

低い洪水位、函体は正常、函体周辺は泥炭層を挟在する泥炭性軟弱地盤、付近の堤防に異常がないことなどから、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最終的に決壊に至ったものと推察した。

(9)以上から樋門周辺堤防の不等沈下の影響は、函体側面部や底面部に強く現れて浸透性や通水性を高める変状を形成し、その変状が連続堤防の弱点になることを明らかにした。

参考・引用文献

- 1)土木試験所：北海道直轄河川構造物漏水調査資料集、1986、1989
- 2)土木試験所：河川構造物漏水調査業務樋門開削調査資料集、1986
- 3)瀬川明久、渡辺和好：河川構造物漏水の実態と今後の対策について、第28回北海道開発局技術研究発表会、河川部門、1984
- 4)瀬川明久、渡辺和好：軟弱地盤における構造物周辺の安定化対策について、土木学会第40回年次学術講演会、1985
- 5)瀬川明久、港高学、掛村拓史、吉川勝秀：低湿地堤防の樋門に関わる災害と恒久的安全対策に関する一考察、土木学会第61回年次学術講演会、2-014、p25~26、2006
- 6) 瀬川明久、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、p91~134、2013
- 7)瀬川明久、小林伸行、渡辺和好、福田義昭：構造物漏水調査のてびき、p5~6、土木試験所河川研究室、1986
- 8)瀬川明久：河川施設はだいじょうぶか、石狩川開発建設部技術研修会資料、1993
- 9)瀬川明久、港高学、掛村拓史、吉川勝秀：低湿地堤防における樋門周辺の沈下挙動解析、土木学会第61回年次学術講演会、2-012、p21~22、2006
- 10)瀬川明久、港高学、吉川勝秀：樋門周辺堤防の変状に関する実証的考察、土木学会、2007 (Vo1.2) 安全問題研究論文集、p119~124、2007
- 11)吉川勝秀、長瀬迫夫、白井勝二、瀬川明久、福成孝三：河川堤防学、新しい河川工学、2007
- 12) 瀬川明久、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
- 13) 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
- 14)瀬川明久、港高学、吉川勝秀：樋門周辺の沈下と変状の経時的挙動について、地下水地盤環境に関するシンポジウムー水辺と堤防と地下水ー発表論文集、p53~60、2006
- 15)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
- 16)石狩川開発建設部：野津幌川2号樋門開削調査報告書、1983
- 17)石狩川開発建設部：西15号樋門外応急対策工事報告書、1989
- 18)石狩川開発建設部：庄野川樋門外応急対策事前調査業務報告書、2004
- 19)国土開発技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き、1999

- 20)石狩川開発建設部：千歳川西9線樋門動態調査業務、2001
- 21)瀬川明久：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
- 22)瀬川明久、井出康郎、中本俊昭、港高学：泥炭性軟弱地盤における地震時の堤防内部変状について、土木学会第60回年次学術講演会、p261～262、2005
- 23)瀬川明久、港高学、吉川勝秀：低湿地堤防の弱点箇所と安全性に関する考察、河川技術論文
集、第13巻、p309～314、2007
- 24)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、1982
- 25)北海道開発協会：昭和56年洪水堤防被災状況調査資料、1982
- 26)石狩川開発建設部：石狩川昭和56年8月洪水報告書－洪水に関わる各種対応の記録－、1984
- 27)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、N0, 361、
1983
- 28)石狩川開発建設部：昭和56年洪水写真、1981
- 29)石狩川開発建設部：千歳川治水史、p286、2003

第6章 変状の形成原因および決壊原因の検証

前章まで、樋門周辺堤防の変状や決壊の実態、進行状況、危険性などを把握した。

本章では、樋門周辺堤防と決壊箇所の現地調査に基づき、変状の形成原因および決壊原因を把握し、それらの数値解析による検証方法について提示した。

6.1 現地観測による検証

(1) R樋門（杭基礎）の動態観測¹⁾⁻¹⁰⁾

嶮淵川のR樋門¹⁾⁻⁸⁾では、盛土施工に伴う土層の動きを示す沈下、地中変位および土圧の観測を行い、変状の形成原因を考察した。図-6.1.1は観測点と観測結果を示し、観測（1986.10～1990.1）は盛土から2週間は1～3日、その後は7～30日間隔で1,212日測定した。なお沈下観測では、函体側面の段差状沈下による計器損壊を防止するため、第4章4.4、4.4.2、図-4.4.1～2に示したロッド型沈下計⁹⁾および層別沈下計^{9)、10)}を使用した。

観測結果は、函体から0.1mのS1測線9.8～26.2cmと大きな不等沈下が生じ、この部分に剪断破壊が生じることが示された。0.3mのS2測線は13.6～29.8cm、1.0m測線は18.8～40.8cm、2.0m測線は43.2～48.9cmが観測され、沈下量は函体から離れるに従って暫増した。また、最大沈下量が発生する函体上面周辺の変状規模は大きくなり、下面の沈下量は空洞量に近似すると考えられる。

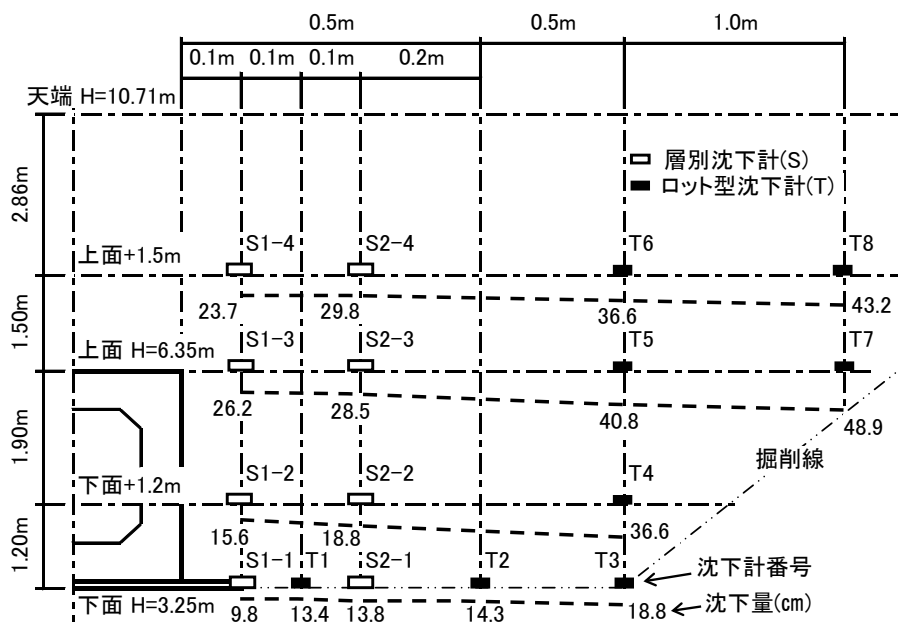


図-6.1.1 観測点と沈下観測の結果

地中変位は、天端川表肩で函体から20cm点に地中変位計（孔内傾斜計精度1/100mm）を52日目に設置し、54日目から沈下観測と同様の間隔で1,161日観測した。

図-6.1.2は、函体直角方向の観測結果を示し、(+)は函体側への変位、(-)は離れる変位を示している。堤防と埋戻土は粘性土であり、地盤はN値1～10程度の砂質土、火山灰、シルト、それらの混合土が堆積し、支持層は深度23m前後の層厚約4.0m、N値20～

30の軽石質火山灰層である。

観測結果は、3日で盛土全体が函体から-2mm前後離れ、447日に最大変位が観測され堤防表面-22mm、側面-13mm、下面-4mmになった。観測終了の1,161日は堤防表面-9mm、側面-4mm、下面-3mmと戻りが生じた。変位形状は、函体側部では開削面に抑制されて弧状になり、函体上方は脆弱な地盤の影響により大きく離れ、観測最終日の頃は函体側にやや戻るものの、土層の締固め度が低下した状態でほぼ静止した。

土圧は、図-6.1.3に示す①～⑤にロードセル型土圧計(容量2.0kgf/cm²)を設置し、函体の上下面の土中(鉛直)土圧2点、壁面(水平)土圧3点で観測し、表-6.1.1に盛土終了日から観測終了日までの結果を示した。土中土圧は、①0.68→0.74kgf/cm²、⑤0.54→0.84kgf/cm²と変化し、当初から109～156%増加した。壁面土圧は、②0.49→0.22kgf/cm²、③0.53→0.07kgf/cm²、④0.41→0.16kgf/cm²となり55～87%減少した。この結果は、不等沈下の進行に伴う壁面土圧の低下現象は、土層の締固め状態を緩ませることを示唆している。

