

止水壁端部に矢線で示す 2 条の空洞痕跡があり、川表側から川裏側の点線内の 2 つの空洞に通じている。

写真-4.6.5 止水壁端部の水みちと空洞の状態

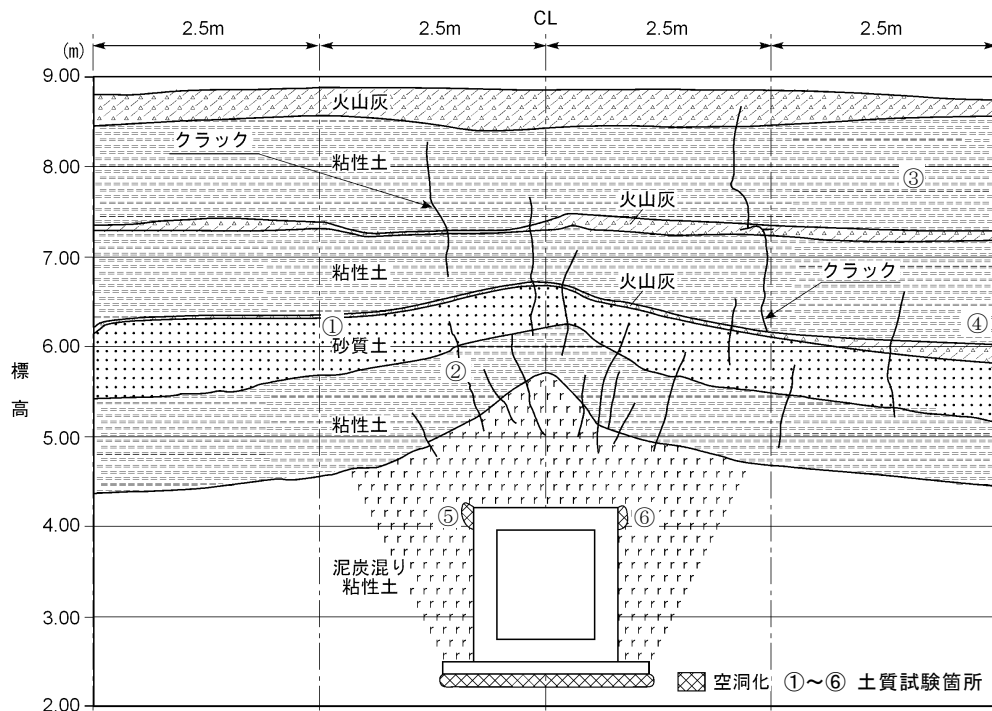


図-4.6.4 G 樋門の土層観察図

(3) 現地調査結果の評価と提案

表-4.6.2 は、厚別川の R 樋門のコーン貫入試験結果である。黄色で示したゆるみと推定される $qc=5.0 \text{ kg f/cm}^2$ 以下の範囲は、函体左では L-1~3 の標高 7.8~3.8m に広く分布し、右では標高 7.0~4.8m の間で 3 層に分散している。水色は空洞と推定されるコーン自沈点であり、函体左 L-2、0.4m 点の標高 7.0~7.2m、右はゆるみ範囲下方の R-1~3、標高 5.0~3.8m に空洞推定高 0.4~1.0m で分布している。

図-4.6.5 は、図-4.6.2 に示した土層観察断面 A・B を合成したものに qc 分布を重ねたものである。開削調査による破線内のゆるみ範囲には、函体左右の標高 7.0~5.8m に段差状の沈下形状とゆるみやクラック、右側の標高 5.0~4.0m の底版下ではゆるみや破線網掛け

で示す空洞などが確認された。各測線の qc 値分布線上には、赤点線で示す $qc \leq 5.0 \text{ kg f/cm}^2$ のゆるみ範囲が分布し、丸印で示すコーン自沈点は函体左の L-2 の標高 7.2m 付近、右の R-1~3 の標高 5.0~4.0m に分布している。

表-4.6.2 R樋門の測点別 qc 値

地盤標高 (m)	深度 (m)	測線別コーン支持力 ($qc = \text{kgf/cm}^2$)															
		L-3			L-2			L-1			R-1			R-2			R-3
7.8~7.6	0.0~0.2	3.2	6.5	4.2	5.6	5.7	3.7	5.6	5.7	3.7	5.6	5.7	3.7	5.6	5.7	3.7	
7.6~7.4	0.2~0.4	5.9	7.7	15.3	38.2	14.2	7.7	38.2	14.2	7.7	38.2	14.2	7.7	38.2	14.2	7.7	
7.4~7.2	0.4~0.6	4.2	4.5	5.5	17.6	10.5	8.2	17.6	10.5	8.2	17.6	10.5	8.2	17.6	10.5	8.2	
7.2~7.0	0.6~0.8	5.7	0.3	13.1	34.6	33.3	6.0	34.6	33.3	6.0	34.6	33.3	6.0	34.6	33.3	6.0	
7.0~6.8	0.8~1.0	10.1	3.2	10.9	37.6	22.3	2.4	37.6	22.3	2.4	37.6	22.3	2.4	37.6	22.3	2.4	
6.8~6.6	1.0~1.2	4.5	9.9	2.5	7.7	5.1	2.4	7.7	5.1	2.4	7.7	5.1	2.4	7.7	5.1	2.4	
6.6~6.4	1.2~1.4	10.6	24.3	2.0	3.6	7.8	4.7	3.6	7.8	4.7	3.6	7.8	4.7	3.6	7.8	4.7	
6.4~6.2	1.4~1.6	7.0	6.6	3.4	3.3	12.7	8.7	3.3	12.7	8.7	3.3	12.7	8.7	3.3	12.7	8.7	
6.2~6.0	1.6~1.8	4.5	2.2	2.8	4.3	12.0	13.6	4.3	12.0	13.6	4.3	12.0	13.6	4.3	12.0	13.6	
6.0~5.8	1.8~2.0	2.7	2.0	3.1	8.5	11.9	12.7	8.5	11.9	12.7	8.5	11.9	12.7	8.5	11.9	12.7	
5.8~5.6	2.0~2.2	2.8	3.4	9.8	5.7	11.7	10.6	5.7	11.7	10.6	5.7	11.7	10.6	5.7	11.7	10.6	
5.6~5.4	2.2~2.4	2.3	2.8	10.8	6.4	8.1	5.3	6.4	8.1	5.3	6.4	8.1	5.3	6.4	8.1	5.3	
5.4~5.2	2.4~2.6	3.4	3.1	18.4	9.4	9.0	7.6	9.4	9.0	7.6	9.4	9.0	7.6	9.4	9.0	7.6	
5.2~5.0	2.6~2.8	4.6	20.4	6.1	1.8	6.2	3.1	1.8	6.2	3.1	1.8	6.2	3.1	1.8	6.2	3.1	
5.0~4.8	2.8~3.0	2.6	5.8	100.6	1.4	2.6	0.6	1.4	2.6	0.6	1.4	2.6	0.6	1.4	2.6	0.6	
4.8~4.6	3.0~3.2	2.5	1.8	10.1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
4.6~4.4	3.2~3.4	1.5	6.4	—	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
4.4~4.2	3.4~3.6	3.0	9.8	—	100.7	0.7	100.7	100.7	0.7	100.7	100.7	0.7	100.7	100.7	0.7	100.7	
4.2~4.0	3.6~3.8	4.3	4.6	—	—	0.7	—	—	0.7	—	—	0.7	—	—	0.7	—	
4.0~3.8	3.8~4.0	24.7	4.6	—	—	0.7	—	—	0.7	—	—	0.7	—	—	0.7	—	

注): コーン自沈点 $qc = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ 以下の部分

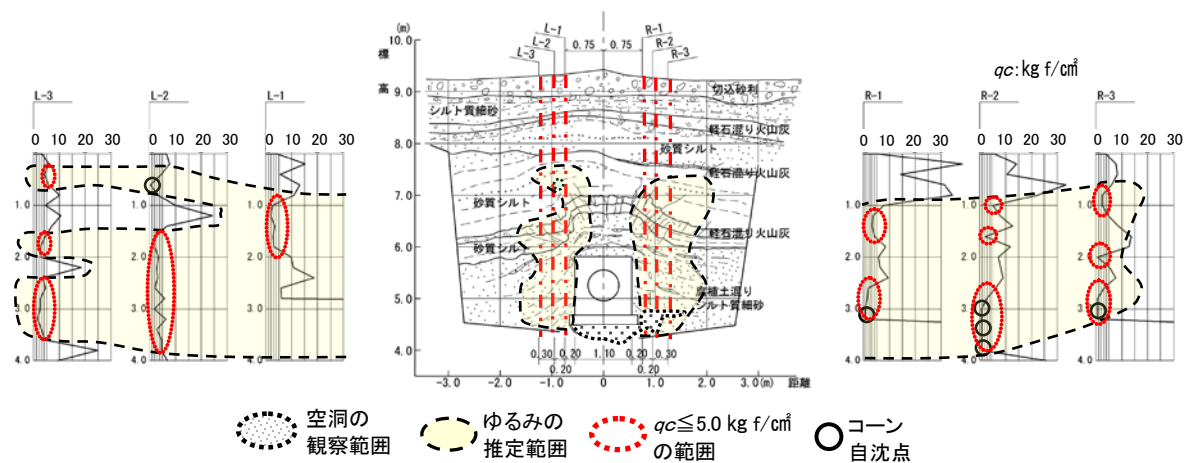


図-4.6.5 R樋門の qc 分布に基づくゆるみと空洞の推定範囲

表-4.6.3 は、野津幌川の G 樋門 B 測線のコーン貫入試験結果である。ゆるみと推定される範囲は、函体左の BL-1~4 の標高 5.2~3.2m および右の BR-1~4 の標高 5.2~3.2m の範囲および BR-1~4 の標高 2.8~2.2m の基礎コンクリート端部周辺に分散的に発現している。

空洞と推定されるコーン自沈点は、函体右の BR-2 の標高 4.8~4.6m、BL-1~3 の標高 4.2~3.8m、左は BR-1~3 の標高 4.8~3.6m の連続的な範囲および BR-1 の標高 2.8~2.6m の函体側面下方に分布している。

図-4.6.6 は、 qc 分布図に開削調査による点線で示す空洞確認範囲、破線で示す $qc \leq 5.0$ kg f/cm² の範囲および丸印のコーン自沈点を重ねたものである。観察断面は図-4.6.3 の1次開削面から下方を示し、函体上の盛高は 5.3m、底版からの最大盛高は 6.4m である。

函体左のゆるみ推定土層は、BL-1~4 の函体側面付近の標高 5.3~3.2m の広い範囲に $qc=0.2 \sim 4.7$ kg f/cm² および BL-3 の底版部の標高 2.8~2.4m に $qc=0.2 \sim 4.7$ kg f/cm² の脆弱な土層が分布し、空洞は函体隅角部上方 BL-1~3 の標高 4.4~3.8m に $qc=0.2 \sim 0.9$ kg f/cm² の3点連続のコーン自沈点が分布している。

函体右では、BR-1~4 の函体側面付近の標高 5.4~3.2m の広い範囲に $qc=0.1 \sim 4.9$ kg f/cm² および底版部の BR-1~3 の標高 2.8~2.2m に $qc=1.0 \sim 4.1$ kg f/cm² の脆弱な土層が分布し、空洞は BR-1~3 の函体隅角部から斜め上方に発達する標高 4.8~3.6m に $qc=0.2 \sim 1.0$ kg f/cm² の3点連続および BR-1 の標高 2.8~2.6m に $qc=1.0$ kg f/cm² 1点のコーン自沈点が分布している。

表-4.6.4 は、図-4.6.4 に示す丸数字箇所の土質試験結果である。

各測定点の含水比 (w) と乾燥密度 (γ_d) は、①の函体左からの離れ 1.6m、上方 2.0m 砂質土では $w=34.2\%$ 、 $\gamma_d=1.276t/m^3$ 、③と④の函体右からの離れ 3.0~4.0m、上方 2.0~4.0m では $w=31.6\%$ と 35.4% 、 $\gamma_d=1.349t/m^3$ と $1.321t/m^3$ であり、この3点はほぼ正常な値である。

一方、②の函体側面の約 1.5m 上方の段差が生じた粘性土層では $w=52.5\%$ 、 $\gamma_d=1.059t/m^3$ と高含水比・小密度になり、⑤~⑥の函体左右上部の空洞が発現した泥炭混り粘性土層では $w=120.8\%$ と 157.6% 、 $\gamma_d=0.538t/m^3$ と $0.447t/m^3$ の盛土内とは考えられない高含水比と小密度が測定され、函体側面部では段差状の不等沈下に伴う土層の剪断破壊が生じて締固状態が著しく緩み、ゆるみや空洞などの変状が存在していることが示唆された。

