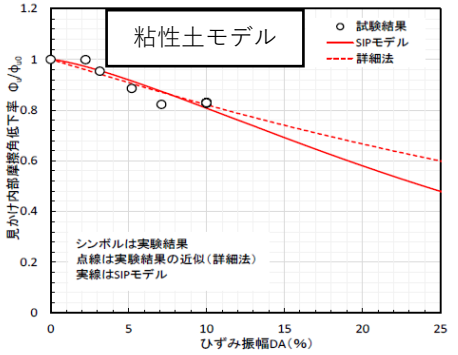
詳細ニューマークD法とSIP-NewDの違い

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。









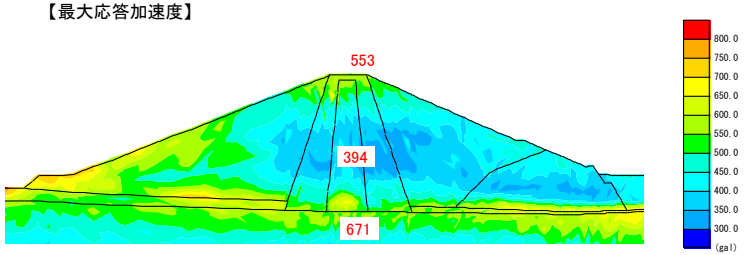
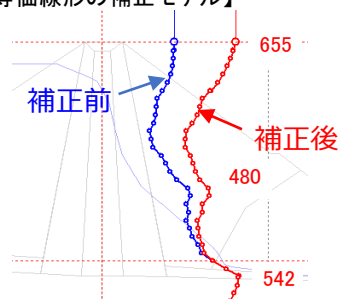
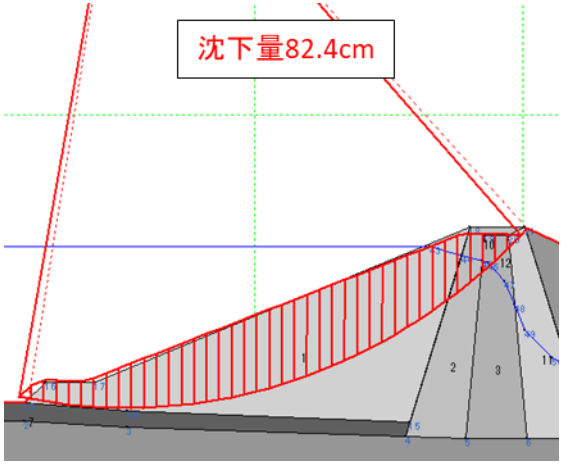
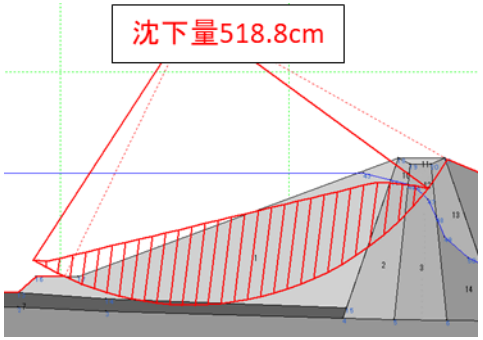
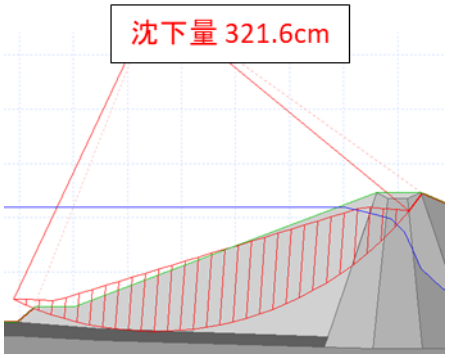
詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析比較一覧

- 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（28/約150）

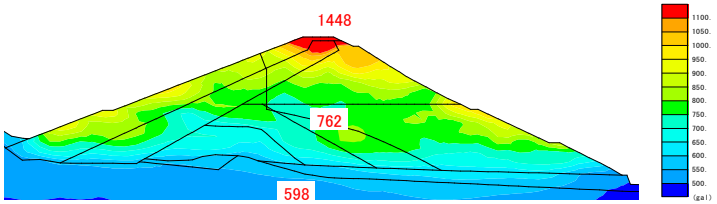
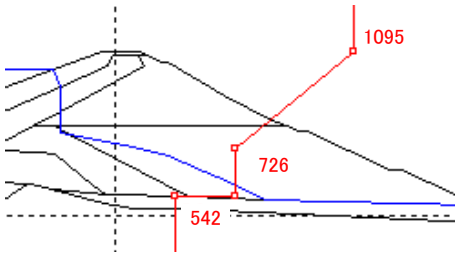
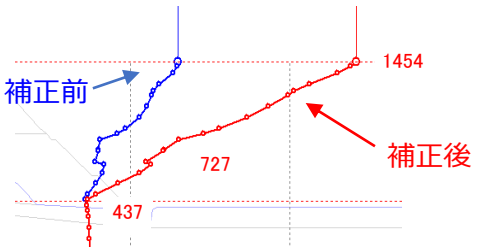
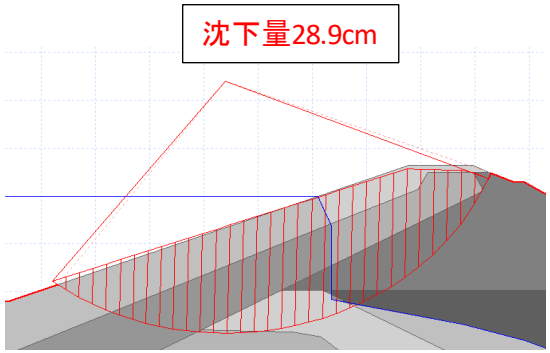
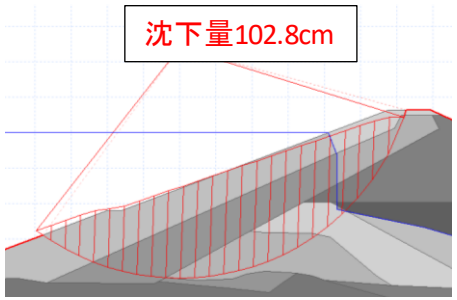
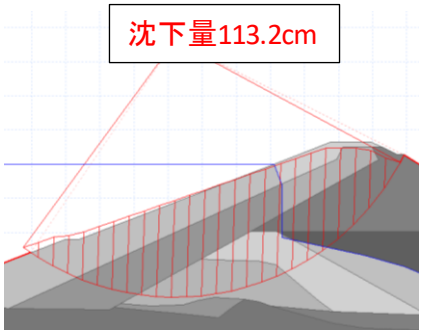
ため池No.	堤高 (m)	許容沈下量 (m)	検討 ケース	詳細法	SIP 1 バイリニア推定	SIP2 1次元等価線形 解析補正
1	6.4	1.8	上流	○	○	○
2	33.1	3.4	上流	○	○	○
3	27.8	2.7	上流	○	○	○
4	13.3	1.5	上流	○	○	○
5	15.1	2.2	上流	○	○	○
6	13.2	2.3	上流	○	○	○
7	15.2	3.3	上流	○	○	○
8	13.2	2.3	上流	○	○	○
9	12.4	2	上流	○	○	
10	12.5	2.7	上流	○	○	
11	13.5	2.8	上流	○	○	
12	13.2	2	上流	○	○	
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	8.2	1.8	上流	○	○	
21	25.2	2.5	上流	○	○	
22	25.2	2.5	上流	○	○	
23	21.7	3.1	上流	○	○	○
24	14.4	3.2	上流	○	○	○
25	26.2	3.2	上流	○	○	○
26	13.5	2.7	上流	○	○	○
27	25.2	2.5	上流	○	○	○
28	22	3.3	上流	○	○	○

※上流側を対象に結果を比較。複数の波形で解析したため池は沈下量が大きいケースを採用。

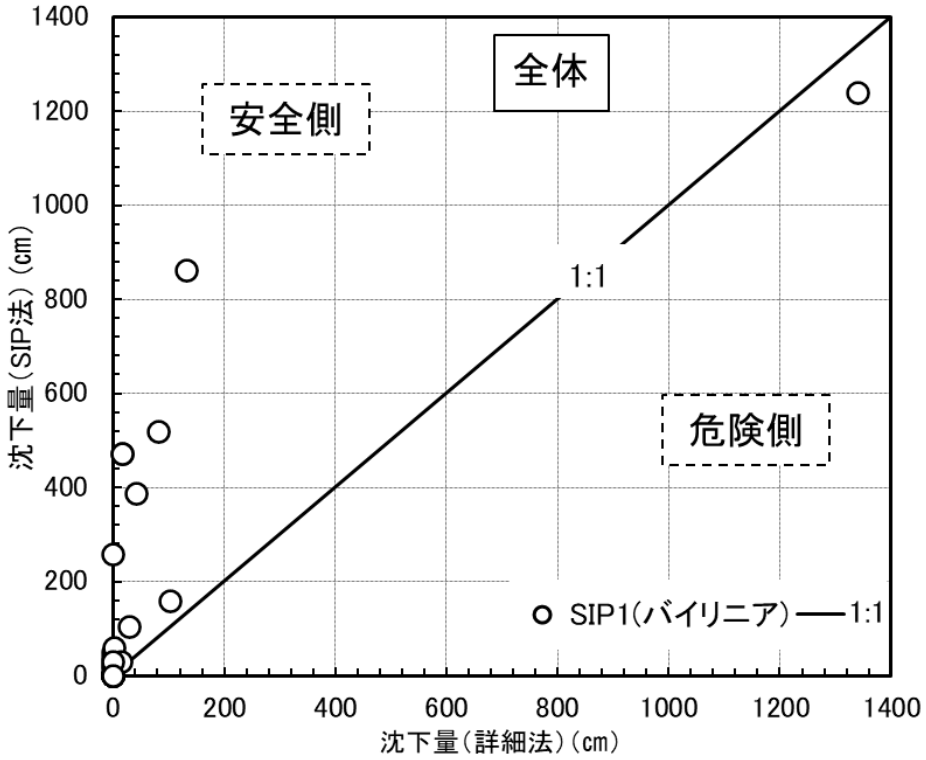
詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果比較

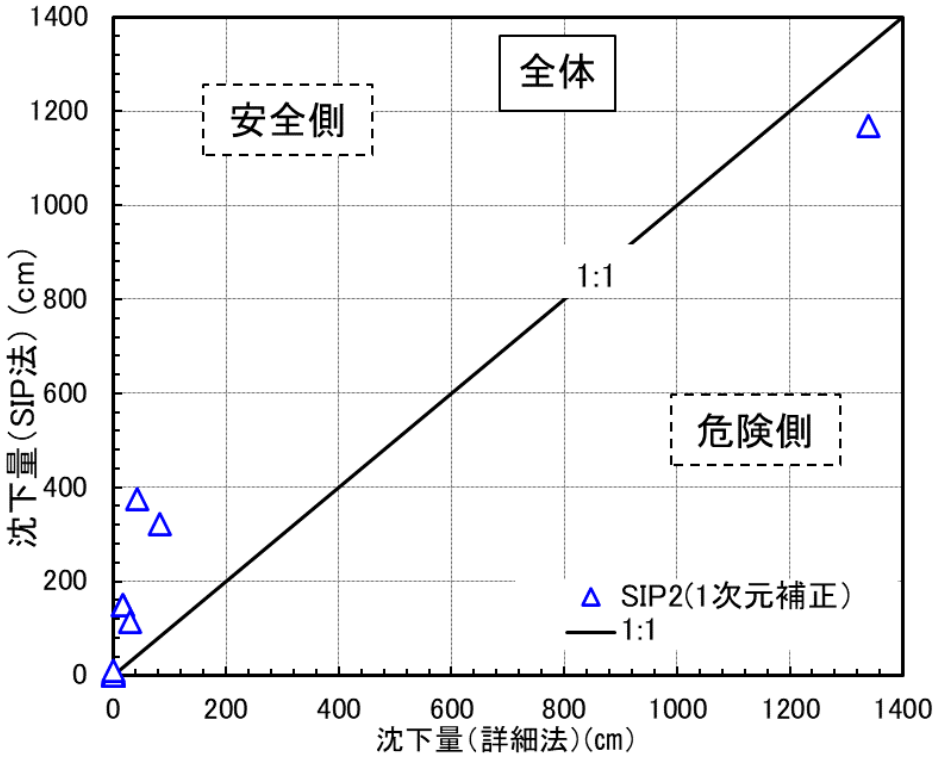
詳細ニューマークD法	SIPニューマークD法	
ため池No.3 堤高：27.8m 許容沈下量：2.7m	①修正震度法等に基づき，堤体内地震増幅率分布を推定（バイリニア）	②一次元等価線形解析の結果を補正して二次元状態に適用
【最大応答加速度】 	SIP1：【バイリニアモデル】 	SIP2：【1D等価線形の補正モデル】 
		
OK	NG	NG

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.25 堤高：26.2m 許容沈下量：3.2m 【最大応答加速度】  	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） SIP1：【バイリニアモデル】  	②一次元等価線形解析の結果を補正して二次元状態に適用 SIP2：【1D等価線形の補正モデル】 
 OK	 OK	 OK

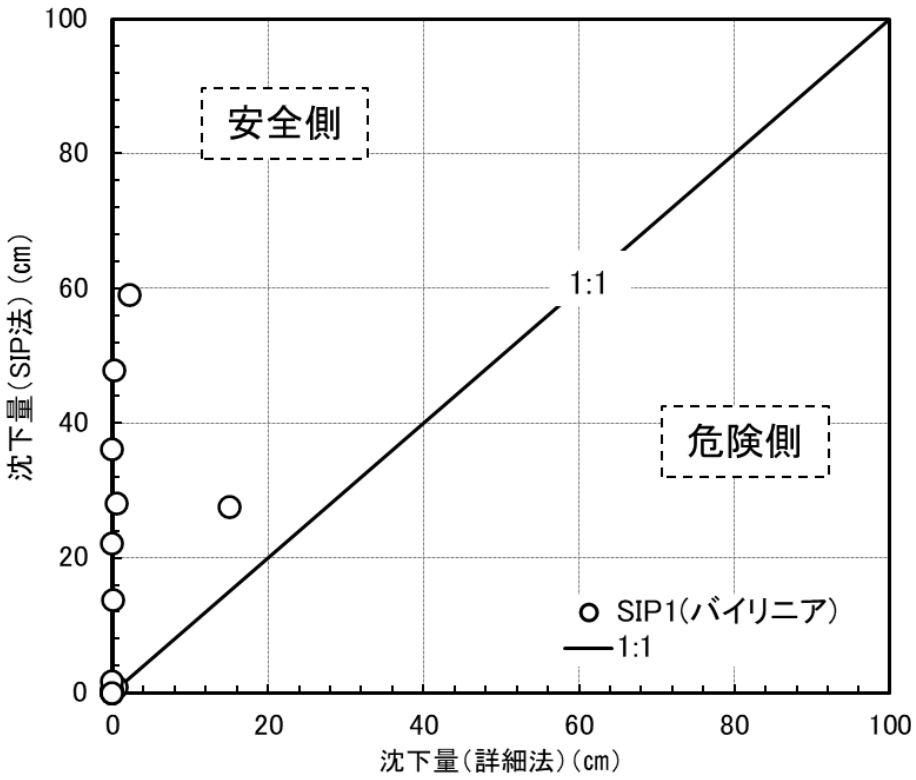
詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価

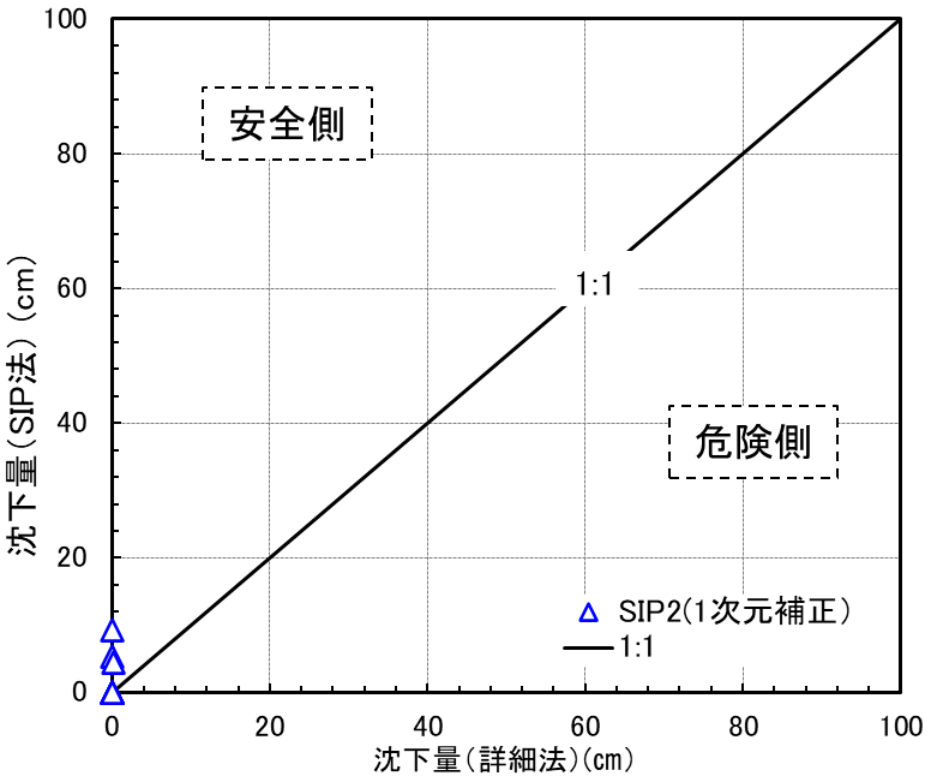




- 詳細法と比較して、SIP法（バイリニア）の方がSIP（1次元補正）より安全側
- 沈下量が10mを超える場合、SIP法の結果は危険側となる。

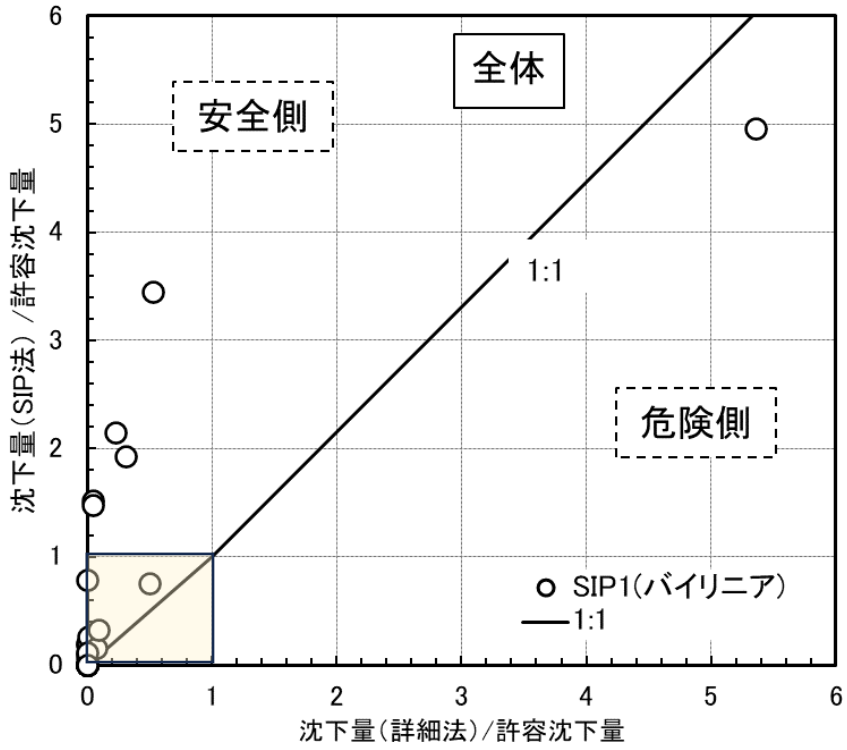
詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価

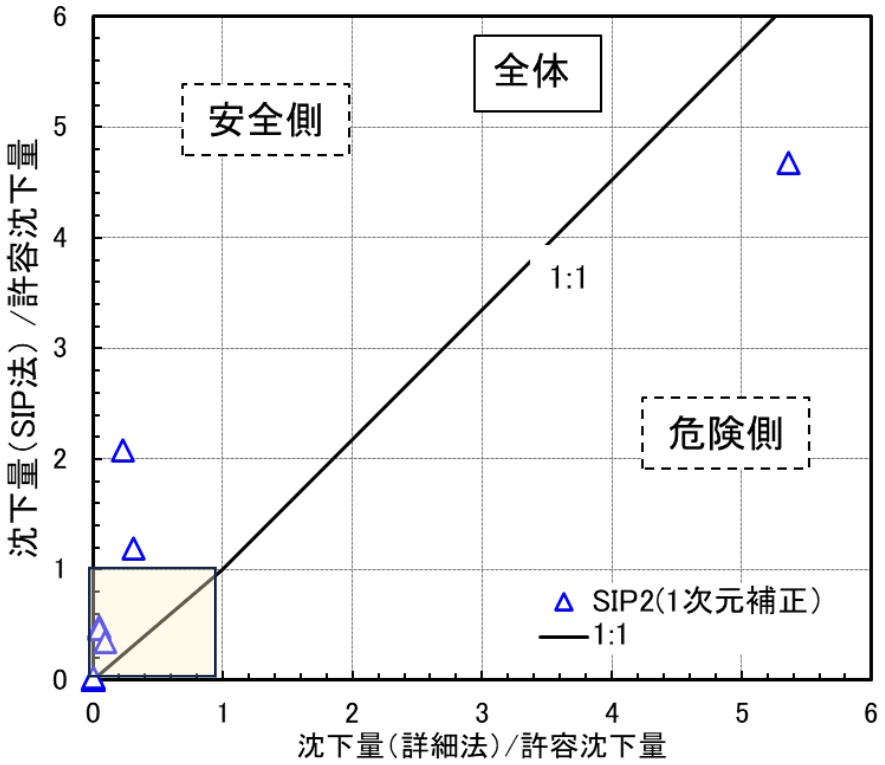




- 詳細法の沈下量がほとんど発生しないケースについては、SIP法（バイリニア）では沈下量が60cm程度発生するが、SIP法（1次元補正）では、10cm程度の結果となった。

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価





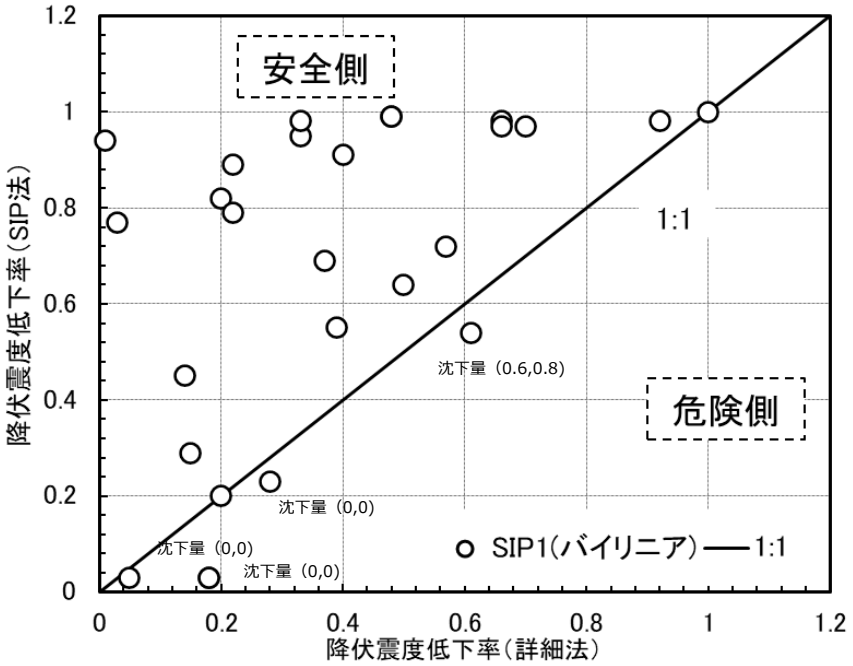
- 詳細法、SIP法で算定した沈下量を許容沈下量で割って、1未満であれば耐震性能を満足することとなる。

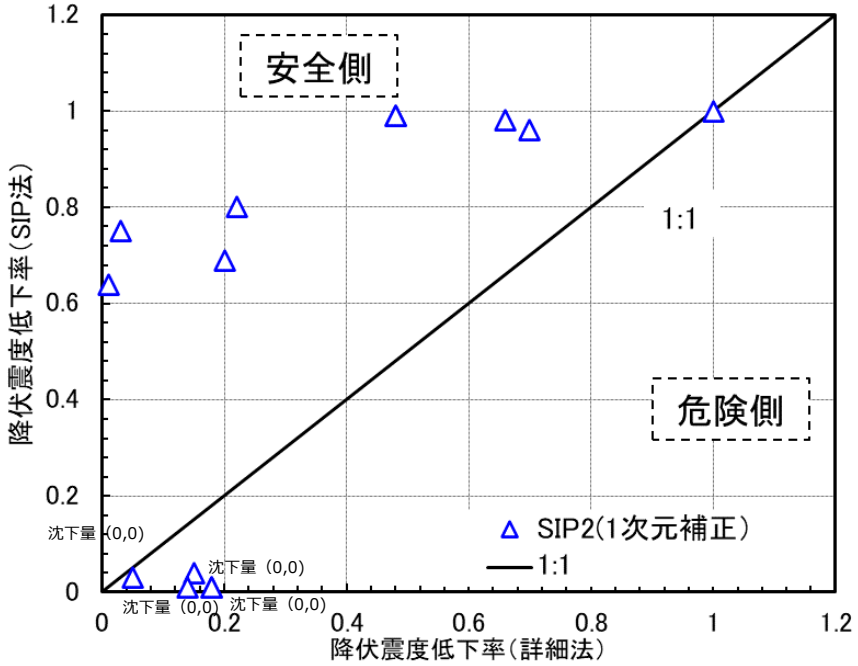
詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価

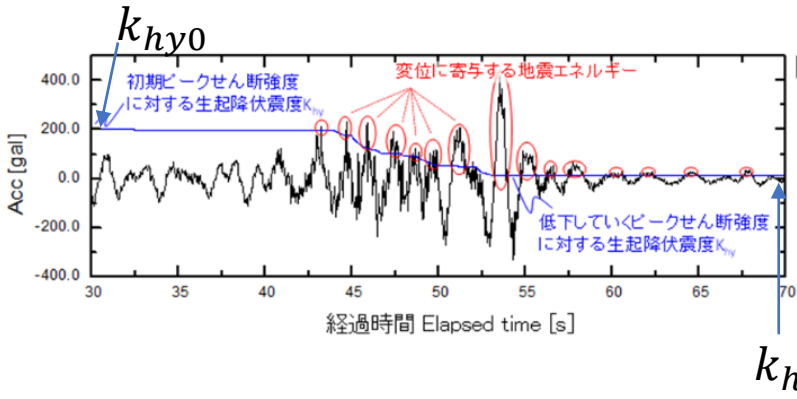
ため池No.	堤高 (m)	許容沈下量 (m)	沈下量比 詳細法	沈下量比 SIP1 バイリニア推定	沈下量比 SIP2 1次元等価線形 解析補正
1	6.4	1.8	0.23	2.15	2.08
2	33.1	3.4	0	0	0
3	27.8	2.7	0.31	1.92	1.19
4	13.3	1.5	0	0	0
5	15.1	2.2	0	0.1	0.02
6	13.2	2.3	0	0.06	0.02
7	15.2	3.3	0	0	0
8	13.2	2.3	0	0	0
9	12.4	2	0	0	
10	12.5	2.7	0	0.18	
11	13.5	2.8	0	0	
12	13.2	2	0	0	
13	16.1	1.8	0	0	
14	11	2.5	0	0	
15	11.4	1.9	0	0.19	
16	14	2.3	0.01	0.26	
17	22.8	2.4	0	0	
18	13.4	1.9	0	0.01	
19	18.5	2.1	0.5	0.75	
20	8.2	1.8	0.08	0.15	
21	25.2	2.5	0.53	3.44	
22	25.2	2.5	0	0.11	
23	21.7	3.1	0.05	1.52	0.49
24	14.4	3.2	0.05	1.47	0.47
25	26.2	3.2	0.09	0.32	0.35
26	13.5	2.7	0	0	0
27	25.2	2.5	5.36	4.95	4.68
28	22	3.3	0	0.78	0.03

SIP法のうち、
SIP1の方がやや安全側
SIP2の方が詳細法に
近い結果が得られる。

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価







回転に対する運動方程式

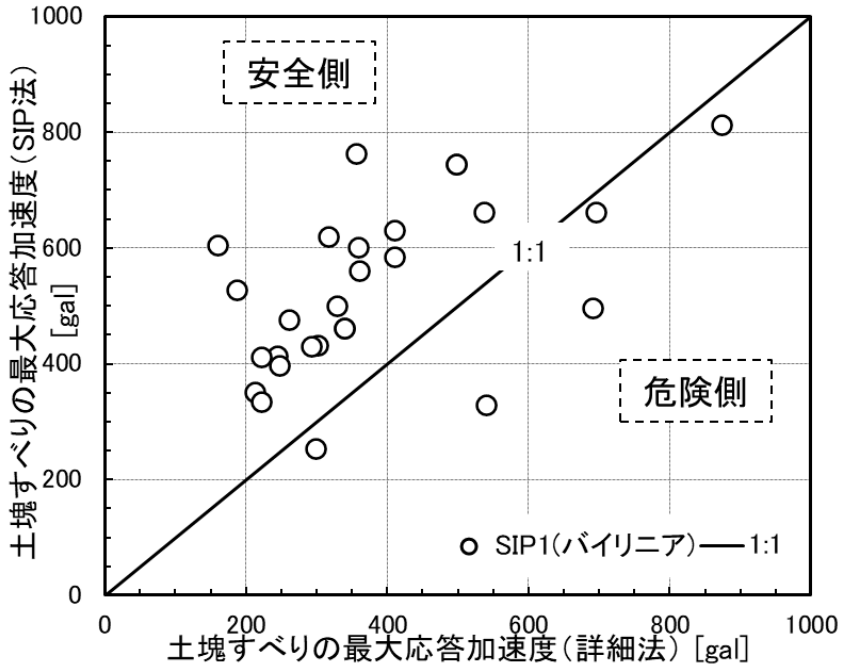
$$J \cdot \ddot{\theta} = M_d - M_r$$

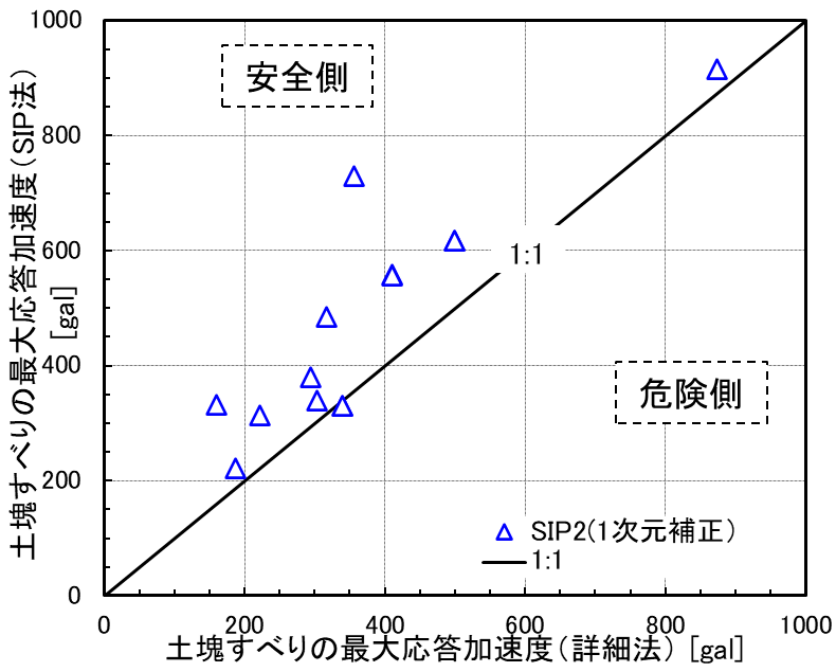
θ ： 回転角
Md ： 起動モーメント
Mr ： 抵抗モーメント
J ： 土塊すべりの慣性モーメント

$$\text{降伏震度低下率} = \frac{k_{hy0} - k_{hyf}}{k_{hy0}}$$

- 降伏震度低下率が小さい時に、詳細法と比較してSIP法の方が危険側の結果があるが、いずれも沈下がほとんど発生せず診断結果に影響を与えない。

詳細ニューマークD法とSIP-NewDの解析結果評価

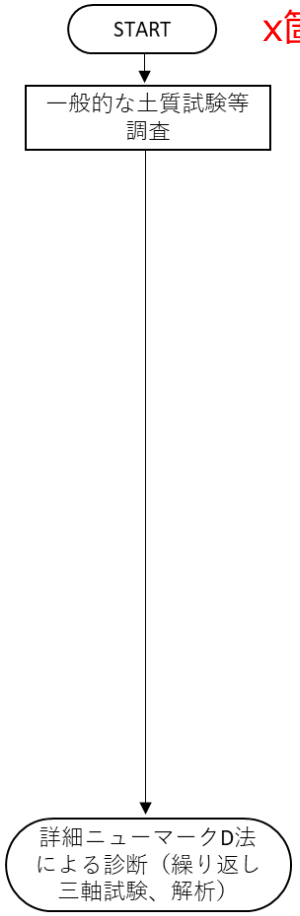




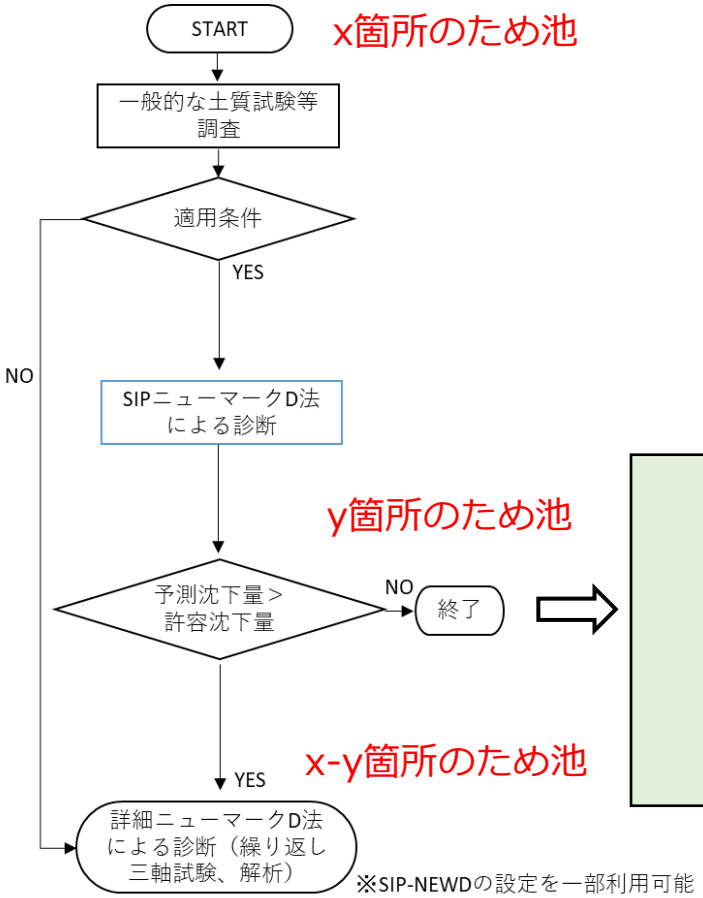
- 土塊すべりの最大応答加速度に着目すると、SIP1方と比較して、SIP2方の方が詳細法の結果に近い傾向がある。

