

令和4年7月に決壊した半場川堤防の力学特性の評価

Evaluation of the mechanical properties of the Hanba River embankment that collapsed in July 2022

児玉直哉¹, 小高猛司², 李 圭太³, 大堀文彦⁴, 久保裕一⁵,
久保宜之⁶, 鈴木貴博⁶, 稲吉正浩⁷, 石原雅規⁸

- 1 名城大学大学院・理工学研究科社会基盤デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科
- 3 日本工営・コンサルタント事業統括本部/名城大学特任教授
- 4 日本工営・名古屋支店
- 5 中部土質試験協同組合・技術部
- 6 愛知県・建設局
- 7 愛知県・知立建設事務所
- 8 土木研究所・つくば中央研究所

概 要

令和4年7月27日、大雨による川の増水により愛知県安城市の半場川の右岸堤防（高さ約2.6メートル、幅約10メートル）が決壊した。令和5年2月の被災堤体の復旧工事にあわせて被災箇所における堤防の開削調査を実施し、現場密度試験や現場透水試験等の現場調査ならびに室内力学試験用の試料採取を行った。開削調査の結果、川裏側に細粒分の多い旧堤とみられる土層が存在し、川表側とは若干土質が異なることがわかった。現場透水係数も川表より川裏の方が低い傾向が見られた。現場密度試験と室内締固め試験から算定される堤体の締固め度は川表と川裏ともに83%であった。現地採取した不攪乱供試体の三軸試験では、川表、川裏ともひずみ硬化する密詰め砂の力学挙動を示した。一方、再構成供試体の三軸試験では、川表の試料では締固め度90%相当に調整すれば不攪乱供試体と類似の密詰め砂の力学挙動を示すが、川裏の試料で締固め度90%相当の調整では、ひずみ軟化の力学挙動のみを示した。

キーワード：河川堤防，決壊，開削調査，現場透水試験，力学特性，三軸試験

1. はじめに

河川堤防の質的検討にあたり、堤体盛土の締固め度、透水係数およびせん断強度などの力学特性の評価は非常に重要である。我々の研究グループでは、これまで様々な河川堤防の堤体盛土について現場調査や室内試験に関する研究を通して、堤体の現場透水係数や堤体土の力学特性を適切に評価する手法の検討を行ってきた(例えば1)~4)。本論文では、令和4年7月27日、大雨による川の増水により決壊した愛知県安城市の半場川の右岸堤防（高さ約2.6メートル、幅約10メートル）を題材にして、令和5年2月の被災堤体の復旧工事にあわせて実施した被災箇所における堤防の開削調査ならびにその後の室内試験の結果について示す。開削調査（写真1）においては、堤体土質の観察の他、現場密度試験、簡易動的コーン貫入試験、現場透水試験、室内力学試験用の試料採取を行った。室内力学試験では、乱した試料による締固め試験による堤体の締固め度の把握、乱れの少ない試料（以下、不攪乱試料と呼ぶ）



写真1 半場川堤防開削断面

による室内透水試験と現場透水係数との比較、乱した試料と不攪乱試料を用いた三軸試験により、堤体土の力学特性を把握した。また、平成2年に愛知県知立土木事務所（当時）が半場川の決壊地点より下流域において、およそ2kmの区間の堤防両岸においてボーリング調査と土質試験による詳細な地質調査を実施していたため、本論文では、次章において、その調査報告書⁵⁾を整理した半場川周辺の地質および堤体土を構成する土質について考察する。

2. 半場川決壊箇所から下流部周辺の地質概要⁵⁾

調査報告書⁵⁾には、半場川区間における改修が計画されている5か所の各橋梁の兩岸で2孔ずつ実施した合計10孔のボーリング調査結果が示されている。下流側より坂下橋 (No.1孔, No.2孔), 下渡瀬橋 (No.3孔, No.4孔), 西海橋 (No.5孔, No.6孔), 丁拌橋 (No.7孔, No.8孔), 三月田橋 (No.9孔, No.10孔) の5橋である。図1の治水地形分類図にボーリング調査位置を示す。決壊地点はボーリング調査位置より上流側であり、三月田橋から約600m離れた地点である。10孔のボーリング柱状図より、表層に0.20~3.0mの層厚で盛土層, その下位に6.5~14.6mの層厚で沖積層, それ以深には洪積層が堆積している。調査報告書によれば、沖積層は洪積層上層の碧海層が堆積した後、最終氷期にその碧海層を侵食して堆積していることから沖積層の下面は緩やかな起伏をなしているため層厚の変化が大きくなっていると解釈されている⁵⁾。本研究では河川堤防の力学特性についての検討を行うため、河川堤防の天端から河床部付近までの土層に着目する。