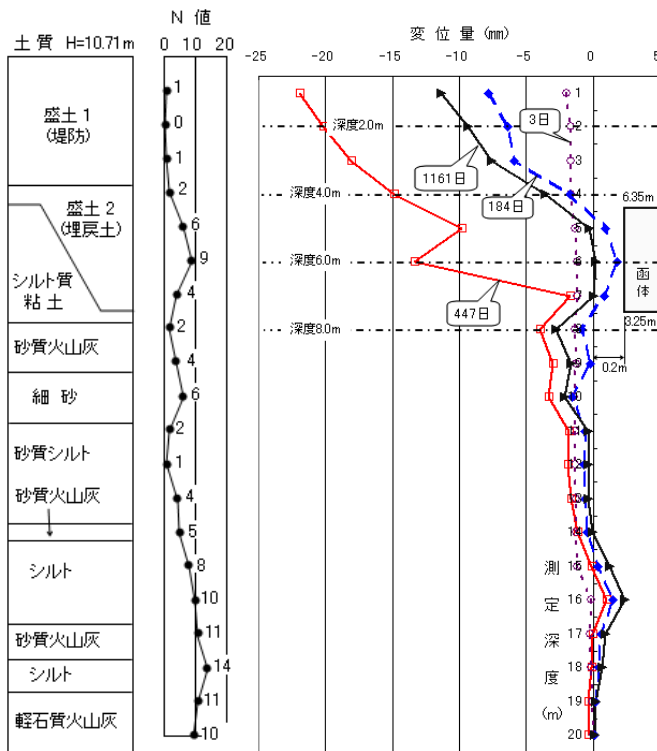


図-6.1.2 地中変位観測結果

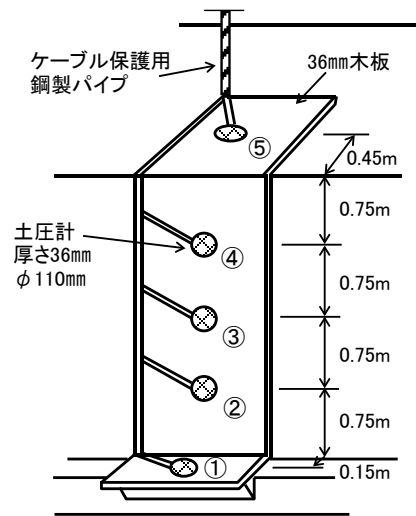


図-6.1.3 土圧計設置図

表-6.1.1 土圧観測結果

測定位置	盛土終了日(24日)	1年後(381日)	観測終了日(1,212日)
① 土中土圧(下面)	0.68 kg f/cm ² (100%)	0.77 kg f/cm ² (113%)	0.74 kg f/cm ² (109%)
② 壁面土圧(下方)	0.49 kg f/cm ² (100%)	0.35 kg f/cm ² (71%)	0.22 kg f/cm ² (45%)
③ 壁面土圧(中間)	0.53 kg f/cm ² (100%)	0.13 kg f/cm ² (25%)	0.07 kg f/cm ² (13%)
④ 壁面土圧(上方)	0.41 kg f/cm ² (100%)	0.26 kg f/cm ² (63%)	0.16 kg f/cm ² (39%)
⑤ 土中土圧(上面)	0.54 kg f/cm ² (100%)	0.67 kg f/cm ² (124%)	0.84 kg f/cm ² (156%)

図-6.1.4 は、観測期間全体の盛土状況、沈下量、地中変位および土圧の動態を表したものである。盛土施工は4段階24日間、総盛高は7.4mで函体上面からは4.36mである。

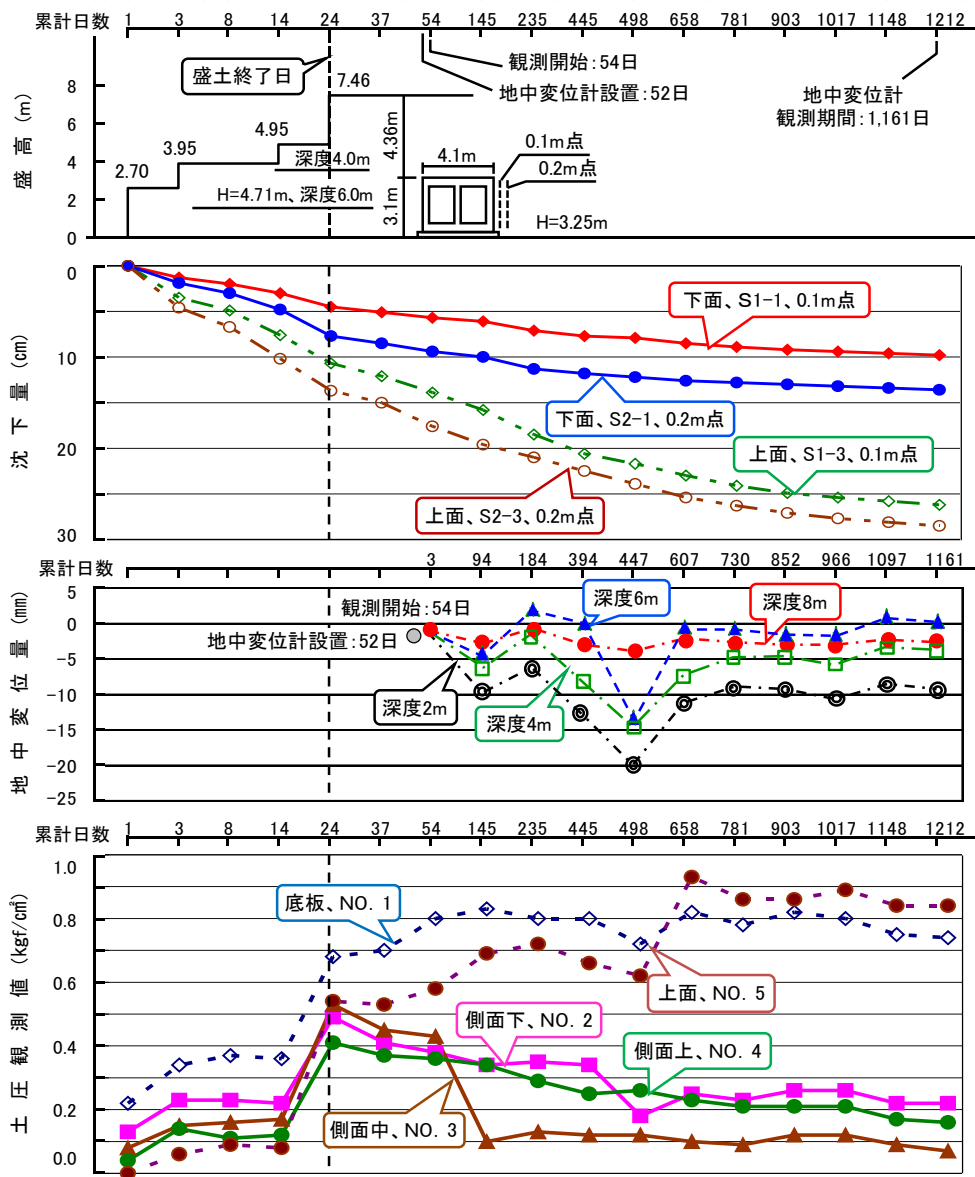


図-6.1.4 沈下量・地中変位量・土圧の動態

沈下動態は、図-6.1.1 に示した不等沈下発生箇所の函体上・下面の S1-1、S1-3 点および S2-1、S2-3 点の観測値である。

各測点の沈下曲線は盛土時に急速に下降し、盛土後は S2 測線が S1 測線の約 2.5 倍の速度で進行しており、不等沈下は観測終了時でも僅かに進行している。

函体上下間の圧縮沈下量は、S1 測線の 235 日 11.4 cm、781 日 15.2 cm、1,212 日 16.4 cm、S2 測線は 9.7 cm、13.5 cm、14.9 cm となり、2 年程度ではほぼ終了している。最終沈下量を双曲線法で求めると S1-1、11.0 cm、S1-3、29.5 cm、S2-1、16.0 cm、S2-3、32.4 cm となり、その進行率は 85% 以上である。

地中変位は、図-6.1.2 に示す深度 2.0～8.0m、4 点の測定値である。

深度 2.0m と 4.0m は、447 日（盛土開始から 498 日）で -14.9 mm と -20.2 mm の最大変位量を示した。その後は戻りが生じ、730 日以降は微動状態になった。深度 6.0m は 447 日に最大変位量 -13.4 mm を示したが、戻りが生じて観測最終日は +0.2 mm と当初に近付いた。

深度 8.0m は、447 日に最大変位量 -4.0 mm を示したが振幅は小さく、観測最終日は -2.8 mm となり、土層全体は不等沈下の進行に伴い函体から離れる方向に動いている。

土圧は、盛土施工中は全点で沈下量と共に増加傾向を示した。盛土後は、土中土圧は緩い変動を繰り返しながら 658 日に最大値なり、その後は僅かな増加や低下を繰り返し静止状態に近付いている。壁面土圧は、盛土終了日に最大値を記録した後、不等沈下の進行に伴い僅かな増減を繰り返しながらも、やや低下傾向を示している。

以上の観測から、函体側面の段差状の不等沈下は盛土開始と同時に発生し、その発生土層は剪断破壊により大きく乱れて変状を発現させ、最大沈下量が発生する函体上面周辺では変状規模も大きくなることが示され、現地の変状形態と整合する結果が得られた。

地中変位は、函体直角方向（X 軸）で不等沈下に伴って函体から離れる方向に変位し、1.4 年後に最大値を示した後、その半分程度まで戻りが生じて静止状態になった。深度別は、堤防表面 -10～-20 mm、函体の上面 -5～-15 mm、中間 +1～-14 mm、下面 -3～-4 mm と上面付近が大きくなった。盛土は全体的に函体から離れる方向に変位し、ゆるみや空隙などの変状発現を助長していることが示唆された。