表-4.6.3 G樋門のB測線・測点別 qc 値

地盤標高 (m)	測点別コーン支持力 ($qc=kgf/cm^2$)									
	L深度(m)	BL-4	BL-3	BL-2	BL-1	BR-1	BR-2	BR-3	BR-4	R深度(m)
5.4~5.2	—	—	—	—	—	5.2	2.4	2.4	2.9	0.0~0.2
5.2~5.0	0.0~0.2	2.8	4.3	4.6	4.7	4.7	4.4	3.9	2.8	0.2~0.4
5.0~4.8	0.2~0.4	2.9	4.5	11.5	9.1	5.2	2.7	3.9	3.2	0.4~0.6
4.8~4.6	0.4~0.6	3.3	2.5	0.4	1.7	5.4	0.1	0.1	2.3	0.6~0.8
4.6~4.4	0.6~0.8	2.5	2.5	1.3	1.2	0.4	0.1	0.1	1.2	0.8~1.0
4.4~4.2	0.8~1.0	1.0	2.0	1.7	1.0	0.2	0.2	0.8	1.7	1.0~1.2
4.2~4.0	1.0~1.2	1.7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.6	1.3	5.6	1.2~1.4
4.0~3.8	1.2~1.4	1.4	0.9	0.9	0.7	0.9	0.9	1.4	1.4	1.4~1.6
3.8~3.6	1.4~1.6	3.5	1.4	1.3	1.3	1.0	1.1	1.2	4.2	1.6~1.8
3.6~3.4	1.6~1.8	6.9	2.7	2.4	5.4	1.4	3.7	4.0	10.3	1.8~2.0
3.4~3.2	1.8~2.0	4.7	9.1	2.2	1.7	4.9	4.9	13.4	12.2	2.0~2.2
3.2~3.0	2.0~2.2	5.9	12.4	8.7	9.1	12.5	10.5	17.5	14.5	2.2~2.4
3.0~2.8	2.2~2.4	5.7	8.5	8.5	10.1	36.5	16.5	10.5	12.5	2.4~2.6
2.8~2.6	2.4~2.6	7.8	1.4	9.6	16.5	1.0	1.3	8.5	10.5	2.6~2.8
2.6~2.4	2.6~2.8	6.6	2.2	170.5	170.5	6.5	4.1	8.3	2.6	2.8~3.0
2.4~2.2	2.8~3.0	14.5	7.1	—	—	2.5	1.9	6.0	7.5	3.0~3.2
2.2~2.0	3.0~3.2	12.5	7.1	—	—	170.5	170.5	170.5	17.7	3.2~3.4
2.0~1.8	3.2~3.4	—	170.5	—	—	—	—	—	9.1	3.4~3.6
1.8~1.6	3.4~3.6	—	—	—	—	—	—	—	2.2	3.6~3.8
1.6~1.4	3.6~3.8	—	—	—	—	—	—	—	52.7	3.8~4.0

注): コーン自沈点 $qc=5.0kgf/cm^2$ 以下の部分

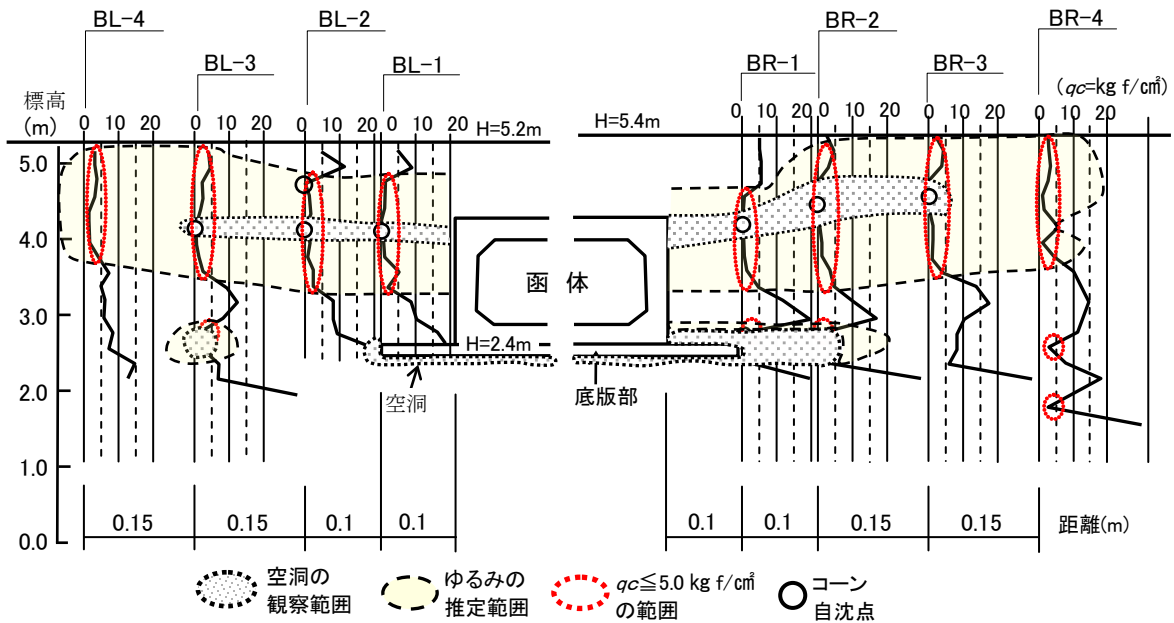


図-4.6.6 G樋門B測線のゆるみと空洞の推定図

表-4.6.4 G樋門の函体周辺土質試験結果

NO	土質	自然含水比(%)	湿潤密度 (t/m ³)	乾燥密度 (t/m ³)
①	砂質土	34.2	1.713	1.276
②	粘性土	52.5	1.615	1.059
③	粘性土	31.6	1.775	1.349
④	粘性土	35.4	1.788	1.321
⑤	泥炭	120.8	1.187	0.538
⑥	泥炭	157.6	1.152	0.447

図-4.6.7は、図-4.6.3に示す川裏側のC測線 左側における変状の捕捉状況を示す qc 値重ね図であり、函体上の盛土高は2.3mで比較的低い盛土部分である。各測定点の函体からの離れは、CL-1、0.1m、CL-2、0.2m、CL-3、0.35m、CL-4、0.5m、CL-5、0.65mである。

qc 値分布は、CL-1~2点の標高4.6~3.6mの函体上面の隅角部周辺には丸印で示す空洞と推察される $qc=0.1\sim 1.1\text{ kg f/cm}^2$ のコーン自沈点の他、CL-1~5点の標高4.8~3.0mに $qc=5.0\text{ kg f/cm}^2$ 以下のゆるみと推察される範囲が分布している。また、CL-1~5点の qc 値の鉛直分布は、函体に近づくに従って

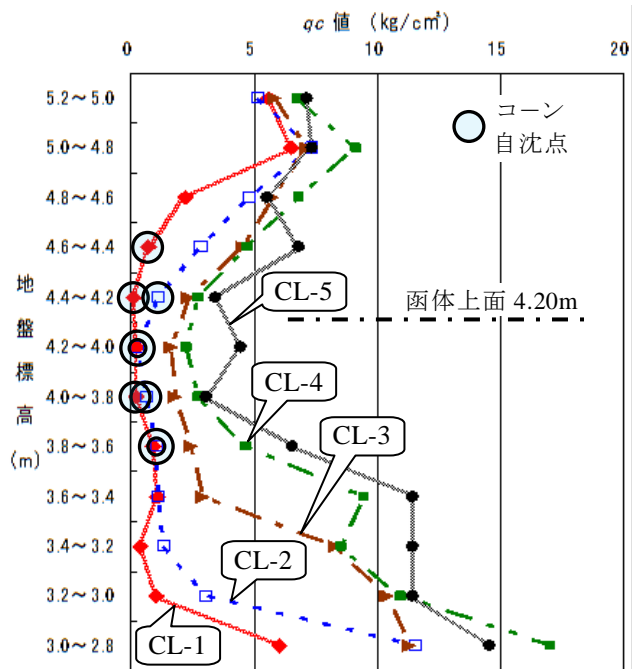


図-4.6.7 G樋門C測線の qc 分布重ね図

低下し、段差状の不等沈下が発生する CL-1～2 点では 9 点のコーン自沈点を確認され、土層が剪断破壊されて空洞化したことを裏付ける結果になった。この C 測線の測定結果から、低盛土の部分でも変状は発現し、その状態はコーン貫入試験で捕捉できることが判った。

以上の 2 樋門の開削調査による土層観察、検査杖などによる強度確認、コーン貫入試験などの結果から、厚別川の R 樋門は写真-4.6.1～3 に示した函体周辺の不等沈下に伴うゆるみ、クラックおよび底版付近の空洞などの範囲が確実に捕捉されていた。

野津幌川の G 樋門は、図-4.6.3 に示した函体上部のパイプ状空洞と底版下の空洞、写真-4.6.4 と図-4.6.4 の土層褶曲、クラック、空洞などの状態、写真-4.6.5 の止水壁を迂回する空洞経路の 1 部と変状形態などが捕捉されていた。また、図-4.6.7 に示したように低盛土部でも変状は発現し、その状態はコーン貫入試験で捕捉できることが判った。

開削調査による土層観察結果では、測線・測点別の qc 値と qc 分布図によるゆるみと空洞の推定結果から、2 樋門のゆるみ範囲は表-4.6.2～3 および図-4.6.5～6 に黄色で示した $qc=5.0 \text{ kg f/cm}^2$ 以下の部分であり、G 樋門の qc 分布の重ね図や土質試験の結果からも同様の状態が確認できた。また、2 樋門の空洞部は各測線の水色で示した部分であること、空洞観察結果とコーン自沈点は同じ範囲であることが確認できたことにより、ゆるみ範囲や空洞部はコーン貫入試験 (qc 値) によりの確に把握できることが検証できた。

函体側近の変状の捕捉状況では、最初のポイントを函体から 0.2m に設置した R 樋門の方法では 0.2m 以下の空洞などは確認できない。函体から 0.1m 点にポイントを設定した G 樋門では、0.2m 以下の小規模な空洞などが捕捉された。これらから堤防上の調査ポイントは、図-4.6.1 のように函体側面から 0.1m 間隔で 3 点を設定し、それよりは 0.5m 点、1.0m 点、それ以上の離れは 1.0～2.0m 間隔による設定方法により、函体側面部の不等沈下に伴うゆるみや空洞などの変状を確実に捕捉できることが検証できた。

土層性状の判定は、(1)現地におけるコーン貫入試験結果では、函体側面から 1.0m 以内は殆どが $qc=10.0 \text{ kg f/cm}^2$ 以下であり、函体に近づくに従って $qc=5.0 \text{ kg f/cm}^2$ 以下の土層が多くなること、(2)土質試験結果では、図-4.6.4 に示した函体直上の急な土層褶曲部の②点の乾燥密度は函体より 2.0m 以上離れている①、③、④の 3 点の平均乾燥密度より 20% 小さく、函体隅角部の⑤、⑥点は 60% 以上小さいこと、(3)第 6 章、6.1、表-6.1.1 に示した盛土完了時から 1,212 日後の函体側面土圧は 55～87% 減少したことなどから、 $qc=5.0 \text{ kg f/cm}^2$ 以下の範囲は著しく脆弱な土層であることは明らかであり、この範囲を「ゆるみ」とすることは妥当であることが検証できた。

空洞部の確認は、コーン貫入試験結果では $qc=0.1\sim 1.1 \text{ kg f/cm}^2$ 程度でコーン自体が自沈する状態であり、開削調査による土層観察では空洞内に泥水や軟泥などが確認され、堤防として期待される支持力や締固状態は確保されていなかった。したがって、「空洞」の範囲をコーン支持力 $qc \leq 1.0 \text{ kg f/cm}^2$ と判定することは妥当であることが検証できた。

以上から、ゆるみは $qc \leq 5.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\approx 0.50 \text{ MN/m}^2$)、空洞は $qc \leq 1.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\approx 0.10 \text{ MN/m}^2$) とする実用的な判定方法を提案した。

4.7 第4章のまとめ

本章では、現地における変状調査と動態観測に基づき、樋門周辺堤防の表面から函体周辺に亘る変状を的確に把握するため、樋門と堤防の構造的な関係、変状の発現位置と範囲、変状の関連性などに配慮した具体的な調査方法およびゆるみと空洞の判定方法を提案し、その知見を以下に整理した。

- (1) 樋門に関わる変状調査は、樋門と堤防の構造的な関係、変状の発現位置と範囲、植生や土砂などの被覆物による不可視部分などにより粗漏が生じやすいことを考慮し、踏査から始め、堤防表面部の変状調査、土層内の変状調査と移行し、各段階で実態分析と計画修正を行うための留意事項、現地の変状と比較するための全体的な変状形態モデル図などを示すと共に、具体的な調査方法および実施例を示した。
- (2) 堤防表面から土層内の変状部を確実に捕捉するための調査ポイントの設定は、最初のポイントの捕捉効果を比較するため、函体から 0.2m に設置した R 樋門と 0.1m 点にポイントを設定した G 樋門で測定した。その結果、R 樋門では 0.2m 以下の空洞などは確認できないが G 樋門では 0.2m 以下の小規模な空洞などが捕捉され、その精度向上には 0.1m 点以内にポイントの設定が必要であった。これらから、堤防上の調査ポイントは函体側面から 0.1m 間隔で 3 点を設定し、それよりは 0.5m 点、1.0m 点、それ以上は 1.0~2.0m 間隔による設定方法を提案した。
- (3) ゆるみの判定は、①土層観察に基づく不等沈下の発生位置および検査杖などによる強度確認、②コーン貫入試験結果などから、函体側面から 1.0m 以内は $qc=10.0 \text{ kg f/cm}^2$ 以下、函体に近づくに従って $qc=5.0 \text{ kg f/cm}^2$ 以下の土層が多くなること、③土の乾燥密度の比較では、函体直上の急な土層褶曲部の乾燥密度は函体より 2.0m 以上離れた箇所平均乾燥密度より 20% 小さく、函体隅角部では 60% 以上小さいこと、④盛土完了から 1,212 日後の函体側面土圧は 55~87% 減少したことなどから、 $qc \leq 5.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\approx 0.50 \text{ MN/m}^2$) は著しく脆弱な土層と推察され、その範囲をゆるみと判定する方法を提案した。
- (4) 空洞の判定は、コーン貫入試験結果では $qc=0.1 \sim 1.1 \text{ kg f/cm}^2$ 程度で測定用コーンは自沈し、土層観察では空洞内に泥水や軟泥などが確認されたことから、空洞の範囲は実用的に $qc \leq 1.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\approx 0.10 \text{ MN/m}^2$) を空洞と判定する方法を提案した。

