

芦田川堤防湛水試験について

建設省福山工事事務所

正員 馬場 和秋

〃 〇 益口 忠士

1. 概 要

この試験は、芦田川の河口から1.3kmの地点に建設予定の芦田川河口堰によりTP+2.00m(さく望平均満潮位)まで河道貯留した場合の堤体に与える影きょう、ならびに堤防漏水量を調査して、その対策工法を検討するため実施した。

河口堰による河道貯留の結果、河川の常時水位の上昇に伴う影きょうとしては、次の点が考えられる。

- (1) 堤体内の浸潤線が従来より高くなる、
- (2) 堤体の飽和度が全体的に増して、安定度が低くなる。
- (3) 高水時の非常常浸透速度が増大して裏法面の浸出点が高くなる。
- (4) 堤体浸透量の増加により内水位の上昇をまねく。

これ等の影きょうを把握するために、堤防及び基礎地盤に7本の土質調査ボーリングを行ない土質特性を明らかにすると共に、浸透特性の詳細な調査のため堤防延長80m区間について川側を鋼矢板で節切り、堤防との間に湛水試験池を設け、給排水ポンプにより各種試験水位を惹起させて、現況ならびに河口堰築造後の状態における堤体内の浸透現象を観測した。

試験結果は、現在堤防の石製護岸の背面に設けられていた遮水粘土壁の止水効果のため、予期に反して非常に低い浸潤線を示した。このため試験結果を用いて堤体の浸透流を理論的に解明することは不可能であったが、計画満水試験時の定常浸潤状態からマクロ的に堤体の透水系数を求め、浸前線については2次曲線或はキャサグラントの方法を準用して推察し、河口堰による河道貯留後の堤防の安定性及び漏水量を検討し2.3の堤防補強案を検討した。

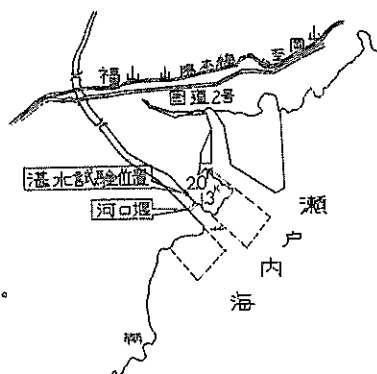
2. 試験設備

試験場所：福山市箕島町地先

芦田川左岸 2k+19.6m～2k+99.6m 延長80m

試験期間：昭和44年9月～昭和45年3月

試験池：堤防の表層より10m離れた川側に堤防方向に延長80mに亘って鋼矢板(SP-Ⅱ型、L=10m)を5m間隔に2列に打ち、河床掘削土を中埋して2重締切とし、上、下流端を1重矢板で堤体に取り付けて試験池とした。矢板継手部の漏水を防止するため矢板打設に先だちパイルガムを充填して施工した。また既設堤防取付部は1重矢板の両側に山粘土を敷付けして漏水を防止した。



○ 給排水設備：

給水ポンプ $D = 380 \text{ mm}$ 20PS 2台 ($Q = 14 \text{ m}^3/\text{S}$)

排水ポンプ $D = 400 \text{ mm}$ 20PS 2台 ($Q = 18 \text{ m}^3/\text{S}$)

前給量調整用ポンプ

$\phi 100 \text{ mm}$ 水中ポンプ1台 ($Q = 10 \text{ l/s}$)

鋼製 V ノッチ 1基

○ 量水板： 4ヶ所

河川内1ヶ所 葦水池内2ヶ所

堤防裏水路内1ヶ所

○ 視測線測定用多孔管 30ヶ所

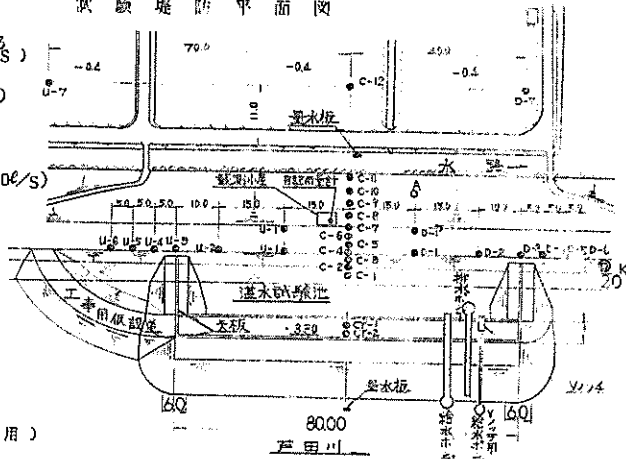
(内径 25 mm 、硬質ビニール管使用)