SIPニューマークD法を用いた詳細診断する必要のあるため池の絞り込み

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



従来



SIP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

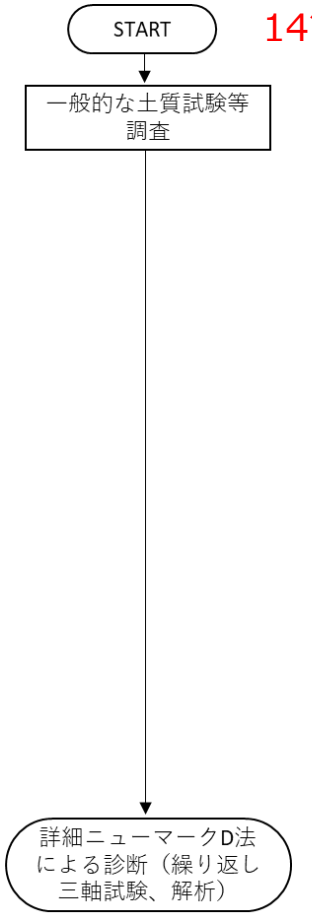
SIPニューマークD法を用いた詳細診断する必要のあるため池の絞り込み

絞り込み例

ため池No.	堤高 (m)	許容沈下量 (m)	沈下量比 SIP2 1次元等価線形解析補正		沈下量比 詳細法	沈下量比 SIP2 1次元等価線形解析補正
1	6.4	1.8	2.08	NG	0.23	OK
2	33.1	3.4	0	OK	0	OK
3	27.8	2.7	1.19	NG	0.31	OK
4	13.3	1.5	0	OK	0	OK
5	15.1	2.2	0.02	OK	0	OK
6	13.2	2.3	0.02	OK	0	OK
7	15.2	3.3	0	OK	0	OK
8	13.2	2.3	0	OK	0	OK
9	12.4	2				
10	12.5	2.7				
11	13.5	2.8				
12	13.2	2				
13	16.1	1.8				
14	11	2.5				
15	11.4	1.9				
16	14	2.3				
17	22.8	2.4				
18	13.4	1.9				
19	18.5	2.1				
20	8.2	1.8				
21	25.2	2.5				
22	25.2	2.5				
23	21.7	3.1	0.49	OK	0.05	OK
24	14.4	3.2	0.47	OK	0.05	OK
25	26.2	3.2	0.35	OK	0.09	OK
26	13.5	2.7	0	OK	0	OK
27	25.2	2.5	4.68	NG	5.36	NG
28	22	3.3	0.03	OK	0	OK

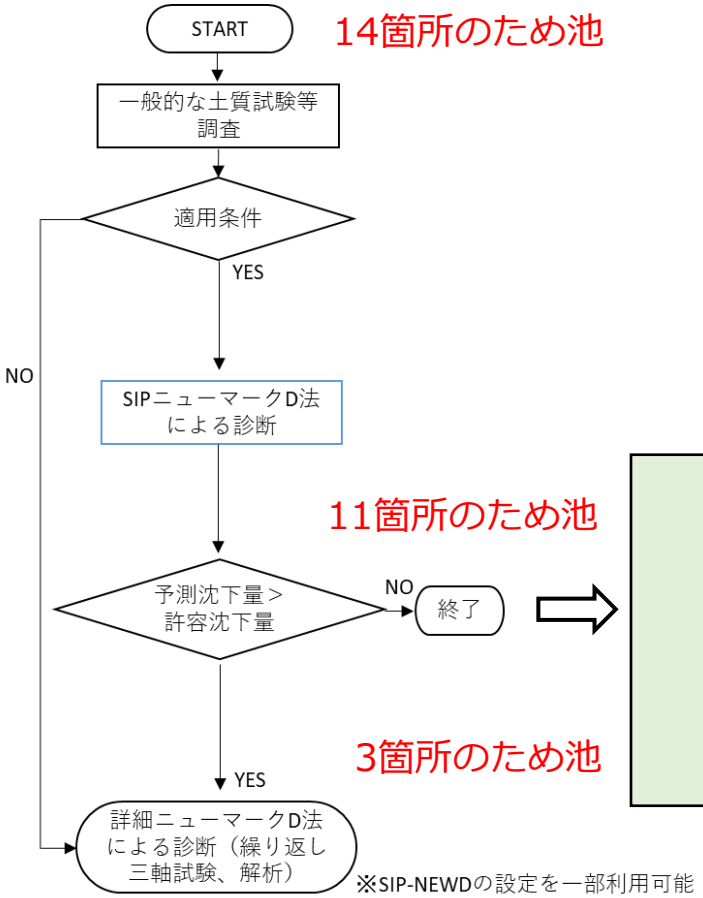
SIPニューマークD法を用いた詳細診断する必要のあるため池の絞り込み

・詳細法とSIP2の算定結果を用いた絞り込みの例



14箇所のため池

従来



14箇所のため池

11箇所のため池

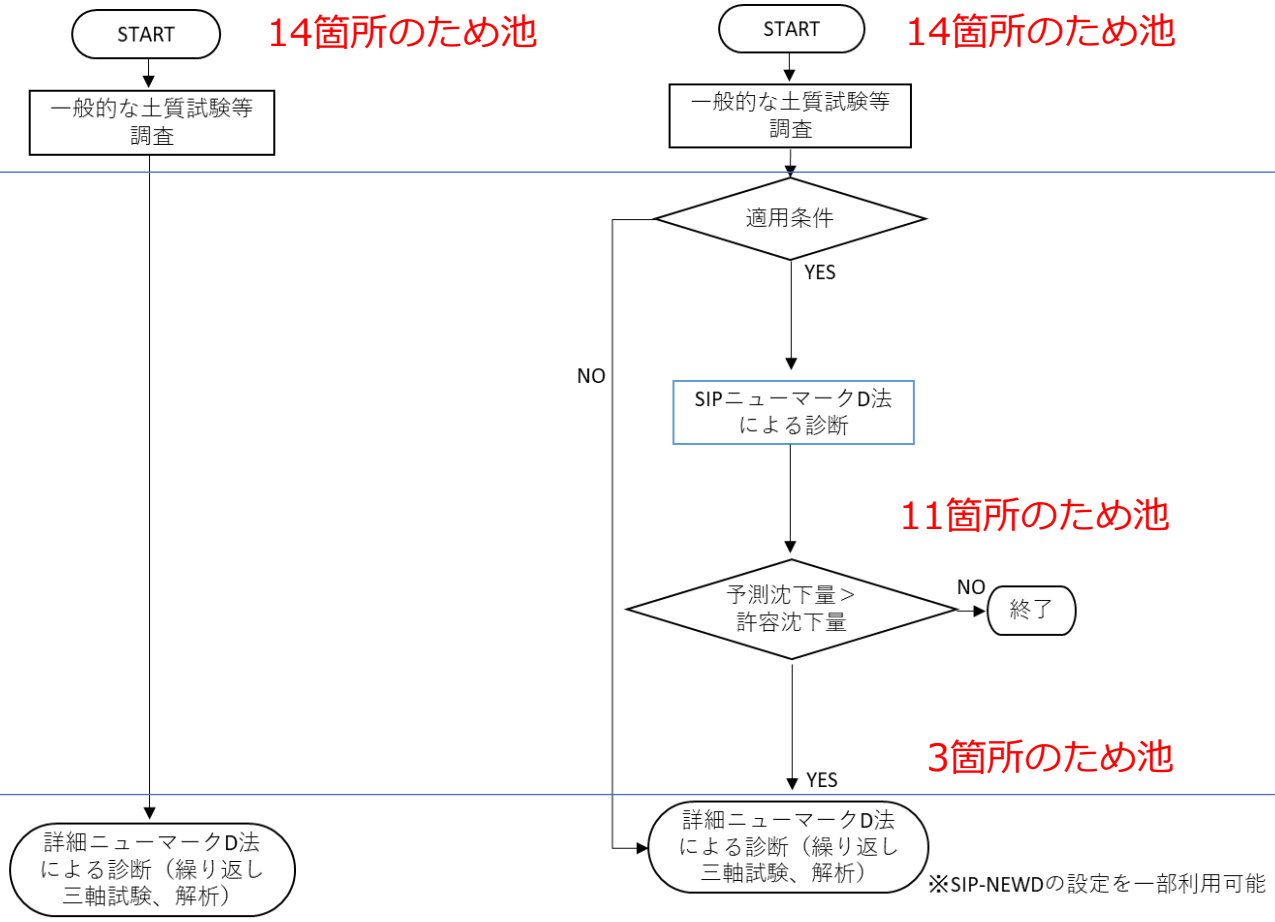
3箇所のため池

※SIP-NEWDの設定を一部利用可能

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

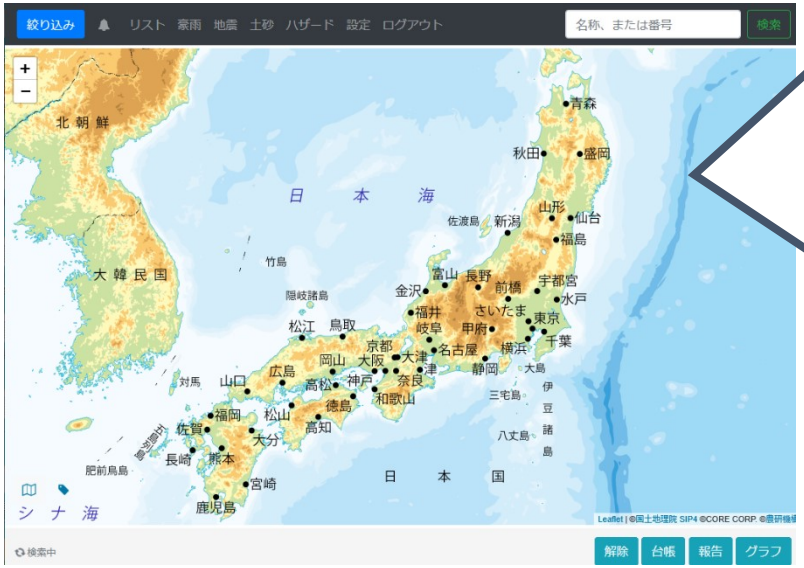
項目	金額	数量	合計
一般的な土質試験等調査	x	14	14x
SIP法解析業務	1.0β	14	14β
強度低下算定用土質試験	α	3	3α
詳細法解析業務	1.8β	3	5.4β

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。

ため池防災支援システム（サーバー版耐震診断システム）

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

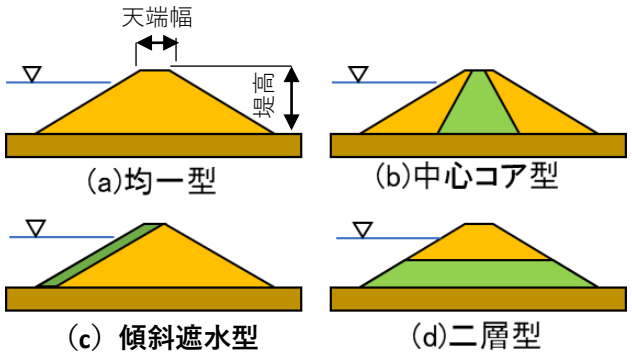
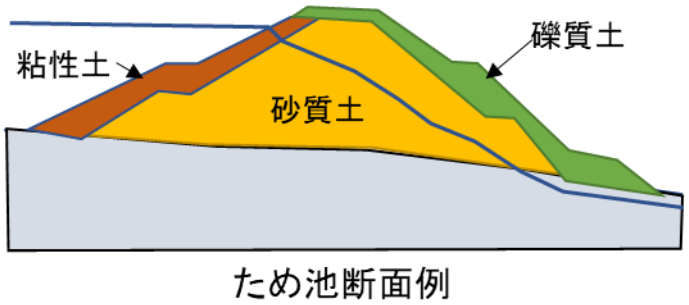
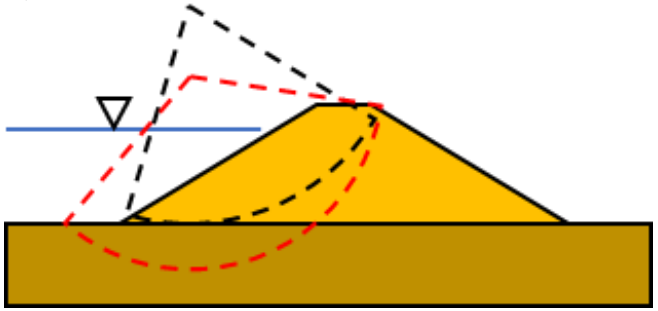
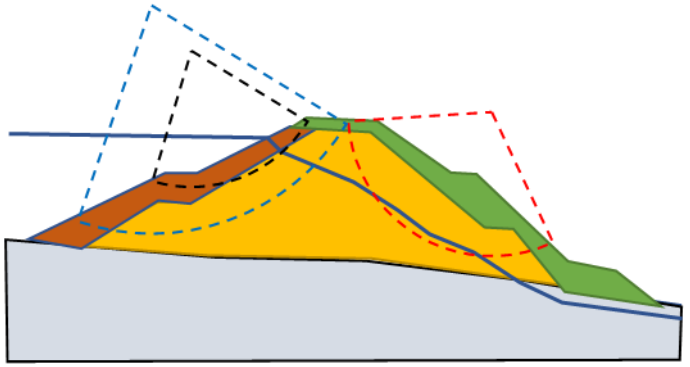


ため池防災支援システム



ため池防災支援システムのマニュアルについて
（農研機構）
https://www.naro.go.jp/laboratory/nire/contents/tameike_manual/index.html

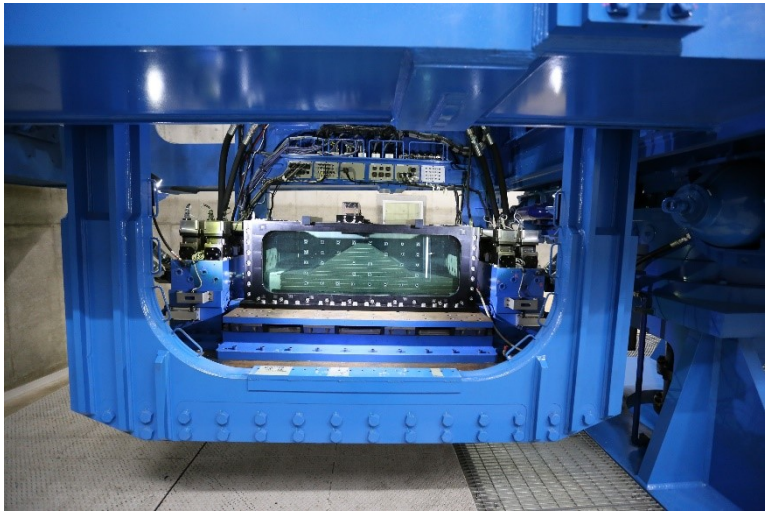
機能の比較

	サーバー版耐震診断システム (ため池防災支援システム)	SIP-NewD （PC版ソフトウェア）
堤体形状	以下の4種類の形状より選択。 堤高、天端幅、上・下流勾配は任意。 	任意形状  ため池断面例
解析範囲	2通りの範囲 円弧１：下流法肩と上流法先を通る円弧 円弧２：下流法肩を通り、地盤を通る円弧 	任意の円弧滑り面で計算可能 

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

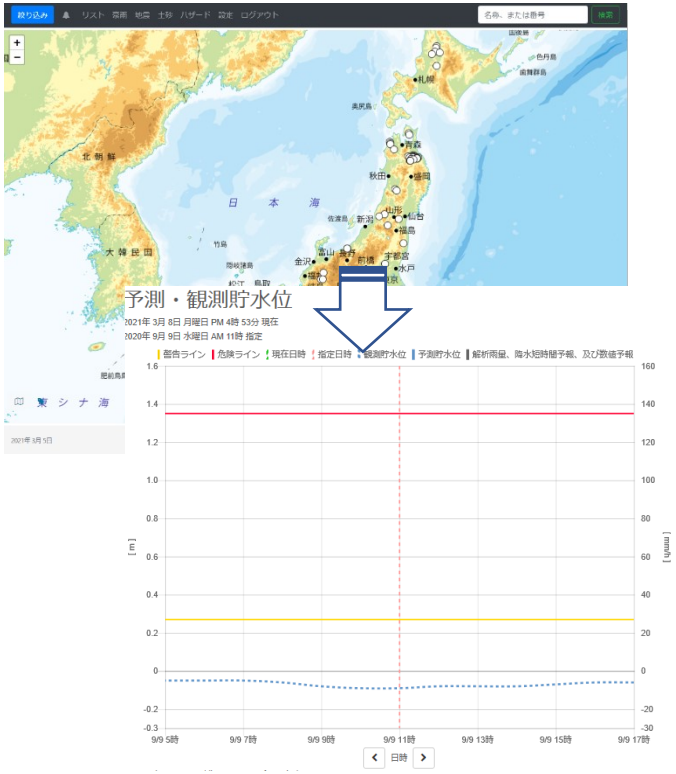






遠隔監視体制の整備の推進

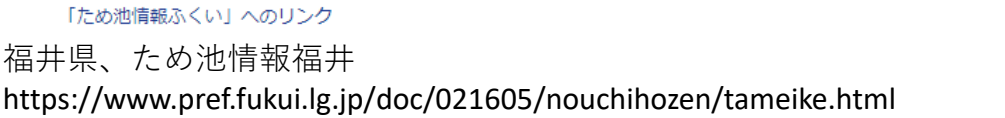
ため池の水位を計測するセンサーや監視カメラを設置して、ため池に異常がないか遠隔で監視する体制の整備が現在推進されている。



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



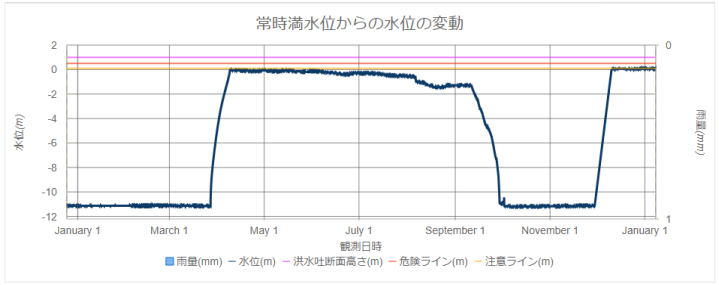
写真閲覧画面



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

約30のため池で監視カメラ、水位データが接続されている。

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）

ニューマーク法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
〇鈴　木　　聡

兼務：(株)複合技術研究所
解析技術部 次長

SERID技術講演会　2024年11月13日(水)
12:30～16:30、 ホテル福島グリーンパレス、福島

本日の講演内容

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被災
- 改定された「ため池整備」（平成27年5月）

②ため池等の耐震診断法
- ニューマークD法（すべり変形）の概要、計算例
- すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- 福島県藤沼ダムの検証事例

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

背景

東日本大震災における福島県内のため池の被災例

福島県のため池総数：4,040箇所、この内 745箇所が被災

（ため池総数は、令和3年7月現在の数値）

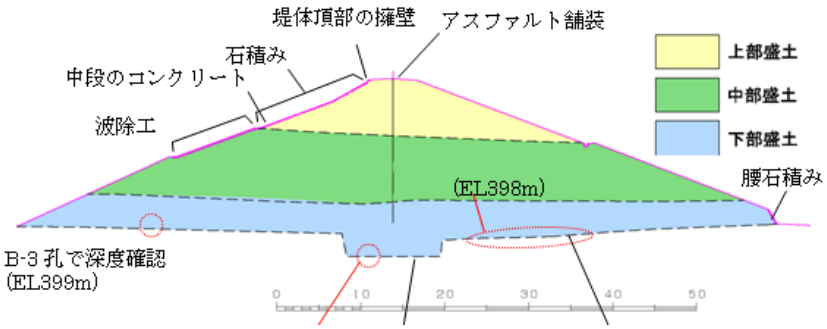
（東北地方太平洋沖地震：マグニチュード9.0　2011年3月11日14時46分）

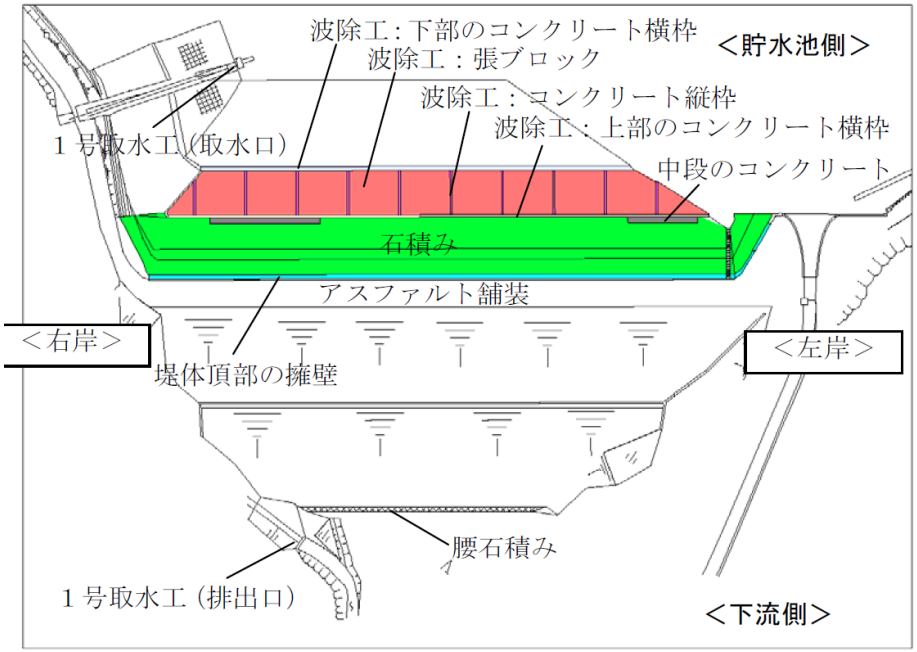
被害の程度	個所	名称	形式	堤高（m）	堤頂長（m）	貯水量（m^3）	竣工	主な被害
決壊	1	藤沼貯水池	上、中、下部の3層盛土	18.5	133	1,504,000	1948年	貯水が下流の住宅を直撃（8名の犠牲者）
	2	青田新池	均一型	8.3	275	17,000	1902年	天端にほぼ全面にクラック・下流斜面にすべり発生
	3	中池	均一型	11.4	85	35,000	1995年	底樋設置部分を中心に堤体はほぼ消失
クラック・すべり発生	1	三ツ森池	中心コア型	28.5	205	720,000	1939年	天端にほぼ全面に縦断クラック発生
	2	堂前池	均一型	6	84	36,150		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

東日本大震災によるため池の被害事例（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

出典：第1回ため池研究会（2013.11.12）講演会資料

福島県藤沼貯水池が地震によって決壊

藤沼貯水池の概要

- 農業用灌漑アースフィルダム(H=18.5 m ; L= 133.2m、中央コア・表面遮水壁は無い)
- 着工1937年4月; 第二次世界大戦で中断; 竣工1949年10月.
- 東日本大震災において越流による破堤; 尊い命が失われた

（2011年3月11日14時46分）　（死者7、行方不明1）



地震により決壊した藤沼貯水池
（堀俊和氏提供）

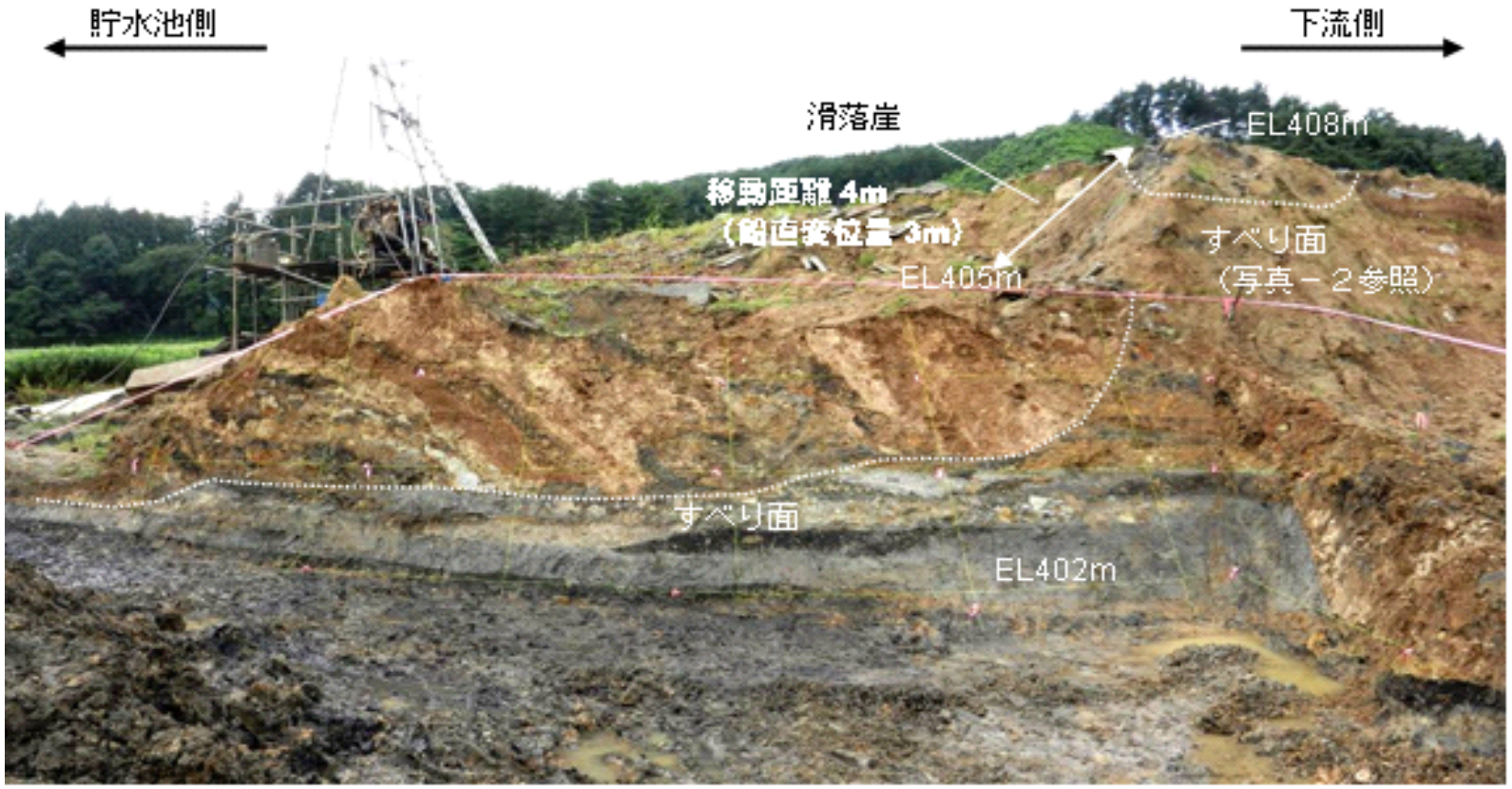
（地盤工学会第二次提言による）



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。

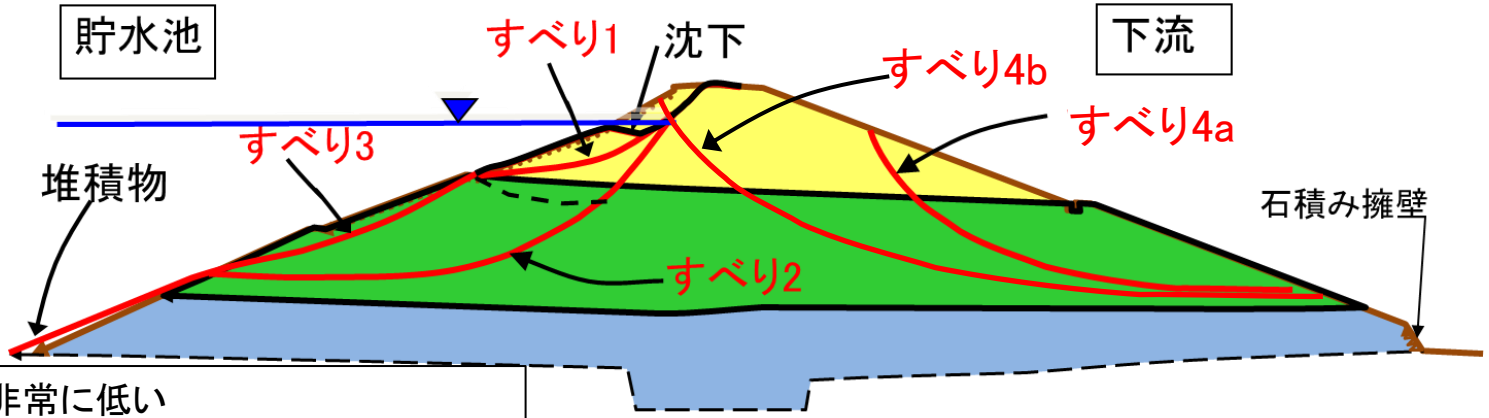
→ 藤沼貯水池の決壊は，主にすべり崩壊に起因する。



福島県藤沼本堤の上流側へのすべり6(福島県提供)

