複層構造基礎地盤を有する河川堤防の非定常浸透流解析

堤防　浸透流解析　浸透破壊

名城大学　国際会員　小高 猛司
横浜国立大学　国際会員　崔　瑛
名城大学大学院　学生会員○森 三史郎・林 愛実・森 智彦
建設技術研究所　国際会員　李　圭太

１．はじめに

本報では，高い透水性の基礎地盤に起因する破堤や堤体変状の被災メカニズムを推定することを目的として，非定常浸透流解析を用いて，透水性基礎地盤を有する各種の浸透破壊堤体模型実験 [1] のシミュレーションを実施した。対象とする問題は，堤防直下に透水性が異なる 2 種の基礎地盤が存在し，特に下部の基礎地盤の透水性が非常に高い複層構造の基礎地盤を有する問題である。その場合には，法尻近傍に噴砂や盤ぶくれが発生し，その度合いは下部の基礎地盤の地層構成や材料特性，さらに堤防の材料特性によって異なることが模型実験からわかっている。

２．解析の概要

実務における堤防のパイピングに対する安定性照査に準じて，模型実験 [1]を対象に飽和－不飽和非定常浸透流解析（解析コード：UNSAF）を実施した。解析モデルを図-1 に示す。模型実験に対応するように，高透水性層の領域Ⅰ，被覆土の領域Ⅱ，堤体の領域Ⅲと 3 つの領域に分かれている。各領域の地盤条件を表-1 に示す。ここで用いる透水係数は，模型実験で用いた地盤材料を用いて，別途実施した室内透水試験で得られた値である。Case1_1，Case1_2 の違いは領域Ⅱの層厚 a の違いだけである。Case1_1 では層厚 a を 30mm，Case1_2 では 50mm として，被覆土の厚さの違いを検討した。各地盤に設定した透水係数は同じで領域Ⅱが領域Ⅰの 1/100 程の値，領域Ⅲが領域Ⅱの 2 倍程の値となっている。Case2 は，領域Ⅱの層厚 a を 30mm として，領域Ⅱの透水係数が 1/10 程度，領域Ⅲの透水係数が 1/2 程度となっている。Case3 も境界条件は Case2 と同様であるが，領域Ⅲの透水係数がさらに小さく Case1 の 1/1000 程度となっている。その他の条件として，全ケースで比貯留係数は 3.58×10^{-6}1/m とし，有効間隙率は 0.375 と設定した。地盤の水位は模型実験を参考とし，初期 100mm から 40 秒後 330mm になるように上昇させ，水の流入を表現した。解析は 1 ステップ 10 秒，全 99 ステップで 990 秒間のシミュレーションを実施した。

３．解析結果

浸透流解析の結果を図-2 から図-5 に示す。図-2 は法尻の局所動水勾配の時間的変化を示す。通常に実務 [2]では，メッシュ毎の局所動水勾配を計算するが，ここでの局所動水勾配は，領域Ⅱ下端と上端の全水頭の差を領域Ⅱの層厚で除して平均化した鉛直動水勾配としている。解析の結果，Case1_1，Case2，Case3 では step3（30 秒）で 0.5 を超え，それ以降はやや上昇あるいは一定となっている。Case1_2 では step4 で一時的に 0.5 を超え，step5 をピークに低下している。模型実験では，Case1_2 を除く 3 ケースで 30 秒ごろに法尻において噴砂が確認されており，実務において採用されている 0.5 を閾値とする局所動水勾配を用いた危険度判定の合理性を裏付けている。

図-3 は解析終了時の局所動水勾配の分布である。Case1_1 では左端から法先へと近くなる程，上向きの局所動水勾配が高い値となっており，法先でピークとなっている。法先だけでなく堤内地側全体で基準値を上回る高い上向きの動水勾配を示している。堤体下部へといく程，浸潤した堤体からの浸透が作用し，動水勾配は低下していくが法先から 10cm の位置までは閾値 0.5 を上回っている。Case1_2 においても，法先でピークとなっているが，非常に小さい値で，堤内地側，堤体下部では上向きの動水勾配はほとんど見られない。Case2 においても Case1_1 と同様に左端から法先へと近くなる程，上向きの動水勾配が上昇しているが，閾値 0.5 を上回る範囲は法先から 10cm 程と狭い範囲である。また，堤体下部では上向きの動水勾配はほとんど見られない。Case3 においても，Case2 と同様の結果であった。

