

MIDAS ITは世界の技術者を支援します



About MIDAS IT

MIDAS ITは、工学技術用ソフトウェア開発および普及、そして構造分野のエンジニアリングサービスとウェブビジネス 統合ソリューションを提供する会社です。

2000年9月に設立、現在は約600名のグローバル専門技術者が在籍し、日本、アメリカ、中国、インド、ロシア、イギリス、 ドバイ、シンガポール、フィリピンの現地法人や35ヶ国の代理店など、全世界ネットワークを通し、110ヶ国に工学技術用 ソフトウェアを販売する世界的な企業として成長しました。

また、技術者の皆様の技術力向上のために各分野別に技術講座を実施しており、今後もこのような技術講座を定期 的に開催していきたいと考えております。

このようなセミナーに是非ともご参加頂けますようお願い申し上げます。



Dubai Tower



Palazzo Versace & D1 Tower



Odeon Tower

2017 The 4th MIDAS CONSTRUCTION SEMINAR

SESSION 1. 事例紹介

03-20

21-147

GTS NX 3次元モデリング /解析例紹介

株式会社マイダスアイティジャパン 建設技術部 廣瀬 栄樹

SESSION 2. 技術講座

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と締固め効果の設計での反映 東京大学名誉教授

龍岡文夫 先生

2017 The 4th MIDAS CONSTRUCTION SEMINAR

GTS NX 3次元モデリング /解析例紹介

株式会社マイダスアイティジャパン 建設技術部 廣瀬 栄樹

第4回 建設分野 技術講座

2017 MIDAS The 4th CONSTRUCTION SEMINAR

AGENDA

GTS NX 3次元モデリング/解析例紹介 -製品デモンストレーションを交えて-

01 MIDAS製品群の紹介

02 GTS NXの紹介 - デモを交えて

MIDAS

MIDAS製品群の紹介

2017 MIDAS The 4th CONSTRUCTION SEMINAR

MIDA	S Fa	mily	Pro	gram	S
MIDA	S製	品約	介		

MIDAS Family Program は 最先端CAE(Computer Aided Engineering) ソリューションです。

建築 Building Engineering



midasiGen 建築分野の 汎用構造解析および 許容応力度計算

midas eGen 保有耐力自動計算+構造計画/ 設計最適化システム CAD 基盤モデリング

midas **Drawing** 世界初2次元情報CADプログラム 構造図自動生成





midas Civil 土木分野の 汎用構造解析および 最適設計システム

midas FEA 建設分野の 非線形解析および 詳細解析システム 地盤 Geotechnical Engineering



SoilWorks 2次元地盤汎用解析/設計 プログラム

SoilWorks for FLIP 液状化解析プログラム FLP用のプリ・ポスト SoilWorks for LIQCA

液状化解析プログラム LIQCA用のプリ

GTSNX 2次・3次元地盤汎用解析 プログラム

SOLIFLUKPE 河川堤防の液状化 対策設計ソリューシ



機械

midasNFX 機械分野の 汎用構造解析システム midasFX+

有限要素解析汎用の プリ・ポスト処理プログラム

GTS NXの紹介 -デモを交えて-















解析作業の流れ





	2017 MIDAS The 4th CONSTRUCTION SEMI				
① マップドメッシュ 生成時間比較					
区分	従来プログラム	GTS NX			
要素サイズ (5m)	 ・ 所要時間:5.87 SEC ・ モデリング:35,301節点、32,000要素 	 約 5.8倍 UP ・ 所要時間:1 SEC 未満 ・ モデリング:35,301 節点、32,000 要素 			
要素サイズ (3m)	 ・ 所要時間:14.32 SEC ・ モデリング:143,344 節点、134,670 要素 	 約 4.8倍 UP 新 5.6 未満 ・ 所要時間:3 SEC 未満 ・ モデリング:143,344 節点、134,670 要素 			
要素サイズ (2m)	 ・ 所要時間:71.132 SEC ・ 干デリング:520.251 節点、500.000 要素 	 約 4.4倍 UP 所要時間: 16.25 SEC モデリング: 520.251 節点、500.000 要素 			

② オートメッシュ 生成時間比較					
区分	従来プログラム	GTS NX			
要素サイズ (5m)	 ・ 所要時間:31.81 SEC ・ モデリング:8,551 節点、42,737 要素 	約 5.2倍 UP ・ 所要時間:6.68 SEC ・ モデリング:8,551 節点、42,737 要素			
要素サイズ (3m)	 ・ 所要時間:360.29 SEC ・ モデリング:33,774 節点、180,414 要素 	 約 30倍 UP ・ 所要時間:12.21 SEC ・ モデリング:33,774 節点、180,414 要素 			
要素サイズ (2m)	生成不可 (2時間以上経過してもPGが動かない)	 ・ 所要時間:26.24 SEC ・ モデリング:107,586 節点、595,589 要素 			
要素サイズ (1m)	生成不可 (2時間以上経過してもPGが動かない)	 ・ 所要時間:285.79 SEC ・ モデリング:817,693 節点、4,700,046 要素 			

デモンストレーション -解析手順-







14 2017 第 4 回 MIDAS 建設分野 技術講座











ウィザード形式で施工段階定義







2017 MIDAS The 4th CONSTRUCTION SEMINAR



18 | 2017 第 4 回 MIDAS 建設分野 技術講座

結果表示 - 施工段階アニメーション



2017 MIDAS The 4th CONSTRUCTION SEMINAR

3D PDF出力 - 情報の共有





<section-header><section-header><section-header><section-header><section-header><section-header><section-header><section-header><section-header>

2017 The 4th MIDAS CONSTRUCTION SEMINAR

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映

東京大学 名誉教授 龍岡文夫 先生

2017年6月6日 MIDAS Construction Seminar

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と締固め効果の設計での反映

東京理科大学土木工学科 龍岡文夫

概要-1/4

■通常の盛土工事では、規定された締固めエネルギーレベル(CEL)での現場の代表試料を用いた室内締固め試験によって得た最適含水比w_{opt}あるいはそれより大きいwで、乾燥密度ρ_dの全測定値が室内締固め試験による(ρ_d)_{max}の例えば90%以上になるように管理する。

しかし、U_c、D₅₀、CELが大きくなるほどw_{opt}は低下し (ρ_d)_{max}は増加するが、 現場の土質とCELは一定に設定しても不可避的に変動する。このため、実 際のw_{opt}と(ρ_d)_{max}は室内試験による値と異なる値に変動し、通常は不明で ある。さらに、近年現場で実現可能なCELは向上している。このため、w≥ 「室内試験によるw_{opt}」と設定されている場合、現場CELを室内試験でのCEL よりも大きくしようとすると、ρ_dの増加は小さく過転圧のおそれが出てくる。 ■さらに、土構造物の耐震性等の要求性能は高くなってきており、また高盛 土等の高機能使用も増えていて、より高いρ_dを実現する必要が出てきた。 ■一方、締固め特性と強度・剛性、飽和化後の透水係数、湿潤化によるコ ラップス変形等は、ρ_dとwではなく、ρ_dと締固め時飽和度5.00関数である。

概要-2/4

 従って、飽和度S_rの管理は非常に重要であり、従来もS_rあるいは空気間隙 率v_aの管理が行われている。しかし、盛土材のwの管理と締固め土のp_dと S_r (v_a)の管理が、通常は設計と関連付けながら系統的に行われていない。
 提案する管理法では、p_d、w、S_rを関連付けて統一的に管理する。すなわ ち、それぞれのCELで(p_d)_{max}が得られる最適飽和度(S_r)_{opt}と正規化した締固 め曲線(p_d/(p_d)_{max}~S_r - (S_r)_{opt}関係)は、個々の現場でCELと土質が一定の 範囲で変化しても、一定と見なせる。これを踏まえて、締固め目標を、① (S_r)_{target}=(S_r)_{opt}、②(p_d)_{target}>「設計で設定した強度・剛性や透水係数等の物 性を実現できるp_d」と設定する。この方法は、水浸での過大なコラップス沈 下や強度・剛性の過大な低下も防ぎ、従来よりも低いwで大きなCELを用い た施工によって、過転圧を回避しつつ高いp_dを実現できる。

この提案する管理法に基づいた施工例を紹介する。

(参考文献) 龍岡文夫(2016): 土の締固めにおける飽和度管理の重要性、雑誌ダム技術、3月 号, No.354, 3-16頁.