土中（鉛直）土圧は、沈下に伴って増加した。壁面（水平）土圧は、盛土中は増加したが施工後は沈下に伴い低下し、ゆるみなどの変状発現を助長していることが示唆された。

これらの動態観測から、函体側面部に生じる不等沈下により土層は剪断破壊されて大きく乱れ、地中変位と壁面土圧は土層の締固め状態低下を助長する方向に働くなどの連鎖的な現象が、ゆるみや空洞などの変状を形成していることが明らかになった。

(2) Y 樋門（柔構造）の沈下観測^{8),11)}

柔構造樋門における函体の沈下観測は、幌向川の Y 樋門（外形寸法 H3.0×B2.5m×L35.0～1 連）で行い、図-6.1.5 に結果を示した。観測期間は 2003.2～8、196 日、間隔は盛土期 1 日/1 回、終了後 7～30 日である。函体下面の盛土キャンバーは、掘削後の最大リバウンド量 10.5 cm を考慮した 2.0～10.0 cm である。

現地調査時（2005.9）の堤防法面は、写真-5.2.12 に示したように 15 cm の不等沈下が生じ、函体下面の盛土キャンバーは 196 日後 13.3～29.5 cm、1,291 日後 24.4～45.1 cm と大きく沈下して設計敷高からは最大 35.1 cm 沈下した。継手部は、写真-5.2.14 に示したように最大変位量 8.0 cm、開き 3.7 cm になり、川裏天端肩の沈下量は盛土終了時から 32.4 cm、法尻の側方流動は最大 6.3 cm になった。川裏の函体と胸壁の接続部付近の部分掘削では、写真-5.2.13 に示した土層の軟弱化と湧水が観察され、調査孔の観察では函体側面部にゆるみと 1.0～4.0 cm の空洞が 5 点で観察されたが底版部では認められなかった。

以上の調査から、空洞化の軽減は底版部で認められるものの、函体側面や上部隅角部周

辺において軟弱化、ゆるみ、空隙、空洞などが発現していた実態から、特に遮水性向上に効果があったとは云えない。また、沈下予測の難しさが現れ、設計値を満足するための土質調査や基礎地盤強化のあり方を再検討する必要がある。

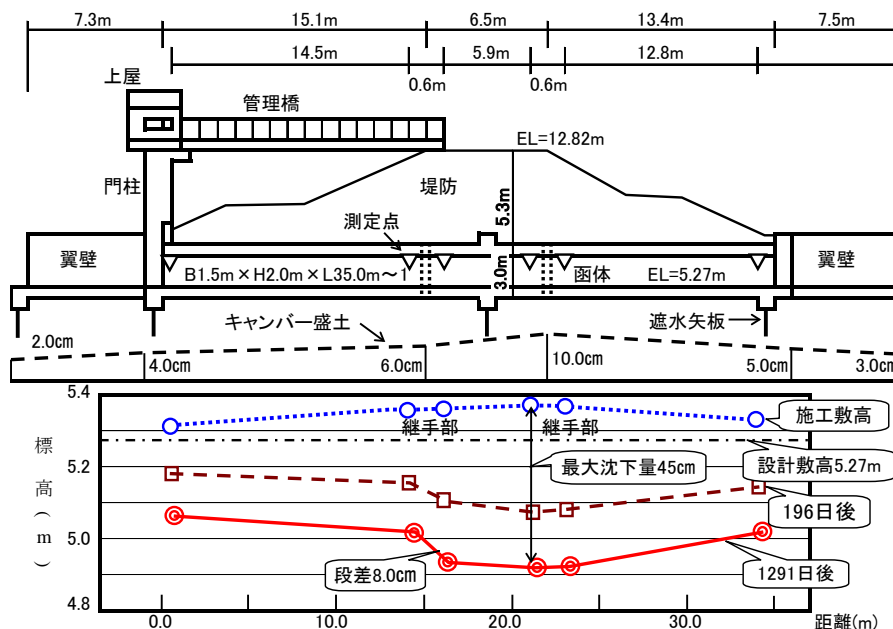


図-6.1.5 Y樋門の函体沈下量

(3) Q樋門（柔構造）の沈下観測¹²⁾

千歳川の柔構造のQ樋門（外形寸法 H2.9×B2.1m×L45.0～1連、写真 5.2.15～21）では、樋門工事（1999.9～2000.4、200日）終了後の函体と堤防の沈下観測を行った。

樋門下の地盤は、層厚 2.5m のセメント混合改良で補強されており、完成後からの観測期間（2000.4～2000.12）は 257 日、間隔は 15～30 日である。

図-6.1.6 は沈下観測の結果であり、函体は川裏に約 18 cm 傾斜して折れ角は継手部や止水壁に集中し、3本接ぎの函体には 1本当たり 2～3箇所 の全周クラックが発現した。

図-6.1.7 は、止水壁、函体から 0.3m 離れた地盤改良面、函体上方の埋戻地盤における沈下観測結果である。前 2 者の沈下量は 11～13 cm、埋戻地盤は 37 cm であり、函体直近で段差状の沈下形状になっている。また、函体上方の沈下量は前 2 者の 3 倍程度であり、この付近の変状規模は大きくなることが示唆された。経過日数による止水壁部と地盤改良面の圧密沈下量は、200日 -1.1 cm、457日 -1.8 cm となり空洞化の抑制効果が現れている。埋戻面と地盤改良面の圧縮沈下量は 200日 26.3 cm、457日 25.8 cm であり、圧縮沈下はほぼ終了した状態であるが、その抑制は盛土施工条件や構造的な問題から難しいと考えられる。

以上の結果、柔構造樋門では地盤改良により基礎地盤の圧密沈下量は小さくなり、函体下の空洞化抑止には効果が認められた。しかし、函体下面側方から上方の堤防天端までは、基礎地盤の圧密沈下と盛土の圧縮沈下の作用による不等沈下と変状が発現するため、柔構造樋門の周辺堤防における浸透に対する安全性が特に向上したとは云えない。

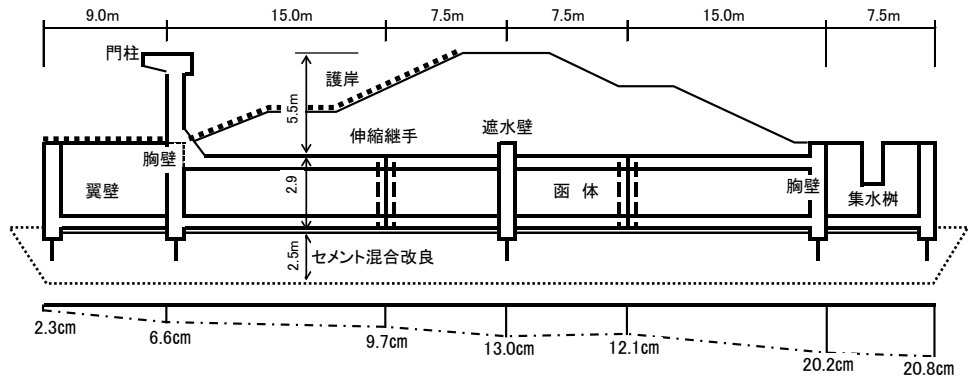


図-6.1.6 Q樋門の函体沈下量

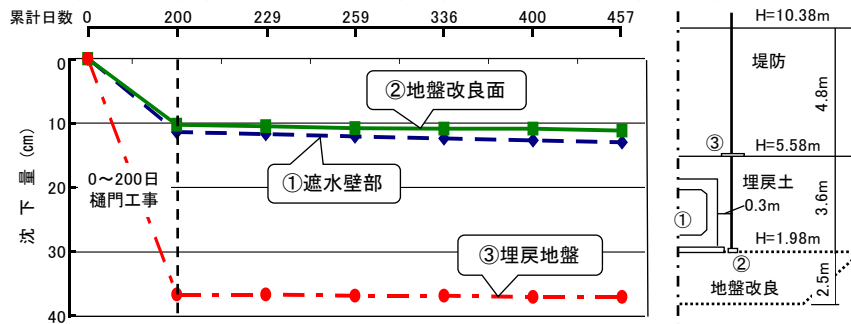


図-6.1.7 Q樋門の函体と地盤の沈下量

6.2 数値解析に基づく検証

1990年代中頃までの樋門は、基礎の支持力と構造を定める調査設計が行われ、変状把握に必要な土質試験や解析などの実施例は少ない。樋門周辺堤防の不等沈下や変状の実態は、主に外観観察や測量で把握され、決壊原因は被災箇所や既存資料を勘案して推定された。

また、地盤変位を求めるための土質試験や数値解析などは、空洞化対策として柔構造樋門が採用された1990年代後半から行われるようになった。この経過を踏まえ、変状の形成原因および堤防が流失する決壊の解析方法を提示した。

(1) 不等沈下と変状の形成原因の解析^{3)-8), 13), 18)}

変状の発現に関わる不等沈下形状は、6.1(1)に示した嶮淵川のR樋門をモデルに数値解析を行った。図-6.2.1は土層モデルであり、盛土1と盛土2は砂質シルト、函体下面はシルト質粘土、その下層は砂質火山灰、砂質シルト、有機質シルトなどが18.0m堆積し、その下層の支持層は軽石質火山灰であり、表-6.2.1に土質定数を示した。

沈下解析手法は有限要素法¹³⁾による線形弾性解析を用い、一般的なフックの法則に従い、平面歪み状態を仮定した式-6.1によりx,y軸方向の応力(σ_x, σ_y)および剪断応力(τ_{xy})を求め、式-6.2によりx,y軸方向の歪みおよび剪断歪みを求めた。