堤防縦断方向 (C-1~11) 11ヶ所

堤防横断方向 (D-1~6, U-1~6, D-1, U-1) 14ヶ所

○ 間隙水圧計：堤体内2ヶ所 (CP-1N型) 堤体基層部 2ヶ所 (CP-2N型)

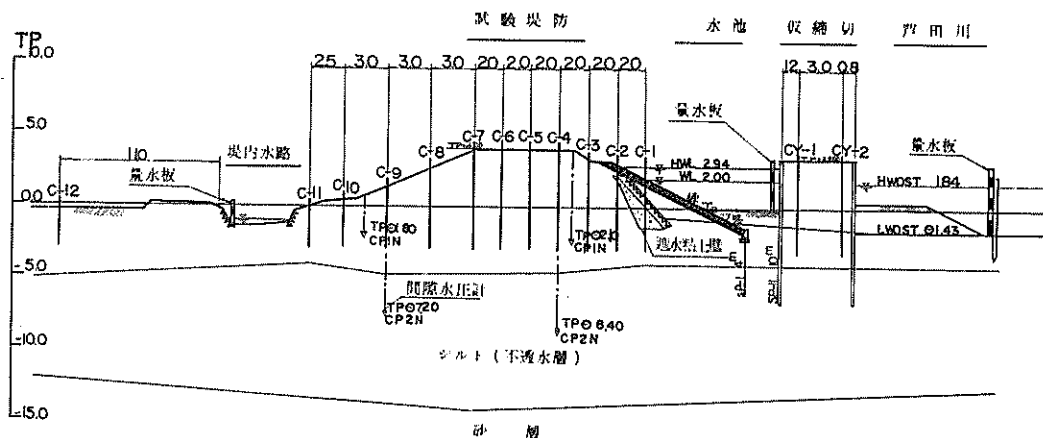
試験堤防平面図



矢板部切内 (CY-1~2,) 2ヶ所

堤内畑地 (C-12, D-7, U-7) 3ヶ所

試験堤防横断図



3. 湛水試験

湛水試験は現在堤防のまゝの状態の下記の各ケースについて行ない、その後改修護岸を施工し、現在堤防との対比を行なうため改修後の堤防断面について同じ試験を行なった。

試験項目	試験水位	備考
(1) 潮位曲線試験	さく留平均潮位 TP200 の潮位	葦水池敷高の関係から $TP \pm 0.0 \text{ m}$ 以下は一定とした。
(2) 計画高水曲線試験	H.W.L TP+2.942 の計画 ハイドログラフ	① 現状で計画高水が出水した場合を想定 ② 計画高水のピークを 2 hr 延長した場合 (参考)
(3) 計画満水位試験	計画満水位 TP+2.00 ^m	将来河道貯留した場合。定常状態まで持続

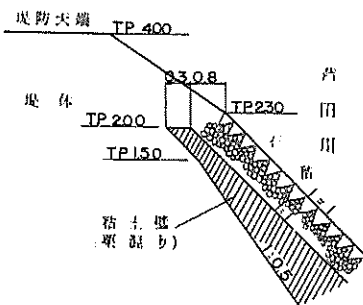
(a) 満水後 計画高水曲線試験	HWL TP+2.942 の計画 ハイドログラフ	① 満水状態で計画高水が出水した場合を想定 ② 計画高水のピークを4 ^{hr} 延長した場合(参考)
---------------------	-----------------------------	--

4. 試験結果

(1) 浸透曲線試験

湛水池の水位変動巾 2.0m(TP+2.0^m~TP+0.0^m) に対し堤体内水位は川表側で TP+0.4m~TP+0.25m と僅か 0.15m 程度の変動しか認められなかった。