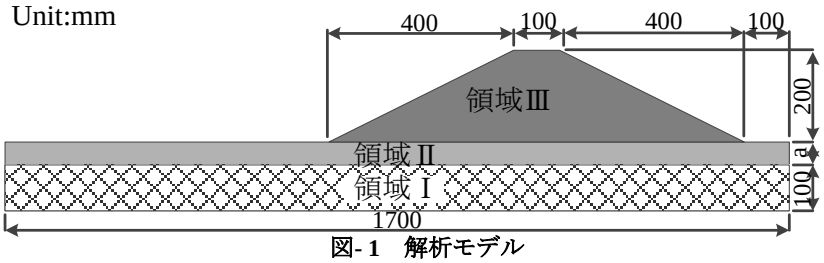

図- 1　解析モデル

表-1　地盤条件

	領域Ⅰ	領域Ⅱ		領域Ⅲ
	透水係数(cm/s)	層厚 a(mm)	透水係数(cm/s)	透水係数(cm/s)
Case1_1	6.68×10^{-1}	30	4.54×10^{-3}	1.00×10^{-2}
Case1_2	6.68×10^{-1}	50	4.54×10^{-3}	1.00×10^{-2}
Case2	6.68×10^{-1}	30	6.30×10^{-2}	4.54×10^{-3}
Case3	6.68×10^{-1}	30	6.30×10^{-2}	5.60×10^{-5}

Unsteady seepage flow analysis of river embankment on layered foundation: T. Kodaka (Meijo Univ.), Y. Cui (Yokohama National Univ.), S. Mori, M. Hayashi, T. Mori (Meijo Univ.) and K.-T. Lee (CTi Engg.)

