

密な砂質土堤防の浸透安全性評価に関する大型模型実験

独立行政法人土木研究所 正会員 ○齋藤由紀子、石原 雅規
独立行政法人土木研究所 正会員 塚本 将康、佐々木哲也

1. はじめに

河川堤防の浸透に対する安全性照査では、河川堤防の構造検討の手引き¹⁾(以下、「手引き」という)に従って、円弧すべり安定計算が実施されている。計算に使用する強度定数については、平成24年2月の手引きの部分見直しにより、砂質土・礫質土においても低い拘束応力範囲を配慮の上、粘着力を適切に評価することとなった。しかしながら、よく締まった砂質土の場合、圧密非排水三軸圧縮試験(CUB試験)を低拘束圧条件で実施したとしても、過度な体積膨張傾向が現れて結果としてせん断強度が大きく評価されることもある²⁾。そこで本研究では、高さ2.5mの堤防模型を用いて外水位と降雨を与える浸透破壊実験を行い、CUB試験による密な砂質土堤防のせん断強度の評価について考察したので報告する。

2. 実験概要

2. 1 模型概要 模型材料の物理特性を表-1に示す。模型材料には、茨城県内で採取した細粒分含有率9.5%、自然含水比15%程度の山砂を使用した。堤防模型の断面形状を図-1に示す。堤体部分は、天端と裏のり面をモデル化した。模型作製時の含水比は平均15.9%で、密度が締固め度 $D_c=95\%$ (透水係数 $4.6E-6cm/s$)となるように仕上がり層厚0.15mで密度管理をしながら作製した。のり面勾配を1:2から1:1.5に変更する際は、図-1の破線の位置までのり面を掘削した。掘削後、降雨によるガリ侵食防止の目的で、ポリエステル製の短繊維(長さ60mm、太さ $39\mu m$)を乾燥重量比約0.1%混合した短繊維混合補強土³⁾を厚さ50mm程度のり面表層に敷設し、成形した。また、模型内には、堤体内水位を測定するためのマノメータおよび間隙水圧計を埋設するとともに、定点観察用のカメラを設置した。

2. 2 実験方法 実験ケースは、表-2に示すとおり のり面勾配と外力の条件を変えた3ケースとした。外水位を70~90分かけて表-2に示す高さまで上昇させ、一定水位を保持した状態で観察・計測を行ったCase2-1は、Case1終了後2週間排水させてから実施した。Case2-2では、Case2-1の終了後外水位を維持した状態で時間雨量15mmの降雨を与えた。

3. 模型の変状状況

各ケースの実験最終段階における変状状況を図-2に、断面形状を図-3にそれぞれ示す。Case1では、実験開始66時間後に、模型中央ののり尻部で幅0.4m、長さ1mの範囲に変状が発生した。浸潤線がのり尻に到達し、のり尻付近の有効応力が低下した結果、内部侵食が生じたと考えられる。変状はのり面上方に徐々に進行したものの、実験を終了した168時間後でも図-2に示すとおり変状は部分的な発生に留まった。これは、締固め度85%および90%の場合⁴⁾と比較して変状速度・範囲が小さい結果であり、密な堤防ほど変状が生じにくく、耐久性が高いことが示された。Case2-1では、実験開始7.5時間後に、模型全体においてのり尻から幅0.6mの位置にクラックが現れた。クラックよりのり尻側の土塊は、のり尻方向へ押し出されるように徐々に滑動し、滑った土塊の上部には勾配の急な滑落面が現れた。滑落面の小規模な倒壊と崩落土塊の滑動が繰り返

表-1 試料の物理特性

粒度 構成	砂礫 (%)	1.3
	砂 (%)	89.2
	シルト (%)	7.0
	粘土 (%)	2.5
最大粒径 (mm)		4.75
50%粒径 D_{50} (mm)		0.173
土の工学的分類		S-F
土粒子の密度 (g/cm ³)		2.689
最大乾燥密度 (g/cm ³)		1.685
最適含水比 (%)		18.6

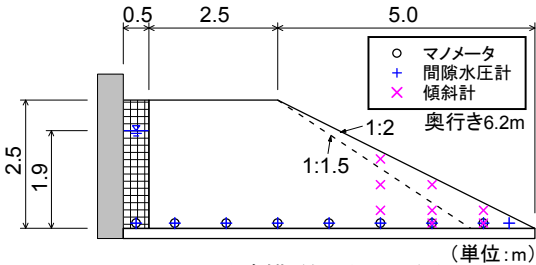


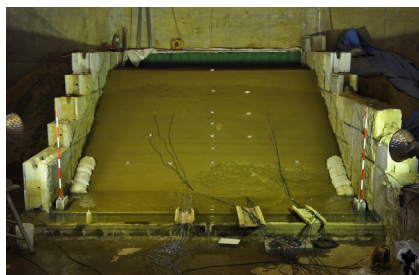
図-1 堤防模型の断面形状

表-2 実験条件

	のり面勾配	平均動水勾配	降雨
Case1	1:2	0.25	—
Case2-1	1:1.5	0.3	—
Case2-2	1:1.5	0.3	15mm/h

キーワード 河川堤防, 砂質土, 締固め度, 模型実験, 浸透安全性

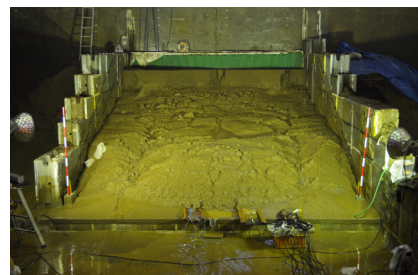
連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 独立行政法人土木研究所土質・振動チーム TEL029-879-6771