解析ケースは、ケース1として基本的なno-tension法により再現性を確認し、ケース2はjoint element法を用いて不連続な不等沈下形状を再現した^{3)-6), 8), 18)}。ジョイント要素の位置は図-6.2.2、条件は表-6.2.2を設定して計算値と実測値との比較を行った。

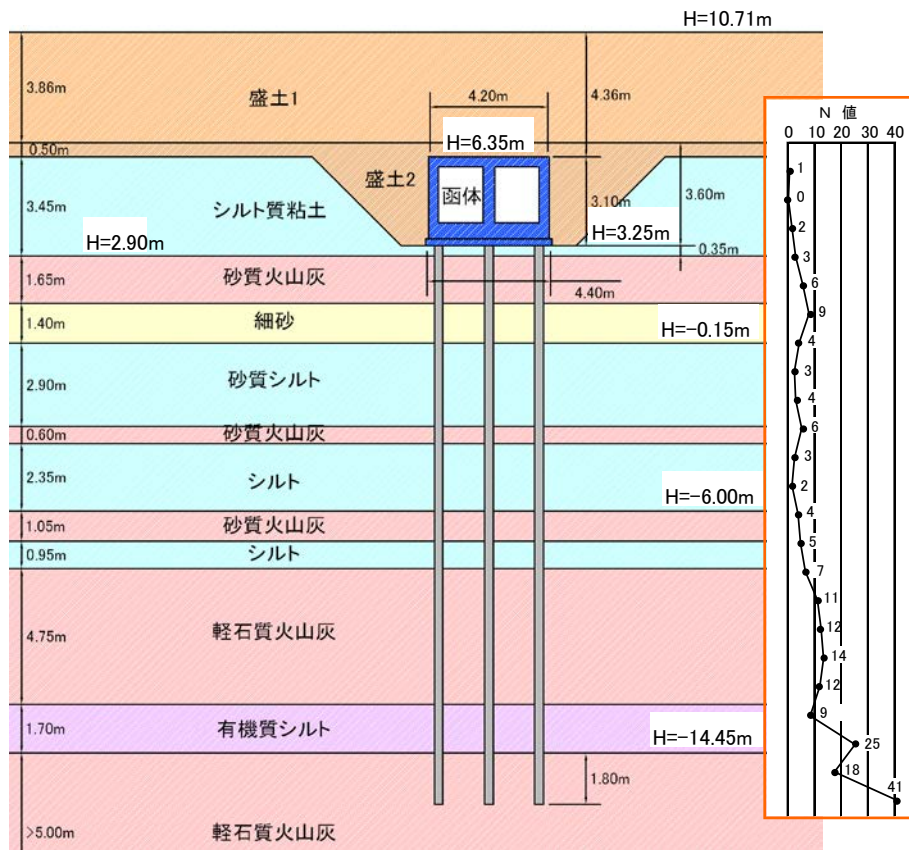


図-6.2.1 R樋門の土層モデル

表-6.2.1 土質定数一覧

地層	層厚(m)	変形係数 E (KN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (KN/m ²)	内部摩擦角 φ (度)	単位体積重量 γt (KN/m ³)
盛土1	3.71	400	0.45	30	0	16
盛土2	0.65	400	0.45	30	0	18
シルト質粘土	3.45	1,500	0.18	20	0	16
砂質火山灰	1.65	3,500	0.45	0	30	12
細砂	1.10	6,000	0.45	0	35	12
砂質シルト	2.90	2,000	0.45	20	0	16
砂質火山灰	0.60	4,000	0.40	0	30	12
シルト質粘土	2.35	2,000	0.45	30	0	6
砂質火山灰	1.05	3,500	0.40	0	30	12
シルト	0.95	3,500	0.45	30	0	16
軽石質火山灰	4.75	10,000	0.40	0	35	12
有機質シルト	1.70	100,000	0.35	40	0	16
コンクリート		210,000,000	0.20	0	45	23

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1+\nu} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ 1-2\nu & 1-2\nu & 0 \\ 1-2\nu & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{式-6.1}$$

ここに,

E:弾性係数,ν:ポアソン比

ε_x :x軸方向のひずみ, ε_y :y軸方向のひずみ, γ_{xy} :せん断ひずみ

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & -\frac{\partial}{\partial y} \\ -\frac{\partial}{\partial y} & -\frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad \text{式-6.2}$$

ここに,

u:x軸方向の変位量,v:y軸方向の変位量

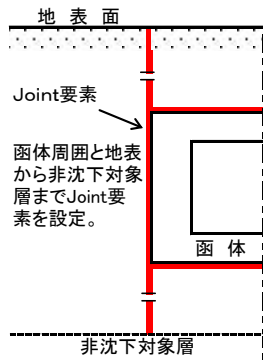


図-6.2.2 ジョイント要素設定図

表-6.2.2 ジョイント要素の条件

接線剛性係数 K_s (KN/m ²)	垂直剛性係数 K_n (KN/m ²)	粘着力 c (KN/m ²)
100	1,000,000	30
内部摩擦角 ϕ (°)	接線剛性係数 K_{sr} (KN/m ²)	引張応力 σ_{tf} (KN/m ²)
0	0	0
最大圧縮変位 $\epsilon_{n \max}$		
1,000		

図-6.2.3～4 は、ケース 1～2 の函体上面および下面+1.2m の解析値と実測値の比較図、図-6.2.5～6 は変位図であり、図-6.2.7 はケース 1 に基づく最大剪断歪み分布図である。

図-6.2.3 の函体上面の沈下量は、ケース 1 では函体側面は段差のない 0.0 cm、0.5m 点 16.0 cm、1.0m 点 24.1 cm と緩い曲線形状になった。ケース 2 は、函体側面で 25.6 cm と段差が生じ、0.5m 点 34.1 cm となり、ケース 1 より緩やかな曲線形状になり、実測値とほぼ同様の形状が再現された。下面+1.2m のケース 1 は、上面と同様に函体側面の沈下量は 0.0 cm となり、ケース 2 で 24.9 cm の段差が再現され、実測値は 0.1m 点で 6.2 cm の差異が生じたものの 1.0m 点では同じ沈下量になった。全体的な沈下形状は、no-tension 法を用いた図-6.2.5 のケース 1 の変位図では段差形状は表現されていないが、joint element 法を適用した図-6.2.6 のケース 2 の変位図では段差形状は再現され、この周辺の土層は剪断破壊されることが示唆された。

図-6.2.7 は、ケース 1 に基づく最大剪断歪み分布を赤色 (10%)、オレンジ (8%)、黄緑 (6%)、緑 (4%)、水色 (2%)、青 (0%) の色調で表した結果である。剪断歪みの大きい赤色領域は、函体側面に沿って下面下層約 2.0m から上面上層約 3.0m、幅 1.2～2.0m に亘り分布し、この領域の土層は不等沈下に伴い剪断破壊することが示唆された。

以上から、段差状の不等沈下は土層を剪断破壊し、10%以上の最大剪断歪みの分布範囲は現地調査による変状の発現範囲と近似し、不等沈下は変状形成の起因現象であることが検証され、この解析方法の有意性が示された。