なお、以上の樋門に関わる変状調査の方法は、てびき^{6),9),10)}や技術書^{5),7)}などを作成し、主な河川管理者や教育・研究機関などに配布して技術の普及を図った結果、現在では一般的に広く活用されている。

参考・引用文献

- 1) (社) 日本河川協会：建設省河川砂防基準（案）調査編第 17 章 p410~411、2004
- 2) (社) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、2004
- 3) 瀬川明久、高橋繁樹、荻原清：河川構造物周辺の漏水について、土木試験所月報、NO,361、JUNE1983

- 4) 瀨川明久、高橋繁樹、荻原清：漏水対策に関する調査研究（総括編）、河川に関する調査・試験・研究報告書、土木試験所河川研究室、1983
- 5) 瀨川明久、渡辺和好、熊谷守晃、森康夫：漏水対策工設計施工指針(案)、北海道開発局漏水対策工設計施工指針(案)編集委員会、1984
- 6) 瀨川明久、小林伸行、渡辺和好、福田義昭：河川構造物漏水調査のてびき、土木試験所河川研究室、1984
- 7) 瀨川明久：河川堤防の漏水対策技術、(第1～3版)、(財)北海道河川防災研究センター、2003、2004
- 8) Akihisa SEGAWA、Yuuki MAHIRA : A Study on the Survey of Levee Deformation around Sluices、平成25年度土木学会北海道支部論文報告集第70号、F-06、2014
- 9) 瀨川明久、小林伸行、渡辺和好、福田義昭：出水時における漏水調査、土木試験所河川研究室、1984
- 10) 瀨川明久、小林伸行、渡辺和好、福田義昭：樋門・樋管周辺のグラウチングのてびき、土木試験所河川研究室、1984
- 11) 末次忠司：現場技術者のための河川構造物維持管理の実際、2005
- 12) 瀨川明久、渡辺和好：構造物周辺漏水調査法について－非破壊調査法の現状と方向－、第27回北海道開発局技術研究発表会、1983
- 13) 北海道開発局河川工事課：漏水対策に関する調査研究（指定課題、総括編）、第26回北海道開発局技術研究発表会、1982
- 14) 瀨川明久、板倉忠興、荻原清、花輪誠：漏水対策に関する調査研究、河川に関する調査・試験・研究報告書、土木試験所河川研究室、1983
- 15) 瀨川明久、渡辺和好、板倉忠興：レイレイ波による構造物周辺の空洞調査、土木学会第39回年次学術講演会、Ⅲ-262、1984
- 16) 瀨川明久：日本国特許庁公開特許公報(A)平1-229907、Z-7187-2F、1989
- 17) 瀨川明久、間平祐樹：石狩川下流における樋門周辺堤防の安全確保のあり方について、(社)日本治水治山協会、水利科学、No. 329、p91～134、2013
- 18) 石狩川開発建設部：江別河川事務所管内構造物周辺堤防点検業務、2005
- 19) 北海道開発局事業振興部：積算基準、2011
- 20) (財)経済調査会：積算資料、p875、2010
- 21) 石狩川開発建設部：石狩川昭和56年洪水調査および解析業務報告書、1/10～10/10、1982
- 22) 石狩川開発建設部：厚別川上流築堤工事に伴う開削調査報告書、1984
- 23) 石狩川開発建設部：野津幌川5号樋門空洞調査報告書、1982
- 24) 瀨川明久、港高学、三室俊昭、吉川勝秀：泥炭性軟弱地盤上の樋門周辺堤防における安全性に関する実証的研究、土木学会論文集 F6Vol.67、No.2、2011

第5章 樋門周辺堤防の変状の実態

石狩川下流などにおける堤防災害の実態分析から、樋門周辺堤防の変状は直接的に決壊に繋がりがやすい危険性の高い現象であることが判った。しかし、地中の函体周辺から堤防表面に亘って発現する変状の実態は不明確であり、的確な安全性評価には変状の実態、進行状況、危険性などを詳細に把握する必要がある。

本章では、樋門周辺堤防に関わる安全性評価の基本として、第4章で提案した調査方法に基づき、杭基礎樋門、柔構造樋門、地震時および洪水時における変状の実態を詳細に検証し、その進行状況や危険性について考察した。

5.1 不等沈下と空洞化の実態¹⁾⁻⁶⁾

表-5.1.1は、樋門20箇所の開削調査¹⁾⁻²⁾による不等沈下と空洞化の実態を示したものである。なお、残留沈下は12～28年の設置年数から、ほぼ終了していると考えられる。

表中の函体外形寸法は基礎コンクリートを含めた値であり、計測位置は堤防天端、函体上面周辺、函体底面、函体不等沈下量などについて水準測量、計測、図上などで測定し、各項目の平均的な概要は以下に記した。

函体外形寸法は、木杭(11箇所)は高さ2.3m、幅2.5m、長さ22.0m、既製杭(PC杭、RC杭、鋼管杭、計9箇所)は高さ2.3m、幅2.4m、長さ28.7mであり、杭種別による樋門断面の差異は少なく、樋門長では既製杭が木杭より約30%長い。堤防諸元は、木杭の盛高4.2m、最大盛高7.0m、敷幅22.8m、既製杭の盛高4.6m、最大盛高7.5m、敷幅29.1mである。

樋門長と堤防敷幅の比(L/B)は、木杭0.98、既製杭1.03であり、既製杭樋門が大きな堤防断面で築造されている。盛土土質は、粘性土、砂質シルト、泥炭などの粘性土系が18箇所で90%を占めているが、一部に砂質土、砂礫などの透水性土質が挟在している堤防が10箇所あり、全体が透水性土質の堤防は2箇所である。地盤土質は、全箇所が粘性土、砂質シルト、泥炭などの粘性土系で構成され、泥炭性軟弱地盤の特性が現れている。

基礎杭長は、木杭4.5～14.8m、平均7.2m、既製杭4.0～30.0m平均20.1mで、既製杭が木杭の約3倍である。函体底面から支持層までの平均深度は、木杭17.8m、既製杭18.2mで軟弱層厚の差異は小さいが、基礎杭打込み率(PL/NH)の平均値は、木杭0.42、既製杭1.10であり、木杭は摩擦杭、既製杭は支持杭としての構造になっている。

堤防の不等沈下量は、天端で木杭22.7cm、既製杭24.4cm、函体上面周辺で木杭42.5cm、既製杭52.0cm、函体底面で木杭38.5cm、既製杭28.0cmである。この不等沈下は全箇所が発生し、堤防天端の差異は少ないが函体上面周辺では既製杭が木杭より約20%、函体底面では木杭が既製杭より約40%大きい。函体自体は、木杭19.0cm、既製杭13.1cmで木杭が約45%大きくなり、既製杭の採用により函体の不等沈下量は減少している。

空洞の有無は、木杭は有9箇所、無2箇所、既製杭は有6箇所、無3箇所であり、その発生率は木杭82%、既製杭67%、平均75%であり、空洞化率は著しく高い。

以上から、木杭は摩擦杭が主体になっているため、函体自体や函体底面での不等沈下量が大きく、既製杭では支持杭のため函体自体の沈下量は小さくなったが、周辺土層との相

対的な不等沈下量は大きくなり、最大値は函体上部周辺で発生している。また、摩擦杭では堤防、函体共に不等沈下量の軽減は難しく、支持杭では函体自体の安全確保に効果が期待できるものの、周辺堤防との不等沈下対策が必要なことが示されている。

表-5.1.1 開削調査による不等沈下と空洞化の実態

NO	函体外形状寸法(m)			堤防諸元(m)			主要土質		L/B	基礎杭		支持層 迄深度 NH(m)	PL/NH	函体周辺不等沈下量			函体不 等沈下 量(cm)	空洞 の有無	設置 年数
	高 Hk	幅 Bk	長さ L	盛高 H	最大盛高 MH	敷幅 B	盛土	地盤		種別	長(m) PL			堤防 天端	函体上 面周辺	函体 底面			
1	2.0	2.3	19.5	3.6	7.6	18.0	粘性土 砂質シルト	シルト 粘性土	1.08	木杭	5.1	20.0	0.26	25.0	10.0	45.0	25.0	有	28
2	1.3	1.4	12.2	2.9	4.4	19.5	砂質シルト 細砂	泥炭 シルト	0.63	木杭	—	19.0	—	20.0	70.0	47.0	7.0	有	20
3	2.9	2.9	14.7	4.0	6.9	24.0	砂質シルト 粘性土	泥炭 シルト	0.61	木杭	—	19.0	—	25.0	30.0	20.0	2.0	有	23
4	2.6	2.8	13.2	3.5	5.4	19.0	粘性土 砂質土	泥炭 砂質土	0.69	木杭	5.4	19.0	0.28	15.0	45.0	40.0	14.0	有	23
5	3.7	4.3	20.0	3.0	7.8	16.0	粘性土	粘性土	1.25	木杭	5.5	16.0	0.34	10.0	50.0	30.0	5.0	有	12
6	2.2	2.0	24.0	4.5	7.3	24.0	砂、火山灰 粘性土	粘性土 砂、粘性土	1.00	木杭	5.6	16.0	0.35	40.0	—	55.0	34.0	有	21
7	1.8	2.0	36.6	5.0	7.0	36.6	砂、砂礫 粘性土	泥炭 粘性土	1.00	木杭	7.2	15.5	0.46	10.0	50.0	70.0	60.0	有	12
8	2.4	2.1	22.0	3.3	4.6	17.0	粘性土	泥炭 粘性土	1.29	木杭	4.5	11.0	0.41	40.0	60.0	34.0	10.0	無	22
9	2.9	3.2	27.0	6.5	9.4	31.0	粘性土	泥炭 粘性土	0.87	木杭	8.2	25.0	0.33	20.0	—	35.0	—	無	12
10	2.1	2.2	24.0	4.9	7.6	24.0	火山灰、砂 粘性土	泥炭、細砂 粘性土	1.00	木杭	8.2	17.0	0.48	20.0	—	21.0	21.0	有	21
11	1.8	2.0	28.5	4.5	8.7	21.8	砂質土	粘性土 シルト	1.31	木杭	14.8	18.0	0.82	25.0	25.0	27.0	12.0	有	18
木杭 平均	2.3	2.5	22.0	4.2	7.0	22.8	—	—	0.98	—	7.2	17.8	0.42	22.7	42.5	38.5	19.0	有 ⁹ 無 ²	19.3
12	2.1	2.2	31.0	4.7	7.0	30.5	砂質シルト 砂、粘性土	泥炭 粘性土、砂	1.02	PC	17.0	20.5	0.83	10.0	30.0	60.0	47.0	有	23
13	2.4	2.5	30.0	4.2	7.1	27.8	粘性土 泥炭	粘性土	1.08	PC	17.0	14.0	1.21	25.0	30.0	10.0	4.0	無	13
14	2.9	2.5	30.0	3.0	6.4	15.7	粘性土 砂質シルト	砂質シルト 粘性土	1.91	RC	19.0	15.0	1.27	10.0	—	15.0	3.0	有	17
15	1.9	2.0	27.5	5.7	8.3	34.5	粘性土 砂礫	泥炭	0.80	PC	9.0	7.0	1.29	40.0	85.0	40.0	18.0	有	17
16	1.9	2.0	17.0	2.8	5.5	20.0	砂、砂礫 粘性土	泥炭 粘性土	0.85	RC	4.0	5.0	0.80	20.0	70.0	30.0	10.0	有	21
17	2.4	2.5	44.0	7.0	10.0	42.0	砂質シルト 粘性土	泥炭 粘性土	1.05	鋼管	39.0	36.0	1.08	10.0	—	15.0	4.0	無	16
18	2.4	2.9	37.0	5.0	7.9	35.2	砂質シルト 泥炭、粘性土	泥炭 粘性土	1.05	鋼管	28.0	24.0	1.17	20.0	45.0	12.0	4.0	無	18
19	2.9	2.7	24.0	5.7	9.6	34.0	砂、砂礫 火山灰	泥炭 粘性土	0.71	鋼管	30.0	25.0	1.20	60.0	—	35.0	3.0	有	20
20	2.4	2.2	18.0	3.2	5.9	22.5	砂質土 粘性土	泥炭 シルト	0.80	鋼管	18.0	17.5	1.03	—	—	35.0	25.0	有	19
RC・PC・ 鋼管平均	2.3	2.4	28.7	4.6	7.5	29.1	—	—	1.03	—	20.1	18.2	1.10	24.4	52.0	28.0	13.1	有 ⁶ 無 ³	18.2
全平均	2.3	2.4	25.0	4.4	7.2	25.7	—	—	1.00	—	13.6	18.0	0.76	23.4	46.2	33.8	16.2	有 ¹⁵ 無 ⁵	18.8

