

II-125 パイピングによる堤体決壊に関する考察

京都大学防災研究所 正員 ○ 藤田 裕一郎 正員 村本 嘉雄
京都大学大学院 学生員 八尋 裕

1. まえがき 本文では、高水圧側からパイプ状空洞が進行していた堤体を対象として浸透決壊過程の基礎実験と浸透解析を行い、空洞の進行状況や堤体材料の相違が堤体の決壊過程に及ぼす影響について考察する。

2. 実験の条件及び方法 実験には図-1に示した全長3m、幅7cmの水路を用いた。堤体は法高30cm、天端幅30cm、法面勾配2割とし、堤体材料には3種の砂（粗砂：平均粒径 $d_m=1.42\text{mm}$ ，中砂： $d_m=0.64\text{mm}$ ，細砂： $d_m=0.21\text{mm}$ ）を用いた。上面の先端及び全面から浸透する空洞を模した3種の角パイプ（先端40mm金網張り内高15mm，同6mm，全面金網張り内高15mm）を用意し、先端を下流側法肩と法中央に位置させて実験を行った。実験条件は表-1の通りであり、Run10以降では、初期間隙水圧測定のため金網棒用いて下流法面の変形を所定時間拘束した。

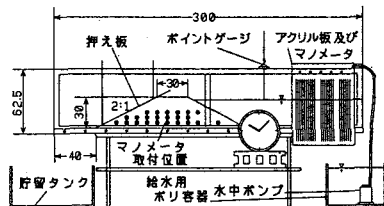


図-1 実験装置(単位 cm)

表-1 実験条件と実験番号

材料	浸透位置	パイピング実験					
		下流側法面肩設置			下流側法面中央設置		
		15°パイプ	6°パイプ	縦パイプ	15°パイプ	6°パイプ	縦パイプ
粗砂	Run3	Run4	Run5	Run6	Run7	Run8	Run9
中砂	Run1	Run16	-	Run19	Run17	-	Run18
細砂	Run2	Run12	-	Run15	Run13-1 Run13-2	-	Run14

実験中は、上流側の水位(27~28cm)を一定に保ち、堤体形状の変化をカメラとVTRで記録し、間隙水圧をマンメータの写真撮影で、浸透流量を水路下流端で容器に受け測定した。

3. 実験の結果 堤体の決壊過程の特徴に着目して実験結果を図-2のように分類した。グループAには、浸透のみ及びパイプ先端を下流側法面に設置した実験が含まれ、このうちグループ(1)は、図-3(上)のように、下流側法面に生じた局部破壊が進行して上流側法面に達した時点で越流し全面決壊に至ったものであり、グループ(2)はその過程が途中で止まった主に細砂での実験である。グループBは、すべてパイプ先端を下流側法面中央に設置した実験からなり、法面の不安定性の増大で局部破壊の進行中に噴砂が生じたが、噴砂後の破壊の進行過程の相違によってグループ(3),(4)に二分された。グループ(3)は粗砂、中砂での実験であり、粗砂では、図-3(中)のように、噴砂後もパイプ開口部に砂が残って上流側の水位低下が緩慢となり、局部破壊が継続して全面決壊に至った。中砂ではパイプ開口部の砂が容易に流送され、パイプ流の急増による上流側水位の急激な低下を回復させるまで破壊の進行は停止した。両者とも噴砂後は、グループ(1)よりも低い位置で局部破壊が進行しており、浸潤面は低下していたと思われる。グループ(4)は細砂の実験であり、図-3(下)のように噴砂後パイプ上面と堤体との間に新たなパイプ状空洞が発生し、上流方向に急速に進行した。空洞が上流側法面近くに達すると、上流側からも破壊が生じて全面決壊に至った。

グループ(1),(2)の現象の相違は、堤体材料(透水係数)の異なる浸出流量の差異に起因すると考えられ、破壊の進行速度も浸出流量が大きいほど高い。パイプのある場合はない

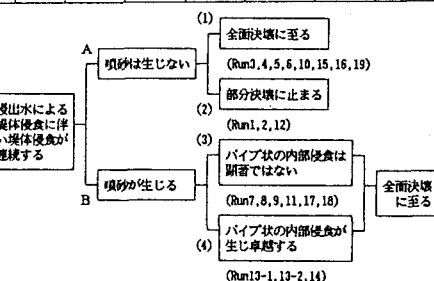


図-2 堤体の決壊過程の分類

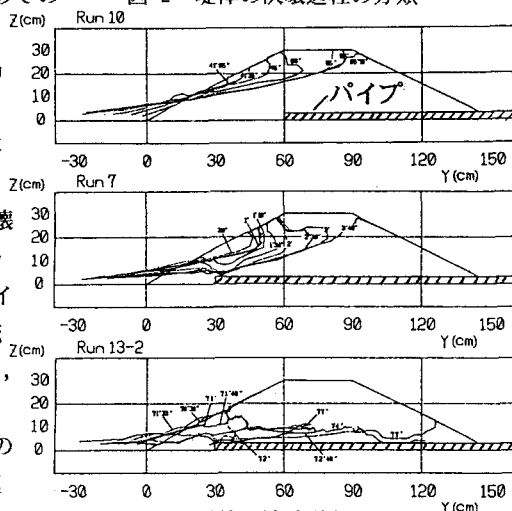


図-3 堤体の決壊過程

場合に比べて浸潤面が上昇するために、堤体のより高い位置で局部破壊が生じ、破壊の進行速度も高い。グループBの破壊の進行はAの場合よりも非常に早く、グループ(3)、(4)の現象の相違は堤体材料の流送され易さによる。空洞性状の相違は、全面浸透型の浸出点が先端浸透型よりもやや高くなるのみで現象への影響は空洞の内高と同様に小さく、空洞の進行状況が現象を最も支配

