

平成 25 年度研究実施

(一財)港湾空港総合技術センター研究開発助成

助成番号 : 平成 25 年 1 月 22 日付 第 12-8 号

研究開発項目 : (一般) ⑥建設副産物リサイクルに関するもの

築堤を繰り返した土砂処分場の 安定性評価の検討

平成 26 年 4 月 30 日

東京工業大学大学院 理工学研究科
土木工学専攻

北詰 昌樹

目次

1. はじめに	----- 1
2. 数値解析	----- 3
2.1 円弧滑り計算	
2.2 滑動破壊計算	
2.2 転倒破壊計算	
2.3 支持力破壊計算	
2.4 計算結果	
3. 実験装置および実験方法	----- 7
3.1 遠心模型実験装置	
3.2 実験機材	
3.3 粘土試料	
3.3 実験手順	
4. 実験結果	----- 16
4.1 実験ケースの算定	
4.2 実験モデルの概要	
4.3 遠心模型実験結果	
5. 数値解析	----- 32
5.1 数値解析の手法	
5.2 解析結果	
6. 考察	----- 38
6.1 ケース 1	
6.2 ケース 2	
6.3 ケース 3	
6.4 まとめ	
6.5 考察	
7 結論	----- 46
8 謝辞	----- 46
参考文献	----- 46
付録	----- 47

1. はじめに

毎年航路浚渫工事などで多量発生する軟弱な浚渫土の多くは沿岸部の処分場に投入処分されている。浚渫土の減容化や有効利用への取組みはなされているが（志村浩美、2003、国土交通省、2006）、すべての浚渫土を十分にリサイクルするまでには至っておらず、荇田沖土砂処分場（図-1.1）や名古屋港PI（図-1.2）に見られる様に処分場の容量を増やすために数度にわたり嵩上げや盛土築堤を行っている場合が多い。この傾向は今後とも続くものと思われる。土砂処分場内の築堤は、長年にわたり埋め立てられ十分に圧密された埋立地盤の上に、浚渫土の利用の観点からセメントなどによる改良土を用いて造成することが考えられる。一方、築堤背後の浚渫土は、図-1.3 に示す様にポンプ浚渫などによる液状～泥状の土であり、築堤に大きな泥圧を作用している。このように特性が大きく異なる材料から成る処分場は常時や地震時に複雑な挙動を示し、泥水の浸透力による破壊や盛土自体の破壊、埋立原地盤を含めた破壊などの種々の破壊が生ずる危険性がある（図-1.4）。また、盛土に亀裂などが発生した場合には、それが引き金となって土砂が濁流となって流れ出す恐れもある。

本研究では、嵩上げられた処分場の常時と地震時の安全性を検討するとともに、既往の埋立地の補強方法の検討ならびに将来の築堤方法の検討も行うものである。研究では3ケ年の研究を予定しており、初年度は常時挙動を、2年度は地震時挙動を、3年度は既往の埋立地の補強方法の検討ならびに将来の築堤方法の検討を行って、総合とりまとめを行う予定である。

本研究では、初年度の研究として盛土の根入れ深さが盛土の常時の安定性に及ぼす影響を数値解析を行い、盛土の破壊パターンとの関係を明らかにした。次に、得られた破壊パターンのうち、特徴的な破壊パターンについて遠心模型実験で現象を再現した。本報告書では、解析ならびに実験で得られた結果を比較し、盛土の根入れ深さが盛土の変位挙動に及ぼす影響をとりまとめた。

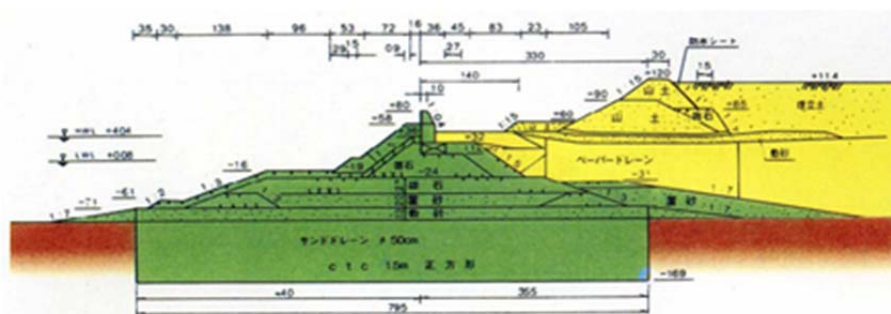




図-1.2 名古屋PIでの築堤の状況



図-1.3 築堤背後に投入される液状～泥状の浚渫土

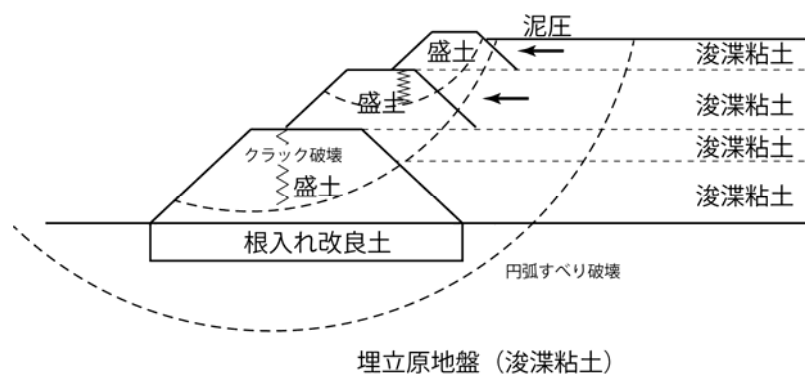


図-1.4 想定される破壊パターン

2. 数値解析

研究では、まず盛土の根入れ深さが盛土の安定性に及ぼす影響を調べるために、円弧滑り計算ならびに滑動破壊・転倒破壊に対する数値解析を行った。

2.1 円弧滑り計算

市販のプログラム（フォーラム 8 社製“斜面の安定計算”）を用いて円弧滑り計算を行った。入力値は、本実験の前に行った予備実験の際に計測した結果（中間報告）を基に表-2.1 に示すとおり設定した。以降、滑動、支持力、転倒についても同様の数値を用いて計算を行っている。

表-2.1 計算条件

材料	単位体積重量、 γ (kN/m^3)	非排水せん断強度、 C_u (kPa)
浚渫土	12.50	0.0
地盤	15.6	10.0
盛土	15.3	100.0

2.2 滑動破壊計算

盛土の滑動破壊に対する安全率は、浚渫土から受ける泥圧の合力 F 、盛土の根入れ部に作用する主動土圧合力 F_a の和と、受動土圧 F_p 、盛土底面での粘着力合力 $C_u \times L$ の釣りあい条件から求めた（図-2.1、式(2.1)）。

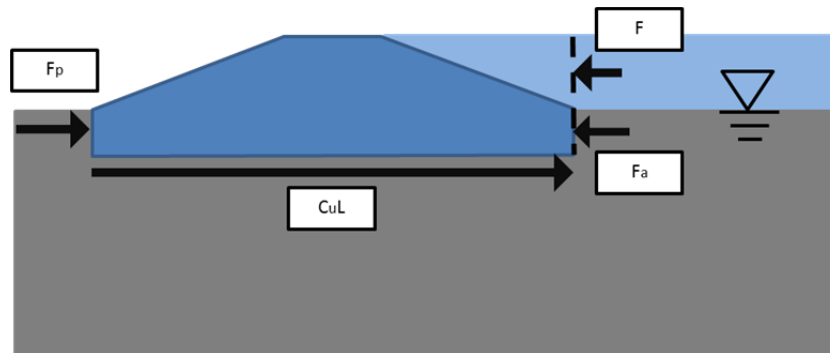


図-2.1 滑動破壊に関する荷重条件

$$F_s = \frac{C_u L + F_p}{F + F_a} \quad (2.1)$$

ここに、

F_s : 安全率

F : 浚渫土からの泥水圧の合力 (kN)

$$F = \int_0^H \sigma'_h dh$$

F_a : 粘土地盤の主働土圧合力 (kN)
 F_p : 粘土地盤の受働土圧合力 (kN)
 C_u : 盛土底面での粘土地盤の非排水せん断応力 (kN/m²)
 L : 盛土の底面の面積 (m²)

2.3 転倒破壊計算

盛土の転倒破壊に対する安全率は、転倒モーメント M_o と抵抗モーメント M_R の釣りあい条件から計算した。(図-2.2、式(2.2))

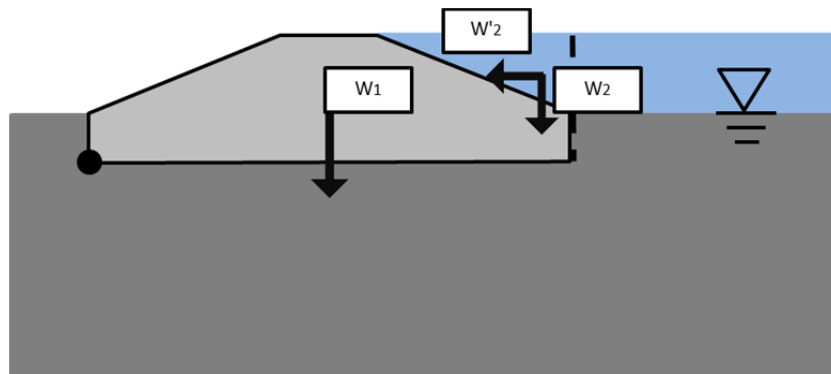


図-2.2 転倒破壊に関する荷重条件

$$F_s = \frac{B/6}{e} \quad (2.2)$$

ここに、

F_s : 安全率
 B : 盛土の底面の幅
 e : 偏心量

$$e = \frac{B}{2} + \frac{M_o - M_R}{W_1 + W_2}$$

M_o : 転倒モーメント (kN*m)
 M_R : 抵抗モーメント (kN*m)
 W_1 : 盛土重量 (kN)
 W_2 : 盛土斜面上部の浚渫土の重量 (kN)

2.4 支持力破壊計算

盛土の支持力破壊に対する安全率は、盛土と浚渫土による鉛直方向応力 W_1 と W_2 と、極限支持力 Q_u から求めた (図-2.3、式(2.3)、式(2.4))。

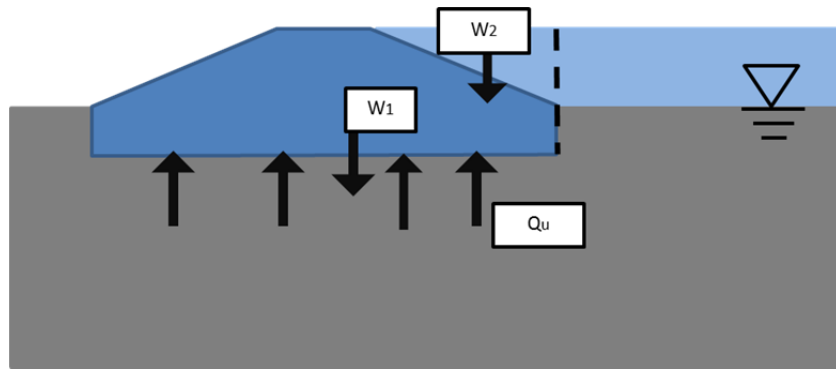


図-2.3 支持力破壊に関する荷重条件

$$F_s = \frac{q_u}{q} \quad (2.3)$$

$$Q_u = cN_c + \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \quad (2.4)$$

ここに、

F_s : 安全率

Q_u : 極限支持力 (kN/m²)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 盛土底面より下方の地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ深さ分の単位体積重量 (kN/m³)

B : 盛土の底面の長さ (m)

D_f : 根入れ深さ (m)

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数

q : 盛土と盛土斜面上部の浚渫土の重量による応力 (kN/m²)

$$q = (W_1 + W_2)/B$$

2.5 計算結果

上記の方法で計算した円弧滑り安全率、転倒破壊安全率、支持力安全率ならびに滑動破壊安全率と盛土の根入れ深さとの関係を図-2.4 に示した。図より、転倒安全率、支持力安全率ならびに滑動安全率は盛土の根入れ深さが大きくなるにつれてほぼ一様に増加する傾向が見られる。一方、円弧滑り安全率は、盛土の根入れ深さが大きくなっても、ほぼ一定である傾向が見られる。さらに、円弧滑り安全率は、盛土の根入れの深さに関係なく他の安全率よりも小さい。このことより、模型地盤の破壊は円弧滑りのような形態になるものと予想される。また、円弧滑り破壊を防ぐためには、根入れを深くしていくのではなく、盛土の幅を広げるなどの方策を考える必要があることも示唆している。

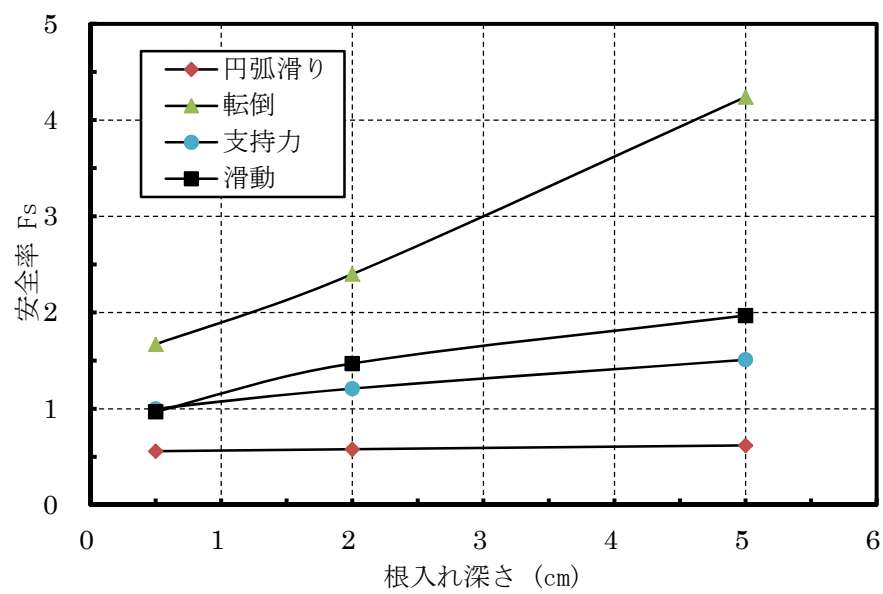


図-2.4 盛土の根入れ深さの影響

3. 実験装置および実験方法

3.1 遠心模型実験装置

研究で使用した遠心模型実験装置は 1995 年に東京工業大学土質研究室に導入された Mark III Centrifuge (図-3.1) である。この装置の主な仕様を表-3.1 にまとめて示した。装置本体は安全性を考え、厚さ 500mm のコンクリート壁に囲まれた地下ピットに備え付けられており、回転する主桁（ビーム）の端部につり下げられたプラットフォーム上に箱形あるいは円形の試料容器を取り付けて回転させるビーム型である。試料容器取り付け部はスイング式になっており、ビームを高速で回転させると地球の重力加速度と遠心加速度の合成加速度方向にスイングアップする。これにより常に模型地盤には鉛直下向きの加速度が作用することになる。