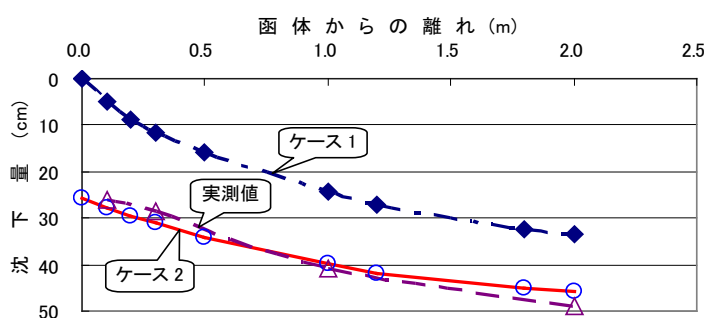


図-6.2.3 函体上面の沈下形状

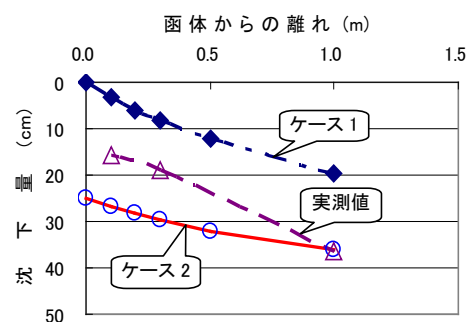


図-6.2.4 函体下面+1.2m の沈下分布

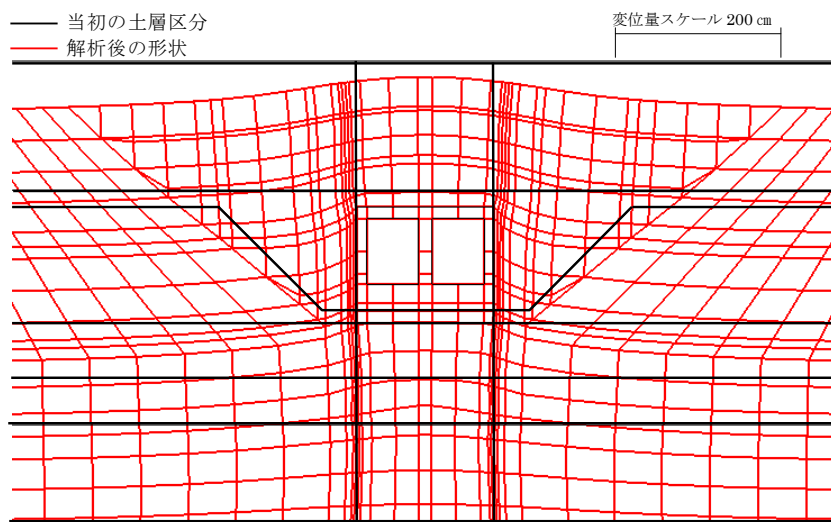


図-6.2.5 ケース 1 の変位図

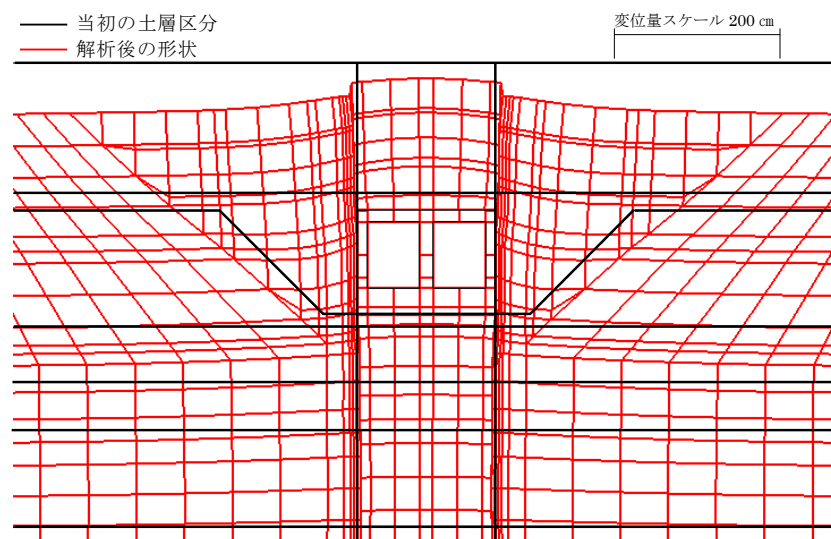


図-6.2.6 ケース 2 の変位図

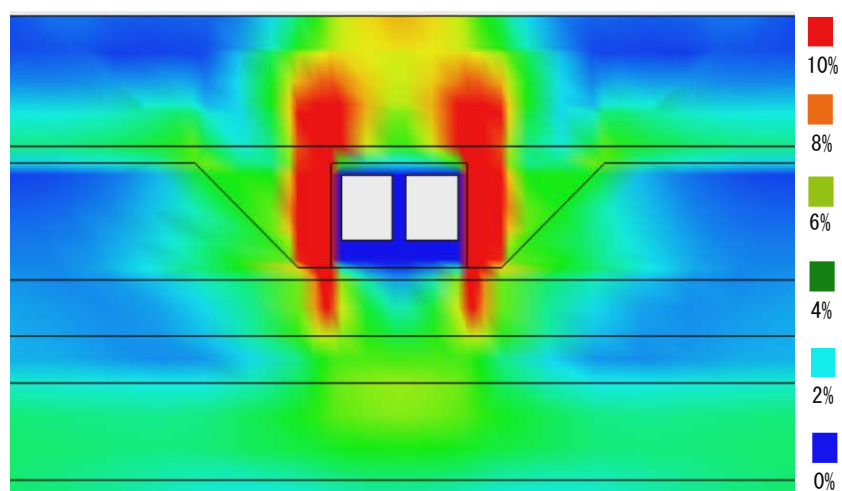


図-6.2.7 ケース 1 の最大剪断歪み分布 (%)

(2) 決壊原因の解析^{6), 8), 14)-25)}

決壊原因は、島松川のM樋門（写真-5.2.32～33）をモデルに数値解析を行った。堤防は標高 10.53m、天端幅 5.5m、堤高 3.6m、敷幅 22.3m、土質は火山灰と泥炭の混合土、地盤は表層から泥炭 1.0～3.0m、火山灰、粘性土と続き軟弱層厚は約 10m、旧河道上である。

決壊時¹⁴⁾⁻¹⁶⁾の水位は天端より 1.0m 低い 9.53m であったが、図-6.2.8 のように堤防 60m が流失し、底版下には 1.2m 前後の連続した空洞が発現した。現地調査では、(1)越水が無いこと、(2)周辺堤防や函体に異常な変形や損壊が無いこと、(3)泥炭層と共存する軟弱地盤であることなどから、函体下の空洞化によりパイピングが生じて決壊したと推定した。

この推定原因の有意性について、浸透流解析などにより検証^{6), 8), 19), 20)}した。解析上の洪水継続時間は、洪水の発生から終了まで 0～100 時間を設定し、降雨浸透を考慮した。

河川条件は旧湿地、河道直線部、越流なしを設定し、図-6.2.9 に土層モデル、表-6.2.3 に土質定数、図-6.2.10 に降雨量と水位の変化図を示した。

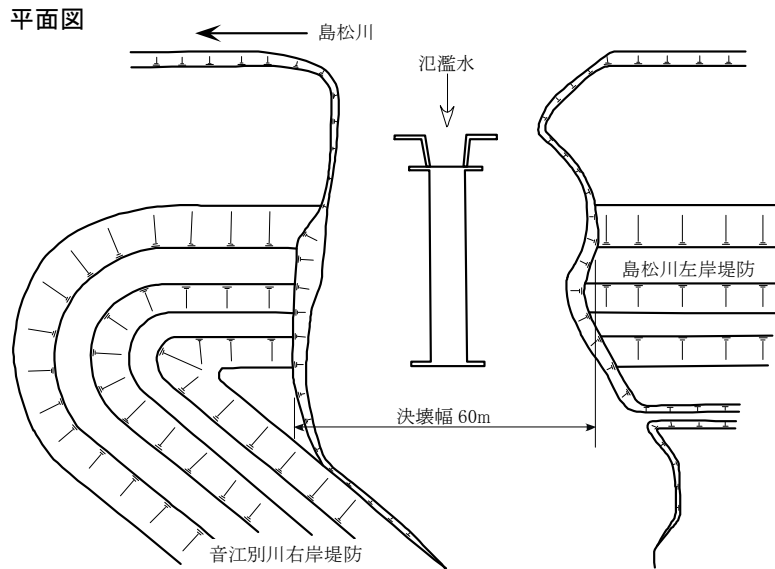


図-6.2.8 樋門の決壊箇所の平面図

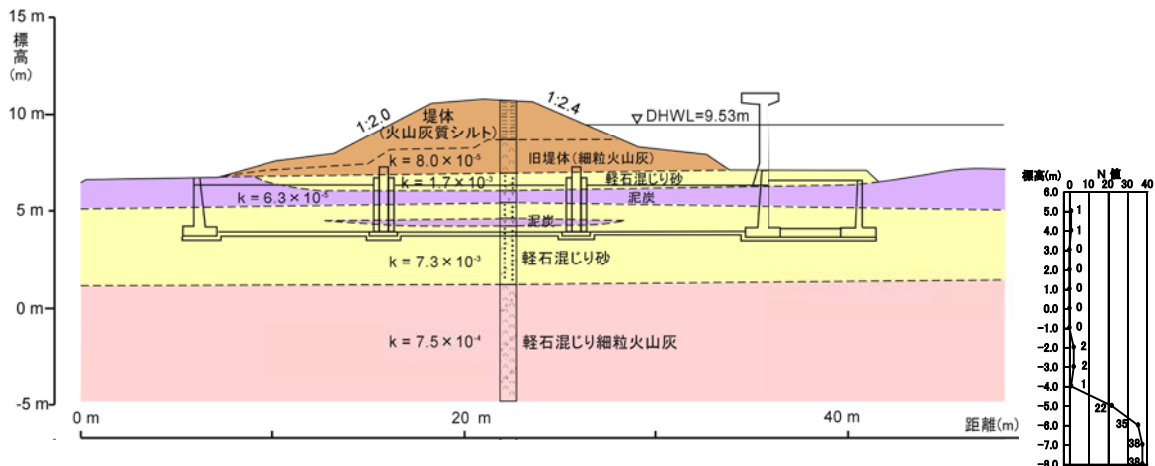


図-6.2.9 M樋門周辺の土層モデル

表-6.2.3 土質定数

区分	土質	透水係数 K(cm/sec)	湿潤密度 $\rho t(g/cm^3)$	土の剪断強度 c (t/m ²)	土の内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$
旧堤部	細粒火山灰	8.0×10^{-5}	1.80	0.0	25
堤防嵩上部	火山灰質シルト	8.0×10^{-5}	1.70	2.0	0
函体側面部	軽石混じり砂	1.7×10^{-3}	1.60	0.0	20
基礎地盤	泥炭	6.3×10^{-5}	1.10	1.5	0

