

土の材料特性と河川堤防の安全性について

小高 猛司

名城大学理工学部

社会基盤デザイン工学科



名城大学の小高です。よろしくお願いします。今日は、このような機会をいただきましてありがとうございます。それでは、お時間をいただきまして、このようなタイトルで研究報告をさせていただきたいと思います。

今日は主に堤防の土の強度特性に焦点を当ててお話しさせていただきたいと思いますが、この発表に当たりまして、私のバックグラウンドについて少しご紹介させていただきます。

私は名古屋大学を卒業後、マスター・ドクター・助手を通して、浅岡先生の下で浸透破壊における排水条件の違いの重要性ということについて研究しておりました。

次に、2年半ほど東京大学の龍岡先生のところでお世話になりまして、ここでの経験が私にとって非常に重要なものになっております。

その後、今日ご出席いただいております京都大学の岡先生の下で、堤防に関するいろいろな勉強させていただきました。

2006年に名城大学へ移りまして、宇野先生、杉井先生にいろいろご教授いただいて「地震と豪雨・洪水における地盤災害を防ぐために」という2009年に発刊された書物の中で、強度特性に関することを書かせていただきました。その時に、この強度特性について非常に興味を持ちまして、勉強させていただきました。

最初に紹介しました名古屋大学での研究内容ですが、そこでは浸透破壊における排水条件の区分けを考えました。具体的には、土の状態を“ゆる詰め・密詰め”とし、そして排水条件を“排水・非排水”と区分けをすることにより、大きく4種類に分けられます。これは元々、限界状態モデル

講演者が堤防(浸透)に関係した研究・業務

1987~1995(名大・浅岡先生)
①浸透破壊における排水条件の違いの重要性
②浸透破壊における地盤中の気泡の影響
③補強斜面の侵襲つり合い解析

1995~1997(東大・龍岡先生)
④高精度な室内試験と試験結果の考察の仕方

1997~2006(京大・岡先生)
⑤有限変形解析による浸透破壊解析
⑥堤防の浸透変形解析
⑦堤防の浸透変形解析
⑧堤防の物理探査による劣化診断

2006~現在(名城大)
⑨宇野先生・杉井先生
地盤工学会2007年度会長特別委員会
⑩本日報告させていただく研究

「地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために」—地盤工学会からの提言— 2009.8

1987~1995(名大・浅岡先生)
①浸透破壊における排水条件の違いによる重要性

Analysis and Kinetic Seepage Failure Experiments and Their Analyses of Loose and Medium Dense Sands, GEP, 32(2), 1992

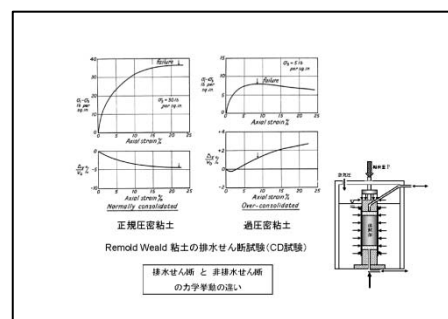
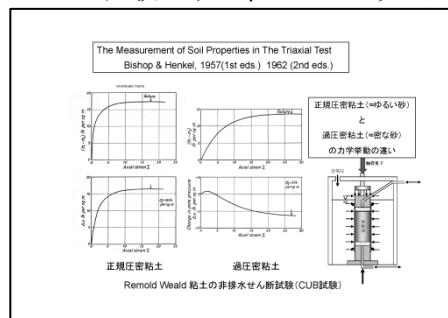
土質	排水条件	土質	排水条件	土質	排水条件
ゆる詰め砂	排水	ゆる詰め砂	非排水	密詰め砂	排水
ゆる詰め砂	非排水	密詰め砂	排水	密詰め砂	非排水

止水矢板による次元浸透破壊実験

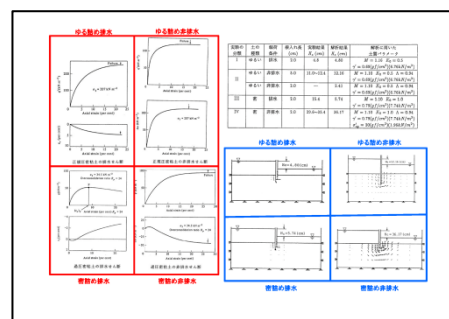
ゆる詰め砂の排水載荷(延縮載荷) 密詰め砂の非排水載荷(急縮載荷)

水-土連成極限つり合い解析(剛塑性有限要素法)によるシミュレーション

のベースになっているビショップとヘンケルの実験と同じ考え方です。ビショップとヘンケルの実験では、正規圧密粘土と過圧密粘土を用いて三軸試験のひとつである $\overline{CU}$ 試験をして、非排水でせん断したらどのような挙動になるが実験しました。十分圧密した後に、供試体の中への排水経路を完全に閉じてせん断するのが $\overline{CU}$ 試験ですが、 $\overline{CU}$ というのは、供試体内の間隙水圧を計測する試験です。この $\overline{CU}$ 試験を実施して、正規圧密粘土、過圧密粘土の非排水せん断挙動や、逆に、圧密した後に排水条件でせん断する $\overline{CD}$ 試験を実施した場合の、正規圧密粘土、過圧密粘土の排水せん断挙動を、有効応力を用いて詳細に検討することによって、土の力学特性は大きく4つに分けられるということが明示されています。この考え方を浸透破壊に対しても援用すれば、「ゆる詰め状態で排水・非排水、密詰め状態で排水・非排水」と、大きく4つに分類できます。ここでは、正規圧密粘土は、ゆる詰め砂に対応し、過圧密粘土は、密詰め砂に対応すると多少の拡大解釈をしています。



元々はこの考え方を支持力問題に適用したいと考えていました。しかし、支持力実験は非常に難しいので、支持力実験の代わりにここでやったのは浸透破壊実験です。要するに、水による載荷というのが、非常に均質な載荷条件であるために、浸透破壊という現象自体よりも、むしろ支持力実験で精度の高い



模型実験をしたいという理由で、浸透破壊実験を選択したわけです。具体的な浸透破壊実験としては、止水矢板を挟んで片側だけの水位を上げていって、浸透破壊をさせるという実験ですが、「ゆる詰めでの排水、ゆる詰めでの非排水、密詰めでの排水、密詰めでの非排水」という、先の4つのパターンで破壊する時の水位がそれぞれ違うことを明確に示すことができました。この実験のシミュレーションを極限つり合い解析を使って、ある程度の解を得ることもできました。これが今日発表する三軸試験の排水条件、非排水条件とかに関してもつながっているものです。

また、浸透地盤中に発生する気泡についても検討しました。止水矢板回りに地盤が浸透

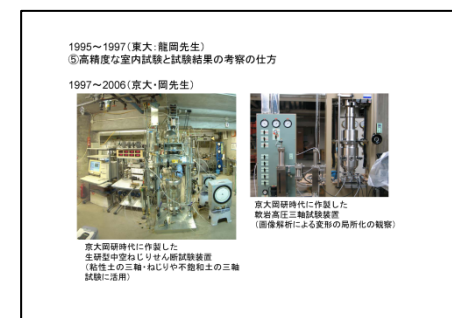
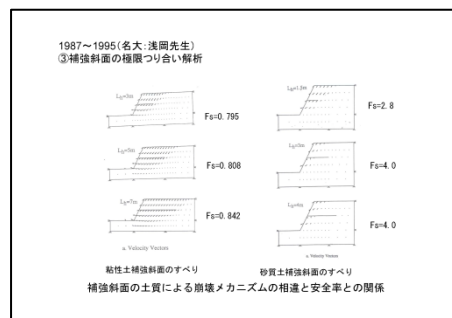
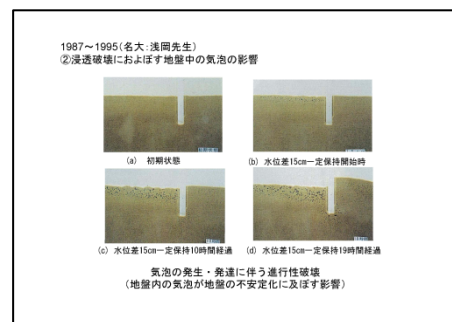
破壊しない程度の水位を保ったまま水を流し続けると、水には非常に空気が含まれているので、長時間浸透させていると、地盤中に水から空気が受け渡されることによって気泡が発生・発達し、やがて大きく発達した気泡の移動に伴って地盤が変状し、やがて破壊に至るということを明確に示しました。

名大時代の研究紹介の最後としては、補強斜面の極限つり合い解析があります。基本的には極限つり合い解析を使って、浸透破壊も斜面安定も同じツールを使って解析いたしました。補強度斜面の分類で粘性土と砂質土とありますが、粘性土のすべりというのは、いわゆる非排水条件での破壊であります。

砂質土というのは、不飽和の斜面を想定していますが、言ってみれば排水条件ということで、非排水条件と排水条件ですべりがどのように違うのかということについて、検討しました。ここでは、安全率というのはどういうものかについて、いろいろと考える機会がありました。

このようなことを名古屋大学でやっていたのですが、次に東京大学の龍岡先生のところでお世話になる機会がありまして、そこで高精度な室内試験というのにめぐり会いました。名古屋大学で三軸試験もやっていたし、いろんな模型実験もやっていたのですが、誰かにきちんと教えてもらってやっていたわけではなく、試験装置の開発も含めて我流で試験をしていたのですが、ここで室内試験というのはどういうものかから勉強させて頂きました。そして、東大のときに室内試験についていろいろ勉強したものをベースにして、京大に移った後、岡先生の下でいろんな試験機を自由につくらせていただきました。全くお金の心配も何もなく、岡先生にいろんな試験機をつくるのを許していただきましたことは、私にとって大きな財産になっています。

スライドの写真は、岡研自体に作製した生研型中空ねじりせん断試験機です。不飽和土の試験とか、三軸試験とか、いろんなものに使うことができます。東大で軟岩の試験をしていたのですが、それをベースに京大時代にも軟岩対応の三軸試験装置も作製し



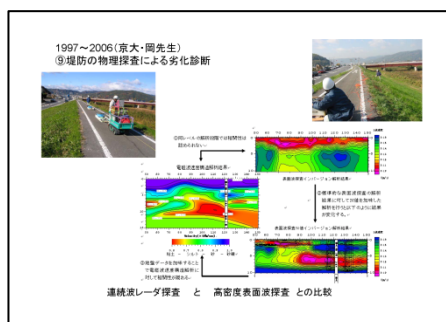
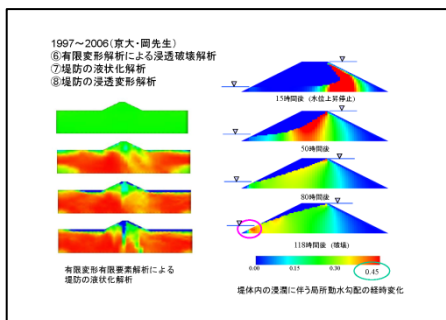
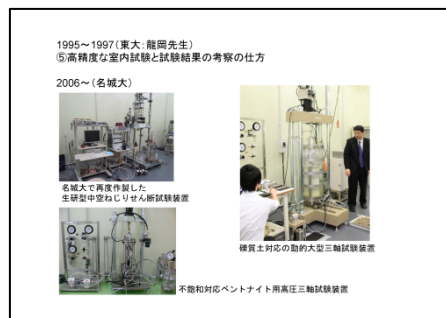
ましたし、画像解析等についても龍岡先生のところでやっていたこと参考にしました。

次に名城大学に移ってからも、また同じ生研型の三軸試験機や軟岩の試験機をつくったり、あるいは、東大でやっていたような大型の三軸試験機をつくったりとか、とにかく室内試験を用いた土の力学特性の評価というのが常に私のベースになっています。

京大の岡先生のところでは、有限変形解析を使った浸透破壊の解析とか、堤防の液状化解析とか、いろいろなことを勉強させていただきました。これが堤防の解析とはどういうものかということについて、いろいろ考える機会となり、非常に勉強になりました。

もう一つは、いろいろな手法の物理探査を岡先生のプロジェクトの中でやらせていただき、物理探査の内容や、手法等についていろいろ勉強させて頂きました。以上のように、京都大学に在籍の間に、堤防の勉強をいろいろさせてもらいました。

名城大学に移ってからは、本日報告させていただく内容を研究しております。先ほども紹介させていただきましたが、2007年度の地盤工学会の会長特別委員会で、宇野先生が主査、杉井先生が幹事になられまして、そこで声をかけていただいたおかげで、堤防のすべり破壊の強度とはどういうものかということについていろいろ勉強し、考える機会をいただきました。それも名城大学に移ってからのいろんな研究とちょうどリンクしまして、非常に良かったということです。



現在関係している河川堤防の研究等は何があるかと申しますと、1つは国土交通省に平成24年度から3年間河川砂防技術研究開発公募を採択していただき、「地震・洪水およびその複合災害に対する統合型河川堤防評価技術の開発」について、私が研究代表者でやらせて頂いております。これは後ほど紹介させていただきます。

また、愛媛大学の岡村先生が委員長の土木学会の堤防研究小委員会というのがありまして、堤防士の強度特性ワーキングについて、現在私がワーキングのリーダーをやらせていただいています。

この2つの研究活動が、非常に展望が開けたきっかけになりました。特に土木学会の委員会では、国土交通省の方や、土研の方など、いろんな方と知り合いになりまして、今何を困っているのかということが明確にわかるようになり、今までの研究は独りよがりになりがちだったのですが、何をやるべきか明確になってきました。

国土交通省の研究公募で行っている研究について説明します。研究代表者は私で、副代表は建設技術研究所の李さんです。河川技術者の李さんとは、京都大学の時代から仲よくやらせてもらっており、実務的なことをずっと教わってきたわけですが、二人で実務に役立つことを何か提案してみようということで、応募したら採択していただいたという経緯です。メンバーには、名古屋大学の野田先生や、この堤防委員会のメンバーであります岐阜大学の本城先生にお手伝いいただきまして、現在に至っております。

この研究では大きく4つのテーマがございます。テーマ①では、「合理的な河川堤防の耐震性および浸透破壊解析手法の開発」ということで、名古屋大学の野田先生がリーダーで、有限変形FEMのGeoASIAを不飽和領域へ拡張することによって、地震や浸透の堤防の解析法を整備しようということとしています。

テーマ②が、「室内試験による土質定数設定のガイドラインの作成」と、ちょっと大上段

平成24年度河川砂防技術研究開発公募 河川技術分野
課題2:河川堤防の安全対策に関する技術研究開発
**地震・洪水およびその複合災害に対する
統合型河川堤防評価技術の開発**

研究代表者	小高 猛司	名城大学
研究副代表	李 圭太	(株)建設技術研究所
アドバイザー	野田利弘	名古屋大学
アドバイザー	本城秀介	岐阜大学
	榎本文典	(財)建設技術研究所
	高橋敏浩	(株)達沼組
	原 忠	高知大学
	肥後博介	京都大学
	小山倫史	京都大学
	大竹 雄	岐阜大学
	加藤雅也	中部土質試験協同組合
	溝口敦子	名城大学
	崔 瑛	名城大学

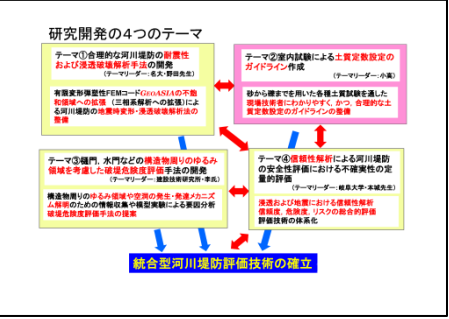
講演者が現在関係している河川堤防に関する研究グループ・委員会など

①国土交通省平成24年度河川砂防技術研究開発公募(河川砂防技術分野)
「地震・洪水およびその複合災害に対する統合型河川堤防評価技術の開発」
(研究代表者・小高)

②土木学会 地盤工学研究委員会 堤防研究小委員会
(委員長・岡村未対愛媛大学教授)
WG3: 堤防士の力学特性 (WGリーダー・小高)