注1: 函体外形状寸法には基礎コンクリートを含む。注2: 盛高は現地盤から天端迄。注3: 最大盛高は函体底面から天端迄。注4: 支持層迄深度は函体底面から支持層迄。注5: 函体周辺不等沈下量は測定値又は土層観察図の読み取り値。注6: 函体不等沈下量は最大高低差。

5.2 変状の形態と危険性

樋門周辺堤防の変状は、樋門と堤防の接続部に生じる不等沈下に伴って発現するが、その実態は不明確である。

本節では現地調査に基づき、杭基礎樋門、柔構造樋門、地震時および洪水時における変状の発現位置、形態、進行状況などを詳細に把握し、その危険性について考察した。

5.2.1 杭基礎樋門の変状¹⁾⁻¹⁸⁾

図-5.2.1 は、杭基礎樋門における変状調査箇所と写真番号を示したものであり、以下に発現箇所毎の変状形態を明らかにした。

写真-5.2.1 は、樋門完成の約 1 年後に周辺堤防が約 35 cm 不等沈下したため、管理橋前面の天端から法面に達する幅 10~20 cm のクラックが発現したものである^{8),9)}。

写真-5.2.2 は、川表の天端から門柱付近までの函体直上部の変状⁷⁾⁻¹³⁾であり、破線は門柱背後と法面中段の護岸工上端部の 50 cm の抜け上がり形状を示し、護岸工上方の芝法面には抜け上がりに伴う段差と開口クラックが発現した。このように連続的で抜け上がり高が大きい場合は、函体側面部から堤防表面までの不等沈下部の土層は剪断破壊され、かまぼこ状の端部では段差、ゆるみ、クラック、空洞などが発現する。

写真-5.2.3 は、胸・翼壁接続部周辺の変状であり、川表側の胸壁背後の護岸は約 30 cm 沈下し、堤防側には胸壁と護岸の隙間を補修した跡が見られる。胸壁と翼壁の段差は見られないが止水板は破断して約 8 cm 離れた。この隅角部周辺の護岸下は空洞化し、周辺地盤との接続部は剥離して空隙が発現して箱尺は頂部から 70 cm 挿入できた。

写真-5.2.4 は、門柱から翼壁背後の連結護岸 (0.9×0.9m) の変状⁶⁾を示し、護岸は翼壁と門柱の背後で 27 cm と 20 cm の沈下が発現し一部は破損した。門柱側方では、護岸下には見逃しやすい 60 cm の空洞が発現し、門柱と翼壁の接続部は 19 cm のズレが生じている。

写真-5.2.5 は、門柱と階段工の接続部の変状を示し、階段工の沈下は 10 cm、空隙幅は 5 cm、深さは 50~100 cm 以上であり、川表の翼壁隅角部は深さ 3.0m 以上であった。

写真-5.2.6 は、川裏胸壁と止水矢板の周辺土層の剥離状況⁶⁾であり、空隙幅は 1~3 cm、深さは 50~100 cm 以上である。これらの空隙は、不等沈下に伴い函体側面部の土層が剥離して発現したものである。

写真-5.2.7 は、一次支川千歳川左岸の NR 樋門周辺^{6),7),14)}の 40 cm の不等沈下状況を示し、白点線で示す天端には函体直上部で緩い傾斜が見られ、掘削面の上端 (堤防法尻) の白点線では、下層の色調の濃い土層と同じく明瞭な不等沈下形状が見られる。赤破線内は、函体側面部の不等沈下部であり、土層の乱れは 2.0m 程度の範囲に集中して色調変化や浸出水が見られ、ゆるみ、クラック、空洞などが発現した。また、函体側面の不等沈下部の火山灰混じりシルト層では、写真-5.2.8 のように剪断破壊などにより約 60 cm の範囲にゆるみが生じて軟弱化し、10 cm 程度の範囲は浸出水により泥土状態になっていた^{6),11),14)}。

写真-5.2.9 は、二次支川厚別川左岸の R 樋門周辺堤防の変状^{10),12),15)}であり 1981 年 8 月洪水によりパイピングが発生し、開削調査は 1984 年に行った。黒点線の土層境界は、函体上方 1.0m と 1.5m 付近に明瞭に現れ、境界 1 は函体側面直上で大きく褶曲して離れ 2.0m で約 50 cm 沈下した。境界 2 は、函体中央部上方の土層線は大きく褶曲して無数のクラックが発現し、離れ 2.0m で約 80 cm 沈下した形態から、この土層は函体側面部で剪断破壊されたことが示されている。函体上部隅角部周辺では、シルト質細砂に挟在する薄い泥炭層は複雑に曲がって多数のクラックが発現し、ゆるみは白点線で示した幅約 1.0m の範囲に、空洞は函体右上部 (H30×B20 cm) と底版下 (H 30~40 cm) に連続的に発現していた。

写真-5.2.10 は、三次支川野津幌川右岸のN樋門周辺堤防の翼壁から遮水壁付近における函体側面から底版周辺まで発現した変状^{6),10),11),14),16)}である。この事例では、函体自体の大きな変状は認められないが、函体から基礎コンクリートと矢板巻コンクリートが剥落して底版下全体が10~30 cm空洞化し、遮水壁は下部で破断して40 cm落下していた。

図-5.2.2 は、堤防開削後の川表側からの樋門観察図^{10),16)}であり、川表右翼壁フーチングのクラック、水叩き、仕切壁などが沈下し、翼壁後方から川裏側にかけては基礎コンクリートと矢板巻コンクリートの剥落、遮水壁下部の破断などの損壊に加え、函体底版下では全長に亘る連続した空洞などの変状を表している。この空洞は、函体周辺の盛土沈下に伴う函体下部の引き込み沈下や土砂吸い出しにより発現したものである。

以上の杭基礎樋門の変状は、函体側面部ではゆるみ、クラック、空洞など、底版下ではゆるみや空洞の形態で発現し、何れも連続性を有して強度低下や軟弱化が著しい。また、函体から20 cm程度の範囲では、不等沈下により剪断破壊されたゆるみが存在し、透水係数は $k=1.44 \times 10^{-1} \sim 1.77 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ などの浸透性の高い数値が観測^{17),18)}されている。

これらの函体周辺の変状は、地表面上では目立たないが、地中では著しく浸透性の高い連続的な変状の形成や既に水みちが形成され、洪水時には漏水やパイピングが容易に発生して堤防決壊に繋がることに特段の注意が必要である。

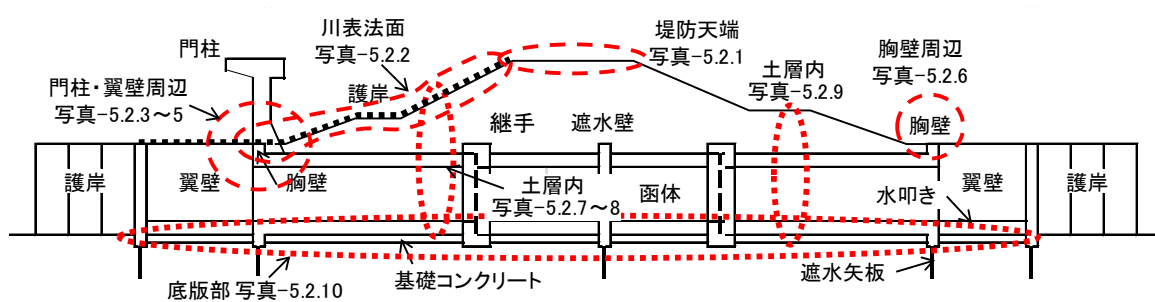


図-5.2.1 杭基礎樋門の変状調査箇所



写真-5.2.1 天端の開口クラック

管理橋の中央付近から天端全幅に亘り10~20 cmのクラックが発現した。

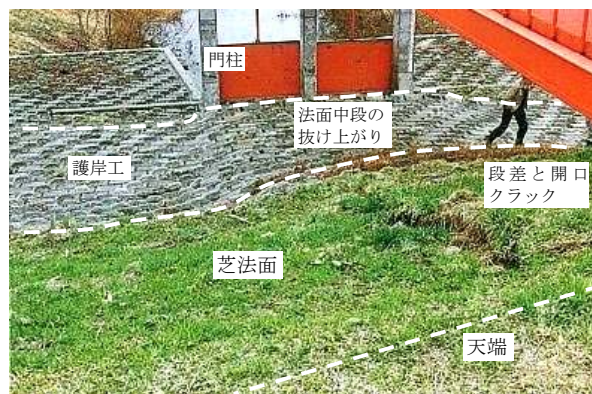


写真-5.2.2 川表法面の変状

門柱背後から天端に亘る50 cmの抜け上がり、芝付け法面部には段差と開口クラックなどが発現した。



写真-5.2.3 胸・翼壁周辺の変状

胸壁と翼壁が離れて止水板は破断し、胸・翼壁の接続部では護岸沈下 30 cm、護岸と護岸下の空洞を含め 70 cmの沈下が発現した。



写真-5.2.4 門柱・翼壁周辺の変状

門柱と翼壁のズレ、止水板の破断、翼壁背後の護岸沈下 27 cm、門柱背後の護岸沈下 20 cm、護岸下に 60 cmの空洞が発現した。



写真-5.2.5 法面中段の門柱横の空隙

法面中段の門柱と階段工の接続部に幅 5 cm、深さ 50~100 cm超の空隙が発現した。



写真-5.2.6 胸壁と遮水矢板周囲の空隙

川裏の胸壁と遮水矢板の周囲に幅 1~3 cm、深さ 50 cmの空隙が発現した。

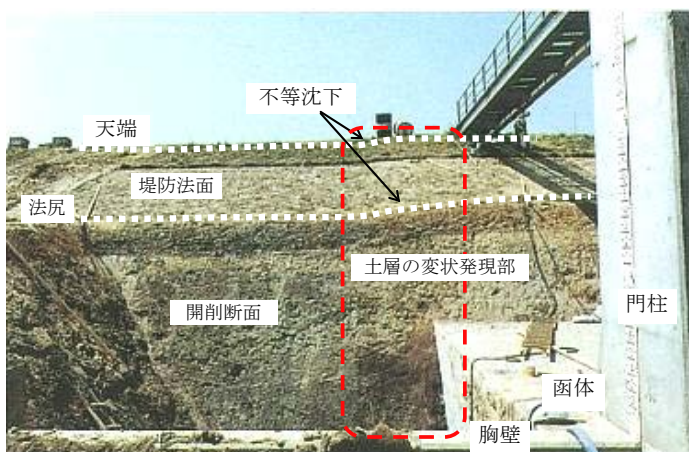


写真-5.2.7 土層内の不等沈下の形態

門柱背後法面に 40 cmの抜け上がりが発現し、赤破線内に土層の乱れに伴う色調変化、浸出水などが見られる。

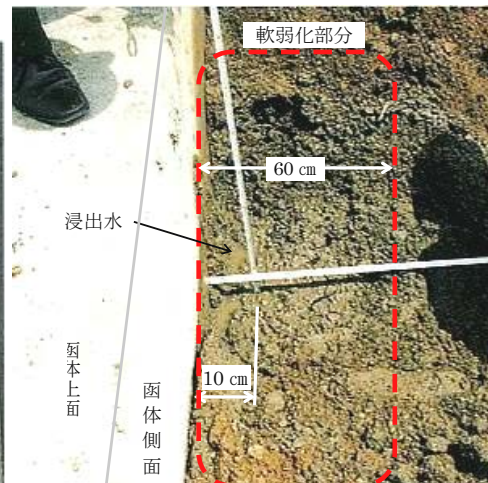
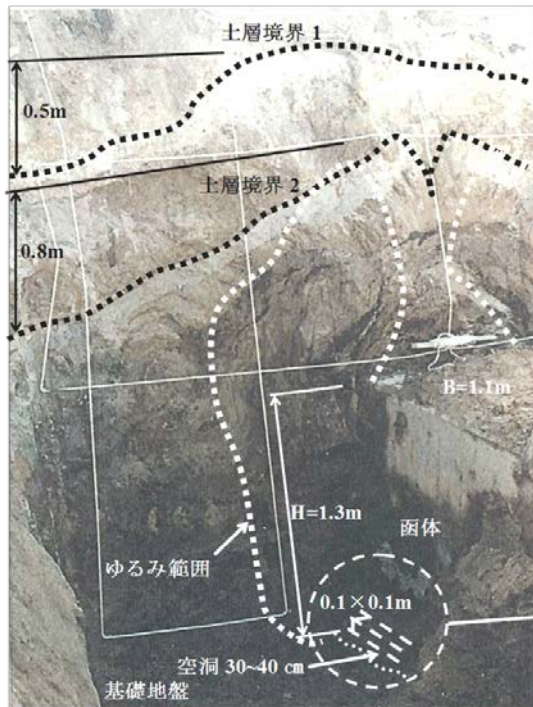


