

河川堤防基礎地盤粘性土の力学特性

粘土, 河川堤防, 三軸試験

名城大学 国際会員 小高猛司・崔 瑛
名城大学大学院 学生会員 ○大野雄貴

1. はじめに

東北太平洋沖地震においては、軟弱な粘性土を基礎地盤とする河川堤防において多くの変状被害が発生した。一般にその変状は、長期圧密沈下に伴い堤体下部に形成された閉封飽和域が液状化したためと考えられている。しかしながら、被災堤防の調査では、多数の圧密試験の実施によって基礎地盤粘性土の圧縮特性は詳細に検討されているものの、三軸試験はUU試験が主体であったことから地震時の粘性土の力学挙動を十分に説明できるほど、強度・変形特性が詳細に検討されたとは言いがたい。今後有効応力解析を用いて、築堤時から地震後挙動まで含めて一連の解析を実施するためには、CU試験を通してデータの収集をしておくことが必要不可欠である。本報では、実際に被災した河川堤防付近で採取した基礎地盤粘性土に対してCRS圧密試験ならびに三軸CU試験を実施した結果を示す。

2. 試験概要

試験試料は、宮城県内で大変状が発生した河川堤防の現場付近でボーリング採取した不攪乱試料であり、堤防の盛土荷重を受けていない堤外地の2地点で採取した粘性土である。CRS圧密試験における供試体寸法は、直径60mm、高さ20mmであり、ひずみ速度0.02%/minで載荷を行った。三軸試験では、供試体を直径50mm、高さ100mmの円柱形に成形し、セルに設置した後、二重負圧法により飽和化を行い、背圧を200kPa作用させ、24時間圧密(CU試験)を行った。せん断過程は、非排水条件でひずみ20%まで載荷速度0.1%/minで単調載荷を行った。

3. 試験結果

表1にCRS圧密試験で用いた供試体の深度、初期含水比と初期間隙比、および試験により得られた圧密降伏応力、圧縮指数を示す。深度区分によって採取時のシンウォールチューブが異なることを示しており、深度の数字はそれぞれのチューブで採取された粘土の原地盤内での範囲であり、室内試験はその範囲の粘土のどれかを使用して実施された。

地点Aの粘土については、不攪乱試料の他、再構成試料でも実施した。再構成供試体は、圧密試験ならびに後で示す三軸試験後の試料を用いて次の手順で作製された。試験後試料に液性限界程度の含水比になるように蒸留水を加えてから、気泡が入らないようによく練り返してペースト状にした後、直径6cmの圧密容器に入れて有効上載圧20kPaで約24時間予備圧密した。その後一旦取り出して高さ2cmに供試体に成型してからCRS試験装置に設置した。

図1の圧縮曲線より、地点Aの不攪乱試料はいずれも圧密降伏応力が200kPa程度を示す、一見過圧密の粘土であることがわかる。深度8.00~8.90mの試料は圧縮指数が比較的高い粘性土である一方、深度10.00~10.90mの試料の圧縮指数は若干小さく、実際に比較的砂分を多く含んだ試料であった。再構成試料の試験結果と比較すると、いずれの不攪乱試料の圧縮曲線も再構成試料の圧縮曲線の上側に位置しており、構造を有する粘土であると推察される。

地点Bの圧密試験結果より、深度1.00~2.00mと1.50~2.50mの圧縮曲線は類似し、圧密応力300kPa以上では重なっているが、深度1.50~2.50mの試料の方が若干であるが過圧密の傾向を示している。一方、深度2.50~3.50mの試料は、見た目にも植物類の有機物を多く含んでおり、B地点の他の試料と比べて、初期含水比で10%程度、空隙比にして1近く高く、明らかに性質の異なる有機質粘土であった。この粘土の圧縮曲線より、圧縮指数はきわめて大きく、圧密降伏応力から見て正規圧密状態にあることがわかる。

表2に、地点A、Bより採取した粘土試料に対する三軸試験の詳細を示す。三軸試験では、同深度の試料を用いて初期有効拘束圧を変えたCU試験を行った。さらに、A地点の粘土試料に対しては、UU試験も実施(Case A_5)した。