Case1 のり面勾配 1:2



Case2-1 のり面勾配 1:1.5



Case2-2 のり面勾配 1:1.5(降雨有り)

図-2 実験最終段階の変状状況 (正面写真)

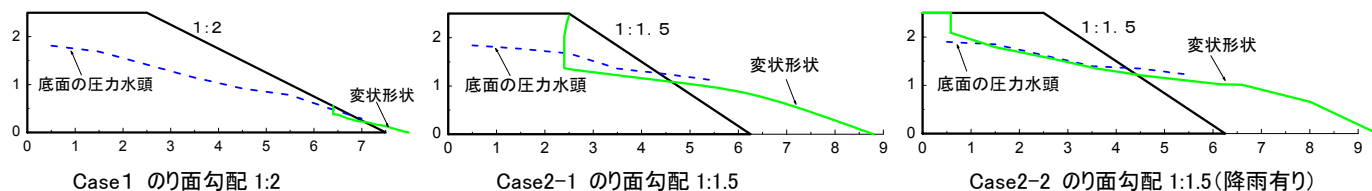


図-3 実験最終段階の模型断面形状

されることにより、実験を終了した 96 時間後には変形はのり肩付近にまで達した。密な堤防であっても、のり面が急で動水勾配が大きいような場合には、進行性の崩壊が生じる可能性があることがわかった。Case2-2 では、Case2-1 で変形した状態からさらに降雨外力を与えたところ、外水位より上位の天端付近においても小規模な倒壊が繰り返し発生した。実験を終了した 24 時間後には、天端の一部を残して模型全体が崩壊した状態となった。降雨により、サクシオンが失われると天端付近まで崩壊し、危険性が増すことが示された。

4. 密な砂質土堤防のせん断強度の評価

模型実験で観察されたような内部侵食に起因する進行性の破壊について、手引きで示されている円弧すべり安全率を指標に、せん断強度との関連を検討した。円弧すべり安定計算は、CUB 試験結果²⁾と実験最終段階の堤体内水位を用いて行った。まず、せん断強度として軸ひずみ 15%時点の通常拘束圧領域の非排水強度、低拘束圧領域の非排水強度、CD 試験の代替として c' 、 ϕ' から求めた排水強度の 3 種類を設定した。計算結果を表-3 に示す。非排水強度では、低拘束圧領域を考慮した場合でも、安全率が大きい結果となった。これは、CUB 試験で大きな負圧が生じ、せん断強度が大きく評価されたことが要因と考えられる。一方、排水強度を用いた場合、粘着力が評価されず安全側に評価された。つぎに、主応力比最大時点でのせん断強度の設定を試みた。主応力比最大時の軸ひずみは、0.2~0.7%程度であった。排水強度については、軸ひずみ 15%時点と同じであったため、記載を省く。計算結果を表-4 に示す。主応力比最大時かつ低拘束圧領域の土質強度を使用することにより、Case2-1 以降の安全率は 2 以下となった。密な砂質土堤防の浸透安全性評価においては、模型実験でみられたような進行性の破壊を見逃さないように土質強度を設定することが重要となる。密な砂質土堤防の進行性破壊を円弧すべり安全率で評価するには、せん断強度が相対的に低めとなる排水強度を選択できる可能性が示された。

5. まとめ 密な砂質土堤防の浸透安全性を検討するため、模型実験および円弧すべり安定計算を実施した。その結果、模型実験ではのり面が急な条件の場合、内部侵食に起因する進行性の破壊が観察された。密な砂質土堤防の進行性破壊を、円弧すべり安全率を指標として捉えるためには、低拘束圧領域を含めた CUB 試験で非排水強度と排水強度の両方を算出・比較し、せん断強度を適切に設定することが重要と考えられる。

参考文献 1) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，<http://www.jice.or.jp/>，2012.2. 2) 塚本、齋藤、石原、佐々木：砂質土堤防のせん断強度特性に関する低拘束圧三軸圧縮試験，土木学会第 67 回年次学術講演会，2012.9，投稿中. 3) 建設省土木研究所：混合補強土の技術開発に関する共同研究報告書—短繊維混合補強土工法利用技術マニュアル—，共同研究報告書第 168 号，1997.3. 4) 齋藤、森、佐々木：砂質土堤防の浸透による破壊形態と土質定数に関する大型模型実験、河川技術論文集、第 17 巻、pp.281-286、2011.7.

表-3 すべり安全率 F_s の比較 (軸ひずみ 15%での強度)

		非排水強度	非排水強度	排水強度
		通常拘束圧領域 ^{※1}	低拘束圧領域 ^{※2}	(CD試験の代替として ^{※3} c', φ'より設定)
粘着力c		170 kN/m ²	140 kN/m ²	0 kN/m ² ※3
内部摩擦角φ		25°	35°	36°
Fs	Case1	30.87	26.24	1.452
	Case2-1	26.37	22.35	0.984
	Case2-2	26.30	22.28	0.978

※1 圧密応力 50, 100, 150kN/m² ※2 圧密応力 50kN/m²以下

※3 計算時には、表層すべりを避けるため1kN/m²を入力

表-4 すべり安全率 F_s の比較
(主応力比最大時の非排水強度)

		通常拘束圧領域 ^{※1}	低拘束圧領域 ^{※2}
粘着力 c		40 kN/m ²	4 kN/m ²
内部摩擦角 ϕ		30°	42°
F_s	Case1	8.448	2.412
	Case2-1	7.128	1.784
	Case2-2	7.102	1.780

※1, ※2 表-3のと同じ