③国土交通省平成24年度河川砂防技術研究開発公募(地域課題分野)
「雨量履歴、水位履歴を考慮した河川堤防の安全性のリアルタイム予測方法の開発と安全性向上に関する研究」(研究代表者・前田健一名古屋工大教授)

④地盤工学会 震災対応会長特別委員会 I「地震変状メカニズム研究委員会」
(委員長・浅岡誠名大名誉教授、幹事長・野田利弘名古屋大教授)
WG5: 堤防・盛土構造 (WGリーダー・小高)



に構えてしまいましたが、適切な土質定数というのは何なのかということを考えてみようということで検討しています。

テーマ③が、「樋門、水門などの構造物周りのゆるみ領域を考慮した危険度評価手法の開発」というのを考えています。

テーマ④が、本城先生が中心にやっています、信頼性解析を河川堤防の安全性評価に役立てようという研究でございます。

今日は、私がリーダーでやっていますこのテーマ②の話題であり、「室内試験による土質定数設定のガイドライン作成」の途中経過を報告させていただきたいと思います。

ここから本題ですが、堤防の合理的な設計・照査の課題として何があるかというのを考えてみます。実務をベースに考えるということで、今やられているのは、とにかく円弧すべり解析ですから、その円弧すべり解析の理論と、それを用いる土質定数の現場の理解不足というのがまず課題として挙げられる

と思います。円弧すべり解析というのは、適切な土質定数を用いて合理的に実施してこそ意味がある安定率を算定するわけですが、それが果たしてちゃんとやられているかどうかというのを考えなければいけないということです。

それと、次の課題としましては、現場の判断に依存して強度定数が設定されている実務の現状ではないと考えています。適正な試験条件は実務者の判断で決定しなければいけないということではありますが、特に平成24年に「河川堤防の構造検討の手引き」が改正されたことによって、より現場の裁量が増大しているのではないかと思います。増大したからには、さらに適正な判断をしなければいけないということで、それをもう少しシステムティックにやる方法はないかということがテーマになっています。

そういうことを判断するために、適切な試験条件を判断するための根拠になる研究が、特に最近、不足しているのではないかと思います。とは言うものの、実は、試験条件などに関することは過去にかなり考えられていたのではないかなとも思い、単に最近の我々がさぼっていただけかもしれません。それで、理論と実際の現場の状況が乖離しつつあるのかなと。この両者をつなぐような基礎研究が現状ではちょっと不足しているのではないかと思います。また、浸透すべりにおける破壊と三軸試験における破壊との相違の認識がちょっと不足しているのではないかと思います。

それと、もう一つの課題としまして、長大な線状構造物である堤防ですが、その設計定数の設定思想をもうちょっと整理したほうがいいのではないかと思います。細かく土質試験してもいいのですが、土質定数はローカル性が高いため、過度なローカル性を偏重しないような代表的な土質定数の決め方を考えなければいけないということです。

【堤防の合理的設計・照査の課題】

- 円弧すべり解析理論とそれを用いる土質定数の現場の理解不足
 - ～ 円弧すべり解析は適切な土質定数を用いて合理的に実施してこそ意味ある安定率を算定
- 現場の判断に依存した強度定数設定の現状
 - ～ 適正な試験条件は実務者の判断で決定（H24 2手引き改正によってより現場の裁量が増大）
- 適切な試験条件を判断するための根拠となる研究が不足（特に最近？）
 - ～ 理論と実測との距離の増大、両者をつなぐ基礎研究の不足
 - ～ 浸透すべりにおける破壊と三軸試験における破壊との相違の認識不足
- 長大な線状構造物である堤防の設計定数（強度定数）の設定思想の整理
 - ～ 経験的にも理論的にも不均質な堤体に対する過度なローカル性偏重の排除の必要性

【研究目的】

- 現場技術者にわかりやすく、かつ、合理的な土質定数設定のガイドラインの整備
 - ～ 強度定数を決定する三軸試験の試験条件の位置づけの明確化
 - ～ 設計定数としての適切かつ合理的な強度定数決定法の提案



このような課題を踏まえまして、研究の目的でもあるのですが、現場技術者にわかりやすく、かつ、合理的な土質定数設定のガイドラインを整備しなければいけないと考えています。要するに、強度定数を決定する三軸試験の試験条件の位置づけを明確化して、設計定数として適切かつ合理的な強度定数の決定法を提案したいということでございます。

本日の主な報告内容は、浸透時の安定照査・設計に関する話題であり、特にすべり破壊に対する照査を実施する上での強度定数設定に関する課題と対策について考えてみます。

本話題に対しまして、さまざまなことを参考にさせていただきましたが、まずは、やはり「河川堤防の構造検討の手引き」が基礎となっています。また去年、宇野先生の監修の下で、土研の石原さんらが膨大なデータをまとめられて、非常に先駆的なものとしてまとめられています「河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント」があります。

本話題に関する参考文献：
1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き、2002。
2) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、2012。
3) 土木研究所：河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント、2013。
4) 地盤工学会：N値と ϕ の活用法、1998。
5) 中山・佐古・阿部・島山・持田・宇野：河川堤防の浸透に対する堤体土の三軸試験方法に関する考察、地盤工学会誌、56(10)、2008。
関連文献：
6) 小高・堀・李ら：河川堤防砂礫の浸透・強度特性の評価手法に関する考察、地盤工学ジャーナル、5(2)、2010。
7) 小高・堀・李ら：三軸試験の試験条件が河川堤防土の強度定数に及ぼす影響、河川技術論文集、2013。

また、地盤工学会の関西支部が中心となってまとめた少し古い書物ですが、「N値と c 、 ϕ の活用法」があります。

それと、中山さん、佐古さん、宇野先生が2008年に地盤工学会誌で発表された「河川堤防の浸透に対する堤体土の三軸試験方法に関する考察」があります。

このような文献等を研究で参考にさせていただいています。

また、私自身が発表した研究としましては、地盤工学ジャーナルのものなど、最近の研究論文等です。

さて、「河川堤防の構造検討の手引き」の照査の流れをおさらいいたしますと、堤防をモデル化して、外力を設定して、浸透流の計算をして、その後、すべり破壊やパイピングに関する検討をします。先ほどから申し上げていますように、このすべり破壊に対する検討というのを、本研究のターゲットにしております。

この精度向上に向けての検討事項としまして、まずは道具としての解析法の精度はどの程度のものなのかということと、その適用限界です。ただし、この検討についてはまだ手をつけていませんが、こういうことも考えなければなりません。次に、浸潤面に影響をおよぼす要因です。本日、私

がお話する主な内容は、3番目の強度定数としてどのような条件で求めた値を使うかということでございます。その検討をした後に、実はすべり面の妥当性というのもし吟味しなければいけません。以上の4つほどをしっかりと考えなければいけません。

一つ目の解析法の精度についてですが、まず、解析手法そのものの精度は当然ですが、その他、浸潤状況、堤防土の材料特性、すべり面など解析精度に影響を及ぼす因子はたくさんあります。円弧すべり解析の円弧すべりモード、要するに、崩壊メカニズムは、求められる安全率と一意の関係にあります。このメカニズムが本当に妥当かどうかを検討しなければいけません。

解析法の精度ということ言えば、河川堤防の照査では修正フェレニウス法という円弧すべり解析法を使いますが、この手法は全応力法の円弧すべり解析であるというのが、1つのポイントになると考えています。全応力法である修正フェレニウス法で算出する安全率の力学的な意味を今一度整理したほうがいいと思っています。ただし、わかっていなかったのは私だけかもしれないですけども。

浸透すべり破壊照査の精度向上に向けての検討事項:

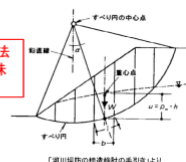
- (1)解析法の精度(修正フェレニウス法の妥当性)と適用限界
解析手法
- (2)浸潤面に影響を及ぼす要因(堤体や基礎地盤の土質構成)
浸透・浸潤状況
- (3)強度定数(三軸試験による c, ϕ)
堤防土の材料特性(力学特性)
- (4)すべり面の妥当性の吟味
破壊メカニズム=安全率

(1)解析法の精度(修正フェレニウス法の妥当性)と適用限界

円弧すべり解析:元は上界定理に基づく理論解法であるが、スライス分割に伴う相互作用力の取り扱いなどにより近似解法となる。

堤防の浸透時:すべり面に作用する浸透水圧を考慮するために修正フェレニウス法が用いられる。

全応力法である修正フェレニウス法で算出する安全率の力学的な意味の整理



「河川堤防の精度検討の手引き」より

先ほど紹介しました地盤工学会の「N値と c 、 ϕ の活用法」という本がありますが、そこで全応力法について説明しています。これは私が全応力法を考えるもののベースになっています。全応力法というのは、せん断しようとする力が増えても、付加された力がその土の強さを増やす働きをせず、土が現在有している土の強さしか発揮できないものとして安定計算する方法です。もちろん、粘性土を想定しての話ですが、これを河川堤防では長い間、砂や砂礫でも使っていたということです。繰り返しになりますが、付加された力がその土の強さを増やす働きをせずに、土が現在有している強さしか発揮できないという条件で円弧すべり解析をするのが、全応力解析です。これが良いか悪いかは別として、実はあんまり良くないところもありますが、とにかくそれが大前提になっています。

地盤工学会:「N値と c 、 ϕ の活用法」 p.138

7.5 せん断試験結果とその利用

7.5.1 全応力法と有効応力法

全応力法はせん断しようとする力が増えても、付加された力がその土の強さを増やす働きをせず、土が現在有している土の強さしか発揮できないものとして安定計算する方法である。このとき用いる強度定数はUU試験で得られる c_u 、 ϕ_u である。段階的に圧密を進め、圧密後の強度を推定して計算する場合はCU試験で得られる c_{cu} 、 ϕ_{cu} が用いられる。

粘性土の堤防でありましたら水位が上がってきても、堤防の中にまで水が入るわけではありせんので、元の堤防土を用いてUU試験で求めた非排水せん断強さ c_u で円弧すべり解析を行います。

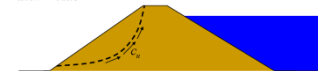
次に、砂質土の堤防の場合は、水位が上がりますと堤体内に浸透して行って、浸潤面ができます。非定常浸透流解析をして刻々の浸潤面求めますが、それによって堤防の中の刻々の有効応力状態がわかりますので、その有効応力状態を使って、円弧すべりの解析をすることになります。先の全応力法的前提に立てば、水が浸潤している現時点の状態では河川堤防が有している安全度を計算しようということです。

(1) 解析法の精度(修正フェレニウス法の妥当性)と適用限界

① 全応力法である修正フェレニウス法で算出する安全率の力学的な意味の整理

河川堤防の安定解析では...

粘性土堤防

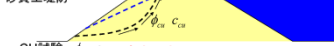


一軸試験, UU試験 c_u , $\phi_u = 0$

(1) 解析法の精度(修正フェレニウス法の妥当性)と適用限界

① 全応力法である修正フェレニウス法で算出する安全率の力学的な意味の整理

砂質土堤防



CU試験 ϕ_{cu} , c_{cu} 全応力法◎

現時点(水が浸潤している状態)で河川堤防が有している安全度(余裕度)を計算するという考え方

CD試験 ϕ_d , c_d 全応力法○

排水せん断強度を発揮するには現状からダイレイタンスに伴う体積変化が必要

CU試験 ϕ' , c' 全応力法△

× 有効応力: 破壊時の過剰間隙水圧は事前にはわからない

○ 全応力: CDの代用として用いる

先ほど申し上げましたように、破線の浸潤面が入った状態での土の強度、要するに、すべりによって土が変状するわけですが、その変状によって土が強度増加することは考えずに、すべる前の浸潤面の状態での堤防の非排水せん断強度だけで考えましょうというのが全応力法でありますので、CU試験の c_{cu} とか、 ϕ_{cu} を使って計算することが、全応力法で安全度を計算するという考え方に合致します。

一方、CD試験を使う場合は、すべる時に排水せん断強度を発揮するためには、現状か

らダイレイタンスーに伴う体積変化が必要になるわけですが、すべったときに、どのぐらいの体積変化をして、どういうダイレイタンスー特性があるか、このすべり面での値が大体わかっていれば、CD試験を使ってもいいのかなと思います。

最後にCU試験ですが、有効応力解析と言うと、破壊時の過剰間隙水圧が事前にわかるものではありませんから、使うには疑問が残ります。ただし、透水係数が非常に高いので、間隙水圧自体は発生しないので、言ってみれば、これはCDの代用として用いて、あくまで全応力解析だという考え方をしていれば、全応力法として別に問題はないと思います。ただし、この c' 、 ϕ' というのがどういうものかというのを、もう少しちゃんと検討した上でないと、なかなかわかりません。

昨年改訂する前の「河川堤防の構造検討の手引き」では、どういう強度を使うべきか書いてあったかと言いますと、この表の力学試験の欄の礫質土、砂質土、そして粘性土を見ますと、粘性土はUU条件で、礫質土や砂質土はCU試験で求めた c_{cu} とか ϕ_{cu}

とか使いましようということが書いてあります。これは、先に述べたように全応力法はどういうものかというのを考えると、妥当な指示だと思われます。

改訂前の手引きでの内部摩擦角に関する記述の中で、よく締まった土、細粒分の多い土、あるいは不飽和な土では、砂質土に分類されるようなものでも、CU条件の三軸圧縮試験から c および ϕ の双方が得られる場合がある。粘性土と砂質土の中間的な性質を有する土も多いが、設計上は粘性土は $\phi=0$ 、砂質土は $c=0$ と割り切って扱うのが一般的であり、また浸透に対する安定性照査という観点からいっても、砂質土や礫質土について過大な粘着力を見込むのは好ましいことではない。

です。それに続いて、粘性土と砂質土の中間的な性質を有する土も多いですが、設計上は粘性土は $\phi=0$ という前提をつくります。砂質土は c と ϕ が出ますが、 $c=0$ と割り切って扱うのが一般的であります。また、浸透に対する安定性照査という観点からいっても、砂質土や礫質土について過大な粘着力を見込むのは好ましいことではありません、と書いてあります。これはもう全くこの通りでありまして、ここで言っている、砂質土で出てくる c というのが何かというのを考えると、確かに、 c をまともに見込んでしまうと危険というところがあります。そのため、 $c=0$ と割り切るとするのは1つの方法でありまして、悪いことではなく、むしろ妥当と考えられます。ただし、非常に不都合なところが多いというものは、今日これから報告するところでもございます。

「河川堤防の構造検討の手引き(2002)」

表 3.2.3 堤防横断方向の土質試験の項目(力学試験用試料)

土質試験の項目	礫質土	砂質土	粘性土	得られる定数等
土粒子の密度試験	○	○	○	土粒子の密度 ρ_s
含水量試験	○	○	○	含水比 w
粒度試験	○	○	○	粒度加積曲線、10%粒度 d_{10} 等
液性限界・塑性限界試験	○	○	○	液性限界 w_L 、塑性限界 w_P
液性指数試験	○	○	○	液性指数 I_L
塑性指数試験	○	○	○	塑性指数 I_P
圧縮密度試験	○	○	○	圧縮密度 ρ
透水試験	○	○	○	飽和透水係数 k_s
三軸圧縮試験もしくは等体積面せん断試験	UU条件	CU条件	○	粘着力 c 、(内部摩擦角 ϕ)
材料試験(堤防建設の場合)	○	○	○	内部摩擦角 ϕ_{cu} (粘着力 c_{cu})
	○	○	○	最大圧縮密度 ρ_{max} 等