この結果から、堤防前面法裏に不透水壁が存在することが推測され、試験池の上流側堤防を開削した結果右図のような良質の粘土透水壁が確認された。



(2) 計画高水曲線試験

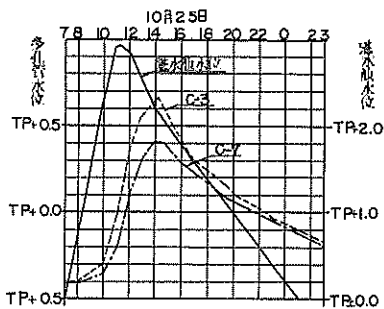
i) 堤体内の水位は湛水池水位の上昇に応じて上昇が始めるが、ピーク時間は2^{hr}40分のおくれが認められた。

ii) 堤体内での洪水波の進行は非常に早く C-1~C-7 間の水位は殆んど同時に上下した。

iii) 堤体内の浸潤線は最高上昇水位が C-3 断面の TP+0.649 で C-7 断面までは殆んど同じ水位を示し、C-7 から堤脚水路の水位に直線的にゆるんだ浸潤線を測定した。

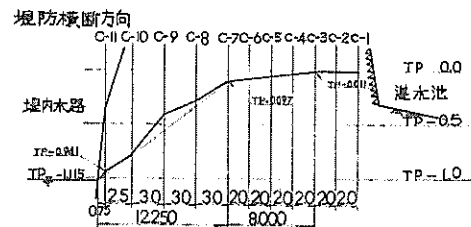
iv) 堤軸方向水位縦断面図から堤防内の上、下流方向の流れが認められた。

v) 高水曲線のピークを2^{hr}延長した試験についても同じような浸潤線を測定し、最高水位の上昇は TP+0.74^mであった。



(3) 計画満水位試験

湛水池水位を TP+2.0^m に上昇後 ほぼ 3 日間で堤内水位は平衡状態(定常流)に達した。その時の堤体内浸潤線は右図のとおりであった。

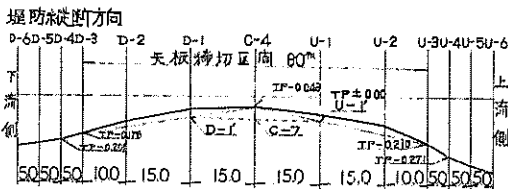


(4) 満水後計画高水曲線試験

i) ②の現状における計画高水曲線試験に比べ、ピーク時間のおくれは約2^{hr}と少し早くなった。

ii) 堤体内最高上昇水位は TP+0.474^m と前回より低く

なったが、高水のピークを4^{hr}延長した試験では TP+1.011^m まで上昇した。



第2回目の改修護岸施工後の湛水試験結果は各試験水位とも、第1回テストとほぼ同じ様な成果を観測したが、ただ堤体内水位は第1回に比べて最高上昇水位が約1m高い浸潤線を測定した。

この原因としては、改修護岸の基礎コンクリート施工のため既設護岸前面の堆積粘土層を取り除き水替ポンプにより強制的に堤体基層の通水性を大きくした事及び護岸上部の止水粘土層が旧護岸とともに一部撤去されたためと考えられ一定の期間を経れば或る程度復元するものと思われる。

なお、この点については45年度に既設改修護岸ヶ所の堤体内水位を観測して、護岸施工に伴う浸潤線の年変動の有無について調査する予定である。

5、試験結果の解析

今回の試験は現在堤防前面に遮水粘土層が存在したため、試験結果は予想に反して低い水位の堤体内浸透流となった。しかしこの堤防は約100年前（明治4年箕島町の新地区干拓工事）に建設されたものであることから、全面的にこの粘土遮水壁を期待して河口堰堤防としての安定性を論ずることは危険と考えられる。

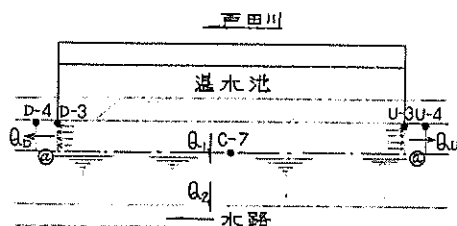
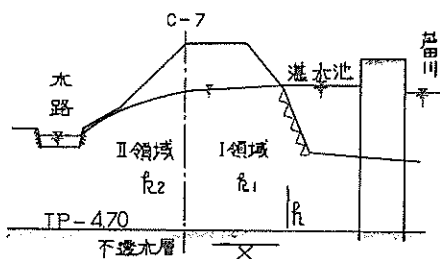
このため、今回の試験結果から堤防本体の透水係数をマクロ的に推定し、前面の遮水粘土層が無いものとして堤体の浸潤線及び漏水量を推算し、堤体の安全性を検討した。