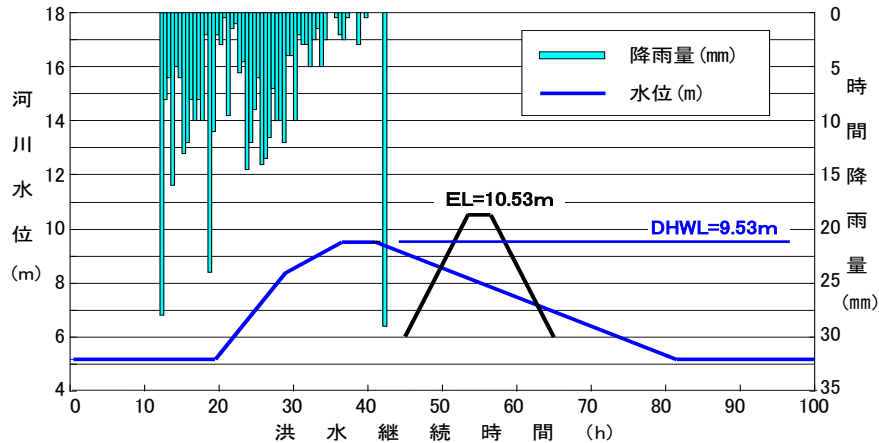


図-6.2.10 降雨量と水位の変化図

M 樋門の決壊に関与する要因として浸潤線、ヒービング、法面すべりを取り上げ、それで安全の場合は不等沈下の影響を検討することとし、以下に解析方法と結果を示した。なお解析上の土層断面は、堤防が流失したため決壊箇所周辺の土層をモデルにした。

(1)浸潤線の作用は、式-6.3 による有限要素法を用いて非定常二次元不飽和～飽和解析を実施した。図-6.2.11 は、図-6.2.10 に基づく経過時間 0 時間および最高水位終了 44 時間時点における浸潤線解析の結果である。浸潤線は、44 時間後に裏法に達したが堤防全体は飽和状態に至らず、浸潤線は上昇しにくい結果になった。

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial z} + k \right) = (C + \alpha \cdot S_s) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \text{式-6.3}$$

ここに、

- | | |
|-----------------|---------------------------|
| x:堤防横断面の水平方向の軸 | C:比水分容量(1/m) |
| z:堤防縦断方向の鉛直方向の軸 | α :飽和領域=1, 不飽和領域=0 |
| k:透水係数(m/hour) | S_s :比貯留係数(-1/m) |
| ϕ :圧力水頭(m) | t:時間(hour) |

(2)ヒービングによる浸透破壊の可能性は、式-6.4 で表される裏法尻の G (被覆土層の重量: tf/m²) / W (被覆土層底面に作用する揚圧力: tf/m²) < 1.0 の関係から検討した。

図-6.2.12 は被覆土層(G/W)～時刻歴の解析結果であり、最高水位の終了時間前後の数時間は G/W が 1.0 に近い値になるが 1.0 以下にはならず、決壊箇所のモデルとした周辺堤防では浸透破壊の可能性は低い結果になった。

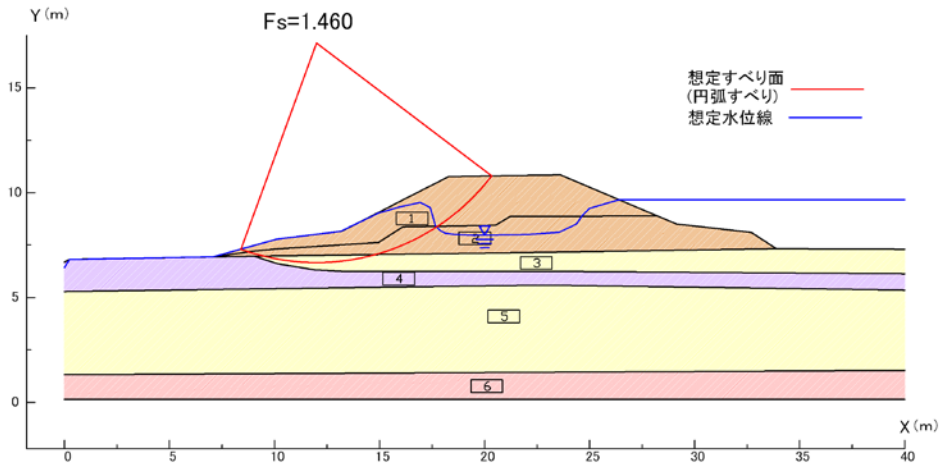


図-6.2.13 円弧すべり解析結果

以上の M 樋門の解析結果から、決壊原因は浸透現象に起因するとは考えられないため不等沈下の問題を検討することとした。しかし、M 樋門では土質定数を定める試験などは行われていない。この状況を考慮し、M 樋門と同様に函体周辺に泥炭層が存在する厚別川の I 樋門^{8), 17), 18), 21)}の沈下観測と数値解析の結果を参考に、M 樋門の不等沈下状況を類推した。

図-6.2.14 は I 樋門の沈下観測位置と土層断面図、表-6.2.4 は土質定数である。

解析計算は、式-6.1 を用いて x, y 軸方向の応力 (σ_x, σ_y) と剪断応力 (τ_{xy}) を求め、式-6.2 を用いて x, y 軸方向の歪みと剪断歪みを求めた。

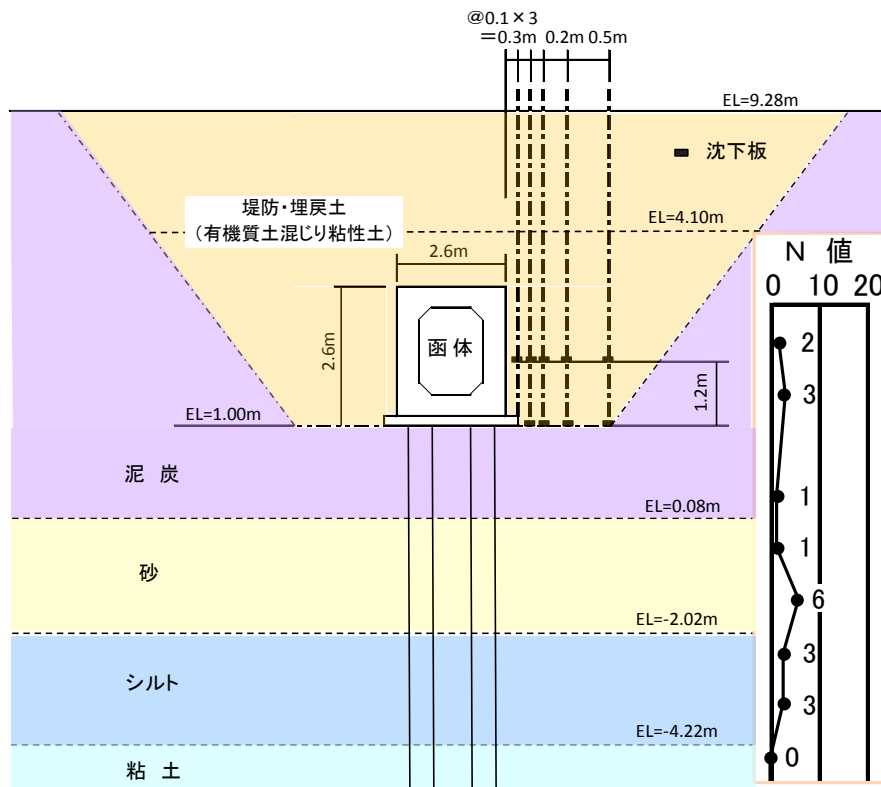


図-6.2.14 I 樋門の沈下観測位置と土層断面図

表-6.2.4 盛土と基礎地盤の土質定数

地層	変形係数 (KN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (KN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	単位体積重量 γt (KN/m ³)
盛土	400	0.45	30	0	15
泥炭	1,500	0.48	30	0	10.5
砂	3,500	0.45	20	25	17
シルト1	2,000	0.45	40	0	17
粘土	1,000	0.48	20	0	16
シルト2	1,500	0.48	40	0	17
砂礫	100,000	0.35	0	30	18
コンクリート	210,000,000	0.20	0	45	23

解析ケースは、不等沈下計算は joint element 法、剪断歪み計算は no-tension 法で行い、ジョイント要素の設定方法と条件は図-6.2.2 および表 6-2.2.2 を用いた。

解析沈下量と実測沈下量()の関係は、図-6.2.15 の函体下面+1.2m は 0.0m 点 24.2 cm (-)、0.1m 点 26.0 cm (30.6 cm)、0.5m 点 30.8 cm (37.1 cm)、1.0m 点 34.1 cm (38.5 cm)、図-6.2.16 の函体下面は 0.0m 点 25.2 cm (-)、0.2m 点 25.9 cm (19.2 cm)、0.5m 点 27.0 cm (26.5 cm)、1.0m 点 29.1 cm (31.6 cm) であり、その差異は 0.5~6.7 cm で再現精度は良好であることから、現地では土層の不等沈下や剪断破壊に伴う変状が発現したことが示唆された

図-6.2.17 は、joint element 法による変位図であり、函体側面部の形状は実測値と同様の形状なり、この解析からも変状が発現していたことが示唆された。

図-6.2.19 は、図-6.2.18 に示した no-tension 法に基づく最大剪断歪み分布図であり、剪断歪みの大きい赤色(10%)領域は、函体を包むように底版下約 2.0m から上方約 4.5m、幅 2.0~5.0m に亘り分布し、この領域に変状が発現したことが示唆された。

以上の沈下量と剪断歪みの解析結果から、函体側面部に段差状の不等沈下や底版下の空洞 (1994) が発現していたと考えられ、また I 樋門における近年の構造物点検調査²²⁾や空洞化対策の実施²³⁾などは変状が発現していたことを裏付けている。