写真-5.2.8 軟弱化の状況¹⁾

函体側面から約 60 cmが軟弱化し、約 10 cmは泥土状態になって浸出水が見られる。



函体下面から上方約 3.0m までの開削断面である。
 土層境界 1 は、函体側面直上の周辺で 50 cm 不等沈下して大きく褶曲している。
 土層境界 2 は、80 cm 不等沈下して函体直上の土層中央部は大きく割れ、函体隅角部周辺には無数のクラック、白点線内にはゆるみ、函体下には 30~40 cm の空洞が発現している。



写真-5.2.9 函体周辺土層の変状形態

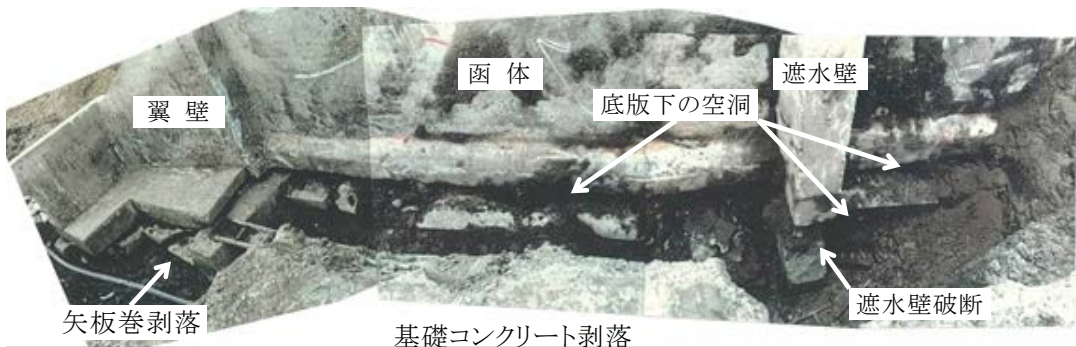


写真-5.2.10 函体底版部の変状と空洞化の状況

函体や翼壁には変状は見られないが、底版下では基礎コンクリートや矢板巻が剥落して 10~30 cm 空洞化し、遮水壁は下部で破断して 40 cm 落下している。

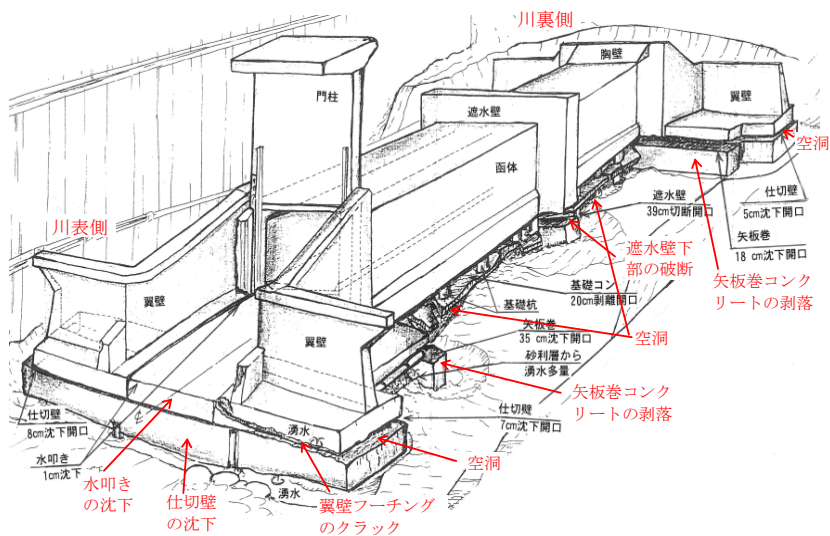


図-5.2.2 樋門川表側からの観察図

5.2.2 柔構造樋門の変状

柔構造樋門¹⁹⁾は、地盤沈下に伴う底版下の空洞化軽減を目的に、1990年代後半から採用された直接基礎方式の樋門である。函体は地盤沈下に追従させるため、伸縮継手や可撓矢板を用いて変位変形に対処しているが、現場では地盤沈下や埋戻し施工の影響により、多様な変状が発現している。以下に、その実態と危険性について検証した。

柔構造樋門の変状は、清真布川のH樋門、幌向川のY樋門および千歳川右岸のQ樋門の事例を示し、**図-5.2.3**に調査箇所と写真番号を示した。

写真-5.2.11は、清真布川のH樋門⁶⁾の川表の門柱・翼壁周辺における変状であり、調査の約2年前に修復工事が行われた。しかし、再び法面は15cm、護岸は25cm沈下した。翼壁は門柱部と7cmの段差が生じて止水板は破断し、門柱は河道側に4°傾斜した。

写真-5.2.12は、幌向川のY樋門⁶⁾における門柱背後法面の15cmの不等沈下であり、段差部分の土層ではゆるみが確認された。**写真-5.2.13**は川裏擁壁背後の約1.5m範囲の変状であり、3本の測量ピンは函体側面の空隙に0.85m容易に貫入した。また、函体から30cm程度の範囲は軟弱化して湧水が観察され、水みちの存在が示唆された。**写真-5.2.14**は、函体の不等沈下に伴い川表側継手で発現した段差8.0cm、開き3.7cmの変状である。

以上から、不等沈下量はY樋門では小さかったが他樋門では20~60cm超の事例もあり、継手部や接続部では段差、開口、損壊、止水板破断、門柱傾斜などが見られ、底版下の空洞化は軽減したが函体側面部では杭基礎樋門と差異のない変状が発現していた。

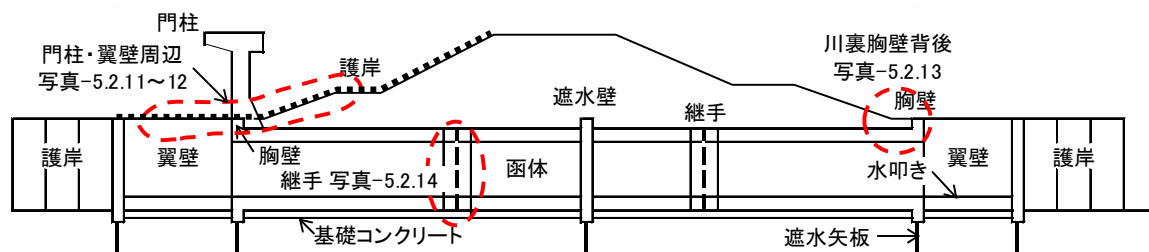


図-5.2.3 柔構造樋門の変状調査箇所



写真-5.2.11 門柱・翼壁周辺の変状

川表門柱周辺において法面15cm、護岸25cm、翼壁7cmの不等沈下、門柱傾斜4°が発現した。



写真-5.2.12 門柱背後法面の不等沈下

門柱背後の函体側面直上付近の法面に15cmの不等沈下が発現した。

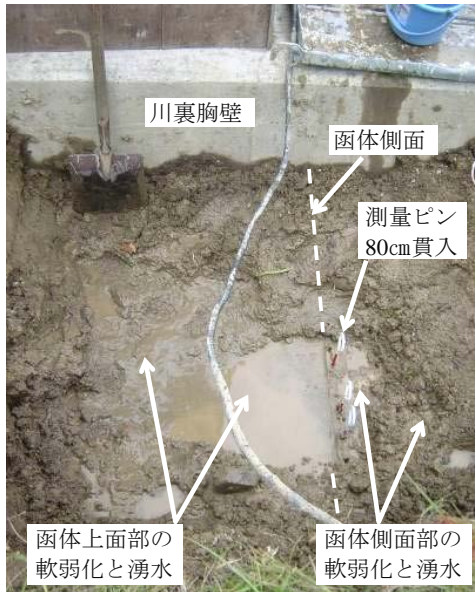


写真-5.2.13 川裏胸壁背後の変状

胸壁背後の土層が緩み、測量ピンは 0.85m 容易に貫入して軟弱化と湧水が発現した。

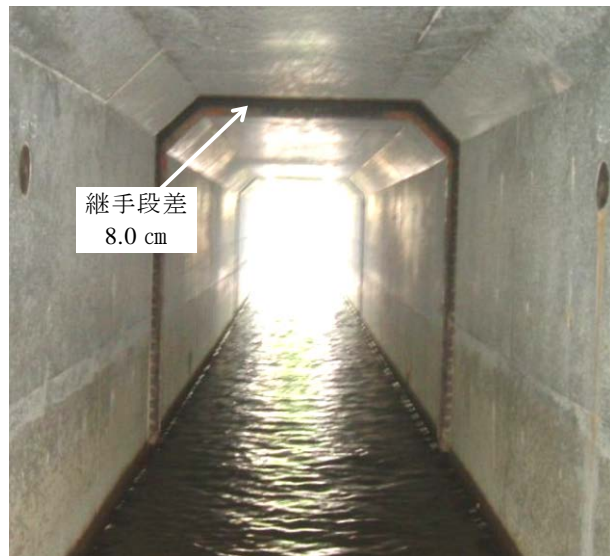


写真-5.2.14 継手の段差

函体川表側の継手部分で、開き 3.7 cm、段差 8 cmの集中的な変状が発現した。

図-5.2.4 は、Q樋門²⁰⁾ (外形寸法 H2.9×B2.1m×L45.0～1 連) の変状調査箇所と写真番号を示したものである。なお、函体底版下の地盤は、セメント混合改良 (厚さ 2.5m) が行われ、盛土開始から 457 日後の底版下標高は、設計値より過大に沈下して川裏部 20.2 cm、中央部 13.0 cm、川表部 6.6 cm低くなった。

写真-5.2.15 は門柱の周辺と背後の変状であり、法面は門柱背後で 6 cm、中段で 10 cm の不等沈下が生じているが、鉄筋連結の大型ブロックのため不陸状況は不明瞭である。

写真-5.2.16 は、門柱と翼壁周辺の連結護岸の変状⁶⁾であり、翼壁背後の地盤は約 50 cm 沈下したため護岸と間詰コンクリートは破損し、護岸下には約 40 cm の空洞が発現した。

写真-5.2.17 は、川裏の胸壁と集水柵の接続部における縦 50 cm、横 70 cm、深さ 75 cm のロート状陥没部⁶⁾であり、写真-5.2.18 は陥没箇所を含む開削状況である。集水柵側面の土砂付着のない部分は、構造物と土層が剥離して生じた空隙の痕跡であり、変状が堤防表面部から地中へ侵入した状況が示されている。

写真-5.2.19 は、図-5.2.4 に示した川裏胸壁から 7.0m 下流の土層断面⁶⁾であり、函体側面には幅 1.0 cm の空隙、上部隅角部から色調の違う土層境界に伸びる幅 1.0～2.0 cm のクラックが見られ、不等沈下量が大きくなる函体上部で発現した。写真-5.2.20 は、函体上流側の不等沈下に伴い、土層が剥離して発現した幅 1.0～2.0 cm の空隙である。

写真-5.2.21 は、コーンペネトロメーターによる函体側面の土層強度測定状況であり、結果は qc 値に換算して表-5.2.1 に示した。函体より 2 cm ではコーンが 20～30 cm 自沈する状況であり、10 cm では $qc=1.0\sim1.5$ kg f/cm²、20 cm では $qc=1.0\sim2.0$ kg f/cm²、30 cm では $qc=2.5\sim5.0$ kg f/cm² と低い支持力が測定され、土層の締固状態は相当に緩み軟弱化していた。

以上の柔構造樋門の変状は、函体の過大沈下、周辺堤防の不等沈下、不陸、抜け上がり、陥没、護岸の損壊、護岸下の空洞、土層のゆるみや空隙などである。また、継手部分では折

れ角が集中して段差や損傷が発生した事例もあり、長期的な安全確保に課題を残している。

調査孔からの土層調査では、函体側面に 1.0~4.0 cm のゆるみや空洞、底版下に 1.0~4.5 cm の空洞が発現していた。この空洞量は、表-5.1.1 に示した杭基礎樋門の 1~2 割に軽減され、函体底版から上方の変状の発現範囲はやや狭くなった。しかし、函体上部隅角部周辺の不等沈下量、函体側面部などのゆるみ範囲や空洞の発現状況などを考慮した場合、柔構造樋門の安全性が杭基礎樋門に比べて特に向上したとは考えられない。

