

カルシア改質土で構築した土構造物の破壊メカニズムに関する遠心模型実験

九州工業大学大学院 学生会員 ○副島真一 田中美帆 正会員 廣岡明彦 永瀬英生
 (一財)沿岸技術研究センター 正会員 春日井康夫 (株)日建設計シビル 正会員 片桐雅明
 九州地方整備局北九州港湾・空港整備事務所 非会員 樋口晃

1. はじめに

浚渫土砂は、護岸の材料として利活用することが期待されているが、浚渫土砂そのものは軟弱で護岸を構築する材料として適していない。一方で、鉄鋼の生産過程で副産物として発生する転炉系製鋼スラグもリサイクル材としての活用が進められており、転炉系製鋼スラグを成分管理・粒度調整したカルシアを改質材として浚渫土に添加することで改質土とし、その活用が検討されている。そこで本研究では、浚渫土砂をカルシア改質材と混合することで土砂処分場の護岸の腹付け材に用いることを想定して、混合直後のカルシア改質土を対象に破壊メカニズムを検討し、マスとしての安定性評価のための知見を得ることを目的とする。

2. 実験方法

図-1 に実験システム図を示す。本研究では実験土槽(内寸:幅 450mm×高さ 350mm×奥行 145mm) 内に、所定の盛土を構築し、これに継続的に付与する遠心加速度を増加させていき、明確なすべり破壊が確認できたところで、実験を終了する。

カルシア改質土は、人工海水を用いて所定の初期含水比になるよう加水調整した浚渫土に、カルシア改質材を投入し、容量 20L のミキサーで 2 分間、底部に堆積した改質材を混ぜ返した後、再び 3 分間、合計 5 分間攪拌することで作製した。また、その作製量は、模型のみならず、各種のせん断試験を様々なタイミングで実施できるように十分な量を確保した。

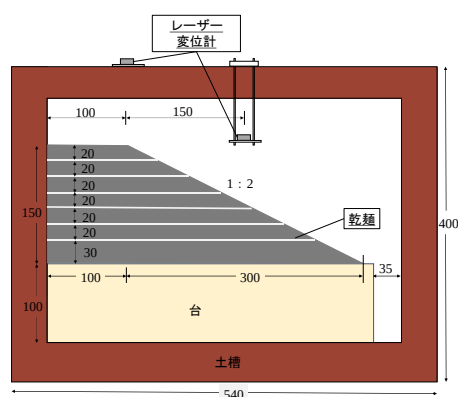


図-1 実験システム図

模型盛土の寸法は全長 400mm、天端長さ 100mm、高さ 150mm、幅 145mm、その法面勾配は 1 : 2 である。作製方法に関しては、一層目は 30mm 厚の台形型枠を、二層目以降は 20mm 厚の台形型枠を設置し、所定量のカルシア改質土を流し込み、各層ごとに密度調整を行い、それを既定の高さになるまで繰り返した。

盛土の鉛直変位を確認するために図-1のように、法肩及び法肩から 150mm(法面中央)の位置にレーザー変位計を設置した。また、練り混ぜ直後の初期含水比、遠心実験直の前含水比、実験終了後の含水比を測定した。実験終了後の含水比に関しては、遠心加速度の自重による盛土下部での含水比の変化を想定して、天端において 3 点から柱状に採取し、採取した試料から鉛直方向に 5 等分し、計 15 点で計測した。

表-1 実験ケース

ケース	浚渫土 含水比(%)	改質材 混合率(%)
A-1	200	25
A-2	150	25
A-3	150	30

表-2 実験直後含水比

	含水比(%)		
No.	A-1	A-2	A-3
1	38.63	33.65	31.69
2	38.78	34.50	32.03
3	37.14	34.81	29.56
4	37.14	33.62	31.00
5	37.48	34.31	30.62

3. 実験結果及び考察

本研究では、浚渫土の初期含水比、カルシア改質材の混合率を変えて、合計 3 ケースの実験を行った。本研究の実験ケースを表-1 に示す。

1) 深さによる含水比の比較及び実験前後の含水比について

表-2 に実験直後天端から深さ方向に採取し測定した含水比の結果を示す。No.1 が盛土上部、No.5 が盛土下部を表す。遠心加速度の付与による盛土上部での脱水及び自重の増加に伴う盛土下部での圧密による含水比の変化を危惧していたが、表-2 よりそのような傾向は見られなかった。また、表-3 に初期含水比と実験直後の含水比を示す。改質土の初期含水比と実験直後の含水比を比較す

表-3 初期及び実験直後含水比

ケース	初期含水比(%)	実験直後 含水比(%)
A-1	36.10	37.83
A-2	34.17	34.18
A-3	29.47	30.98

ると、全てのケースにおいて実験後の方が大きくなっているものの、あまり大きな変化は見られなかった。したがって、実験中の短時間で水は排水されておらず、本研究では盛土は非排水状態で破壊に至ったと評価してよいと考えられる。

