

砂防堰堤に作用する揚圧力と圧力分布に関する模型実験

日本工営株式会社 ○保谷 智之, 窪寺 洋介, 麻生 あすみ, 中村 ゆかり
木佐 洋志, 渡部 春樹, 三池 力, 村松 広久, 伊藤 隆郭

1 はじめに

砂防堰堤の安定計算では「砂防堰堤公式集(マニュアル)¹⁾」に示す荷重条件が適用されており, 堤底上流端の揚圧力は基礎地盤の種類に応じて, 岩盤の場合は揚圧力係数: $\mu=1/3$, 砂礫盤の場合では揚圧力係数: $\mu=1.00$ のように設定され(図1), 現行技術基準²⁾にも採用されている. しかしながら, これらは, 設計のために簡略化されたものと考えられ, 必ずしも個々の施設の堰堤底面に作用する圧力の実態を反映しているとは限らない.

本研究では, 満砂状態の既設の不透過型砂防堰堤について現状の形状を大きく変えずに補強する場合を想定し, ハイダムのような堰高の大きい堰堤の揚圧力を知るための基礎データを得る目的で, 直線水路を用いて模型実験を行った.

2 実験内容

2.1 実験条件・実験水路諸元

対象とした砂防堰堤の本堰堤は堤高15mを超えるハイダムであり砂礫地盤が基礎地盤となる. 本研究では, 1/70 縮尺模型を作成し, 本堰堤水通し幅30mを水路幅として採用した. 対象堰堤の諸元を表1に示す. 実験には, 原型値で長さ490m, 幅30m, 高さ49m, 勾配: 1/30 (1.90°) の木製(片側がアクリル製)の直線水路模型を用いた. 実験装置を図2に示す. 実験では均一な地盤を想定し, 堆積土砂に見立てた砂(透水係数 $k=1.26 \times 10^{-1}$ cm/s($T=15^\circ\text{C}$)): 模型値, 60%粒径 58.4mm: 原型値)を敷き詰めた水路に上流から給水(原型値で単位幅流量①平常時 約 $0.105 \text{ m}^3/\text{s}$ (給砂なし) ②洪水時 約 $12.7 \text{ m}^3/\text{s}$ (全幅 $381 \text{ m}^3/\text{s}$: 既往最大流量, 給砂量全幅 $1.40 \text{ m}^3/\text{s}$))し, 側面に計測用の孔を設けピエゾメータで15点の圧力を計測した. 計測孔の位置は図4, 5に示す. 実験前に水路とピエゾメータ内の飽和作業を十分に行った. 堰堤模型周辺の側面をビデオカメラで撮影し, 画像から水位と河床位の変化を読み取った.

2.2 実験結果の整理方法

実験結果を整理するため, 計測値に基づいて揚圧力係数を求めた. 計測によって堰堤底面上流端の水圧 $P_1=h_1' \cdot W_0$ と底面下流端での水圧 $P_2=h_2' \cdot W_0$ を得た場合, 図1及び参考文献^{1) 2)}の記載から, 揚圧力の定義より h_2' を下流側水深 h_2 と読み替えると, 上流端の水圧 $P_1=h_1' \cdot W_0$ について式(1)が成り立つ. 式(1)を式展開すると, 計測値に基づく揚圧力係数 μ の算出式として式(2)が導出される.

$$h_1' \cdot W_0 = (h_2' + \mu \cdot \Delta h) W_0 \cdots \cdots (1) \Leftrightarrow \mu = (h_1' - h_2') / (h_1 - h_2') \cdots \cdots (2)$$

ただし, W_0 : 水の単位体積重量, h_1 : 堰堤上流側の水面から堰堤底面までの高さ(=堰堤高+越流水深), h_2 : 堰堤下流側の水面から堰堤底面までの高さ(=下流水深), h_1' : 堰堤底面上流端の水圧 $P_1=h_1' \cdot W_0$ を水頭表示した高さ, h_2' : 堰堤底面下流端の水圧 $P_2=h_2' \cdot W_0$ を水頭表示した高さ, Δh : 上流と下流での水面標高差 $\Delta h=h_1-h_2'$ である.