注 UU条件は非圧縮排水条件、CU条件は圧縮排水条件である
 流の土質分類(礫質土、砂質土、粘性土)は表3.2.1に示してある

「河川堤防の構造検討の手引き(2002)」

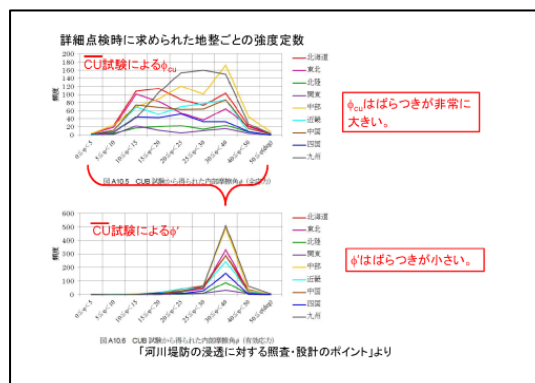
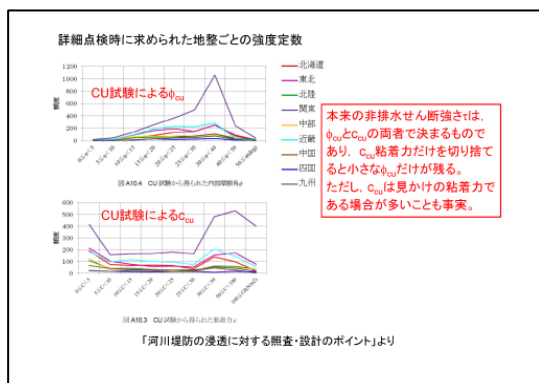
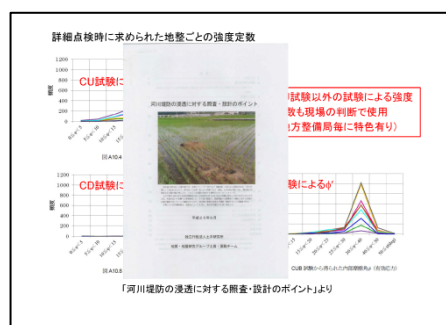
内部摩擦角 ϕ (抜粋)

よく締まった土、細粒分の多い土、あるいは不飽和な土では、砂質土に分類されるようなものでも、CU条件の三軸圧縮試験等から c および ϕ の双方が得られる場合がある。粘性土と砂質土の中間的な性質を有する土も多いが、設計上は粘性土は $\phi=0$ 、砂質土は $c=0$ と割り切って扱うのが一般的であり、また浸透に対する安定性照査という観点からいっても、砂質土や礫質土について過大な粘着力を見込むのは好ましいことではない。

改訂前の手引きで、砂や砂礫ならばCU試験を使いましょうと言いながらも、実はCU試験以外の試験による強度定数も使われてきていました。「河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント」では、データベース化された過去の詳細点検のデータを統計的に整理されて、興味深いデータを示されています。

今日お見せするのはその抜粋ですが、先ほど言いましたように、砂や砂礫だったら、本来であればCU試験をしているはずですが。

この図には各地方整備局の名前が並んでいますが、例えば関東地整であれば、CU試験を突出してたくさん実施していきまして、地整ごとに試験条件の選択に対する特徴がかなり明確に出ています。要するに、CU試験をやリなさいと言われていても実はCU試験では



なくて、CD試験をたくさんやられている近畿地整では、CD試験が突出しています。私が所属している中部では、CU試験をたくさん実施しています。CU試験は、CU試験の代わりにもなりますので、CU試験をやるのは非常に良いのですが、コストが高いという難点があるので、現場の中でなかなか使われにくいのが実情です。しかし、中部ではCU試験をたくさん実施されて、後ほど我々が検討するのに非常に重要なデータを残してくれているのをはじめとして、CU以外の試験が実は詳細点検のときからたくさんやられています。

結局、現場の実情として、CU試験をやリなさいと言われていながらもCU以外の強度定数が用いられていた理由を私なりにいろいろ考えたのですが、1つは、CU試験で得られる ϕ_{cu} というのは、一般的に非常に小さいことが挙げられます。先ほど改前

- 現場の実情として、CU以外の強度定数が用いられていることの考えられる理由：
- ①CU試験で得られる ϕ_{cu} は一般に小さいため、粘着力を無視した場合に円弧すべり解析で得られる安全率が小さくなりすぎる。
 - ②CU試験結果にはばらつきが多く、 c_{cu} と ϕ_{cu} を決めづらい。
 - ③強度定数を決める基準も曖昧。
 - ④透水性が高い砂質堤体の浸透に対する安定問題であるため、排水条件 (ϕ_d) が妥当であるとの考え方に基づいている。
 - ⑤CU試験による ϕ' は、 ϕ と同じと見なして代用できるとの考えに基づいている。
 - ⑥透水性が高いために、堤体土のすべり破壊時には過剰間隙水圧は発生しないので、有効応力規準の ϕ' を用いてもよいとの考え方に基づいている。(ほどよい安全率も求められる)

の手引きに書かれていることを紹介しましたが、粘着力を無視して、内部摩擦角のみを用いる場合には、円弧すべり解析で得られる安全率が小さくなりすぎるという難点があるために、これを使うには多少躊躇してしまいます。

それと、これは私が試験をやったことですが、CU試験というのはかなりばらつきが多いです。そのために、 c と ϕ というのは、決めようと思ってもなかなか決まらないという課題が1つあります。もう一つの課題は、これは地盤工学会の試験基準がありますが、それでもCU試験での c 、 ϕ の決め方には未だに曖昧なところがあります。最新の試験基準にはきちんと書かれていますが、モールの応力円の包絡線を使うとか、モールの応力円のちょっとずれたところを使うとか、いろんな方法があるために迷うこともあります。

また、透水性が高い砂質堤体の浸透に対する安定問題であるために、排水条件が妥当であるとの考え方に基づいてCD試験がやられている事例もあります。

さらに、 $\overline{CU}$ 試験による ϕ' というのは、 ϕ_d と同じと見なして代用できるという考えに基づいて、 $\overline{CU}$ 試験の ϕ' を使っていることもあります。

もう一つは、透水性が非常に高いという堤防もありますので、そういう場合は、堤体土のすべり破壊時には過剰間隙水圧は発生しないと考えます。そういう場合には、有効応力も全応力も同じになりますので、有効応力規準を用いてもよいということで ϕ' が使われている方も結構いらっしゃいます。実は、 ϕ' を使うと、ほどよい安全率が求められるので、非常に使いやすい定数だということになっています。

以上のように、理論的にはCU試験が妥当と言いながらも、現場ではいろんな事情があって、それ以外の試験もずっと使われてきています。

先ほどのマニュアルの中の文章で述べましたが、CU試験により ϕ_{cu} と c_{cu} と両方が求まりますが、本来の非排水せん断強さというのは、 ϕ と c の両方で決まるものですので、粘着力 c だけ切り捨てて ϕ だけ使いますと、小さな ϕ_{cu} だけが残ります。ただし、 c_{cu} を実際に使うかどうかというと、見かけ



の粘着力である場合が多いので、ちょっと躊躇するのも確かです。CU試験では、確かに大きい c がたくさん出てくるようですが、恐らく、 c が大きい場合は、 ϕ が逆に小さくなっており、逆に、 ϕ が大きい場合には、実は c は小さくなっているということがあります。

そのようなことがいろいろあるため、本当は、 c と ϕ をペアで使わなければいけないのですが、ここらあたりで切って、こっちだけ使うということが実務ではなされてきました。関東地整の場合は ϕ が 30 度ぐらいのデータが突出していますが、他の地整のデータを見てみると、15 度とか 20 度とか、平坦でずっと 30 度ぐらいまでいろんな土があるというのが見えてきます。

この発表では、 $\overline{CU}$ 試験を全応力でデータ整理したのを CU 試験というふうに呼びます。厳密な試験基準では違う試験ですが、基本的にはこの $\overline{CU}$ 試験をして、全応力で整理したものを CU 試験と同様としています。 $\overline{CU}$ 試験を全応力で整理して求めた ϕ_{cu} というのは、このように $\overline{CU}$ 試験結果を見ると、ばらつきがたくさんあります。ただし、後ほど、私の自前の結果でも見ていただきますが、有効応力で整理して ϕ' にすれば、これだけばらついていたものが、ほとんど 30 度ぐらいで大体同じになってしまいます。これは CU 試験、すなわち全応力で整理した ϕ というのは、ばらつきが非常に大きいものに対して、有効応力で整理するとばらつきが小さくなるということです。

そのようなこともあって、その他にも様々な事情を反映して、昨年の手引きでは、かなり大きな改訂がされました。一番違うところは、礫質土や砂質土に対して CU 試験を実施すべきと言っていたところが、2 つ試験が増えまして、 $\overline{CU}$ 試験と CD 試験になりました。◎が $\overline{CU}$ 試験と CD 試験に移行して、 CU 試験は○ということであり、むしろ $\overline{CU}$ 試験や CD 試験をして強度定数を見なさい、実情に合わせましょうということになったと思います。しかし、実情に合わせて $\overline{CU}$ とか CD 試験を実施してもよいと方針変更したということは、現場の判断で CU 試験でもいいし、 $\overline{CU}$ 試験でもいいし、 CD 試験でもいいというように解釈できるわけです。現場の裁量はこの改訂によって増えているというのも 1 つかと思います。ですから、この中で何を使ったらいいかというのは、もう少し明確にした方がよいと考えています。

また、この改訂に当たりまして、ここでも色々な示唆に富んだことが書かれています。粘着力 c や、内部摩擦角 ϕ ということに関しましては、「よく締まった土や細粒分の多い土、あるいは不飽和土などは、砂質土に分類されるようなものでも、 CU 試験から

「河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)(2012)」

表 3.2.3 堤防横断方向の土質試験の項目(力学試験用土料)

土質試験の項目	礫質土	砂質土	粘性土	得られる定数等
土粒子の密度試験	○	○	○	土粒子の密度 ρ_s
含水量試験	○	○	○	含水量 w
粒度試験	○	○	○	粒度加減曲線、10% 相対 D_{10} 等
液性限界・塑性限界試験	◎	◎	◎	液性限界 w_L 、塑性限界 w_P
飽和密度試験	○	○	○	飽和密度 ρ_{sat}
透水試験	○	○	○	飽和透水係数 k_{fs}
三軸圧縮試験	○	○	◎	粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ
三軸圧縮試験	○	○	◎	粘着力 c_{cu} 、内部摩擦角 ϕ_{cu}
直剪試験	○	○	◎	粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ
直剪試験	○	○	◎	粘着力 c_{cu} 、内部摩擦角 ϕ_{cu}
材料試験(堤防断面の適合)	○	○	○	最大乾燥密度 ρ_{max} 等

注 1: UU 試験は非圧縮排水条件、CU 試験は圧縮排水条件、CB 試験は圧縮排水条件(間隙水圧測定)。
注 2: 土質分類(礫質土、砂質土、粘性土)は表 3.2.1 に同じである。

「河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)(2012)」

粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ (抜粋)

よく締まった土、細粒分の多い土、あるいは不飽和土では、砂質土に分類されるようなものでも、 CU 試験から c_{cu} および ϕ_{cu} の双方が得られる場合がある。このような場合、土質試験の結果を機械的に適用するのではなく、 c_{cu} および ϕ_{cu} の両者を考慮し設定する必要がある。

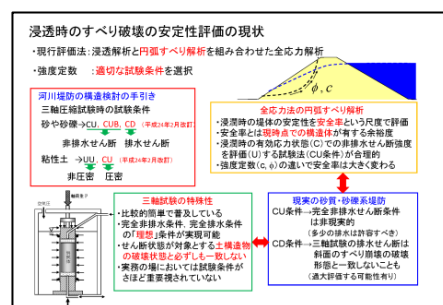
(中略)

次に、一般全応力法でも、すべり面スライスを当たる土層が排水性のとき、排水条件の CD 試験による強度を使用するため、 CD 試験または CUB 試験が必要になる。

c_{cu} および ϕ_{cu} の双方が得られる場合は、土質試験の結果を機械的に適用するのではなく、 c_{cu} および ϕ_{cu} の両者を考慮し設定する必要がある。」先ほど、 c は切り捨てたほうがいいよという話をしていましたが、それではちょっとあんまりだからということで、この両者を考慮したほうがいいということになったのだと思います。これはあくまでCU試験の結果を使うのであればという話だと思います。

次に、「一般全応力法でも、すべり面スライスが当たる土層が排水性のときに、排水条件のCD試験による強度を使用するため、CU試験または $\overline{CU}$ 試験が必要になる」、ということで、すべり面のスライスというのが、堤防の場合には透水性の高い土では排水性ですので、CU試験というのは実は不合理であってCD試験を使ったほうがいい、あるいは、CU試験の代用として $\overline{CU}$ 試験というのをやるというようなことが明確にうたわれているということです。

私なりの意見をいろいろ書いていますが、浸透時のすべり破壊の安定性評価の現状としましては、浸透解析と円弧すべり解析を組み合わせた全応力解析、あくまで全応力解析ですが、それで適切な試験条件を選択しなければいけないという現状であります。先ほど申し上げましたように、三軸試験の試験条件がCU試験から $\overline{CU}$ 試験とかCD試験をむしろ推奨するように、今の流れで変わってきました。



全応力法の円弧すべり解析ですが、浸潤時の堤体の安定性を安全率という尺度で評価しています。安全率というのは、現時点での構造体が有する余裕度と解釈するのであります。浸潤時の有効応力状態での非排水せん断強度を評価するCU試験というのは合理的ではあります。しかし、色々な不都合がありますので、考え直さなければいけないということで、手引きも改訂されています。

どのような不都合があるかということですが、CU試験というのは、言ってみれば完全非排水せん断条件のため、粘性土の場合は、それが容易に現場でも起こりますが、堤防の場合・砂質土の場合は、実は非現実的なこともあります。多少の排水は許容すべきところも当然あります。

CD試験、CD条件はどうかと言いますと、三軸試験の排水せん断というのは、斜面のすべり崩壊の破壊形態と一致しないこともあるのではないかと考えられます。というのは、

三軸試験は比較的簡単で普及していますが、実は結構特殊な試験ではないかと私は考えています。三軸試験というのは、完全非排水条件と完全排水条件という、いわゆる理想的なせん断条件が試験機の中で簡単に再現できて、それぞれの条件における土のせん断強度が計測できるわけですが、何が問題かという、せん断の状態が、対象とする土構造物の破壊状態と必ずしも一致しないということが考えられます。言ってみれば、三軸試験の排水条件というのは、無理矢理つぶしていきますので、拘束圧がどんどん上がっていくわけです。有効応力もそれによって大きくなるわけですが、有効応力を大きくしながら、どんどん無理矢理つぶしていくという状態でせん断強度を計測するというのが、堤防のすべり破壊と本当に一致するのかどうかというのも考えなければいけないところかと思います。CU試験にもCD条件にも、それぞれ課題があると考えています。

それと、もう一つ重要なことは、実務の場においては、試験条件は実はあまり考えられずに試験されている場合もあります。堤防の場合は、ほとんどそんなことはないと思いますが、もっとほかの現場とかへ行きますと、実務者が試験条件なんて深く考えずに、三軸試験さえやっておけばいいだろうということで、砂質土であってもコストが一番かからないUU試験を実施しているなど、試験条件にどういう意味があるのかということも考えずにやっているちょっと危ないところがあるということです。

ここから自前の試験結果をいろいろ紹介させていただきますが、CU、 $\overline{CU}$ 、CDの各試験条件によって強度定数がどのように異なるのかを説明します。

それと、今日の話題をここに並べていますが、現地で採取した乱れの少ない試料の試験結果のばらつきがどれほどか、あるいは、礫が入ったような材料

ですと、現地で採ってきた不攪乱土というのは試験が難しく、基本的には再構成の試験をつくって、供試体をつくって試験するわけですが、それによる供試体作製法がどうやって影響するか、試験結果にどういう影響があるかとか、そういうことについてちょっと紹介させていただきます。

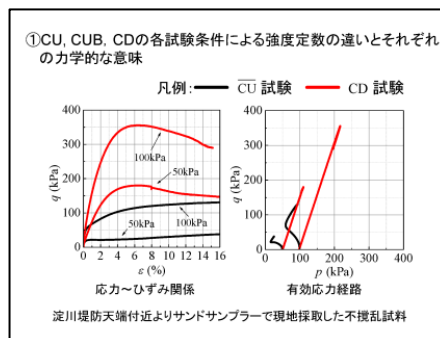
典型的な試験結果をまず1つお見せしますが、これは淀川の堤防の天端付近からサンドサンプラーで現地採取した不攪乱——どこまで不攪乱かはわかりませんが、凍結サンプリングしたわけでもないのに、乱れは多少あるとは思いますが、乱れが少ないと思われる