図2に右岸側のNo.1, 3, 5, 7, 9孔のボーリング柱状図, 図3に左岸側のNo.2, 4, 6, 8, 10孔のボーリング柱状図を示し、各柱状図の盛土部と基礎地盤における N 値を記載した。ボーリング柱状図の色無の層は盛土部, 黄層は砂または砂質層, 青層はシルト層を示す。なお、図中の堤防高と河床高については、知立建設事務所が令和3年に実施した測量結果をもとに最新の情報に更新した。

はじめに堤体土の土質分類について述べる。兩岸とも盛土部は主にシルト質細砂~シルト混り細砂が主体となっており、部分的に砂混りシルト、一部で礫混りシルトや砂礫となっている。特に、No.4, 9, 10などの盛土部で礫が多く混じっていたが、堤体表層に敷設した砂利等が混入したものであると推測されている。盛土部の N 値は0.8~5程度である。盛土部下位の堤体下層では、下流側のNo.1~4にはシルト質砂やシルト混り砂など砂や砂質主体の土層が分布しているが、上流側のNo.5~10には砂混りシルトや砂質シルトなどシルト主体の土層が分布している。 N 値は0~3程度であった。以上より、決壊地点の盛土部は N 値0.8~5程度のシルト質の砂、堤体下層は N 値0~3程度のシルトで構成されていると推測できる。

次に、図2の①, ②で示す位置で行われた粒度試験により得られた粒径加積曲線を見ていく。図4にNo.1の①とNo.3の①の粒径加積曲線, 図5にNo.5, 7, 9の①, ②における粒径加積曲線を示す。図4を見ると、2つとも砂主体で構成されており細粒分を約30%含んでいる土であることが確認できる。図5で盛土部①と堤体下層②を比較すると、堤体下層の方が細粒分を約40%と多く含んでおり、透水性が低くなっている傾向があると考えられる。また、図4の粒径加積曲線と図5の盛土部の粒径加積曲線を比較すると、ともに砂分約60%、細粒分約30%の粒度分布になっていることが確認できる。図6に右岸の粒度分布をすべて示すと、No.9-①を除きおおむね同様の粒度分布である。

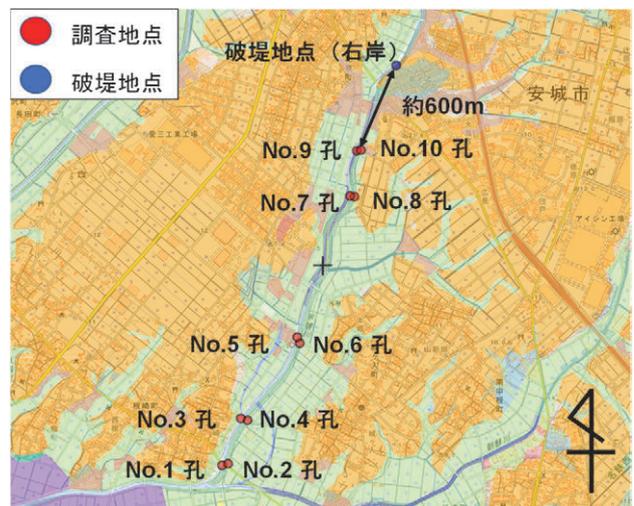


図1 治水地形分類図 (半場川流域)

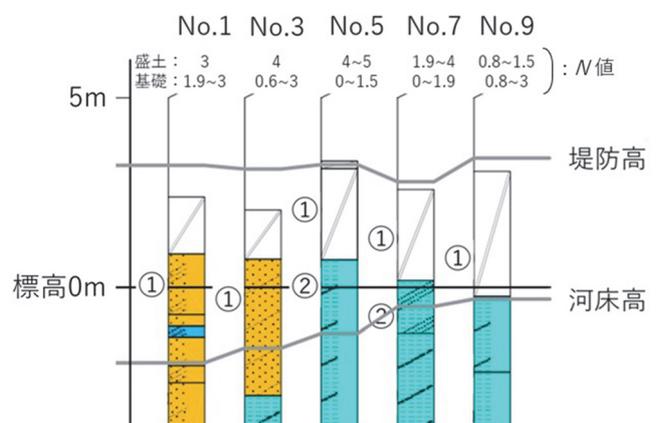


図2 ボーリング柱状図 (右岸)

