

II-80

首都圏外郭放水路第3立坑流入実験

建設省土木研究所 正会員 岡部 勉

建設省土木研究所 正会員 末次忠司

建設省土木研究所 正会員 小林裕明

1. まえがき

首都圏外郭放水路の第3立坑には倉松川・中川からの洪水が流入し、従来2本のドロップシャフト¹⁾の建設が予定されていた。これに対してコスト縮減の観点から1本のドロップシャフトとする大口径の流入施設が検討されている。この方式の採用にあたっては、1) 立坑内部における流況、2) 圧力流れ時における損失水頭、3) 減勢池底面に作用する衝撃圧を実験により明らかにする必要がある。

2. 実験内容

実験で比較した3種類の立坑模型の形状を図-1に示す。模型の縮尺は1/22、材料はアクリルを使用した。模型形状1では、既設の連続壁をドロップシャフトに使い、倉松川導水路に落水導水路を設けた形状、模型形状2は、カマチ梁先端形状をドロップシャフト径とした形状、模型形状3は、流入立坑内に建設が予定さ

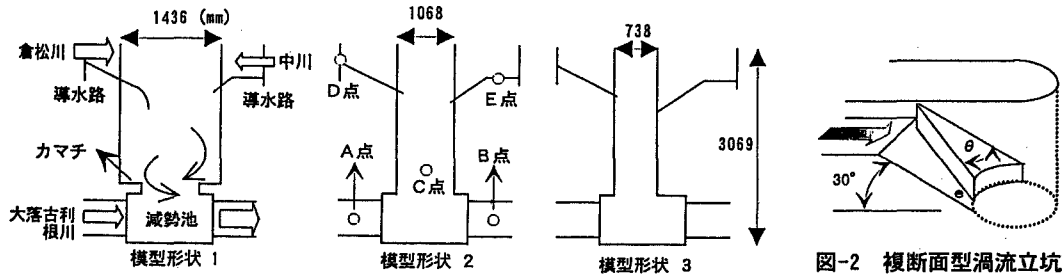


図-2 複断面型渦流立坑

れているドライエリアを除いて、ドロップシャフトの形状が円形になるようにした形状である。導水路の流入形式は、模型形状2の倉松川、模型形状3の倉松川・中川は図-2に示す複断面式とし、その他は、直接落下式とした。また、実験ケースを表-1のように

図-1 模型形状

表-1 実験ケース

実験ケース	模型形状	実 験 条 件			立坑下流 水位 A、P (m)
		流量 (m ³ /s)			
		倉 松 川	中 川	大 落 古 利 根 川	
1	1	1 0 0	2 5	8 5	2. 4 1 5
2		1 0 0	2 5	8 5	-48. 2 6 0
3	2	1 0 0	2 5	8 5	2. 4 1 5
4		1 0 0	2 5	8 5	-48. 2 6 0
5	3	1 0 0	2 5	8 5	2. 4 1 5
6		1 0 0	2 5	8 5	-48. 2 6 0

設定した。水位計測は、図-1のA～E点で行い、流量は各河川の計画流量である。

3. 実験結果

3.1 流況

立坑内水位が低い時、実験ケース2では倉松川からの流水がカマチ梁に直接衝突して飛沫がみられた。また、衝突した流水の一部がカマチ梁上を伝ってドライエリア壁に衝突する事も確認された。中川からの流水は、落下する途中で倉松川からの流水と衝突・合流していた。実験ケース4では、倉松川からの流水が約1/2周ほど内壁に沿って落下した。この際、流水の一部がドライエリア壁に衝突する事が確認された。中川から

キーワード：地下河川、流入立坑、損失水頭、衝撃圧

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL 0298-64-2211 FAX 0298-64-1168

の流水は、落下する途中で倉松川からの流水と衝突・合流する事が確認された。実験ケース6では、倉松川からの流水が約1周ほど内壁に沿って落下し、中川からの流水も約2/3周ほど内壁に沿って落下していた。これらの事より立坑内水位が低い時の流況は、模型形状3が優れていることが判明した。立坑内水位が高い時は、各模型形状とも立坑内をゆっくり回転しながら流下していた。また、ドロップシャフト径が小さくなる程、減勢池部の流況が乱れることも確認された。なお、立坑内水位が低い時は、各模型形状とも空気を連行したが、特に問題は生じなかった。