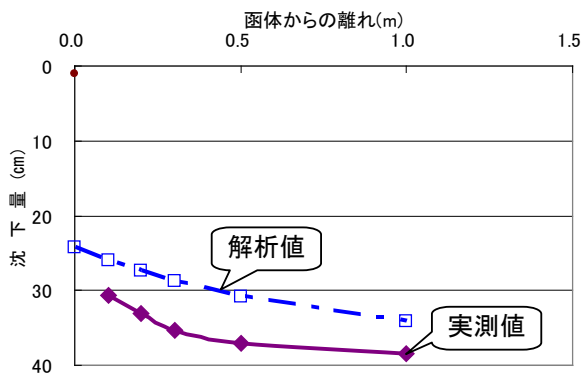


図-6.2.15 函体下面+1.2m の沈下分布

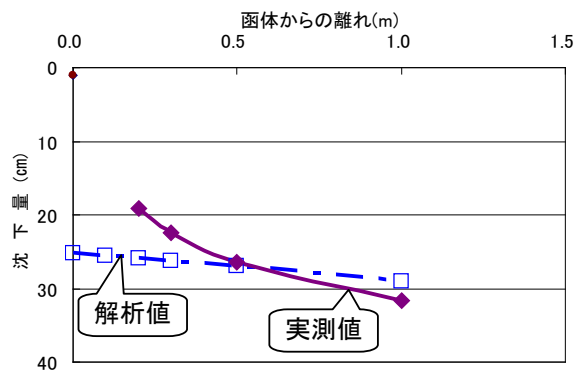


図-6.2.16 函体下面の沈下分布

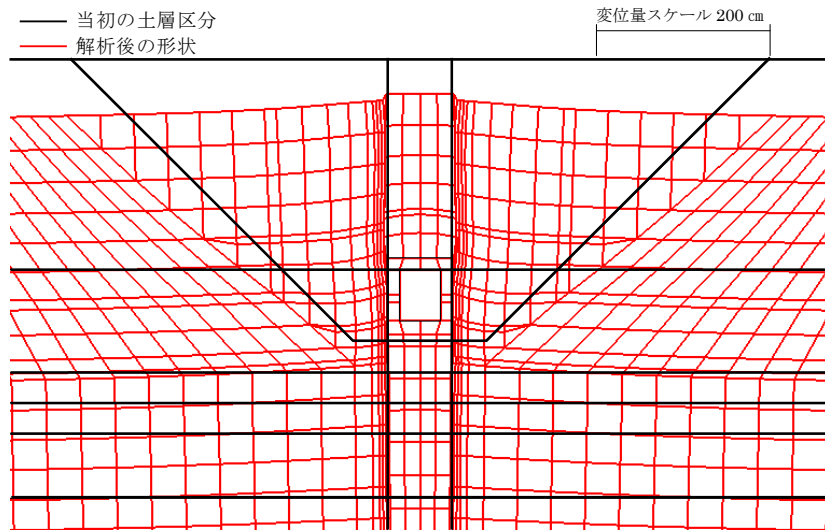


図-6.2.17 joint element 法による変位図

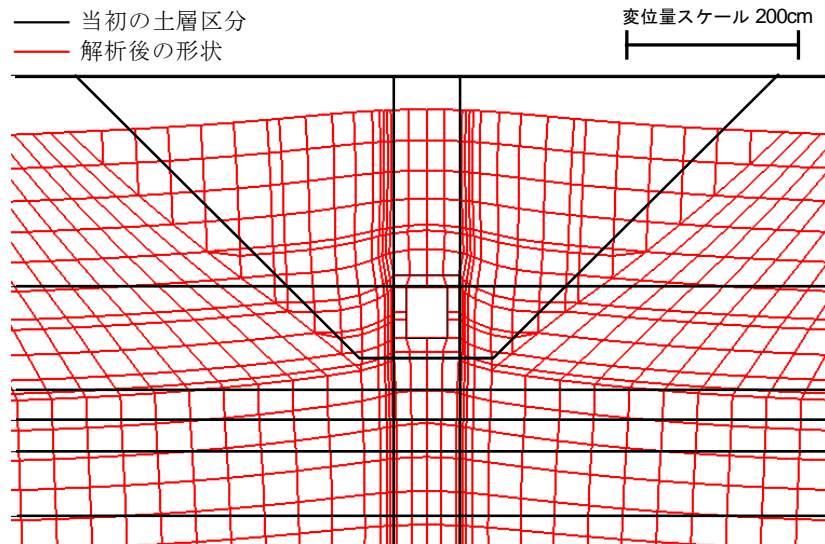


図-6.2.18 no-tension 法による変位図

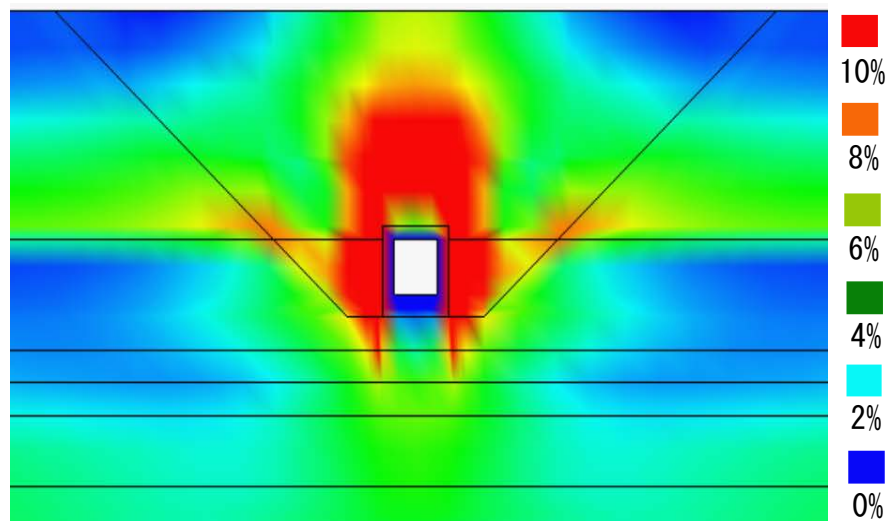


図-6.2.19 最大剪断歪み分布図

地盤条件が類似している I 樋門の沈下に関する観測と解析の結果、M 樋門完成後 12 年目の決壊、近年の構造物点検調査などから、M 樋門でも決壊時点以前に不等沈下に伴うゆるみや空洞などが発現していたと類推した。M 樋門で変状が発現したと仮定した場合、函体周辺の締固程度が緩み透水係数が上昇する。この仮定に基づき、函体周辺の埋戻土である軽石混じり砂層の透水係数 ($k=1.70 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$) について、他樋門における現地透水試験の観測値^{24),25)} $k=1.44 \times 10^{-1} \sim 1.77 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ を参考に $k=1.70 \times 10^{-1} \sim 10^{-2} \text{cm/sec}$ と設定し、ヒービングによる浸透破壊の安全性を試算した。解析結果は、図-6.2.20 のように透水係数を上昇させた 2 ケースの最高水位の終了時点前後の数時間は $G/W < 1.0$ となり、ヒービングによる浸透破壊が発生した可能性が高い結果が得られた。

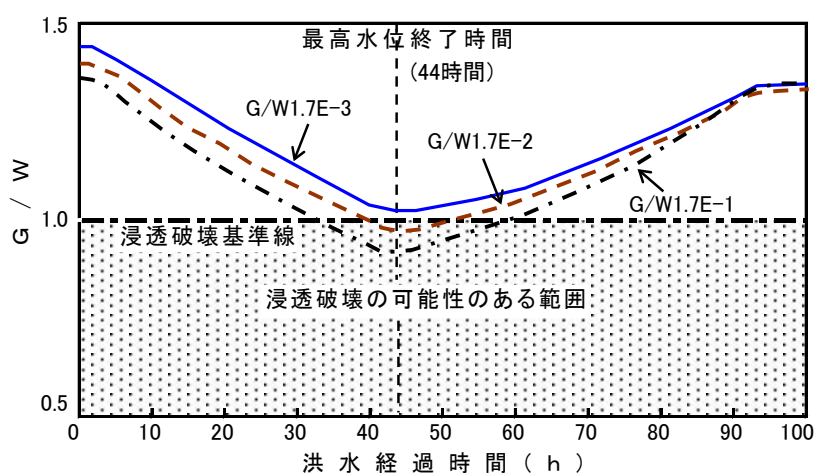


図-6.2.20 透水係数と浸透破壊の関係

以上の M 樋門の周辺堤防をモデルにした検討では、河川水などによる浸透作用では決壊に至らなかった。残る要因として地盤沈下の問題を取り上げ、他樋門の沈下観測や透水試験の事例なども含めて検討した結果、函体周辺で不等沈下が発生し、ゆるみや空洞が発現することが想定された。そこで、ゆるみに伴う透水係数上昇に着目してヒービングによる浸透破壊について検討した結果、決壊に至るとの結論を導いた。この結論は現地調査結果と整合し、その有意性を裏付けることができた。この推定方法は、堤防流失に伴う資料不足を考慮して災害要因を広く取り上げ、要因分析や他の類似条件にある樋門との比較などにより、信頼性の高い原因推定ができることを示したものである。