概要-3/4

- ■盛土等の土構造物の要求性能を実現するためには、①締固めの良否を 適切に反映した性能設計と、②要求性能の実現を意識的に目指して締 固め管理する性能施工が必要となる。提案する締固め管理法は、性能 施工のためのものである。しかし、従来は施工と設計が分離していて、性 能施工を明示的に実施しない場合が多い。
- 通常の実務設計では、異方性、平面ひずみ/三軸圧縮での異なる強度変形特性、ひずみ軟化・粒径効果等の非常に複雑な物性を単純化する必要がある。それでも、物性の単純化に伴う誤差がバランスするように、設計せん断強度に締固めの効果を取り入れる必要がある。このことを、排水せん断強度の場合に限定して説明する。

最後に、排水状態の盛土の地震時すべりをNewmark法で解析する場 合での盛土材の粒径と締固めの影響を示す。

概要-4/4

非排水となる飽和領域を含む盛土・支持地盤の、近似的であるが実務的な地震時安定解析法として、①Newmark-D法による剛体すべり解析と②準静的非線形FEMによる残留変形解析を説明する。これらは全応力法の地震応答解析によって地震応力を求め、土の応力・ひずみ関係は実験結果を直接モデル化して特定の構成式に基づいていない。また、飽和土の非排水状態での強度・剛性は非排水繰返し載荷によって低下して行き、締固めの影響は排水状態の場合よりも遥かに大きいことを考慮している。
 上記解析法によるフィルダムの地震時安定性の検討例を紹介し、締固めの影響が非常に大きいことを説明する。また、2011年東日本大震災でのため池堤体の崩壊事例を上記の方法で解析し、さらにその方法で安定解析を行い、ここで紹介する締固め管理法に基づき、より安定なフィルダム

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

- 1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
- 2. 締固め管理の合理化

が設計・建設された事例を紹介する。

- 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
- 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
- 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - 液状化強度
 水浸沈下
 ・飽和化後の透水係数
- 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
 - 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固めの 効果の考慮の課題

3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (2/2)

4. Newark-D法と準静的非線形FEMによる地震時残留変形解析

4.1 非排水繰返し載荷による飽和土の非排水強度・剛性の劣化

4.2 Newmark-D法による剛体すべり解析

4.3 準静的非線形FEMICよる残留変形解析

4.4 地震時すべり・残留変形に対する盛土の締固めの影響

4.5 解析事例

5. まとめ

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

7

- 1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
- 2. 締固め管理の合理化
 - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
 - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
 - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - ・液状化強度 ・水浸沈下・飽和化後の透水係数
- 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
 - 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固めの 効果の考慮の課題

3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響





従来の慣用耐震設計(例)

設計せん断応力(τ_w)_d: <u> $k_h = 0.15$ </u>(レベルI設計地震動) 設計せん断強度(τ_f)_d:

標準プロクター1Ecの締固め度<u>D。の管理値90%</u>相当の<u>排水強度*</u> →極限つり合い法(円弧すべり解析)による安全率 ≥ 所定の値(1.2)を確認



2011東日本大震災 福島県の藤沼本堤

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



(福島県提供)





■崩壊の原因(推定):

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

■このような耐震診断・耐震補強が必要なため池は、全国で一万を超える!

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







藤沼ダム: 強化復旧工事は2014年度から開始

・設計条件: <u>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</u>
 <u>同じレベルの地震動を受けても十分に安定であること</u>*を示す
 必要がある ⇒①盛土材の選択、 ②十分な締固めが必須

<u>従来の慣用耐震設計</u>: 設計せん断応力(τ_w)_d: <u> h_h = 0.15</u>(レベルI設計地震動) 設計せん断強度(τ_f)_d: <u>1EcでのD_cの管理値90 %で含水比>>w_{opt}での</u> <u>排水強度</u>→円弧すべり解析による安全率F_s ≥ 1.2 を確認

・この設計法では、実際の流動的すべりで破堤したことは説明できない!
 また、復興する堤体について上記*を示すことができない!
 ⇒旧堤体の崩壊を説明した上で、上記*を示せる実務的な解析法が必要

⇒そのためには、①飽和部は非排水せん断挙動であり、②地震時に非排水 繰返し載荷によって強度と剛性が低下することを考慮する必要 ⇒Newmark法(全応力法に基づく)による剛体すべり変位解析と準静的FEM 残留変形解析による残留変形解析と、両解析の結果の統合



盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

- 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
- 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
- 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - ・液状化強度 ・水浸沈下・飽和化後の透水係数
- 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
- 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固めの 効果の考慮の課題
- 3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響

実務での基本的な締固め管理法(Proctor法)



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

①締固め機械の重量化

- ⇒世界的には、室内締固め試験でのCELを標準 Proctor(1Ec)から修正Proctor(4.5Ec) へ移行す る傾向!米国では4.5Ecが主流
- ⇒現場実現可能CEL > 室内締固め試験1Ec の場 合が多くなってきた!
- ⇒現場での高い締固め能力を活用する必要性
- しかし、日本では室内締固め試験では1Ecの場合
- も多く、また現場でのCELはまちまち
- ②高耐震化や、高盛土や高速道路・鉄道等の橋台
 裏盛土等の沈下抑制の必要性
- ⇒盛土に対する要求性能の高度化
- ⇒より良い締固めの必要性



Fundamental Principles of Soil Compaction



本来、盛土施工管理は設計と関連している必要がある(性能施工) しかし、従来はこの関連が悪く、上記①、②の課題に対応していない傾向 ⇒ 従来の締固め管理法は、改善する必要がある

特定のCELと土質での最適含水比wootに基づく管理の問題点


従来の盛土の締固め管理の枠組みと問題点(まとめ)









盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

- 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
- 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
- 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - ・液状化強度 ・水浸沈下・飽和化後の透水係数
- 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
- 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固めの 効果の考慮の課題
- 3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響

建設機械化研究所での実大締固め試験(1965~1990年)



元データ: 根本忠・佐々木隆男(1994):土の締固め特性、創立303周年論文集,建設機械化研究所,45-58頁. 龍岡文夫・藤代健司・糟谷優太・菊池喜昭・建山和由(2014):地盤工学・技術ノート第13回,盛土の締固め⑬、雑誌基礎工 7月号,図-3.96















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



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



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



広範囲の土質とCELの多数の現場・室内締固め試験の結果



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



現場の代表的試料を用いて適切なCELで室内締固め試験を行えば、

⇒現場のSrだけから、<u>現場締固め条件での</u>真の締固め度(D_c)_tが分かる



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

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

- 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
- 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
- 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - ・液状化強度 ・水浸沈下・飽和化後の透水係数
- 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
 - 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固めの 効果の考慮の課題
 - 3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響
- タイヤローラ、振動ローラ等の多様な締固め機械を用いて、含水比を 多様に変化させた膨大な数の実大締固め試験





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

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

締固め機械の重量,通過回数、含水比等の他の条件が異なっても、
 ①同じSrならば、同一のCBR - ρ_d関係、②この関係の形状はSrが異なっても同一、
 ③この関係の係数はSrが増加すると低下!