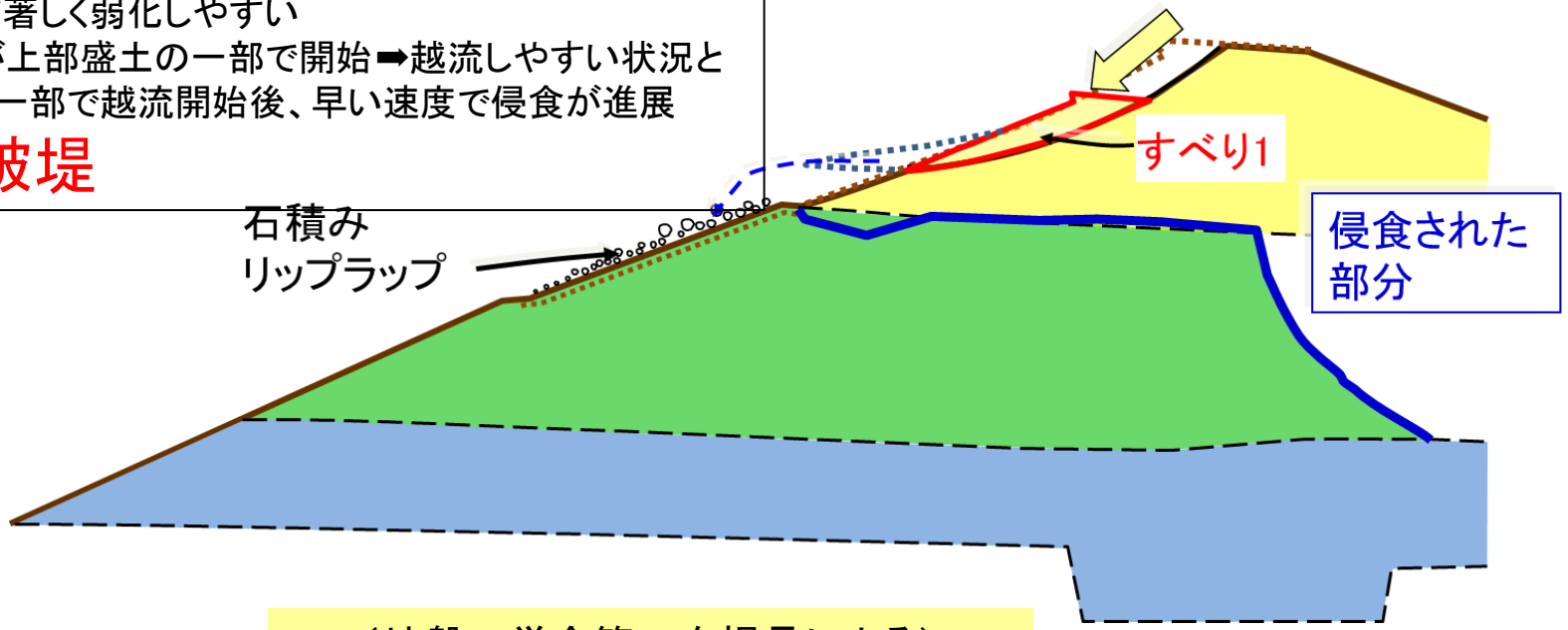
（地盤工学会第二次提言による）

決壊の原因（推定されたすべり線）



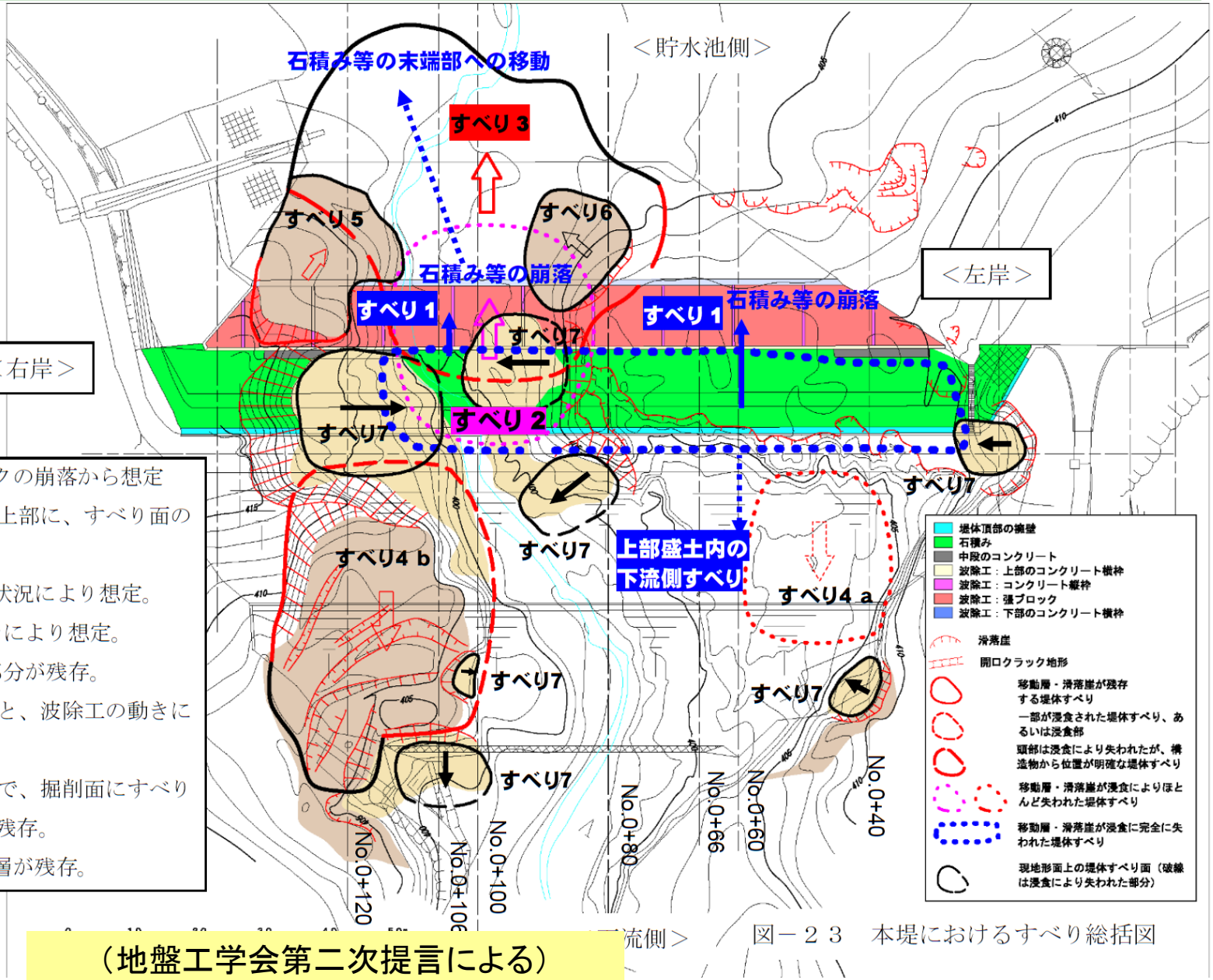
●全般的に締固め度が非常に低い
●上部盛土は透水しやすく、侵食されやすい砂質土
・締固め不足の場合は、地震時の非排水繰返し載荷によって著しく弱化しやすい
●崩壊が上部盛土の一部で開始➡越流しやすい状況となり、一部で越流開始後、早い速度で侵食が進展

➡ 破堤



（地盤工学会第二次提言による）

崩壊の原因（推定されたすべり線）



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

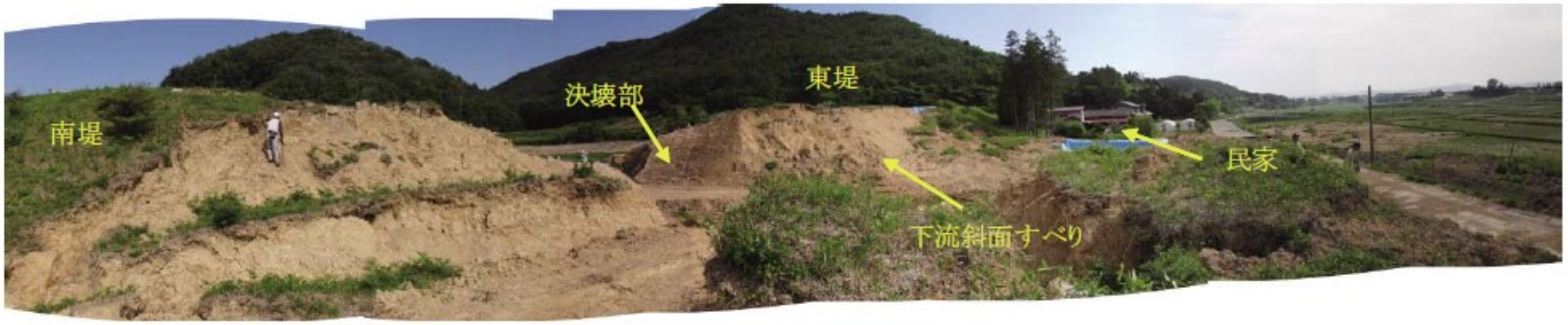
すべり名は想定される発生順に命名

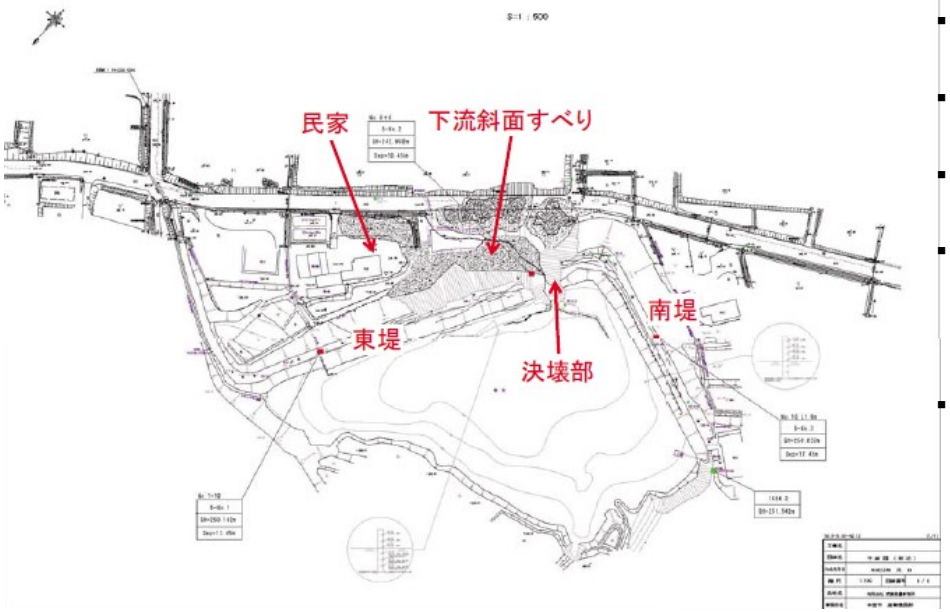
＜下流側＞

図－２３　本堤におけるすべり総括図

（地盤工学会第二次提言による）

青田新池の被災例（決壊）



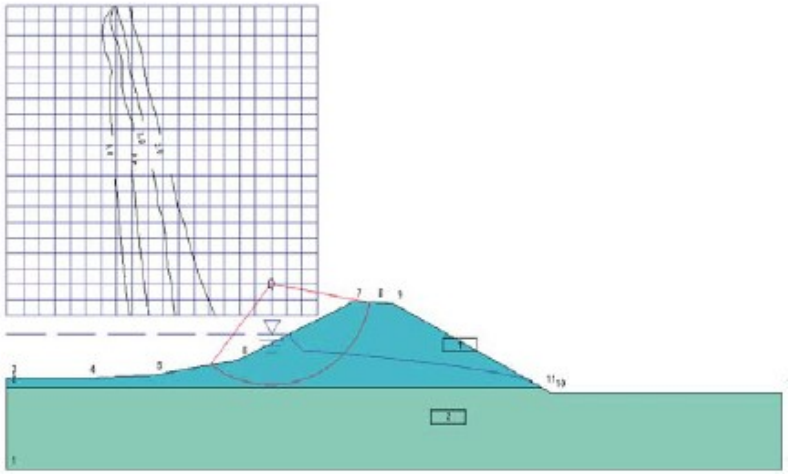


- 東堤と南堤の結合部である屈曲部で決壊
- 天端にはほぼ全面にクラックが入る。
- 東堤の下流斜面にすべりが発生
- 決壊による氾濫水は、民家の横を通り抜け、
  下流の水田、ため池（大谷池）まで流下した。
- 民家の二次災害は無し。

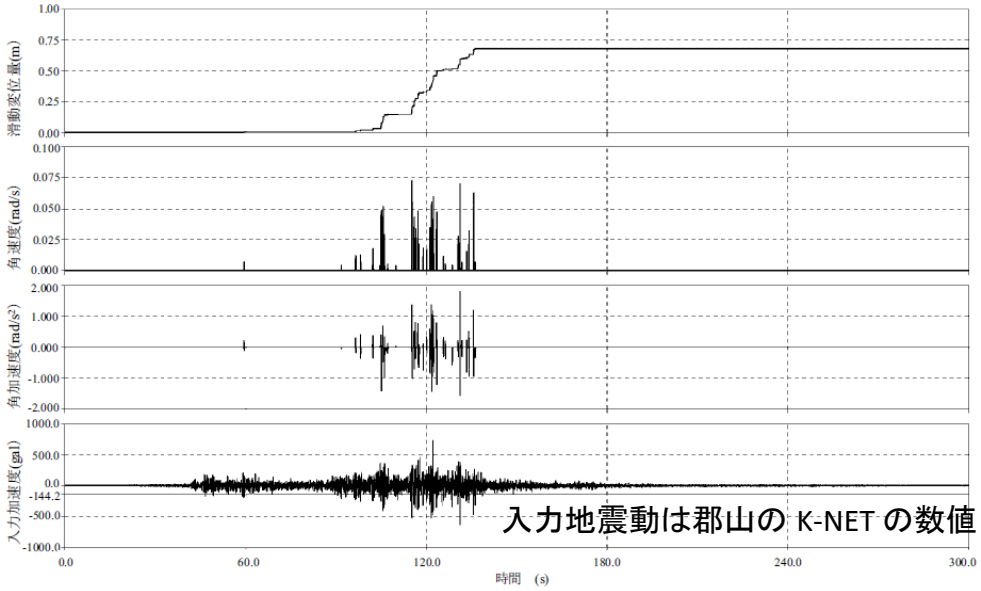
出典：農工研技報No.213,pp.175～199,2012

崩壊の原因（推定）

青田新池の安定解析
計算結果



従来のニューマーク法による青田新池の
滑動変位量計算結果



現行の解析法による計算結果の
まとめ

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

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

出典：農工研技報No.213,pp.175～199,2012

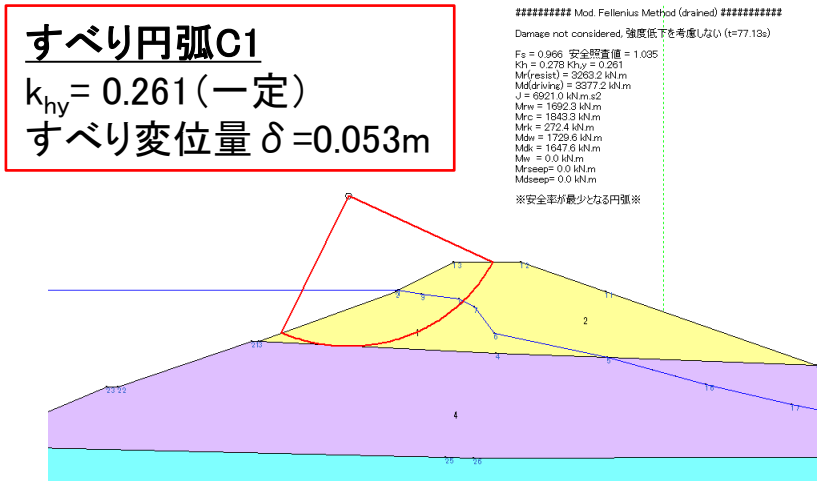
崩壊の原因（推定）

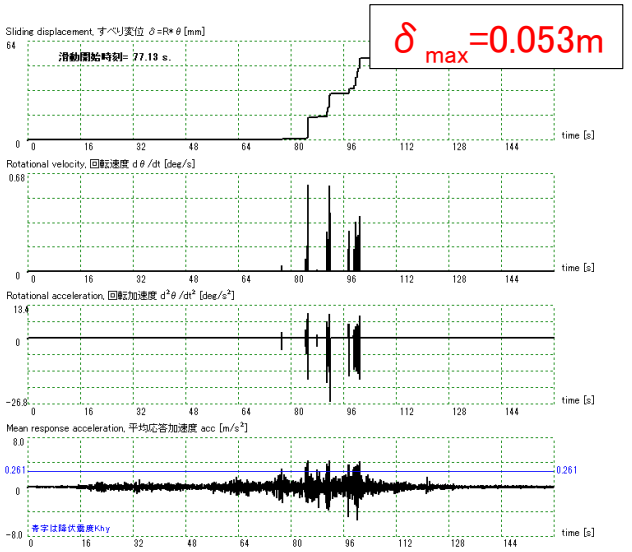
従来のニューマーク法による藤沼貯水池本堤の滑動変位量計算結果

すべり円弧C1

k_{hy}= 0.261（一定）

すべり変位量δ=0.053m

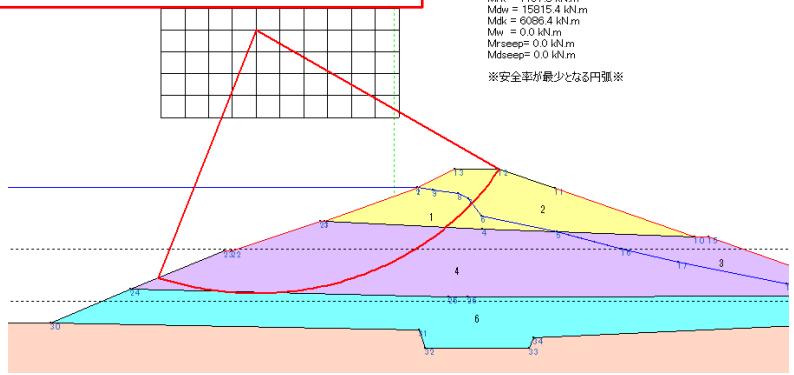


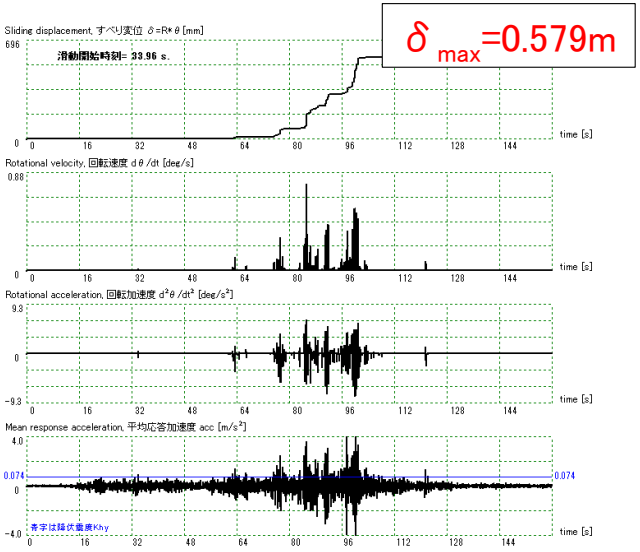


すべり円弧C2

k_{hy}=0.074（一定）

すべり変位量δ=0.579m





レベル2地震動による崩壊の原因検討

SERID 研究会
セリッド研究会

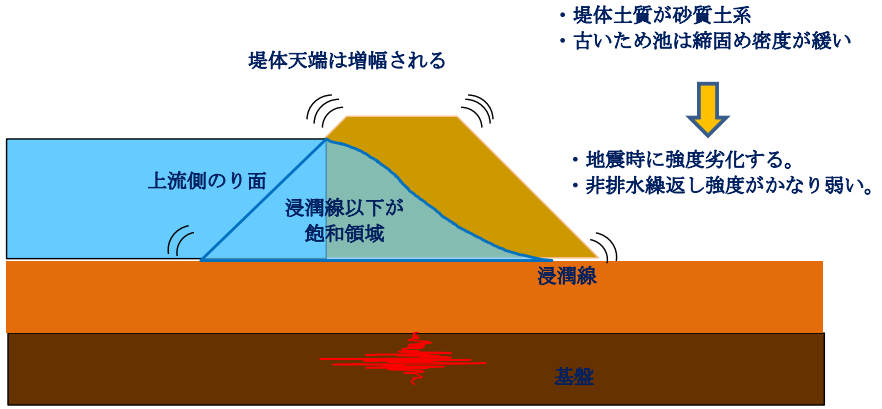
・従来のニューマーク法（O法，S法）では、藤沼ダム・青田新池の決壊を説明できない。

主な理由：

①最初に貯水池側の法面の崩壊が発生（複合すべり）：堤体は飽和状態

②地震時：非排水状態

③堤体盛土の締固めが緩い砂質土：
- 非排水強度が小さい
- 透水しやすい
- 侵食されやすい
- 繰返し荷重（地震荷重）によって強度劣化しやすい



④本震の継続時間が過去の地震と比較して非常に長かった。
（古川の継続時間は178秒）

崩壊の原因（Newmark法による再現）

以上の背景のもとで

・非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマークD法
の開発・検討を開始

・平成25年度に，（株）複合技術研究所で
東京理科大学教授龍岡文夫先生ご指導のもと，プログラミング開始

・プログラミングを行いながら，藤沼ダムの再現検討を実施
堤体土の非排水繰返し載荷試験による強度低下モデルを用いて解析

→ 崩壊メカニズムを比較的説明できる結果が得られた。

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

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）」

レベル2地震動に対する耐震照査法

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

本日の講演内容

SERID 研究会
セリッド研究会

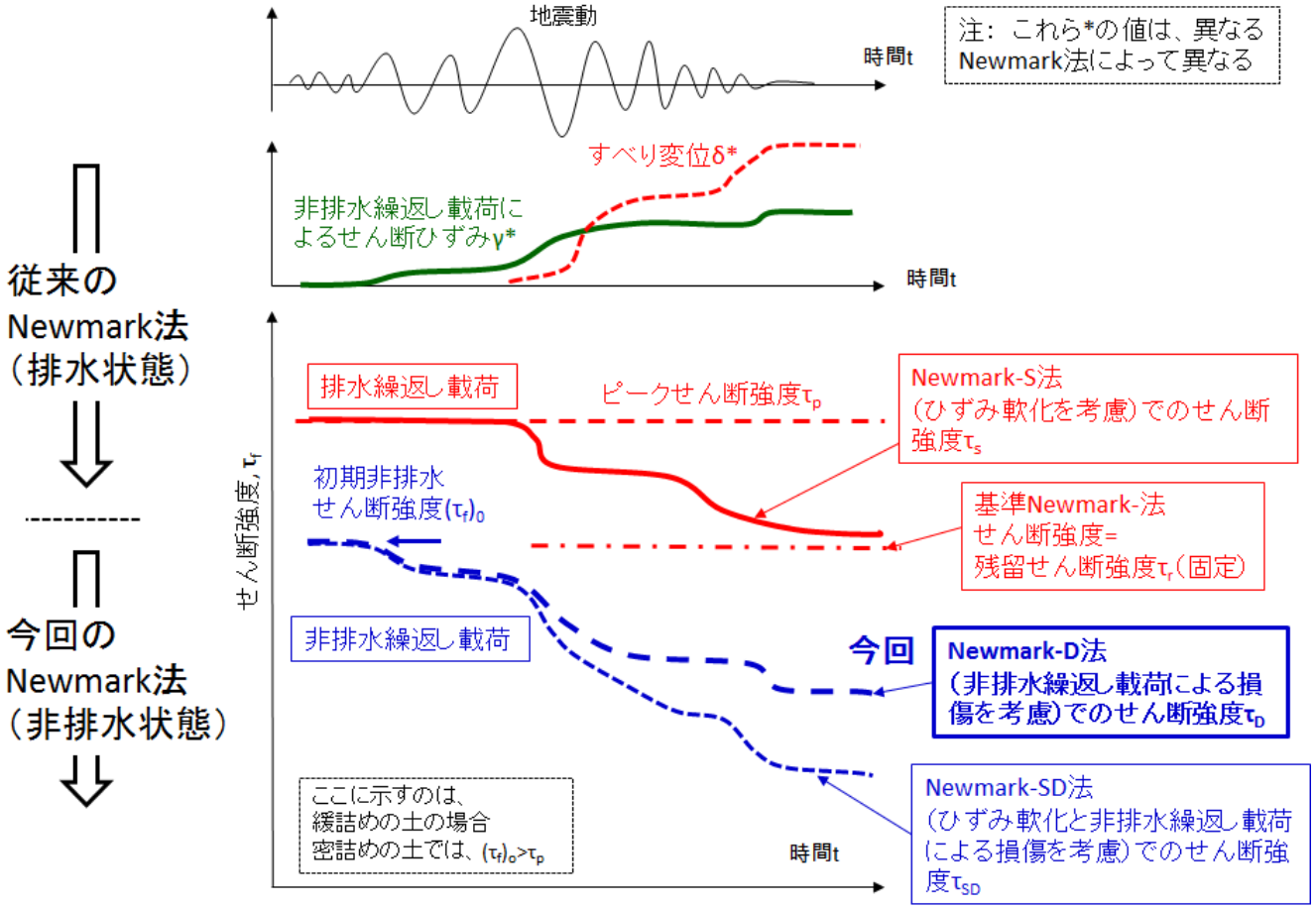
①背景：
- 東日本大震災における福島県内のため池被災
- 改定された「ため池整備」（平成27年5月）

②ため池等の耐震診断法
- ニューマークD法（すべり変形）の概要、計算例
- すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- 福島県藤沼ダムの検証事例

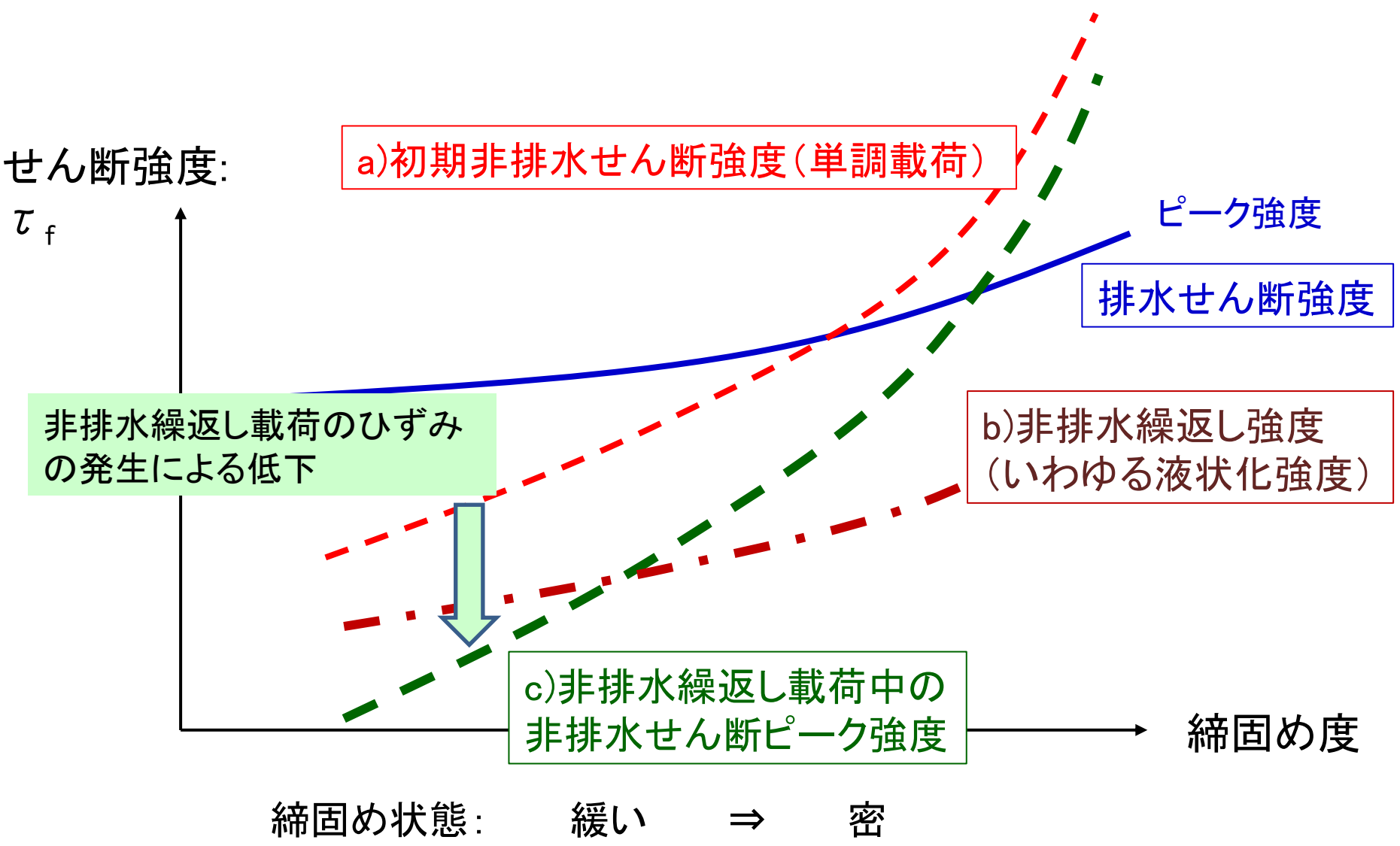
2011.3.11東北地方太平洋沖地震による旧堤の決壊
2021.2.13福島県沖地震による新堤の挙動評価

ニューマーク法の種類

種　類		飽和・排水条件	せん断強度の取り扱い
Newmark−O法	Original	飽和/不飽和 排水	残留せん断強度（一定）
Newmark−S法	Strain		すべり変位に伴うひずみ軟化を考慮
Newmark−SO法			残留せん断強度（即時低下）
Newmark−D法	Damage	飽和 非排水	繰返し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

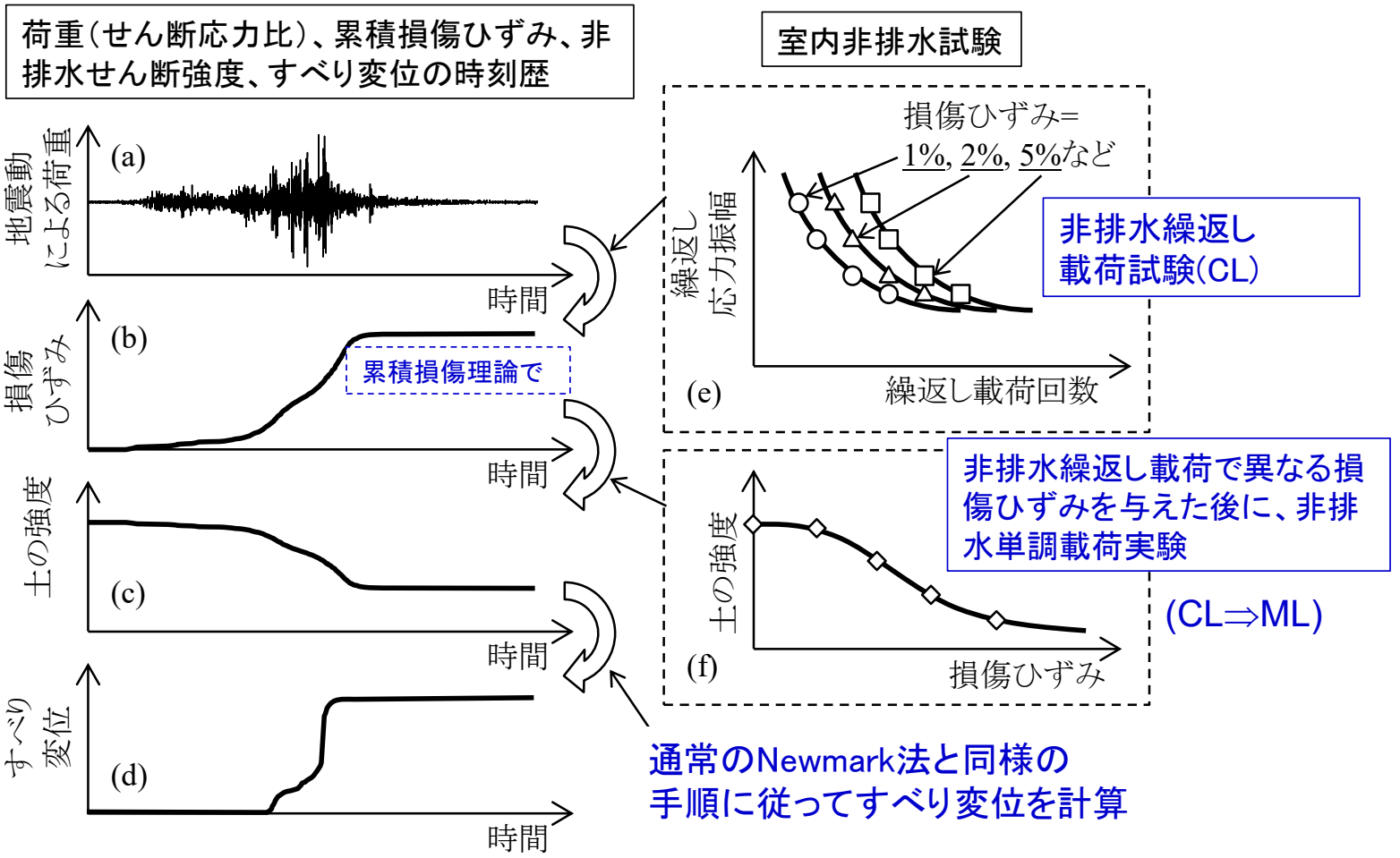


地震時の砂質土のせん断強度特性



ニューマークD法の概要

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



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

詳細法とSIPニューマークD法との比較

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

ニューマーク-D法の適用上の一例

SERID 研究会
セリッド研究会

<table>
<tr><th>堤高</th><th>堤体の
状況</th><th>適用する手法</th><th>必要な調査・試験</th><th>備考</th></tr>
<tr><td>H≧10m</td><td></td><td>詳細
ニューマーク-D 法</td><td rowspan="3">・原位置試験
（PS検層、密度検層、標準貫入試験等）
・乱れの少ない試料採取
・動的変形試験
・物理試験一式
・締固め試験
・詳細ニューマークD法適用に必要な室内試験一式</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">5m≦H＜10m</td><td>堤体構造が
複雑な場合</td><td>詳細
ニューマーク-D 法</td><td></td></tr>
<tr><td>堤体構造が
比較的単純
な場合（例
えば、均一
型等）</td><td>SIP
ニューマーク-D 法</td><td rowspan="2">・原位置試験
（PS検層、密度検層、標準貫入試験等）
・乱れの少ない試料採取
・締固め試験
・物理試験一式
・三軸試験（圧密非排水）</td><td rowspan="2">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。</td></tr>
<tr><td>H＜5m</td><td></td><td>SIP
ニューマーク-D 法</td></tr>
</table>