プラットフォームは 0.9m 四方の広さがあるため、容器を固定するストッパーを用いれば、比較的小型の容器から 500kg を越える大型の容器さえ搭載可能である。試料容器に対して反対側のプラットフォームには、回転中に試料容器や載荷装置等の重量で生じるモーメントと等しいモーメントが作用するようにカウンターウェイトを搭載する。

Mark III Centrifuge には、装置全体の重心位置を計測室から制御できるカウンターがビーム上に取り付けられており、遠心装置運転中でも試料容器側およびカウンターウェイト側の釣り合いを調節できるようにバランサー機能を有している。これにより、実験中に試料容器側のモーメントが変化する場合（大規模な掘削や盛土構築などを伴う実験）でも実験を中断することなく常に最適なモーメントの釣り合いを保つことが可能である。遠心回転軸の上部には電気信号伝達用のスリップリングが取り付けられており、これを介して遠心回転中の電気計測が可能である。また、遠心回転軸底部には空気・水などの流体用のロータリージョイントがあり、任意の流体 4 系統を遠心実験中に供給することが出来る。この他回転軸には動力用スリップリングが取り付けられており、システム内に動力用 100V の電流を伝達することも可能である。また、遠心模型実験装置の側面にある観察窓を通して遠心載荷中実験の模型の観察ができ、ストロボスコープの発光を回転と同期させることにより静止画として観測出来る。またプラットフォームに設置された写真機とビデオカメラにより実験中の地盤の変形状況を撮影することが可能である。これらは記録用のパソコンやビデオなどを設置した計測室で計測を行うことが出来る。

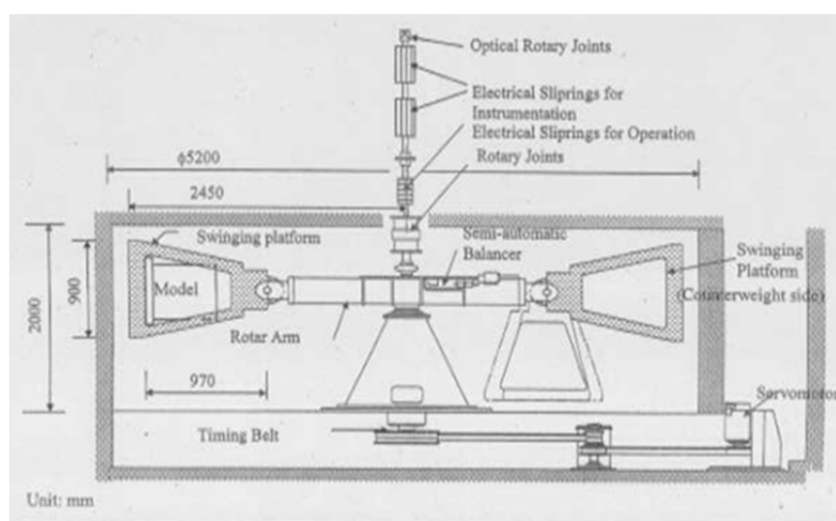


図-3.1 遠心模型実験装置

表-3.1 遠心模型試験装置の仕様

項目	性能
有効半径	2.3 m
最大遠心加速度	150 G
最高回転数	300 rpm
最大搭載能力	50 g*ton
試料容器最大外寸法	幅 0.9 m、奥行き 0.9 m、高さ 0.97 m
動力用スリップリング	20 極
計測信号伝送システム	72 極スリップリング、無線式伝道システム
計測点数	64 ch
ロータリージョイント	油圧用 (21 MPa) 2 極、空・水圧用 (1 Mpa) 2 極

3.2 実験機材

1) 実験容器

本実験で用いた実験容器 (図-3.2) は、横幅 500mm、高さ 350mm、奥行き 150mm の剛性の高い容器である。容器前面がアクリル窓になっており模型地盤の状況が観察可能である。また、前面のアクリル窓はボルトで固定されており、着脱可能となっている。容器の下部には排水孔が設置されており、圧密時に両面排水が可能となっている。



図-3.2 試料容器

2) 圧密用載荷板

カオリン粘土を圧密する際に粘土上に載せることで、粘土地盤へ均一に圧密応力を伝えることができる。また、圧密の際に粘土からの排水をスムーズに行わせるためにアクリル板には多数の小さな穴が開けている（図-3.3）。

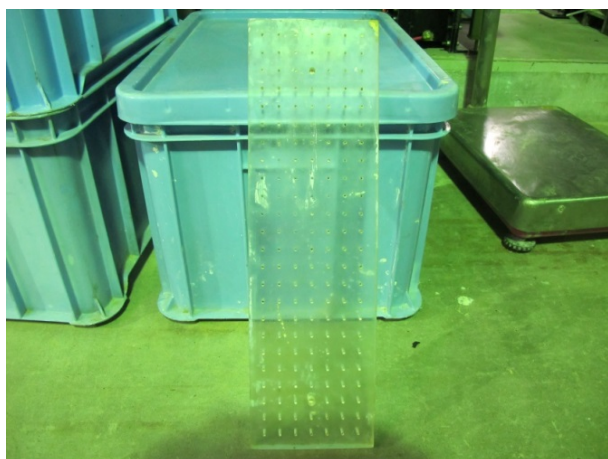


図-3.3 圧密用載荷板

3) C 型鋼

ベロフラムシリンダーを用いて圧密を行う際に、圧密用載荷板上に載せる C の形をしたもので、より均一に圧密応力を地盤へ伝達するものである（図-3.4）。



図-3.4 C型鋼

4) ベロフラムシリンダー

室内での予備圧密時にベロフラムシリンダーを使用した。ベロフラムシリンダーの内部には上下に2種類のエアバックが内蔵されており、両者にかけてられた空気圧の差でロッドが上下し圧力がピストンに伝達される仕組みになっている（図-3.5）。



図-3.5 ベロフラムシリンダー

5) ミキサー

カオリン粘土と水を均一に練り混ぜる際に使用した。本ミキサーは、練り混ぜの際にコンテナ内を密閉し真空ポンプを接続することでコンテナ内を真空に保つことができる。これによって、カオリン粘土を脱気しながら練り混ぜることが可能となる（図-3.6）。



図-3.6 ミキサー

6) 真空ポンプ

カオリン粘土と水の練り混ぜの際に、コンテナ内の空気を吸引しコンテナ内を真空にするために使用した（図-3.7）。



図-3.7 真空ポンプ

7) ハンドベーン

予備圧密後の粘土地盤の非排水せん断強度を測定するために使用した。十字型の羽根を地盤に貫入し回転させることで、その回転抵抗力をトルク計で計測する。計測されたトルクから非排水せん断強度を計算し求める（図-3.8）。今回使用したベーンの羽根のサイズは、高さ 30mm、幅 14.6mm である。



図-3.8 ハンドベーン

3.3 粘土試料

本研究では、模型地盤の材料として市販のカオリン粘土を使用した。粘土の特性を表-3.2 に、粒径加積曲線を図-3.9 に示す。

表-3.2 カオリン粘土の特性

特性	値
比重、 G_s	2.602
液性限界、 W_L (%)	81.0
塑性限界、 W_P (%)	32.7
塑性指数、 IP	48.3
圧縮指数、 C_c	0.56
膨張指数、 C_s	0.10
静止土圧係数、 K_0	0.60
Cu/p	0.24

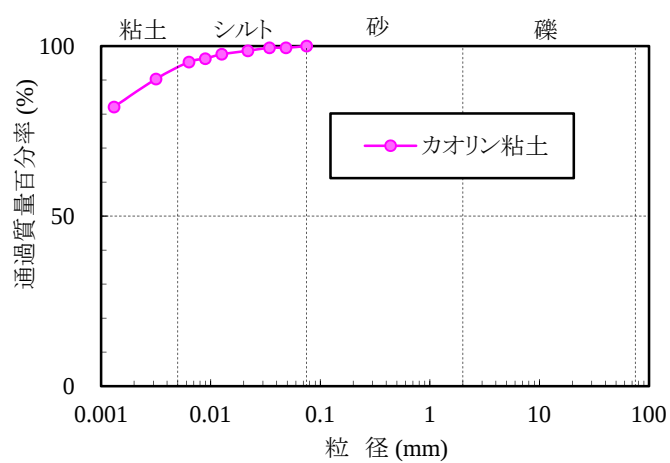


図-3.9 カオリン粘土の粒径加積曲線

3.4 実験手順

3.4.1 粘土地盤

圧密が終了した際の試料容器及び粘土地盤を図-3.10 に示す。以下に地盤の作製方法を順を追って説明する。



図-3.10 圧密後の地盤

- 1) カオリン粘土と水を練り混ぜ、含水比が 100%になるように調整した。ミキサー容器内に所定のカオリン粘土と水を投入し約 1 分間練り混ぜた。その後、一度ミキサーを停止し、ミキサーの羽根とコンテナの側面にへばりついたカオリン粘土を落とした後、真空ポンプを用いて練り混ぜ容器内を真空状態に保ちながら約 1 時間練り混ぜた。
- 2) まず、試料容器の内面にシリコンオイルを塗布し、試料容器とカオリン粘土間に生じる摩擦を低減させる様にした。容器内に排水層として硅砂 3 号を 3 cm 敷き詰め、その上に事前に練り混ぜておいたカオリン粘土を投入した。硅砂 3 号とカオリン粘土の間には黒ろ紙を敷き両者が混ざらないようにした。カオリン粘土を投入する際、カオリン粘土内に空気が取り込まれてしまう場合があるので、手でカオリン粘土内の気泡を外に追い出すようにした。
- 3) 試料容器内に詰めたカオリン粘土上に黒ろ紙および白ろ紙を載せ、その上に圧密用載荷板を載せた。載荷板に重錘、次にベロフラムシリンダーを用いて圧密圧力を加えて予備圧密を行った。圧密圧力を 60kPa まで段階的に増加させた。事前の検討より、カオリン粘土の初期高さを 26cm で圧密を行うことで最終的な高さが 20cm で含水比が 68.9%の地盤を作製した。

3.4.2 盛土

完成した盛土を図-3.11 に示す。

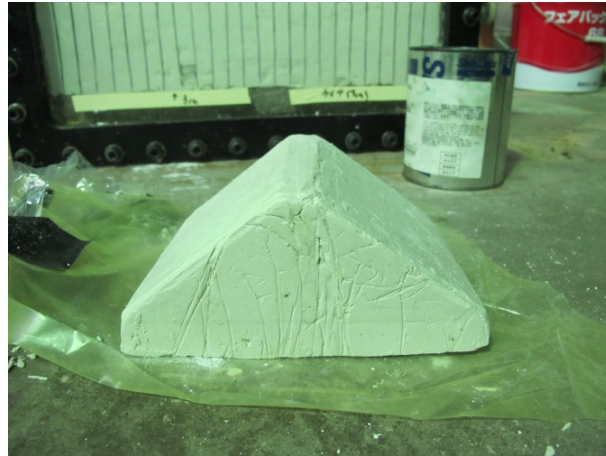


図-3.11 盛土

- 1) 粘土地盤の作製時と同様に、真空ポンプで真空状態を保ちながら、含水比 100% になるようにカオリン粘土を調整して練り混ぜた。
- 2) 練り混ぜたカオリン粘土に、目標一軸圧縮強さを 200kPa となるように、セメント（添加率 $a_w = 5.81\%$ ）を添加し 2 分ほど練り混ぜ、その後型枠に詰めて 12 日間養生した。

3.5 遠心実験手順

- 1) 作製した粘土地盤に横 2 cm 間隔でマークをつけ、実験中の地盤の変形挙動を観察できるようにした。盛土を設置するため、盛土の根入れ部の粘土地盤をカットし、そこにセメント改良土で作製した盛土をセットした。その後、既往の情報（東京都土木技術センター、2007）を基に含水比 300% に調整したカオリン泥水を盛土背後に満たした。
- 2) 模型地盤を遠心模型試験機に設置した。実験中の地盤挙動を記録するためのビデオと LED ライトを設置した。遠心模型実験装置にセットした様子を図-3.12 に示す。



図-3.12 遠心模型実験装置にセット試料容器と模型地盤

- 3) 遠心模型試験装置を回転して、模型地盤に作用する遠心加速度を 100G まで一様に増加させた。実験中は、ビデオ撮影して地盤の変位挙動を記録した。

4. 実験結果

4.1 実験ケースの算定

本研究では、盛土の根入れ深さを変化させて3ケース実験を行った。実験を行うにあたって、遠心加速度を100Gまで上昇させた際に模型地盤の大きな変形や破壊が生じるように少なくとも円弧滑りの安全率が1以下になるように模型地盤の設計を行った。実際に実施した3ケースは表-4.1に記載してあるとおりである。

表-4.1 実験ケース

予定	根入れ深さ (cm)	安全率 F_s			
		円弧滑り	滑動	支持力	転倒
ケース1	0.50	0.58	0.97	1.05	1.55
ケース2	2.00	0.59	1.49	1.25	2.22
ケース3	5.00	0.62	2.03	1.53	3.94

4.2 実験モデルの概要

4.2.1 ケース1

ケース1の模型地盤を図-4.1に示す。浚渫土、粘土地盤及び盛土の単位体積重量 (kN/m^3)、粘土地盤の非排水せん断強度 C_u 及び含水比 W の計測値を表-4.2に示した。

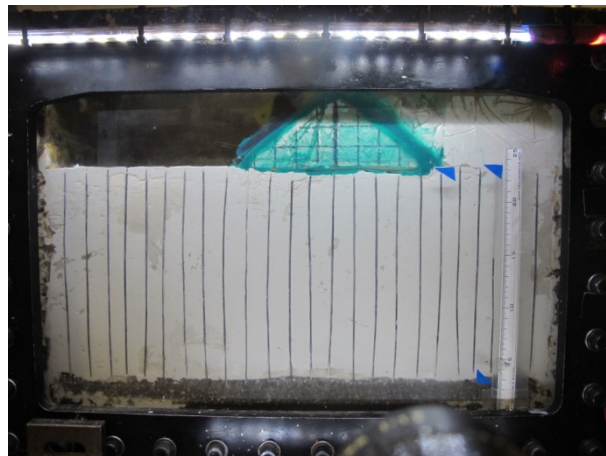


図-4.1 模型地盤（ケース1）

表-4.2 模型地盤の特性（ケース 1）

	単位体積重量、 γ (kN/m^3)	非排水せん断強度、 C_u (kPa)	平均含水比、 W (%)
浚渫土	11.3	0.00	302.13
粘土地盤	16.9	9.3	63.42
盛土	16.5	159.9	58.50