強度定数を三軸試験で設定する上で注意すべき事項

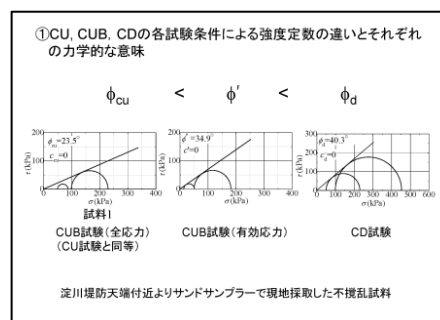
- ①CU, CUB, CDの各試験条件による強度定数の違いとそれぞれの力学的な意味
- ②現地で採取した乱れの少ない試料(不攪乱試料)の試験結果のばらつき
- ③乱した試料を用いた再構成試料の供試体作製法による影響
- ④浸透時の法面すべり破壊時のひずみレベル(小ひずみ)
- ⑤浸透時の法面すべり破壊時の拘束圧(低拘束圧)

どの試験条件で強度定数を決定すべきか？

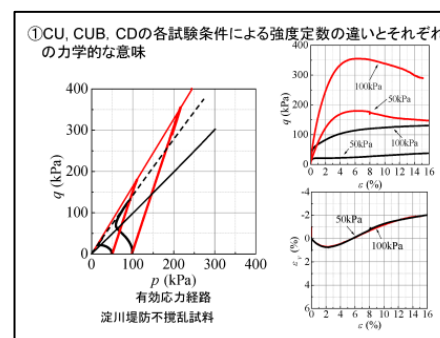
試料で試験した結果です。この黒い線が $\overline{CU}$ 試験の結果で、赤線がCD試験です。今日紹介させていただくのは、全応力で整理したのをCU試験と仮に呼んでいます。有効応力で整理したのは $\overline{CU}$ 試験です。CD試験は完全排水条件でせん断した試験ということで、明確に試験条件は違いますが、この3つの試験条件の差についてお話いたします。



有効応力経路を見ると、完全な非排水条件でせん断した場合、砂が若干圧縮して、その後膨張するというような挙動をします。これが典型的な砂の挙動であります。応力～ひずみ関係を見ますと、非排水でせん断すると、せん断強度が小さくなります。排水条件でせん断すると、排水せん断強度が大きくなります。これは有効応力も大きくなっているのに、せん断強度も大きくなっているのは当たり前ですが、このような違いが明確に出てきます。これをモールの応力円を使って強度定数というのに直してみると、どういう違いが出てくるかと言いますと、このCU試験、実際は $\overline{CU}$ 試験を全応力で整理したのですが、全応力の ϕ_{cu} は23度ぐらい、 $\overline{CU}$ 試験で有効応力で整理した ϕ' は35度ぐらいでありまして、CD試験をやると40度ぐらいになります。こうやって、試験条件によって ϕ というのはかなり異なります。これをそのまま円弧すべり解析に使うものですから、結果としての安全率は当然変わってきまして、結局どれを使えばいいのかというのが悩ましいところであります。



実は、全応力で整理したときに、この例のように何となく ϕ が求まる場合のほうが実は少ないというのは後ほどお見せしますが、まずは、この試験結果で見ますと、全応力というか、排水条件でせん断した有効応力経路で言いますが、排水条件でせん断すると、有効応力経路は1対3の直線で上がっていつ

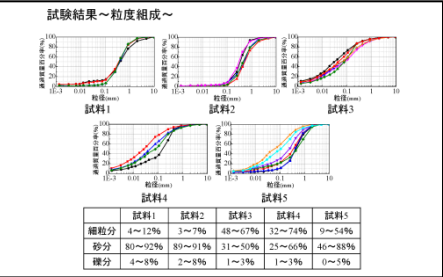
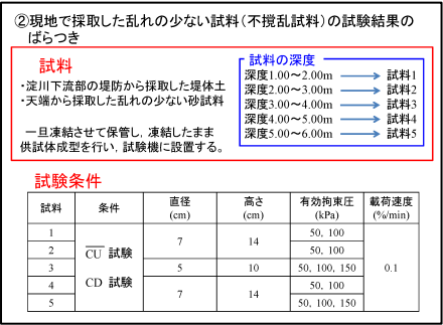


て、排水せん断強度で壊れます。応力ひずみ曲線でいくと、ずっと上昇して行って、ピーク後にちょっと降下して壊れるというところですが、この排水条件での ϕ というのは、この有効応力経路図のどこの傾きに対応するかというと、原点を通る赤い直線のようなとこ

ろで評価できます。CU試験、全応力で整理すると、どこの辺に対応するかと言いますと、全応力、例えば、非排水せん断強度はこの程度しか出ていませんで、それに対応するところで見ることになります。非排水せん断強度を横軸の全応力に持っていくと、全応力で評価した ϕ というのは、いわば、この有効応力経路図の黒の直線の傾きに対応します。有効応力で整理した ϕ' がどこに対応するかというと、有効応力が増加して行って、この辺りで大体応力比が一定になっていますので、この赤い点線の直線ぐらいが ϕ' ということになります。これだけ排水条件の ϕ_d と ϕ' と ϕ_{cu} というのは、見かけ上の差が出てくるといってございまして、結局どれを使うのかということになります。実際は、排水条件と非排水条件では有効応力がかなり変わってきますので、実際、同じ有効応力で比較すれば、せん断強度としてはこの高さの違い程度のものですが、 ϕ というのはかなり違ってくるということです。

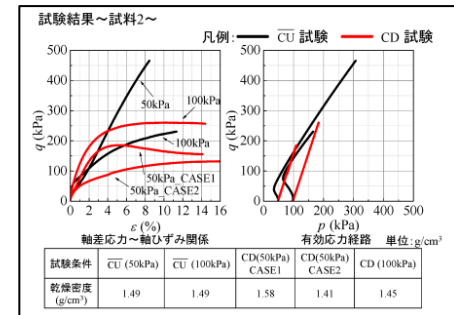
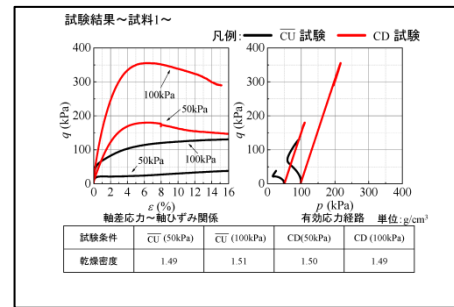
次に、現地で採取した乱れの少ない不攪乱試料の試験結果を見てみます。結論から言うと、かなりばらつきが出てくるということです。これも先ほどの淀川の堤防から採取した、サンドサンプラーで採った不攪乱試料の試験結果です。これは、サンプリングのチューブで、それぞれ深度1メートル、2メートル、3メートル、4メートル、5メートルで採取したということで、サンプリングチューブ5本、天端付近のところからボーリングで抜いて、それを使って試験をしております。深度1メートルから2メートルで抜いたのを試料1、2メートルから3メートルのチューブのものを試料2、3メートルから4メートルの試料を試料3としました。これらを全部CU試験とCD試験をして、先のような全応力と有効応力、あるいは、排水せん断強度について検討しました。

試験が終わった後の全部の供試体の粒度分布を見ると、試料4とか試料5は若干ばらつきがありますが、1、2、3あたりはほとんど同じ粒度、粒径分布を示していきまして、ほとんど同じ土と見ていいだろうというように考えている次第です。

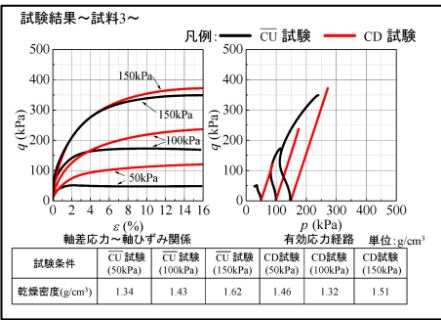


これは先ほど見てもらった試料 1 の結果です。
 CD 試験と CUB 試験、あるいは全応力で整理した
 CU 試験というのは、かなり違いがあります。

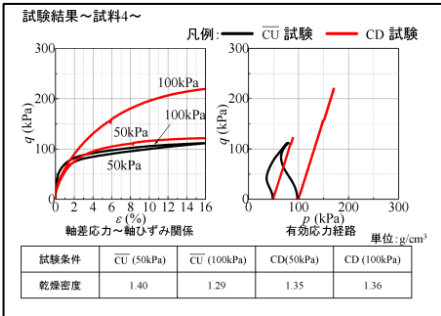
試料 2 のほうも、かなり違いは出てくるのですが、
 これを見ていただくと、非排水せん断試験をします
 と、有効応力、応力～ひずみ関係でもいいですが、
 有効拘束圧 50 キロパスカルで圧密しておいて、非
 排水せん断したのが、ものすごくダイレイタンスー
 を起こしまして、大きなせん断強度に達しています。
 有効拘束圧 100 キロパスカルで圧密したのほう
 が実はせん断強度が小さい結果になっています。本来
 だったら、100 キロパスカルの方が上に行って、
 50 キロパスカルで試験したほうが小さくなる方が、試験をやる者としてはありがたいの
 ですが、このような変な逆転現象が見られることがあります。



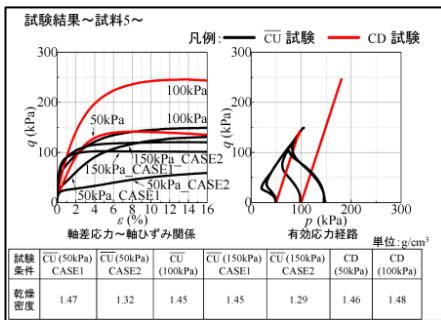
次は試料3です。黒い線で示すCU試験の結果ですが、これも50キロパスカル、100キロパスカル、200キロパスカルと、初期の有効拘束圧で圧密してから、非排水せん断をしているのですが、拘束圧が大きいほどダイレイタンスーが大きくなって、非排水せん断強度が大きくなっています。



逆に、試料4では、有効拘束圧が違っても同じような非排水せん断強度になっているなど、色々な試験結果が出ています。



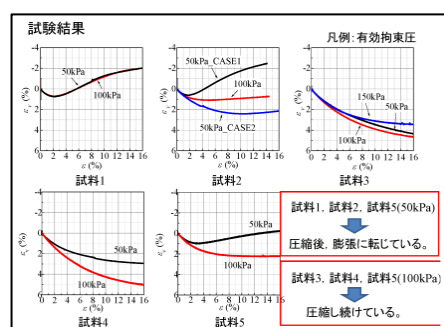
こちらの試料5は供試体がたくさん確保できたので、色々な試験をしています。これも多種多様、同じ有効拘束圧で圧密してからせん断したとしても、非排水せん断強度が倍・半分違うものもあります。



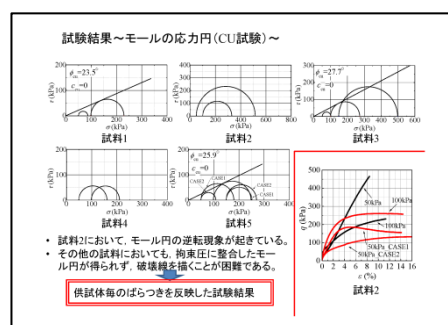
グラフの下に、乾燥密度を示していますが、乾燥密度と非排水せん断強度との関係も考えました。もちろん、乾燥密度が大きいほど非排水せん断強度が大きくなるのであろうと考えてデータを見たのですが、実は必ずしもそうではない場合もあったりして、かなりばらつきが大きいと言えます。

これは、排水せん断試験結果です。横軸が軸ひずみで、縦軸が体積ひずみですが、せん断に伴って体積圧縮から体積膨張するものもあれば、体積圧縮は少しだけでその後膨張するものなど、ダイレイタンシー特性も試験によって、ばらばらになっています。

例えば、試料2に着目していただきますと、同じ50キロパスカルで圧密して、せん断しても、同じサンプリングのチューブから抜いた試料を用いているわけですが、このように全然違うダイレイタンシー特性を示しています。試料3に至っては、拘束圧が違ってほとんど同じであるとか、試料によっても、同じ試料であっても色々な結果が出ております。



強度定数を評価する上では、モールの応力円を描きます。CU試験を全応力で整理したものをCU試験と呼んでいますが、そのCU試験のモールの応力円を見えます。試料1は、無理矢理破壊規準線を引こうと思えば引けないこともなくて、 ϕ は非常に小さく23度ぐらいと評価ができるかなと思います。

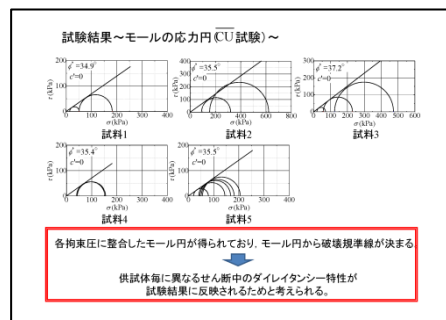


試料3も、無理やり引けば27度、あるいは、大きい円を使って引けば30度近い破壊規準線も引けないことはありません。試料5も色々なモールの応力円でごちゃごちゃしていますが、何か ϕ を決めようと思えば決められるかもしれません。しかし、試料2とか4というのは、もう絶対これは引きようがないことになっています。実際の現場でもCU試験で c と ϕ を評価する場合には、このようなかなり困った状態が結構あります。現場の場合は、無理に線を引いて強度定数を決めてしまったりするのもかもしれませんが、困っていることは確かなことです。

これだけ何故ばらつくかといいますと、恐らくですが、同じ堤防の土を乱さないようにチューブを堤防に差し込んでサンプリングしてくるわけですが、堤防は締め固めてつくっているんで、その締め固めの度合いとかが、深さでほんの10センチ、20センチ違っても締め固め度合いが違うということもあるのかもしれません。同じ不攪乱と呼べるように採ってきた土なのですが、供試体の高さが1つにつき10センチほどありますから、同じチューブの中で10センチ毎に切り分けた供試体で試験しても、このようなばらつきがたくさん出てきます。

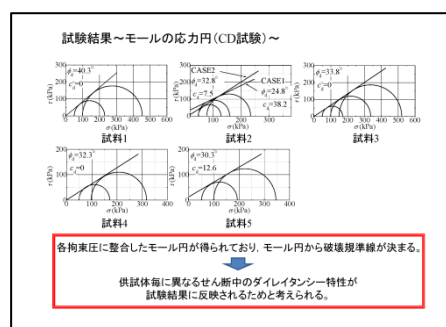
このばらつきが、言ってみれば、全応力で整理するCU試験の宿命的なところがありまして、確かに、この試験で c と ϕ を決めろと言われても、無理だろうというのが、様々な試験をやってみた結論です。特に試料2、こちらは先ほども見てもらいましたように、拘束圧が大きい方がせん断強度が小さい、拘束圧が小さいほうがせん断強度大きいということで、この ϕ はとてもじゃないけど引けないというような結果でした。その他の試料においても、拘束圧に整合したモールの応力円がなかなか引くのが困難でした。

しかしながら、それだけばらつきがある試料ですが、単にばらつきがあると片づけられるものでもなくて、有効応力で整理すると、実はこれが見事なほど破壊規準線は一直線になります。先ほどと同じ試験なのですが、有効応力で整理すると、このスライドのようになります。要するに、せん断強度が大きい試験では、正のダイレイタンスーも大きく、すなわち負圧が大きく出ているために、有効応力で整理すると、モールの応力円が右にずれます。逆に小さい円の場合には、左にずれるということがあります。このようなせん断中のダイレイタンスー特性を考慮すれば、このように破壊規準線が直線になりまして、この淀川の堤防の土の場合には、ほとんど35度付近でどれもこれも一致します。