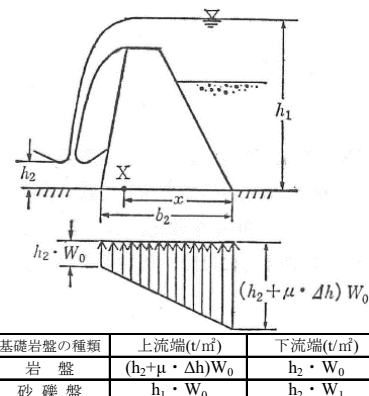
図1 揚圧力の取り扱い¹⁾

表1 堰堤諸元(原型値)

堰堤	堰堤高	天端幅	下流/上流 法勾配	底面幅※ (図面より)
本堰堤	22.0 m	3.5 m	0.2 / 0.6	22.1 m
第1副堰堤	12.5 m	3.5 m	0.2 / 0.3	10.5 m
第2副堰堤	7.0 m	2.5 m	0.2 / 0.3	5.50 m

※カットオフ部分含む。

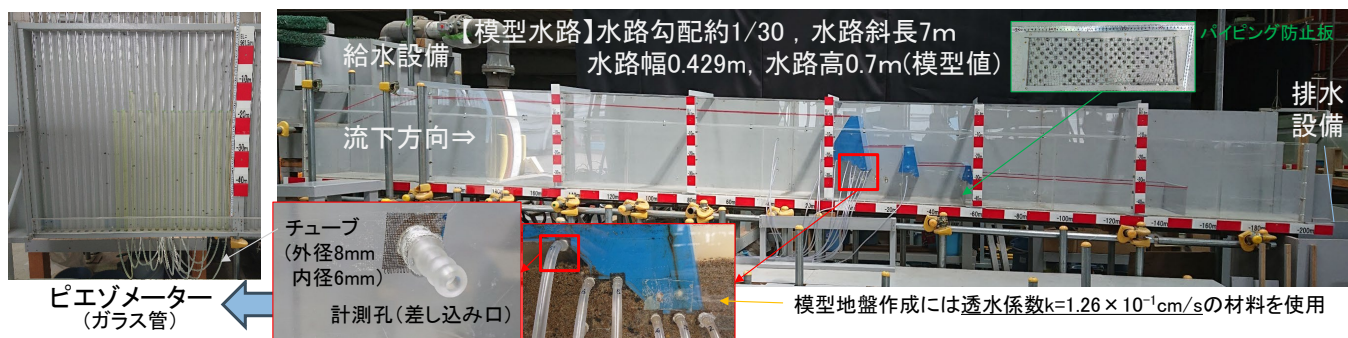


図2 実験水路及び実験装置

3. 実験結果

3.1 観測結果と実験結果(平常時)

対象堰堤の現地の観測孔での観測結果を図3及び表2に示す。対応する実験結果として、平常時流量を与えたケースの満砂状態の堰堤模型に対し、底面に作用する水压を計測した。図4に、画像から読み取った河床位と、河床表面と水面が概ね一致していることを確認した表層からの計測点2点を示す。また、図4内にピエゾ孔(孔番号1～15)の位置を青丸で示し、各孔で計測されたピエゾ水頭(m)を孔位置からの水柱として図示した。主要な孔のピエゾ水頭の水柱の上端をその位置での孔内水位として表2に示し、式(2)に基づいて揚圧力係数を算出した。

その結果、砂礫地盤にもかかわらず揚圧力係数は標準通りの1.00ではなく、観測値0.45、実験値0.42となることが分かった。この傾向は、未満砂状態と比べて堆砂によって上流側の浸透長が伸びること等で堰堤底面上流端での圧力が小さくなったためと考えられ、既往研究結果^{3),4)}による知見とも概ね一致する。

一方、揚圧力係数は観測と実験でほぼ等しいものの、孔内水位は実験よりも観測値が低い。これは現場での堆積状況(透水性や飽和度など)の影響と考えられ、現場調査による地下水流動機構の実態解明が必要と考えられる。

3.2 実験結果(洪水時)

洪水時流量を一定流量(原型値 全幅 381 m³/s: 既往最大流量)で与えたケースについて、水位、河床位とピエゾメータの水位を、十分落ち着いた状態(原型値 通水開始約 83.6 分後)で読み取り、表2と図5に示す。その結果、本堤越流水深1.74mに対して下流側水深が3.56m上昇し、揚圧力係数は0.40となった。天端からの落水による本副間以降の下流側の河床面の洗堀の影響を受けたと考えられ、本堰堤底面の水压分布が変化していく様が計測された。