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

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）

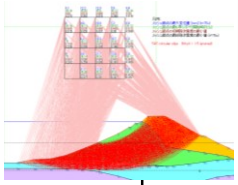
⇩

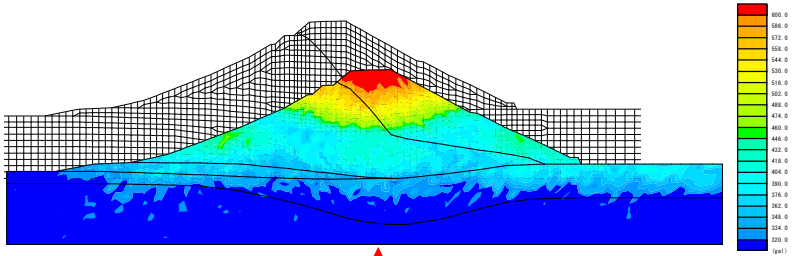
③非排水繰返し試験による強度及び
FEM解析による応力を用いて累積損
傷理論に基づきひずみ振幅・強度低
下を計算

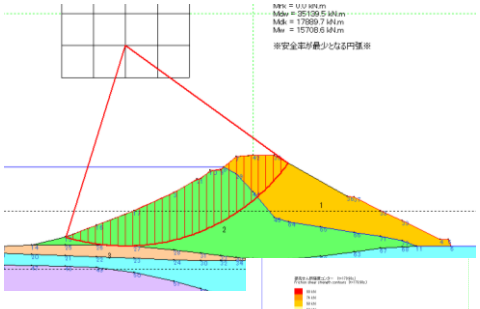
⇩

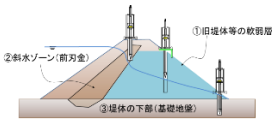
④低下していく強度を用いて
Newmark法による残留変位量計算

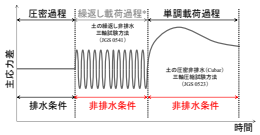
⑤最大変位量
円弧すべり面
を探索

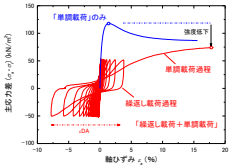


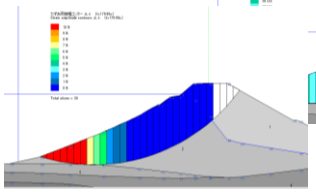


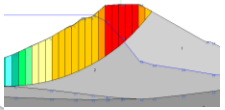


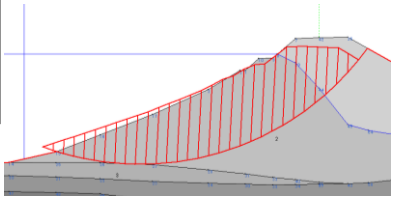


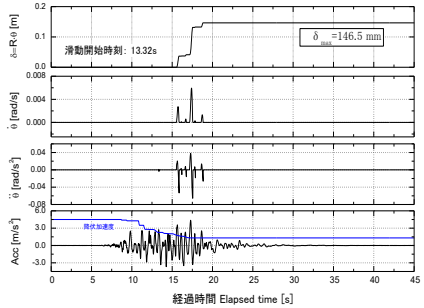






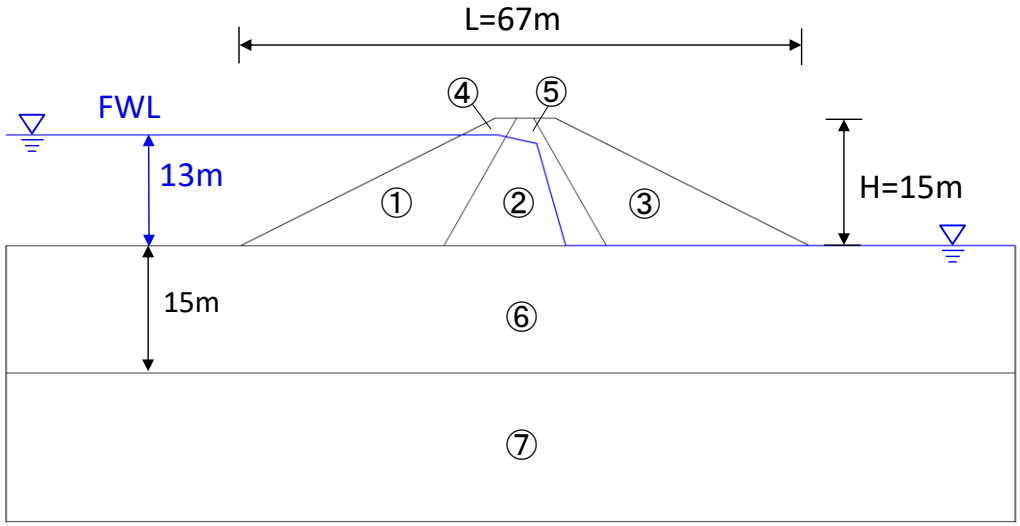






Duttine et. al. (2015): ため池堤体・フィルダムの非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマーク法による地震時残留変形評価法, 地盤工学会誌、ため池・アースダム特集63巻、3号、2015年3月号

解析事例（ため池）

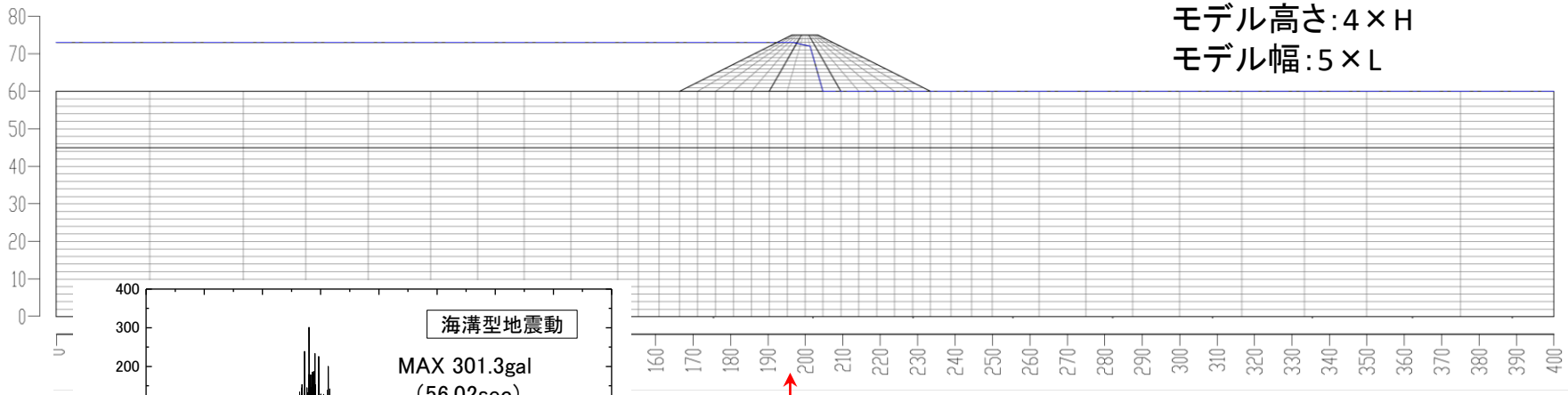


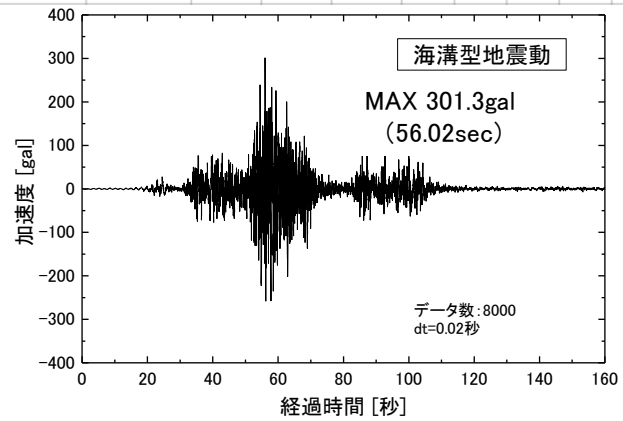
Dc＝90%

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

⇨ 簡略化した新設ダムの例　（ランダム材は現場の粘砂：砕石C40=1:3、
コア材は粘砂：礫＝1：1の購入材）

ステップ①：FEM地震応答解析



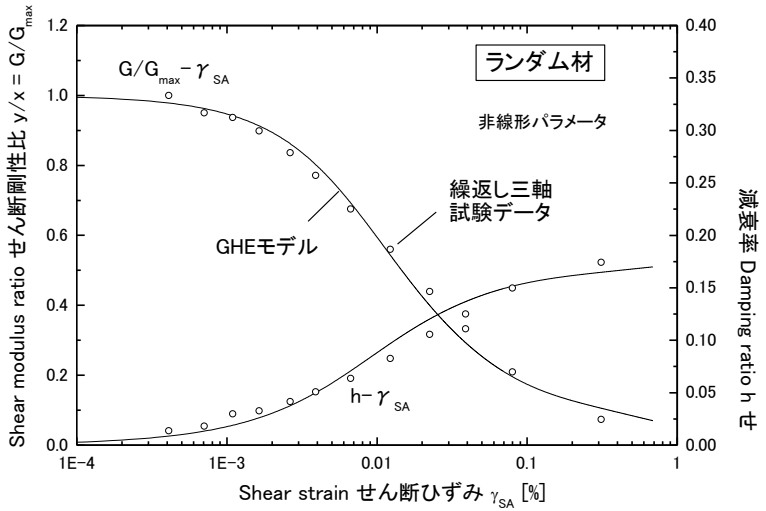


海溝型地震動（3.11東北地方太平洋沖地震）

⇨ 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）

⇨ 簡単な土の挙動モデル：
双曲型モデル
（HDモデル、GHEモデル）

⇨ 簡単な方法：等価線形法を適用



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, SRA-X
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

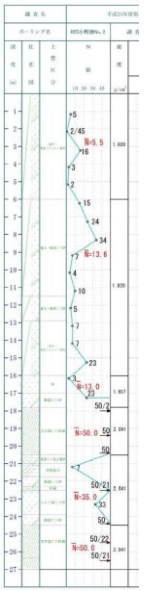
	地層	Dc (%)	γ_t (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	N値	E50 (MPa)	ポアソン比v	S波速度 Vs(m/s)	初期剛性G0 (MPa)	ポアソン比v	減衰係数 h(%)
①	コア・ランダム	95	18.2	19.8	--	11.7	0.30	172.8	60.0	0.45	非線形
②		90	16.9	19.2	--	9.1	0.30	163.6	52.5	0.45	非線形
③		85	16.3	18.7	--	7.8	0.30	153.6	42.5	0.45	非線形
⑥	地盤（N値20）	-	21.0	21.0	20	25.2	0.30	236.8	120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

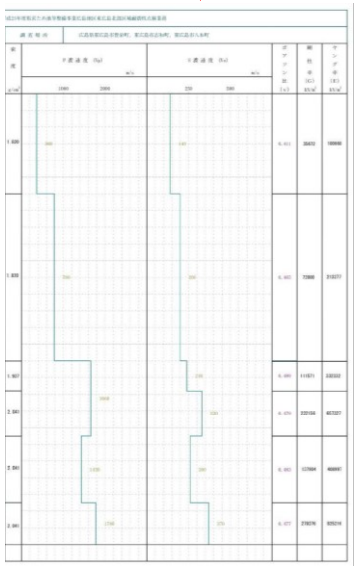
PS検層又は文献式

載荷試験又は文献式

試験（新設）

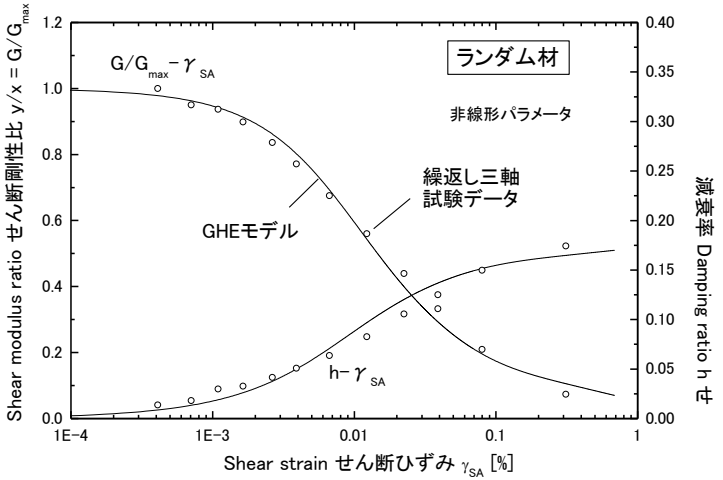


貫入試験
N値



PS検層

繰返し載荷試験



文献式

安田・山口の式

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

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

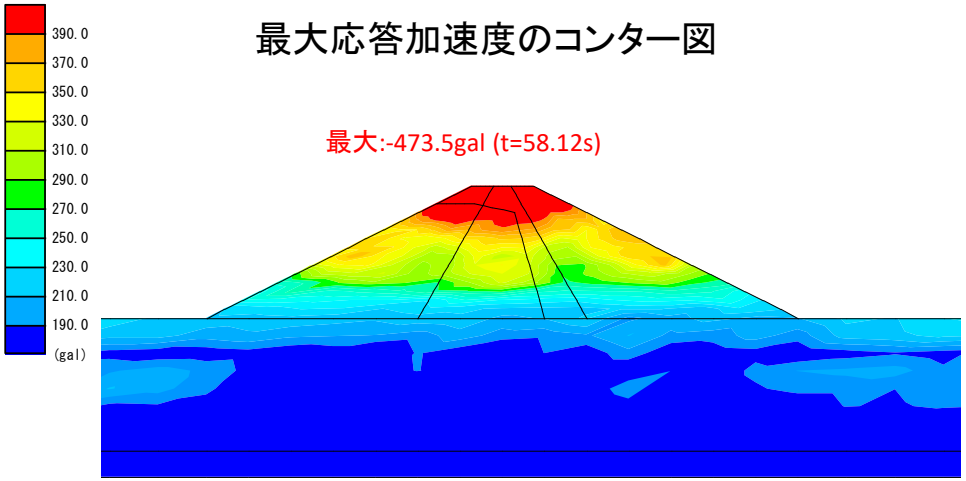
適用範囲
$19.6 \leqq \sigma_m' \leqq 294$ kPa
$0.002 \leqq D_{50} \leqq 1$ mm

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

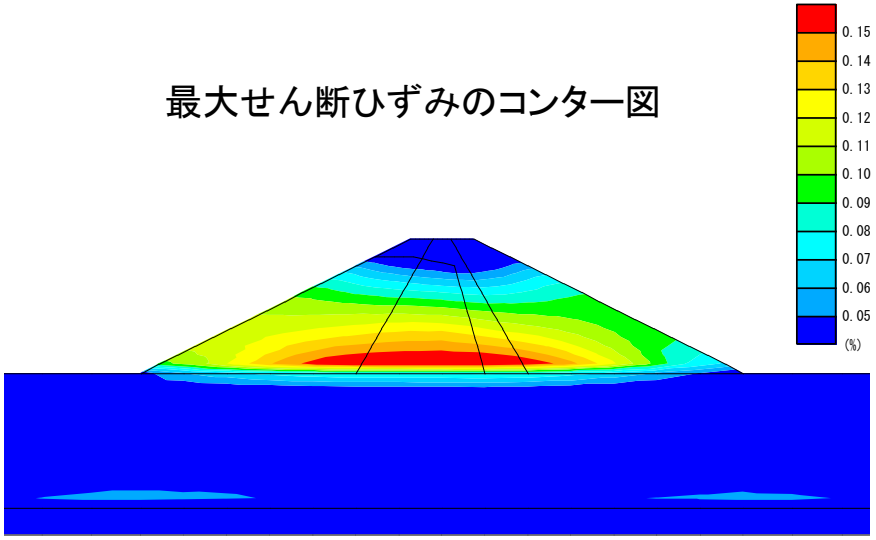
海溝型地震動

最大応答加速度のコンター図



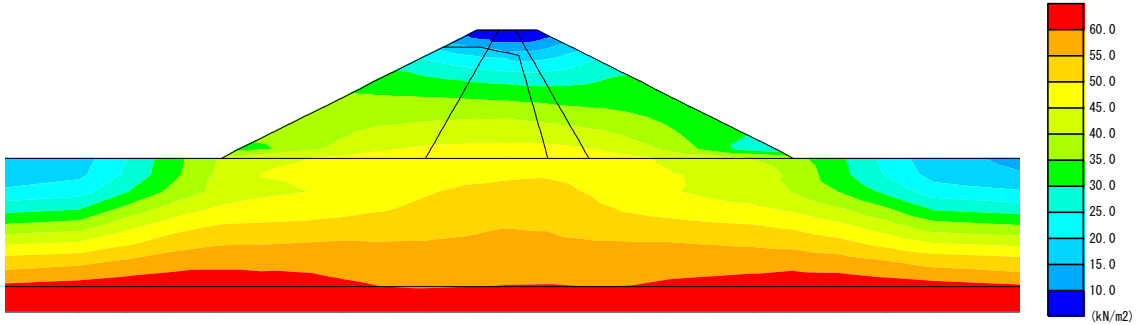
⇨ 堤体上位ほど増加、
堤体天端/入力：約1.56倍の増幅率

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



NewmarkD法に用いる結果

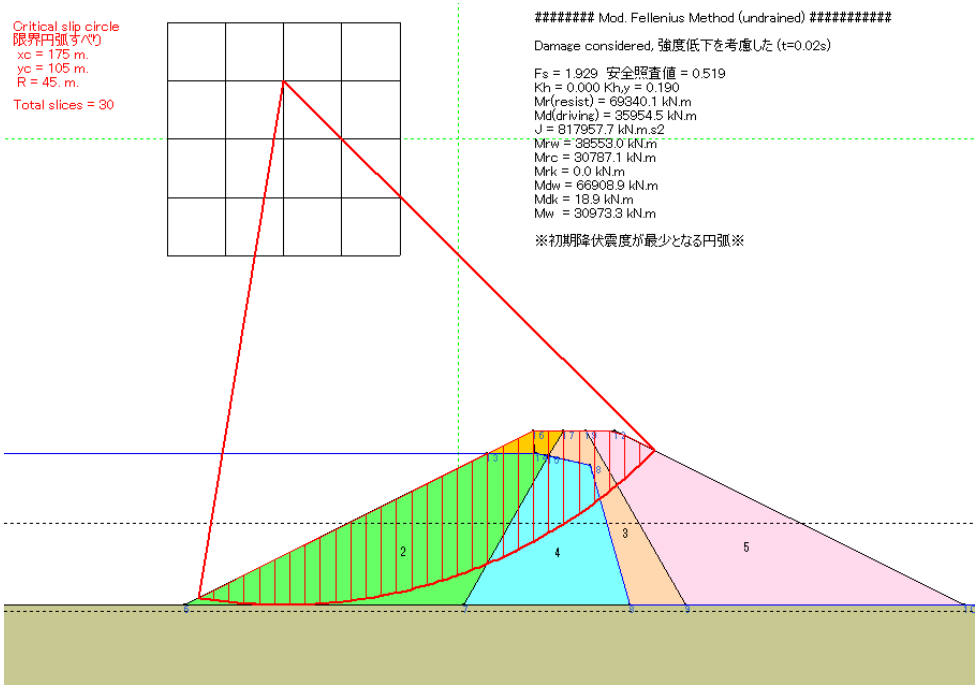
ステップ②：すべり安定計算

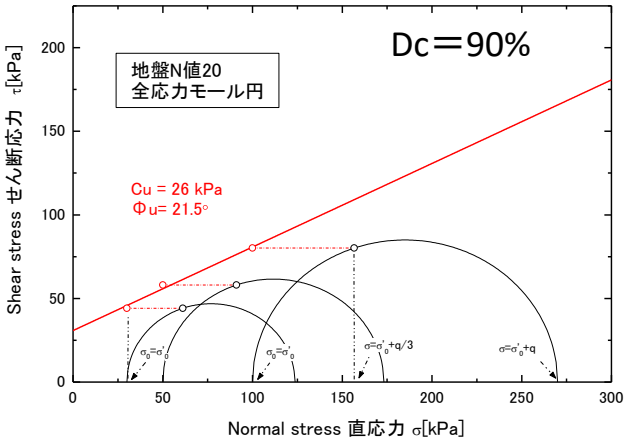
非排水せん断強度（全応力法）

	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$\overline{CU}$試験（通常のL1検討でも実施）