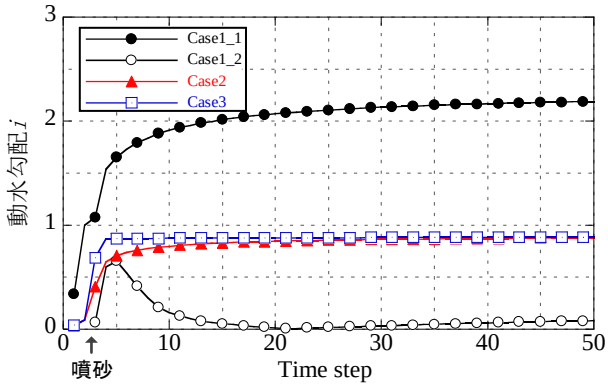

図- 2 法尻の動水勾配の推移

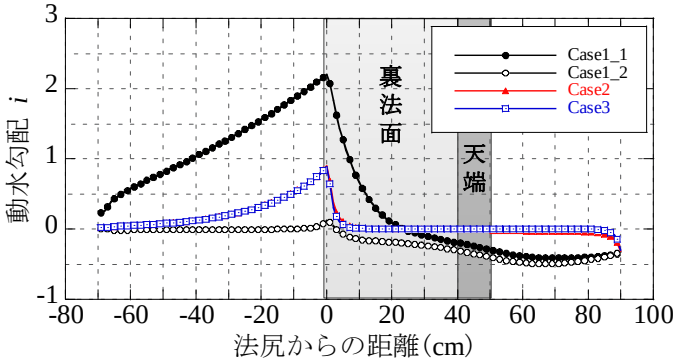

図-3 解析終了時の動水勾配の分布

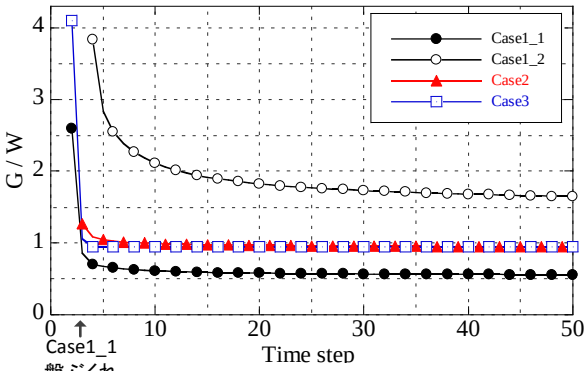

図- 4 法尻の G/W の推移

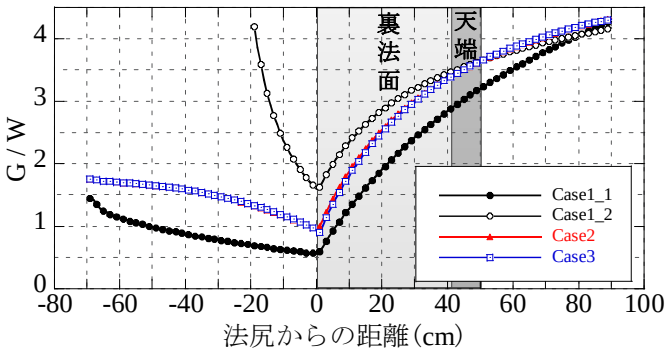

図-5 解析終了時の G/W の分布

図-4 は法尻の G/W の時間的変化を示している。G/W は実務において盤ぶくれに対する安全照査 [2]で用いられるものであり，被覆土の重量を被覆土層底面に作用する揚圧力で除したものである。G/W>1 が安定，G/W<1 が不安定と判断される。解析の結果，いずれのケースにおいても，解析開始から，急激に G/W が低下し，Case1_1 では step3 に，Case2 では step9 に，Case3 では step4 に G/W が閾値 1 を下回っている。一方，Case1_2 では，解析開始から終了まで G/W が閾値 1 を下回ることはない。最終的な値は Case1_1 では 0.557，Case1_2 では 1.599，Case2 では 0.943，Case3 では 0.946 となり，Case2 と Case3 との差はあまりなかった。模型実験では，Case1_1，Case2，Case3 で 30 秒ごろに盤ぶくれ，水みちの形成が確認され，Case1-2 では終始変化が起きなかった。したがって，浸透流解析によって求められる G/W による危険度判定についても，局所動水勾配と同様に合理性が高いことが示された。

図-5 は解析終了時の G/W の分布を示している。いずれのケースにおいても法尻で最も低下している。Case1_1 では，法尻から堤内地側へ 50cm，堤体側へ 5cm と広い範囲で閾値 1 を下回っているが，Case2，Case3 では法先部のみ下回っている。Case1_2 では，全体的に閾値 1 を下回る箇所がなく，安全と判断できる。

いずれのケースにおいても法先で動水勾配が上昇し，G/W も低下する。また，動水勾配の上昇は，初期に急激に上昇し，その後緩やかに上昇する。上昇値は領域Ⅱの層厚が小さい程大きい。層厚が大きいと動水勾配の上昇は途中で止まり，その後，低下する。また，層厚が小さいと動水勾配が高い領域が法先から堤体下部へと広がっている。G/W も同様に初期に急激に低下し，その後緩やかに低下ずる。Case1_1 では広い範囲で G/W が閾値 1 を下回ったが，模型実験では広範囲で盤ぶくれが確認された。また，Case2，Case3 では法先でのみ局所的に閾値 1 を下回ったが，模型実験では盤ぶくれは確認できず，法尻でのみ水みちが確認された。Case2 と Case3 の結果から，領域Ⅱの透水性が同じ場合で領域Ⅲの透水性が違う場合でも，堤体の透水性が一定以下であれば，局所動水勾配，G/W の変化には大きな違いはないと推測できる。

4．まとめ

本報では，非定常浸透流解析を用いて，模型実験 [1]のシミュレーションを行い，実務での危険度評価 [2]に用いる局所動水勾配，G/W で整理することによって，パイピングと盤ぶくれの両者から複層構造基礎地盤を有する河川堤防の危険度判定を行った。同じ透水係数の地盤条件であっても被覆土の層厚の差によって，盤ぶくれ，噴砂およびそれらに起因する堤体変状が大きく異なることが本解析結果から示唆される。また，被覆土が同じ地盤材料の場合では，堤体土の透水性が異なっている場合でも，その値が一定以下の値であれば，同じような現象が起きると考えられる。模型実験においては，法尻近傍での基礎地盤の間隙水圧上昇による液状化をトリガーとする堤体全体の崩壊が観察された。本報の解析結果は，そのトリガー発生までを，時間ならびに位置までも正確に説明するものであった。

参考文献：1)小高ら：基礎地盤の複層構造が河川堤防の浸透破壊に及ぼす影響，第 52 回地盤工学研究発表会，2017.
2)国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)，JICE 資料第 111002 号，2012.