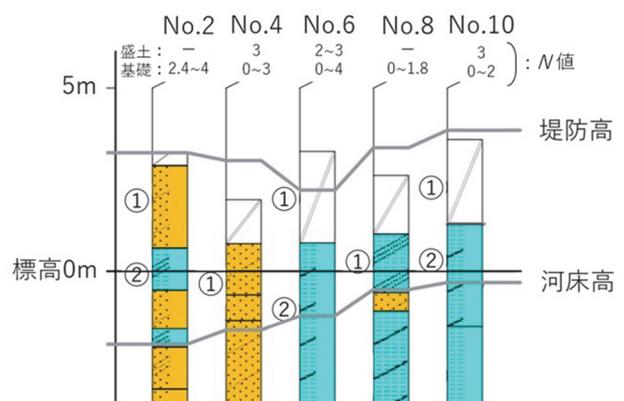


図3 ボーリング柱状図 (左岸)

図3の①, ②で示す位置で行われた粒度試験により得られた粒径加積曲線についても見ていく。今回は、図7に全ての試験箇所の粒径加積曲線を一つのグラフにまとめている。先ほどと同様の視点で、下流側のNo.2-①, ②, No.4-①と盛土部のNo.6-①, No.10-①を比較するとNo.4-①を除きおおむね同様の粒度分布である。以上より、半場川堤防の盛土部は半場川下流の坂下橋, 下渡瀬橋の地表付近を掘削して得られた土で構成されている可能性が考えられる。

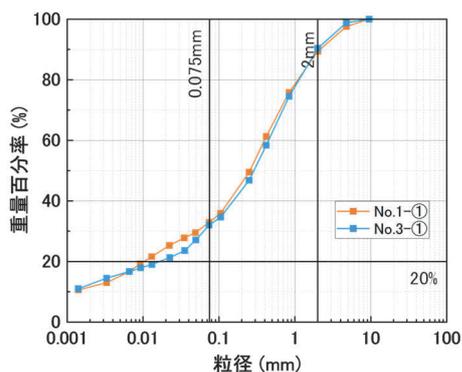


図4 粒度分布 (No.1, 3)

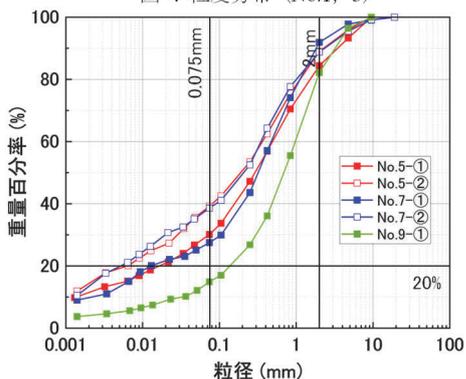


図5 粒度分布 (No.5, 7, 9)

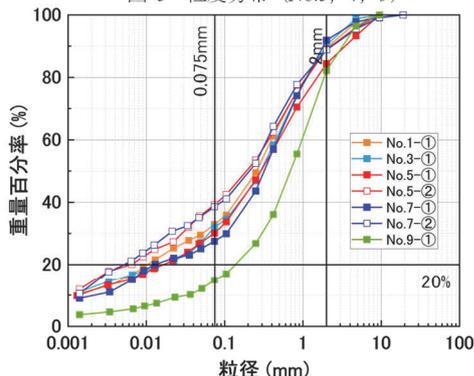


図6 粒度分布 (No.1, 3と5, 7, 9の比較)

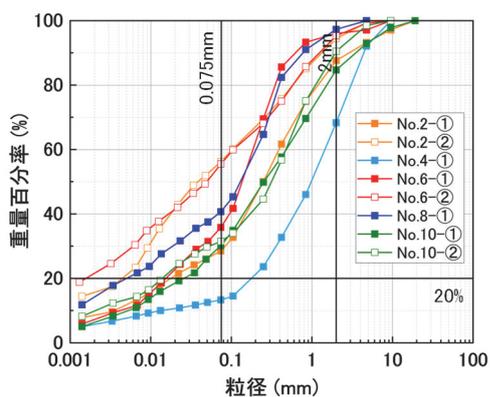


図7 粒度分布 (No.2, 4, 6, 8, 10)

3. 現場透水試験と室内透水試験

3.1. 透水試験の概要と簡易動的コーン貫入試験

現場透水試験は決壊地点の開削断面の小段で実施した。小段を川表 A (上流側), 川表 B (下流側), 川裏 A (上流側), 川裏 B (下流側) の 4 地点に分け, 各地点について