初期降伏震度が最小となる円弧の例



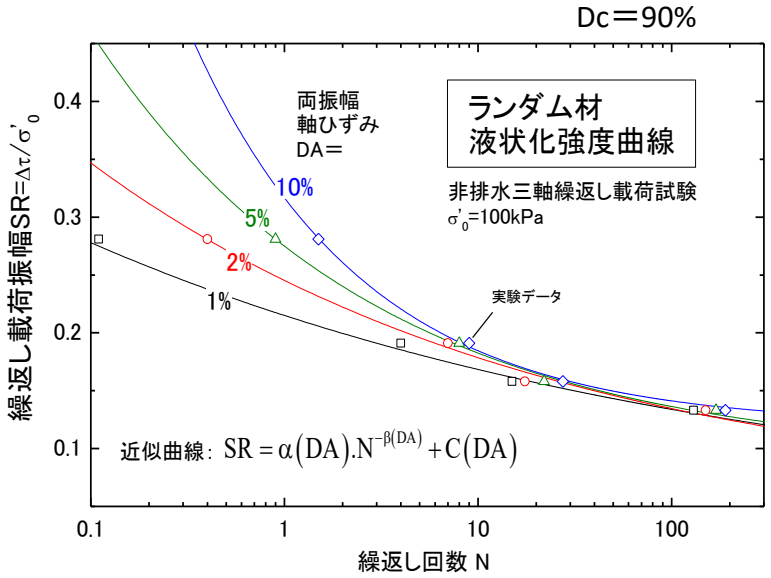


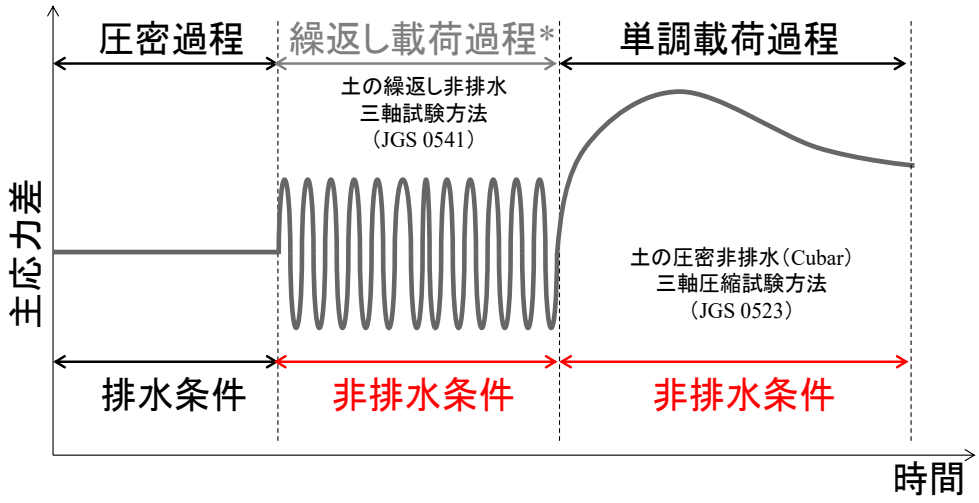
ステップ③：各スライス底面で土が受ける損傷度および強度低下

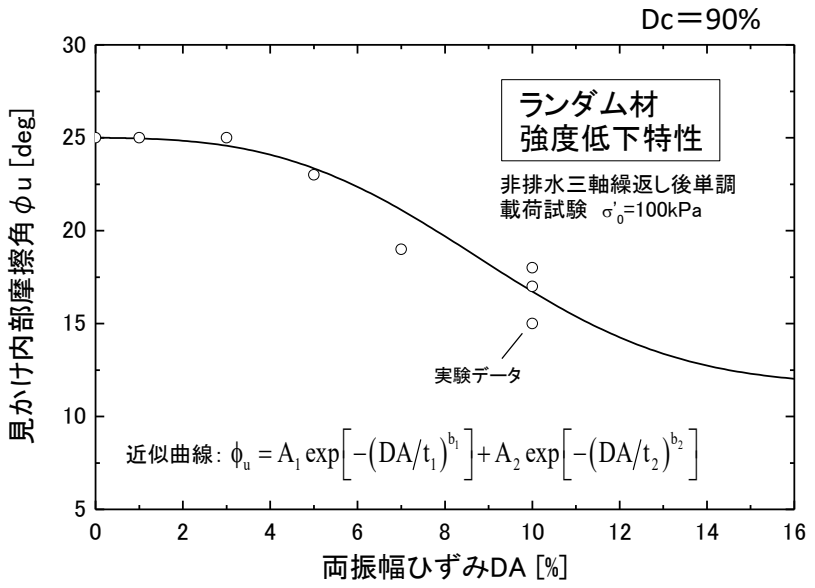
必要な試験本数：8本（少なくても6本）

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%	

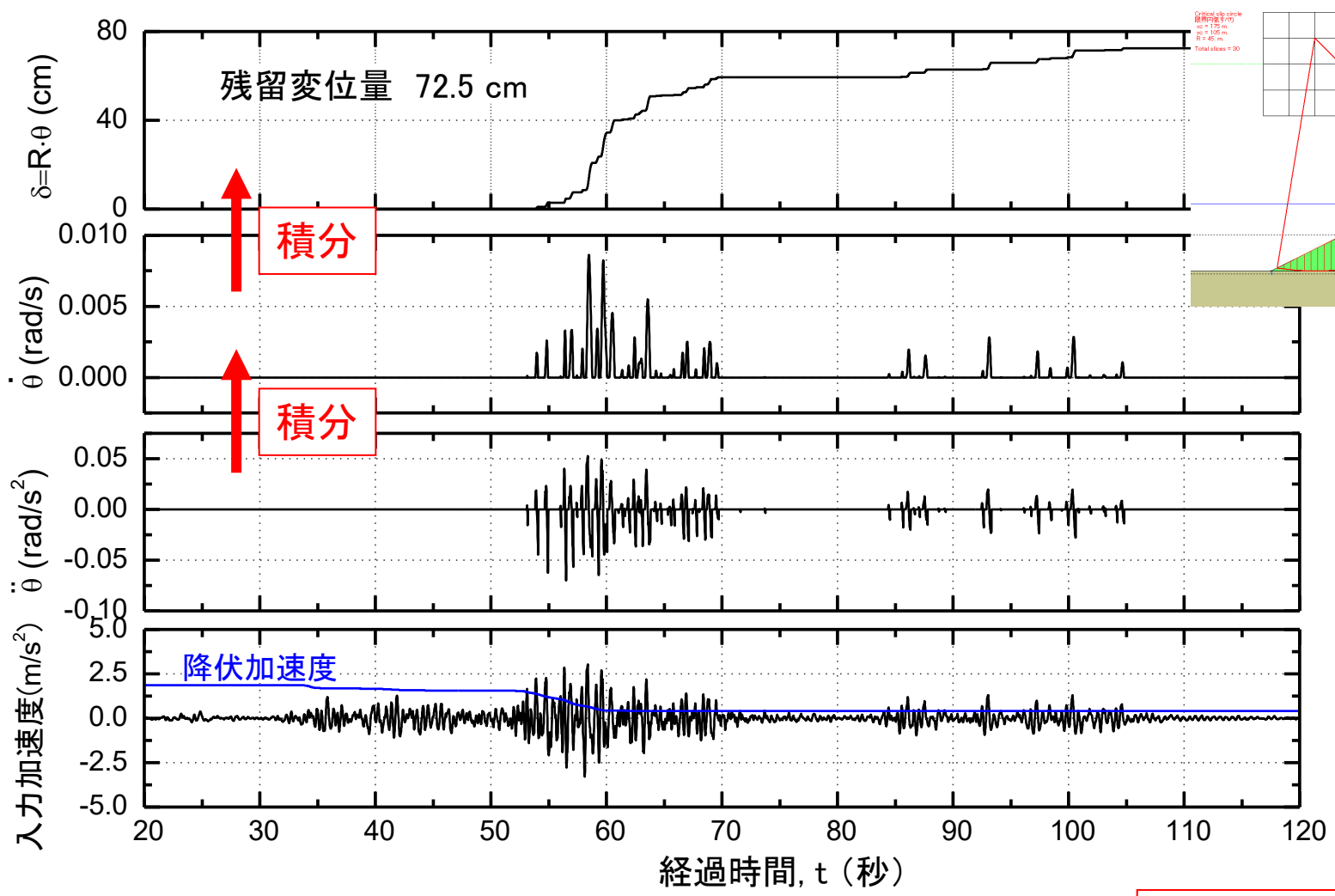
* 試料採取深さによって異なる　**（損傷度無し）初期せん断強度によって異なる

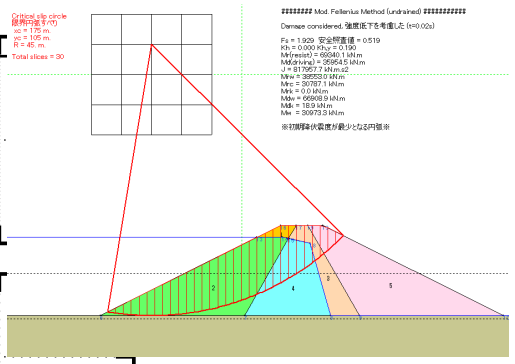






ステップ④：詳細ニューマークD法による残留変位

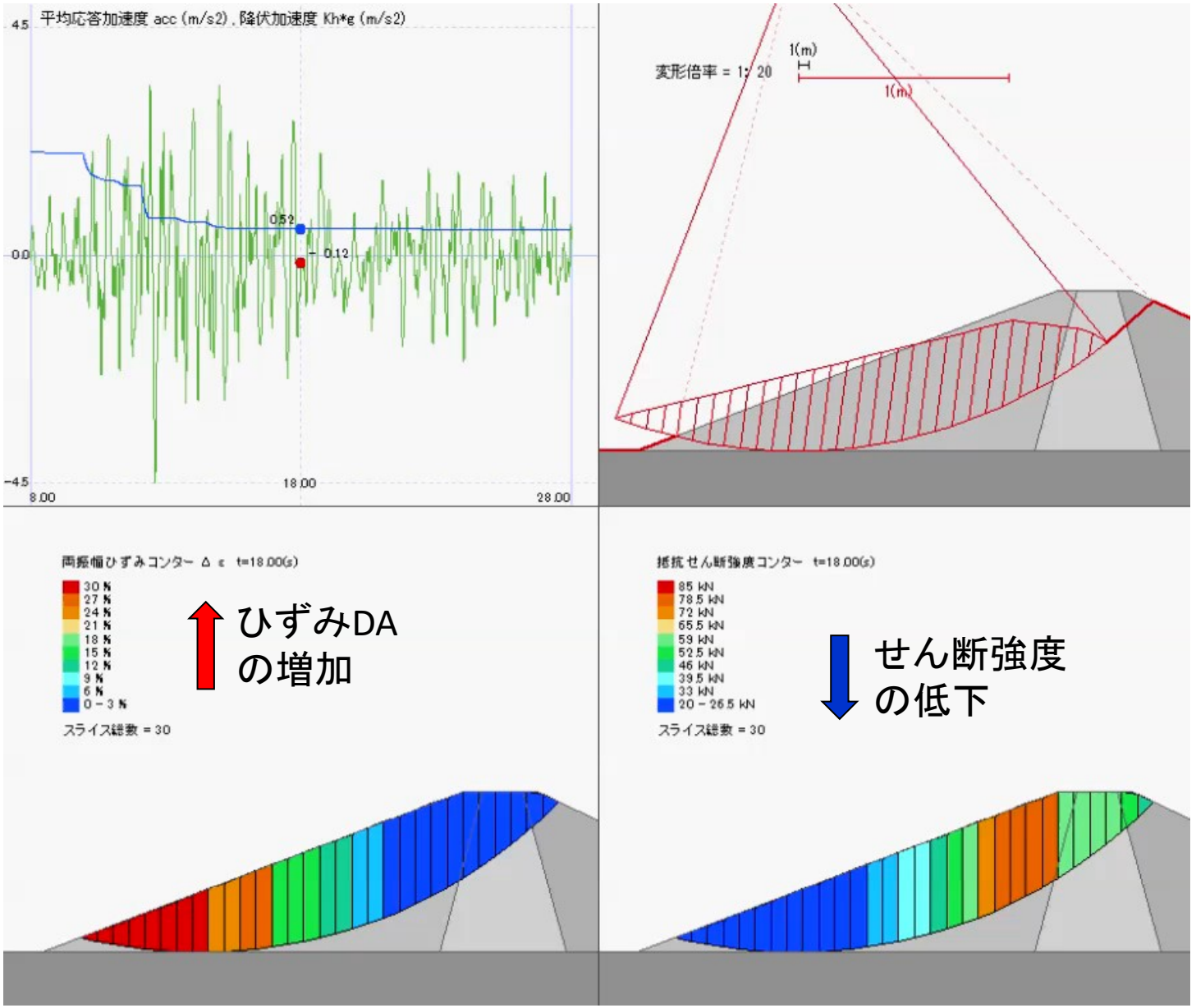




⇒すべり量（x-u）=R･θを求める

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

ステップ④：詳細ニューマークD法による残留変位



SIPニューマークD法（改定された簡易法）

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

⇩

②極限釣り合い準静的安定計算
（飽和土は非排水強度、
スライス法）

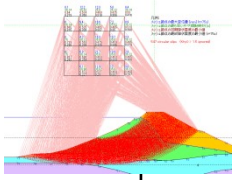
⇩

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

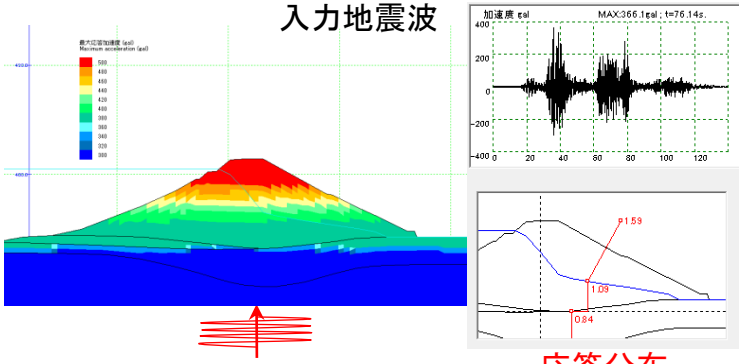
⇩

④低下していく強度を用いて
Newmark法による残留変位量計算

⑤最大変位量
円弧すべり面
を探索

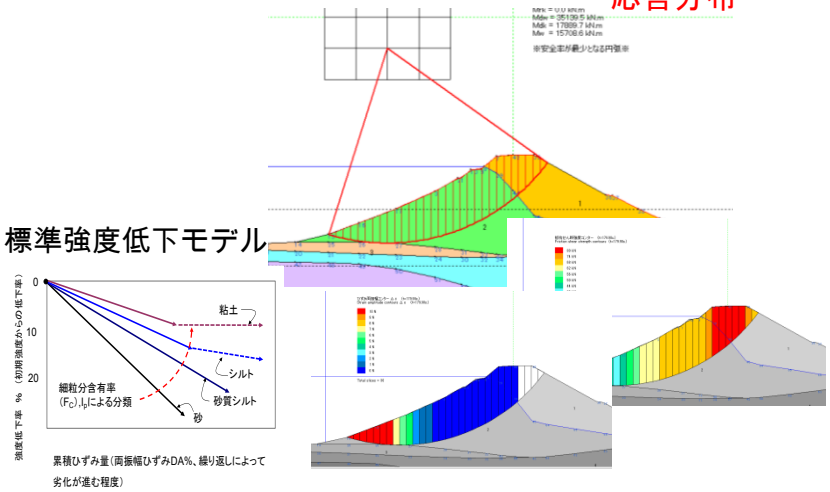


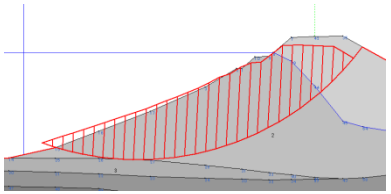
入力地震波

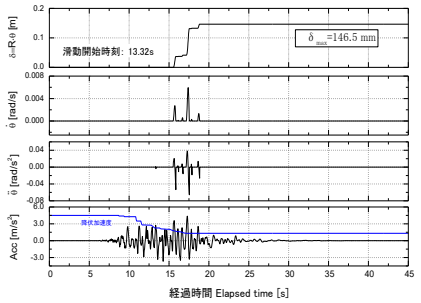


応答分布

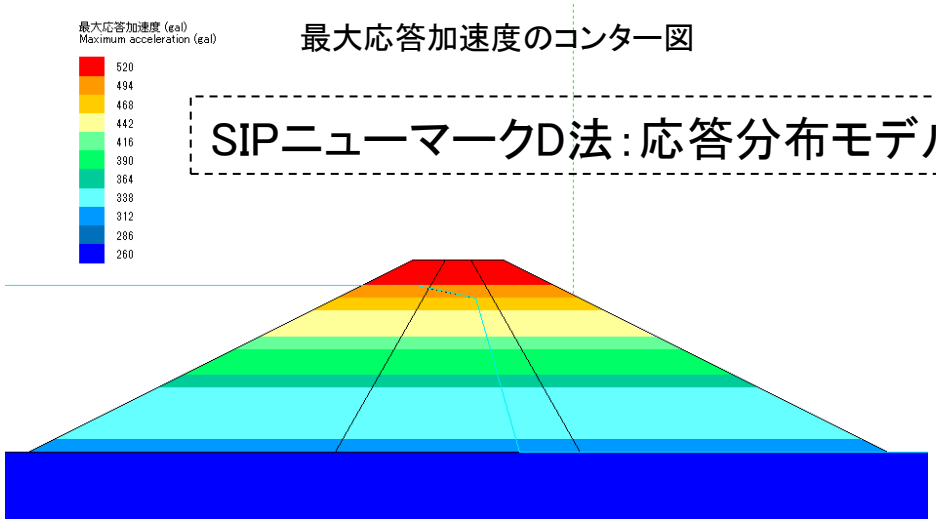
標準強度低下モデル

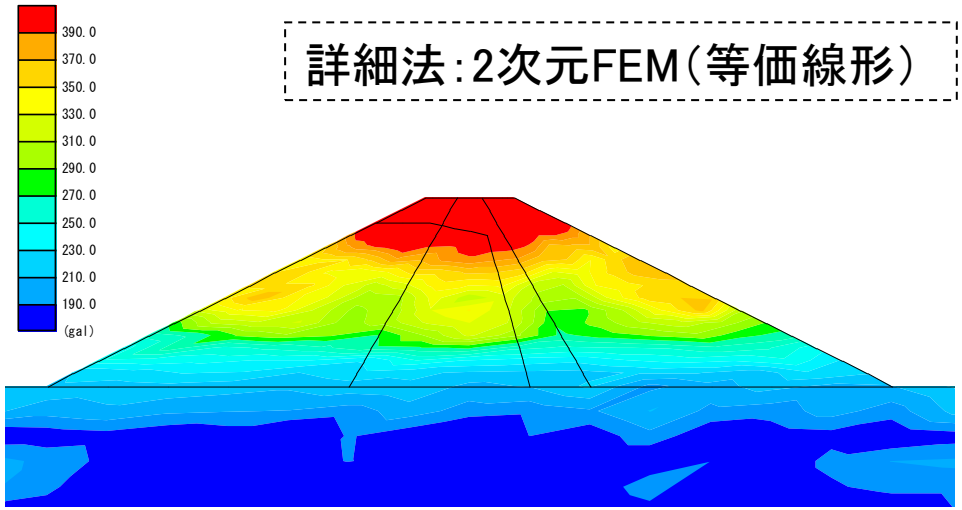


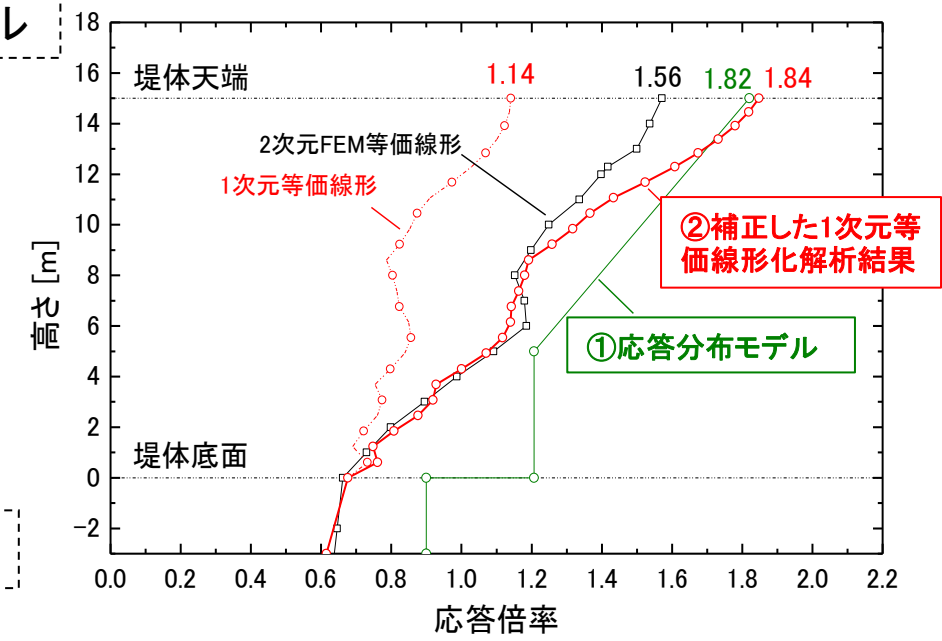




SIPニューマークD法における応答分布設定



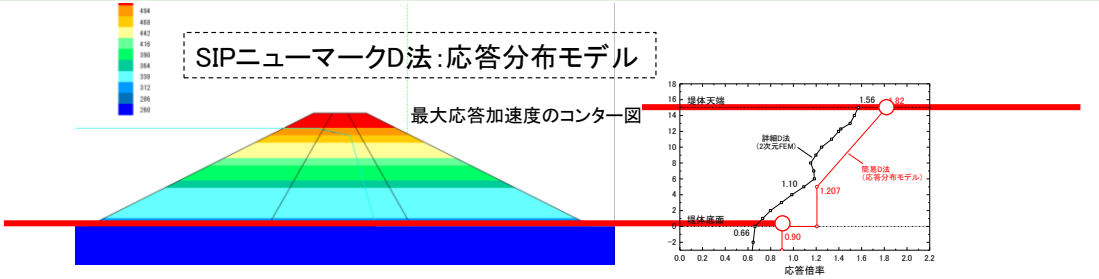




①応答分布モデル
あるいは
②補正した1次元等価線形化解析結果

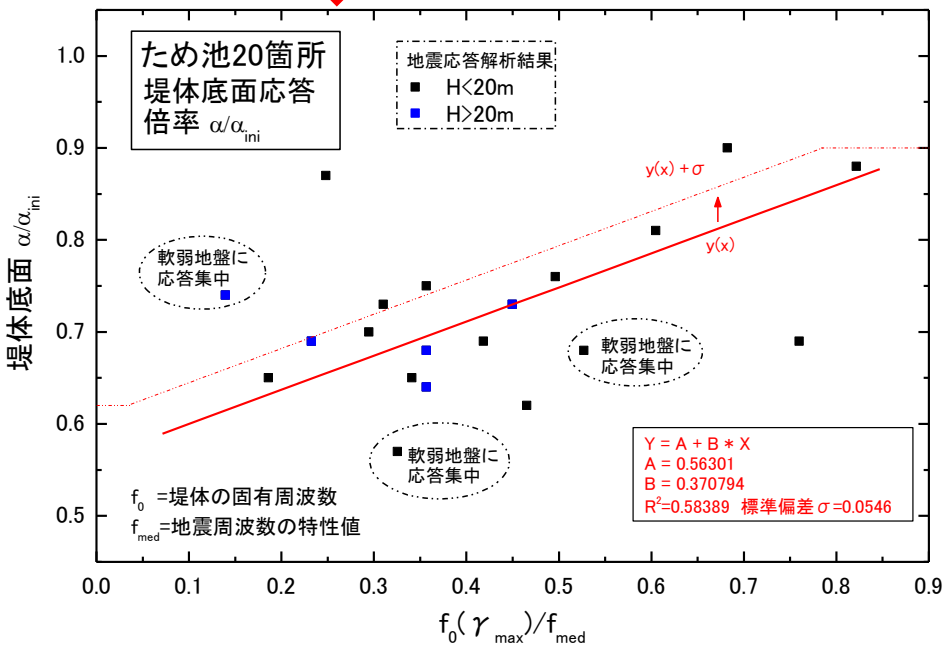
SIPニューマークD法における応答分布設定

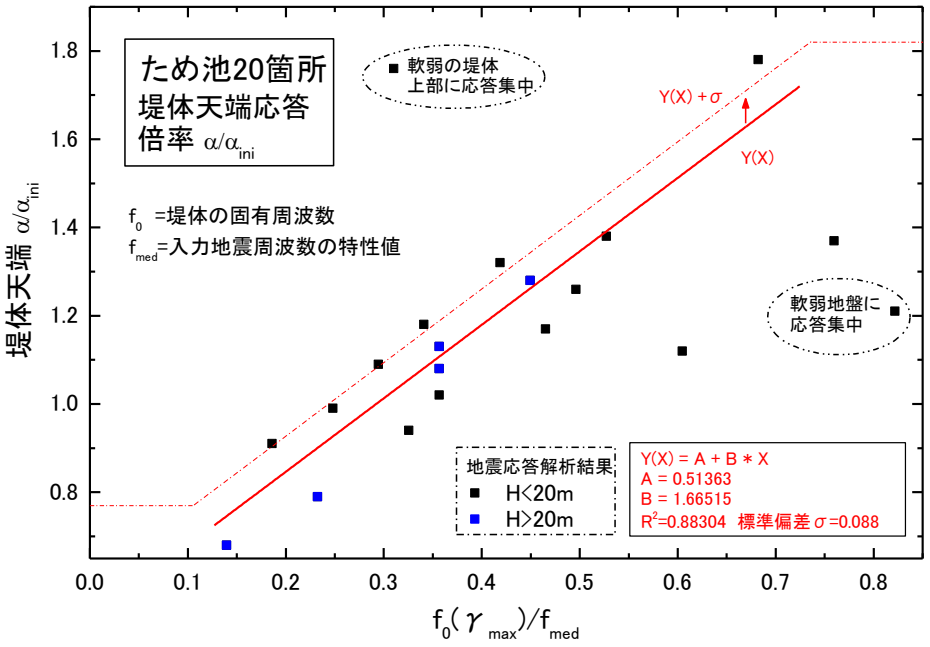
①応答分布モデル



堤体底面

堤頂





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

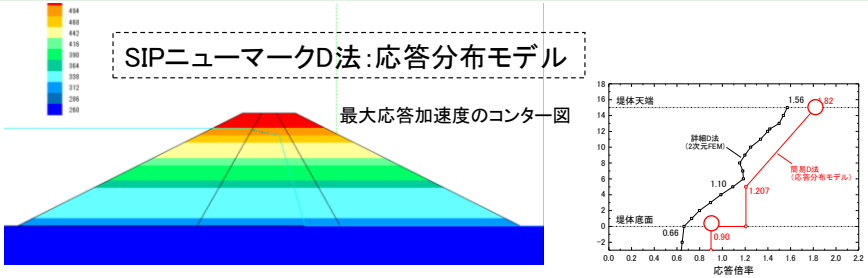
$$応答倍率 = 0.60163 + 1.66515 \cdot f_0 / f_{med}$$

⇨ 応答倍率の推定に用いる指標：f_0/f_{med}

- f_0：堤体の固有振動数
- f_{med}：地震周波数の特性値

SIPニューマークD法における応答分布設定

①応答分布モデル

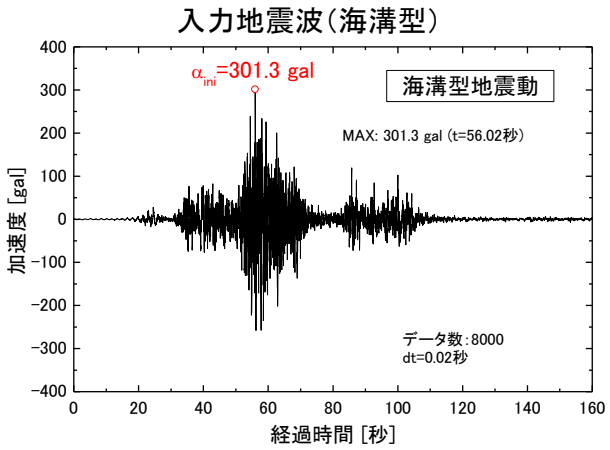


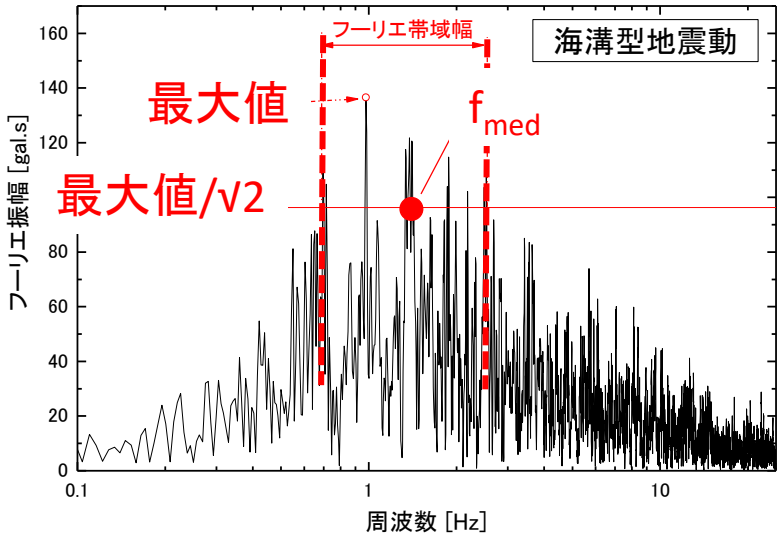
※f_0：ひずみ依存性を考慮した堤体の固有振動数

$$f_0(\gamma_{max}) = 1.55 \cdot \frac{V_{s0}}{4H}\sqrt{\frac{1}{1+\gamma_{max}/0.02}} \qquad \gamma_{max} = -0.28 + 0.15903 \cdot \exp\left[0.79595 \cdot \frac{\alpha_{ini}}{V_{s0} \cdot f_{med}}\right]$$

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

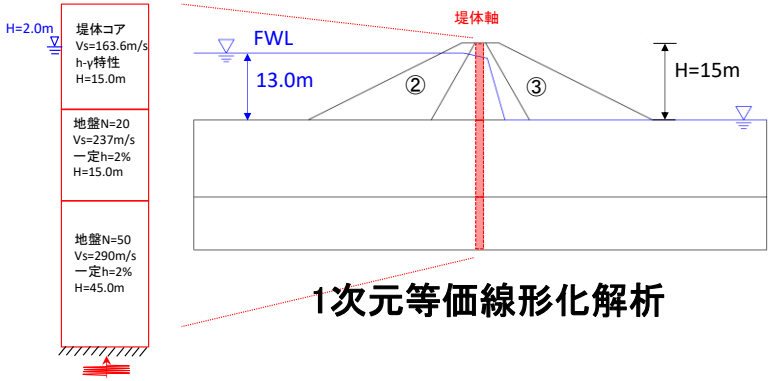
※f_{med}：地震周波数の特性値=フーリエ帯域幅の中央

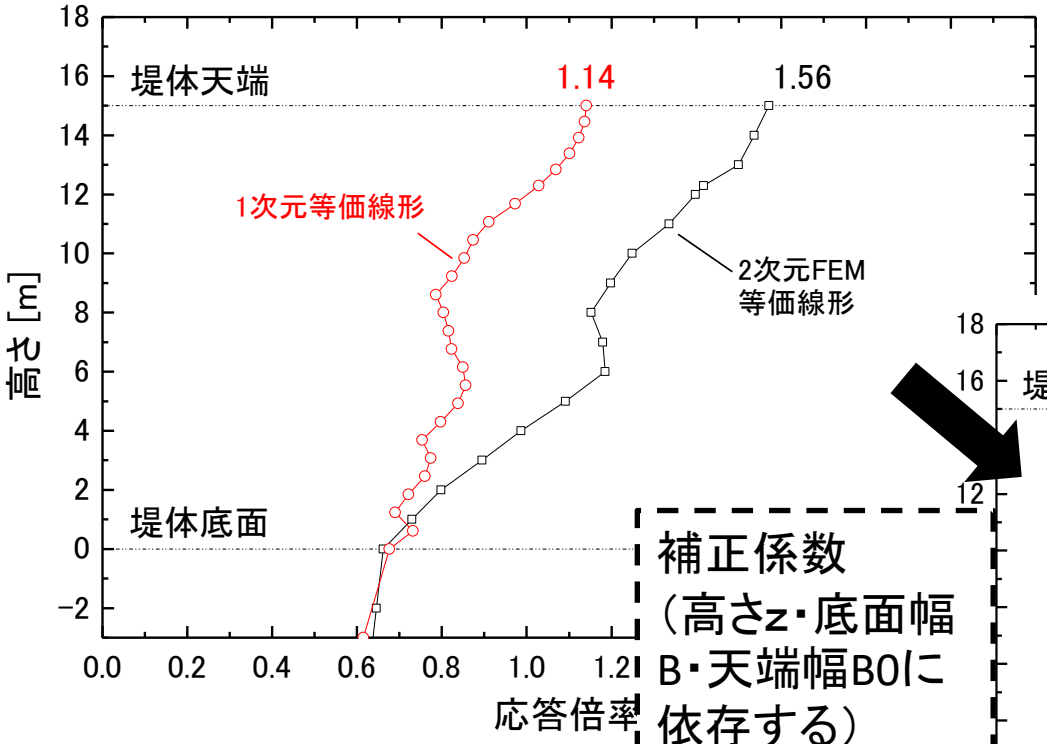




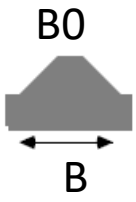
SIPニューマークD法における応答分布設定

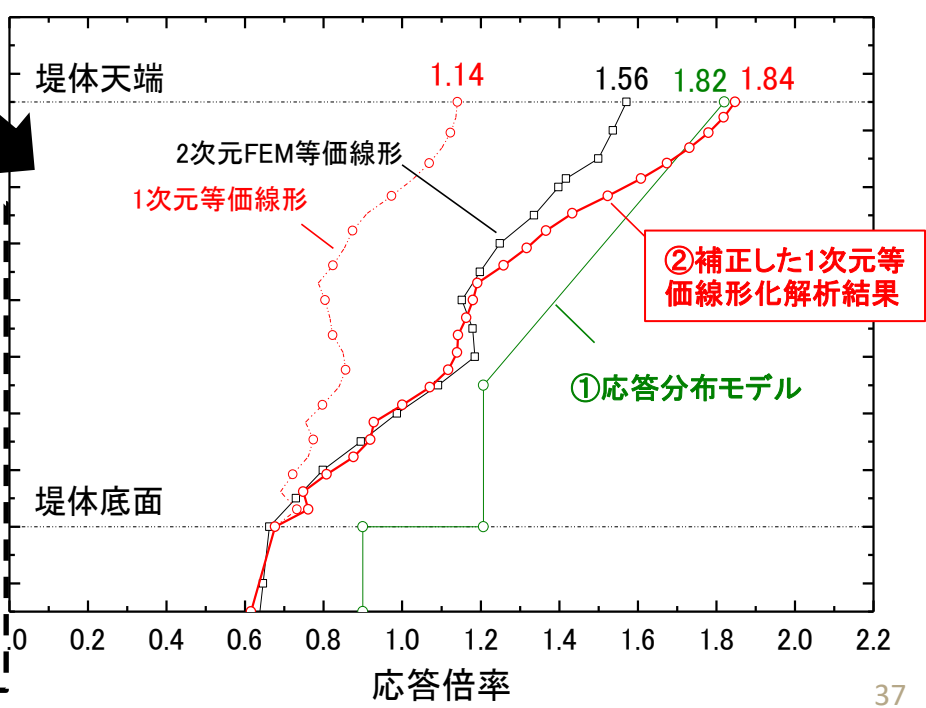
②補正する1次元等価線形化解析結果





補正係数
（高さz・底面幅B・天端幅B0に依存する）





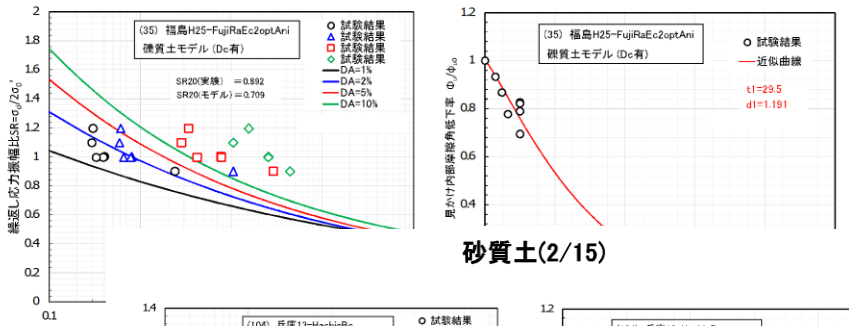
SIPニューマークD法における強度低下モデル

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

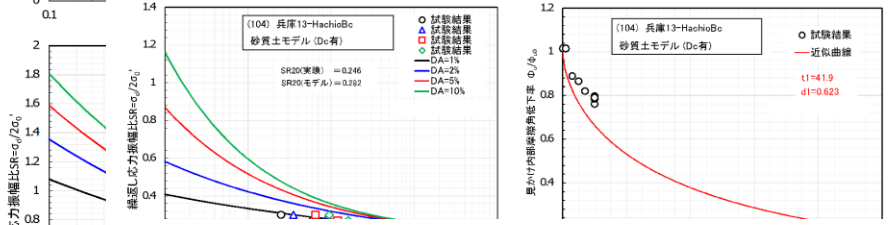
・土質による区分
　礫質土モデル
　砂質土モデル
　粘性土モデル
・液状化特性とせん断強度低下特性を推定

【必要な土質特性】
・乾燥密度ρ_d、もしくは1Ecによる締固め度Dc
・粒度分布（粘土分C、細粒分含有率Fc、平均粒径D50）及び塑性指数Ip
・非排水せん断強度cu,Φu（全応力）

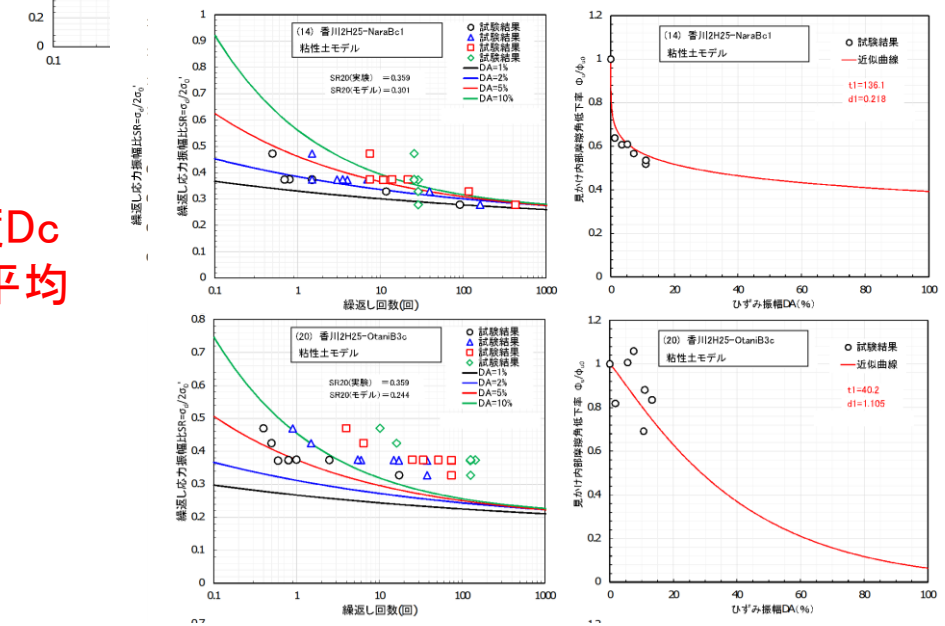
礫質土(2/11)



砂質土(2/15)



粘性土(1/7)

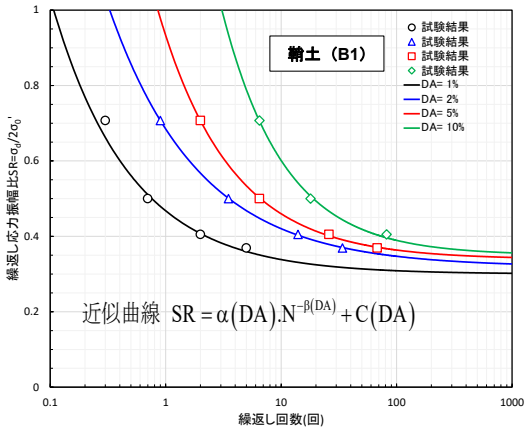


SIPニューマークD法における強度低下モデル

※液状化特性（疲労曲線）

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

ここに、SR20：標準液状化強度
A0～A4：係数



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

【必要な土質特性】

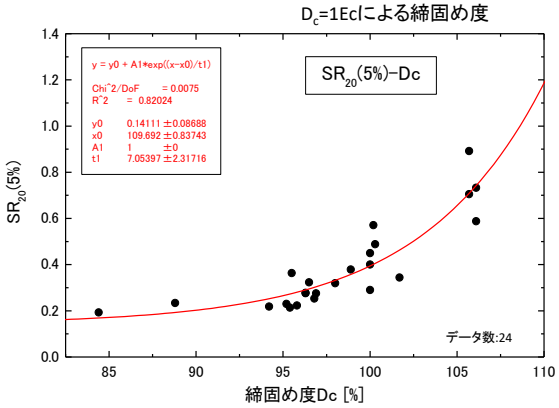
- 乾燥密度 ρ_d、OR1Ecによる締固め度Dc
- 非排水せん断強度cu,Φu（全応力）

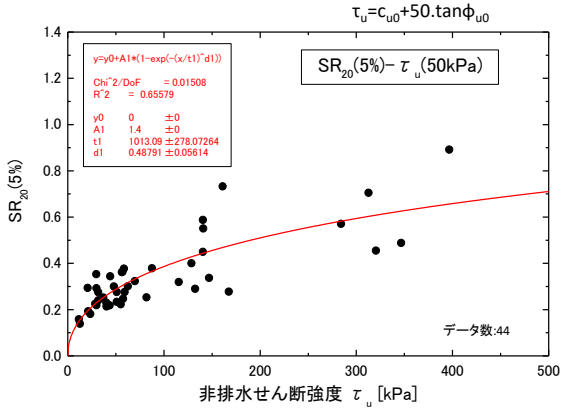
【礫質土】

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

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

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



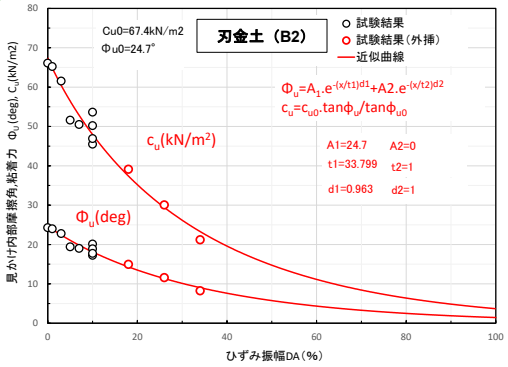


SIPニューマークD法における強度低下モデル

※強度低下特性

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

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



ここに、t1, d1：係数

【必要な土質特性】

- 乾燥密度 ρ_d、OR1Ecによる締固め度Dc
- 粒度分布（粘土分C、細粒分含有率Fc、平均粒径D50）及び塑性指数Ip
- 非排水せん断強度cu, Φu（全応力）

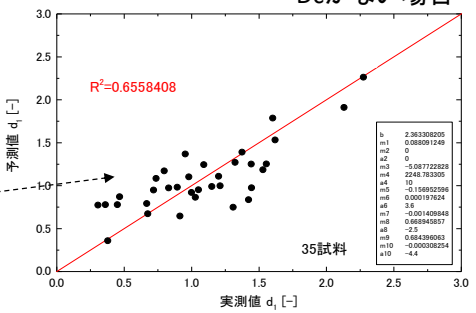
【礫質土】

【礫質土】
ϕ_u/ϕ_{u0}関数を以下のように推定する
①d_1を推定する
②t_1をd_1から得る

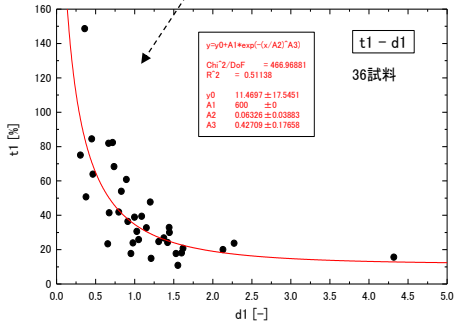
$$\begin{cases} d_1 = 2.36 + 0.09\rho_d - 5.09F_c + 2249F_c^{10} - 0.16D_{50} + 1.98\cdot10^{-4}D_{50}^{3.6} \\ \quad -1.41\cdot10^{-3}c_u + 0.67c_u^{-2.5} + 0.68\tan\phi_u - 3.08\cdot10^{-4}\tan\phi_u^{-4.4} \\ d_1 = 17.5 + 98.7\rho_d - 115\rho_d^{0.9} - 0.42F_c - 0.02F_c^{-1.7} - 0.09D_{50} \\ \quad +1.77\cdot10^{-6}D_{50}^{5.4} + 0.02D_c \end{cases}$$