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

①浸水時・飽和化時の過度のコラップス変形と強度・剛性の過度 の低下を避けて、

②飽和化後の強度・剛性、透水係数を用いて安定性を検討する 必要がある



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

<u>四つの理由</u> ①所定のCELに対する(p_d)_{max}が得られる

②飽和での強度・剛性で設計する場合:・水浸後のCBRは、ほぼ極大値

- ③適切に締固めていれば、水浸による 強度低下とコラップス沈下は小さい (後述)
- ④飽和化後の透水係数kは、締固め時の飽和度S_rの影響を強く受け、良く締固めればS_r=(S_r)_{opt}の時のkは十分に小さい(後述)



盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

- 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
- 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
- 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性

液状化強度
 水浸沈下
 ・飽和化後の透水係数

- 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
 - 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固めの 効果の考慮の課題

3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響



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





飽和稲城砂の三軸圧縮試験





¢_{peak}∼(w, S_r, D_c) 関係





ー定のS_rでD_oが増加 ⇒ E₅₀は常に増加 しかし, 一定のwでD_o増加 ⇒ E₅₀ は<u>減少</u>(想定外の現象)

→ E₅₀ はD_c (i.e., ρ_d)とS_rの関数!



様々な乾燥密度と含水比で締固めた細粒分含有率が異なる砂質 土の飽和化後の非排水繰返し三軸強度



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

松村聡・三浦清一・横浜勝司(2012):砂質シルトの非排水繰返しせん断強度に及ぼす締固め条件とその評価、土 木学会論文集C(地圏工学), 68-4, pp.597-609.

K_{in-situ}の非排水繰返し三軸試験(σ_c'= 50 kPa) SR₂₀ = 繰返し載荷回数20回で両振幅軸ひずみDA= 5 %が生じる "偏差応力振幅σ_d"/2σ_c'





全ての土質での非排水繰返し三軸試験(σ_c'= 50 kPa)の結果のまとめ SR₂₀もD_cと"締固め時のS_r"の関数 S_rの影響は細粒分含有率が高くなるほど強くなる傾向



同一のCELで締固めて高飽和度状態A,最適飽和度状態C,低飽 和度状態Bになった後の「 σ_v の増加による沈下」と「水浸沈下」



含水比





*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 X-ray tomography imaging (Muramatsu & Tatsuoka, 2017)

<u>分散型粒子構造(K_{in-situ})</u>



低飽和度状態, w= $0.8x(w_{opt})_{1Ec}$ $S_r = 60.2 \% < (S_r)_{opt} = 74.3\%$ $\rho_d = [(\rho_d)_{max}]_{1Ec} = 1.059 \text{ g/cm}^3$

<u>凝集型粒子構造(K_{in-situ})</u>



高飽和度状態, w=1.2x(w_{opt})_{1Ec} S_r= 91.3% > (S_r)_{opt}= 74.3% ρ_d = [(ρ_d)_{max}]_{1Ec} = 1.059 g/cm³

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

- 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
- 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
- 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - 液状化強度
 水浸沈下
 ・飽和化後の透水係数

2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案 3.締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)

- 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固め の効果の考慮の課題
- 3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響





含水比, w (%)





・データのばらつきは、乾燥密度p_dの変化によるもの

龍岡文夫(2014): 地盤工学・技術ノート第11回, 盛土の締固め⑪、雑誌基礎工4月号, 81-84頁. 龍岡文夫(2014): 地盤工学・技術ノート第12回, 盛土の締固め⑫、雑誌基礎工5月号, 96-98頁.

•S, >70% → kは急減





⇒S_r=(S_r)_{opt}及び「要求性能を実現できるρ_d」を施工目標とするのが合理的













盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)

2. 締固め管理の合理化

- 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
- 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
- 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - 液状化強度
 水浸沈下
 ・飽和化後の透水係数

2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案

- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
 - 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固めの 効果の考慮の課題
 - 3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響

土の締固め管理と設計で要求す	する土質特性を関連させるには…
→適切な締固め目標を設定する	る
つまり、S _r = (S _r) _{opt} で十分大き	なρ _d を目標に設定する
締固め目標と水浸後CBRの許容	締固め目標と飽和化後透水係数の許
限界線と許容領域との関係	容限界線と許容領域との関係
· ·	S _r =(S _r) _{opt} 新容 領域 ③ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・
水浸CBR w	

締固め土の品質を低下させる四つの要因を抑制するには…





要求性能に基づく締固め管理境界						
留理境界	経土の要求性能の実現に 必要な物性	① 高 い 強 度・剛性 の確保	水浸による② 沈下・②'強度 低下の抑制	③必要な遮 水性の確 保	④過転圧 の防止	
締固めに用いる盛土 材に対する管理境界 締固めた盛土に対す る管理境界	含水比下限線: WL	0	•	0		
	含水比上限線: WU	•			•	
	締固め度下限線: DL	•	0	0	0	
	飽和度下限線: SL		•			
	飽和度上限線: SU	0				
●・要求項日の確保に非堂に重要な管理境界・ ○・要求項日の確保に重要な管理境界						

提案する(p_d, S_r, w)の総合的管理







③許容下限値(SL)<締固めた盛土の飽和度<許容上限値(SU)

新しい藤沼ダムの盛土の締固め管理は、この提案を基本にして実施



藤沼ダムの復旧(2014年~2017年)

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

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





貯水量= 1,500,000 m³





福島県藤沼ダム副堤コア部の盛り立て管理記録例

1) w_{target}= (w_{opt})_{1Ec}+0.5 %; 盛土材の許容領域= (w_{opt})_{1Ec}-1.0 %~ (w_{opt})_{1Ec}+2.0 %

- 2) 締固め度の許容下限値 (D_c)_{1Ec}= 95 %
- 3) (S_r)_{target}=(S_r)_{opt}= 85 %; 許容範囲= (S_r)_{opt}-5 % ~ (S_r)_{opt}+5 %



福島県藤沼ダム副堤コア部の盛り立て管理記録例

1) w_{target}= (w_{opt})_{1Ec}+0.5 %; 盛土材の許容領域= (w_{opt})_{1Ec}-1.0 %~ (w_{opt})_{1Ec}+2.0 % 2) 締固め度の許容下限値 (D_c)_{1Ec}= 95 %

3) (S_r)_{target}=(S_r)_{opt}= 85 %; 許容領域= (S_r)_{opt}-5 % ~ (S_r)_{opt}+5 %



旧藤沼ダム(本堤と副堤)と新藤沼ダム副堤コア部 の締固め状態の比較





<u>GPS等によってCELを一定に管理して(Sr)optを実現する意義</u>

土質が不可避的にばらついた結果、AXでの「見掛けのD_c ="Xでの ρ_d "/"(ρ_d)_{target}"」が 低くても、「一定の CEL_Tで定義した真の締固め度(D_c)_t」="Xでの ρ_d "/"Yでの(ρ_d)_{max} は、S_rだけの関数

⇒ $S_r = (S_r)_{opt}$ であれば、「CEL_Tでの(D_c)_t]= 100 %

⇒「CEL_Tに対する(D_c)」の関数である強度・剛性を高い値に保てる




旧藤沼ダム(本堤と副堤)と新藤沼ダム副堤ランダムゾーン の締固め状態の比較



→藤沼ダムの地震時安定性に対するこのような大きな締固め度 の相違の影響を反映できる実務的な解析法が必要

盛土の締固め管理についてのまとめ-1

 通常の盛土の締固め管理では、「代表的な試料を用いた特定のCELでの室内締固め試験によって求めた最大乾燥重量 (ρ_d)_{max}と最適含水比 w_{ont}」に基づいて「締固めた土のρ_dとw」を管理する。