2) カルシア改質土で作製した盛土の破壊メカニズムについて

図-2にA-1での加速度に対する法肩及び法面中央における鉛直変位を示す。2.3Gまで変位に大きな変化はなく、その後は法肩での沈下が著しいことがわかる。また、加速度が大きくなるほど沈下増分が大きくなる傾向にあることが確認できる。

次に、実験中の盛土の破壊に至るまでの変状についてA-1を例に説明する。A-1(200-25%)では、遠心加速度が2.3Gに到達した際に盛土全体が沈下し始め、また、沈下と同時に法面付近の地盤が法面に沿ってすべり始めた。その後、3.2Gから4.3Gに増加した際に、天端にクラックが発生し、4.3G到達後にクラックが拡大していくのと同時に明確なすべり破壊が確認された。他のケースでは沈下開始時等の遠心加速度が異なるだけで、破壊の進行はA-1と同様であった。しかし、図-3からわかるように、A-2(150-25%)及びA-3(150-30%)では、クラックを境に段差ができ、それによって出来た土塊ごとに破壊していることが確認できた。また、浚渫土の含水比が高いA-1は、浚渫土の含水比が低いA-2及びA-3と比較してクラックが入りにくい特性を有していることが明らかになった。これは、粘着力が小さく、自立高さが低いことが起因していると考えられる。表-4に実験開始時のベーンせん断強度、沈下開始時、クラック発生時、法肩沈下量15mm(実験前模型盛土高の10%)到達時、実験終了時の遠心加速度をまとめたものを示す。

図-4に実験前の模型形状と各ケースの実験後の形状(赤い矢印は、模型表面に設置していたピンの挙動を元に、A-1の実験前後の地表面の動きを表す)、図-5に模型盛土が滑ったことのわかる実験後の側面写真を示す。図-4からわかるように、全てのケースにおいて、すべり破壊後の形状に大きな差は見られなかった。また、地表面の挙動を見ると、天端付近は鉛直方向への変位(沈下)であるが、法尻に近づくほど水平方向への変位に変化しているのがわかる。また、法面中央を境に上半分は沈下し、下半分ははらみ出すような形状になっていることが確認できた。

3) 安定図表による検討

図-6にクラック発生時及び法肩の沈下量15mm到達時における安全係数をプロットしたテイラーの安定図表を示す。ここでは、 H_c : 限界高さ(模型盛土高15cm)、 N_s : 安定係数、 c_u : 土の粘着力(ここでは3時間後のベーンせん断強さ)、 γt : 土の単位体積重量(遠心加速度を考慮)を用いた。図-6より、 $n_d=1$ はクラック発生時と法肩沈下15mm(10%)到達時の間に位置していることがわかる、したがって、その間の遠心加速度においてすべり破壊が発生したと考えることができ、円弧すべりによって評価できるのではないかと考えられる。

4. まとめ

破壊メカニズムについて、遠心加速度の増加に伴い、盛土全体の沈下が徐々に進行し、天端及び法面に細かいクラックが発生する。また、そのクラックの拡大により土塊ごとに破壊していき、最終的に大きなすべり破壊に至ることが確認できた。

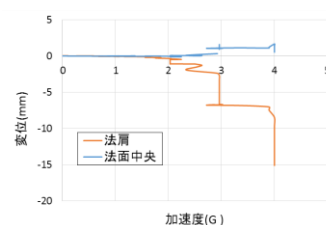


図-2 遠心加速度と法肩及び法面中央の変位の関係(A-1)

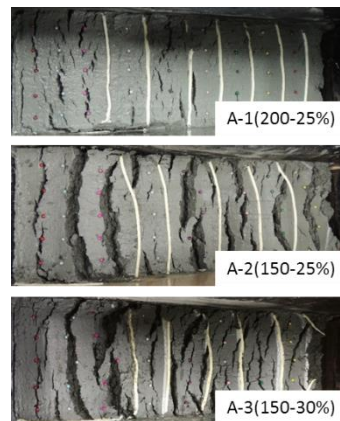


図-3 実験後写真(上面)

表-4 実験結果一覧

ケース	実験開始時 ベーンせん断 強度	沈下開始時 遠心加速度	クラック発生時 遠心加速度	法肩変位 15mm到達時 遠心加速度	実験終了時 遠心加速度
	kN/m ²	G			
A-1	1.30	2.3	3.2	4.2	4.2
A-2	2.54	3.2	7.1	11.0	13.0
A-3	4.09	4.1	10.1	18.0	18.0

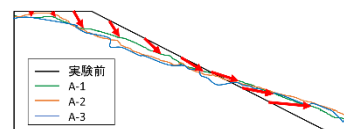


図-4 実験前後の法面形状



図-5 実験後の側面写真

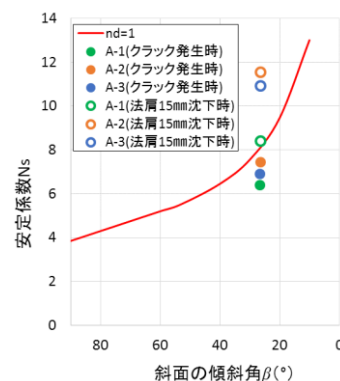


図-6 テイラーの安定図表