4. おわりに

満砂状態の既設砂防堰堤模型に対し、底面に作用する水压をピエゾメータで計測した。平常時及び洪水時共に、既設砂防堰堤の底面に作用する揚圧力は、堆積状態や河床の洗堀などの影響を受けて、建設時に想定された未満砂の砂防堰堤に作用する揚圧力とは異なる分布の揚圧力が作用していることが推測された。なお、概略的に安定性を満たすための補強対策として必要な腹付けコンクリート厚を求めると、対象とした砂防堰堤において、標準通り揚圧力係数 $\mu=1.00$ を用いると28mとなる一方、観測値に基づく揚圧力係数 $\mu=0.45$ を用いると5.0mまで厚さを低減可能となる。今後もデータを蓄積し最適な補強設計に資する検討を行いたいと考えている。

参考文献

- 1) 社団法人 全国治水協会 (1980): 改訂版 砂防設計公式集(マニュアル), p.101-102
- 2) 建設省 (1985): 建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編II, p.3-50
- 3) 日置 象一郎 (1962), 砂防ダムの揚圧力について 第4報, 新砂防 14巻4号, p.15-22
- 4) 野呂 ら (2023), 既設砂防堰堤の補強対策における排水ドレーンの検討, 砂防学会誌 75巻6号, p.17-24

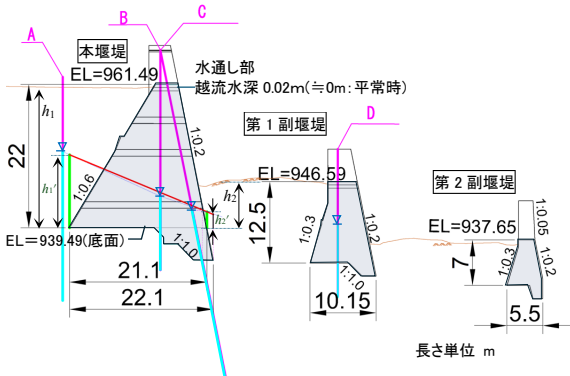


図3 対象堰堤形状と現地観測値(孔内水位)

表2 観測孔内水位標高と実験値の比較

観測位置 (〔 〕内: 対応する 実験での計測孔番)	平常時			洪水時 (予測)
	①観測 (m)	②実験 (m)	②-① (m)	
A 上流端 [孔 9]	951.20	955.41	4.21	957.86
B 中央 [孔 11]	944.34	952.96	8.62	957.09
C 下流端 [孔 2]	942.19	951.00	8.80	954.29
D 副堤底面 [孔 1]	939.85	943.58	3.73	946.73
揚圧力係数	0.45※	0.42	0.03	0.40

※観測結果からの揚圧力係数算出には観測孔位置の補正を含む

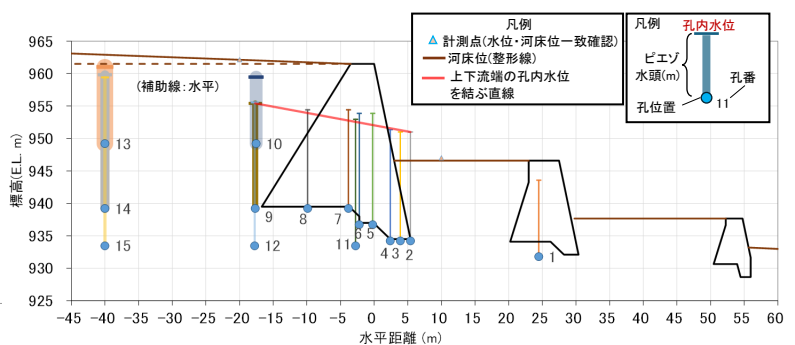


図4 ピエゾ水頭・水位・河床位の縦断分布(平常時想定)

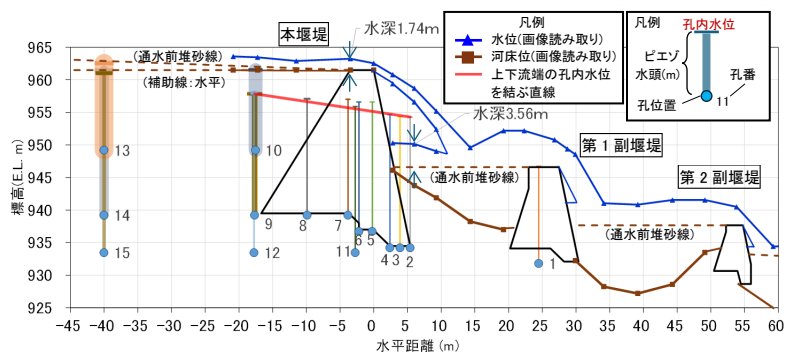


図5 ピエゾ水頭・水位・河床位の縦断分布(洪水時想定)