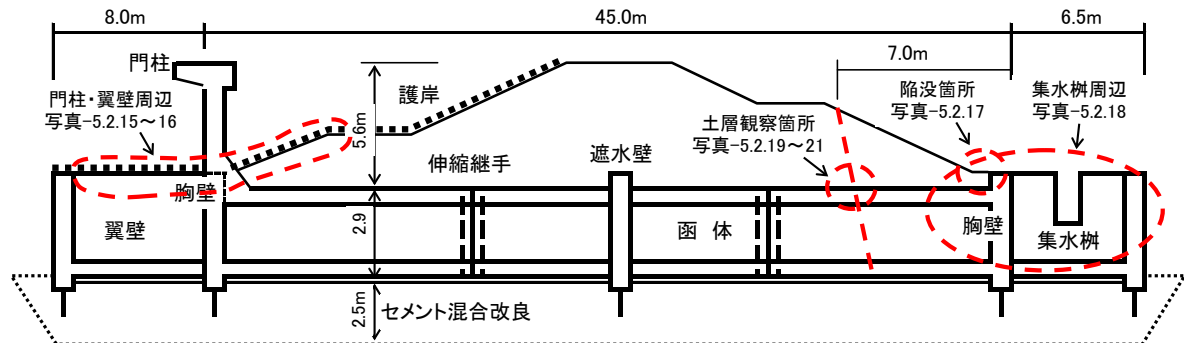


図-5.2.4 千歳川Q樋門の変状調査位置

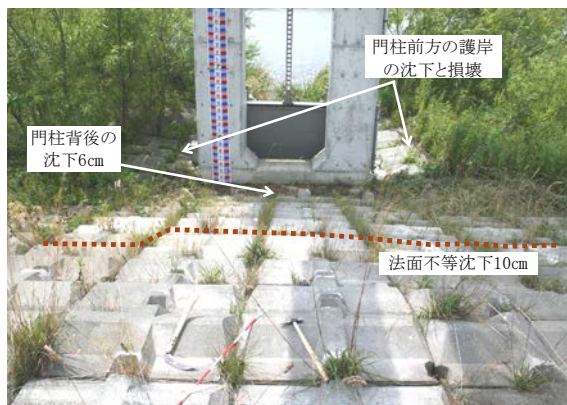


写真-5.2.15 門柱・翼壁周辺の変状

門柱背後 6 cm、法面護岸 15 cm の不等沈下により、門柱前方の護岸は沈下して間詰コンクリートは損壊した。



写真-5.2.16 門柱・翼壁周辺の護岸の変状

門柱と翼壁背後の地盤沈下により護岸と間詰コンクリートが損壊し、40 cm の護岸下空洞が発現した。

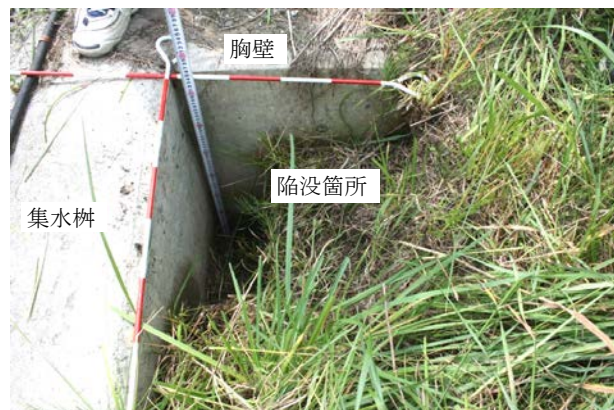


写真-5.2.17 胸壁・集水樹接続部の陥没

胸壁と集水樹の接続部に横 50 cm、縦 70 cm、深さ 75 cm の陥没が発現した。



写真-5.2.18 陥没箇所周辺の開削状況

胸壁～集水樹側面の開削状況であり、陥没部と土砂が付着していない空隙痕跡が確認できる。

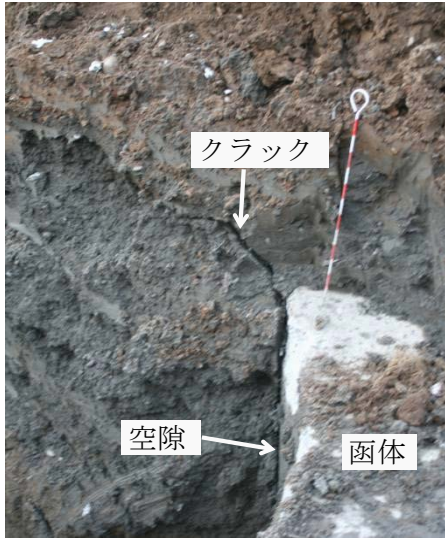


写真-5.2.19 函体周辺土層の変状
幅1~2cmで、函体上部隅角部から伸びるクラックと側面部の空隙が発現した。



写真-5.2.20 函体上流側の空隙状況
上流側の函体側面と土層の接続部に1.0~2.0cmの空隙が発現した。

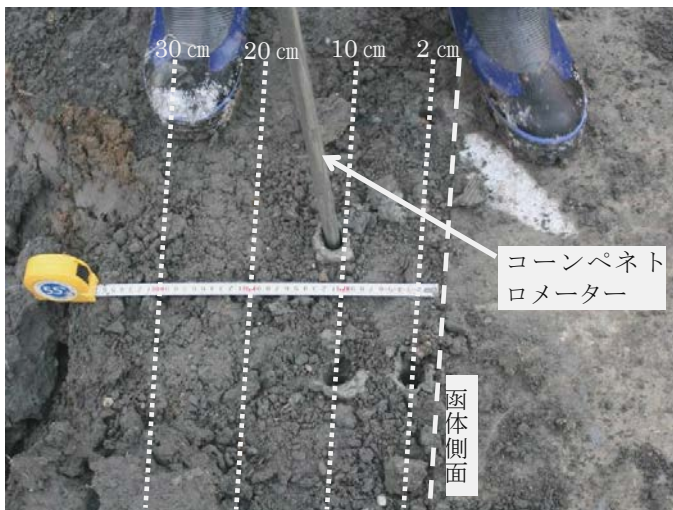


写真-5.2.21 函体側面のqc測定状況

表-5.2.1 函体側面 qc 測定値

測定点	qc測定値
2.0 cm	コーン自沈
10 cm	1.0~1.5 kg f/cm ²
20 cm	1.0~2.0 kg f/cm ²
30 cm	2.5~5.0 kg f/cm ²

5.2.3 地震時の変状

図-5.2.5は、地震により発現した変状調査箇所と写真番号を示したものである。

写真-5.2.22は、2003年十勝沖地震による清真布川の樋門⁶⁾における川裏の胸壁、集水柵、水路周辺に亘る噴砂痕跡である。この河川では、堤防沈下により地盤内に埋没したサンドマットの液状化に起因した堤防のすべり破壊も発生している。

写真-5.2.23は、同地震と地盤沈下により十勝川の水門⁶⁾の門柱と堤防の接続部に発現した3~5cm、深さ約1.0mの空隙であり、堤防との接続部に連続的に発現した。

写真-5.2.24は、十勝川の〇樋門周辺の地盤沈下および同地震による堤防基盤の液状化に伴う抜け上がりや法面すべりなどであり、滑動した堤防は法尻部の胸壁に抑止されて隆起し、翼壁背後の地盤は20~30cm沈下した^{6),21)}。

写真-5.2.25(a)は、法面すべりの影響で翼壁が移動して門柱との接続部が70 cm開き、止水板は破断した^{6),21)}。(b)の函体中央部の継手カラーは27 cm傾斜して損壊し、函内の継手ゴムは約30 cm伸び、基礎杭は中央部の2本以外は全て頭部が破断した。

写真-5.2.26は、幌向川の樋門改築箇所の堤防縦断方向の液状化痕跡^{6),22),23)}である。砂脈の充填物は、粒度分布および赤盤と呼ばれる炭鉱ズリ山の焼成物の混入から、堤防下の地盤に敷設したサンドマットと同じ砂であった。これらから、当初は地盤下約5.0mの砂層から噴出した液状化物は堤防下のサンドマットまで到達した後、地震動の低減に伴う間隙水圧低下により元の砂層に戻り、上部で液状化していたサンドマットはクラック内に吸い込まれて写真の砂脈が形成されたものと推察した。

以上の地震時の変状は震動と液状化に伴い発生し、発現範囲は堤防表面から函体周辺に亘り、噴砂、抜け上がり、クラック、法面すべり、法尻隆起、函体損壊などの形態で発現し、大地震の場合は変状規模も大きくなる。また、地盤や堤防の内部に液状化痕跡が潜在する場合もあり、何れの現象も堤防の安定を損ない浸透性を高める要因になる。

変状調査の方法では、写真-5.2.22～25のような外観から確認できる変状は実態を把握しやすいが、写真-5.2.26のような地中の痕跡把握は非常に難しい。地震後の開削調査では、サンドマットから1.0m程度堤防内に侵入した砂脈、ボーリング調査では旧河道の地盤内に幅2 cm程度の砂脈が確認された事例などから、地震の繰り返しや洪水により変状と危険性が拡大することを考慮し、地震の影響が把握可能な調査方法を開発する必要がある。

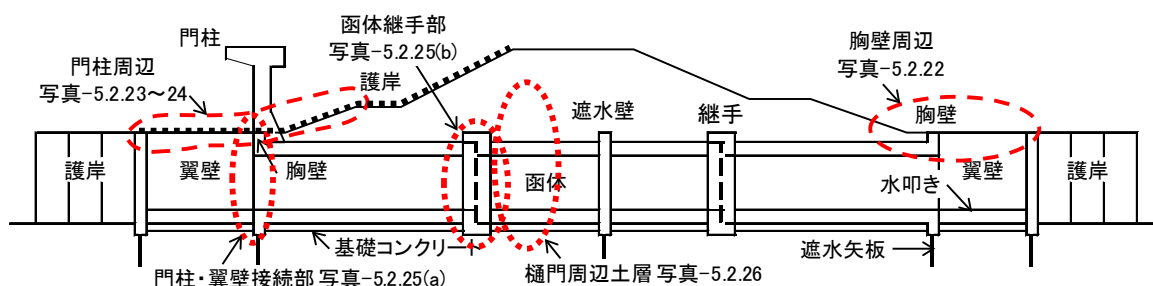


図-5.2.5 地震時の変状調査位置

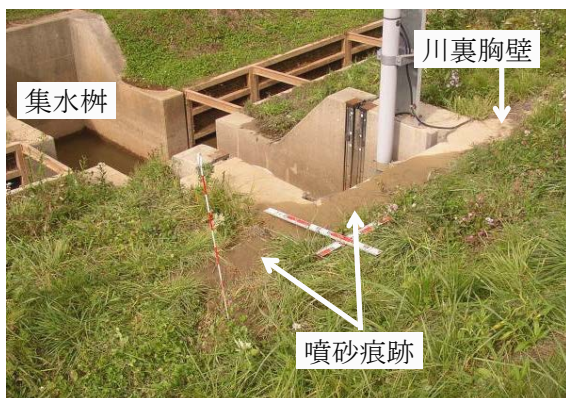


写真-5.2.22 川裏胸壁周辺の噴砂痕跡
地震により川裏の胸壁周辺で噴砂が発現した。



写真-5.2.23 門柱側方の空隙
地震と地盤沈下により、門柱側方に幅3～5 cmの連続的な空隙が発現した。

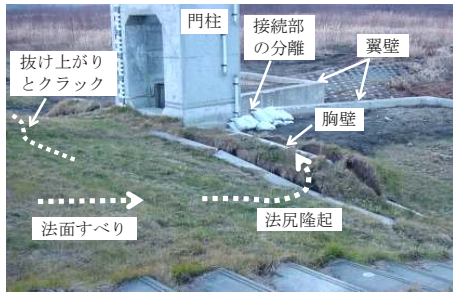


写真-5.2.24 門柱周辺の損壊

液状化の影響で抜け上がり、法面すべりに伴う法尻隆起などが発現した。



写真-5.2.25 門柱と翼壁の分離および継手損壊

(a)は液状化の影響で門柱と翼壁が70cm分離し、(b)は継手部のカラー損壊などが発現し、函体下のPHC杭頭部は破断した。

写真左は堤防中央部の砂脈、中は底面部の拡大、左は充填物の状態。

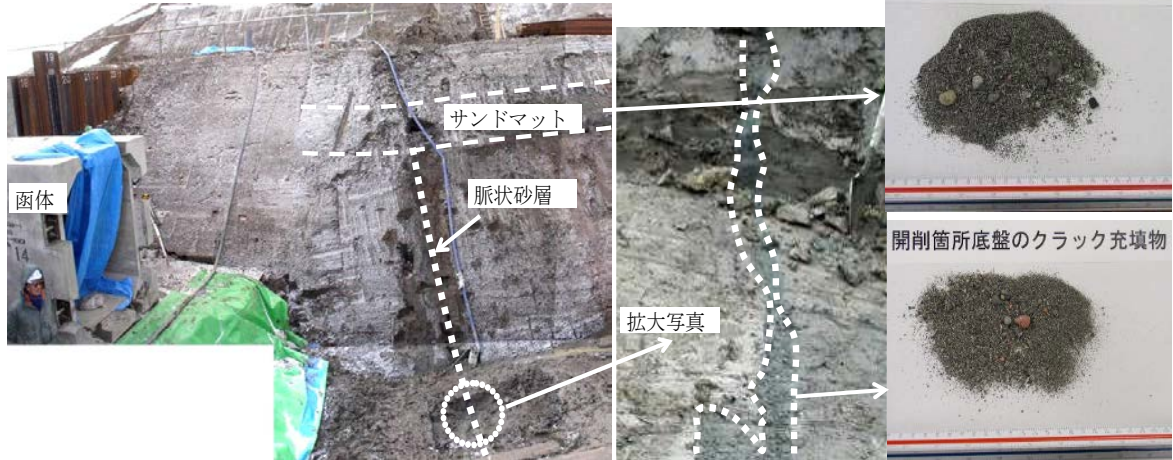


写真-5.2.26 樋門周辺土層の液状化痕跡

堤防中央部の樋門基礎部において、粘性土層中に幅10～15cmの砂脈が発現した。

5.2.4 洪水時の変状

(1) 噴砂^{6),10),24)}

噴砂は漏水と土砂流失が合った現象であり、1981年8月洪水における厚別川のG樋門川裏の堤防法尻～集水桝～水路の間で発現した水みち調査²⁴⁾の事例を示した。

樋門外形はH1.4m×B1.3m×L21.0m、集水桝外形はH1.9m×B1.6m×L5.8m、基礎杭は木杭18mである。堤防は天端標高8.68m、堤防高4.3m、天端幅4.0m、敷幅16.5mの単断面であり、堤防土質は粘性土、地盤表層は約6.7mの泥炭、その下層は粘性土、軟弱層厚は約20.0m、噴砂が発生した樋門箇所の治水地形は旧湿地である。