マリOTTサイフォンを用いた JGS-1316 による方法 (以下 1316 法と称す) と, 水道メーターを用いた方法 (1316 法と同寸法の試験孔を用い, 定常状態となるよう水量を調節して水位を一定に保持し, 水道メーターにより注水量を計測する方法, 以下 WMPT 法と称す) (例えば 4) で現場透水試験を実施した。低透水のため WMPT 法で計測が困難であった場合は, 試験孔のケーシング部分を用いた変水位法により実施した。川表 B, 川裏 B では, 水置換法による現場密度試験も実施した。各試験孔について, 川表と川裏で堤防横断方向に 200cm, A と B で堤防縦断方向に 80~90cm 程の間隔をあけた。試験孔は, 特性の鋼製ガイドリング (深さ 15cm, 直径 30cm,) を使用して直径 30cm, 深さ 40cm に整形し, 底部に市販のバラス砕石を敷き詰めた。

室内透水試験は, 現場透水試験を行った試験箇所近傍それぞれ 2 箇所ずつから採取した不攪乱試料を用いて実施した (川表 A-1, 川表 A-2 のように表記)。具体的には, 内径約 10cm の市販の塩ビ管を高さ約 19cm に切断した上で, 片側先端を刃先に加工して簡易サンプラーとし, 丁寧に地面に押し込んで採取した⁶⁾。採取試料は一旦凍結させてからモールドから脱型し, 内径 15cm の透水試験用のモールドと供試体外周の間をベントナイトで充填して透水試験を実施した。川表 A-1, 川表 A-2, 川表 B-1, 川表 B-2, 川裏 B-1 は定水位条件で透水試験を実施し, 低透水により定水位条件で試験ができなかった川裏 A-1, 川裏 A-2, 川裏 B-2 は変水位条件で透水試験を行った。

図 8 は現場透水試験を実施した試験孔 B での採取試料の粒度分布, 図 9 は室内透水試験の実施後試料の粒度分布を示す。川裏においては, 室内試験の試料の方が細粒含有率約 40%とやや高めであった。川表においては, 採取場所によって多少ばらつきはあるが, 室内試験の方が細粒含有率約 20%前後と細粒分がやや少ない傾向が見られた。また, どの試験箇所も礫まじり細粒分質砂や細粒分まじり礫質砂に大方分類される。川表と川裏で比較をすると, 川表は砂分含有率 60~70%と比較的砂分が多く, 川裏は細粒分含有率 40%と比較的細粒分を多く含んでいる。

また, 開削断面において, 簡易動的コーン貫入試験も実施した。写真 1 に, 天端中央部 (黒線) と川表側法面 (赤線) の 2 か所の実施地点を示した。川表法面は天端から深度 130cm の位置から貫入した。写真 1 内には地盤深度と N_a 値の関係も示した。黒線で示す天端からの貫入試験では, 深さ 0~100cm にかけて $N_a=10\sim20$ 回であったが, 100~300cm にかけて $N_a=7, 8$ 付近に減少した。その後は, 300cm あたりで $N_a=20$ 付近まで増加した後, 深度に伴い徐々に N_a 値は減少した。所々 N_a 値が突出した部分は礫当たりの可能性も考えられる。赤線で示す天端より 130cm 以深の貫入試験結果では, 深さ 200cm あたりまでは $N_a=3$ 以下であるが, 250cm あたりで $N_d=10$ まで上昇した後 300cm にかけて $N_a=4$ 以下に減少。その後 350cm 以深は $N_a=5\sim15$ 付近を示し, 定まらない値となる。この 2 つを比較すると, 堤体がある深さ 250cm 付近までは同じ傾向であるが, それ以深の基礎地盤では異なる傾向を示した。

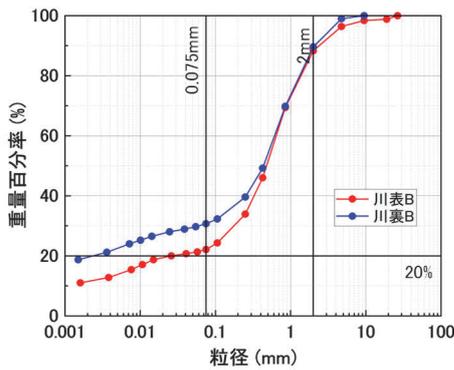


図 8 粒度分布 (現場透水試験)

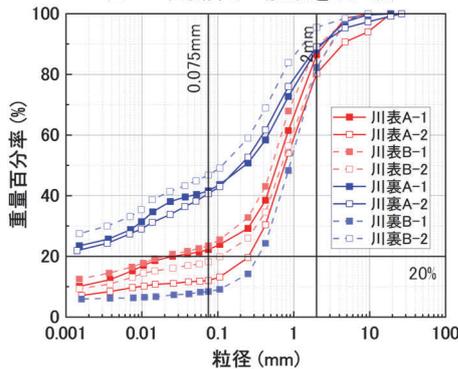


図 9 粒度分布 (室内透水試験)