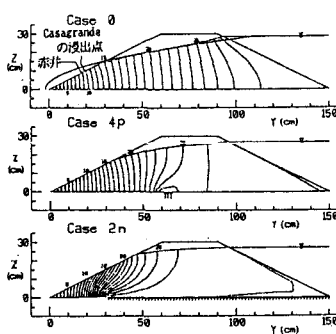


図-4 水頭分布(解析結果)

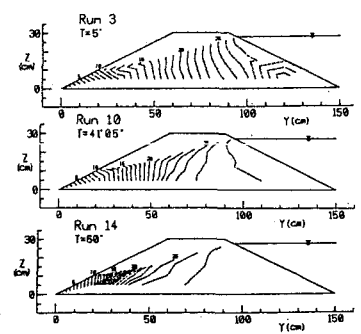


図-5 水頭分布(実験結果)

している。また、浸透のみによる堤体破壊に対する安定性は粒径の細かな材料ほど高いが、一度パイプ状空洞が発生し下流法肩を越えて進行すると逆に細粒径の材料ほど、不安定性の増大の割合は著しい。

4. 浸透解析による考察 空洞の発生に伴う浸透流量や間隙水圧の変化の予測のために、実験開始直後に、パイプ先端を順次堤数の10等分点に位置させ、開口部に上流側の水頭を与えて有限要素法による定常飽和浸透解析を行った。解析結果は、図-4のように浸透のみ(Case0)の場合の浸潤面位置がCasagrandeの方法と一致し、間隙水圧分布も図-5の実験結果と良く一致している。透水係数 k で除した浸出

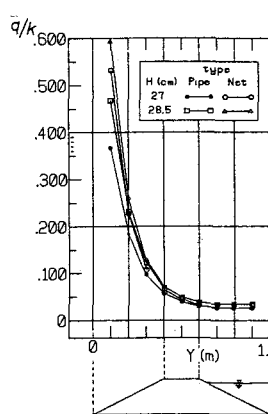


図-6 全浸出流量(単位m)

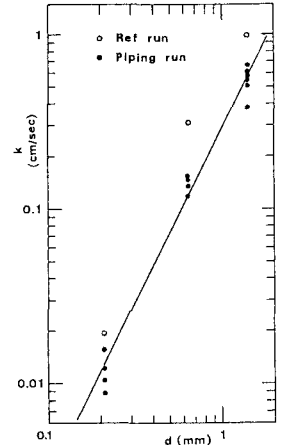


図-7 粒径と透水係数

流速 $v_n' (=v_n/k = \partial \phi / \partial n; \phi = z + p/\rho g)$ の分布は先端が法先に近い(Case1)ほど高く鋭いピークを呈していた。この分布を積分した全浸出流量 q/k のパイプ

設置位置による変化を図-6に示す。同図から、パイプ性状の影響は実験と同様に小さく、空洞が下流側法肩を越えて進行すると浸透流量は急増し始め、それが下流法面中央付近に達すると堤体侵食が急激に進むと推察される。同図の値と実験の浸出流量との比から k を求めると、図-7のように、 d の2乗に比例の $k/k_0 = (d/d_0)^2$ 、 $k_0 = 0.003 \text{ cm/s}$ 、 $d_0 = 0.1 \text{ mm}$ の関係がみられる。

さて、下流側法面上の砂粒に働く重力と摩擦力の差 R は揚力を無視すると、慣用の記号を併用して、 $R = \mu \rho g V \cos i \{ (1 - \tan i / \mu) \sigma / \rho - k_e f \}$ となる。ここに、 μ は摩擦係数、 i は斜面勾配、 V は砂粒の体積、 f はその水中部分の割合、 k_e は浸出による水圧の補正係数である。一方、流量が最大となる斜面最下流部の流れは、図-6、7から空洞先端が極度に法面に近い場合を除いて $R_{0h} = q/v < 500$ となるので、層流を仮定し、底面流速 v_b に浸出流の接線成分 $k \sin i$ を与えて、 $q = g h^3 \sin i / 3\nu + v_b h$ となる。右辺第2項は第1項に比して十分小さく、平均流速 u は $u = g h^2 \sin i / 3\nu$ である。砂粒に働く流体力 D の評価法として単純に、①流速 u 中の物体に働く力、②底面せん断力と砂粒面積の積、の2つを考える。粗砂と細砂について、空洞が下流法面まで達していない状態を対象とし、 $\mu = 0.84$ 、 $k_e f = 1$ として D をこの2方法で試算し、 R の試算値と比較すれば表-2のようになる。①の方法では粗砂・細砂とも R に比して非常に大きな流体力が働くことになり、細砂の場合とくに現象に合致しない。一方、②の考え方では流体力の値は妥当と思われるが、相対的に細砂の方が動き易いことになり、やはり適切な結果とはならず、より複雑な考察が必要となるようである。

5. あとがき 今後、浸出流条件下の流体力評価について考察を深め、局部破壊の進行過程の予測を図るとともに、本実験では生じなかったすべり破壊についても検討していきたい。

表-2 砂粒に働く力の試算値

d mm	k cm/s	q/k cm ² /s	q cm ³ /s	h cm	u cm/s	C_u	D_1 dyne	τ dyn/cm ²	D_2 dyne	R dyne	D_1/R	D_2/R	R dyne
1.42	0.605	3.0	1.82	0.050	36.5	0.82	8.63	21.9	0.346	0.080	108	4.3	
0.21	0.013	0.040	0.014	2.8	8.2	0.0114	6.14	0.00212	0.000259	44	8.2		