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

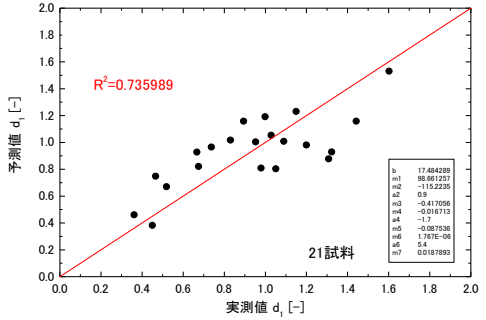
Dcがない場合



Dc値があれば、Dcを用いる推定式は精度が最も高いため、その推定式が優先



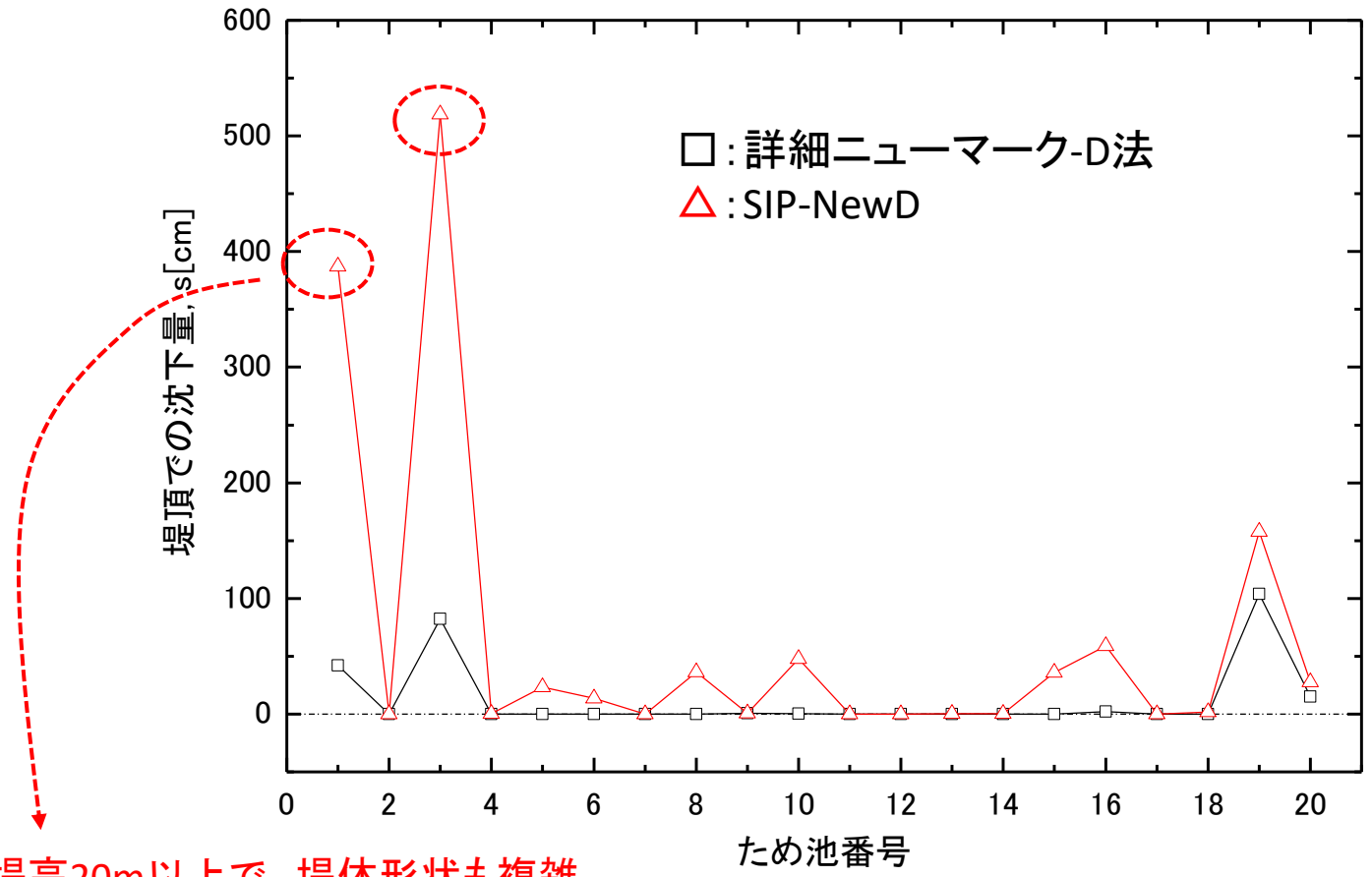
Dcがある場合



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

詳細およびSIPニューマーク-D法による安定解析

詳細ニューマークD法解析結果より安全側



・堤高20m以上で、堤体形状も複雑
・入力地震動が大きい（最大加速度750gal以上）
・盛土材の強度が元々非常に低い
上記3つの要因によって、解析結果が大きく安全側

1,3を除いた場合、
標準偏差σ=20.9cm

本日の講演内容

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被災
- 改定された「ため池整備」（平成27年5月）

②ため池等の耐震診断法
- ニューマークD法（すべり変形）の概要、計算例
- すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- 福島県藤沼ダムの検証事例

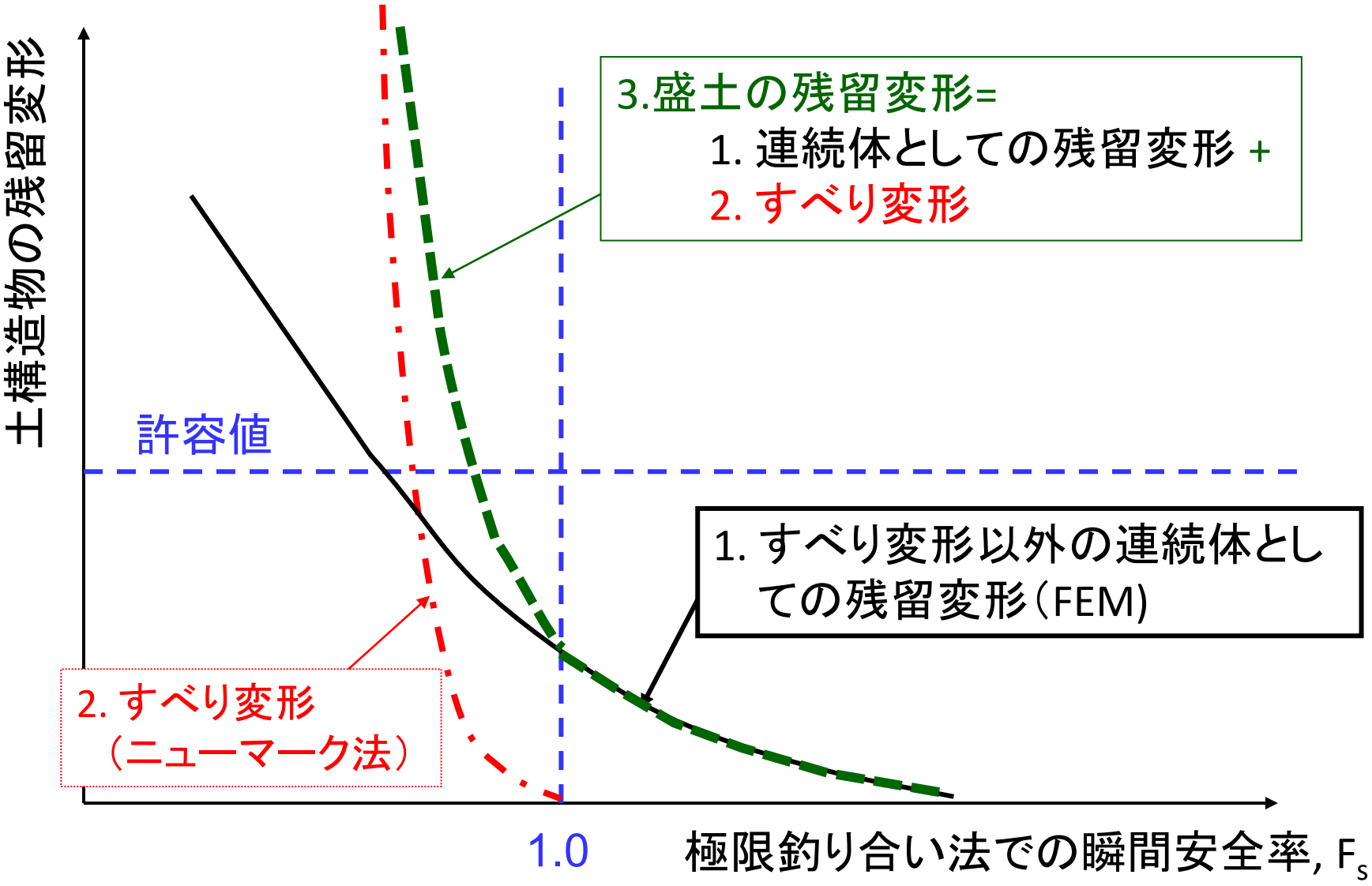
2011.3.11東北地方太平洋沖地震による旧堤の決壊
2021.2.13福島県沖地震による新堤の挙動評価

・今まで説明したニューマーク法によって求められる残留変形は、すべりに起因する変形

・地震時の変形は、すべりによる変形だけではない。
①地震時の剛性の低下に伴う変形
②過剰間隙水圧消散による沈下もある。

厳密にはこれらの変形をすべて考慮する必要がある。

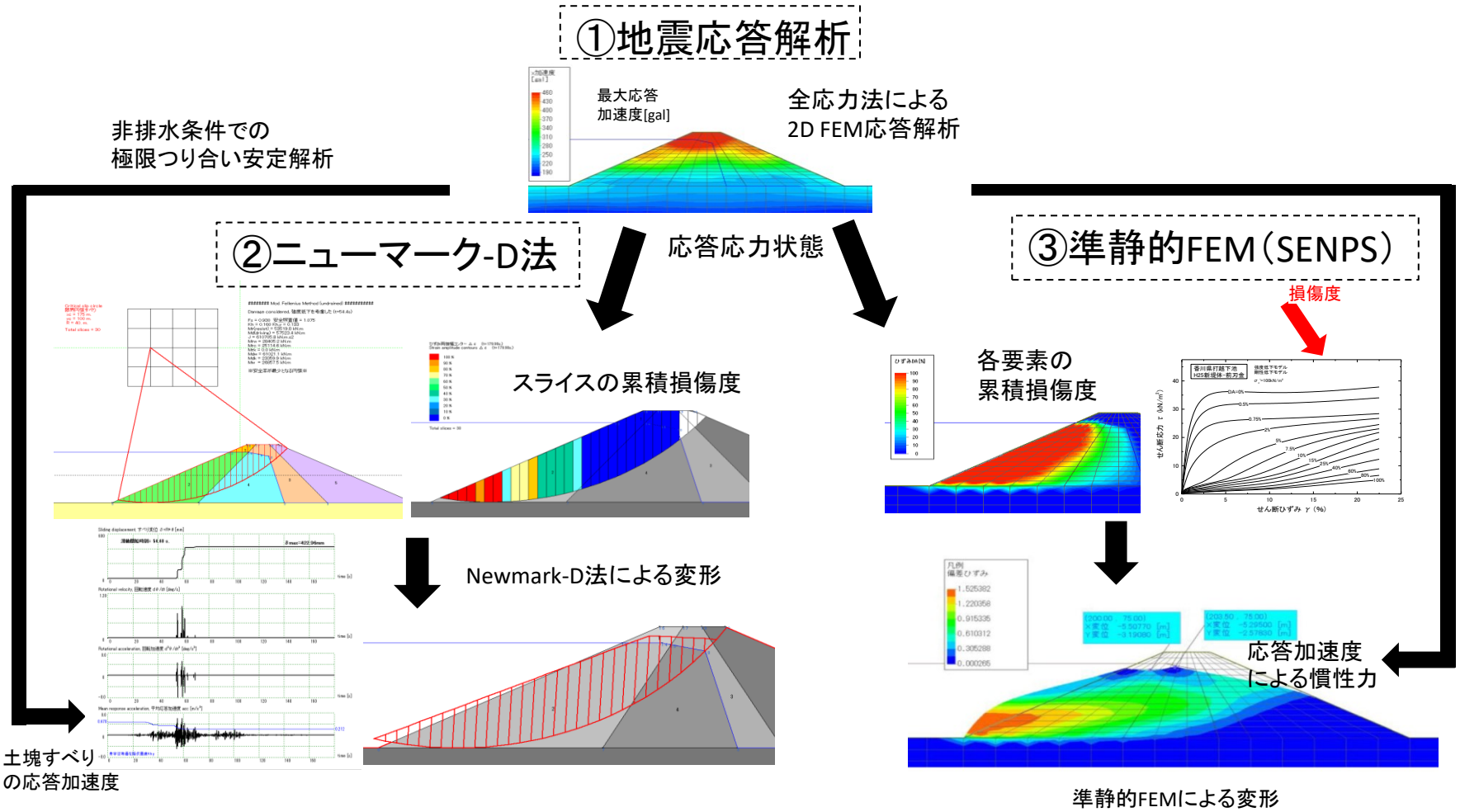
土構造物の地震時変形予測手法



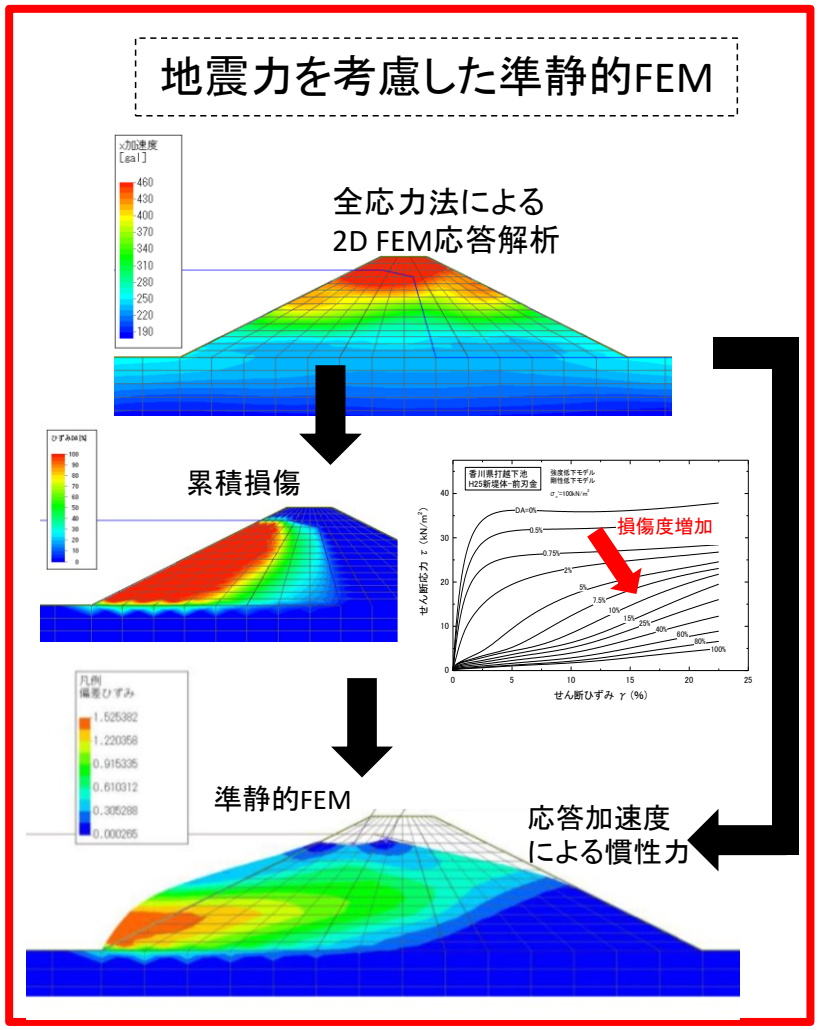
土構造物の地震時変形予測手法

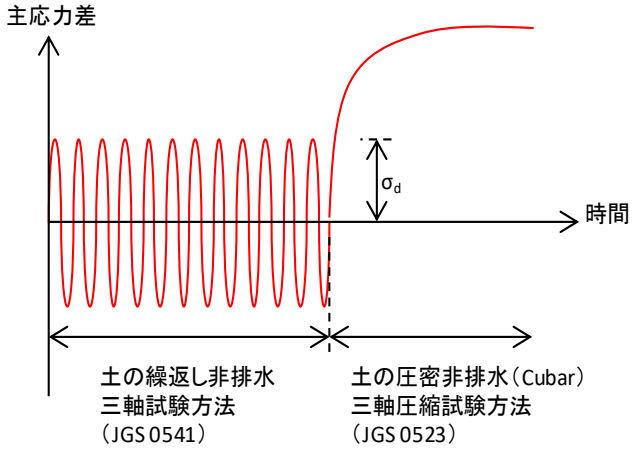
①地震応答解析（等価線形法：地震中に劣化しない等価な剛性）
②ニューマーク-D法解析（地震中に低下するせん断強度）：すべりを伴う変位
③準静的FEM解析（地震中に低下する剛性・強度＋慣性力）：すべりを伴わない変位

→ 過剰間隙水圧消散による変位も算定可能

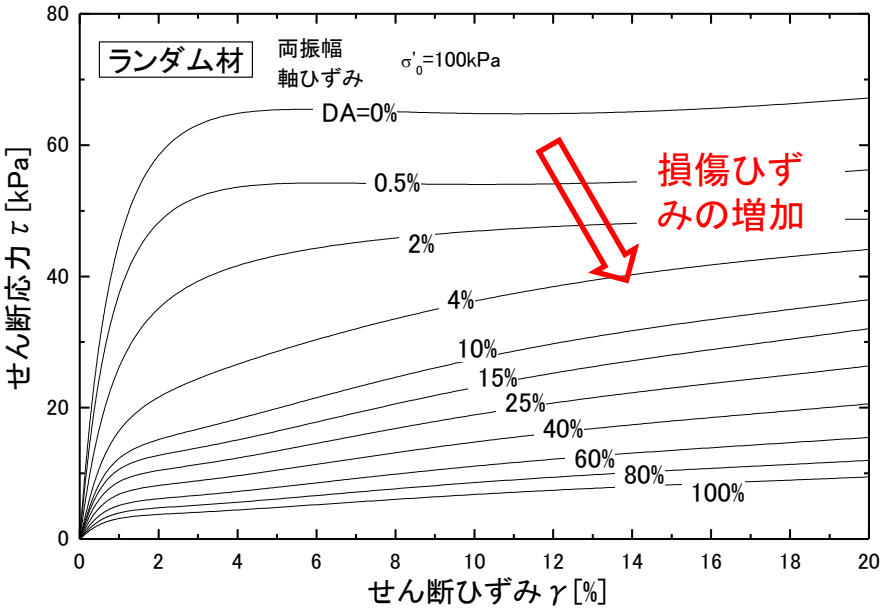


非線形準静的FEM（SENPS）の概要



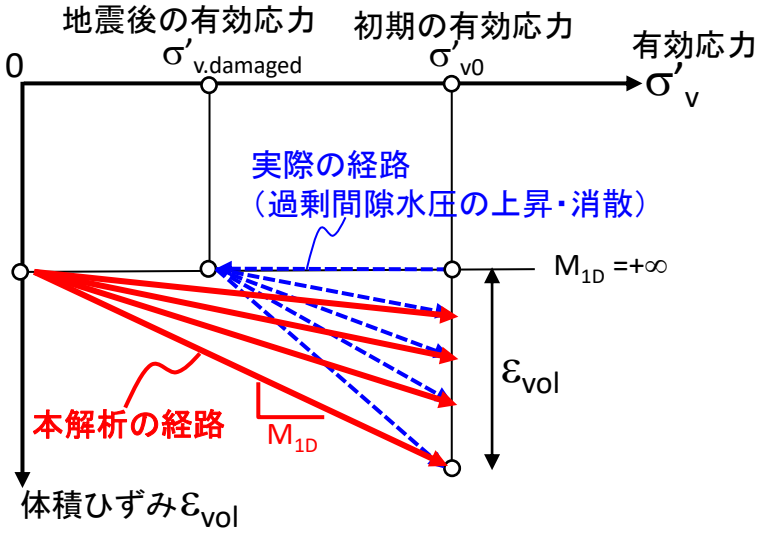


詳細ニューマークD法との同じ試験結果から
応力・ひずみ関係の劣化をモデル化

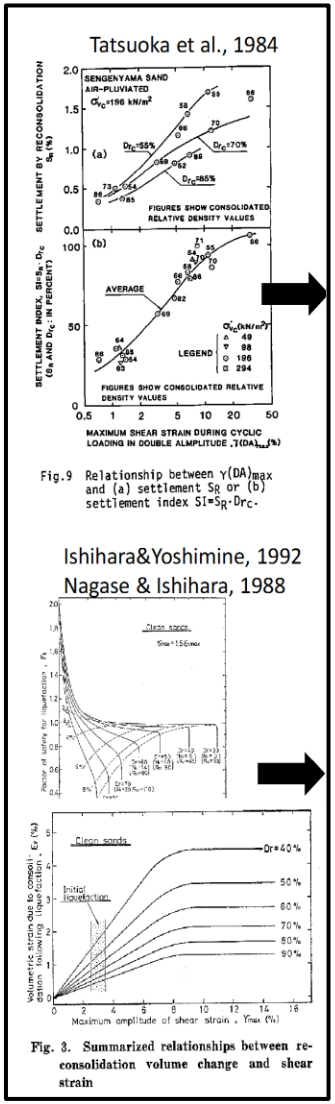


過剰間隙水圧消散による変形解析の概要

- 龍岡ら、石原らの実験結果を再整理した実験式により、液状化後の体積ひずみε_{vol}を算定
- 初期（地震前）の自重解析の応力σ'_{v0}を算定
- σ'_{v0}を外力とし、体積ひずみε_{vol}が生じるように、1次元圧密状態の沈下量を算定



龍岡ら、石原らの実験結果



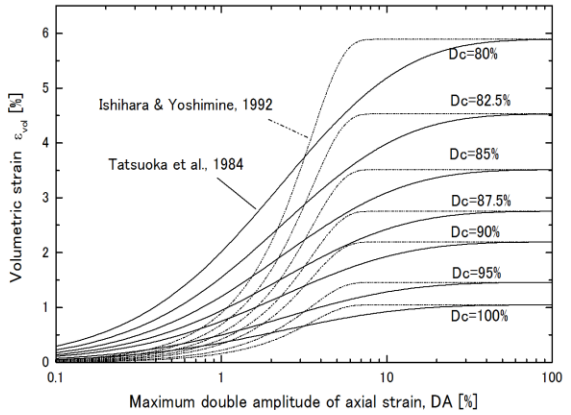
締固め度Dcと地震後の両振幅DAよる体積ひずみε_{VOL}算定

$$\begin{cases} \varepsilon_{vol} = \varepsilon_{vol.MAX} \cdot \left[1 - \exp\left\{ 1 - \left(1 + DA/A_1\right)^{A_2} \right\}^{A_3} \right] \\ \varepsilon_{vol.MAX} = B_1 + B_2 \cdot \exp\left(-D_c/B_3\right) \quad D_c \geq 80\% \end{cases}$$

ε_{vol}: 液状化後体積ひずみ (%)
DA: 最大軸ひずみ両振幅(%)
Dc: 締固め度 (%)

本解析で採用

Tatsuoka et al., 1984	A1=0.832	B1=0.534
	A2=1	B2=62897
	A3=0.4433	B3=8.537
Ishihara&Yoshimine, 1992	A1=25.294	B1=0.534
	A2=1.327	B2=62897
	A3=11.24	B3=8.537



本日の講演内容

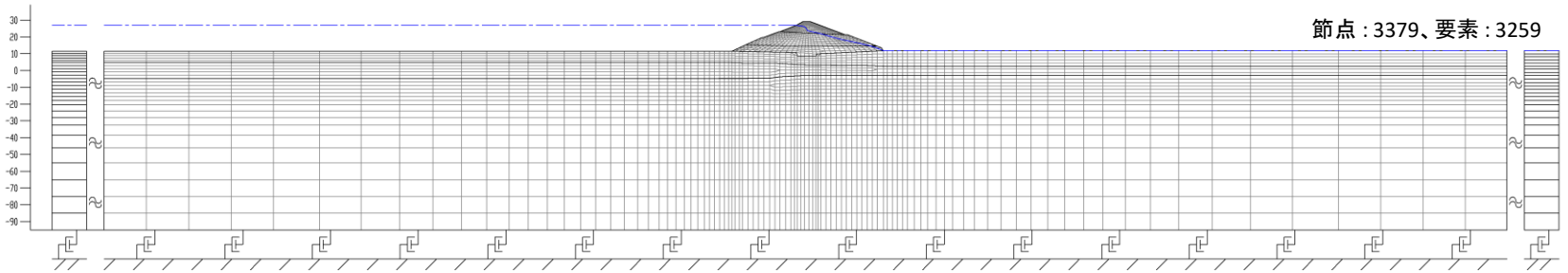
SERID 研究会
セリッド研究会

①背景：
- 東日本大震災における福島県内のため池被災
- 改定された「ため池整備」（平成27年5月）

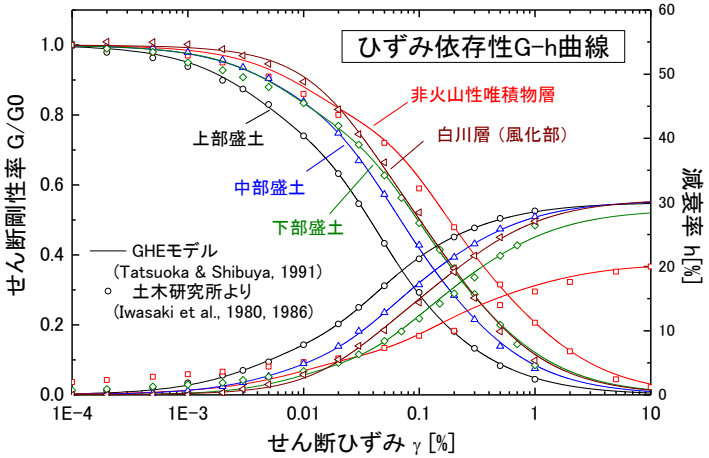
②ため池等の耐震診断法
- ニューマークD法（すべり変形）の概要、計算例
- すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- 福島県藤沼ダムの検証事例

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

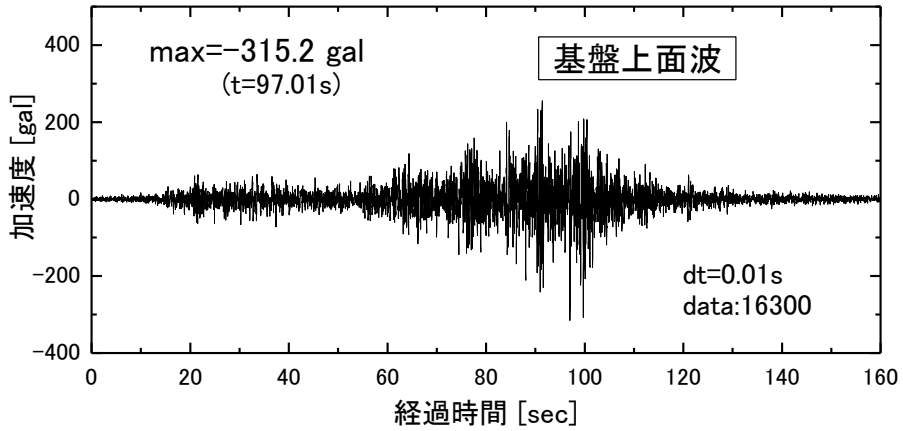
①旧堤体：地震応答解析（等価線形化法）

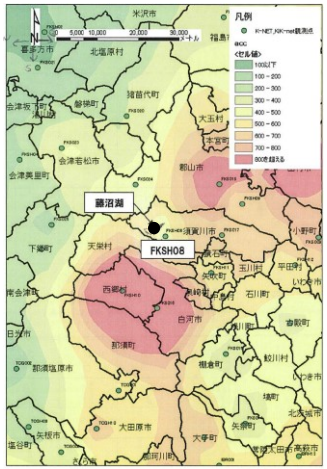


		γ_t (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	ポアソン比 ν	G-h-γ 特性
上部盛土		16.8	18.4	163	50	0.353	文献（土研式）
中部盛土		13.9	15.7	154	37.9	0.364	文献（土研式）
下部盛土		16.4	17.9	192	67.2	0.491	文献（土研式）
地盤	非火山性唯積物層	20	20	156	49.6	0.469	文献（土研式）
	白川層（風化部N<50）	17.7	17.7	287	150	0.441	文献（土研式）
	白川層（新鮮部N≥50）	19.6	19.6	438	380	0.449	線形体 h=2.0%