4.2.2 ケース 2

ケース 2 の模型地盤を図-4.2 に示す。浚渫土、粘土地盤及び盛土の単位体積重量 (kN/m^3)、粘土地盤の非排水せん断強度 C_u 及び含水比 W の計測値を表-4.3 に示した。

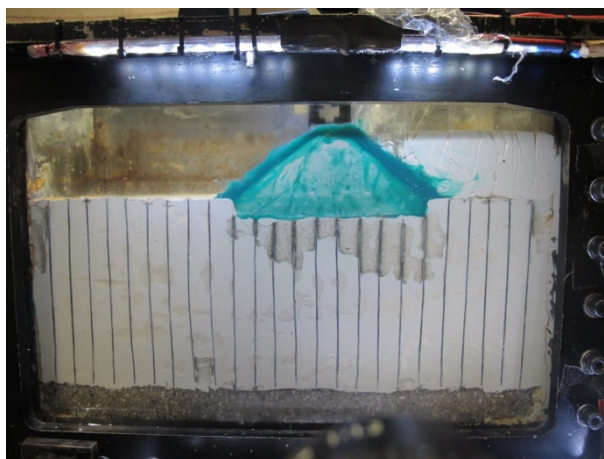


図-4.2 模型地盤（ケース 2）

表-4.3 模型地盤の特性（ケース 2）

	単位体積重量、 γ (kN/m^3)	非排水せん断強度、 C_u (kPa)	平均含水比、 W (%)
浚渫土	12.5	0.00	304.2
粘土地盤	15.6	9.1	67.71
盛土	15.3	119.5	86.64

4.2.3 ケース 3

ケース 3 の模型地盤を図-4.3 に示す。浚渫土、粘土地盤及び盛土の単位体積重量 (kN/m^3)、粘土地盤の非排水せん断強度 C_u 及び含水比 W の計測値を表-4.4 に示した。

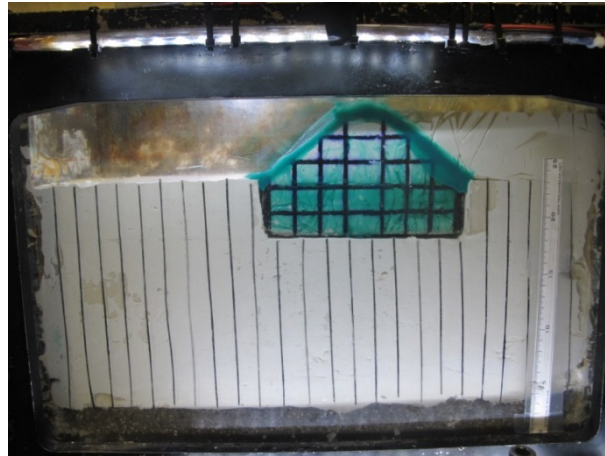


図-4.3 模型地盤（ケース3）

表-4.4 模型地盤の特性（ケース3）

	単位体積重量、 γ (kN/m^3)	非排水せん断強度、 C_u (kPa)	平均含水比、 W (%)
浚渫土	11.1	0.00	302.0
粘土地盤	16.6	9.5	61.7
盛土	15.1	62.2	83.56

4.2.4 各ケースのまとめ

前項までは、各ケースで実際に作製した模型の各計測値を個別に示していた。ここでは、各々のケースの結果をまとめ、実験で用いた模型が全てのケースで等しいものであったかどうかの評価を行う。

まず、地盤についての評価を行う。図-4.4 に圧密終了後の粘土地盤の含水比の計測結果をまとめて示す。ケース1に関しては4地点で深さ方向に 5cm 間隔で、ケース2と3に関しては2地点で深さ方向に 5cm 間隔で計測を行った。図-4.4 より、いずれのケースも概ね等しい値を示しており、平均含水比は $W = 68.9\%$ であった。事前の地盤の含水比の計算値は 69.0% で、測定値とほぼ一致しており、所定の特性を有する均一な地盤が作製できたことが確認出来た。

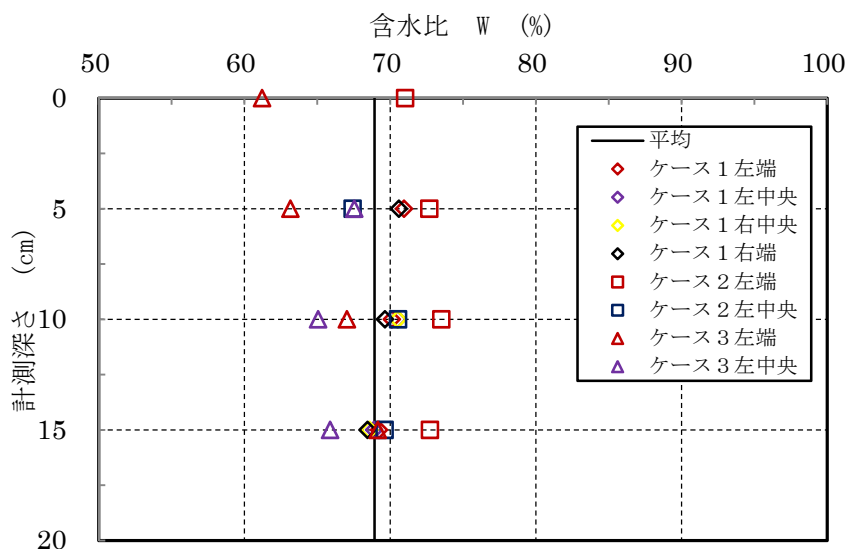


図-4.4 含水比の深度分布

粘土地盤の非排水せん断強度は、圧密終了後にハンドベーンを用いて計測した。試験結果を図-4.5 に示している。ケース3では、遠心実験後に実験の影響が少ないと思われる部分の粘土を乱さないように注意してサンプルして一軸圧縮試験も行った。図には、その結果もあわせて示している。図-4.5 に示したように、ハンドベーンで計測した非排水せん断強度は深度方向にほぼ一様で、かつ実験ケースにあまり差はなく、その平均値は 9.4 kPa であった。一軸圧縮試験による非排水せん断強度は14.1kPa とベーン試験結果よりも約50%大きい結果であった。試験方法による測定値の違いの原因は不明であり、今後詳細な検討が必要である。本研究では、試験数の多いハンドベーン試験結果を優先し、粘土地盤の非排水せん断強度として $C_u = 9.4$ kPa と評価した。

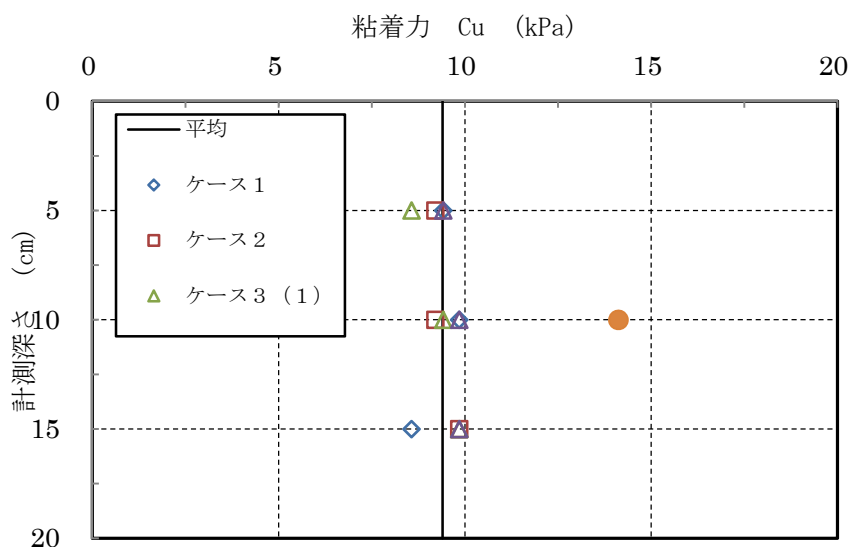


図-4.5 粘土地盤の非排水せん断強度の深度分布

表-4.5 に模型地盤の単位体積重量と非排水せん断強度をまとめて示した。

表-4.5 模型地盤の特性（全ケース平均）

	単位体積重量、 γ (kN/m ³)	非排水せん断強度、 C_u (kPa)	平均含水比、 W (%)
浚渫土	11.6		302.0
粘土地盤	16.4	9.4	61.7
盛土	15.6	※	83.56

注) 盛土の非排水せん断強度について、目標強度($q_u = 200$ kPa、 $C_u = 100$ kPa)に比べてかなり大きな値になっている。しかし、盛土の非排水せん断強度は粘土地盤に比べて十分に大きいので、模型地盤の変形挙動には影響を及ぼさないと考えられる。

4.3 遠心模型実験結果

4.3.1 ケース 1

4.2 に示した模型地盤を遠心模型実験装置に搭載し、図-4.6 に示すように遠心加速度 G を一様に増加させて地盤を破壊させた。

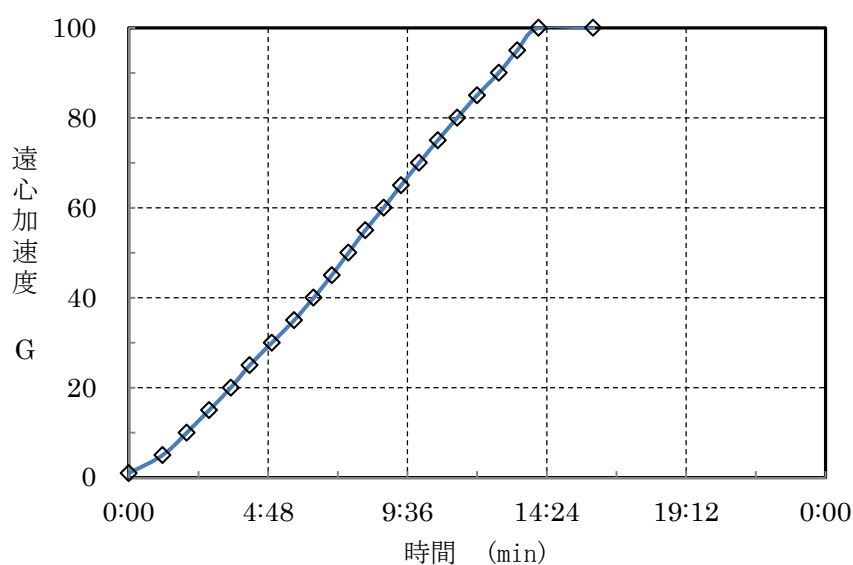
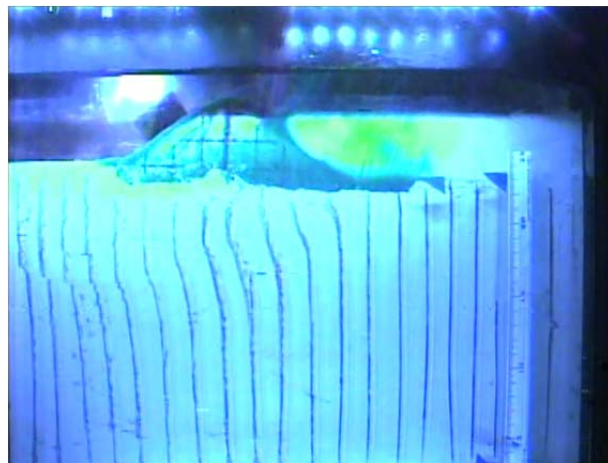


図-4.6 時間－遠心加速度の関係

遠心実験前後での模型地盤の変位状況を図-4.7 に示した。図-4.7(a) は遠心模型実験前の初期状態であり、図-4.7(b) は 100G の時の状態である。



(a) 1G (遠心実験直前)



(b) 100G

図-4.7 模型地盤の状況

遠心模型実験中の盛土の鉛直変位、水平変位、回転変位の変化について、図-4.8 にそれぞれ示した。なお、図-4.8 に示した盛土の水平変位と鉛直変位は、遠心模型試験時の様子を記録したビデオから 5G ごとにスナップショットを取り、盛土の重心の座標を順次追って求めた。また、盛土の回転変位に関しては、盛土重心を中心にもつ二点の水平変位と鉛直変位から計算した。スナップショットから座標を求めたため、スナップショット上で 1bit のズレ (およそ 0.43mm) の測定誤差が生じる。また、回転変位に関しては 1bit でおよそ 1 度ズレが生じることが判明した。

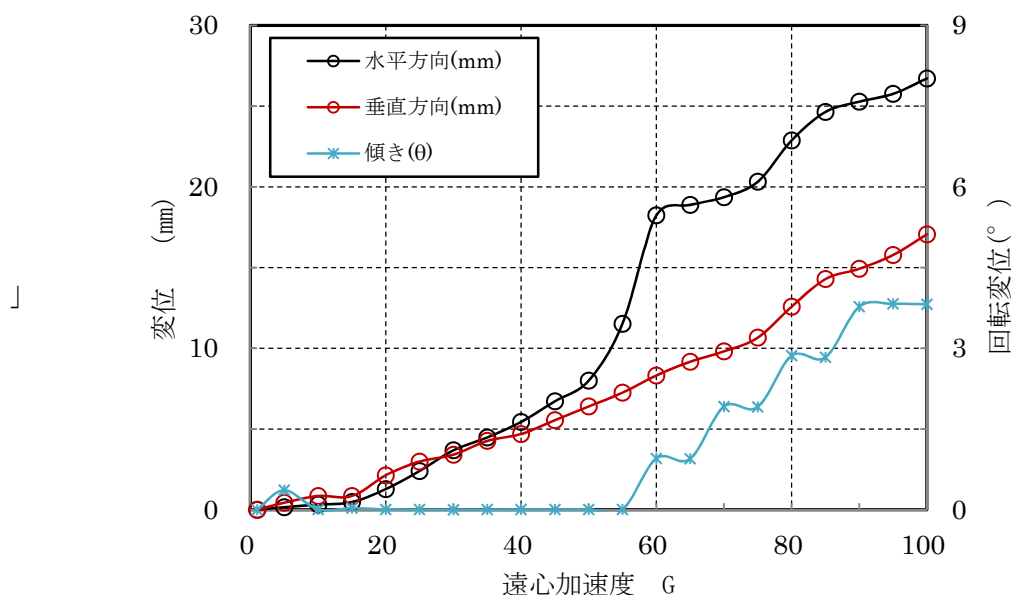


図-4.8 遠心加速度と盛土変位の関係

図-4.8 より、盛土の鉛直変位に関しては、遠心加速度が 20G に達する直前からほぼ一定の増加量で沈下が進行していることが分かる。水平変位についても、20G 付近まではあまり変化がなく、20G を超えたあたりから緩やかに増加し 50G で急激に変位が現れている。水平変位に急激な変化が現れた区間以外は鉛直変位と同様に水平方向の増加量がほぼ一定の増加をしており、増加傾向がほぼ一定である。盛土の回転変位については、55G までは変化がなく、それ以降は基本的に緩やかな増加を示している。55G 以降での回転変位は、増加している区間と変化のない区間が交互に続いているが、前述したように読み取り精度に起因するものと思われる。