CU試験の場合には、各拘束圧に整合したモールの応力円が得られるし、破壊基準線も決まります。これは、今申し上げましたように、せん断中のダイレイタンスー特性がこの試験結果に反映されるためであると考えられます。

CD試験も、同じように、せん断中のダイレイタンスー特性が反映されまして、先ほど同じ条件でせん断しても、膨張する供試体もあれば、圧縮する供試体もあると言ったわけですが、それを加味しても、どの供試体もほとんど同じモールの応力円になります。 c はほぼゼロで、 ϕ が40度近くなります。35度ぐらいのものもありますが、大体このような傾向にあります。このような結果を見て



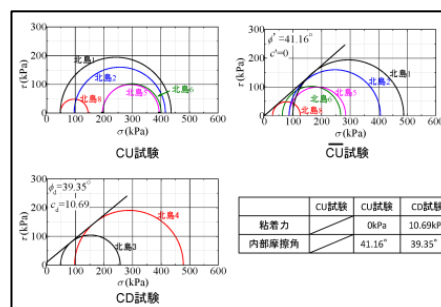
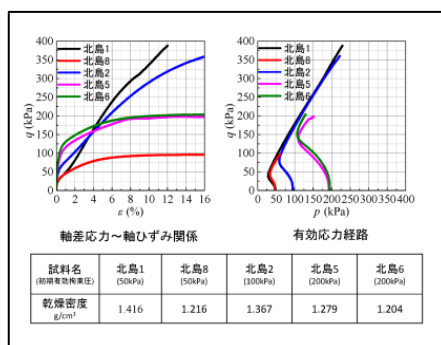
しましますと、CU試験やCD試験がいいというのは、確かにそのとおりです。

淀川だけではなくて、最近土研の石原さんに呼んでもらって別の堤防でも土をサンプリングしました。千歳川の北島地区の排水機場を建設するときに開削をされていたところで、土研さんが土を採るので、一緒に行って、採らせてもらいました。写真は見にくいですが、旧堤が粘性土で、新堤の上のほうは砂質土というところなんです。新堤部分の内部の土を採ってみようということで、はしごへ上って新堤付近の採取をしています。旧堤の下の方は石原さんが採って、上の新堤のほうを建設技術研究所の李さんと高知大学の原先生と私の3人で採取しました。この塩ビのパイプをなるべく振動を与えないように静かに打ち込んでいます。少し見にくいですが直径15センチの塩ビのパイプをずらっと並べて、それを切り出して、採ってきて試験しました。

このように同じ高さで横一列にならべて、1カ所から採ってきた土ですが、同じ条件で試験をしても、やはり全く違う挙動になってしまうのがあります。どれだけ丁寧に採っても、CU試験、全応力で整理すると、淀川と同様にばらついてしまいます。

これは $\overline{CU}$ 試験の結果です。有効応力経路を見ますと、同じようなものもあれば、赤線と黒線は同じ50キロパスカルでやった同じ条件の試験結果ですが、これだけ違う結果が出てきています。1と8なので、一直線上で少し離れた場所ではありますが、同じ高さの土を同じように採ってきて試験しても、排水条件でせん断すれば、大体同じになりますが、非排水せん断試験ではこういうばらつきが出てきてしまいます。

これをモールの応力円で整理すると、CU試験の結果というのは、やはり評価に困る場合が多いです。これで ϕ を決めようとしてもなかなか決められません。ただし、 $\overline{CU}$ 試験の ϕ' とかCD試験の ϕ_d というのは、きれいに決まります。

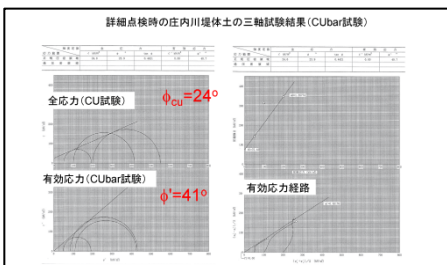
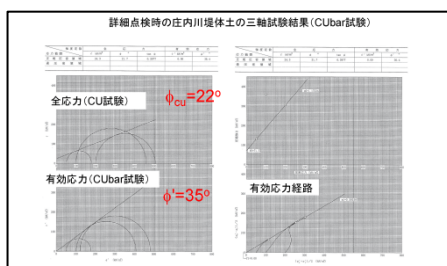
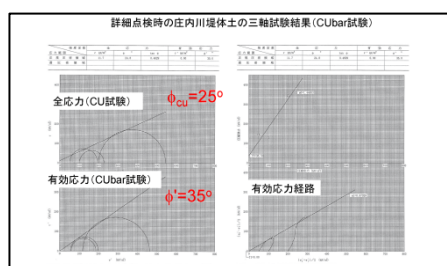
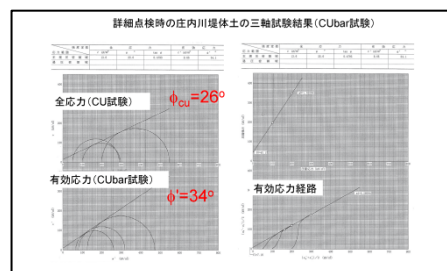


先ほどの淀川堤防の例で、同じ堤防でも段差がちょっと違うだけで試験結果に大きな違いが出てくるという話もしたのですが、今回の千歳川の試料では、同じ高さで同じように採ってきたとしても、これだけばらついてしまうということです。結局のところ、CU試験というのはそれだけばらつきを簡単に反映してしまう試験なのです。

これは私の試験が下手だからということもあるのではないかということも考えました。これは庄内川の詳細点検で過去に行ったCU試験の結果です。中部地整では以前からCU試験を中心にしてたくさん実施されているということで、その庄内川の試験の結果の元データをいただいて、細かく見たものです。ここでも全応力と有効応力で整理されていて、全応力で整理した結果をここではCU試験の結果として見てみますが、このようにばらきます。それを用いて無理して線を引いているものもあります。一方、有効応力で ϕ' を引くと、やはりこれは一緒になります。他にも同じように、全応力で整理すればばらつくし、有効応力で整理すれば直線で整理できるという結果になっています。

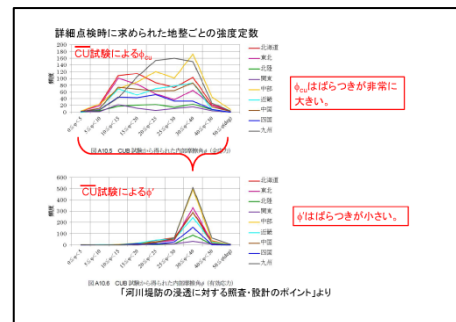
平成7年ぐらいから平成20数年までの庄内川20キロぐらいの区間でやられた試験結果をざっと見てみました。CU試験が58本、CD試験が20本。これの中で、特にCU試験を見ますと、全応力で強度定数を設定しても無理はないと思えるデータは、この58個のうち約半分ぐらいしか

ないと仕分けできました。要するに、半分ぐらいは、無理に線を引いていると思われるデータと見受けられます。ただし、有効応力で整理すれば、ほとんどのものが無理なく線が引けているという結果です。その他の現場の詳細点検の結果でも、恐らく同じようなことがあったのではないかと考えています。

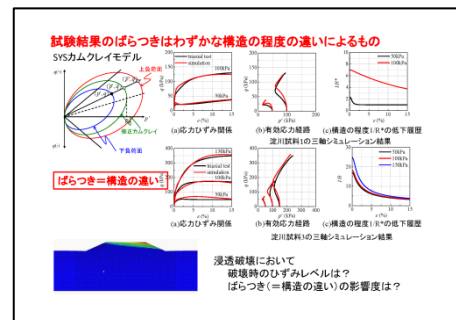


庄内川詳細点検時の三軸試験結果		CU試験 (全応力)	CU試験 (有効応力)	CD試験
試験本数(本)	左岸	29	23	13
	右岸	29	26	7
	合計	58	49	20
強度定数の 設定に無理 がない 試験本数(本)	左岸	17	23	12
	右岸	13	23	7
	合計	30	46	19

ただし、この中部地整の庄内川の場合には、ほとんど ϕ' で検討されていますので、全く問題はありません。先ほど言いましたように、全応力の ϕ_{cu} で整理すれば、ものすごくばらつきますが、 ϕ' で整理すると、このようにほとんど35度ぐらいに1カ所に固まります。



後ほどまだシミュレーションの話もしますが、この試験結果のばらつきというのが何によってできているかというのを少し考察いたします。土の構造という概念がありますが、わずかな構造の違いで、試験結果の違いが出てくるのではないかということを裏づけようと思ひましてやっているのが、このスライ



イドの解析です。ばらつきの程度というのは、例えば、締固め程度でありますとか、色々な要因でばらつく訳ですが、それらを構造の違いで評価してみようとしています。先ほどの淀川の試験結果ですが、傾向が色々あるわけですが、この土自体の構造をちょっと変えますと、実験での非排水せん断挙動が簡単に出てきます。基本となるパラメータは同一にして、構造の違いだけを変えて解析しているわけですが、その構造の違いだけを変えることによって、正のダイレイタンスーが顕著にあらわれて大きな非排水せん断強度が出る土であるとか、ほとんどダイレイタンスーがあらわれずに小さなせん断強度で壊れてしまう土であるとか、大体説明できてしまいます。要するに、堤防土というのはある種の構造を持っておりまして、その違いが何によるものなのか、締固め程度によるものなのか、あるいはサンプリングによる乱れによるものなのか、色々な要因によって違いが出てくると思います。基本的には、同じ土であっても、その構造がちょっとばらつくことによって、非排水せん断挙動や最終状態の非排水せん断強度というのが大きく変わってくるということが、このようなシミュレーションを通して想像がつくということです。

今度は、先ほどはできるだけ不攪乱で採ってきた土の試験結果でしたが、乱した試料を使った、要するに、礫とかが入っていると、そのまま現場から採ってきて、不攪乱の状態で試験するというのはなか

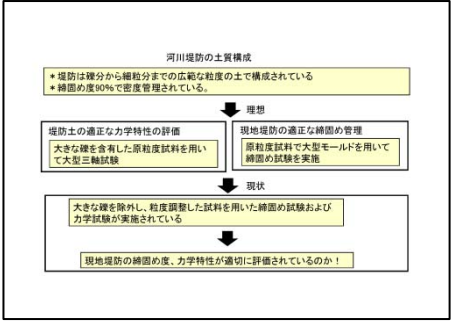
強度定数を三軸試験で設定する上で注意すべき事項

- ① CU, CUB, CDの各試験条件による強度定数の違いとそれぞれの力学的な意味
- ② 現地で採取した乱れの少ない試料(不攪乱試料)の試験結果のばらつき
- ③ 乱した試料を用いた再構成試料の供試体作製法による影響
- ④ 浸透時の法面すべり破壊時のひずみレベル(小ひずみ)
- ⑤ 浸透時の法面すべり破壊時の拘束圧(低拘束圧)

どの試験条件で強度定数を決定すべきか?

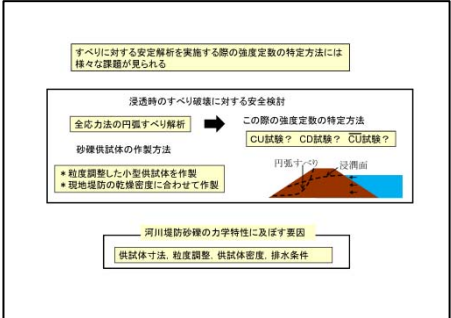
なか難しいので、手引きにも書いてありますように再構成で試験をやらなくてはいけません。そのためには、再構成の供試体をつくらなければいけないわけですが、そのつくり方による影響というのはどういうものがあるかということを考えました。

堤防は、礫分から細粒分まで広範な粒度の土で構成されていますので、建て前上は、最近の堤防ですと、締固め度90%で密度管理されています。昔からある堤防は、本当にそうになっているかどうかわからないわけですが、締固め度90%で密度管理されていても、色々な問題があります。特に礫が入って

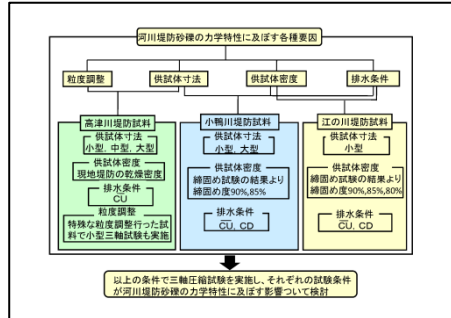


いると、堤防土の適正な力学特性を評価するには、大きな礫を含有した原粒度で試験しなければならず、早い話が大型三軸試験で評価しなくてはいけません。また、そもそも締固め度90%と言っていますが、締固め度自体を原粒度の締固め試験で評価しているかという、なかなかそういうわけにもいきません。フィルダムとかでありますと、礫分を補正したりするとか、いろんなことがあります、そういうことが堤防の現場でなされているかというのもわかりません。現状は、大きな礫を除外して、粒度調整した試料を用いて、締固め試験や力学試験が実施されて、そのような粒度調整試料で力学特性が評価されているのではないかと思います。

そういう様々な課題がありますが、浸透時のすべり破壊に対する安全性の検討で、全応力の円弧すべり解析をするのにあたり、再構成供試体の場合にはどういう試験条件を使ったらいいのかが問題になります。基本的には、粒度調整した小型供試体を使って評価することになります。その場合には、現地の堤防の乾燥密度に合わせて小型の供試体をつくるわけですが、そういうことをやると、どういった問題が出てくるかというのをちょっとご紹介させていただきます。

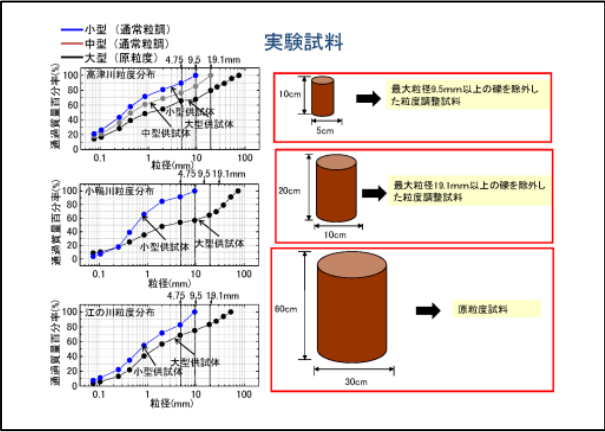


どのような試験をしたかと言いますと、供試体としては、大型、中型、小型の三軸試験をやりました。スライドにありますように、現地の乾燥密度に合わせて高津川堤防から採ってきた土を、このような条



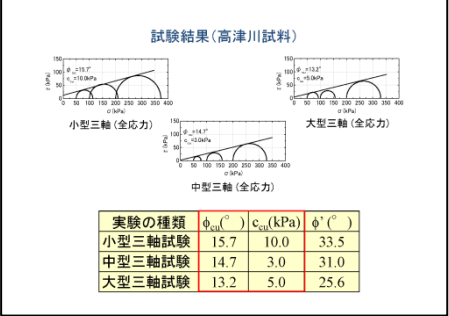
件で試験をしましたとか、あるいは、小鴨川堤防から採ってきた土を、大型三軸試験と粒度調整した小型三軸試験をやりまして、締固め度の違いでありますとか、排水条件、C D試験やCU試験の違いでありますとかを検討しました。小型試験だけで、もうちょっと細かく締固め度の効果というのをいろいろ試験条件で検討しようということも、この数年かなりやってまいりました。

例えば、高津川とか小鴨川とか江の川は、かなり礫を含んだ堤防ですけれども、原粒度はこれらの粒径加積曲線の黒丸で書いたものですが、例えば、直径5センチ高さ10センチの小型三軸試験をやろうと思うと、試料の最大粒径を供試体径の5分の1以下ぐらいにはしようという決まりがありま



す。そうすると、9.5ミリアンダーまで粒度を調整しなければなりません。そうすると、原粒度に対して小型の供試体では、青丸で示す粒径分布になります。中型の直径10センチぐらいでやろうと思ったら、このグレーの粒径分布の粒度調整が必要になってきます。ただし、大型三軸試験の場合は、ほとんど原粒度のままで評価できます。