5-1 透水係数の推算

計画満水位試験の定常状態時の観測値から

- i) 湛水池漏水量（湛水池の水位を一定に保持するためポンプにより補給した量をVノッチで測定した値）は全て堤防側に漏水したものとし、矢板締切りからの漏水は無視する。
- ii) 堤体の土質調査結果から不透水層はTP@4.70m（それより下層はシルト層）とする。
- iii) 堤防横断方向の浸潤線はC-7断面を境界として前後2種類の異なった透水係数を持つ土砂よりなっている（この事は堤防の土質断面図からも予想され、各試験水位とも浸潤線勾配が急変している。）
- iv) 堤防縦断方向については、C-7断面より前面は動水勾配が観測され上、下流方向の流れが認められるが、C-7断面より背面側は殆んど動水勾配は認められない。

以上のことから透水係数の算定にあたって次のような仮定を設ける。



- i) I領域の透水係数を k_1 、II領域の透水係数を k_2 とする。
- ii) 堤防縦断方向の漏水はI領域のみからあるものとする。
- iii) 湛水池漏水量は総て堤防より漏水する。

とすれば、その関係は次式で表わせる。

$$Q = Q_1 + Q_u + Q_o \dots\dots\dots (1)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= k_1 \cdot \frac{dh_1}{dx_1} \cdot A_1 \\ Q_u &= k_1 \cdot \frac{dh_u}{dx_u} \cdot A_u \\ Q_o &= k \cdot \frac{dh_o}{dx_o} \cdot A_o \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

Q_1 : 湛水池全漏水量 (2.066 cc/sec)

Q_1 : 堤防横断方向漏水量 (I 領域) Q_2 : II 領域

Q_u : 上流方向 (堤軸) 漏水量

Q_o : 下流方向 "

$\frac{dh_1}{dx_1}$: I 領域の堤防横断方向平均動水勾配

$\frac{dh_u}{dx_u}, \frac{dh_o}{dx_o}$: ③ 部分の上下流方向動水勾配

A_1 : I 領域の堤防横断方向平均通水断面積

A_2 : II 領域 "

A_u, A_o : ③ 部分の堤軸方向通水断面積

また II 領域については

$$Q_1 = Q_2 = k_2 \frac{dh_2}{dx_2} \cdot A_2 \dots\dots\dots (3)$$

上記の関係式に各値を代入して求めた

結果は $k_1 = 4.34 \times 10^{-2}$ $k_2 = 6.27 \times 10^{-3}$ であった。

次に第 2 回湛水試験 (改修後堤防断面) についても同様にして透水係数を求め、それらを比較すれば、次表のごとく両者はよく一致した。

なお、この値は土質試験の粒度試験結果から公式で求めた値ともほぼ合致した。

この結果以下の解析には現堤防試験結果からの算出値を採用した。

	第 1 回現堤防試験結果	第 2 回改修後試験結果
k_1	4.34×10^{-2}	5.10×10^{-2}
k_2	6.27×10^{-3}	7.03×10^{-3}

5-2 前面の粘土遮水壁がないとした場合の計画満水時没溺線及び漏水量

右図において、 k_1 は比較的大きいため $\overline{BC}$ 水面は

直線と仮定し、 $\overline{CD}$ 水面も勾配が小さいとして

単一様流の仮定を用いると、単位巾当り

I 領域については

$$q_1 = k_1 \cdot (h_1 + \Delta h) \cdot \frac{\Delta h}{d} \dots\dots\dots (4)$$

II 領域については

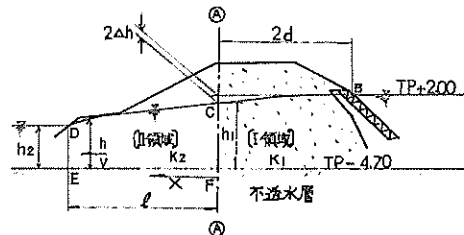
$$q_2 = b \cdot V = -k_2 \cdot h \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots (5)$$