遠心実験では、100G まで遠心加速度を増加させたが、明確な地盤の破壊が認められなかったため、模型地盤の降伏を以下のようにして求めた。図-4.9 に示した様に、盛土の変位を対数表記にした変位と遠心加速度 G とのグラフにおいて、実験後半部の鉛直変位と水平変位の曲線が直線になっている範囲から直線を伸ばし、変位 0 の線と交わった点を降伏点と定義した。なお、鉛直変位に関しては明瞭な直線区間が見られなかった。水平変位から降伏点を求めた。その結果、地盤の降伏時の遠心加速度として 45G が求められた。

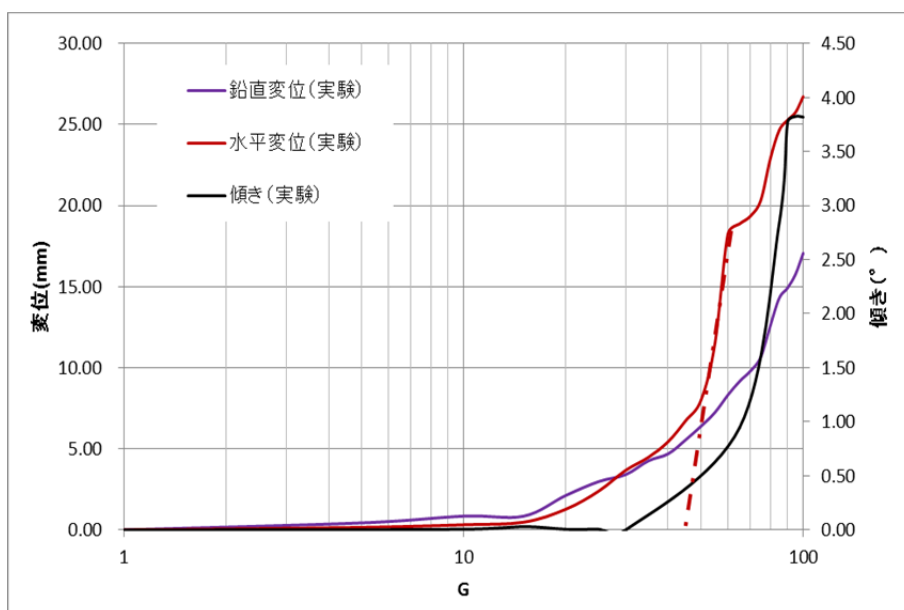


図-4.9 遠心加速度と盛土変位の関係（片対数グラフ）

図-4.10 には実験前と実験後の盛土の位置を示した。図に示したように、実験前に比べて実験後は盛土が左へ移動している。移動量に関しては、盛土左端と土槽左端の距離が 3.5cm 短くなっている。盛土右端と土槽右端の距離は 4.5cm 長くなっている。本来なら両者は等しくなるはずであるが、盛土が傾いたことによって差が生じたのだと思われる。粘土地盤の変形に関しては、盛土の移動方向（左側）の地盤が 0.5cm ほど盛り上がり、浚渫土を貯めていた側（右側）の地盤は 0.8cm ほど沈下している。また、浚渫土を貯めていた側の粘土地盤と盛土の接触点に亀裂が生じている。亀裂の幅は 4.5cm で深さは 2cm であった。これは盛土が左方向に移動したことによるものと思われる。

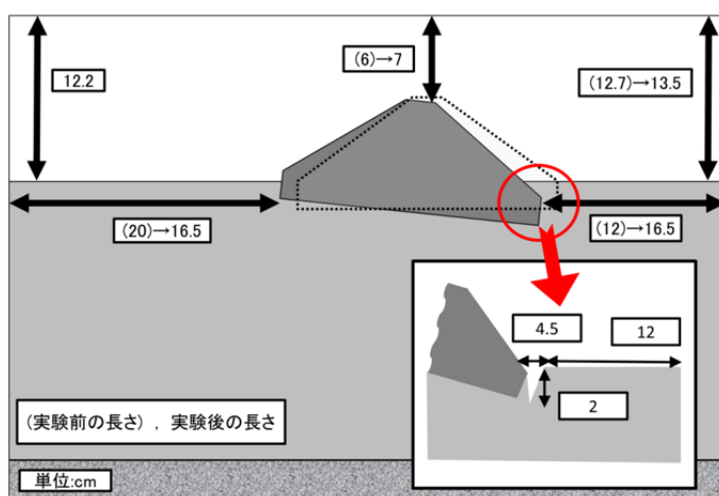


図-4.10 実験前後での盛土の位置

実験後の模型地盤と盛土の様子を図-4.11 に示している。図に示すように、粘土地盤中には円弧状のすべり線が生じていた。なお、写真では実際の滑り線が判別しにくい為、赤の曲線ですべり線の様子をなぞっている。図で見られるすべり線は、いちばん深いところでおよそ地表面から 8cm である。また、実験前に盛土を設置した位置から左に 4cm 程移動した場所がすべり線の始点になっている。

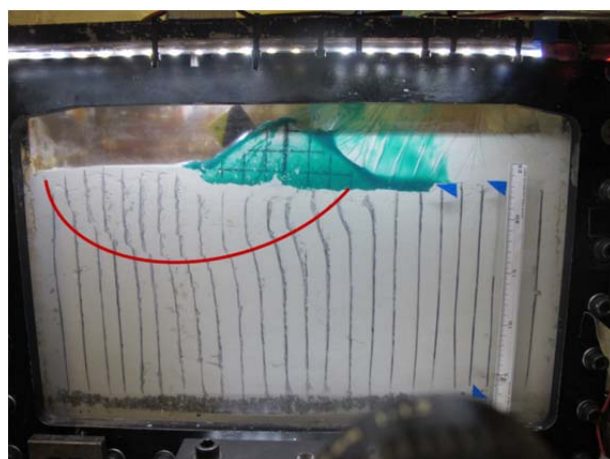


図-4.11 実験後の模型地盤と盛土の状況

4.3.2 ケース 2

4.2 に示した模型地盤を遠心模型実験装置に搭載し、図-4.12 に示すように遠心加速度 G を一様に増加させて地盤を破壊させた。

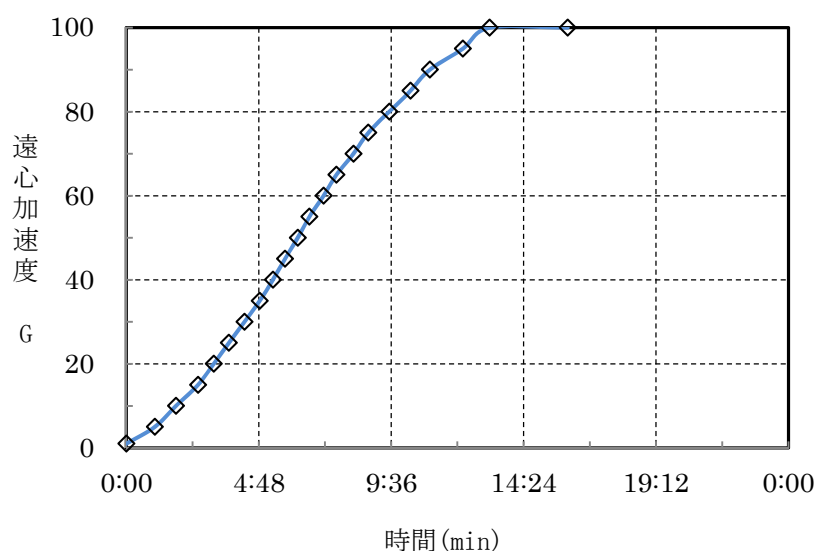
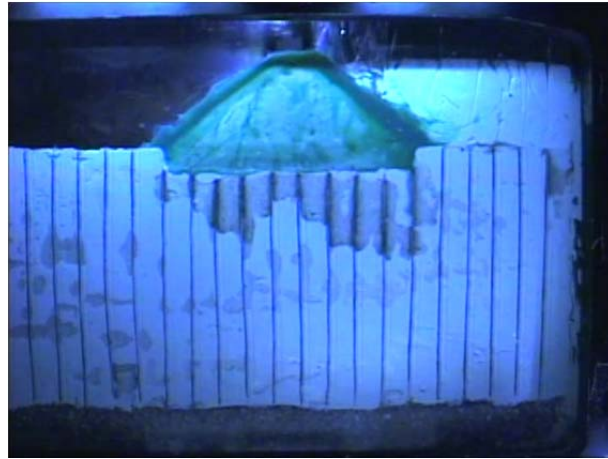
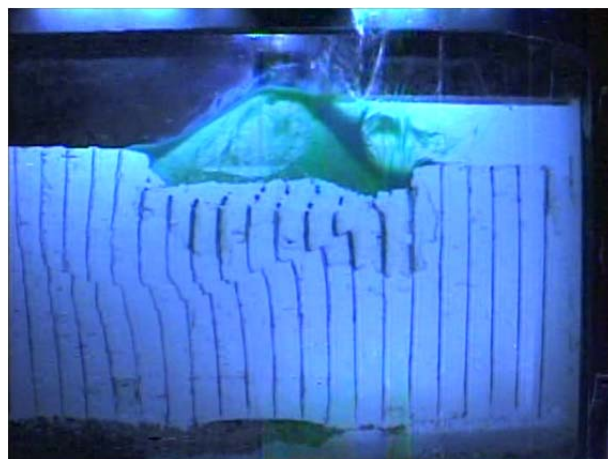


図-4.12 時間－遠心加速度の関係

遠心実験前後での模型地盤の変位状況を図-4.13 に示した。図-4.13(a) は遠心模型実験前の初期状態であり、図-4.13(b) は 100G の時の状態である。



(a) 1G (遠心実験直前)



(b) 100G

図-4.13 模型地盤の状況

遠心模型実験中の盛土の鉛直変位、水平変位、回転変位の変化について、図-4.14 にそれぞれ示した。図-4.14 より、盛土の鉛直変位は、遠心模型実験を始めてからしばらくは変化がなく、10G あたりから一定の沈下量で変位が生じている。水平変位に関しては、遠心模型実験開始直後は変化がなく、20G を超えると徐々に水平方向に滑動を始めている。そして 85G になると水平変位の増加割合は幾分小さくなる傾向が見られた。盛土の回転変位に関しては、20G まではほとんど変化がなく、20G 以降ではケース 1 と同様に遠心加速度の増加にともなって徐々に大きくなる傾向が見られた。

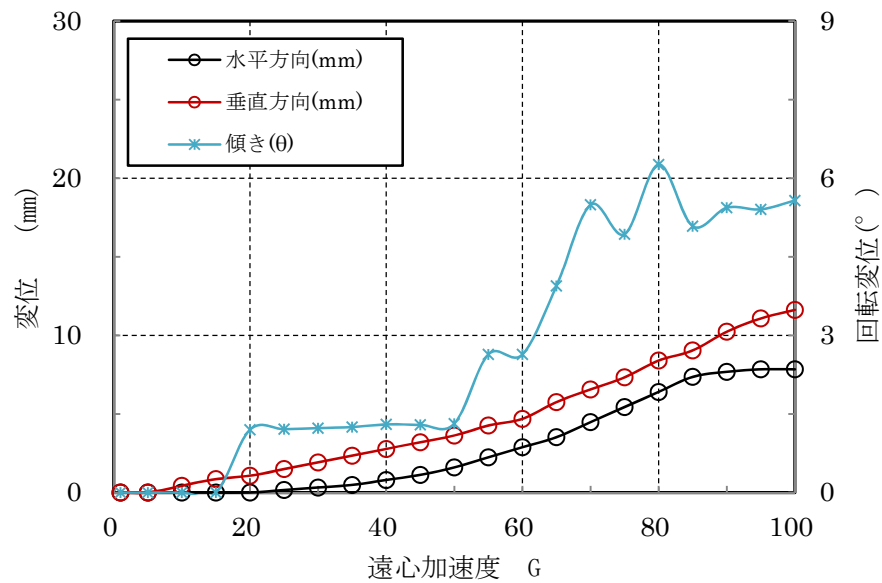


図-4.14 遠心加速度と盛土変位の関係

ケース 1 と同様の方法で降伏点を求めたところ、降伏時の遠心加速度として 48G が得られた（図-4.15 参照）。

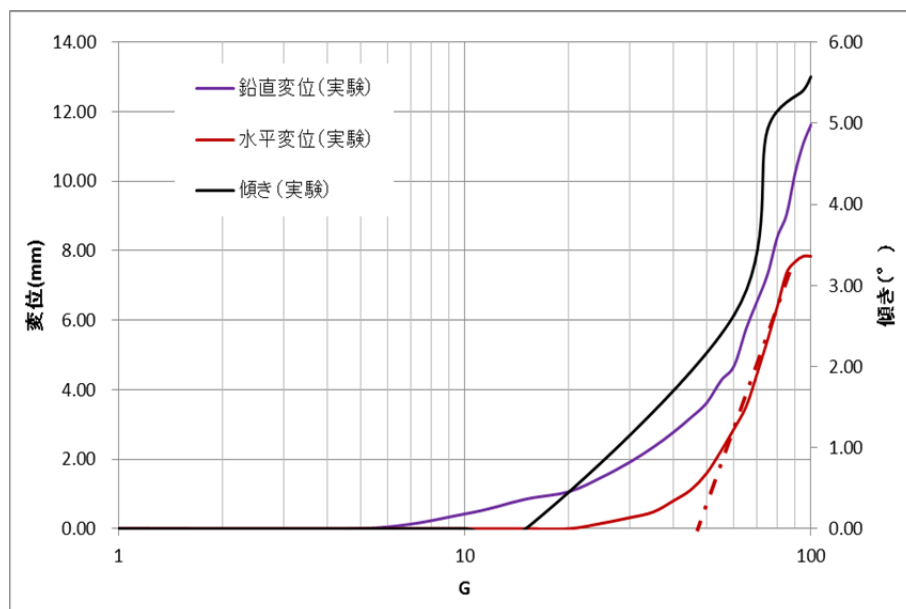


図-4.15 遠心加速度と盛土変位の関係（片対数グラフ）

図-4.16 には実験前と実験後の盛土の位置を示した。図中の破線が遠心模型実験前の盛土の位置であり実線が遠心模型実験後の位置である。両者を比較してみると、盛土左側の粘土地盤は 1cm 程盛り上がっている。逆に、盛土右側（浚渫土を貯めている側）の粘土地盤は約 0.2cm 沈下している。盛土の左端は、左