しかし、室内締固め試験の場合よりも高い締固めエネルギーレベル (CEL)を無理なく実現できる現場でも、"wが上記のw_{opt}よりも高い湿潤側" での施工を奨励する傾向にある。このため、過転圧が生じやすくなり、十 分高いp_dを実現しないことになる。

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

盛土の締固め管理についてのまとめ-2

- 2) 以下の事実に基づいて、新しい締固め管理法が提案できる。
 - 2-1)所定の土質とCELを用いた締固め試験において(ρ_d)_{max}が得られる飽 和度S_rを最適飽和度(S_r)_{opt}と定義する。土質とCELの変化が一定の範 囲内ならば、(S_r)_{opt}は一定と見なせる。
 - 2-2) 正規化された締固め曲線: ρ_d/(ρ_d)_{max}~"S_r (S_r)_{opt}"関係は、土質 とCELの変化が一定の範囲内ならば一定と見なせる。
 - 2-3)上記二つのことから、"S_r (S_r)_{opt}"の値を制御すれば真の締固め度 (D_c)_t= ρ_d /"所定の土質とCELにおける(ρ_d)_{max}"を制御できて、S_r= (S_r)_{opt} を実現すれば、土質とCELの変化に関わらず"、"現場締固め条件にお ける(ρ_d)_{max}"を実現できる。
 - 2-4)締固め土の飽和化後の強度・剛性、透水係数、飽和化に伴うコラップ ス特性は、ρ_dと締固め時のS_rの関数である。

盛土の締固め管理についてのまとめ-3

- 3) 以下のような管理法を提案する。
 - 3-1)性能施工の一環として、以下のように締固め目標を設定する。
 - ①現場のCELに関わらず、目標Srは対象土質の(Sr)optとする。
 - ②p_dは対象の土構造物に要求される安定性などの性能の実現に十分大きな値とする。
 - 3-2)盛り立て材料のwに対して、締固め目標状態での含水比w_{target}を挟んで許容下限値と上限値を設ける。
 - 3-3)締固めた土のρ_dの全測定値の許容下限値(締固め度の管理基準値) は、ρ_dの締固め目標値の95%程度とする。
 - 3-4) 締固めた土のS_rに対して、(S_r)_{opt}を挟んで許容下限値と上限値を設ける。

この管理法によって、従来の管理法では"いわゆる乾燥側"での施工となる 場合でも、S_rが許容下限値以上ならば許容するので、高いCELで効率良く 高いp_dを実現することを奨励できる。また、S_rに許容上限値を設けることに よって過転圧を防ぎ、強度・剛性が低下することを防ぐことができる。

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

- 1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
- 2. 締固め管理の合理化
 - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
 - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
 - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - ・液状化強度 ・水浸沈下・飽和化後の透水係数
- 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
 - 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固め の効果の考慮の課題
 - 3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響

土の応力 – ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係





土の応力 – ひずみ関係: (A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係 特定のεで発揮されるピーク強度 σ (A) 実際の複雑な関係 (A) ひずみ軟化 重要な項目: 残留強度 a) 実際の締固め乾燥密度に対応した (B) (完全塑性 ピーク強度 εの値に関わらず 一定の強度 b) 角度δの関数としての異方性 c) 現場での平面ひずみ条件 d)厚さがD50に比例する<u>せん断層</u>の発達 せん断層 に伴うひずみ軟化(粒径効果) 🗅 角度δ e) d)の結果としての進行的破壊 f) 飽和土での排水条件(別途議論)

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 $\phi_0 = \arcsin[(\sigma_1' - \sigma_3')/(\sigma_1' + \sigma_3')]_{peak}$ と締固め度(D_c)_{1Ec}の関係





土の応力 – ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係



様々な角度δ(0 ~ 90度)の供試体を用いた 排水平面ひずみ圧縮試験





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



(Park & Tatsuoka, 1994)



盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と締固め効果の設計での反映



土の応力 – ひずみ関係: (A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係



供試体寸法 55 (7.1 cm D x 17.8 cm H) $φ_0$ =arcsin{ $(σ_1-σ_3)/(σ_1+\sigma_3)$ } (度) Crushed Basalt ($U_c = 10$) N $\sigma_3 = 2.1 \text{ kgf/cm}^2$ 内部摩擦角, (30.5 cm D x 76 cm H) 45 - σ₃= 10.0 kgf/cm² (91.5 cm D x 228 $\sigma_3 = 30.0 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_3 = 46.4 \text{ kgf/cm}^2$ 35 6.0 10 0.3 0.6 1.0 2.0 3.0 最大粒径 (inch) University of California, Berkeley: 供試体寸法/最大粒径の比は一定。同じ相対密度。

三軸圧縮試験では、粒径が大きくなるとピーク強度は減少する!

三軸圧縮試験では、粒径が大きくなるとピーク強度は減少する!







せん断応カレベル

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

$$R_n = 1.0$$
 when $R = R_{peak}$
 $R_n = 0.0$ when $R = R_{residual}$





広い範囲の粒径D₅₀と均等係数U_cの砂礫の平面ひずみ圧縮試験



Yoshida, T. and Tatsuoka, F. (1997), "Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics", *Proc. 14th ICSMFE, Hamburg,* Vol. 1, pp.237-240.

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



実験で得られた全てのR_n-u_s関係のまとめ



残留状態に至るまでのせん断変形 $(u_s)_{res}$ は D_{50} の増加に伴って増加!その理由は、

- (1) (u_s)_{res}/t_r=「残留状態開始時のせん断層内のせん断ひずみ」はt_rに依らないで 100%程度
- ② t_r(残留状態開始時のせん断層の厚さ)はD₅₀の増加に伴って増加



せん断層の厚さたは粒径D50の増加とともに増加!



従って、ピーク応力状態から残留状態に至るまでのせん断層のせん断変 形量(u,*) resはD50の増加によって増加する。しかし、非線形に増加





土の応力 – ひずみ関係:

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係









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



データ(94工事,数19.245:最大粒径≦40 mm & FC≦ 20 %)

高速道路盛土での締固め管理記録(2004年11月~2008年6月)

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

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



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



実測例: 富士山静岡空港盛土のデータ(静岡県提供)

良い締固め: 締固め易い盛土材、高い締固めエネルギー、含水比管理



修正プロクターによる締固め度D_の値:

平均値97.5% (ほぼ100%)、標準偏差2.75%

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

同時に、[D_c]_{45Fc}の平均値= 管理値 + 7.5 % (重要な意味)



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



⇒実現できる \$ 2> 標準的設計値



従来の設計法: 等方・剛・完全塑性、厚さゼロのすべり面



厚さゼロのすべり面













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



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



土の応力 – ひずみ関係: (A) 実際の複雑な関係 対 (B) 設計での単純化された関係

(B)提案する「単純化された関係」 特定のεで発揮されるピーク強度 σ a) 締固めの効果を考慮しつつ*)、締固 め目標よりも適度に安全側に設定し ひずみ動化 た乾燥密度で設計ピーク強度を設定 残留強度 b) 等方の強度・剛性を仮定 (B) (完全塑性) 現場が平面ひずみ状態でもδ= 90°で C) εの値に関わらす -定の強度 の三軸圧縮強度を適用 E d) <u>D₅₀に比例した厚さを持つせん断層</u> の発達に伴うひずみ軟化を考慮*) e) 進行的破壊を無視 飽和土では通常非排水条件 f) ト 角度 δ (別途議論) •a)~e)の影響のバランスを狙っている •a)*)とd)*)によって締固めの効果を考慮 することによって、良い締固めを奨励