表1 A, B地点におけるCRS圧密試験

地点	深度	初期含水比(%)	初期間隙比	圧密降伏応力(kPa)	圧縮指数
地点A	8.00~8.90	60.41	1.63	210	0.61
	10.00~10.90	49.29	1.37	200	0.37
	再構成	81.68	1.99	18	0.47
地点B	1.00~2.00	61.60	2.41	66	0.60
	1.50~2.50	58.82	2.35	74	0.56
	2.50~3.50	68.82	3.35	40	1.57

*「再構成」は、深度10.00~10.90mの粘土を再構成したものである。

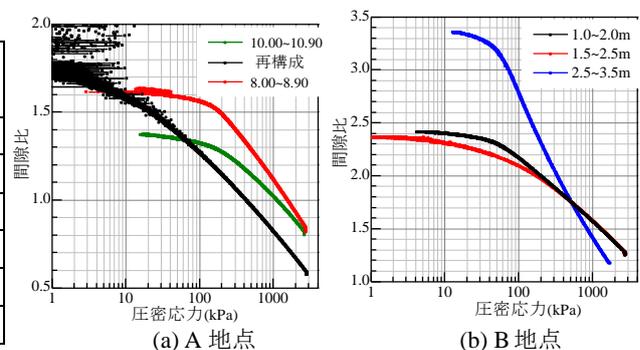


図1 CRS圧密試験結果

表 2 A, B 地点における三軸試験ケース

Case	深度(m)	拘束圧 (kPa)	初期含水比(%)	初期間隙比
Case A_1	10.00~10.90	100	77.1	2.12
Case A_2		200	54.5	1.53
Case A_3	8.00~8.90	50	61.8	1.72
Case A_4		100	54.3	1.48
Case A_5	10.00~10.90	100	49.2	1.43
Case B_1	0.50~0.95	100	52.2	1.47
Case B_2		200	50.2	1.41
Case B_3	1.00~2.00	100	61.5	1.70
Case B_4		200	59	1.67
Case B_5	1.50~2.50	100	61	1.65
Case B_6		200	61.7	1.71
Case B_7	2.50~3.50	100	65.9	1.80
Case B_8		200	65.6	1.86

*Case_A_5のみUU試験, その他はCU試験

図 2 に、地点 A より採取した粘土試料の三軸圧縮試験結果を示す。CU 試験である Case A_1~4 に着目すると、試験の応力~ひずみ関係ではいずれも明確なピークは見られないが、単調増加を続ける Case A_4 を除いて、せん断後半で若干ひずみ軟化している。有効応力経路では、深度 10.00~10.90m の試料は荷重に伴い有効応力が減少して限界状態線に達した後、軟化する傾向が見られる。深度 8.00~8.90m の試料はどちらも正のダイレイタシーを伴う過圧密挙動が見られた。また、破壊応力比は、Case A_1, 3 で 1.69, Case A_2, 4 で 1.56 であった。一方、UU 試験 (Case A_5) 結果の応力~ひずみ関係においても、明確なピークは見られず、軸差応力は単調増加している。表 2 からわかるように、Case A_2, 4 および Case A_5 は初期含水比も低く、砂分が卓越した試料であった。圧密降伏応力に近い 200kPa の初期有効拘束圧である Case A_2 の試験結果は、UU 試験の Case A_5 に比較的近い最大軸差応力を発揮している。

図 3 と 4 に、地点 B より採取した粘土試料の三軸圧縮試験結果を示す。軸差応力~軸ひずみ関係より、いずれの試験ケースにおいても明確なピークが見られず、軸差応力は単調増加している。有効応力経路に着目すると、Case B_1, 2 では試験途中において、わずかに正のダイレイタシーを伴う過圧密挙動が現れている。両図の試験結果において軸差応力に着目すると、Case B_3~6 はいずれも初期有効拘束圧 50kPa の場合の最大軸差応力が 110kPa 程度、初期有効拘束圧 100kPa 時の最大軸差応力が 180kPa 程度である。これに対し、深度が最も浅い Case B_1, 2 の最大軸差応力は他ケースより 50kPa 程度大きい値を示しており、Case B_1, 2 が他ケースに比べて砂分が卓越していたことが原因と考えられる。