3.2. 透水試験結果

現場透水試験結果および室内透水試験結果をそれぞれ表 1 および 2 に示す。表には、試験後の試料で粒度試験をして得られた 20% 粒径 D_{20} を用いて Creager 法による透水係数の推定値も示した。ただし、粒度試験の未実施や高い細粒分含有率により、 D_{20} 粒径が不明で透水係数が算出できない試験試料もあった。表 1 の現場透水試験結果に着目する。川表 A, B では 1316 法と WMPT 法ともに 4 乗から 5 乗のオーダー、川裏 A, B では 6 乗のオーダーの透水係数が得られた。ただし、川裏 A, B の WMPT 法では水が入らず水道メーターでの調節が困難であったため、変水位法で現場透水試験を実施した。また、川表 A の WMPT 法は 11 時から、1316 法は 14 時半から実施したため、試験孔周辺地盤の状態が変わったことなどが透水係数の異なる原因となった可能性もある。以上より、試験法の違いによって値に多少の差異は見られたが、川表と川裏を比較すると川裏の方が透水係数は低い傾向にある。これは図 8 の粒度分布からも分かるように堤体材料の違いが影響している。しかし、現場密度試験では、川表 B と川裏 B はいずれも $\rho_t = 1.80 \text{g/cm}^3$ で同じ値であった。

表 2 の室内透水試験結果に着目する。川表では 5 乗から 6 乗のオーダー、川裏では 5 乗から 7 乗のオーダーの透水係数が得られ、川裏の方が川表より透水係数が低い傾向が見られた。これは現場透水試験と同様の傾向である。

表 1, 2 の Creager 法による透水係数に着目する。表 1 における推定値では現場透水試験よりも 2 オーダーほど低い透水係数が得られた。表 2 における推定値では室内透水試験より低い透水係数の場合と高い透水係数の場合があ

り、大きくばらつきが見られた。これは、図 8, 9 のようにいずれの粒径加積曲線も似た傾向を示しているが細粒分含有率に大きく違いが見られるため、 D_{20} の値にばらつきが生じたことが原因だと考えられる。細粒分含有率の違いが D_{20} に大きく影響するため、Creager 法の透水係数の推定値を利用する場合には、十分留意する必要がある。

表 1 現場透水試験結果 (*変水位法で透水試験を実施)

試験孔	現場透水係数 (m/s)		D_{20} (mm)	Creager法 (m/s)
	JGS1316	WMPT		
川表A	2.82×10^{-5}	1.41×10^{-4}	—	—
川表B	5.58×10^{-5}	5.72×10^{-5}	0.0259	5.36×10^{-7}
川裏A	—	5.13×10^{-6} *	—	—
川裏B	5.91×10^{-6}	6.68×10^{-6} *	0.0024	2.01×10^{-8}

表 2 室内透水試験結果

	試験試料	室内透水係数 (m/s)	D_{20} (mm)	Creager法 (m/s)
川表	川表A-1	9.21×10^{-6}	0.0254	5.22×10^{-7}
	川表A-2	3.82×10^{-5}	0.2569	1.44×10^{-4}
	川表B-1	2.09×10^{-5}	0.0194	3.60×10^{-7}
	川表B-2	5.03×10^{-5}	0.1079	1.84×10^{-5}
川裏	川裏A-1	1.21×10^{-6}	—	—
	川裏A-2	1.68×10^{-5}	—	—
	川裏B-1	4.58×10^{-5}	0.3541	3.07×10^{-4}
	川裏B-2	9.90×10^{-7}	—	—

現場透水係数と室内透水係数、Creager 法による推定値と 20% 粒径 D_{20} の関係を両対数で整理したものを図 10 に示す。現場透水試験の 1316 法と WMPT 法の傾向は大方一致している。しかし、室内透水試験では同じ粒径の大きさであっても現場透水試験と比べて低い透水係数が示されていることが分かる。Creager 法における透水係数は広い粒度の範囲で現場透水係数よりも小さく、ある程度の粗い粒度を超えるると現場透水試験よりも高い透水係数を示すようになることが分かる。以上の結果は、著者らが過去に実施した各地での調査結果(例えば 1)~4)においても類似する点がある。堤体の透水性の過小評価は、浸透に対しては危険側の評価に繋がるため、室内試験や粒度から推定した透水係数を過信すべきではないことに注意しなければならない。