従来の設計せん断強度:

例えば、内部摩擦角砂:35度、 礫:40度⇒残留せん断強度に近い。

しかし、

残留せん断強度は、

- ・締固めの乾燥密度に依存しない。
- ・締固めの努力を評価できない。

一方、

ピークせん断強度:

- ・乾燥密度が大きいほど大きい。
- ・
 締固めた状態では、
 均等係数が大きいほど
- (良配合なほど)乾燥密度が大きい。
- ⇒締固めの効果を設計で反映するためには、①ピーク強度と残留 強度を同時に考慮して、②ピーク強度から残留強度へのひずみ 軟化を考慮する必要がある。







1995年兵庫県南部地震後、土構造物の新しい耐震設計法の提案 ■設計地震荷重の増加 ⇒ レベルII設計地震動 ■ピーク強度(締固めにより増加する)と残留強度の両方を設計に導入

面積Aが大きいほど、残留状態に至りにくい、 破壊状態に至りにくい ⇒ Newnark-S法で考慮



http://jp.midasuser.com/geotech | 97

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

	ピークせん断強度	残留せん断強度					
a線	c= 0;	c= 0;					
b線	c= 30 kPa:	c= 25 kPa;					

耐震性能照査に用いる盛土材の設計強度特性の目安(砂質土)



拘束圧, σ。

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

1995年阪神淡路大震災後に改定された 鉄道構造物設計標準では 擁壁の耐震設計における土の密度とせん断 強度の標準値					<u>土質タイプ:</u> Type 1: SW & GW; Type 2: GP, G-M, G-C, G-V, S-M & GM & GC with FC < 30 %; Type 3: 他の砂質土(FC < 30 %) Type 4: FC > 30 %.			
土質タイプ	密度 (kN/m ³)	地震動レ ベルIに対 する <i>φ</i>	地震動 IIに対 ⁻ ^{(φ} peak ^{*)}	カレベル するφ ^{Φresidual}	* ⁾ これらのφ _{peak} の値は、 ・D _c (1Ec)の全測定値≧92 %、 ・平均値≥95%			
Type 1: 良配合砂礫	20	40°	55°	40°	の場合だけに適用 ⇒より良い締固めの奨励			
Type 2 通常の砂質 土・礫質土	20	35°	50°	35°	上記条件が満足されない時は、 $\phi_{residual}$ を用いる			
Type 3: 貧配合の砂	18	30°	45°	30°	↓ <i>φ</i> _{residual} は、従来の標準的設計せ			
Type 4: 細粒分が多い土	18	30°	40 [°]	30°	ん町強度と寺1回 サクションによる見掛けのc=0			

鉄道構造物設計標準における土構造物の耐震設計

■レベル2設計地震動の考慮

①必要最小安全率(例えば1.2)による地震時安定性の判断と

②従来の設計せん断強度では、

現実的な耐震設計が不可能になる

- ⇒(対応1)安全率に基づくのではなく、Newmark法による盛土斜面、擁壁、補 強構造物の地震時残留変形の許容値の比較で判断
- ⇒(対応2) 締固めの効果を反映したピーク強度φ_{peak}と残留強度φ_{res}に基づき ひずみ軟化を考慮した理論による設計
 - ·修正物部·岡部地震時土圧
 - •修正Newmark法

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



盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (1/2)

- 1. 盛土締固めの目的(例として、盛土の耐震性向上)
- 2. 締固め管理の合理化
 - 2.1 乾燥密度と含水比に基づく締固め管理の諸問題
 - 2.2 締固め度と飽和度で正規化した締固め曲線と最適飽和度
 - 2.3 乾燥密度と締固め時飽和度の関数としての締固めた土の物性
 - ・CBR ・飽和化後の三軸圧縮強度・剛性
 - ・液状化強度 ・水浸沈下・飽和化後の透水係数
- 2.4 乾燥密度、飽和度および含水比の総合管理の提案
- 3. 締固めの効果を反映した設計の課題(排水せん断強度の場合)
 - 3.1 土の複雑な物性を単純化した実務的設計法における締固めの 効果の考慮の課題
 - 3.2 斜面の地震時すべりに対する締固めと粒径の影響

Newmark法の経緯

①従来の実務での盛土の地震時のすべり安定解析:

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

- ②1995年兵庫県南部地震⇒レベル2設計地震動に対する安定解析の導入:
 - 残留すべり変形が許容値以下ならば、<u>計算された安全率 < 1.0</u>を許容
 - 同時に、土のせん断強度を現実的な値とする必要
 - 従来: φ_{res}程度 ⇒ 締固めが良ければ、φ_{peak} + φ_{res} ⇒排水条件でのひずみ軟化を考慮したNewmark-S法

③従来から課題であったが、2011年東日本大震災で重要な課題と再認識:

- ・非排水飽和条件の盛土・地盤: 良い締固め → 高い安定性。
 - 一方、低い締固め→非排水繰返し載荷による強度低下による流動すべり

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

Newmark法の経緯

①従来の実務での盛土の地震時のすべり安定解析:

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

②1995年兵庫県南部地震⇒レベル2設計地震動に対する安定解析の導入:

残留すべり変形が許容値以下ならば、<u>計算された安全率 < 1.0</u>を許容

同時に、土のせん断強度を現実的な値とする必要

従来: φ_{res}程度 ⇒ 締固めが良ければ、φ_{peak} + φ_{res}

⇒排水条件でのひずみ軟化を考慮したNewmark-S法

③従来から課題であったが、2011年東日本大震災で重要な課題と再認識:

・非排水飽和条件の盛土・地盤:良い締固め → 高い安定性。

一方、低い締固め→非排水繰返し載荷による強度低下による流動すべり

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







$$\underbrace{\mathbf{F}_{\underline{s}} = 1.0 \mathfrak{C} \ \mathcal{B} \mathbf{0} \, \mathrm{ll} \, \mathbf{l} \, \mathbf{$$

M_dは、滑り土塊のマスMに作用する重力の加速度gと地震による入力加速度dx²/dt²によって生じる静的+動的滑動モーメント。

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

であるので、

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









すべり変位を計算した臨界すべり面

<u>想定したロックフィルダム</u> 従来の設計法としてrock zones A & B とfilter zoneでは *φ*= *φ*_{res} = 35°を想定

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

Zone	$ ho_t$	(g/cm^3)	$\varphi'_{\rm max}$ (deg.))	<i>D</i> ₅₀ (mm)				
name	Moist	Satura		()内はα(度)							
		ted	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	С	М	F		
Rock	2.13	2.34	62.1	55.3	48.6	41.8					
А			(10.3)	(5.15)	(5.15)	(2.57)	200	60	20		
Rock	2.033	2.21	57.7	46.4	46.4	40.7	200	00	20		
В			(6.88)	(4.59)	(4.59)	(2.29)					
Filter	2.06	2.23	46.5	40.8	40.8	37.9	80	25	10		
			(2.79)	(1.40)	(1.40)	(0.70)					
Core	1.99	2.06	$\varphi'_{max} = \varphi'_{res} = 34.5 \text{ deg.}$]				

Case 1: 最も現実的な値



(Okuyama et al., 2003)