ここで $x = 0$ で $h = h_1$ とすると

$$h_1^2 - h_2^2 = \frac{q_2}{K_2} \cdot x \dots\dots\dots (6) \text{ となり}$$

$x = \ell$ で $h = h_2$ とおくと

$$q_2 = \frac{k_2}{2\ell} (h_1^2 - h_2^2) \dots\dots\dots (7) \text{ となる}$$



④ ~ ⑦ 断面で $q_1 = q_2$ であるから (4), (7) 式を試行計算して $q = q_1 = q_2$ 及び Δh が求まる。

II 領域の没溺線は (6) 式に $\frac{q_2}{K_2}$ を代入して求める。

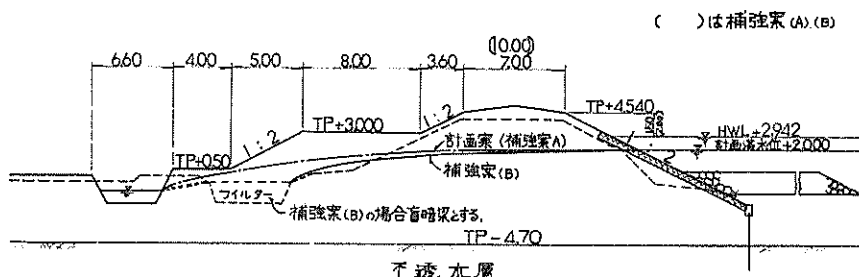
以上について K_1 及び K_2 を代入して計算した結果、漏水量は $q = 73.3 \text{ cc/s/m}$ となり現堤防の観測値 25 cc/s/m の約 3 倍となった。また没溺線については計画満水時の定常水位をヤヤサグラッドの方法で基本放物線を書いた場合、現堤防断面では没溺線が裏法面の小段より上側に没出点を生じ、その動水勾配は現堤の限界動水勾配より大きいため、現堤を補強する必要が生じた。

5-3 補強断面の検討

補強断面の検討にあたっては、現堤防の粘土遮水壁がないものとして計画満水時における堤防浸潤線、漏水量及び堤体の安定解析を行なう。

補強断面(案)

- (1) 計画案：現堤防に巾8.0m高さTP+3.0m(計画満水位+1.0m余裕)の裏小段を設ける場合
- (2) 補強案(A)：地震時の堤体の安全性について経験的に安全率を増すものとして、堤防の天端巾を1.0m、余裕高を2.0mとした場合
- (3) 補強案(B)：更に堤体の浸潤線を下げるため堤脚水路を暗渠として排水する場合



浸潤線はキヤサグランドの基本放物線を、漏水量は堤体を矩形断面と見なして単一様流として求め、安全性については円弧滑りによる計算を行なった。その結果はつぎのとおりである。

断 面 ケース		現状断面	補 強 断 面		
			計 画 案	補強案(A)	補強案(B)
常 時	漏 水 量	21 ^{cc} /m	44	36.3	62.4
	安 全 率	$F_s=1.54$	1.51	1.41	1.47
高 水 時		$F_s=1.47$	1.44	1.23	1.43
地 震 時		$F_s=1.18$	1.14	1.00	1.00

(註)

1) 現状断面の場合の漏水量は観測値を示し、安全率は実潤浸潤線を用いて算出した値である。

2) 補強断面の場合の各値は粘土遮水壁がないものとして計算した値である。

計算の結果、浸潤線は全て盛土断面内であるため法面は安全である。堤体の安全性については、

- i) 計画案は現状断面と同程度の安全率を有し安全である。
- ii) 地震時の安全を考慮した補強案は、円弧すべり計算では数値上、計画案より安全率は小さくなっている。これは、この地区の基礎シルト層が軟弱であるためと考えられる。

また漏水量については、計画案は44^{cc}/mとやや大きな値を示すが、これは前面の粘土遮水壁がないものとした場合の数字であり実際は相当下まわるものと思う。

以上のことから総合的に考察した場合、補強断面は計画案で妥当と考えられるが、なおこの結論については目下、河川局治水課と協議中であり、この検討は今後河口堰計画の堤防補強についてのテストケースになるものと思われる。

なお今回の堤防排水試験に当り種々御指導いただいた建設省土木研究所、土質研究室山村室長に文末を借りて厚くお礼申し上げます。