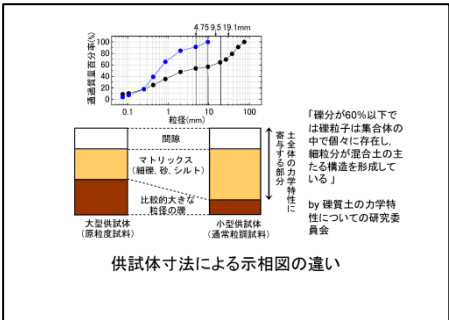
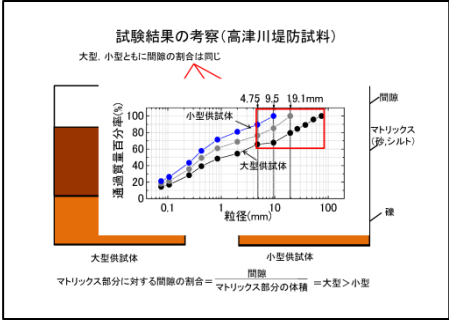
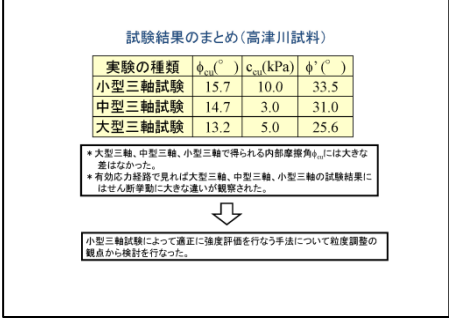
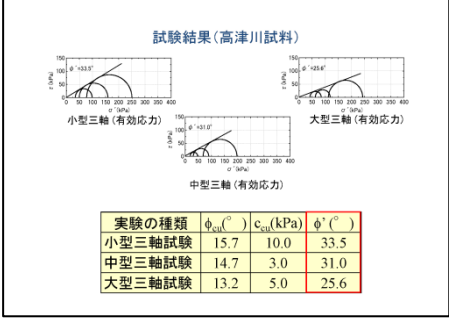
これから、結論だけを言っていきますが、高津川の試料を現地堤防の乾燥密度で供試体を作製して試験した結果、直径5センチの小型の供試体、直径10センチの中型、直径30センチの大型を比較しましたところ、全応力で整理すると ϕ_{cu} はほとんど同じになりました。同じであればいいじゃないかとい



う気もしますが、 c の出方は多少違いまして、小型になるほど c が大きくなります。必ずしもすべての試験がそうではないのですが、礫を含む小型の試験結果は c がちょっと大きめに出る傾向があります。一方、 ϕ' を見てみます。小型、中型、大型の順番で見ますと、小型の ϕ が一番大きくなります。中型がちょっと小さく大型がさらに小さい結果です。

これから何が言えるかというと、実は、有効応力経路を見ますと、供試体が大きくなるほど土がゆる詰め傾向である評価されます。ですから、原粒度の土を持ってきて、堤防と同じ乾燥密度で供試体をつくったとしても、供試体を小さくしてしまうと、勝手に密詰めとして評価されてしまって、強度を過大評価してしまう可能性があります。

小型三軸試験で適正に強度評価を行う手法について、粒度調整の観点から検討を行ってみました。何をしたかと言いますと、大型供試体と小型供試体では、何が違うかということをやまず考えました。小型の供試体というのは、そもそも大きな礫を除外してつくっていますので、同じ乾燥密度でつくっても、このすき間の割合は一緒ですが、礫とマトリックス——マトリックスというのは、砂とシルトを混ぜ合わせたような細かい部分の集合体ですが、これらの構成割合を考えますと、明らかに小型の供試体のほうが大きな礫が入っている割合が少なくなるわけです。これは示相図といいまして、土質力学でよくやる手法ですが、両者のポンチ絵を同じ高さで書いてみますと、同じ乾燥密度でつくっても、小型と大型では礫の入り方がかなり変わってきます。礫の割合が非常に大きいと礫自体が構造をつくって、ガチガチになって、その礫が大きな ϕ を発揮します。しかし、河川堤防の場合ですと、むしろ大きな礫というのは、どっちかという、マトリックスの中に飛び石のように浮遊して入っているような構造になっています。礫質土の力学特性についての研究委員会というのが昔ありましたが、そこでは大体礫分が60%以下では、礫粒子の集合体の中で個々に存在するということが報告されています。そのため、かなり大きな礫がたくさん入っていないと、礫自体が大きなせん断強度を発揮するということではなくて、これらの堤防土では、むしろこのマトリッ



のは、どっちかという、マトリックスの中に飛び石のように浮遊して入っているような構造になっています。礫質土の力学特性についての研究委員会というのが昔ありましたが、そこでは大体礫分が60%以下では、礫粒子の集合体の中で個々に存在するということが報告されています。そのため、かなり大きな礫がたくさん入っていないと、礫自体が大きなせん断強度を発揮するということではなくて、これらの堤防土では、むしろこのマトリッ

なぜ小型の方が密詰め傾向が大きくなるのかと言いますと、一粒一粒の密度が非常に大きな礫が相対的に少なくなった分だけ、このマトリックスの構造がぎちぎちに密詰めになってしまうと考えているわけです。

4.75mmから9.5mmの
礫が多めに混入される

4.75 9.5 19.1mm

通常粒質試験料(小型三軸)
通常粒質試験料(中型三軸)
原粒質試験料(大型三軸)
修正粒質試験料(小型三軸)

粒径(mm)

割合(%)

原粒度の試料の4.75mm
以上の礫含有率が35%

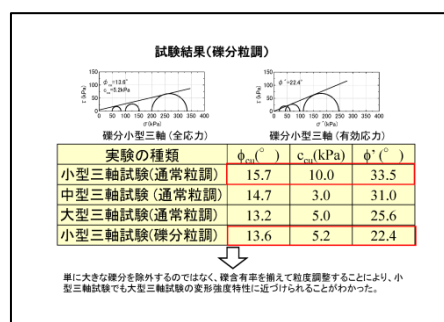
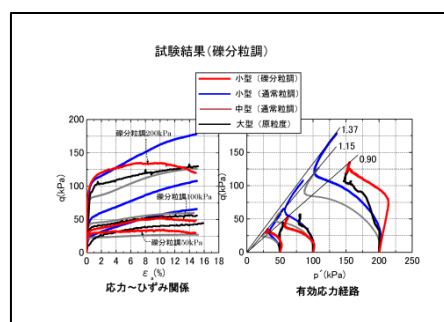
小型三軸試験で用いた試料の
4.75mm以上の礫含有率が35%

粒径4.75mmまでのものが現
地のものとまったく同じ粒径
加積曲線を描いている

原粒度の試料から9.5mm超の礫分を取り除いた同じ質量分
だけ4.75mm～9.5mmの礫を人為的に混入する

礫分粒調試料

9.5mm以下で粒度調整した試料を用いて原粒度試料と4.75mm以上の礫
の含有率を統一して作製した試料

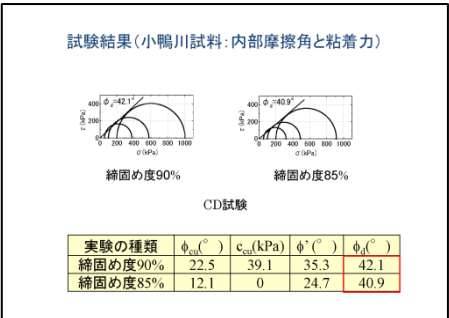
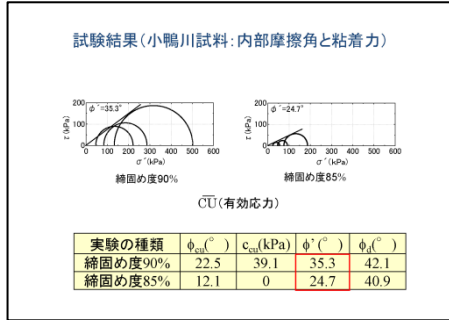
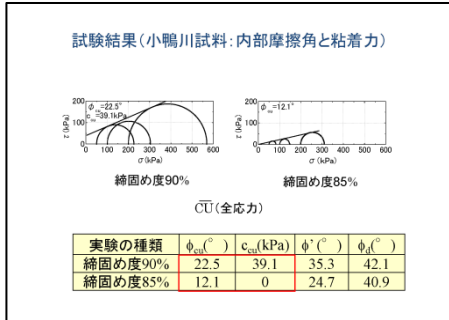
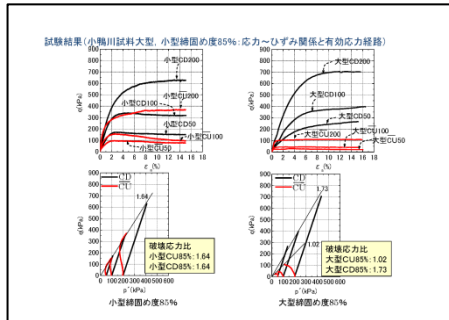
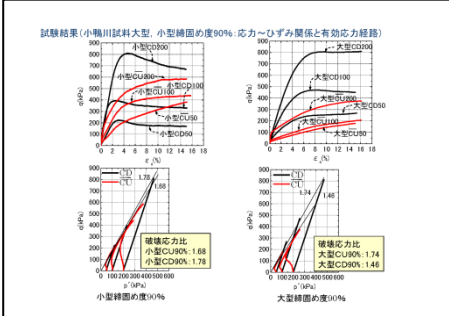


小鴨川試料で何をやったかと言いますと、大型と小型の比較で、同じ密度で供試体を再構成して評価してみました。先ほども申しましたように、大型でやるとゆる詰めの傾向が出てきて、小型でやると密詰めの傾向が出てくることをもう一回確かめるため

にやったわけです。確かに、同じ締固め度で供試体をつくっても、小型のほうがかなり密詰めになります。締固め度を同じ85%でやっても、大型でやったら、かなりゆる詰めの挙動で終わっていますが、小型にすると密詰めの挙動が出るという違いが出てきました。

大型三軸試験のみで締固め度による比較をすると、締固め度90%の密詰めの場合には、特に、全応力でやると ϕ が小さいですが、 c が出てきます。 c を適正に評価して、全応力で解析しましょうと言う議論もあるのですが、全応力で評価される c というのは、そもそも完全非排水条件で、かなり強引にせん断した結果、発揮される大きな非排水せん断強度を反映しているので、言ってみれば、見かけの c ということになります。完全非排水条件が達成されれば、こういう c もありえるのですが、この c をまともに評価するというのは、ちょっと怖いところもあるわけです。

一方、有効応力で整理すると、締固め度によって、若干ゆる詰めであれば ϕ は小さめに出るし、密詰めであれば大きく出る。しかし、CD試験の ϕ_d というというのは、ゆる詰め、密詰めに関係なく、ほとんど同じになります。

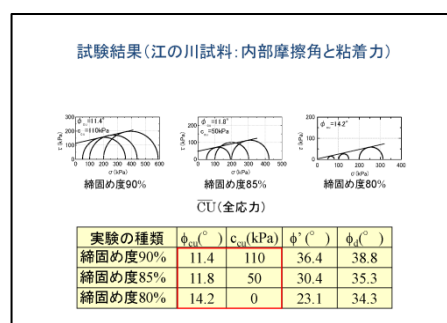
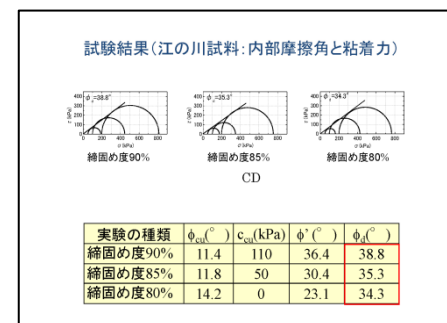
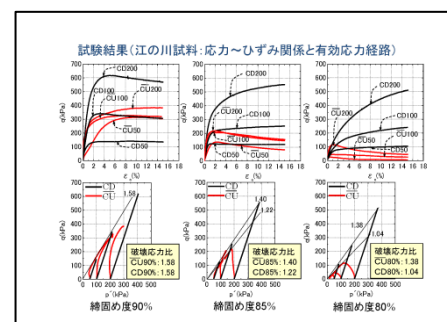
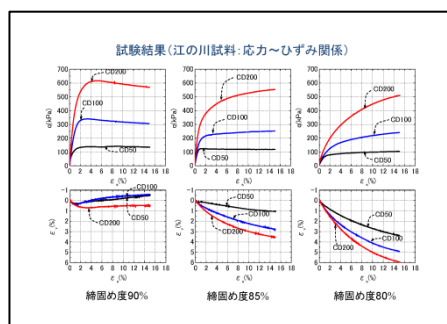
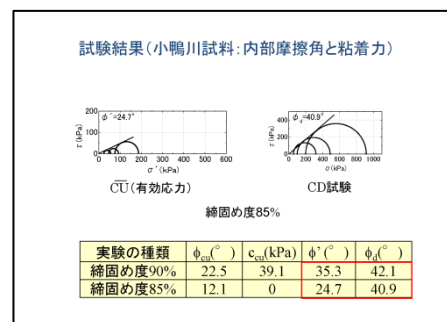


このスライドは、締固め度85%のゆる詰め試験結果ですが、ゆる詰めであったら、 ϕ' と ϕ_d というのは、これだけ大きな差が出ます。我々が昔習った土質力学では、この ϕ' と ϕ_d というのはほとんど同じであると言っていたような気がしますし、実際私は勝手にずっと思い込んでいました。しかし、こういう実験を通して、 ϕ' と ϕ_d というのが決して同じじゃないというのがだんだんわかってきたということです。

その差が何によるものかというわけですが、このスライドは、江の川試料の排水せん断の試験の結果を示しているのですが、ゆる詰めの場合は、特にせん断中にかなり体積圧縮をすることがわかります。 ϕ_d が大きくなる原因の一つは、このようにせん断中にどんどん体積圧縮して、構造が密詰めに変わっていくということが原因になっています。

一方、非排水試験の場合は、その構造の変化はほとんどなく、完全非排水条件でせん断するので、ゆる詰めはゆる詰めなりの構造を保って、小さいせん断強度で壊れます。しかし、無理矢理に排水せん断すると、どんどん密詰めになってきまして、ほかの密詰め、中詰め、ゆる詰めの差がなく、このスライドのようにほぼ同じ ϕ_d になってしまうというわけです。

全応力で整理すると、密詰めの場合は c が大きく出て、総じて ϕ は小さくなります。ですから改訂前の手引きが指示していたように、この c をゼロとして評価してしまったら、この密詰めの評価は適正にできず、小さい ϕ でしか検討できないわけですが、さすがにあまりに小さすぎてまずいと思われます。



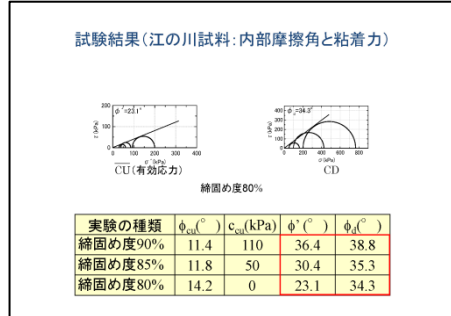
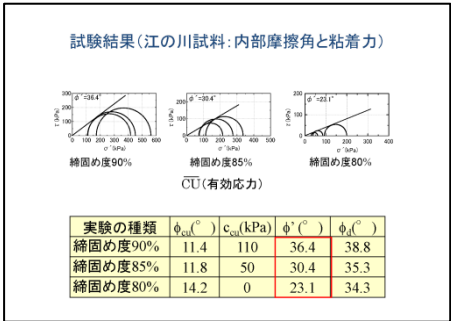
一方 ϕ' は、密詰めからゆる詰め順番になっており、密度による効果が割とはっきりとしており、メリハリが出ています。