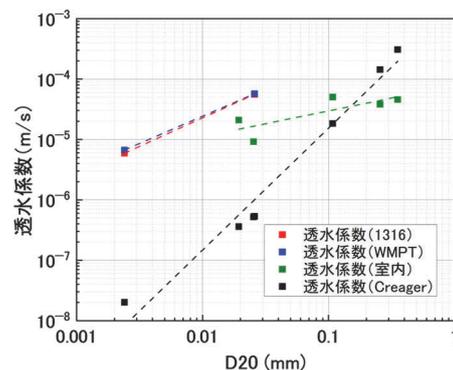


図 10 透水試験結果比較 (川表)

4. 三軸試験による力学特性の評価

4.1. 三軸試験の概要

現場透水試験を実施した川表、川裏の2か所でそれぞれ不攪乱試料と乱した試料を採取した。不攪乱試料は川表、川裏それぞれの地点でサンプリングした後に凍結させた上で規定寸法（直径 50mm、高さ 100mm）に成型し、これを不攪乱供試体としてCU三軸試験を実施した。CU三軸試験に用いた川表、川裏における不攪乱供試体の間隙比は0.59~0.79、0.51~0.58であり、川表では大きくばらつきが見られた。乱した試料は自然乾燥させた後に初期含水比10%に調節した後、川表、川裏でそれぞれ所定の締固め度になるよう調節して突き固めた再構成供試体を用いてCU三軸試験を実施した。再構成に使用した川表と川裏における乱した試料の粒度分布は図8にすでに示した。

また、各試料で締固め試験を実施した結果、川表の最適含水比は10.6%、最大乾燥密度1.97g/cm³、川裏の最適含水比は11.8%、最大乾燥密度1.90g/cm³であった。そのため、現地堤防の締固め度は、川表で83.3%、川裏で83.1%であった。再構成供試体による三軸試験は、現地の締固め度と90%の2通りの供試体を作製して行った。

4.2. 三軸試験結果(川表)

表3、4は、各試験における供試体の目標間隙比などの諸元をまとめたものである。紙面の都合上示していないが、CU三軸試験結果から軸差応力のピーク値または変相点を参照した有効応力のモールの応力円を作成した。それぞれのモールの応力円から得られた強度定数を表3、4にまとめて示す。図11~16にはCU三軸試験結果における有効応力経路と軸差応力~軸ひずみ関係のグラフを示す。

図11、12の川表の再構成供試体における試験結果に着目する。現地締固め度の有効応力経路では、軸差応力のピークを示した後に塑性圧縮を伴うひずみ軟化挙動を示した。これは比較的緩詰な砂質土に見られる挙動である。表3に示す内部摩擦角 ϕ' は19.5°~24.7°と比較的小さく、粘着力 c' は0kPaであった。締固め度90%の有効応力経路では、せん断初期から高い剛性を発揮し、塑性膨張を伴う硬化挙動を示しながら軸差応力のピーク値に達し、その後緩やかなひずみ軟化挙動を示した。これは比較的密詰め砂質土にみられる挙動である。表3に示す内部摩擦角 ϕ' は34.7°~35.8°と比較的高く、粘着力 c' は0kPaであった。川表側の再構成試料においては、締固め度90%以上に相当する密度であれば比較的高いせん断強度が得られた。

図13の川表の不攪乱供試体における試験結果に着目する。有効応力経路に着目すると、拘束圧の違いによって挙動が異なることがわかる。これは表4に示すように、それぞれの拘束圧で使用した供試体ごとに密度が異なることが影響していると考えられる。再構成供試体の現地締固め度と比較的近い拘束圧50kPaにおける試験結果に着目すると、不攪乱供試体のほうが密詰め挙動となっている。再構成供試体が一度乱して自然乾燥させてから締め固めて

表3 供試体諸元（再構成供試体）

試料	再構成供試体			
	川表B		川裏B	
締固め度(%)	現場(83.3)	90	現場(83.1)	90
目標間隙比	0.62	0.50	0.68	0.55
内部摩擦角 ϕ' (°)	ピーク値で整理 19.5~24.7	ピーク値で整理 34.7~35.8	ピーク値で整理 11.3~22.2	ピーク値で整理 22.4~23.5
粘着力 c' (kPa)	0			

表4 供試体諸元（不攪乱供試体）

試料	不攪乱供試体					
	川表B			川裏B		
拘束圧(kPa)	50	100	150	50	100	150
推定間隙比	0.59	0.70	0.79	0.51	0.56	0.58
内部摩擦角 ϕ' (°)	変相点で整理 21.2~28.7		ピーク値で整理 28.9~33.1	変相点で整理 31.9		
粘着力 c' (kPa)	0					