Kik-net長沼(FKSH08)での基盤上面波

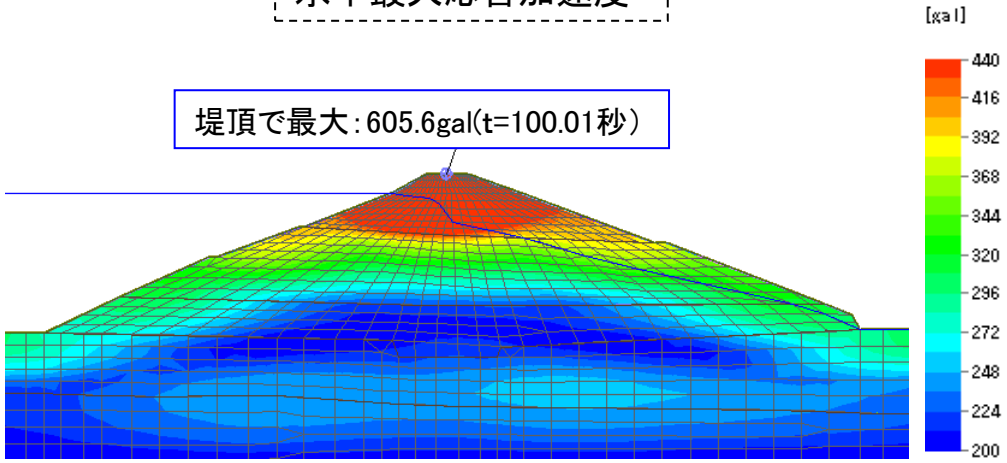




地表面で観測した波形を基盤上面(Vs=450m/s)に引き戻した

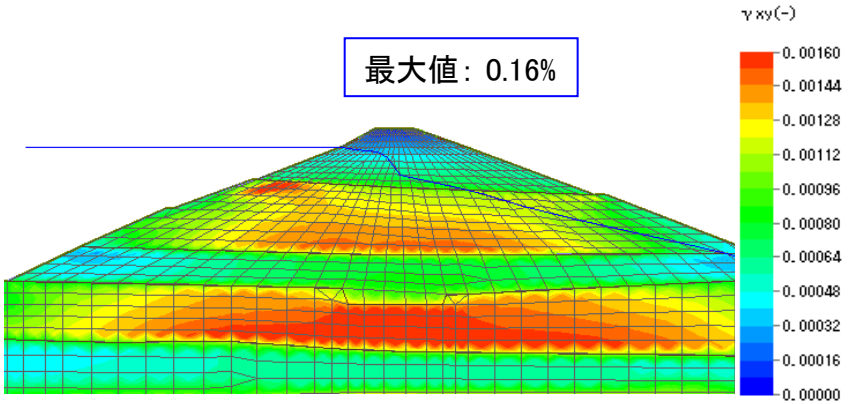
①旧堤体：地震応答解析結果（等価線形化法）

水平最大応答加速度



堤頂での最大値：605.6gal。入力最大加速度に基本すると、
堤頂での増幅度（応答倍率）＝1.92

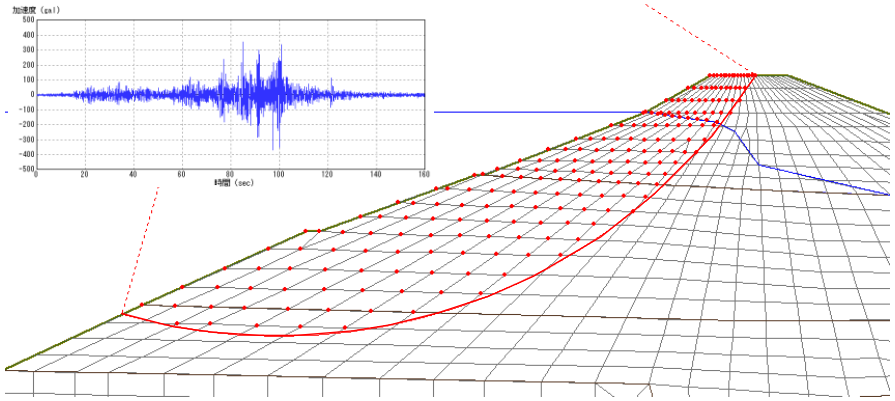
最大せん断ひずみ



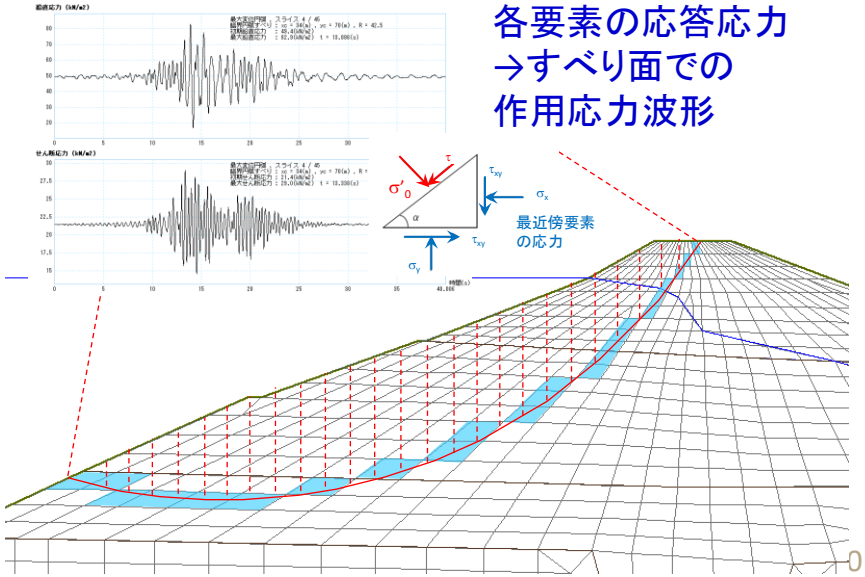
最大せん断ひずみ＝0.16%。等価線化法の
適用範囲以内

以下の結果に基づき、ニューマークD法を実施

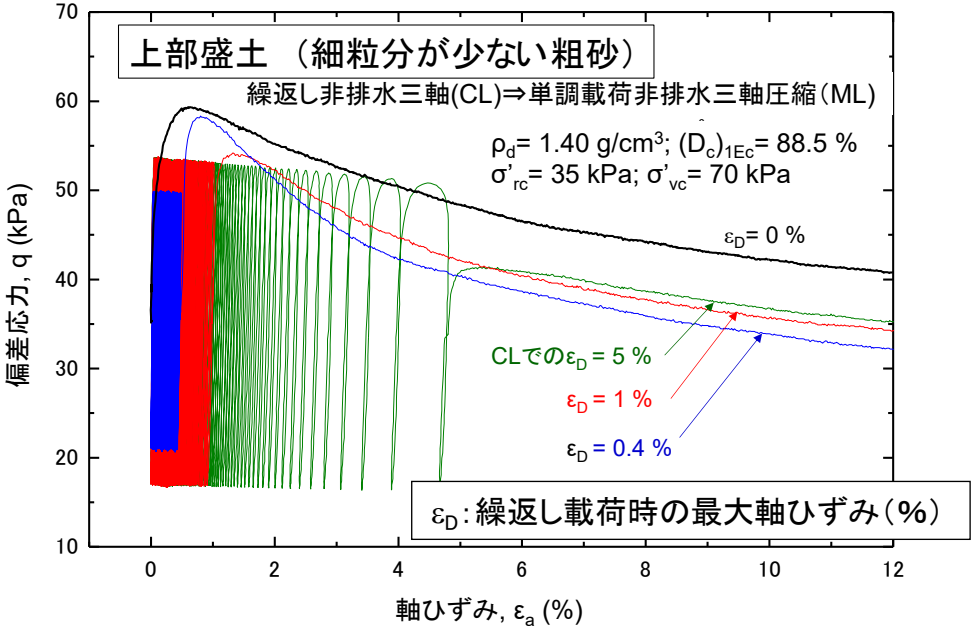
各節点の応答加速度
→すべり土塊の平均応答加速度波形

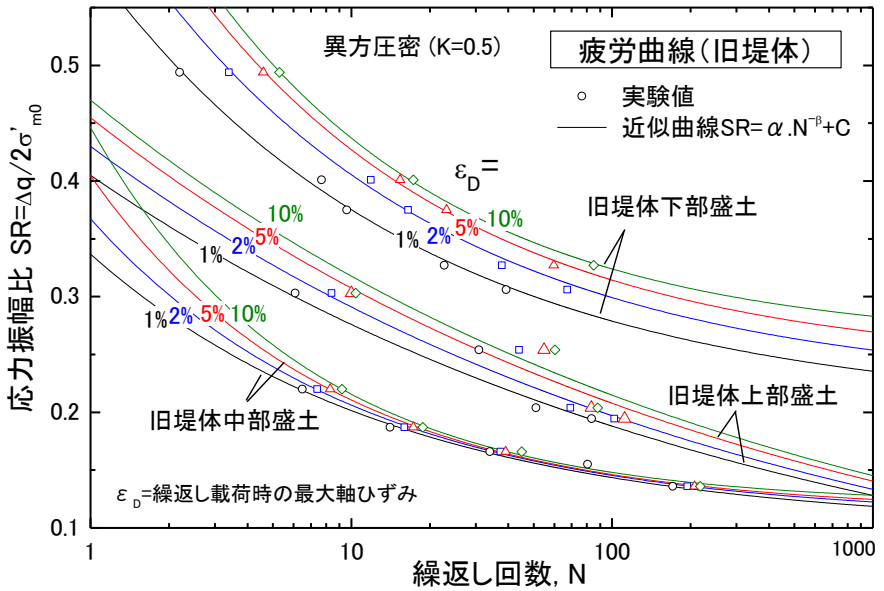


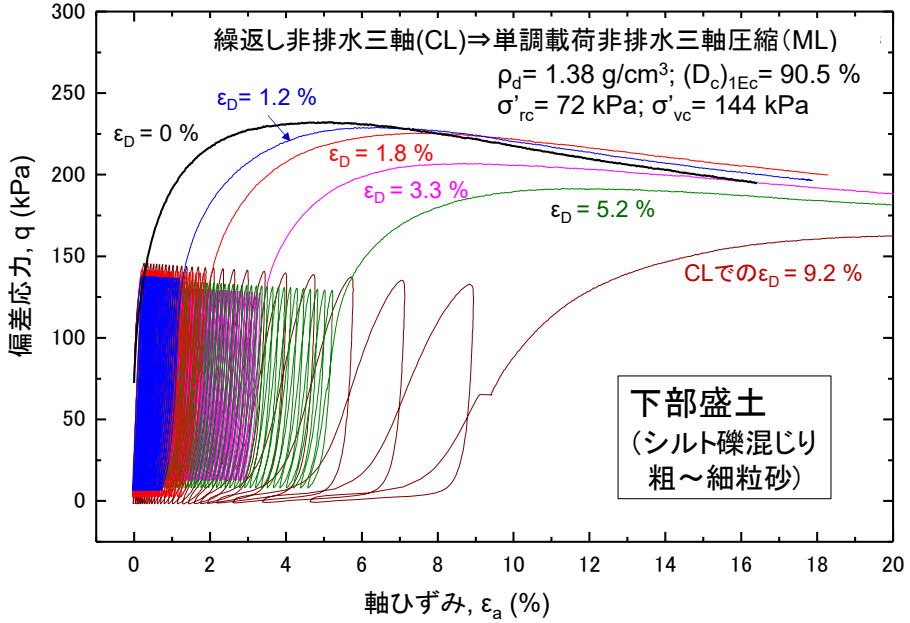
各要素の応答応力
→すべり面での
作用応力波形

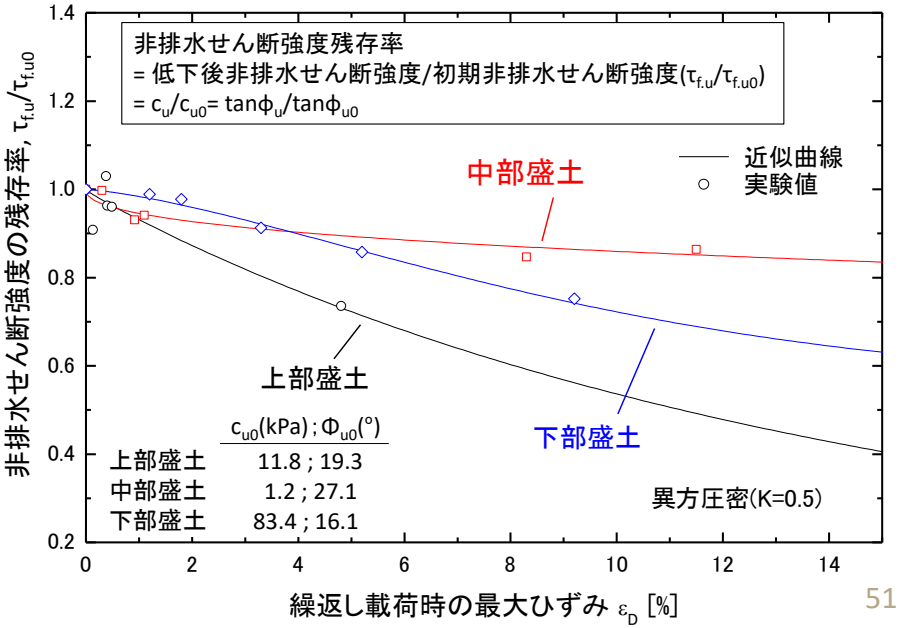


⇨ 旧堤体：堤体残存部から試料を採取し、原位置の $(D_c)_{1Ec}$ で締固めて供試体作製
⇒異方圧密後に非排水繰返し載荷試験（CL）⇒非排水単調載荷試験（ML）









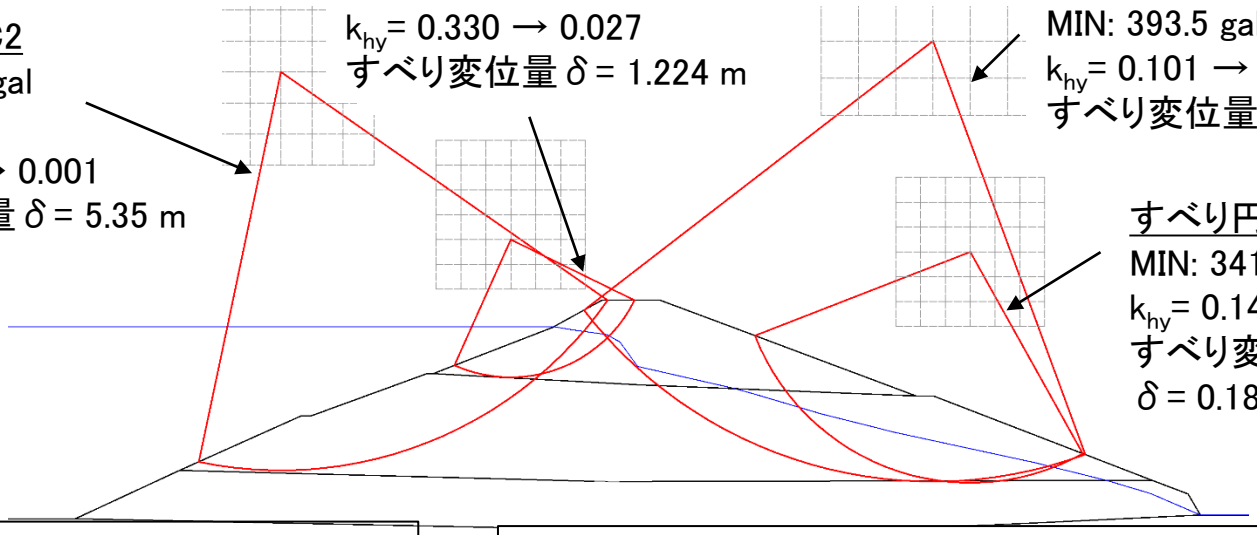
旧堤体：Newmark-D法による解析結果

すべり円弧C1
MAX: 432.2 gal（t= 85.11秒）
k_{hy}= 0.330 → 0.027
すべり変位量 δ = 1.224 m

すべり円弧C2
MAX: 308.1 gal
（t= 85.11秒）
k_{hy}= 0.121 → 0.001
すべり変位量 δ = 5.35 m

すべり円弧C4b
MIN: 393.5 gal（t= 97.42秒）
k_{hy}= 0.101 → 0.028
すべり変位量 δ = 0.786 m

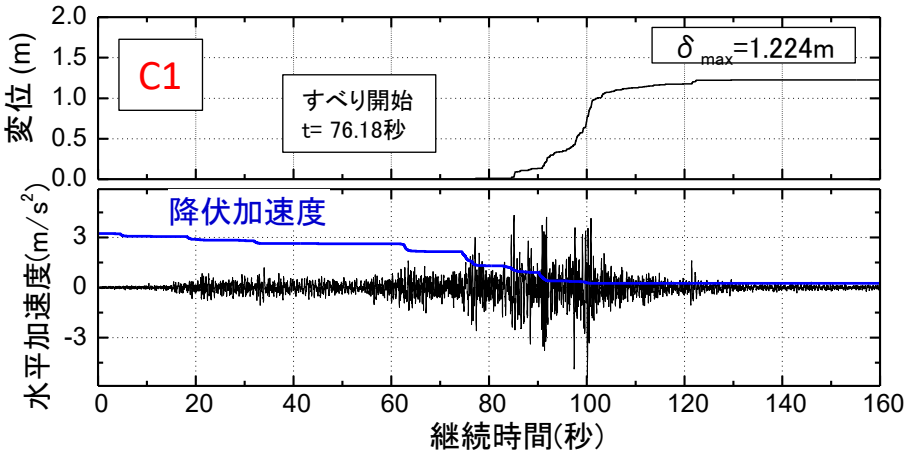
すべり円弧C4
MIN: 341.7 gal（t= 97.38秒）
k_{hy}= 0.147 → 0.061
すべり変位量
δ = 0.187 m

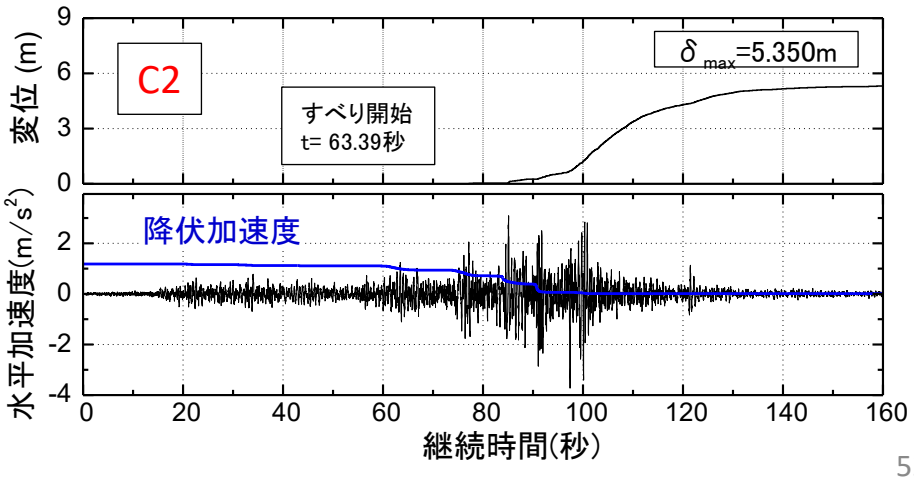


k_{hy}: 降伏水平震度
（安全率Fsが1.0となる水平震度）

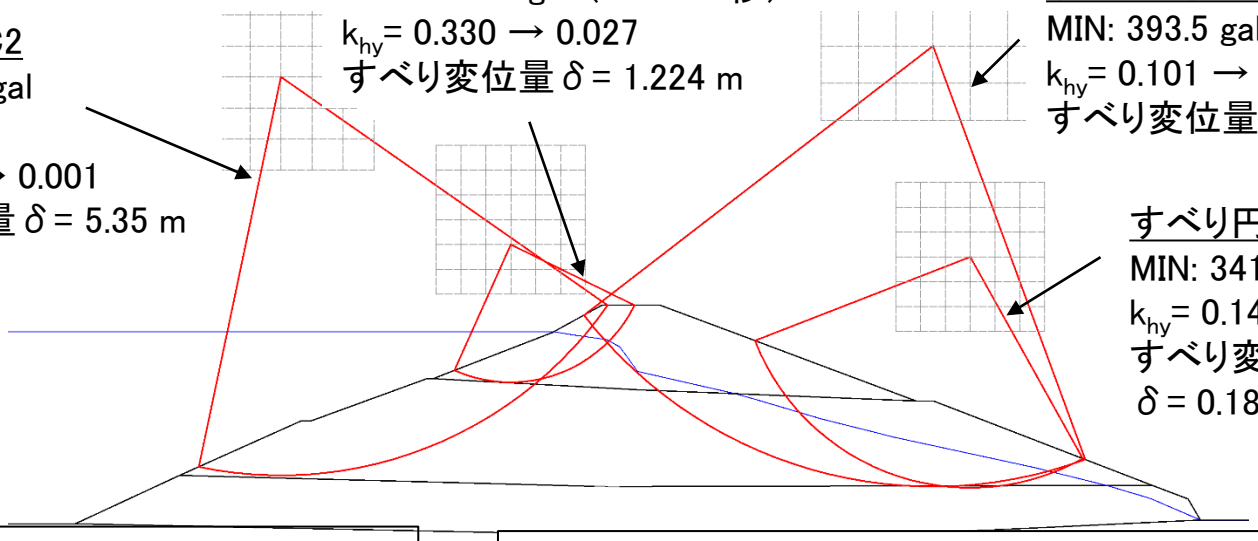
Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

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





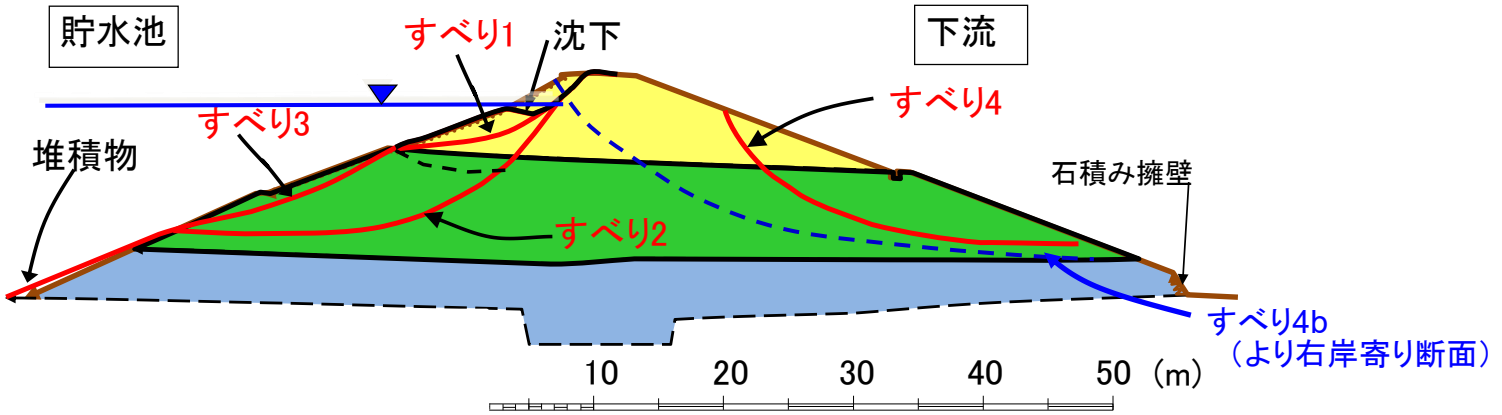
旧堤体：Newmark-D法による解析結果



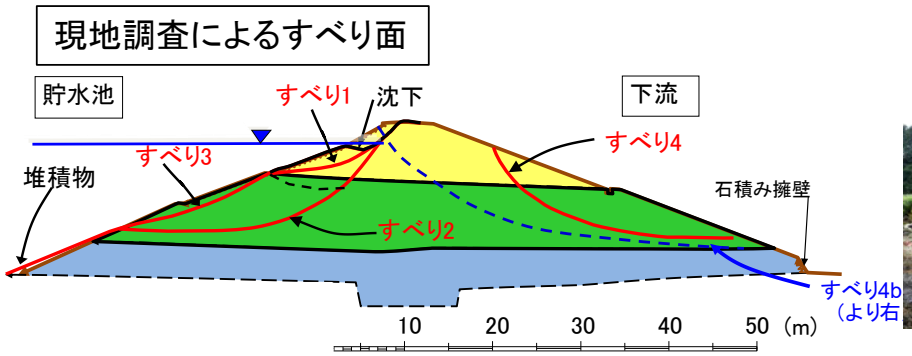
k_{hy}: 降伏水平震度
（安全率Fsが1.0となる水平震度）

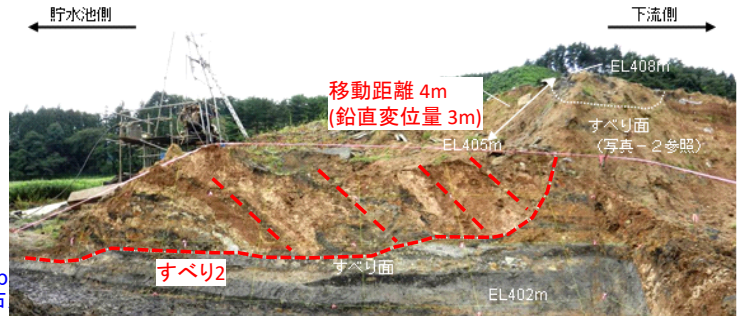
Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

崩壊した旧堤体で実際に生じたすべり面1～4bと整合

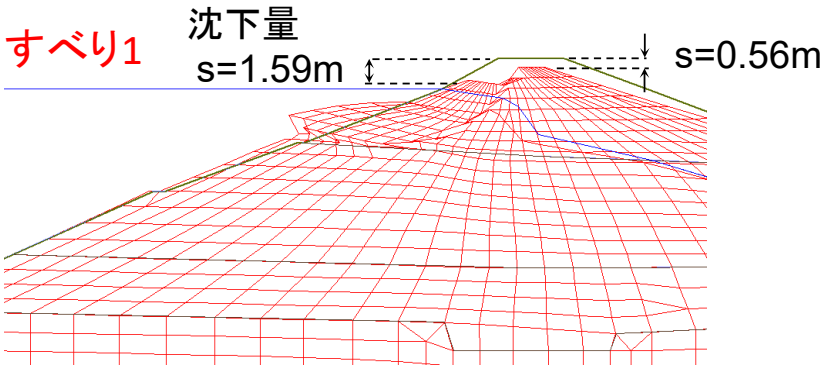


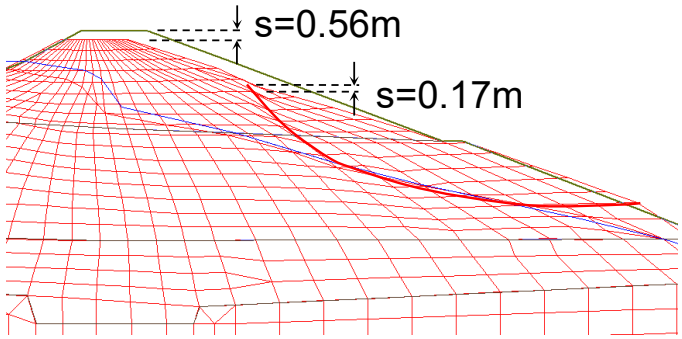
藤沼貯水池：ニューマークD法+準静的FEM解析

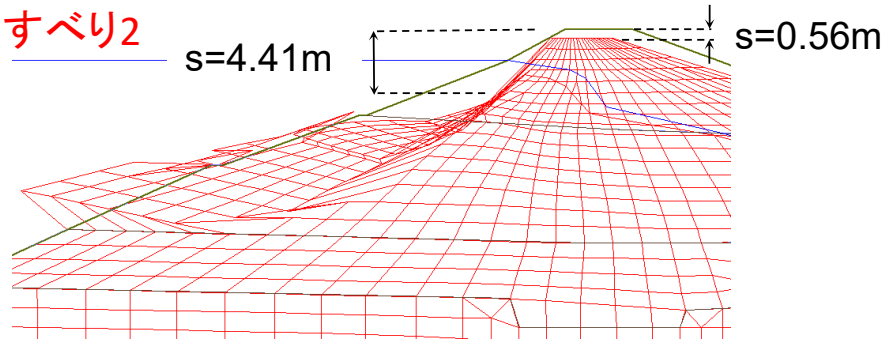


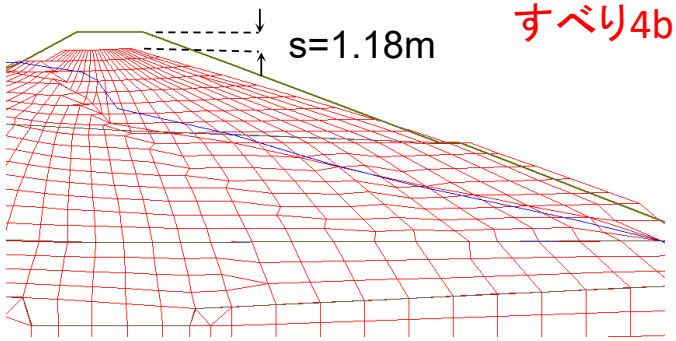


Newmark-D法による変形 + 準静的FEM による変形

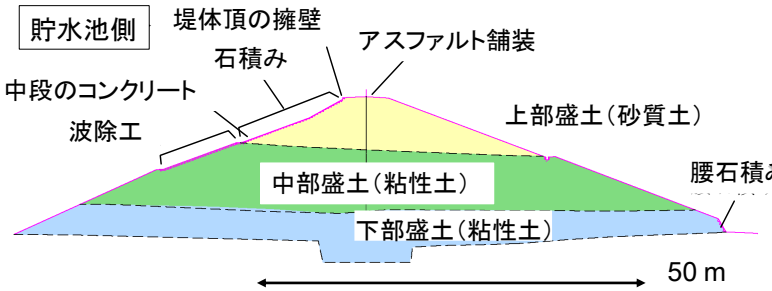


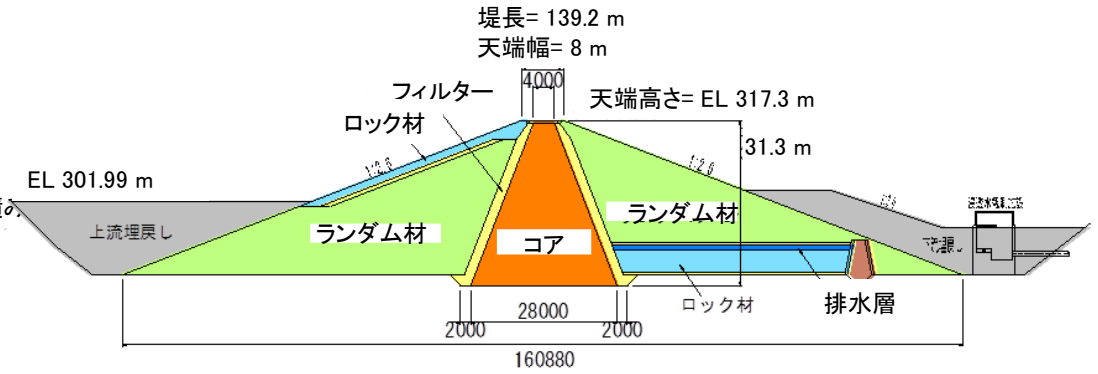






藤沼ダム、旧本堤と復旧本堤の締固め状態の比較





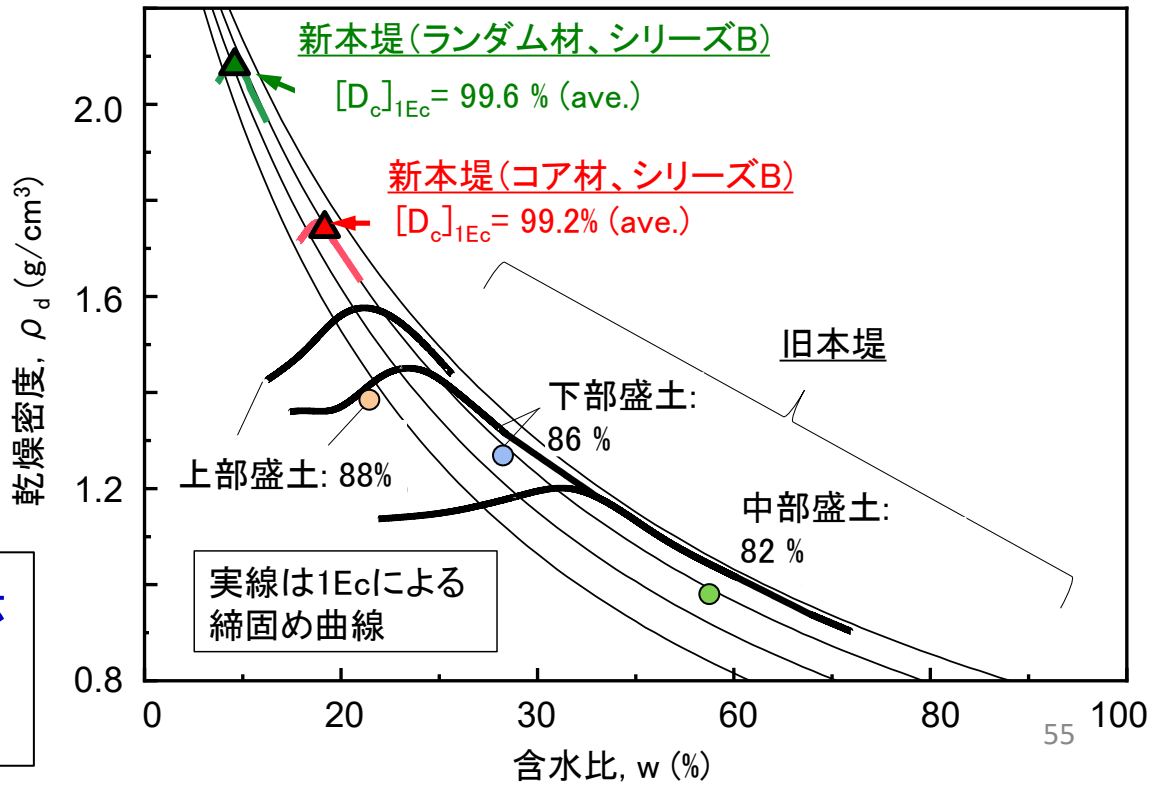
復旧本堤：

- 締固め度$[D_c]_{1Ec}$は、ほぼ100%で非常に高い
- 乾燥密度も高い（粒度分布が良いことも要因）
- ほぼ、締固め曲線のピークでの最大乾燥密度状態（すなわち、最適飽和度状態）

⇒ 十分に高い遮水性と耐震性を確保

新たな枠組みの締固め管理法によって、適切な建設コストで実現できた

平均的締固め状態（1Ec= 標準プロクター）



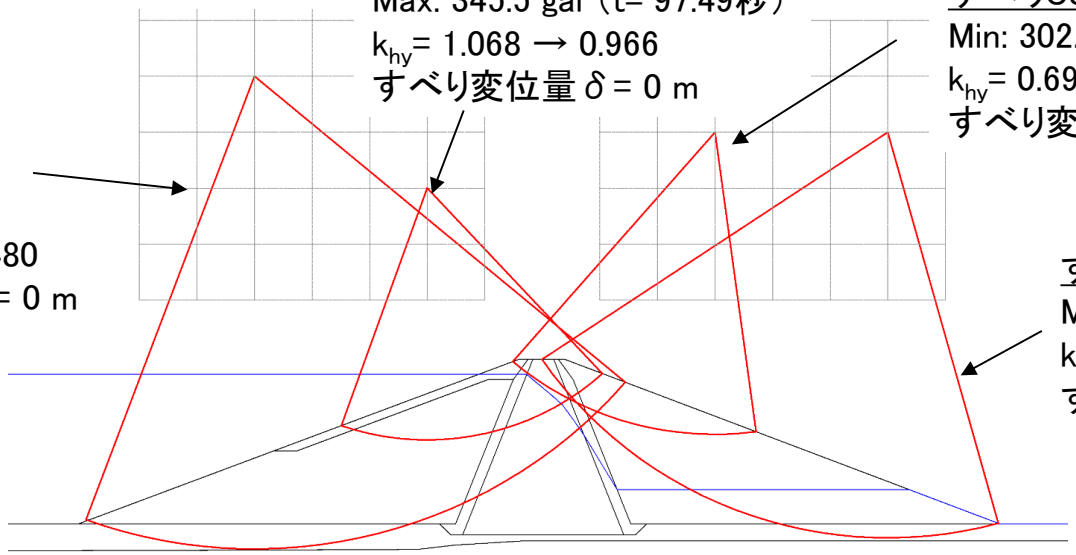
復旧した藤沼貯水池本堤： 解析結果

すべりC1
Max: 345.5 gal（t= 97.49秒）
k_{hy}= 1.068 → 0.966
すべり変位量 δ = 0 m

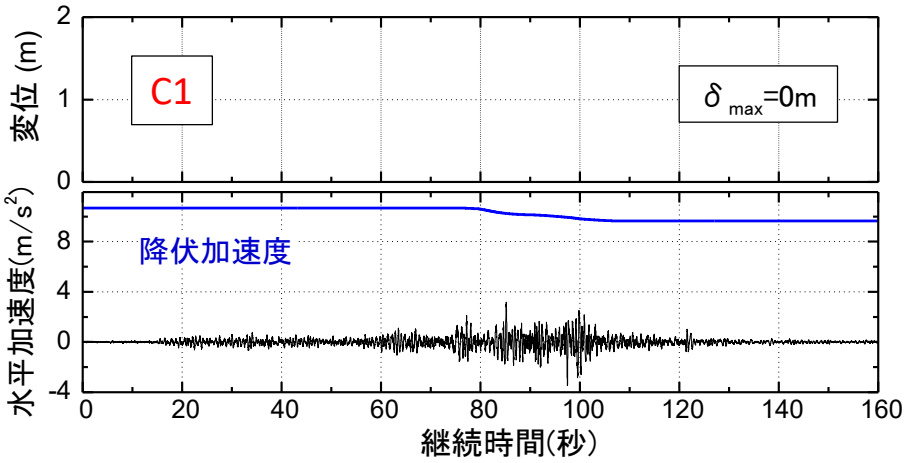
すべりC2
Max: 205.0 gal
（t= 99.53秒）
k_{hy}= 0.502 → 0.480
すべり変位量 δ = 0 m