修正Newmark法によるすべり変位に対する締固め度の影響



Assumed water leve



100 m



土の変形・強度特性とそのモデル化と 解析方法の課題についてのまとめ-1

- 1)実際の土の変形強度特性は、①締固め密度、②構造異方性、③平面ひ ずみ圧縮、三軸圧縮、一面せん断等せん断試験法による相違、④D₅₀に 比例した厚さを持つせん断層の発達に伴うひずみ軟化等の影響を受けて 非常に複雑であり、⑤土構造物・地盤の破壊は進行的、⑥飽和土での排 水条件等の多くの要因の影響を受けて非常に複雑である。これらの要因 を全面的に考慮したモデルとそれを取り入れた安定解析法は非常に高度 で複雑になり、また解析対象の土構造物・地盤の解析に必要な物性の全 体を得るのは極めて難しい。
- 2)そのため、実務的な設計では、物性を単純化し、それに対応した古典土 質力学理論(等方剛完全塑性で厚さゼロのすべり面)に基づいた安定解 析を行ってきた。しかし、このような従来の実務的な慣用設計法を機械的 に適用すると、レベル2設計地震動に対応し、より良い締固めを奨励する ことは難しい。
土の変形・強度特性とそのモデル化と 解析方法の課題についてのまとめ-2

- 3)そこで、レベル2設計地震動に対する設計が可能になり、締固めの効果を 考慮できるようにするために、単純化による誤差が総合的にバランスする ように単純化した以下の土の強度変形特性のモデルの提案ができる。 3-1)締固めの効果を考慮しつつ、締固め目標よりも適切に安全側に設定
 - した乾燥密度で設計ピーク強度を設定
 - 3-2) 等方の強度·剛性を仮定
 - 3-3) 平面ひずみ状態の現場に対してもδ= 90°での三軸圧縮強度を適用
 - 3-4) 厚さが平均粒径D₅₀に応じて増加するせん断層の発達に伴うひずみ 軟化を考慮
 - 3-5)進行的破壊は直接には考慮しない
- 4) 上記の土の変形・強度特性モデルに対応した地震時土圧問題、基礎の支 持力問題、斜面の安定問題に対する簡易な安定解析法を提案できる。

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (2/2)

4. Newark-D法と準静的非線形FEMによる地震時残留変形解析

- 4.1 非排水繰返し載荷による飽和土の非排水強度・剛性の劣化
- 4.2 Newmark-D法による剛体すべり解析
- 4.3 準静的非線形FEMICよる残留変形解析
- 4.4 地震時すべり・残留変形に対する盛土の締固めの影響
- 4.5 解析事例
- 5. まとめ





等方圧密したため池堤体材料 (Fc= 30.6 %; D₅₀= 0.24 mm; (D_c)_{1Ec}= 90.2 %; ρ_d= 1.588 g/cm³; w= 21.1%)

非排非排水繰返し三軸載荷 (o',=120 kPa; DA=11.1%)

171

非排水繰返し載荷によって劣化してゆく応力~ひずみ関係を求めた例



全応力法による飽和土のせん断強度: 1)排水せん断強度は、すべり変位によってピーク強度から残留強度に向かって低下 2)非排水せん断強度は、非排水繰返し載荷によって低下してゆく ・初期非排水強度(乾燥密度の影響は非常に大きい) ・非排水繰返し載荷でひずみが発生することによって、非排水せん断強度は低 下する ⇒低下率に対する締固めの効果は非常に大きい



飽和土の非排水繰返し載荷過程における非排水せん断強度に関する 各種のモデル(緩詰めの土の場合)





同一の枠組みでの「Newmark-D法による剛体すべり解析」と「準静的 非線形FEMによる残留変形解析」と、両者の結果の統合



盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (2/2)

4. Newark-D法と準静的非線形FEMによる地震時残留変形解析

4.1非排水繰返し載荷による飽和土の非排水強度・剛性の劣化

4.2 Newmark-D法による剛体すべり解析

4.3 準静的非線形FEMによる残留変形解析

- 4.4 地震時すべり・残留変形に対する盛土の締固めの影響
- 4.5 解析事例
- 5. まとめ

177

Newmark法の経緯

①従来の実務での盛土の地震時のすべり安定解析:

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

②1995年兵庫県南部地震⇒レベル2設計地震動に対する安定解析の導入:

残留すべり変形が許容値以下ならば、<u>計算された安全率 < 1.0</u>を許容

同時に、土のせん断強度を現実的な値とする必要

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

③従来から課題であったが、2011年東日本大震災で重要な課題と再認識:

・非排水飽和条件の盛土・地盤: 良い締固め → 高い安定性。

一方、低い締固め→非排水繰返し載荷による強度低下による流動すべり

これらの現象を再現できて締固めの影響を鋭敏に反映できるように、 Newmark法を改良する必要⇒ では、どのように? 全応力法で非排水繰返し載荷による低下を考慮(Newmark-D法):

$$F_{global} = \frac{\sum [\tau_{f \cdot u}]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$$

- τ_{fu}= 飽和土の地震時非排水せん断強度(全応力法によって定式化) 初期有効応力状態の関数とした上で、地震荷重による非排水繰返し載荷による劣化を考慮
- *k*_h·*W*_i= (スライス*i*の平均応答水平加速度*)/g) ·*W*_iの時刻歴 gは地球の加速度
 - *)ひずみによる非線形性を考慮するがすべりの影響を考慮しない 全応力法によって求める

⇒安全率の時刻歴を求める。

⇒残留すべり変位の時刻歴を求める。

179

修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析における 室内せん断試験の役割



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。

単調載荷試験および繰返し+単調載荷試験による非排水 条件での応力~ひずみ関係の模式図





http://jp.midasuser.com/geotech | 113



修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析における 室内せん断試験の役割







最初のハルスからハルスi=n終了点までに生じた全預傷を、D=Σ(1/N_i)とする パルスnでDが1.0になればひずみDAが生じる、とする。

任意の不規則荷重を、同じDAを発生する等価な「振幅SR、繰返し載荷回数N の規則荷重」の置き換えられる



修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析における 室内せん断試験の役割



単調載荷試験および繰返し+単調載荷試験による非排水 条件での応力~ひずみ関係の模式図



鉾田砂の非排水繰返し載荷前後の主応力差〜軸ひずみ関係 緩詰め(D_c=85%)



鉾田砂の非排水繰返し載荷前後の主応力差~軸ひずみ関係 密詰め(D_c=95%)



鉾田砂の非排水繰返し強度、初期非排水せん断強度と非排水繰返し 載荷を受けた後の残存非排水せん断強度と締固め度の関係



鉾田砂の非排水繰返し強度、初期非排水せん断強度と非排水繰返し 載荷を受けた後の残存非排水せん断強度と締固め度の関係





修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析における 室内せん断試験の役割





非排水繰返し載荷の影響を考慮することによって、はじめて藤沼ダムの崩壊 が説明できる



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

地層		単位体積重量		排水		非排水		
		(kN/m^3)		せん断強度		せん断強度		
No.名称	Dc	湿潤 γt	飽和 γ _{sat}	c' (kPa)	∮ '(度)	cu0(kPa)	\$ 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	

各強度試験に基づいて設定した解析に用いる土質特性

龍岡文夫・Duttine, A.・矢崎澄夫・毛利栄征・上野和弘(2015): 地盤工学・技術ノート第29回, 盛土の地 震時残留すべり計算⑨、雑誌基礎工11月号, 83-88頁

197



全応力法による動的応答解析 (等価線形法)

非排水繰返し載荷試験から求めた物性値





盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (2/2)

4. Newark-D法と準静的非線形FEMによる地震時残留変形解析

- 4.1 非排水繰返し載荷による飽和土の非排水強度・剛性の劣化 4.2 Newmark-D法による剛体すべり解析
- 4.3 準静的非線形FEMICよる残留変形解析
- 4.4 地震時すべり・残留変形に対する盛土の締固めの影響
- 4.5 解析事例
- 5. まとめ

201



飽和豊浦砂の地震波による不規則繰返し荷重を用いた単純せん断 条件での非排水繰返し載荷における応力~ひずみ関係

実際の地震動荷重: 応力制御 この実験: 測定精度を確保するために ひずみ速度一定



Pradhan, Tej B.S., Tatsuoka,F. and Sato,Y. (1988), "Undrained stress strain behavior of sand subjected to earthquake wave loading", *Proc. of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.3, pp.267-272.