繰り返しになりますが、排水条件でせん断してしまおうと、完全に同じようになってしまいます。なぜかというと、密詰めのほうは別にそれほど排水するわけではありませんが、ゆる詰めのほうは、どんどん密詰めに近づくようなせん断をしていきますので、最終状態は同じになってしまうからです。

この表は、様々な試験試料で色々な条件で実施した結果を全体的まとめたものです。

全体的にまとめますと、全応力で整理した内部摩擦角というのは、試験条件の違いによる影響がほとんどないのですが、特に小さいものになってしまう。締固め度が大きければ、粘着力は見られますが、それを評価するのはなかなか難しいという問題が出てまいります。有効応力で整理すれば、 ϕ' というのは、供試体寸法や乾燥密度の違いによって異なった値を示すのに対して、CD試験というのは、そういう違いがほとんどあられないというような結果になります。

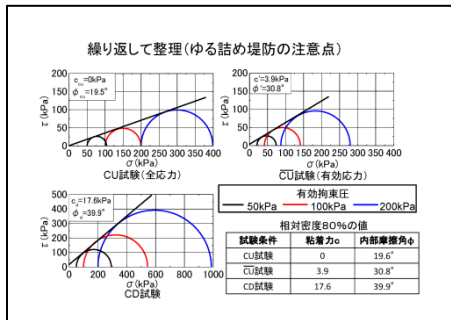
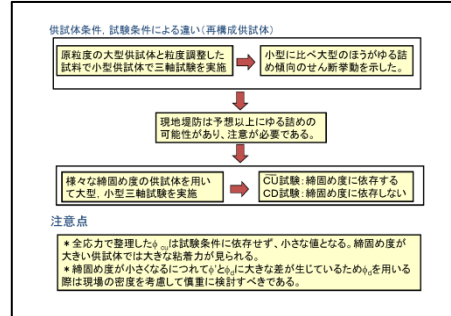
ということで、注意点としましては、全応力で整理した ϕ_{cu} は試験条件に依存せず、小さな値となってしまう。また、締固め度が小さくなるに従って、 ϕ' と ϕ_d に大きな差が生じてきます。そのため、 ϕ_d を用いる場合には、現場の密度を考慮して慎重に検討しないといけません。特にゆる詰めのものであったら、 ϕ_d というのは、その土を過大評価する可能性がある、注意しなければいけません。



内部摩擦角と粘着力

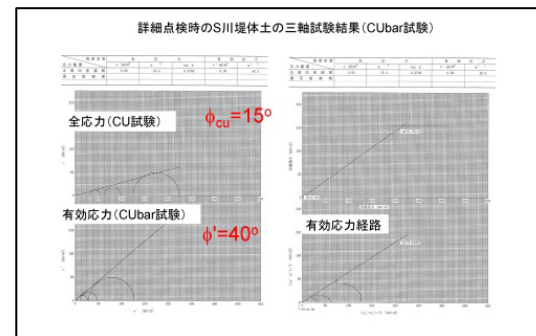
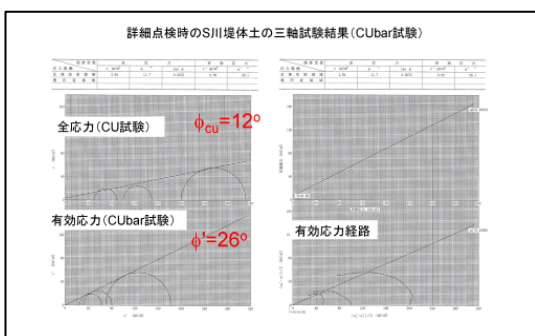
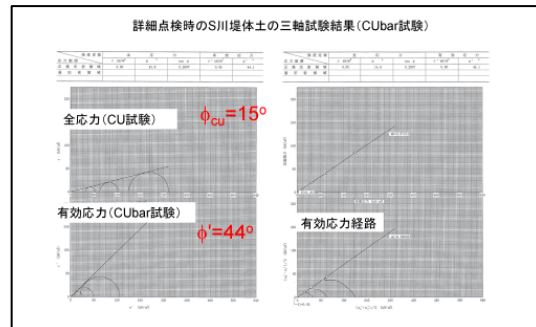
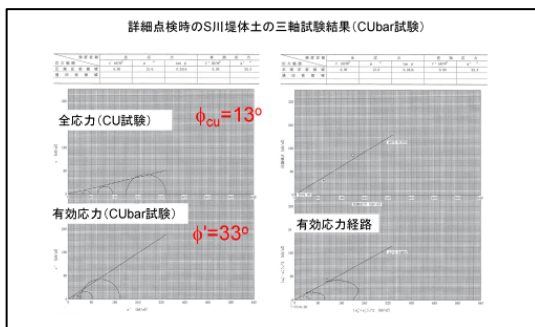
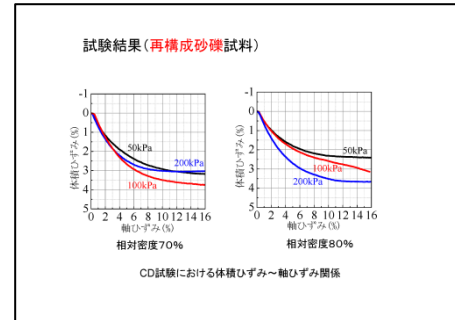
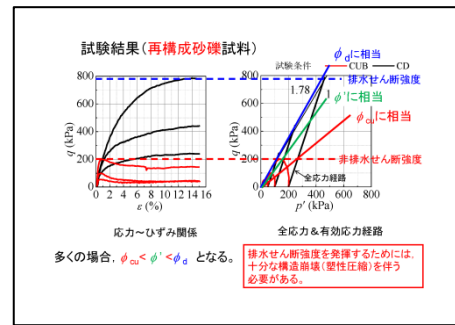
試料名	供試体	乾燥密度 (g/cm³)	$\phi_{cu} (^{\circ})$	$c_{cu} (kPa)$	$\phi' (^{\circ})$	$\phi_d (^{\circ})$
高津川	小型	1.57(現地堤防)	15.7	10.0	33.5	
高津川	中型	1.57(現地堤防)	14.7	3.0	31.0	
高津川	大型	1.57(現地堤防)	13.2	5.0	25.6	
小鴨川	大型	1.80(締固め度90%)	22.5	39.1	35.3	42.1
小鴨川	大型	1.69(締固め度85%)	12.1	0	24.7	40.9
小鴨川	小型	1.80(締固め度90%)	24.5	115.0	41.1	41.7
小鴨川	小型	1.69(締固め度85%)	30.6	0	40.6	39.0
江の川	小型	1.78(締固め度90%)	11.4	110.0	36.4	38.8
江の川	小型	1.66(締固め度85%)	11.8	50.0	30.4	35.3
江の川	小型	1.56(締固め度80%)	14.2	0	23.1	34.3

* 全応力で整理した内部摩擦角 ϕ_{cu} は試験条件の違いによる影響があまり見られずどの試験結果においても小さな値を示す。
 * 締固め度が大きいものでは粘着力が見られる。
 * 有効応力で整理した内部摩擦角 ϕ' は供試体寸法、乾燥密度の違いにより異なった値を示す。
 * CD試験から得た ϕ_d はどの試験においても大きな値を示し、試験条件の違いによる影響はあまり見られない。



繰り返しになりますが、このスライドは、ゆる詰めめの土の場合のCU試験と $\overline{\text{CU}}$ 試験とCD試験の結果です。ゆる詰めめの非排水せん断試験、ゆる詰めめの排水せん断試験でこれだけの差が出てくるといことです。非排水せん断強度は赤い破線で示す程度ですが、排水せん断強度は、有効応力も大きくなるので、青い破線で示すように非常に大きくなります。また、 ϕ_{cu} というのは赤い直線の傾きに相当するし、 ϕ_d というのは青い直線の傾きに相当します。それに対して、 ϕ' というのは、この真ん中辺の緑の直線の傾きに相当するということです。多くの場合、ゆる詰めの場合には、このように全応力、有効応力、そして排水条件の違いになってあらわれてきます。その違いは何かというと、何度も繰り返しになりますが、スライドのグラフのように、せん断中に体積圧縮がかなり起こることです。

では、そのようなゆる詰めめの堤防が実際にあるのかということですが、これも庄内川の堤防の結果です。この有効応力経路を見ていただきますと、せん断に伴って左側にずれていくというのは、正の間隙水圧が出ているということですが、かなりゆる詰めめ傾向が見

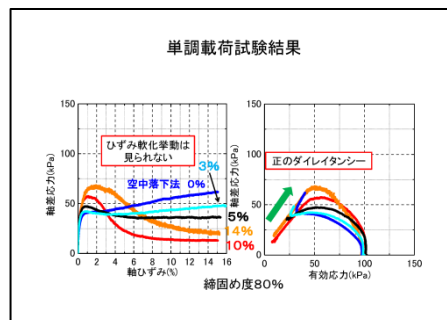
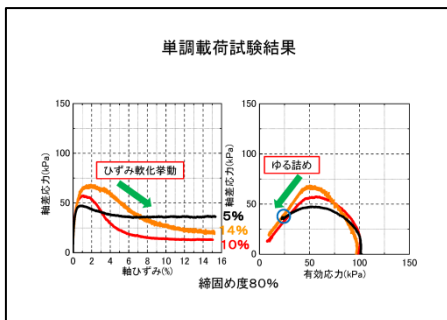
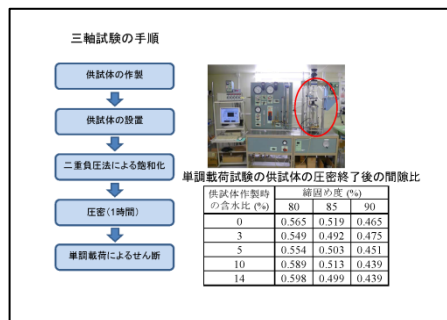
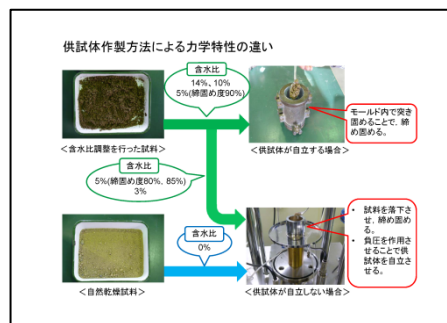


られる土です。実際の堤防でもやっぱりこういう結果はかなりあります。礫が入っていたかどうかはわかりませんが、このようなデータが幾つもありました。やはりそういう場合は、全応力で整理した ϕ_{cu} はすごく小さいけど、 ϕ' になると、そこそこの値になっています。そんなゆるい堤防なんてあり得ないじゃないかと思われるかもしれませんが、実際の詳細点検の結果でも、こういうデータがかなりございます。

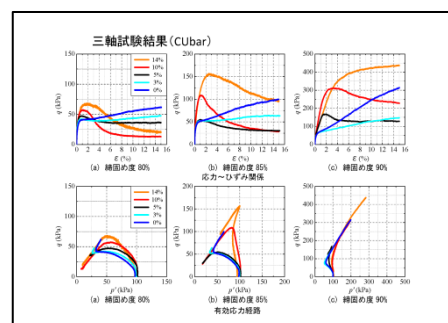
最後は、再構成の話ですが、実は、再構成のつくり方によっても、かなり違いが出てくるという話です。供試体の再構成の仕方の違いで、どれだけの非排水せん断特性が変わってくるかということです。ここでは、供試体作製時の含水比を、0、3、5、10、14%と変えてみました。また、締固め度はそれぞれ3パターン準備しました。含水比を変えても、同じ締固め度につくることができるわけでございまして、それによって、ほぼ同じような締固め度の供試体をつくって、比べてみました。

供試体作製時の含水比ということですが、供試体作製時、土を所定の含水に湿らせて、突き固めて供試体をつくるわけですが、試験するときは、当然、完全に飽和させて、飽和土の試験としてやります。このときに飽和させる過程で若干コラプス等はあると思いますが、その影響は小さいだろうと考えて結果をお見せしたいと思います。

供試体作製時の含水比が高い非常に湿らせてつくった供試体の場合は、供試体は全く同じ間隙比—締固め度と言ってもいいですが、同じ締固め度であっても、このようにひずみ軟化するような傾向になっています。10%で作りますと、同じ間隙比の供試体でも若干変わってきます。5%に湿らすと、かなり変わっています。3%にすると、実は、ここでちょっと正のダイレイタンスーが出かかるようなものになってきます。0%で気中落下み



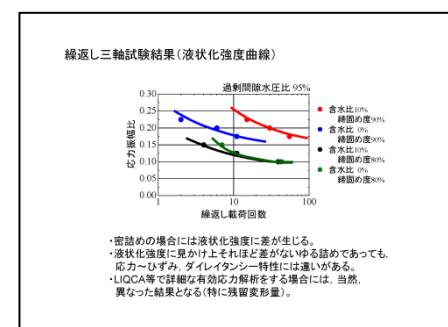
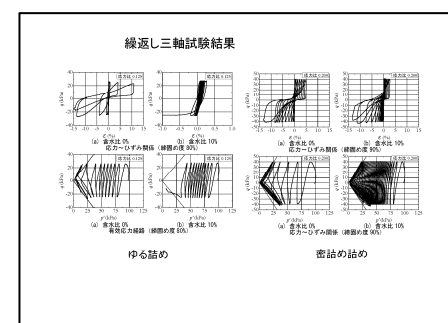
たいなふうにして、完全に気中乾燥の供試体をつくと、さらになんかなり変わっています。このように同じ間隙比でつくっても、供試体作製時の含水条件を少し変えるだけで、これだけ試験結果が変わります。これはかなりゆる詰めの場合ですが、こちらのスライドは稠密な場合の締固め度85%になります。この場合、結果がもっと顕著に異なりまして、軟化するようなものもあれば、すごく正のダイレイタンスーが発揮されるという場合もあります。含水比をちょっと高くすると、弾性的に上って行って、脆性的に壊れるとか、いろんな構造を持つようになるわけです。締固め度90%の場合も、影響は大きく、応力ひずみ曲線でこれだけばらつきが出ますし、有効応力経路でもこれだけの違いが出てきます。



この違いは何かということですが、試料が湿る程度によって構造がかなり変わっていると思われます。マイクロスコープで土粒子の状態をのぞいてみますと、最適含水比に近い供試体作製時の含水比が10%の場合には、大きな礫を細粒分が取り囲むようにしていました。一方、自然乾燥状態で作製した供試体では、大きな礫と細粒分が分級してしまっており、変な構造になっています。実際の堤防の土は、こちらのように均質に混ざっているほうだと考えたいですが、締固めのときにどういうふうになっているかというのは、よくわからないというのが実情です。



これは動的な試験をやっても、違いがかなり顕著にあらわれます。供試体作製時の含水比が0%のときと10%のときでは、基本的には、10%の方がずっと頑張るのですが、途中で一気に崩壊します。ずっと弾性的に頑張っているのですが、あるときに一気に脆性的に崩壊してしまいます。その違いも構造の持ち方によって変わると思います。もちろん液化強度曲線にも違いが確認出来ます。



ここでまたシミュレーションをしてみます。同じ土のため、基本となるパラメータは一緒ですが、構造の程度の違いによって、初期の含水比の違いによって、構造のでき方が異なるだろうということで、それぞれの構造のパラメータだけを变えてシミュレーションした結果です。

構造のつくり方は、初期の構造を設定し、さらにせん断ひずみによって、その構造が劣化していく度合いを調整して仕組んで計算したというだけのことですが、これらのスライドの結果のように、構造を变

えるだけで、どんな試験結果でも自由自在に大体説明できます。同じ間隙比であっても、構造のでき方で、これだけの試験の違いというのがきつと出てくるだろうということが、こういう解析を通じて大体わかります。

ですから、不攪乱の土の違いも先ほど申し上げましたが、やっぱり現地の締固めの違いによっても違うだろうし、サンプリングの乱れによって構造がまたちょっと乱れてしまっているとかいうこともあるでしょうし、いろんな違いがありますが、このように土が同じ土であっても、ちょっとした乱れや締固