4. まとめ

閉封飽和域での液状化を主な被災原因として大変状を起こしたある河川堤防を対象にして、基礎粘土地盤から採取した粘性土を用いて圧密およびせん断特性を検討した。地点 A の試料では、ほぼ同深度でも粘土分と砂分の卓越度合いが異なる土質が混在しており、砂分が卓越している部分では圧縮特性が小さくなるとともに、せん断特性においても破壊応力比が若干小さくなるなどの違いが見られた。地点 B の試料においても、わずかな深度の幅で力学特性の異なる粘性土が堆積していることがわかった。この被災位置の堤防基礎地盤は画一的に粘性土と見られているが、詳細に調べると液状化が懸念されるような砂分が卓越した土質も混在していた。いずれにしても、粘性土を基礎地盤にしている堤防については、粘性土を詳細な調査に基づきモデル化して、地震時の動的挙動についても粘性土基礎地盤も含めて動的有効応力解析を行い、被災メカニズムを検証することが必要である。

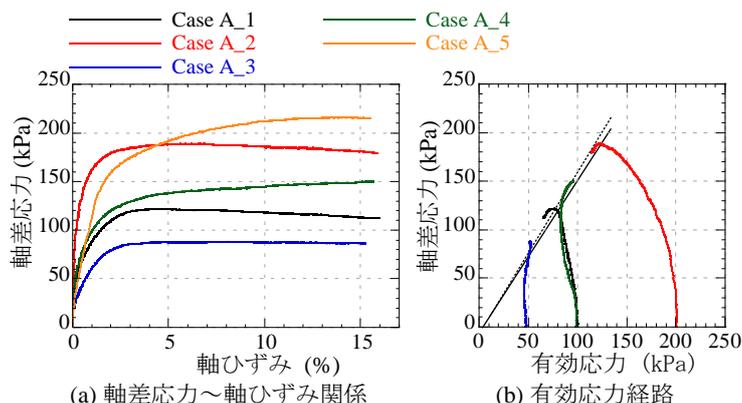


図 2 地点 A の三軸圧縮試験結果

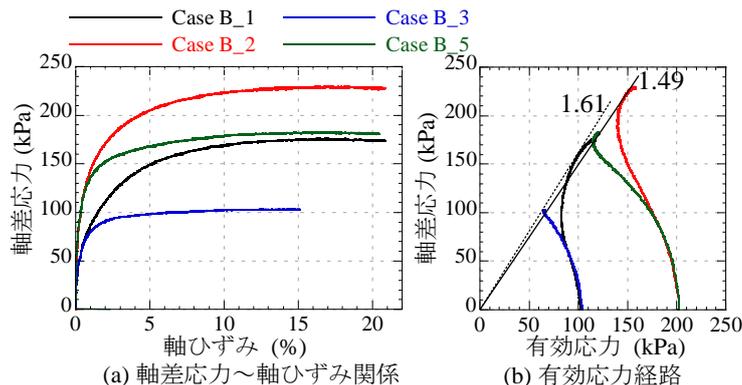


図 3 地点 B の三軸圧縮試験結果(Case B_1~4)

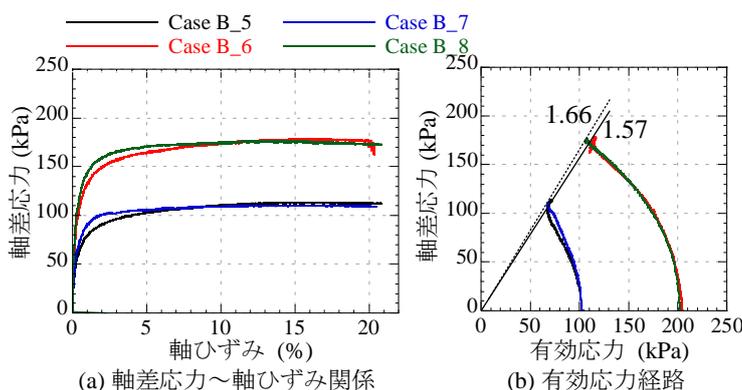


図 4 地点 B の三軸圧縮試験結果(Case B_5~8)