方向に 0.5cm 程度水平変位している。図中の赤丸で囲まれた所にはクラックが生じていた。右下の四角で囲まれたものは盛土の右端を拡大したものであり、クラックの生じた様子を示している。

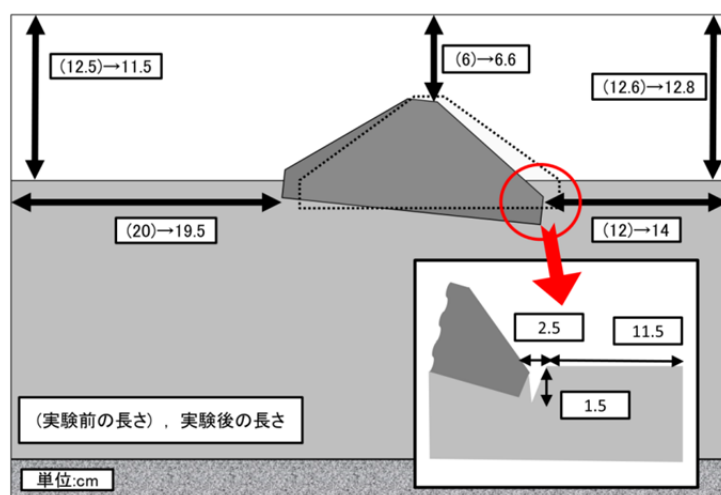


図-4.16 実験前後での盛土の位置

実験後の模型地盤と盛土の様子を図-4.17 に示している。図に示すように、粘土地盤中には盛土左端を中心に円弧状のすべり線が生じていた。なお、写真では実際の滑り線が判別しにくい為、赤の曲線ですべり線の様子をなぞっている。また、すべり線のいちばん深いところは、地表面から深さ 11cm である。

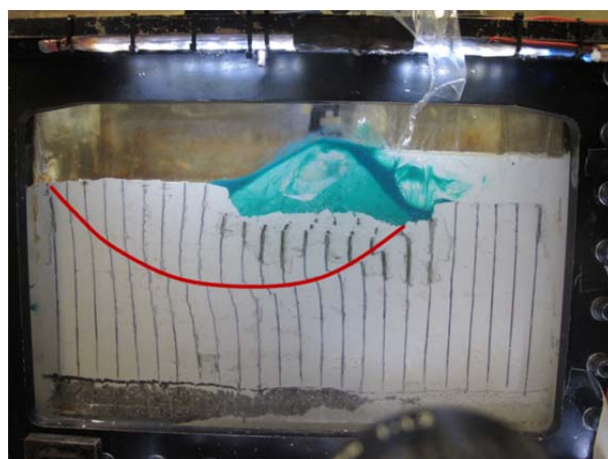


図-4.17 実験後の模型地盤と盛土の状況

4.3.3 ケース3

4.2 に示した模型地盤を遠心模型実験装置に搭載し、図-4.18 に示すように遠心加速度 G を一様に増加させて地盤を破壊させた。

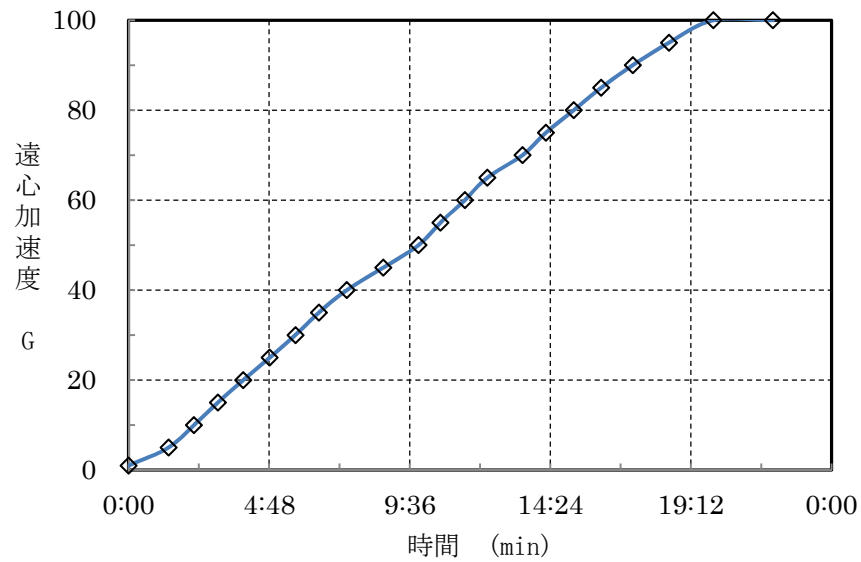
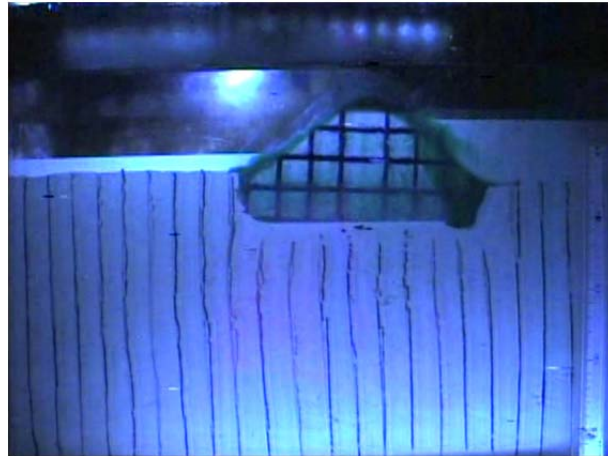


図-4.18 時間－遠心加速度の関係

遠心実験前後での模型地盤の変位状況を図-4.19 に示した。図-4.19(a) は遠心模型実験前の初期状態であり、図-4.19(b) は 100G の時の状態である。



(a) 1G (遠心実験直前)



(b) 100G

図-4.19 模型地盤の状況

遠心模型実験中の盛土の鉛直変位、水平変位、回転変位の変化について、図-4.20 にそれぞれ示した。図-4.20 より、盛土の鉛直変位はこれまでのケースと同様に、ほぼ一定の変化量を保ちながら沈下が進行している。次に、水平変位は60Gまでは変化がなく、60Gを超えると変位が生じ始めていた。また、水平変位の変化割合は一定である。盛土の回転変位に関しても今までと同様に、変位する区間と変位しない区間が交互に見られるが、全般的には遠心加速度の増加とともに徐々に回転変位している傾向が見られる。

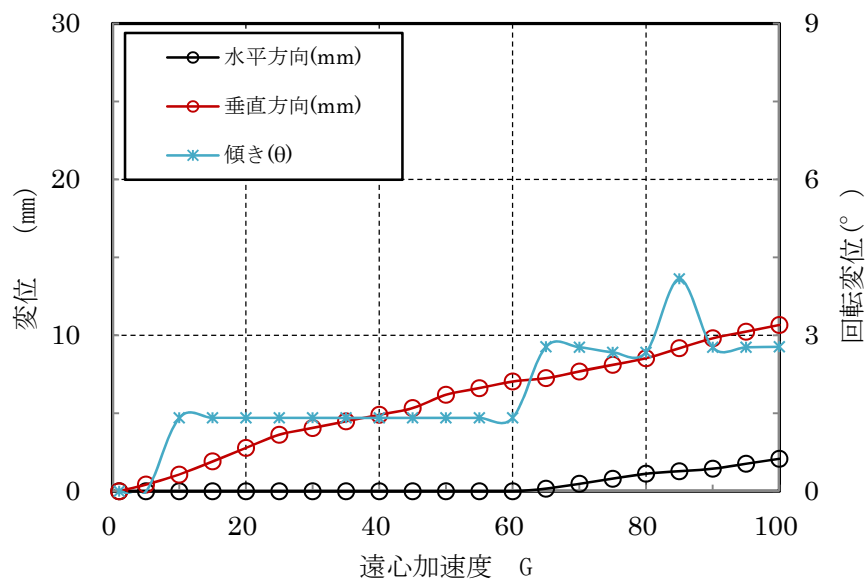


図-4.20 遠心加速度と盛土変位の関係

ケース 1 と同様の方法で降伏点を求めたところ、降伏時の遠心加速度として 60G が得られた（図-4. 21 参照）。

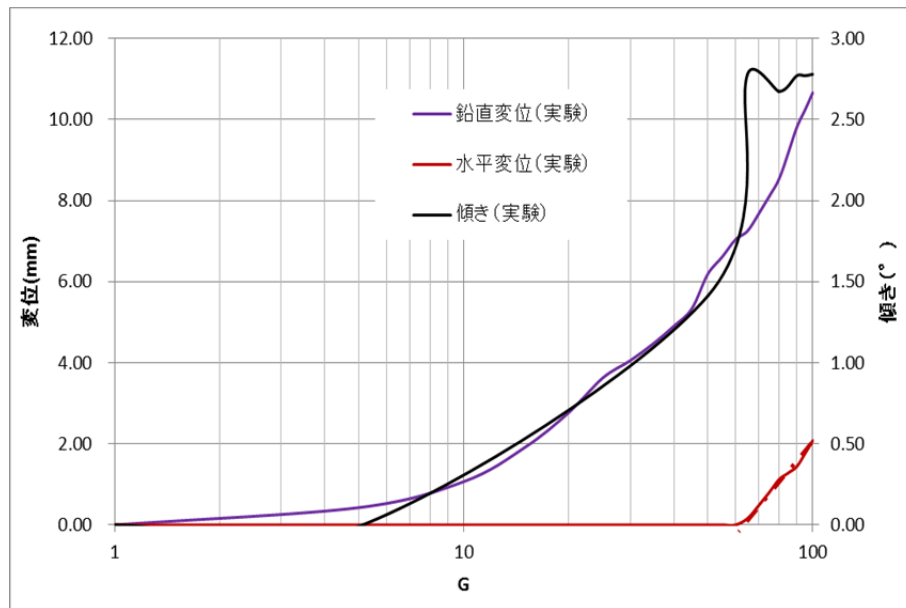


図-4. 21 遠心加速度と盛土変位の関係（片対数グラフ）

図-4. 22 には実験前と実験後の盛土の位置を示した。図中の破線が遠心模型実験前の盛土の位置であり実線が遠心模型実験後の位置である。両者を比較してみると、遠心模型実験前後で盛土の位置はあまり変わっていない。

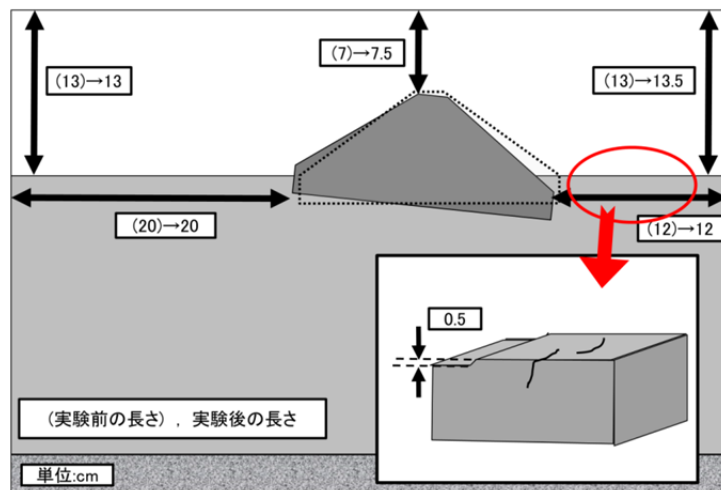


図-4. 22 実験前後での盛土の位置

実験後の模型地盤と盛土の様子を図-4.23 に示している。図に示すように、浚渫土側の盛土表面にひび割れが生じていた。このひび割れは、前回までのケース1と2には見られないものであった。

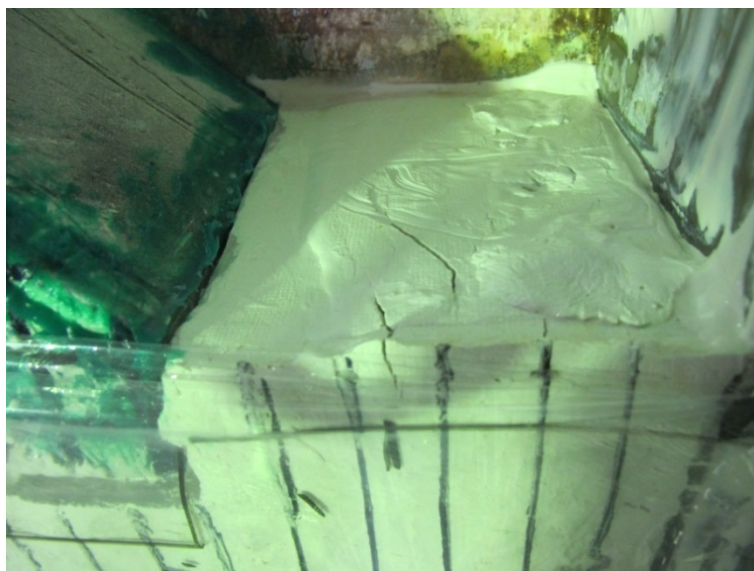


図-4.23 実験後の模型地盤と盛土の状況

5. 数値解析

5.1 数値解析の手法

遠心模型実験結果を検証し比較するために、2次元有限要素法解析を行った。用いたプログラムは、PLAXIS と言う市販のソフトである。解析では、実験と同様に作製した模型地盤に作用する遠心加速度 G を増加させ、その時の盛土の水平変位、鉛直変位および回転変位について求めた。実験で用いた浚渫土は液状であるため、単位体積重量以外の値は水と同じ値で再現し、ヤング率 $E = 0$ GPa、ポアソン比 $\nu = 0.5$ 、体積弾性係数 $K = 2$ GPa、せん断剛性率 $G = 0$ GPa とする予定であった。しかし、プログラムではヤング率とポアソン比から体積弾性係数および剛性率を表-5.1 に示す計算式で自動的に算出しているため、上記の値を設定することが出来なかった。そのため、体積弾性係数 K を水の約 0.5 として、他の値も決定した。実験と解析上での浚渫土の特性は、以下の表-5.1 に示す様になっている。浚渫土以外の入力値は、表-5.2 に示すように実験と解析で同様になっている。

表-5.1 実験と解析での浚渫土の特性

	計算式	実験	解析
ヤング率、 E (kPa)	E	0.00	5000.00
ポアソン比、 ν	ν	0.50	0.499
体積弾性係数、 K (kPa)	$E / (3(1-2\nu))$	$2.001 \cdot 10^6$	$0.831 \cdot 10^6$
剛性率、 G (kPa)	$E / (2(1+2\nu))$	0.00	1667.78