非常に複雑な τ_{vh} - γ_{vh} 関係! 直接モデル化できない

龍岡文夫・Duttine, A.・新保泰輝・毛利栄征・上野和弘・矢崎澄夫 (2017): 地盤工学・技術ノート第46回, 盛土の地震時残留すべり計算30、雑誌基礎工4月号





⇒仮に点f'から再載荷された時、現在(例えば 点h)のひずみγ_{vh}は、"hでのτ_{vh}"によって決 定され、降伏前の載荷履歴f'→y1→Fには 関係なくなる

⇒現在(例えば点h)のひずみ_{Yvh}は、"原点か らの単調載荷でのτ_{vh} – _{Yvh}関係 o→y2→F→h"に"点hでのτ_{vh}"の値を代入す れば求まる



206





- ある程度以上の規模の土構造物の初期固 有周期は、通常は地震動の卓越固有周期よりも長い。その場合は、全応力法の非線形 FEM解析で得られたてvhの時刻歴は設計で安 全側
- この場合は、地震荷重によるせん断応力て、
 の時刻歴は既知、とできる。





208



- ・ 既知の地震荷重によるせん断応力τ_{vh}の時刻 歴に対して、「それぞれのピーク応力状態の 土構造物の変形」を、非排水繰返し載荷に よって劣化してゆく「原点oから出発するそれ ぞれの単調載荷τ_{vh} – γ_{vh}関係」を用いた一連 の準静的非線形FEM解析によって求める。
- そのようにして求めた変形の最大値が、
 最終的な残留変形



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解析によって得られる残留変形



ー定程度以上に締め固まった盛土の地震荷重によって生じる最終 的な残留変形の説明



ー定程度以上に締め固まった盛土の地震荷重によって生じる最終 的な残留変形の説明



盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (2/2)

4. Newark-D法と準静的非線形FEMによる地震時残留変形解析

4.1 非排水繰返し載荷による飽和土の非排水強度・剛性の劣化

4.2 Newmark-D法による剛体すべり解析

4.3 準静的非線形FEMICよる残留変形解析

4.4 地震時すべり・残留変形に対する盛土の締固めの影響

4.5 解析事例

5. まとめ



	地層	Dc (%)	γ _t (kN/m³)	γ _{sat} (kN/m³)	C _{u0} (kPa)	Φ _{u0} (°)	G ₀ (MPa)	Poisson V	間隙率 N
123	コア・ ランダム	95	18.2	19.8	45	20	60	0.3	0.402
		90	17.2	19.2	15	25	52.5	0.3	0.433
		85	16.3	18.7	4	32	42.5	0.3	0.465
4	地盤(N值20)		21.0	21.0	37	31.5	120	0.45	
5	地盤(N値50)		21.0	21.0	37	31.5	180	0.45	

→ 単純化した新設ダムの例 (断面は福島県藤沼ダム副堤、堤体材料は鉾田砂*)

龍岡文夫・Duttine, A.・新保泰輝・毛利栄征・上野和弘・矢崎澄夫 (2017): 地盤工学・技術ノート第47回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工5月号

214

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と締固め効果の設計での反映



基盤露頭波



全応力法による地震応答解析に用いた剛性・ 減衰係数のひずみ依存性と材料特性



地震応答解析による最大加速度の分布 (D_c)_{1Ec}=95%の場合



室内土質実験の結果に基づいて設定 した非排水繰返し強度曲線

Newmark-D法解析と準静的非線形FEM 解析で用いた強度低下率~DA関係



0.6

0.3

0.2

0.1

0.0 L 0.1

 $SR=\Delta \tau_d/\sigma_0$

繰返し応力比,



準静的非線形FEMで求めた地震荷重履歴の途中に生じた最大変形: 土の変形特性は弾塑性的なので、最終的な残留変形と見なせる ただし、ここに示す変形には剛体すべりによる変形も含まれている



http://jp.midasuser.com/geotech | 131





盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (2/2)

4. Newark-D法と準静的非線形FEMによる地震時残留変形解析

4.1 非排水繰返し載荷による飽和土の非排水強度・剛性の劣化 4.2 Newmark-D法による剛体すべり解析

4.3 準静的非線形FEMICよる残留変形解析

4.4 地震時すべり・残留変形に対する盛土の締固めの影響

4.5 解析事例

5. まとめ

221

藤沼ダムの解析

崩壊した本堤の解析

復旧のための設計段階の解析



上野和広,毛利栄征,田中忠次,龍岡文夫(2013):ため池堤体土の非排水繰返し載荷の伴う強度低下特性,第48回地盤 工学研究発表会,富山. 上野和広,毛利栄征,田中忠次,龍岡文夫(2014):飽和土の非排水繰返し載荷による強度低下に対する締固め度の影響,

工野和広, 七利末征, 田中心次, 龍岡文天(2014): 認和工の非排水線返し戦争による強度低下に対する神画の度の影響 第49回地盤工学研究発表会, 北九州.







旧藤沼ダム堤体材料の 非排水せん断強度:

非排水繰返し載荷による劣化 してゆく応カ~ひずみ関係 →準静的非線形FEMによる変 形解析に用いる



せん断ひずみ (%)



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







最大の残留変形(t= 100.14 s):

- 非排水繰返し載荷による非排水応カ~
 ひずみ関係の劣化のために、最大加速度(t= 97.01 s)の後に生じる
- この最大残留変形から剛体すべりによる残留変形による分を差し引いてから、
 円弧すべりによる残留変形と合計する
 →最終的な残留変形



旧藤沼ダムの最終残留変形

C1とC2のそれぞれの変形は、 以下の二種類の残留変形の合計:

- 1) Newmark-D法による最終剛体すべり
- 2) 準静的非線形FEM解析による最終
- 残留変形=以下の合計
- 2a)円弧すべりが開始するまでに堤体 全体で生じた変形
- 2b)円弧すべりが開始した後にすべり土 塊の下部領域に生じた追加変形





実際には、すべりC1とC2の両方が生じた →残留天端沈下量は、次の二者の合計 (= 5.47 m):

①剛体すべりC1による残留沈下 (= 1.07 m)
 ②「剛体すべりC2による残留沈下」と「C2だけ

が生じた場合のFEM解析による残留沈下」 の合計(= 4.4 m)

5.47 m: 実際の流動的崩壊と整合







崩壊した本堤の上部・中部盛土の締固め度(D_c)_{1Ec}が、仮に95%であったならば、 ①初期非排水せん断強度と

②非排水繰返し載荷に対する抵抗力は著しく上昇し、

③非排水繰返し載荷による強度低下率は低下していた。



DUTTINE, A.・龍岡文夫・田中忠次・毛利栄征・上野和広(2017): 非排水繰返し載荷による土の剛性・強度の劣化を考慮したNewmark 法と準静的FEMによる藤沼ダムの崩壊の解析,第52回地盤工学研究発表会、名古屋

崩壊した本堤の上部・中部盛土の締固め度(D_c)_{1Ec}が、仮に95%であったならば、 ①初期非排水せん断強度と ②非排水繰返し載荷に対する抵抗力は著しく上昇し、 ③非排水繰返し載荷による強度低下率は低下していた。 その結果、すべり破壊は生じなかったであろう。



DUTTINE, A.・龍岡文夫・田中忠次・毛利栄征・上野和広(2017): 非排水繰返し載荷による土の剛性・強度の劣化を考慮したNewmarR6 法と準静的FEMIによる藤沼ダムの崩壊の解析, 第52回地盤工学研究発表会、名古屋 崩壊した本堤の上部・中部盛土の締固め度(D_c)_{1Ec}が、仮に95%であったならば、 ①初期非排水せん断強度と