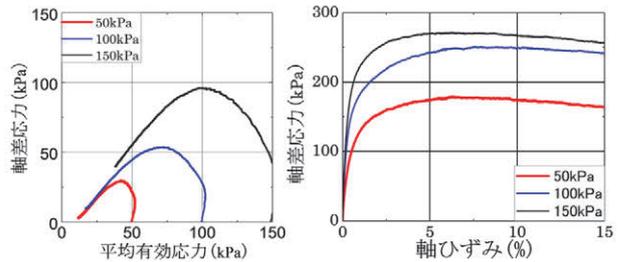


図11 CU三軸試験結果（川表、Dr=現地83.3%）

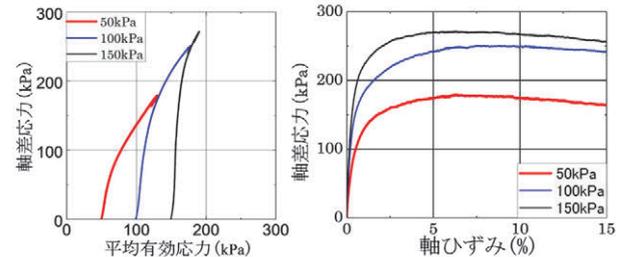


図12 CU三軸試験結果（川表、Dr=90%）

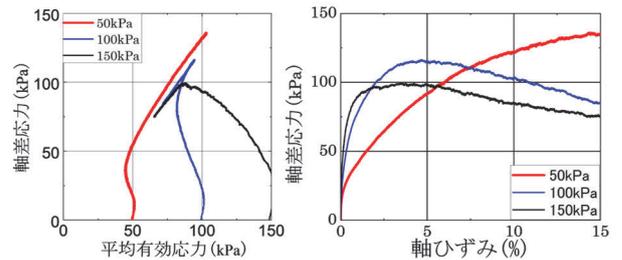


図13 CU三軸試験結果（川表、不攪乱供試体）

作製した供試体であることが影響している可能性がある。軸差応力のピーク値と変相点それぞれでモールの応力円を整理して表4の強度定数を求めた。変相点で整理した場合の内部摩擦角 ϕ' は21.2~28.9°と大きくばらついた。一方、試験基準に基づき、軸差応力のピーク値で整理した場合、内部摩擦角 ϕ' は28.9~33.1と比較的ばらつきが小さく、再構成に比べて高い値となった。ただし、ひずみ硬化する土質材料の強度定数を大ひずみ領域で評価すると、過大評価する可能性があるために注意が必要である。

4.3. 三軸試験結果(川裏)

図 14, 15 の川裏の再構成供試体における試験結果に着目する。現地締固め度の有効応力経路では、せん断初期に弾性的な挙動を示した後に急激に塑性圧縮し、軸差応力のピーク値に達すると少し軟化する挙動を示した。表 3 に示す内部摩擦角 ϕ' は $11.3^\circ \sim 22.2^\circ$ と非常に小さく、粘着力 c' は 0kPa であった。締固め度 90% の有効応力経路では、せん断初期の弾性挙動がやや大きく、軸差応力のピーク値は高くなるが、現地締固め度の供試体と似たような挙動を示している。表 3 に示す内部摩擦角 ϕ' は $22.4^\circ \sim 23.5^\circ$ と小さく、粘着力 c' は 0kPa であった。以上より現地締固め度、締固め度 90% いずれにおいても低いせん断強度を示した。これは、川表に比べ細粒分が多く含まれていることが影響していると考えられる。細粒分が多い堤体は低透水の利点もあるため、より詳細な力学特性の把握が必要である。

図 16 の川裏の不攪乱供試体における試験結果に着目する。有効応力経路では、それぞれの拘束圧ごとに使用した供試体の密度に大きな違いが見られず統一性のある挙動であった。せん断初期に塑性圧縮挙動を示し、変相後は正のダレイタンシーの拘束によりひずみ硬化挙動を示した。これは中密な砂質土にみられる挙動である。ただし、表 4 に示す内部摩擦角 ϕ' は 31.9° とそれほど高くなく、粘着力 c' は 0kPa であった。物理特性が比較的近い締固め度 90% の再構成供試体の試験結果と比較すると、不攪乱供試体のほうが軸差応力のピークが高く、密詰め挙動になっていることが分かる。これは、川表と同様の傾向である。

5. まとめ

本論文では、決壊した半場川堤防において各種の現場調査と室内試験を実施することで、堤防の力学特性の評価を行った。その中で、試験方法や試料採取方法、締固め度による力学特性の違いについても検討した。さらに、半場川流域の地質調査結果⁵⁾から半場川周辺の地質および堤体土を構成する土質についてもまとめた。その結果、以下の知見が得られた。