表-5.2 解析での入力値

入力値	γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	Cu (kN/m ²)	ϕ	ψ	K_0
粘土地盤	16.3	140	0.499	9.40	0	0	0.5
盛土	15.6	50000	0.499	100	0	0	0.5
浚渫土	11.6	5000	0.499	0	0	0	1

5.2 解析結果

5.2.1 ケース 1

解析で得られた盛土の鉛直変位、水平変位ならびに回転変位と遠心加速度の関係を図-5.1 に示した。図中、左の縦軸が鉛直変位と水平変位を、右の縦軸が回転変位をそれぞれ示している。

解析結果を見ると、盛土の鉛直変位、水平変位および回転変位は、遠心加速度の増加にともない、ほぼ一様に増加している傾向が見られる。図で遠心加速度が 53G 以降の図が途切れているのは、解析の結果遠心加速度が 53G で地盤が破壊しているためである。事前に求めた 100G 時の円弧滑りの安全率（表-4.1 参

照)より逆算して求めた破壊時の遠心加速度は 54G であり、解析値とほぼ一致した。図より、鉛直変位の方が水平変位よりも小さい傾向が見られる。地盤の破壊時の鉛直変位は 12.2mm で、水平変位は 18.2mm であり、鉛直変位は水平変位よりも 33%程度小さい結果が得られた。また、盛土の回転変位は 7.3 度であった (表-5.3 参照)。

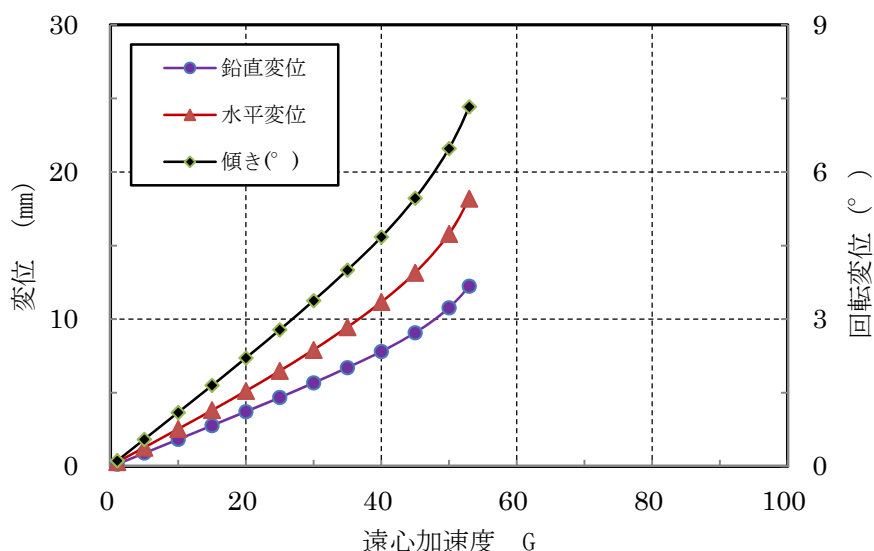


図-5.1 盛土の変位と遠心加速度の関係

表-5.3 地盤破壊時の盛土の変位

	水平変位 (mm)	鉛直変位 (mm)	回転変位 (°)
破壊時 (53G)	17.9	12.1	7.2

図-5.2 には、破壊直前の模型地盤の変形状況を示した。図中の薄い青色の線が模型の初期状態を示している。それと比較すると破壊直前の状況は、浚渫土側の地盤が大きく沈下し、盛土前面の地盤が隆起していることが分かる。この状況は、変位の大きさは異なるが大まかな傾向としては実験と同様の挙動である。なお、入力したパラメータの関係上、解析では浚渫土の表面が水平になっていない。これに関しては、今後の課題である。

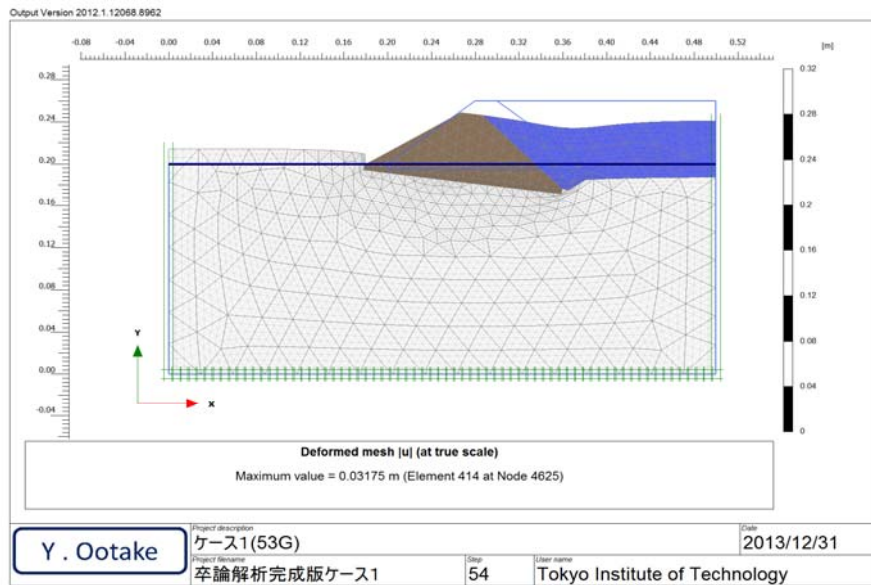


図-5.2 破壊直前の模型地盤の変形状況

5.2.2 ケース2

解析で得られた盛土の鉛直変位、水平変位ならびに回転変位と遠心加速度の関係を図-5.3 に示した。図中、左の縦軸が鉛直変位と水平変位を、右の縦軸が回転変位をそれぞれ示している。

解析結果を見ると、盛土の鉛直変位、水平変位および回転変位は、遠心加速度の増加にともない、ほぼ一様に増加している傾向が見られる。図で遠心加速度が 53G 以降の図が途切れているのは、解析の結果遠心加速度が 53G で地盤が破壊しているためである。事前に求めた 100G 時の円弧滑りの安全率（表-4.1）より逆算して求めた破壊時の遠心加速度は 55G であり、ケース1と同様に解析値とほぼ一致した。図より、鉛直変位の方が水平変位よりも小さい傾向が見られる。地盤の破壊時の鉛直変位は 10.0 mm で、水平変位は 18.4 mm であり、鉛直変位は水平変位よりも 33%程度小さい結果が得られた。また、盛土の回転変位は 7.0 度であった（表-5.4 参照）。

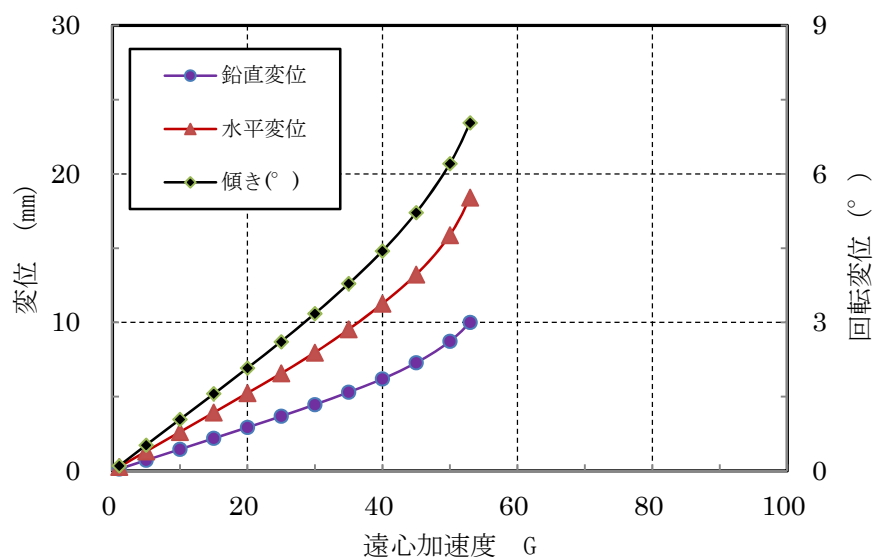


図-5.3 盛土の変位と遠心加速度の関係

表-5.4 地盤破壊時の盛土の変位

	水平変位 (mm)	鉛直変位 (mm)	回転変位 (°)
破壊時 (53G)	18.1	9.9	6.9

図-5.4 には、破壊直前の模型地盤の変形状況を示した。図中の薄い線が模型の初期状態を示している。それと比較すると破壊直前の状況は、浚渫土側の地盤が大きく沈下し、盛土前面の地盤が隆起していることが分かる。この状況は、変位の大きさは異なるが大まかな傾向としては実験と同様の挙動である。

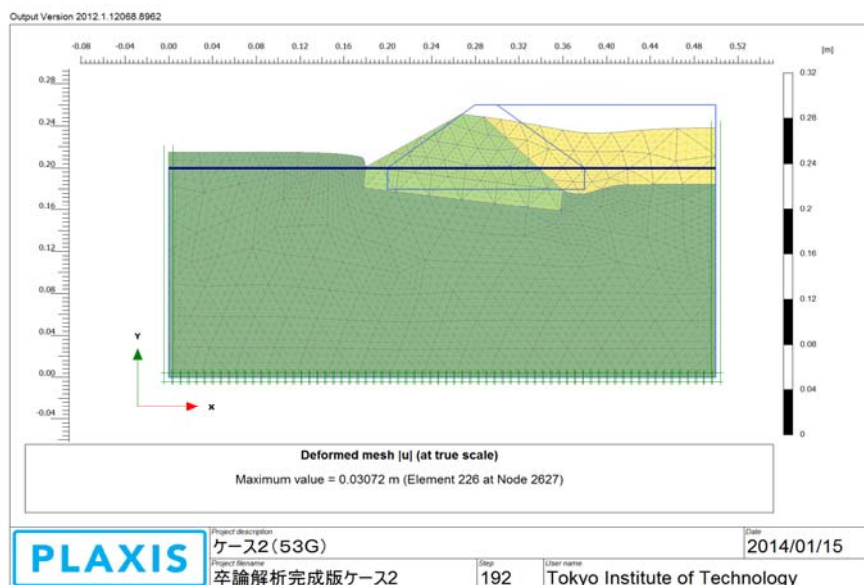


図-5.4 破壊直前の模型地盤の変形状況

5.2.3 ケース3

解析で得られた盛土の鉛直変位、水平変位ならびに回転変位と遠心加速度の関係を図-5.5 に示した。図中、左の縦軸が鉛直変位と水平変位を、右の縦軸が回転変位をそれぞれ示している。

解析結果を見ると、盛土の鉛直変位、水平変位および回転変位は、遠心加速度の増加にともない、ほぼ一様に増加している傾向が見られる。図より、模型地盤が 66G で地盤が破壊していることが分かる。事前に求めた 100G 時の円弧滑りの安全率（表-4.1）より逆算して求めた破壊時の遠心加速度は 68G であり、ケース 1 と同様に解析値とほぼ一致した。図より、鉛直変位の方が水平変位よりも小さい傾向が見られる。地盤の破壊時の鉛直変位は 10.1 mm で、水平変位は 20.4 mm であり、鉛直変位は水平変位よりも 33%程度小さい結果が得られた。また、盛土の回転変位は 6.8 度であった（表-5.5 参照）。

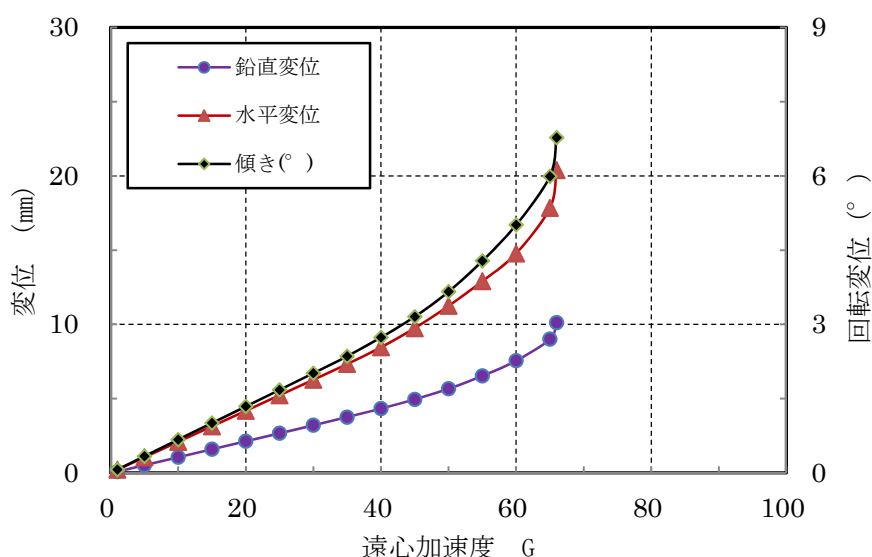


図-5.5 盛土の変位と遠心加速度の関係

表-5.5 地盤破壊時の盛土の変位

	水平変位 (mm)	鉛直変位 (mm)	回転変位 (°)
破壊時 (66G)	20.1	9.9	6.6

図-5.6 には、破壊直前の模型地盤の変形状況を示した。図中の薄い線が模型の初期状態を示している。それと比較すると破壊直前の状況は、浚渫土側の地盤が大きく沈下し、盛土前面の地盤が隆起していることが分かる。この状況は、変位の大きさは異なるが大まかな傾向としては実験と同様の挙動である。

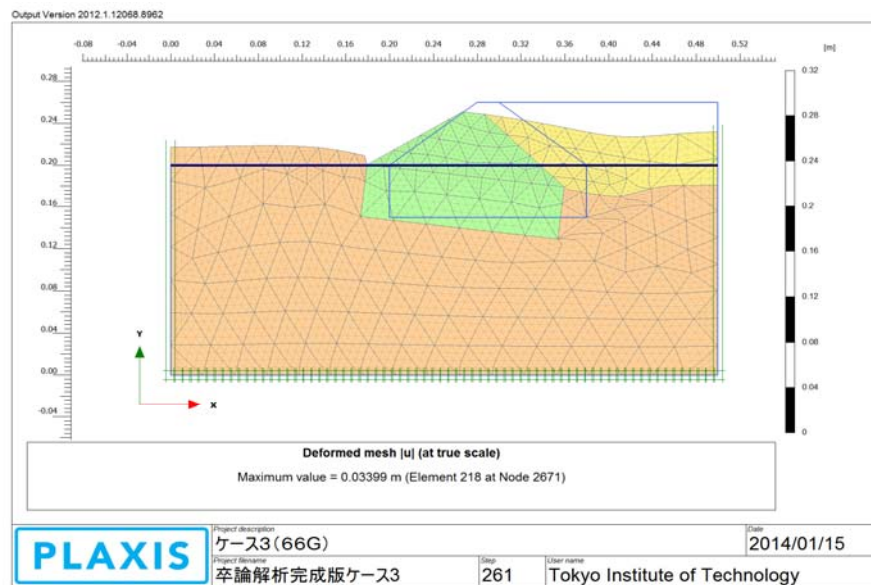


図-5.6 破壊直前の模型地盤の変形状況

6. 考察

これまで、実験結果と解析結果を個別に示し、その特徴を説明してきた。本章では、両者を比較しながら、盛土の根入れ深さが盛土の変位挙動に及ぼす影響について検討する。

6.1 ケース 1

ケース 1 について、実験および解析から求められた盛土の鉛直変位、水平変位ならびに回転変位を図-6.1 に示した。図中、塗りつぶしているマーカーが解析結果で、塗りつぶしのないマーカーが実験結果をそれぞれ示している。なお、盛土の回転変位に関する実験値については、ビデオからの読みとり誤差を考慮・修正して滑らかな線として表している。