写真-5.2.27の堤内水路内の堆砂は、天端標高より0.48m低い8.20mの洪水位で発現した噴砂痕跡である。図-5.2.6は、堆砂に繋がる水みち調査の平面図である。コーン貫入試験点は図中に示した函体より0.1m離れのDP-1～2の2点、ビートサンプリングはA-A測線の胸壁前面から0.7m離れで、集水桝から0.4～1.7m離れのP-1～4の4点で行った。

図-5.2.7のコーン貫入試験の結果は、水色で示したDP-1の深度0.6mとDP-2の深度0.95～1.45mではコーンが自沈する $qc=0.0\text{kg/cm}^2$ になり2箇所では泥水が詰まった空洞が確認できた。また、ゆるみ範囲や軟弱化部分は、コーン支持力 $qc=5.0\text{kg/cm}^2$ 以下であった。

図-5.2.8 のピートサンプリングの結果では、水色で示した P1 の深度 0.5~0.7m、P3 の深度 1.2~2.1m、2.2~2.4m の 2 箇所 で泥水の詰まった空洞が確認できた。

以上の結果は、樋門川裏の堤防から水路間で連続的な水みちが潜在していたことを示し、洪水の状況次第ではパイピングから堤防損壊まで急速に進行するものと考えられた。

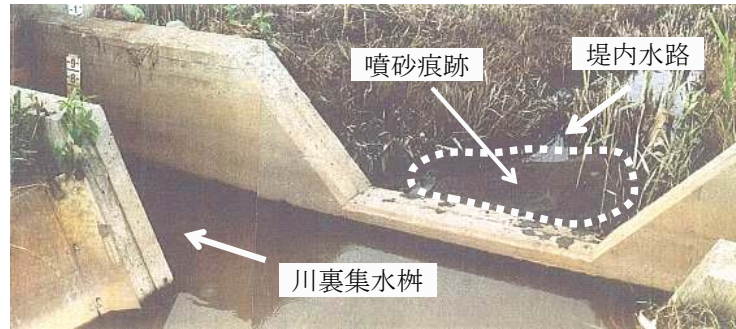


写真-5.2.27 集水柵側方の噴砂現象

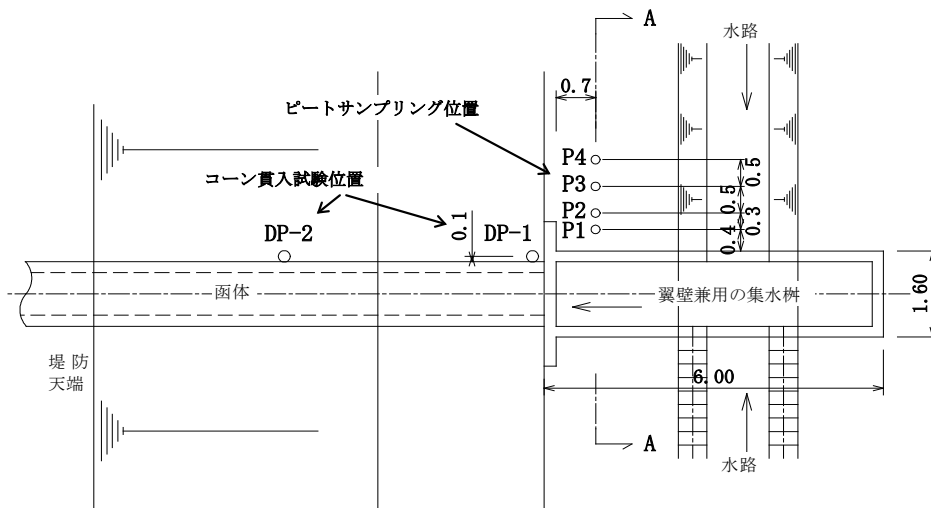


図-5.2.6 土質調査箇所平面図

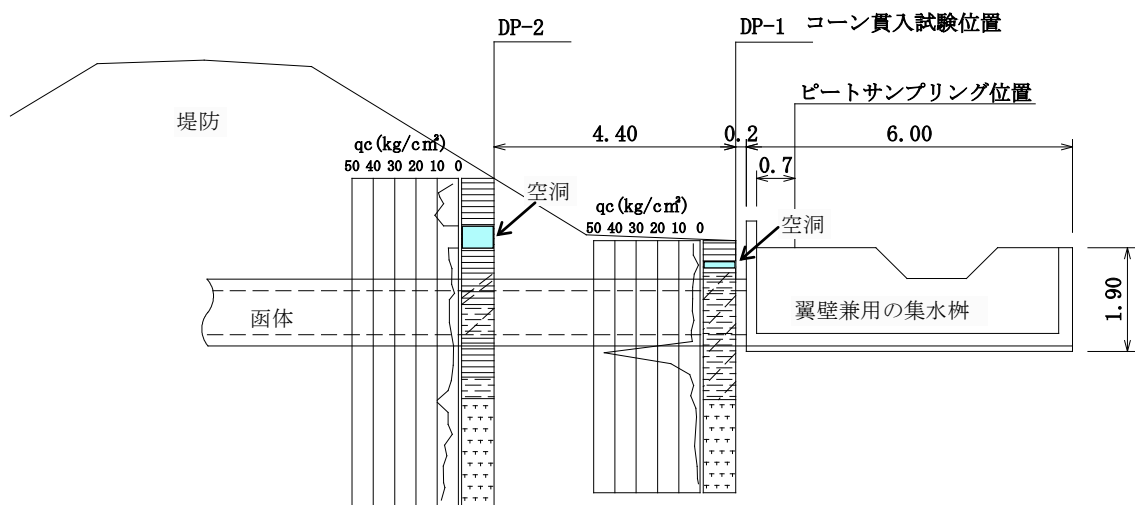


図-5.2.7 コーン貫入試験結果

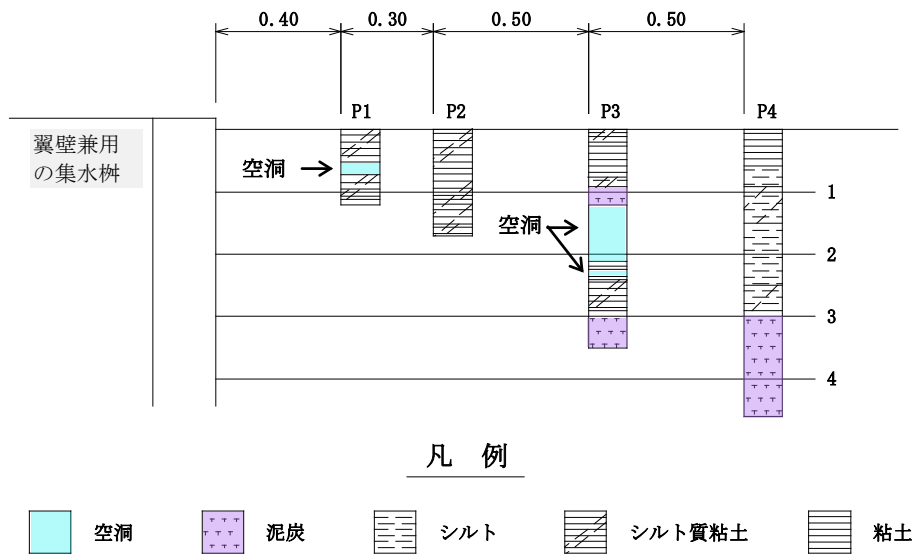


図-5.2.8 ビートサンプリングにより推定された空洞箇所

(2) パイピング^{3)、6)-8)、10)、11)、13)、14)、21)、24)-27)}

パイピングは、千歳川左岸のN樋門の1981年8月洪水時における水みち調査²⁴⁾の事例を示した。樋門外形寸法はH4.6m×B5.4m×L59.0m～2連、基礎杭は鋼管20mで排水機場が接続され、川裏法尻から20.5m点に吐水槽が設置されている。堤防は天端標高10.58m、堤高4.1m、天端幅5.5m、敷幅38.0mの複断面、堤防土質は火山灰混じり粘性土、地盤表層は泥炭1.5m、その下層は粗粒火山灰6.2m、粘性土と続き、軟弱層厚は約23m、治水地形は旧湿地である。洪水位は、計画高水位を0.3m越える9.88mに達したが天端標高より0.7m低かった。堤防の川裏では、写真-5.2.28に示す月の輪工による水防活動が行われて損壊は抑止されたが、水防作業時には川裏法尻周辺で泥水の噴出が確認されている。

洪水後の調査では、図-5.2.9の樋門周辺平面図のように法尻周辺の軟弱化、法面浸食、噴砂、川表では門柱背後の径約2.0mの陥没跡、写真-5.2.28のように天端、小段、函体埋設部には点線で示す約20cmの抜け上がりなどが確認できた。

写真-5.2.29は月の輪内の開削状況であり、水みちは図-5.2.10の観察図のように函体上部隅角部から斜め上方に幅1.50m、高さ1.00m、空洞高20cmのアーチ状で発現し、その先の表層土の境界付近には1.00m以上の細かい空隙を伴う薄いゆるみ層が確認できた。

図-5.2.11は、地表から水みちを確認するため、図-5.2.9に点線で示した堤防法尻から2.4m地点の測線における函体の左(L)4点、右(R)3点のコーン貫入試験結果であり、丸破線はコーンが自沈する空洞部である。表-5.2.2は、各測線の深度別のゆるみと想定される $qc \leq 5.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\approx 0.5 \text{ MN/m}^2$)の範囲であり、図-5.2.11の点線で示した部分である。

函体左のゆるみは、L-1～2の0.5～0.9mに $qc = 2.6 \sim 4.9 \text{ kg f/cm}^2$ 、L-3の2.6～4.3mに $qc = 0.5 \sim 2.7 \text{ kg f/cm}^2$ の範囲、空洞はL-1とL-3に各1点確認できた。函体右のゆるみは、R-1～3の0.3～1.1mに $qc = 0.9 \sim 4.3 \text{ kg f/cm}^2$ 、1.8～2.4mに $qc = 1.5 \sim 4.1 \text{ kg f/cm}^2$ 、2.6～4.3mに $qc = 2.2 \sim 4.6 \text{ kg f/cm}^2$ の3層の範囲、空洞はR-1に3点、R-2に1点確認できた。

以上の調査により、不等沈下に伴い剪断破壊されて緩んだ土層部分への浸入水により土砂流出が生じ、空洞が形成されて漏水経路となった痕跡を確認した。この事例の土層の乱れの範囲は函体から 3.0m 以上に達し、2.0m 以内では乱れが集中化し、0.5m 以内では著しく乱れ、函体上部の隅角部と底版の周辺では空洞が発現していた。コーン貫入試験の結果は、函体から 1.0m 以内は $qc \leq 5.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\approx 0.5 \text{ MN/m}^2$) でゆるみや軟弱化が顕在化し、1.0m 以上では $qc \geq 10.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\approx 1.0 \text{ MN/m}^2$) のやや安定した土層が多かった。土質性状によるゆるみの状態は、本樋門のような火山灰や砂質の単質系の場合は一様に緩み、砂質系と粘性土系の互層や粘性土系のみの場合は分散的に発現するが多かった。この事例における河川水の浸入位置は、門柱、翼壁、胸壁などの周辺であり、浸出水の位置は堤防法尻、排水路および川裏の翼壁兼用の集水柵などの周辺であった。