- ① 地質調査報告書⁵⁾から、決壊地点の盛土部は N 値 0~3 程度のシルト質砂、堤体下層は N 値 0.8~5 程度のシルトで構成されていた。また、半場川堤防の盛土部は下流域での掘削土で構成されている可能性が示唆された。
- ② 透水試験結果から、川裏は川表よりも細粒分を多く含んでおり、透水性が比較的低いことが明らかとなった。また、室内透水試験と Creager 法による透水係数は現場の透水係数よりも小さくなる傾向が示された。したがって、堤体の透水性評価の際に注意する必要がある。
- ③ CU 三軸試験から、再構成供試体のせん断強度は不攪乱に比べて低く評価された。その傾向は細粒分の多い川裏側でより顕著であった。低透水性の利点も勘案しつつ、より詳細な力学特性の評価が必要である。
- ④ 不攪乱供試体で CU 三軸試験を行うと、同じ間隙比でも再構成供試体に比べてやや高いせん断強度が得られた。

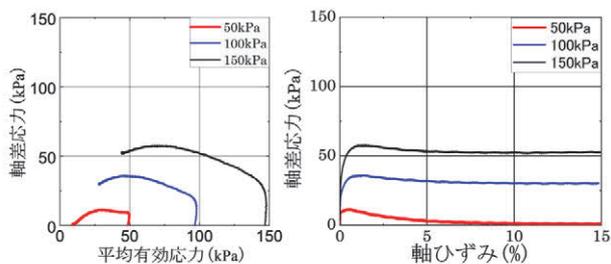


図 14 CU 三軸試験結果 (川裏, $D_r=$ 現地 83.1%)

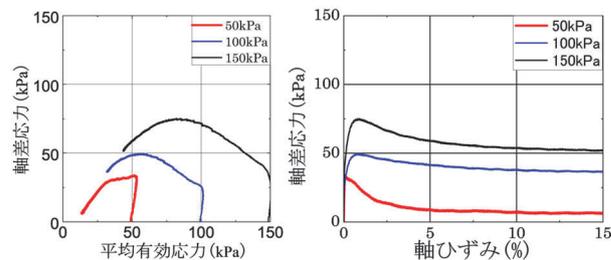


図 15 CU 三軸試験結果 (川裏, $D_r=90\%$)

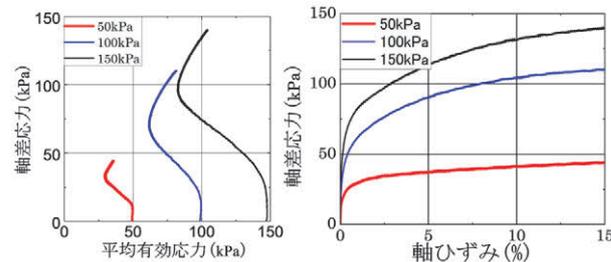


図 16 CU 三軸試験結果 (川裏, 不攪乱供試体)

本論文の調査結果は現時点において、当該堤防の決壊の原因に踏み込むものではない。本調査においては、堤体川表の土質が比較的細粒分は少なく、透水性も高いことが示されたが、この結果は決壊箇所周辺堤防の川表法尻に、洗堀や吸出しが原因と考えられる大小の陥没が複数確認されたこととも関連する可能性もある。堤体土の浸潤時のせん断強度の正確な評価を行うためには、別途、吸水軟化試験^{例え}を実施して検討する必要もあるため、今後実施する予定である。

参考文献

- 1) 石原ら：梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査，第 4 回河川堤防技術シンポジウム，2016。
- 2) 李ら：河川堤防盛土の原位置透水特性に関する考察，第 5 回河川堤防技術シンポジウム，2017。
- 3) 小高ら：小田川堤防開削調査時の現場透水試験と室内透水試験による堤体透水性の評価，第 8 回河川堤防技術シンポジウム，2020
- 4) 小高ら：開削時現場調査と室内試験による狩野川堤防の評価，第 9 回河川堤防技術シンポジウム，2021。
- 5) 愛知県知立土木事務所：緊急防災対策河川工事の内地質調査委託 二級河川半場川 調査報告書，1990。
- 6) Kodaka et al.: Simplified sampling method for river embankment soils and strength property evaluations of the sampled soils, Proc. ICSMGE, 2017.
- 7) 小高ら：河川堤防の浸透時のせん断強度試験法，第 7 回河川堤防技術シンポジウム，2019。