図より、実験値と解析値を比較すると、全体的に実験値の方が小さいことが分かる。鉛直変位と水平変位の大小関係を見ると、実験、解析とも水平変位の方が大きく鉛直変位が小さい傾向にある。盛土の回転変位に関しても、実験の方が回転変位が小さいことが分かる。また、実験で得られた盛土の回転変位は 55G まではほぼ 0 であり、55G 以降になって回転変位が増加し始める傾向が見られる。

地盤の破壊時の遠心加速度は、実験値で 45G（降伏時）に対して解析値では 53G であった。

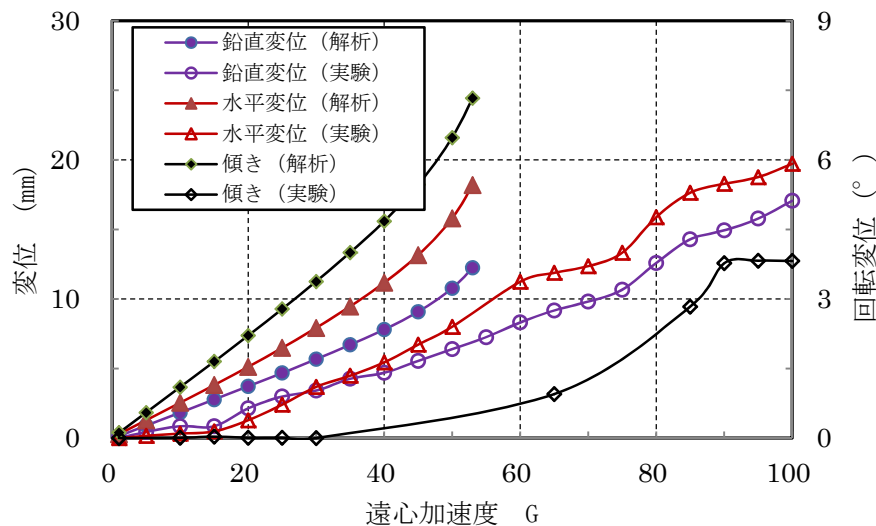


図-6.1 盛土の変位と遠心加速度の関係（実験値、解析値）

6.2 ケース 2

ケース 2 についても、実験および解析から求められた盛土の鉛直変位、水平変位ならびに回転変位を図-6.2 に示した。図中、塗りつぶしているマーカーが解析結果で、塗りつぶしのないマーカーが実験結果をそれぞれ示している。な

お、盛土の回転変位に関する実験値については、ビデオからの読みとり誤差を考慮・修正して滑らかな線として表している。

図より、実験値と解析値を比較すると、全体的に実験値の方が小さいことが分かる。鉛直変位と水平変位の大小関係を見ると、実験、解析とも水平変位の方が大きく鉛直変位が小さい傾向にある。盛土の回転変位に関しても、実験の方が変位が小さいことが分かる。また、実験で得られた盛土の回転変位は 30G 程度まではほぼ 0 であり、30G 以降になって回転変位が増加し始める傾向が見られる。

破壊時の遠心加速度は、実験値で 48G（降伏時）に対して解析値では 53G であった。

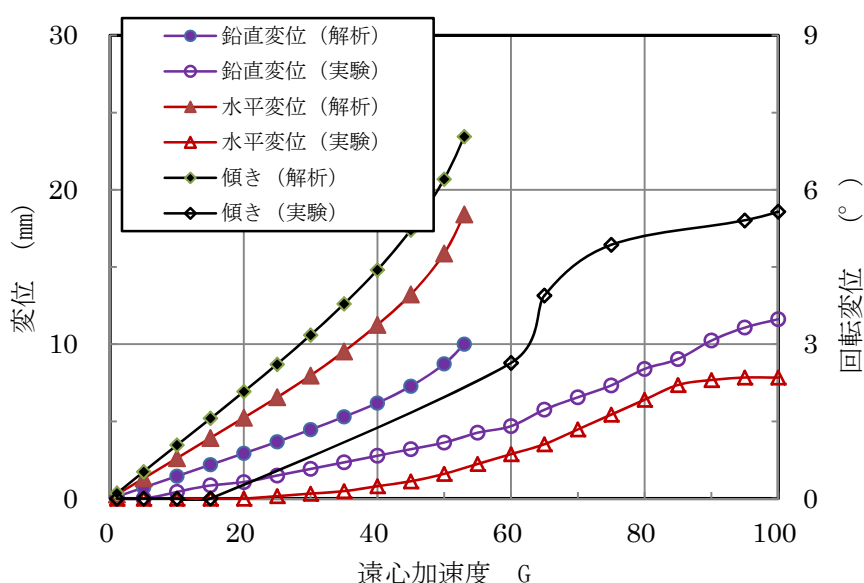


図-6.2 盛土の変位と遠心加速度の関係（実験値、解析値）

6.3 ケース 3

ケース 3 についても、実験および解析から求められた盛土の鉛直変位、水平変位ならびに回転変位を図-6.3 に示した。図中、塗りつぶしているマーカーが解析結果で、塗りつぶしていないマーカーが実験結果をそれぞれ示している。なお、盛土の回転変位に関する実験値については、ビデオからの読みとり誤差を考慮・修正して滑らかな線として表している。

図より、実験値と解析値を比較すると、全体的に実験値の方が小さいことが分かる。鉛直変位と水平変位の大小関係を見ると、実験、解析とも水平変位の方が大きく鉛直変位が小さい傾向にある。盛土の回転変位に関しても、実験の方が変位が小さいことが分かる。また、実験で得られた盛土の回転変位は 60G 付近まではほぼ 0 であり、60G 以降になって回転変位が増加し始める傾向が見られる。

破壊時の遠心加速度は、実験値が 60G（降伏時）に対して解析値では 66G であった。

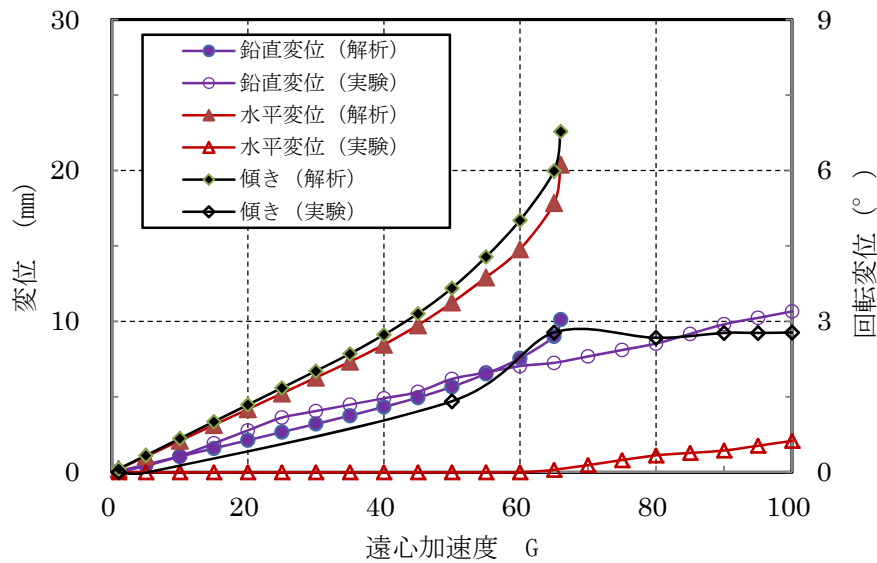


図-6.3 盛土の変位と遠心加速度の関係（実験値、解析値）

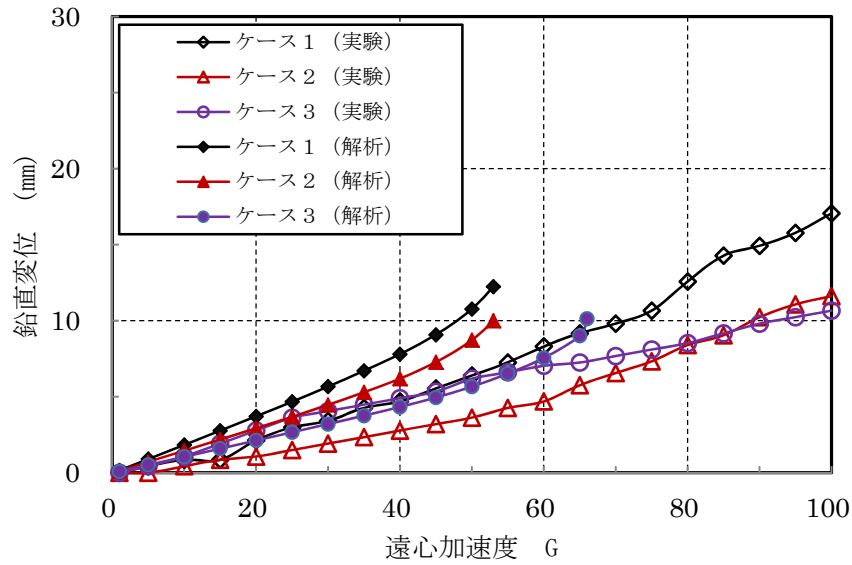
6.4 まとめ

6.1～6.3 で示した実験での降伏時と解析での破壊時の遠心加速度を表-6.1 に示した。表では、円弧滑り計算での安全率（表-4.1）から逆算した破壊時の遠心加速度もあわせて示している。表より、解析ならびに円弧滑り計算で得られた破壊時の遠心加速度の方が実験での降伏時の遠心加速度より 10～20%ほど大きいことが分かる。ケース 1 での降伏時ならびに破壊時の遠心加速度との比率を表中に括弧内に示した。実験では、ケース 3 の場合 1.33 に対して、有限要素法解析では 1.25、円弧滑り計算では 1.11 と計算の方が多少小さな値であった。いずれにせよ、盛土の根入れ深さが深くなるにつれ、盛土の安定性が向上することが分かった。

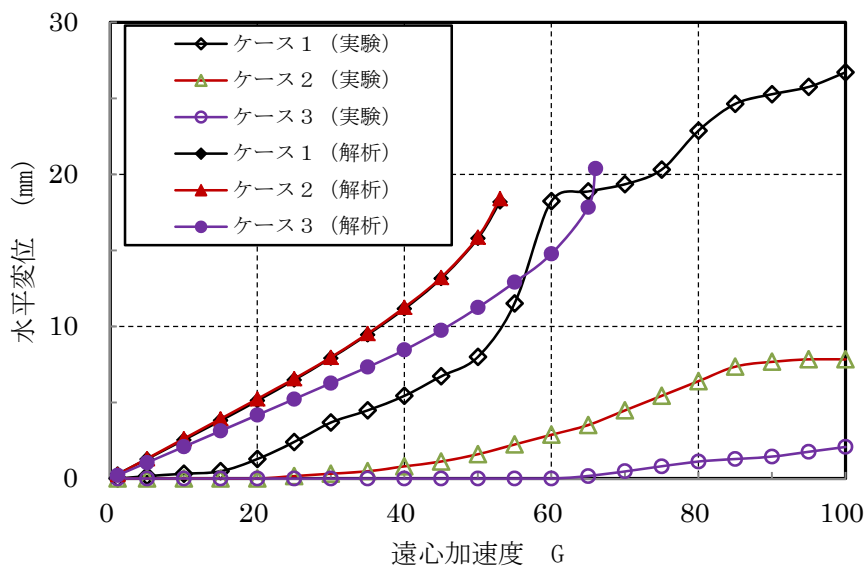
表-6.1 遠心加速度（降伏時、破壊時）まとめ

ケース名	根入れ (cm)	遠心加速度		
		実験値 (降伏時)	解析値 (破壊時)	円弧滑り値 (破壊時)
ケース 1	0.5	45	53	56
ケース 2	2	45 (1.00)	53 (1.00)	58 (1.04)
ケース 3	5	60 (1.33)	66 (1.25)	62 (1.11)

実験と解析で得られた盛土の鉛直変位と水平変位について、図-6.4 にひとまとめにして示した。



(a) 鉛直変位



(b) 水平変位

図-6.4 盛土の変位

また、表-6.2 には、実験と解析で得られた降伏時（実験）、破壊時（解析）で鉛直変位ならびに水平変位をまとめて示している。図-6.4 より、盛土の鉛直変位は盛土の根入れ深さが深くなるほど小さくなる傾向にある。水平変位についても鉛直変位同様に根入れ深さが深くなるほど水平変位が小さくなる傾向が見られる。

また、表-6.2 より、ケース 2, 3 より、降伏時の鉛直変位については、盛土の根入れが深い場合でも、降伏時の遠心加速度 G が大きいために鉛直変位が大き

くなる場合があることが分かった。一方、降伏時の水平変位は、鉛直変位とは異なり盛土の根入れが深くなるほど水平変位も減少することが分かった。

表-6.2 降伏時と破壊時の鉛直変位と水平変位

	根入れ深さ (mm)	降伏時、解析時の変位			
		鉛直変位 (mm)		水平変位 (mm)	
		実験	解析	実験	解析
ケース 1	0.5	5.54	12.24	6.72	18.18
ケース 2	2	3.20	10.00	1.12	18.40
ケース 3	5	7.04	10.12	0.00	6.77

6.5 考察

まず、降伏時の遠心加速度 G と根入れ深さの関係について考察する。表-6.1 に示した各根入れ深さでの降伏時の遠心加速度と解析から求めた破壊時の遠心加速度を図-6.5 に図示した。図の縦軸が降伏時もしくは破壊時の遠心加速度を示しており、横軸が盛土の根入れ深さを示している。

解析から求められた破壊点と実験で求められた降伏点を示した結果、盛土の根入れが深くなると破壊時と降伏時の遠心加速度 G が増加することが分かる。増加傾向は、根入れ深さと比例関係ではなく、根入れが深くなるにつれてより増加傾向が大きくなることが分かる。