表-2 ドロップシャフト内の流速

実験ケース	速度 (m/s)
実験ケース 1	0.217
実験ケース 3	0.368
実験ケース 5	0.606

単位 (m/s)

3. 2 損失水頭

立坑内水位が高い時、各模型形状の水位計測地点の全水頭（速度水頭、圧力水頭、高度水頭の合計）を実験より求めた。速度水頭は、表-2 に示す水位計測地点の流速（流量/流下面積）より求めた。各模型形状における水位計測地点間の損失水頭（全水頭の差）を表-3 に示し、実験ケース3

表-3 ドロップシャフト部の損失水頭

実験ケース	A・B間の 損失水頭	D・B間の 損失水頭	E・B間の 損失水頭		C・B間の 損失水頭	
			D・C間	E・C間	の 損失水頭	
実験ケース1	0.324	1.088	0.892	0.577	0.381	0.196
実験ケース3	0.370	1.094	0.845	0.540	0.291	0.249
実験ケース5	0.412	1.112	0.807	0.668	0.363	0.305

単位 (m)

におけるエネルギー勾配線と動水勾配線を図-3 に示した。表-2 などよりドロップシャフト部の損失水頭は、流速が速くなるほど大きくなる事が確認された。これより各模型形状の水位計測地点間の損失水頭を比較すると、ドロップシャフト内の流速が遅い模型形状1（実験ケース1）が小さく、流速が速い模型形状3（実験ケース5）が大きいことが確認された。

3. 3 減勢池底面に作用する衝撃圧

立坑内水位が低い時の減勢池底面に作用する衝撃圧を表-4 に示す。実験ケース2では、減勢池底面に作用する衝撃圧が小さい事が確認された。しかし、カマチ梁における衝撃圧は、流水が直接衝突する為、非常に大きく 7.9kg/cm^2 となるのが確認された。この値は、最大静水圧より大きい事から模型形状1は、採用できないことが判明した。また、実験ケース4・6より模型形状2・3では、殆ど差が生じない事が確認された。

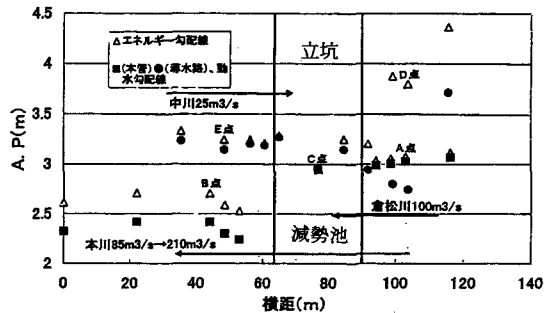


図-3 実験ケース3のエネルギー・動水勾配縦断面図

表-4 実験ケースごとの衝撃圧

実験ケース	衝撃圧		
	最大値	最小値	平均値
実験ケース 2	13.676	12.162	12.872
カマチ梁	79.405	0.00	24.117
実験ケース 4	22.721	11.952	17.098
実験ケース 6	20.299	13.360	16.188

減勢池底面を0とした圧力水頭 (m)

4. まとめ

実験より以下の事が確認された。

- ・模型形状1において立坑内水位が低い時、カマチ梁に流水が直接衝突するため最大静水圧よりも大きな力が作用する。
- ・立坑内水位が低い時の流況は、模型形状3の方が模型形状2よりも優れている。
- ・立坑内水位が高い時の流況は、各模型形状とも殆ど同じである。
- ・立坑内水位が高い時の損失水頭は、ドロップシャフト内の流速が遅い模型形状1が優れている。
- ・立坑内水位が低い時の減勢池底面に作用する衝撃圧は、模型形状2・3とも殆ど同じである。

参考文献：1) 栗城他：首都圏外郭放水路の流入立坑に関する水理模型実験，土木研究所資料第3243号，1994. 2