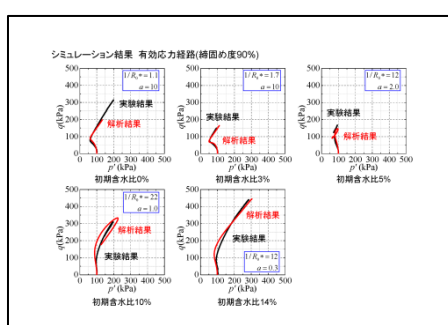
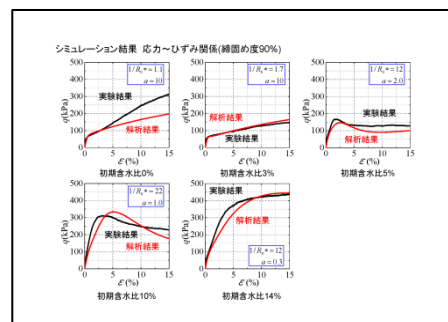
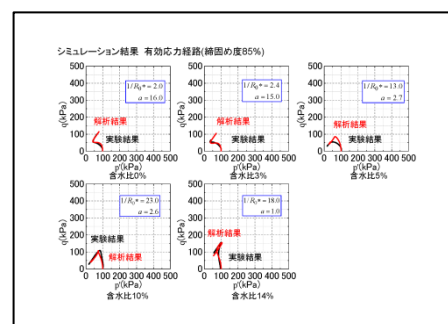
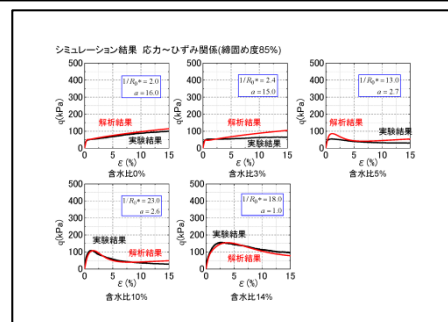
めとかの原因で構造が変わってしまい、どれだけでも試験結果が変わってしまいます。ただし、繰り返しのようになりますが、構造の違いだけで説明できる範疇の違いであって、土自体が異なるということにはならないということが重要です。

シミュレーションに用いたパラメータ

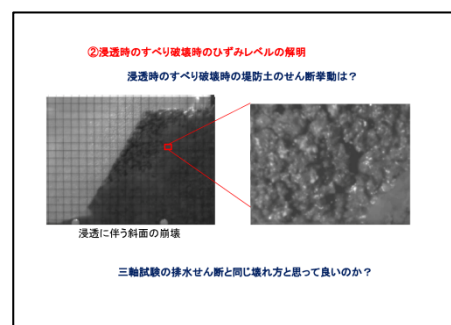
含水比 (%)	0	3	5	10	14
前期密度 ρ_s	0.180				
前期密度 ρ_s^*	0.011				
前期密度 ρ_s^*	1.800				
NCLの切片 N	1.57				
($q=0, p^*=0.84p_0$ のときの比体積)	0.300				
ポアソン比 ν	0.300				
構造劣化係数 a	16.0	15.0	2.7	2.8	1.8
前期密度土化係数 m	0.030				
前期密度土化係数 m_0	1.000				
前期密度土化係数 m_0	0.000				
前期密度土化係数 m_0	2.0	2.4	12.0	20.0	18
前期密度土化係数 m_0	10.0	10.0	32	31.1	41.7
前期密度土化係数 m_0	0.030				
前期密度土化係数 m_0	9.800				
前期密度土化係数 m_0	1.536				

初期構造の程度 $1/R_0$ 、前期密度 ρ_s 、構造劣化係数 a のみを変化。
 供試体作製時の含水比が高いほどと高い骨格構造を有しているを仮定。
 含水比が高いほど・前期構造の程度 $1/R_0$ を大きく設定・構造劣化係数 a を小さく設定。
 前期密度 ρ_s 、前期密度 ρ_s^* と NCL の切片 N の値から決定。

定ひずみ速度圧密試験(CRS試験)により決定。
 三軸試験結果を参考に決定。
 供試体作製時の含水比10%の供試体の試験値を代表値とした。

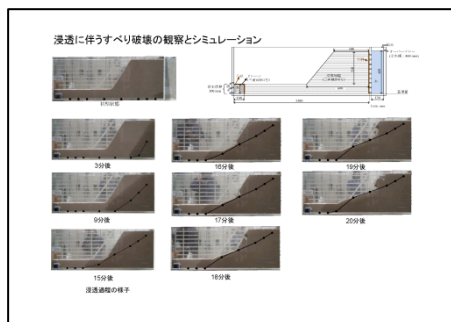


最後に、堤防の法面のすべり破壊が発生するときのひずみレベルがどのくらいになるのかというのを検討しなければなりません。先ほど申し上げましたが、三軸試験で無理矢理に排水していった、どんどん強度が大きくなっていくときの ϕ_d で安定性を評価していいのかどうかということになります。

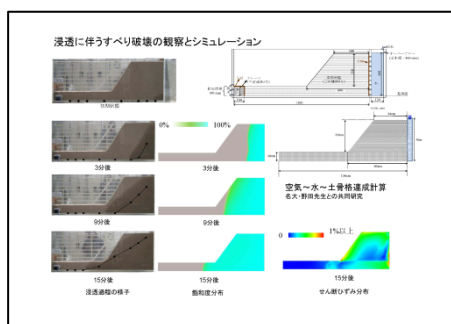


これは簡単なおもちゃの模型実験ですが、斜面に水を浸透させて破壊させるということをしています。水をちょっとずつ湿らせながら入れていきますと、マイクロスコープによる拡大ビデオで見ていただいてわかりますように、ずるずると壊れていきます。要するに、法面崩壊するときに、本当に三軸試験みたいに、無理やり土を押さえつけて、構造が密詰めになりながら壊れるかどうかというのは、さらに実験や解析を実施して検討し、そのときの破壊を伴うひずみレベルときちんと検討しなければいけないと考えています。

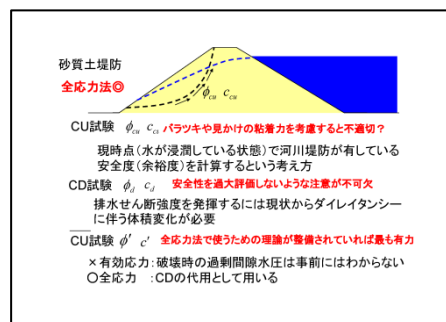
これも簡単な模型実験ですが、模型斜面に浸透させていった、すべり破壊を発生させまして、我々の研究プロジェクトでは、そのすべり破壊を三相系の変形解析で説明しようとしています。すべり破壊まではなかなかまだ出てきませんが、解析を通じて堤防法面崩壊のひずみレベル等について検討しようと試んでいます。実験では浸潤していくと、ちょっと法先がすべって、それによって新たなすべり面がまた発生して、どんどん大きいすべり面が出て壊れていきました。こういうすべり面が発生するとき、三軸試験の試験条件というのが合致するかどうかということについては、繰り返しになりますが、検討



しなければいけないだろうし、こういう解析を実施し、すべり面での構造の程度を変えたときに、どのように結果が異なるのか、またひずみレベルがどの程度なのかということについても、これから検討しようと考えているわけです。



うのは、ばらつきや見かけの粘着力を考慮すると、明らかに不適切だろうということで、これを使うのはやっぱりもうやめたほうがいいというのが私の今の結論でございます。

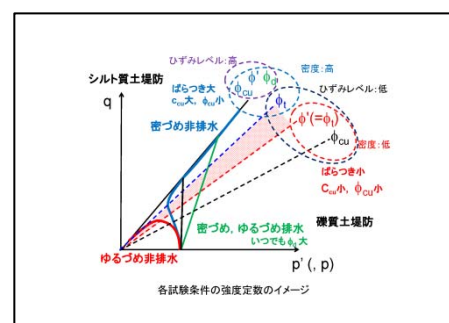


では、CD試験が良いのか、 $\overline{CU}$ 試験が良いのかという問題ですが、CD試験を採用する場合、やはり安全性を過大評価するということがあり得ますので、注意を要します。繰り返しになりますが、特にすべり破壊するときのせん断強度というのは、それがわかって初めて正確な安定解析ができるわけですから、できるだけ正確なせん断強度の定数を使ってやらなければいけません。ただし、密詰めの場合は良いのかもしれない。

CU試験というのは、全応力で使うための理論が整備されていれば、多分、これはかなり有力な選択になるのではないかと考えています。

今考えているのは、これはぜひ先生方のご意見をいただいて帰りたいと思っていますが、いろんなパターン、試験がありましたが、いろいろやった結果、大きく分けて、ゆる詰め、密詰めの堤防、非排水せん断強度で言いましたら、大きく分けて、ゆる詰めと密詰めと言えるわけですが、ゆる詰めの場合の ϕ' というのは、ピーク強度を使うわけですから、大体赤の破線のような ϕ' になってくる。密詰めの場合は、応力比が一定になるところですから、黒い実線まで ϕ' がいつてしまうわけですが、これを使っていいのかどうか迷うところです。 ϕ_d も黒い実線とほぼ同じようなものが出てきます。ゆる詰めの場合はかなり大きくばらつくわけですが、 ϕ_d はゆる詰めであっても、密詰めであっても、黒の実線までいつて壊れるということで、ゆる詰め・密詰めに関係なく、黒の実線で評価します。

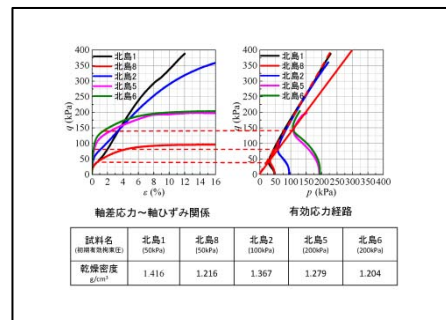
もう使わないほうがいいと言ったので、除外していいのですが、CU試験で言えば、黒の破線のように小さいものになってしまうので、これはさすがに過小評価です。



ϕ_d は、どういう条件でやっても、最大値まで行ってしまいますので、やはりちょっと

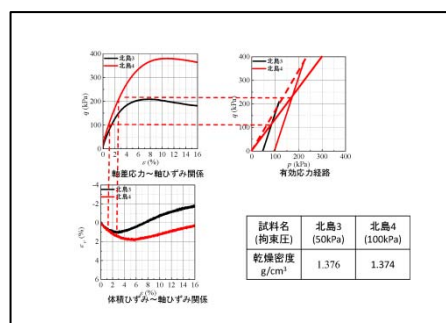
まずいだらうと思います。では、 ϕ' になりますが、密詰めの方がちょっと大きすぎるというのも考えており、結論として変相角付近のものがいいのではないかなと考えています。もちろん、これは有効応力とか云々ではなくて、多少排水を許した条件で、すべり破壊が起こるという条件で言えば、この変相角付近の、要するに、ゆる詰めの場合は赤い破線くらいで、密詰めの場合は青い破線くらいで、その間のハッチングしたあたりですが、このあたりで評価するのが妥当ではないかと考えています。

このスライドは、先ほどお見せした北島の堤防の結果ですが、変相状態で評価するとどうなるかを見たものです。有効応力経路図上の赤い破線が排水せん断、あるいは、有効応力での破壊時を評価した場合です。一方、赤い実線が変相角付近の角度です。有効応力経路での傾きというのは、 ϕ' とか ϕ_d に



1対1の関係で対応しますので、同じものだと考えていただいて良いのですが、この角度で行くと、応力～ひずみ関係において、大体どのぐらいのひずみレベルに相当するのかというのを考えますと、非排水せん断で言えば、軸ひずみ1%よりも小さいレベルで終わっていますので、すべり破壊で受働崩壊のような、一気に壊れるような崩壊を考えると、この1%ぐらいのひずみレベルで強度を評価するというのは、わりと妥当な線ではないかと考えています。

その変相時に相当する排水せん断のひずみレベルがどのぐらいかと考えますと、大体1%、あるいは、大きい場合は2%ぐらいの場合もあるんですが、体積ひずみでいったら、1%とかそのぐらい。ほかの結果で見ると、もうちょっと大きくなっているところもありますが、完全に正のダイレイタンスが発



現しきったようなレベルではなくて、ちょっと出始め、むしろ弾性圧縮が見られるぐらいのひずみレベルで評価することになり、 ϕ_d の代用として考えても、変相角を用いても良いのではないかと考えています。

具体的な数字は出していないのですが、この北島の場合は、 ϕ' が41度だったのが、変相角あたりで評価すると、35度ぐらいになります。

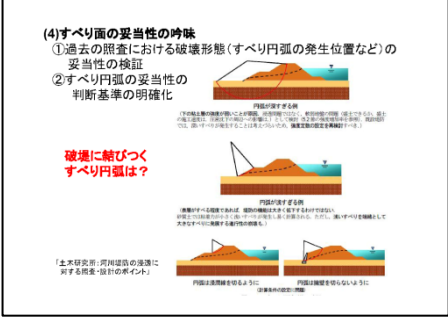
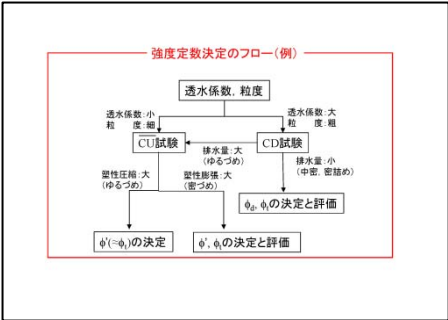
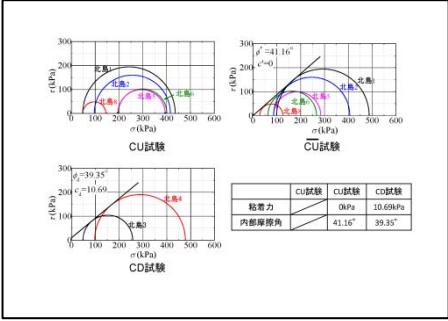
強度定数を決定するフローとして、今後具体的にどうやったらいいかなと考えているところですが、透水係数がすごく大きいときにはCD試験をやりたくなるわけですが、CD試験の場合、まずは粒度とか透水係数で大きく分けするのがいいのかなと思います。透水係数がすごく大きいような粗い粒径のものでしたら、CD試験をやるのが確かにいいかもしれません。しかしながら、ゆる

詰めの場合は、過大評価してしまう場合があるので、その場合は評価が不明確になりますので、CU試験に戻してやるほうがいいのではないかと思います。しかし、試験を2つもやるということはほとんどないので、最初CU試験に統一してしまうのも1つの方法ではないかと考えています。

以上のようなことで、強度定数の設定法をいろいろ考えているということのご紹介でありました。その結果の解析で出てきた円弧すべりですが、最終的には、このすべり面が妥当かどうかということも検討しなければいけないということは、宇野先生と石原さんがまとめられた「ポイント」にも明示されていまして、強度定数をきっちり評価しても、その後のすべり面もやはりしっかりと評価しないといけないということです。

まとめのスライドには、今ずっと話してきたことを書いております。

ご清聴ありがとうございました。



- まとめ
- 河川堤防管理上期待する安全率を明確にすることが必要
→ 強度定数によって円弧すべり解析で得る安全率の位置づけが異なる
(現状の堤防そのものの余裕度か、堤防寸前までの限界値か)
 - 強度定数の三軸試験条件次第で堤防の安全性を過大評価する可能性がある
→ 密詰め構造の砂質土の非排水せん断強度 and ゆる詰め構造の砂質土の排水せん断強度
 - 適正な試験条件を現場の実験者が判断するのはなかなか難しい
→ 試験結果を見ではじめて試験条件の妥当性がわかる
その妥当性を判断できる人は少ない
→ 適切な試験条件を判断するための根拠となる研究が必要
 - 長大な線状構造物である堤防の設計定数(強度定数)の設定思想
→ 試験結果にはばらつきが多いことを認識して適度にローカル性を偏重しないことが重要
 - 現場技術者にわかりやすく、かつ、合理的な土質定数設定のガイドラインの整備が必要