図には、円弧滑り計算から求められた破壊時の遠心加速度も重ねて表示している。実験値と解析値と比較すると、完全ではないがほぼ近い値を示すことが分かる。

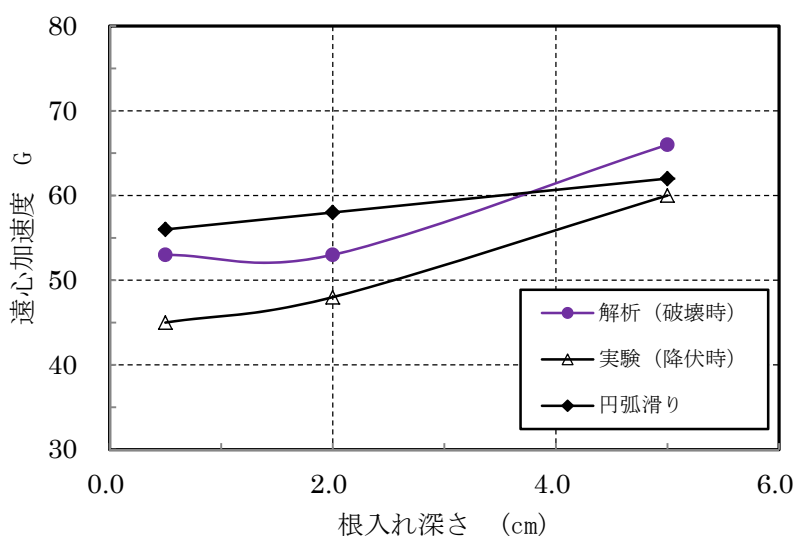


図-6.5 盛土の根入れと降伏時・破壊時の遠心加速度との関係

図-6.6 には、数値解析から求めた破壊時の遠心加速度と盛土の根入れの関係を示した。図-6.5 と図-6.6 を比較すると円弧滑りのについて安全率から求めた破壊時の遠心加速度が実験で得られた降伏時の遠心加速度に近い値を示していることが分かる。

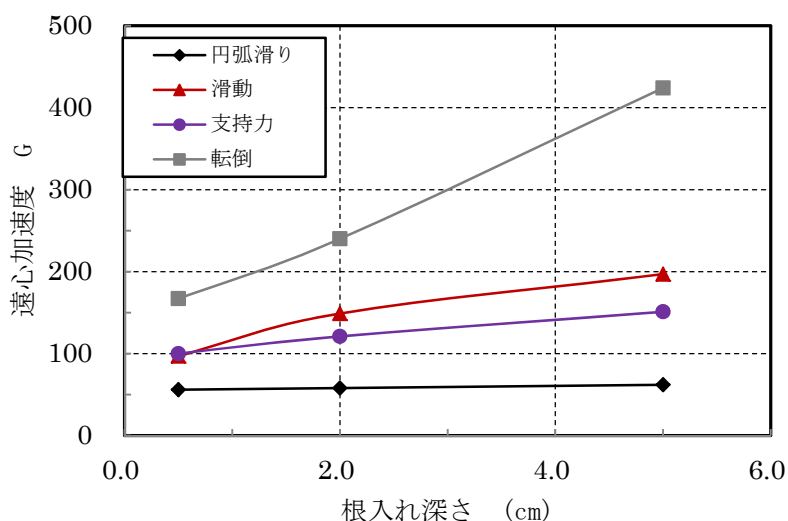


図-6.6 安全率と盛土の根入れ深さの関係

表-6.2 に示した降伏時の盛土の変位と根入れ深さの関係を、ケース 1 での変位を基準に減少率として図-6.7 に図示した。図より、実験値と解析値で多少の違いがあるものの、大まかな傾向としては盛土の根入れが深くなると鉛直変位と水平変位が減少している。盛土の水平変位は、根入れ深さに応じて減少する傾向が見られるが、鉛直変位は根入れが深くなると減少率の増加量が低下する傾向がみられる。これは、実験では根入れ深さが大きくなると降伏時の遠心加速度が大きくなるためである。

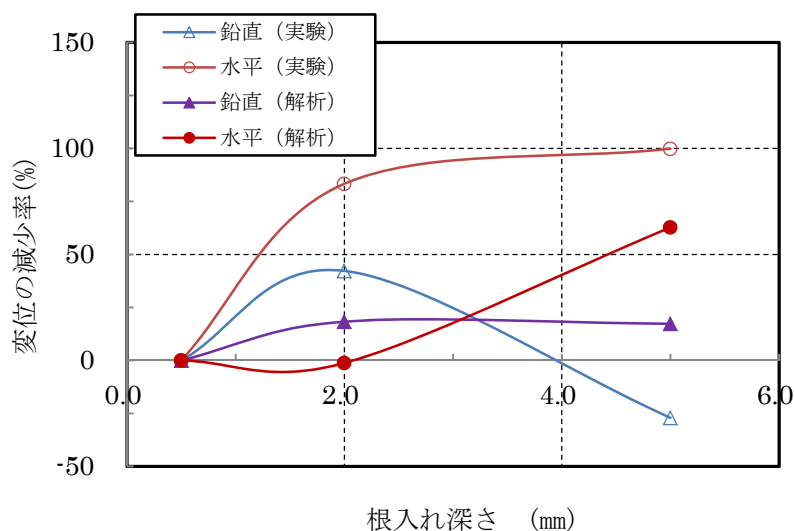
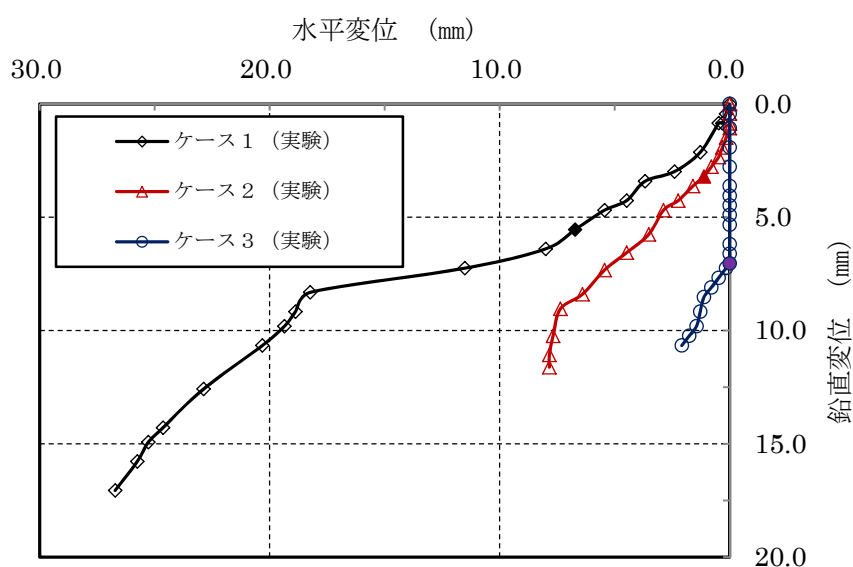


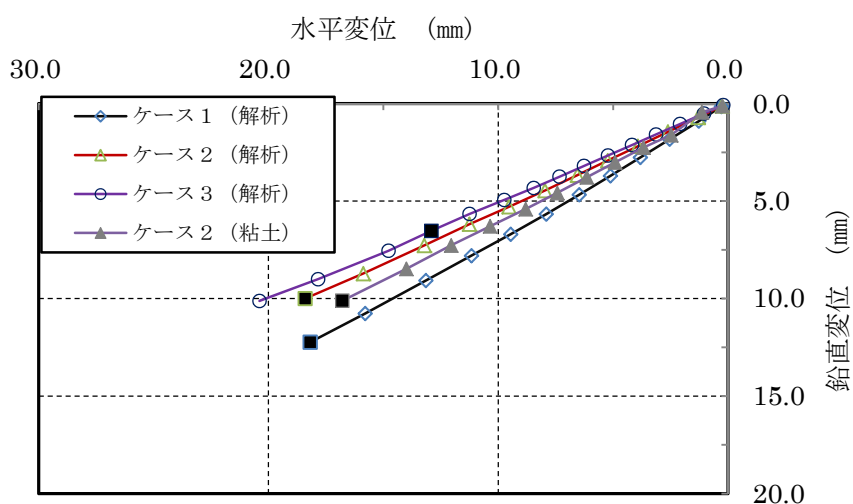
図-6.7 降伏時の変位の減少率と盛土の根入れの関係

実験で得られた盛土の変位挙動について、図-6.8(a)に横軸に水平変位を、縦軸に鉛直変位を取って示した。図中、塗りつぶしたマーカーは地盤の降伏点を示している。また、図-6.8(b)には、解析の結果をまとめている。図中、地盤の降伏点を塗りつぶしたマーカーで示している。さらに、盛土背後に浚渫土ではなく粘性土で埋め立てられた場合の計算結果もあわせて示した。

図-6.8 と図-6.9 より、各ケースに共通する挙動として、根入れが深くなると全般に変位が小さくなることが分かる。



(a) 実験値



(b) 解析値

図-6.8 盛土の鉛直変位と水平変位

実験で得られた 100G の時の鉛直変位と水平変位を図-6.9 に示した。図より、盛土の根入れが深くなると鉛直変位も水平変位も減少している傾向が見られる。しかし、根入れが 2cm 程度以上になると、変位の減少傾向が小さくなり、根入れの効果が小さくなっていることが分かる。

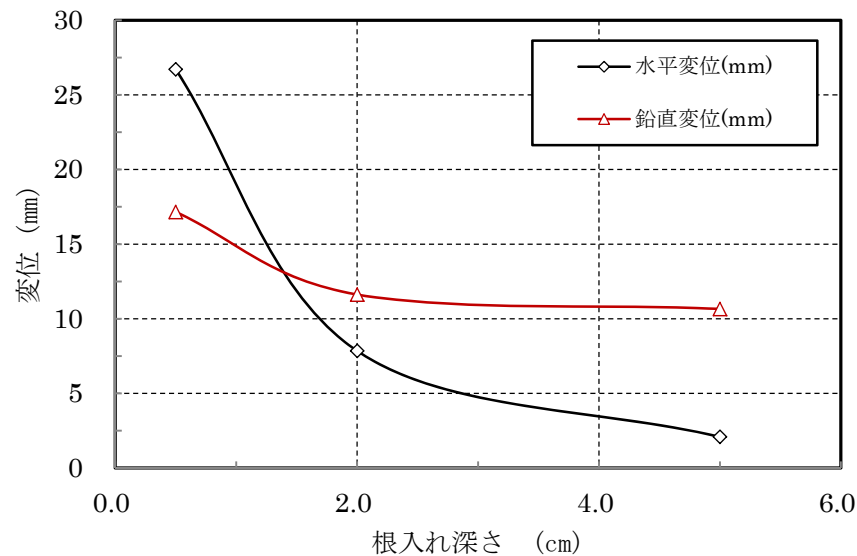


図-6.9 100G 時の鉛直変位と水平変位と根入れ深さの関係

図-6.10 には、降伏時の鉛直変位に対する水平変位の割合を示した。図より、盛土の根入れが深くなるほど変位割合が小さくなる傾向が見られ、根入れの効果が鉛直変位よりも水平変位に顕著に現れることが分かる。

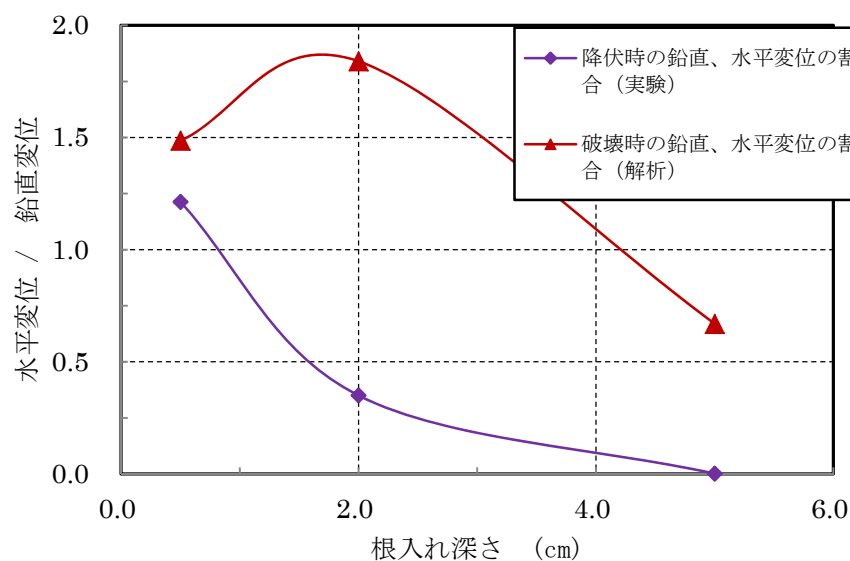


図-6.10 水平変位と鉛直変位の比率と根入れ深さの関係

7 結論

本研究では、盛土の根入れ深さが盛土の安定性に及ぼす影響を数値解析ならびに遠心模型実験で検討した。本研究で得られた主な結論を以下に取りまとめた。

- 1) 盛土の根入れが深くなると、盛土の安定性が向上する。根入れの増加による安定性（降伏時および破壊時の遠心加速度）の増加傾向は、根入れが深くなるにつれて、その効果が大きくなることが分かった。
- 2) 盛土の根入れが深くなると、盛土の鉛直変位、水平変位ならびに回転変位が小さくなる。しかし、根入れの深さが浅い範囲では根入れの増加の効果が大きい、深い範囲では効果が小さくなる傾向が見られた。
- 3) 盛土の根入れの効果は、鉛直変位よりも水平変位の方が大きい。
- 4) 円弧滑り計算ならびに有限要素法解析は、遠心模型実験をほぼ再現することが分かった。

8 謝辞

本研究を進めるにあたり、（一財）港湾空港総合技術センターには多大なご協力を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 東京都土木技術センター：平成 19 年度東京都土木技術センター年報、土 4. 浚渫土の改良による活用、2007
- 国土交通省：浚渫土砂の海洋投入及び有効利用に関する技術指針、2006
- 志村浩美：浚渫土の有効利用に関する研究、（財）沿岸開発技術研究センター、2003
- 辻 拓也：粘土地盤中のバーチカルドレーンの曲り挙動に関する実験、東京工業大学平成 22 年度卒業論文、2010
- 吉田有希：セメント改良土の破壊挙動に関する粒子法を用いた解析と実験、東京工業大学平成 24 年度卒業論文、2012

付録-1 研究成果の発表一覧

- 1) 大竹雄輔、北詰昌樹、竹山智英：浚渫埋立土の圧力を受ける盛土の変位挙動に関する遠心模型実験、第 49 回地盤工学会研究発表会、2014（投稿中）
- 2) Ootake, Y., Takeyama, T. and Kitazume, M.: Centrifuge model test on ground behavior under embankment subjected to backfill loading, Proc. of the 9th International Symposium on Lowland Technology, 2014 (submitted).

付録-2 中間報告書