②非排水繰返し載荷に対する抵抗力は著しく上昇し、

③非排水繰返し載荷による強度低下率は低下していた。

その結果、剛体すべり以外の連続体的な変形も非常に小さかったであろう。



DUTTINE, A.・龍岡文夫・田中忠次・毛利栄征・上野和広(2017): 非排水繰返し載荷による土の剛性・強度の劣化を考慮したNewmark7 法と準静的FEMによる藤沼ダムの崩壊の解析, 第52回地盤工学研究発表会、名古屋

藤沼ダムの解析

崩壊した本堤の解析

復旧のための設計段階の解析

新藤沼ダム本堤の解析: Newmark-D法



新藤沼ダム本堤: 非排水繰返し強度大,非排水繰返し載荷による強度低下率小



旧藤沼ダム本堤: 非排水繰返し強度小,非排水繰返し載荷による強度低下率大




新藤沼ダム本堤:初期非排水せん断強度大

旧藤沼ダム本堤: 初期非排水せん断強度小



新藤沼ダム等価線形FEM応答解析



経過時間 (sec)

Non-linear G_{eq} , h - γ relations

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



すべりC1:降伏震度k_{hy}は初期値(0.594)から最終値 (0.541)に低下、 しかし入力荷重よりも高い値を維持

すべりC2:降伏震度k_{ny}は初期値(0.728)から最終値(0.677)に低下、 しかし入力荷重よりも高い値を維持

→ いずれもすべりを生じない





盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 (2/2)

- 4. Newark-D法と準静的非線形FEMによる地震時残留変形解析
 - 4.1 非排水繰返し載荷による飽和土の非排水強度・剛性の劣化
 - 4.2 Newmark-D法による剛体すべり解析
 - 4.3 準静的非線形FEMICよる残留変形解析
 - 4.4 地震時すべり・残留変形に対する盛土の締固めの影響
 - 4.5 解析事例
- 5. まとめ

246

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 <u>まとめ1</u>

■設計と関連した性能施工:

レベル2設計地震動に対する十分高い安定性や限定された長期残留変形 の確保など、従来よりも厳しい設計条件に対応するために、盛土のより良い 締固めが求められている。一方で、現場で実現できる締固めエネルギーレベ ルCELは高くなっている。

この背景では、所定の締固め条件で最大乾燥密度が得られる飽和度(最 適飽和度)と高いCELによる高い乾燥密度の実現を目指す締固め管理が合 理的である。

この目的のために、盛土材の含水比と締固めた盛土の乾燥密度と飽和度 を管理する方法を提案した。この方法は、①最適飽和度と正規化締固め曲 線がCELと土質に変化に鈍感であり、②締固めた土の飽和化後の強度・剛 性・透水係数等が乾燥密度と締固め時飽和度の関数でありCELをパラメータ として含んでいないことを基礎にしている。

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 <u>まとめ2</u>

■施工と関連した性能設計

より良い締固めを奨励するためには、設計においてa)<u>盛土の締固めの良否</u> が変形・強度特性等の物性に与える影響を考慮する必要がある。

同時に、土のせん断強度に対するb)強度・剛性の異方性、c)三軸・平面ひ ずみ圧縮・一面せん断試験等のせん断法、d)粒径に応じて厚くなるせん断層 の発達に伴うひずみ軟化等の影響と、e)全体安定に対する破壊の進行性の 影響、f)飽和土のせん断強度に対する排水条件の影響(別途議論)を適切に 考慮することが重要である。

しかし、実務設計においては、複雑な要因a)~f)を単純化せざろう得ない。 しかし、これらの単純化による誤差は、総合的に見て、

- ・安全側であるが過度に安全側ならないように、
- ・つまり、適度な余裕(冗長性)が確保されているように
- バランスしていることが必要である。

盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性と 締固め効果の設計での反映 <u>まとめ3</u>

上記のことを考慮した円弧すべり安定解析に基づくNewmark法による剛体 すべり変位解析と準静的非線形FEM解析による連続体としての残留変形解 析を説明した。実際の残留変位・変形は、両者による残留変位・変形を適宜 合算して求める。

これらの方法は、近似的な方法として実務で活用することを目指している。 そのため、盛土・地盤系の応答解析は剛性と減衰係数のひずみ依存性は考 慮するがすべりと有効応力の変化を無視した全応力法で行っている。また、 地盤材料の変形・強度特性は、特定の構成モデルに依拠しないで、出来るだ け実験結果を直接に、しかし出来るだけ統一した枠組みでモデル化している。

解析例に基づいて、飽和土では非排水繰返し載荷と締固めの影響を適切 に考慮することが非常に重要であることを説明した。



MIDAS Total Solution

建設分野プログラム



SoilWorks for FLIP FLIP専用のプリ・ポスト

SoilWorks for FLIPはFLIP「地震時の液状 化による構造物被害予測プログラム」専 用のプリ・ポストです。SoilWorksの操作 性をそのまま継承しており、AutoCAD感 覚でデータを作成することができます。 データ作成後は、FLIPを起動させ計算を 実行することもでき、FLIP解析のための 統合された作業環境を提供します。



GTS NX - 地盤分野汎用解析システム

GTS NXは最先端プリ・ポストと解析機能を搭載した新しい概念の

地盤汎用解析プログラムです。GTS NXは最新のOS環境変化に 合わせて64ビット、並列処理を適用した統合ソルバを搭載してお り、初心者も使いやすいように直観的なリボンメニュー形式を用 意しております。また、様々な解析機能、圧倒的に速い解析速度、優 れているグラフィック表現および結果整理機能などを提供します。



SoilWorks for LIQCA LIQCA専用のプリ・ポスト

SoilWorks for LIQCAはLIQCA専用の プリ・ポストです。SoilWorksの操作性を そのまま継承しており、AutoCAD感覚で データを作成することができます。データ 作成後は、LIQCAを起動させ計算を実行 することもでき、LIQCA解析のための統 合された作業環境を提供します。

※ LIQCAは1987年京都大学の岡 二三生教授 をはじめとするLIQCA開発グループにより開 発された有効応力に基づく液状化解析プログ ラムです。

MIDAS Family Programs





midas iGen 任意形状構造物の 汎用構造解析 及び許容応力度計算

midas eGen 任意形状建物の 一貫構造計算 CAD基盤モデリング

midas **Drawing** 建築構造図面の 自動生成プログラム





midas **Civil** 土木分野の 汎用構造解析および 最適設計システム

midas FEA 建設分野の非線形解析 および詳細解析システム

midas CIM _{*開発中} 3D情報モデルを活用した 土木構造物のモデリング/ 図面生成/施工管理 ソリューション





GTS NX 2/3次元地盤汎用解析 プログラム

SoilWorks 2次元専用地盤汎用解析 プログラム

SoilWorks for FLIP 液状化解析プログラム FLIP用のプリ・ポスト

SoilWorks for LIQCA 液状化解析プログラム LIQCA用のプリ・ポスト

midas **GeoXD** 土留め設計図面生成 プログラム

SOLIFLUK PE 河川堤防の液状化 対策設計ソリューション





midas NFX 機械分野の 汎用構造解析システム

midas NFX CFD 流動解析システム





株式会社マイダスアイティジャパン 〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1 秋葉原OSビル7F TEL 03-5817-0787 | FAX 03-5817-0784 | e-mail g.support@midasit.com Copyright© Since 1989 MIDAS Information Technology Co., Ltd. All rights reserved.

http://jp.midasuser.com/geotech