また、本調査の結果から函体周辺の変状の分布と性状は、外観調査やサウンディング結果などを総合的に分析することにより、的確に把握できることが判った。

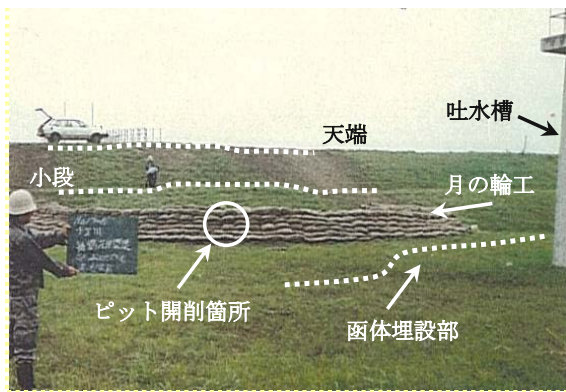


写真-5.2.28 月の輪の状況

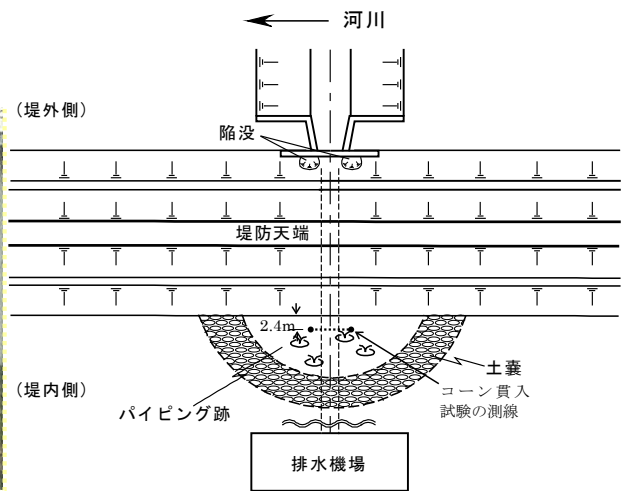


図-5.2.9 樋門周辺平面図



写真-5.2.29 パイピング痕跡

函体左隅角部から発達するアーチ状空洞が幅 1.5m、高さ 1.0m、空洞高 0.2m で発現し、その先は薄い空隙を伴うゆるみ層に続いていた。

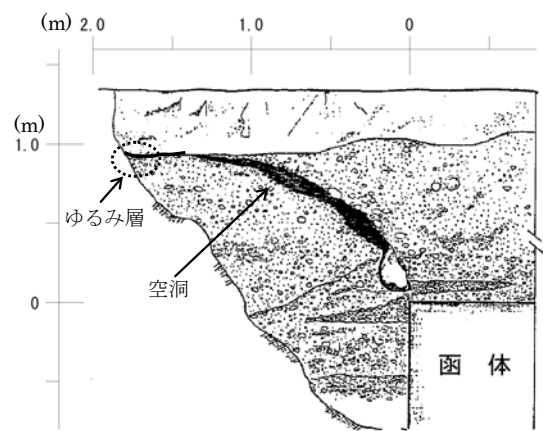


図-5.2.10 パイピング痕跡観察図

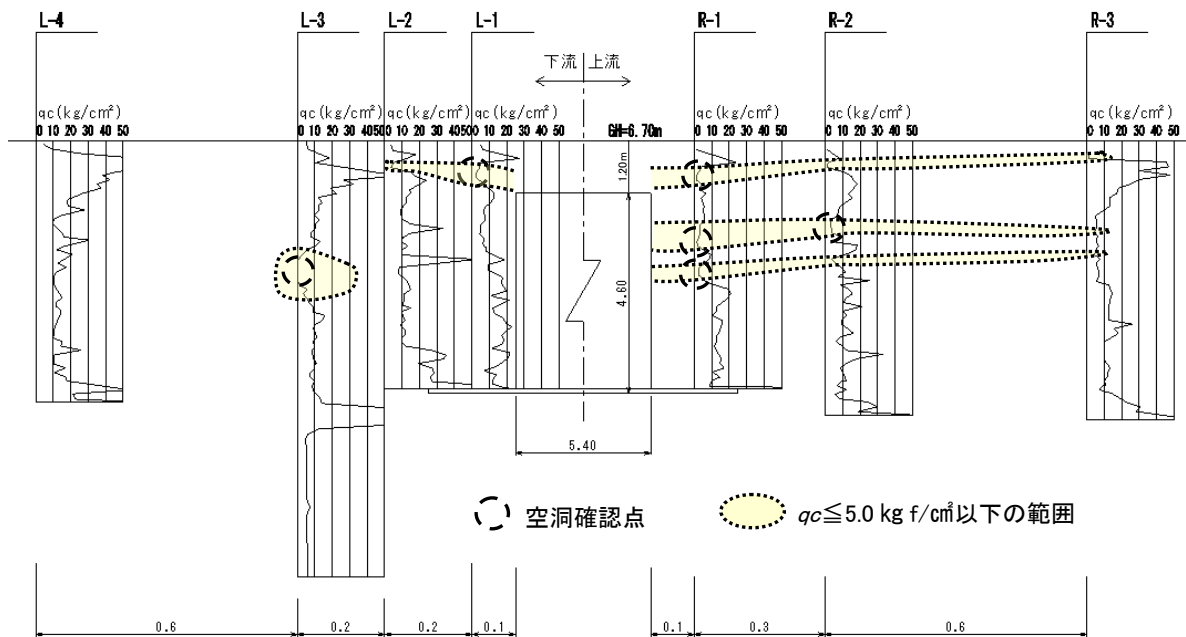


図-5.2.11 コーン支持力 (qc) 測定結果

表-5.2.2 各点の $qc=5.0\text{kgf/cm}^2$ ($\approx 0.5\text{MN/m}^2$) 以下の範囲

調査点	距離	深度(m)	qc (kgf/cm ²)	深度(m)	qc (kgf/cm ²)	深度(m)	qc (kgf/cm ²)
L-1	0.1m	0.5~0.9	2.6~4.7	2.1	4.4	—	—
L-2	0.3m	0.5~0.6	3.4~4.9	—	—	—	—
L-3	0.5m	2.6~3.3	0.5~2.7	3.5	3.5	—	—
L-4	1.1m	0.1	4.6	—	—	—	—
R-1	0.1m	0.6~1.1	1.2~4.3	1.9~2.4	1.5~3.6	2.9~3.1	2.2~3.3
R-2	0.4m	0.5~0.6	0.9~1.9	1.8~2.1	2.9~4.0	2.7	3.7
R-3	1.0m	0.3~0.4	0.9~1.1	2.1	4.1	2.6	4.6

(3) 法面すべり (6)、(10)、(11)、(13)、(24)、(25)

法面すべりは、1981年8月洪水による清真布川左岸の樋門川裏の事例^{24)、25)}であり、写真-5.2.30はその損壊状況である。樋門外形はH2.8m×B4.9m×L24.0m、堤防は天端標高11.10m、堤高4.3m、天端幅4.0m、敷幅21.4mの単断面、堤防土質は粘性土、地盤表層は泥炭混じり粘性土3.0m、その下層は粘性土、軟弱層厚は約22mであり、治水地形は旧湿地である。洪水位は、計画高水位を1.0m越えて11.05mになったが天端標高より5cm低かった。法面すべりの延長は樋門を中心に約50mになったが、漏水やパイピングの痕跡は堤内側の84時間に亘る内水氾濫や緊急災害復旧工事のため不明である。



写真-5.2.30 樋門川裏の法面すべり
樋門川裏法肩から法面すべりが発現し、胸壁は埋没した。

以上の法面すべりは、内水氾濫により前兆現象は判らなかったが、天端より低い洪水位や最高水位から 28 時間後の発見などを考慮し、樋門漏水による現象であると推察した。

(4) 樋門漏水および決壊^{5)-13)、16)、24)-29)}

樋門漏水は、写真-5.2.31 に示す 1981 年 8 月洪水により野津幌川右岸の N 樋門において、周辺堤防の工事中に底版周辺がパイピングにより被災した事例²⁸⁾である。

樋門外形は H2.5m×B2.8m×L13.2m、基礎杭は木杭 20m、堤防は天端標高 8.81m、堤防高 3.5m、天端幅 3.0m、敷幅 19.0m (工事区間は天端標高 9.40m、天端幅 7.0m、堤防高 4.1m、敷幅 30.0m)、樋門長は堤防敷幅に比べ 36% 短く、治水地形は旧湿地である。洪水位は計画高水位を 0.19m 超える 7.86m に達したが天端標高より 0.95m 低かった。しかし、樋門底版周辺の漏水により堤防の一部が流失した。河道内では河川水が渦流を伴い堤防下に浸入する状況が見られ、川裏側では樋門下部に白く泡立った浸出水が確認できる。

水防対策では、漏水の抑止はできなかったが、内水位上昇などにより決壊には至らなかった。この事例の変状形態は、樋門底版下の水みちを疎通するパイピングが勢いを増し、決壊に至る直前の変状形態を示している。

決壊は、1981 年 8 月二次支川島松川左岸の M 樋門の事例^{24)-27)、29)}であり、写真-5.2.32 は決壊後の状況である。

樋門外形は H2.8m×B5.6m×L30.0m～2 連、基礎杭は PC パイル 9m、堤防は天端標高 10.53m、堤高 3.6m、天端幅 5.5m、敷幅 22.3m の複断面、堤防土質は火山灰と泥炭の混合土、地盤表層は 1.0～3.0m の泥炭、その下層は火山灰、粘性土と続き、軟弱層厚は約 10m、治水地形は旧河道である。決壊は 8 月 6 日 0 時頃に洪水位が天端標高より 1.0m 低い 9.53m 頃に発生し、決壊幅は 60m になって浸水面積は 304ha に達した。樋門周辺堤防は流出し、底版下には、写真-5.2.33 のように深さ 1.2～1.3m の連続する空洞が発見したが、基礎杭や函体に損傷は見られない。

現地調査に基づく決壊原因は、洪水位が



写真-5.2.31 樋門底版部の漏水²⁸⁾

樋門下部から漏水し、河道内の渦流と川裏の浸出水が見られ、川裏側堤防の一部は崩壊流失した。

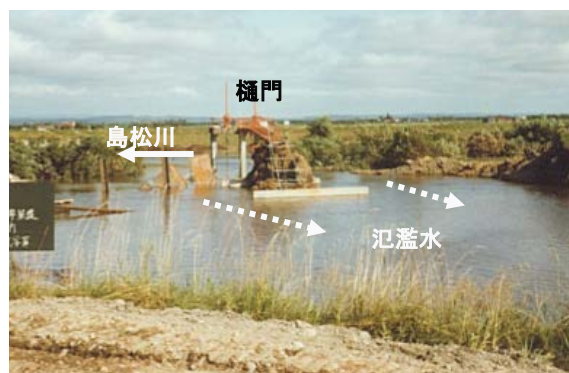


写真-5.2.32 樋門箇所の決壊

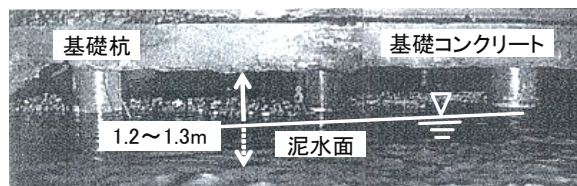


写真-5.2.33 底版下の空洞状況

天端標高より 1.0m 低いこと、函体や決壊箇所周辺の堤防に異常が見られないこと、函体周辺は泥炭層を挟在する泥炭性軟弱地盤であることなどから、不等沈下に伴って生じた空洞を水みちとするパイピングに起因して決壊に至ったものと推定した。

以上の樋門漏水および決壊の事例は、函体周辺の不等沈下に伴い剪断破壊された土層に発現したゆるみ、軟弱化、空洞などの変状部は、洪水時の漏水やパイピングにより急速に拡大しやすく、決壊に至る危険性の高いことが示されていた。

5.3 第5章のまとめ

本章では現地調査に基づき、樋門周辺堤防の変状の形態と危険性の関係について基礎構造別、地震時、洪水時に分類して検証し、その知見を以下に整理した。

- (1) 不等沈下は開削調査を行った全箇所を確認され、その沈下量は函体底面を 100%とした場合、天端は 70%、函体上面周辺は 140%に達し、空洞は 75%で発生していた実態から、樋門周辺堤防では不等沈下対策が必要であることが判った。
- (2) 杭基礎樋門の地表部から函体側面部における変状は、不等沈下、抜け上がり、ゆるみ、クラック、空洞、空隙など、底版下はゆるみや空洞が発現し、何れも連続性を有して強度低下や軟弱化が著しい。函体から 20 cm程度の範囲は、不等沈下により剪断破壊された土層であり、締固め状態は著しく緩んで脆弱化している。これらの変状部は浸透性や通水性が大きいため、洪水時には漏水やパイピングが容易に発生することは明らかである。
- (3) 柔構造樋門の変状は、函体の過大沈下、堤防の不等沈下、不陸、抜け上がり、陥没、護岸損壊、護岸下の空洞、土層のゆるみや空隙などであり、杭基礎樋門と比べ底版下の空洞化は軽減したが、全体的な安全性が特に向上したとは認められない。継手部では折れ角が集中して段差や損傷が発生した事例もあり、長期的な安全性に課題が残っている。
- (4) 地震時の変状は、堤防表面から函体周辺に亘る抜け上がり、クラック、法面すべり、法尻隆起、函体損壊などであり、大地震では変状規模も大きくなりやすい。また、地盤や堤防の内部では、砂脈などの液状化痕跡が潜在する事例もあることから、地震の繰り返しや洪水により変状と危険性が拡大することを考慮し、地震の影響が把握可能な調査方法を開発する必要がある。
- (5) 洪水時に発現する変状は、函体周辺の漏水、噴砂、パイピング、法面すべり、決壊と明らかな形態変化を示し、樋門漏水が発生した場合はその抑止は難しいことが判った。
- (6) 漏水、噴砂、パイピングなどによる水みちは、函体側面の不等沈下に伴い剪断破壊された変状部を疎通し、その部分では軟弱化、ゆるみ、空洞化などが生じていることが明らかになった。また、表面的には目立たない変状でも地中では漏水経路が形成され、洪水位や継続時間により、堤防決壊に直結する危険性の高いことが判った。
- (7) 堤防や地盤で変状が生じた部分のコーン支持力は、軟弱化やゆるみが進んだ土層は $qc \leq 5.0 \text{kgf/cm}^2$ ($\approx 0.5 \text{MN/m}^2$)、空洞は $qc \leq 1.0 \text{kgf/cm}^2$ であり、空洞はピートサンプリングでも確認できることが判った。
- (8) 決壊は、天端より 1.0m 低い洪水位でのM樋門の事例を示し、その原因は堤防天端より