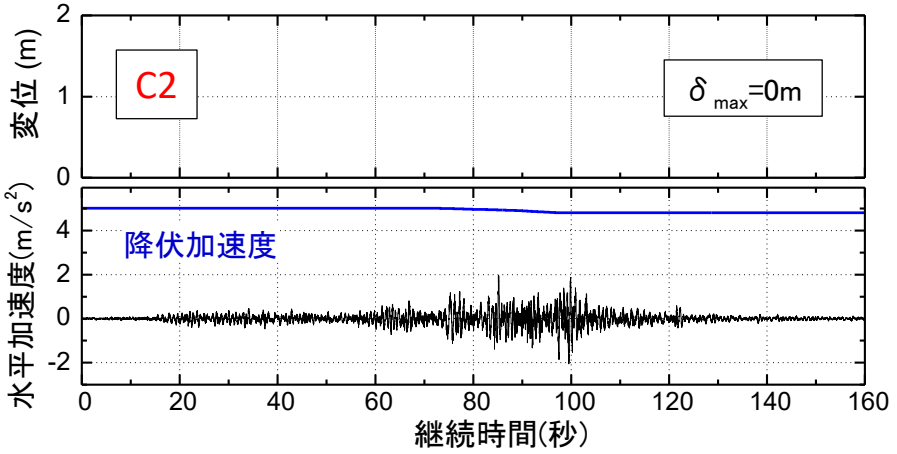
すべりC3
Min: 302.4 gal（t= 97.49秒）
k_{hy}= 0.696 → 0.696
すべり変位量 δ = 0 m

すべりC4
Min: 188.5 gal（t= 99.43秒）
k_{hy}= 0.491 → 0.473
すべり変位量 δ = 0 m

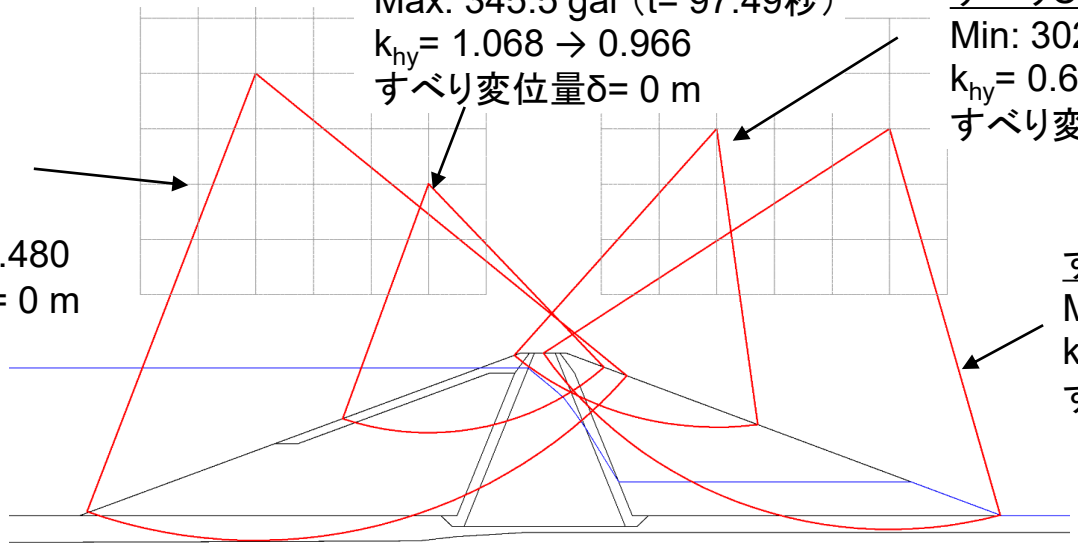


Newmark-D法： 降伏加速度（堤体材せん断強度の指標）はあまり低下しないため、すべりは全く発生しない

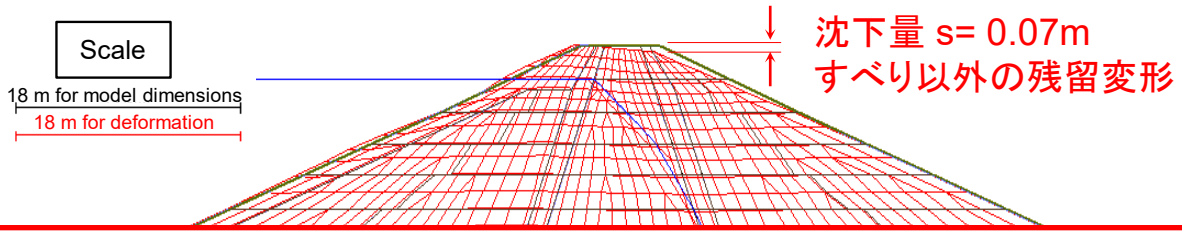




復旧した藤沼貯水池本堤： 解析結果



Newmark-D法：すべりが発生しない、準静的FEM：沈下量が小さい



2011東日本大震災で崩壊した藤沼ダムおよび復旧した藤沼ダムの安定解析を同じ非排水三軸試験法と地震時安定解析法で実施。

・旧本堤の崩壊を再現するとともに、

・締固めによってダムの地震時安定性がはるかに向上

本日の講演内容

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被災
- 改定された「ため池整備」（平成27年5月）

②ため池等の耐震診断法
- ニューマークD法（すべり変形）の概要、計算例
- すべりを伴わない変形量算定手法の概要
- 福島県藤沼ダムの検証事例

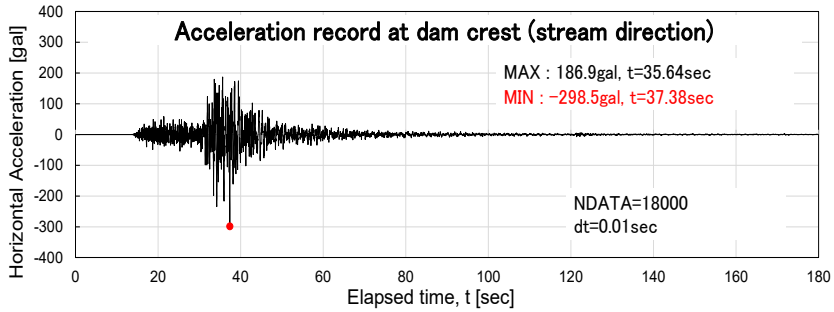
2011.3.11東北地方太平洋沖地震による旧堤の決壊
2021.2.13福島県沖地震による新堤の挙動評価

2021年2月13日：23時08分頃　福島県沖地震（M7.3）

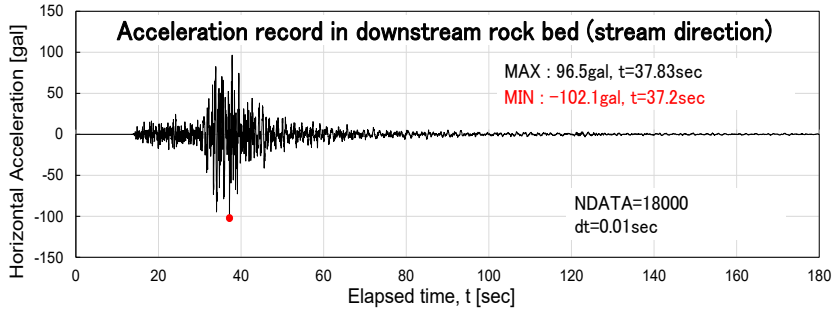
→2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の余震であると推定

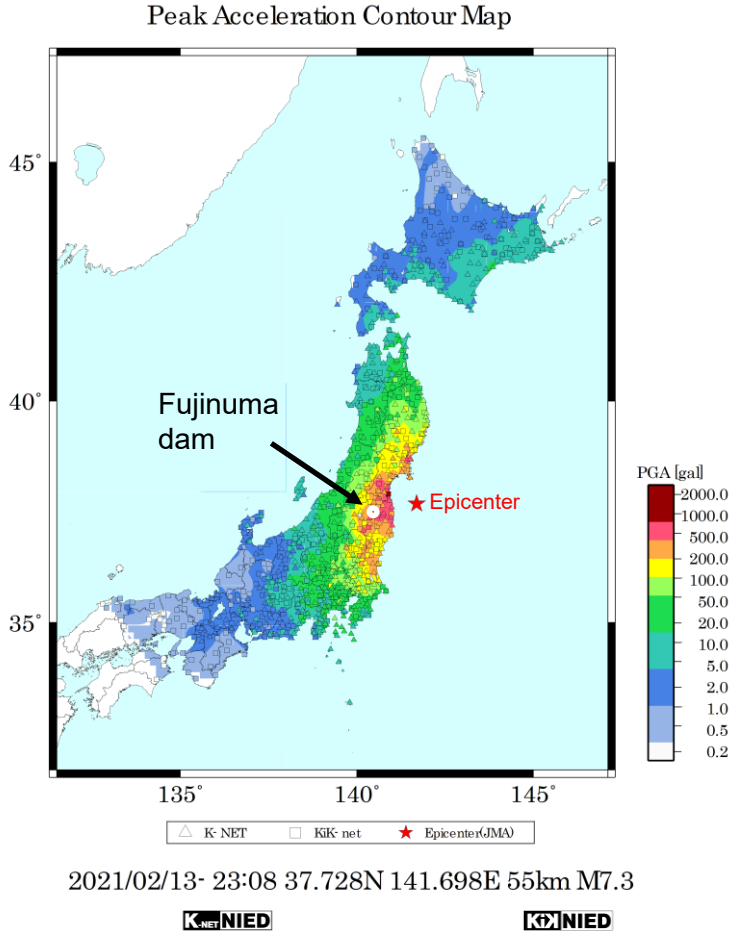
→藤沼ダムとの距離：148.5km，震度4.8

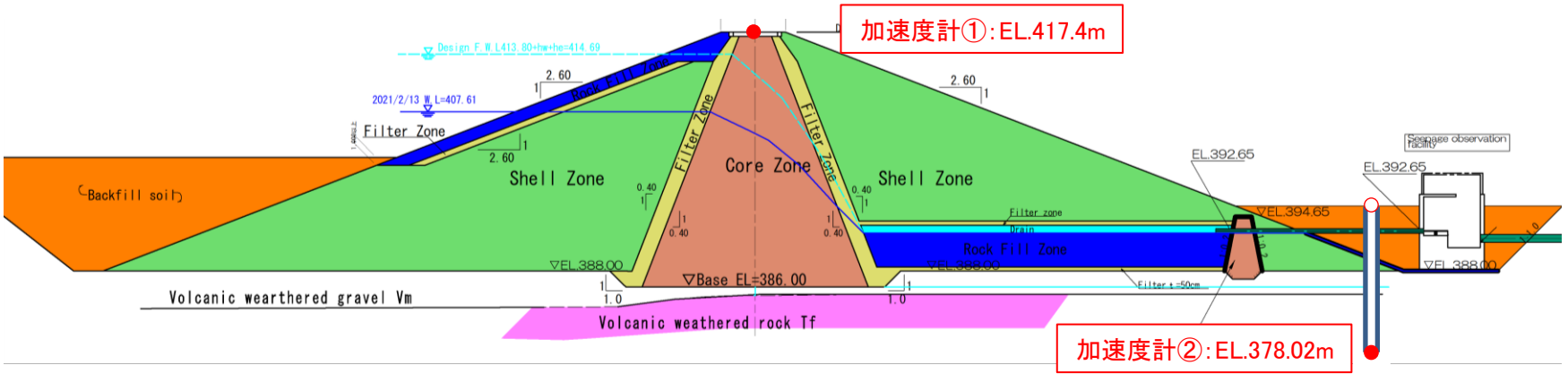
①



②

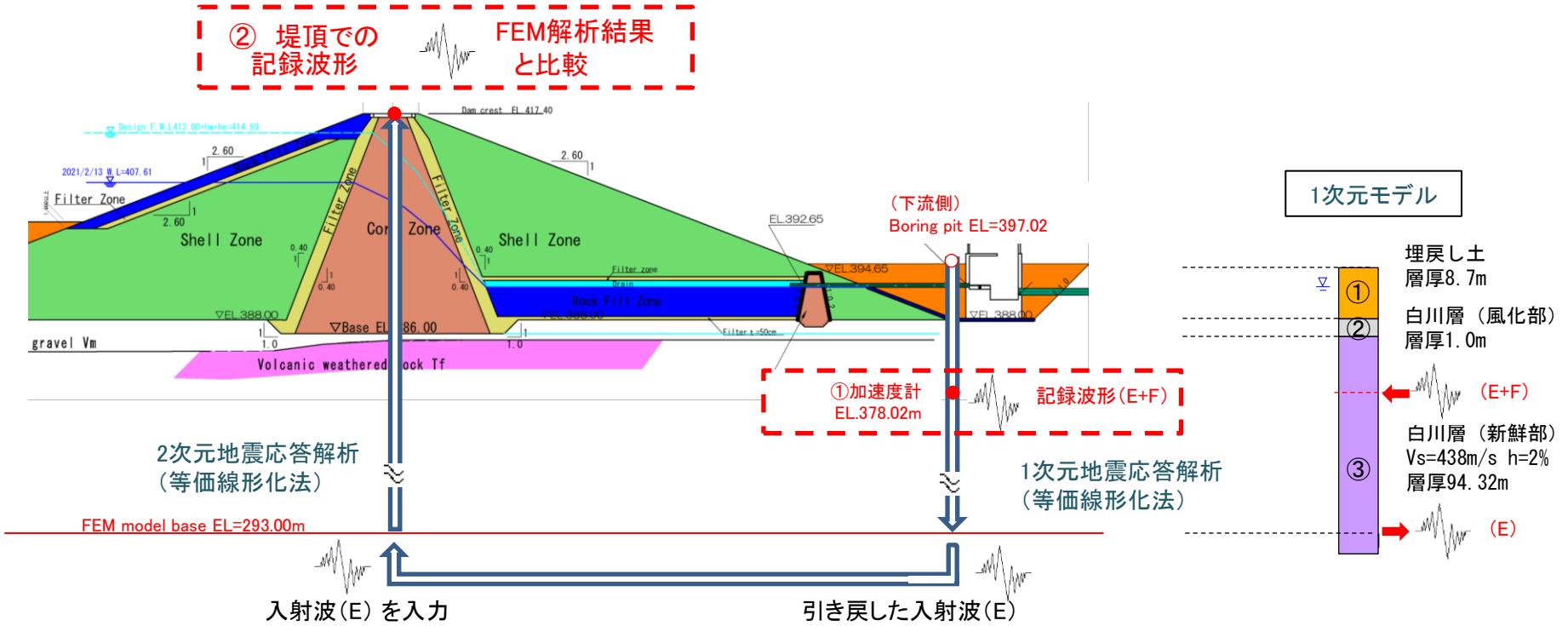


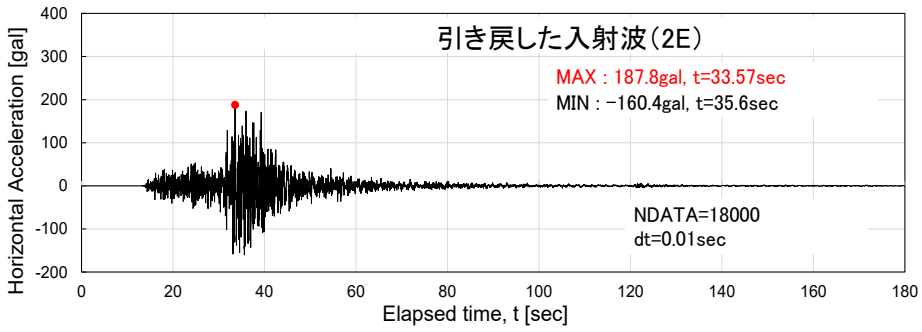


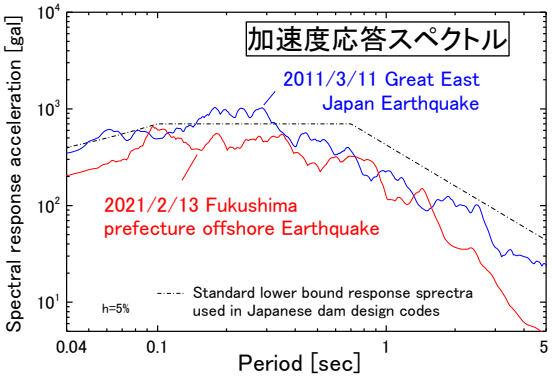


2次元地震応答解析（等価線形化法）に用いる入力地震動

・FEM入力地震波は、本堤下流の地震計(EL378.02m,地盤N値50の中）の観測波形を用いてFEMモデル底面までに引戻した波とする。

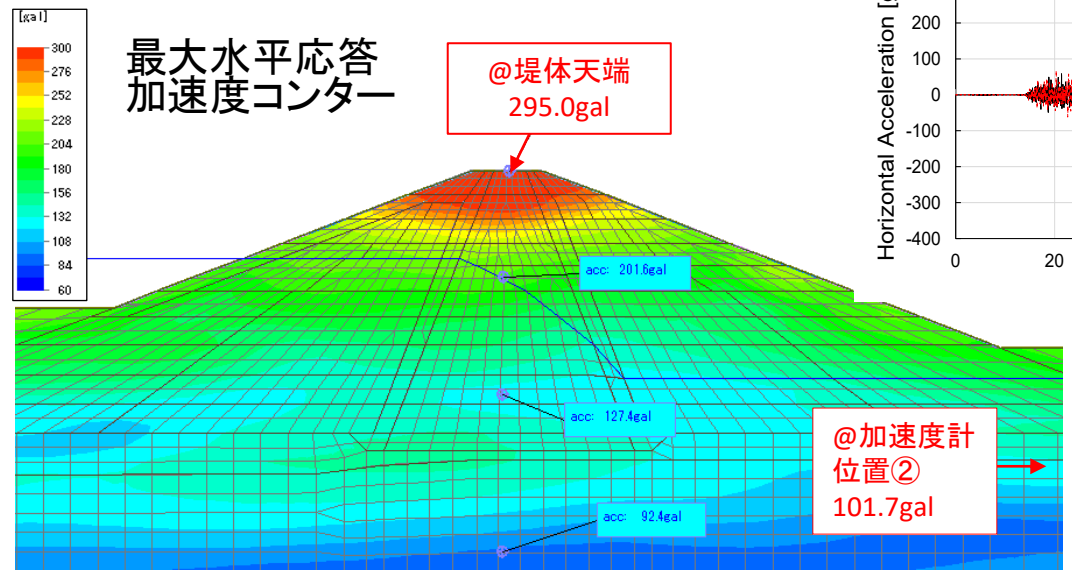


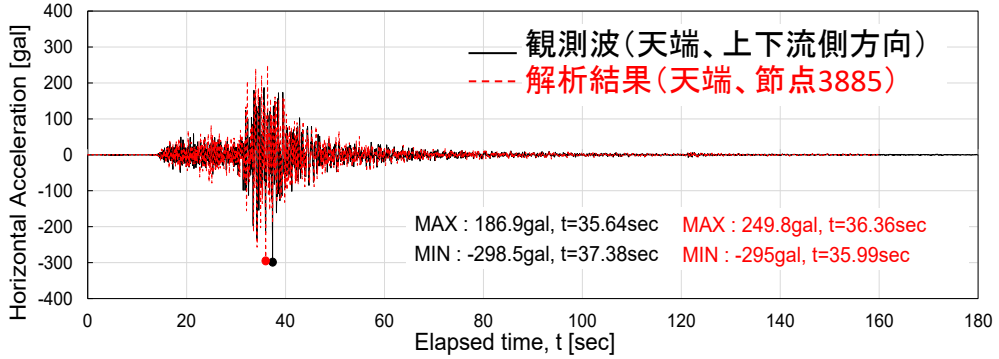


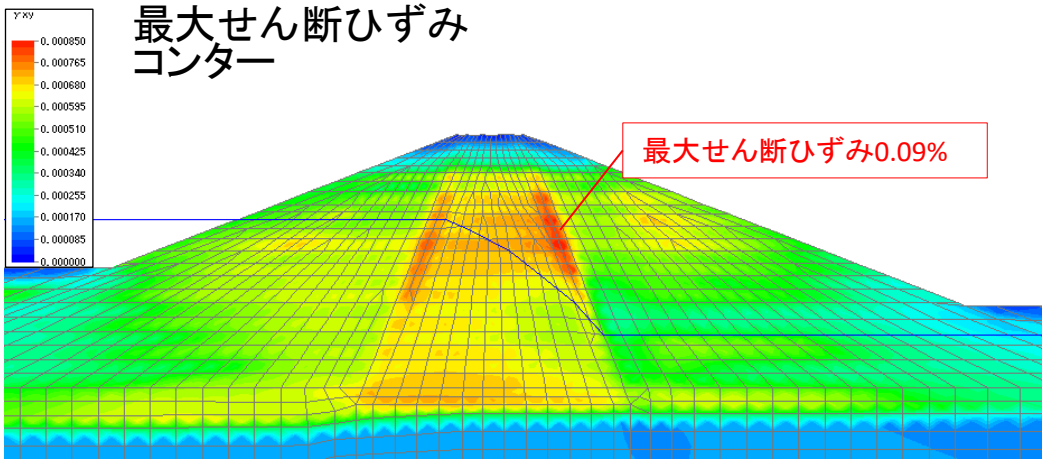


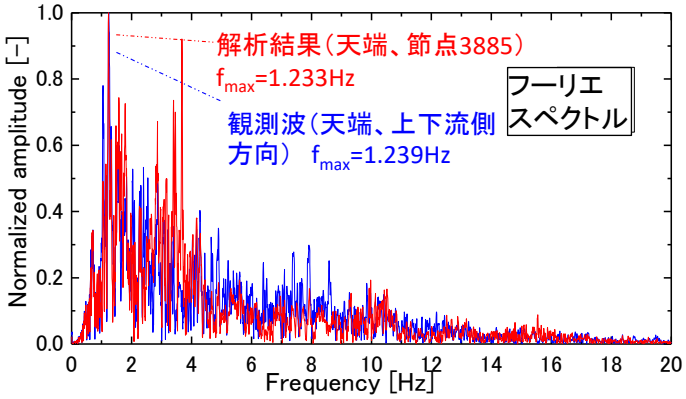
2次元地震応答解析結果（等価線形化法）

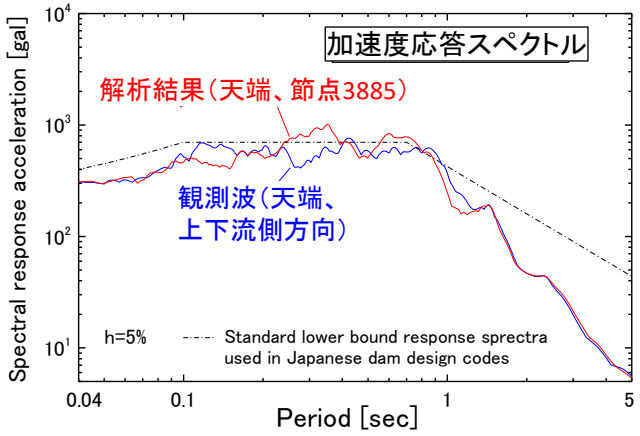
・最大加速度、フーリエスペクトルなどは同程度の値を得るため、解析結果と観測波形がよく一致している



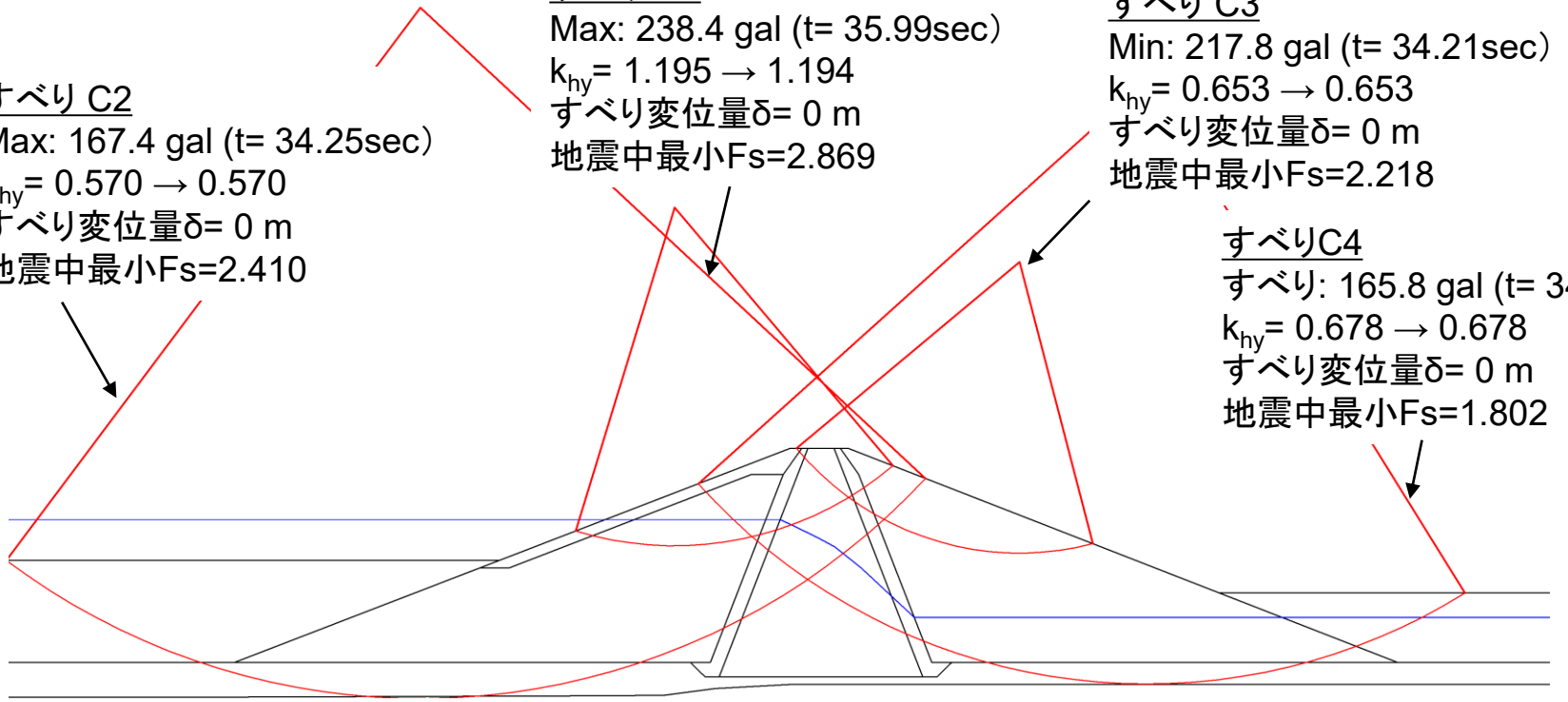








Newmark-D法による解析結果



k_{hy}: 降伏水平震度
(安全率Fsが1.0となる水平震度)

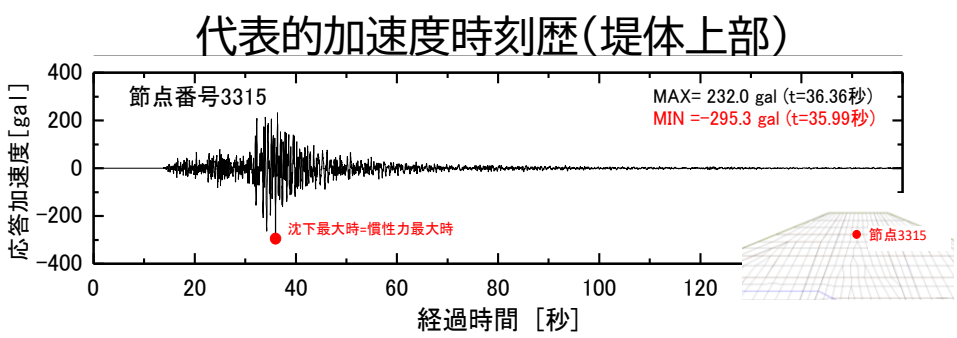
Max: 上流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度
Min: 下流側斜面を不安定化するすべり土塊の最大平均水平応答加速度

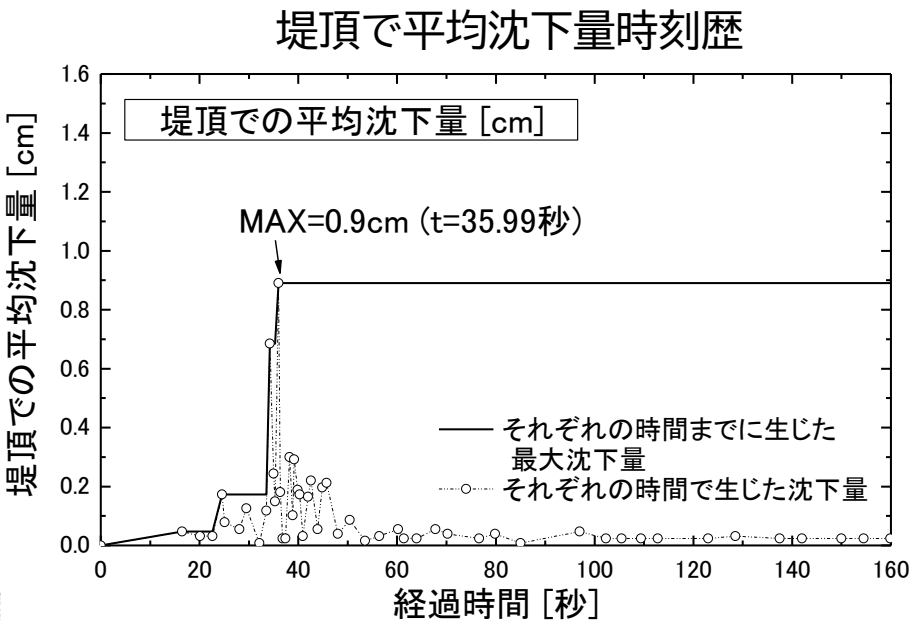
→ 堤体上下流側の円弧すべり面で発揮される強度の低下(降伏加速度の低下)は微小

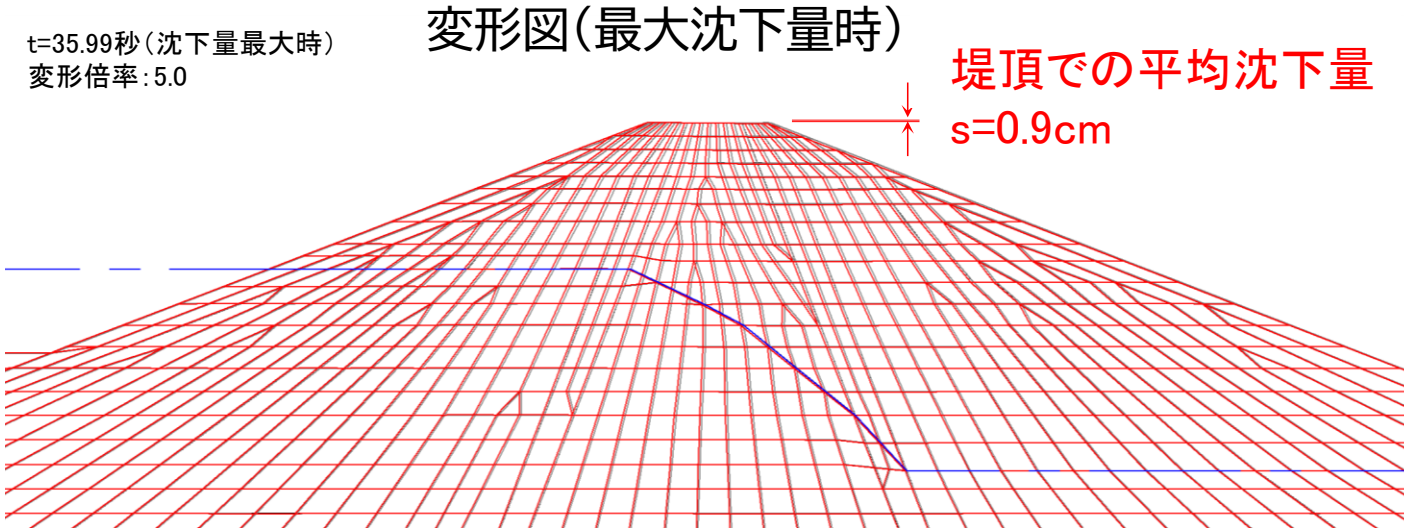
→ 地震中それぞれの円弧すべりに対して安全率Fsが高く
Fs＝1.802～2.869，すべりが発生しない(回転変位量＝0)結果

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。







おわり。
ご清聴ありがとうございました。

SERID技術講演会　2024年11月13日(水)
12:30～16:30、 ホテル福島グリーンパレス、福島