6.3 第6章のまとめ

本章では、変状の形成原因および決壊原因について、現地調査、沈下動態観測および数値解析に基づいて検証を行い、以下にその知見を整理した。

- (1) 不等沈下は盛土開始と同時に発生し、それに伴い土層がせん断破壊されて変状が発現する。また最大沈下量は函体上方に発生し、下面の沈下は直接的に空洞発現に繋がる。

- (2) 函体周辺の不等沈下は、下面は地盤の圧密沈下、側面と上方は地盤の圧縮沈下と盛土の圧縮沈下で発生する。
- (3) 不等沈下は函体から 0.1m 以内に段差状で発生し、その部分の土層は剪断破壊され、地中変位は函体から離れる方向に移動して壁面土圧は低下する。この連鎖的な動態により函体周辺土層の締固状態が緩み、著しく浸透性の高いゆるみや空洞などの変状が形成され、それが弱点になることを実証的に明らかにした。
- (4) 柔構造樋門の沈下観測では、函体下の地盤強化工法の採用により不等沈下に伴う空洞化の軽減効果は認められた。しかし、函体側面から上方の不等沈下に伴うゆるみや空洞などの変状の発現抑止は難しいため、浸透に対する安全性が向上したとは認められない。
- (5) 柔構造樋門の函体の沈下形状は、函体の継手部や接続部で折れ角が集中する状態になり、他樋門の事例からも継手部の長期的な安全確保に課題が残っていた。
- (6) 不等沈下と変状の形成原因の解析では、有限要素法の no-tension 法で再現性を検討した後、joint element 法による沈下解析と no-tension 法に基づく剪断歪み解析により、沈下分布および最大剪断歪み分布を再現した。その結果、不等沈下により土層に段差が生じる位置や函体周辺の剪断破壊される範囲が把握され、現地調査による変状の形態、発現範囲、形成原因などを補完する結果が得られ、この解析方法の有意性が示された。
- (7) 決壊原因の解析では、決壊に関わる要因として浸潤線の作用、ヒービングによる浸透破壊、法面すべりの安定性に関わる検討を行った結果、安全であった。そこで残る原因の不等沈下について、地盤条件が同様な他樋門との比較結果などから、決壊した樋門で不等沈下が発生したと仮定し、再度、函体周辺土層のゆるみを考慮したヒービングによる浸透破壊の検討を行った。その結果、空洞化に起因して決壊したとの結論が導かれ、この決壊に関わる要因を解析的に検証する方法の有意性が示された。

参考・引用文献

- 1) 土木試験所・開発土木研究所：河川構造物漏水調査業務報告書、1985～1989
- 2) 開発土木研究所：河川構造物漏水検討業務報告書、1990
- 3) 瀬川明久、小林伸行、渡辺和好：河川構造物周辺の沈下挙動と不同沈下計算手法、第 30 回北海道開発局技術研究発表会、共通部門、1986
- 4) 瀬川明久、小林伸行、渡辺和好：軟弱地盤における構造物周辺の安定化対策－沈下管理と漏水対策技術－、土木学会第 42 回年次学術講演会ポスターセッション、1987
- 5) 瀬川明久、掛村拓史、港高学、吉川勝秀：低湿地堤防における樋門周辺の沈下挙動解析、土木学会第 61 回年次学術講演会、2-012、p21～22、2006
- 6) 瀬川明久、港高学、吉川勝秀：樋門周辺堤防の変状に関する実証的考察、土木学会安全問題研究論文集 Vol.2、p119～124、2007
- 7) 瀬川明久、港高学、三室俊昭、吉川勝秀：泥炭性軟弱地盤上の堤防の樋門周辺の安全性に関する実証的研究、土木学会論文集 F6、Vol.67、No.2、2011

- 8)瀬川明久、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、水利科学、No. 329、p91～134、2013
- 9)瀬川明久：河川堤防の漏水対策技術、(財)北海道河川防災研究センター、2003～2004
- 10)瀬川明久：日本国特許庁公開特許公報(A)平 1-229907、Z-7187-2F、1989
- 11)石狩川開発建設部：幌向川東 4 号右岸樋門動態観測報告書、2002
- 12)石狩川開発建設部：千歳川西 9 線樋門動態観測調査業務、2001
- 13)R・E・Goodman、R・L・Taylor、T・L・Brekke：A model for the Mechanics of Jointed Rock、Proc. ASCE、Vol.94、No.SM3、1968
- 14)北海道開発協会：昭和 56 年洪水報告書、1982
- 15)北海道開発協会：昭和 56 年洪水堤防被災状況調査資料、1982
- 16)石狩川開発建設部：千歳川治水史、p286、2003
- 17)瀬川明久、小林伸行、渡辺和好：河川構造物と不同沈下対策、第 29 回北海道開発局技術研究発表会、1985
- 18)瀬川明久、渡辺和好：構造物周辺の不同沈下の実測と解析、土木学会第 41 回年次学術講演会、1986
- 19)瀬川明久、港高学、吉川勝秀：浸透流解析のためのモデル設定についての考察、地下水地盤環境に関するシンポジウム 2006-水辺と堤防と地下水-発表論文集、p61～68、2006
- 20)瀬川明久、港高学、吉川勝秀：低湿地堤防の弱点箇所と安全性に関する考察、河川技術論文集、第 13 巻、p309～314、2007
- 21)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、1985
- 22)石狩川開発建設部：河川事務所管内下流地区樋門等構造物周辺点検業務現地第 1 次診断資料、2002
- 23)北海道直轄河川樋門樋管水門排水機場実態表、北海道開発局、p55、2005
- 24)石狩川開発建設部：西 15 号樋門外応急対策工事報告書、1989
- 25)石狩川開発建設部：庄野川樋門外応急対策事前調査業務報告書、2004

第7章 変状の進行形態および安全対策

前章まで、泥炭性軟弱地盤上にある樋門周辺堤防では、不等沈下の長期的な進行により変状が拡大して決壊などの危険性が高まることを解明した。したがって、氾濫被害から地域社会を守るためには、変状を安全化して決壊の抑止や被害の軽減化を図る必要がある。

本章では安全確保の基本として、変状が決壊に至る形態、対策目的および対策範囲を示した。恒久的な決壊防止や被害軽減対策は、現況の河川施設の機能の中から、樋門に関する安全対策として地域社会に受け入れられやすく、実現性と確実な効果が期待できる方式を選定し、それらを新しい対策のあり方として提言した。

7.1 変状の進行形態¹⁾⁻⁸⁾

変状の発現から決壊に至る形態は、前章までの現地調査や動態観測などに基づき、次の5段階で示した。

図-7.1.1は、図-6.1.4の沈下動態図に示した盛土終了日頃の変状形態であり、堤防の外観上からは目立った変化は見られない。地中の函体周辺の土層は、地盤の圧密沈下と盛土の圧縮沈下は80%程度進行した時期であり、函体側面と下面隅角部付近には不等沈下に伴うゆるみ、クラック、空洞などが小規模に形成された状態である。

図-7.1.2は、開削調査時(表-5.1.1、樋門設置後平均18.8年)の変状形態であり、盛土完了時から不等沈下は相当に進行し、変状は目視で観察できる。

堤防表面の変状は、写真5.2.1～2、写真5.2.12、写真5.2.15に示した天端や法面の抜け上がり、開口クラック、段差などが発現する。樋門と堤防の接続部は、写真5.2.3～6、写真5.2.11、写真5.2.16～17に示した護岸の損傷、護岸下の空洞、構造物や遮水矢板周囲の空隙、陥没などが発現する。地中の函体周辺は、写真-5.2.7～10、写真-5.2.13の段差状の不等沈下、軟弱化、湧水、土層の色調変化、底板下の空洞など、写真5.2.18～21に示した空隙、クラック、軟弱化などが発現する。コンクリート構造部は、写真-5.2.10、図-5.2.2、写真-5.2.14に示した損壊、継手部の段差、止水板の破断などが発現し、これらの変状は洪水時の浸透に対する危険性を助長することになる。また、樋門設置から20年前後の状態であることから、最終的な変状形態に近似していると考えられる。

図-7.1.3は、函体周辺の変状が進行して水みちが形成された状況で、洪水位が上昇した状況を示し、河川水は透水性の高いゆるみや空洞などの部分へ容易に浸透して川裏側に達する。これにより、川裏の法尻周辺では小規模な土砂流失、法すべり、軟弱化などが発現し、写真-5.2.27のような水路や法尻における噴砂や漏水、図-5.2.9や写真-5.2.29に示したような法尻付近のパイピングの他、ヒーピングなどの浸透破壊の前兆現象が発現し始める。

これらの変状が進行することにより、写真-5.2.30のような法面のすべりや崩壊などに進展し、堤防表面部ではゆるみ、クラック、段差、陥没などが拡大する。函体周辺では、ゆるみや空洞などを疎通している浸透水は流速と水圧を増し、土砂流出を助長して堤防決壊を誘発する危険性が著しく高まる。

図-7.1.4は、写真-5.2.31のように樋門漏水による堤防損壊が進行中の状況であり、堤防

は過飽和状態になり、パイピングは勢いを増して水みちや浸出口は拡大する。この現象により法面すべりや堤防崩壊が誘発され、堤防断面の減少に伴う浸透路長の短縮により浸透水流の勢いは増大する。その結果、水みち周囲の土砂の崩壊と流出が助長され、急速に堤防決壊の危険性が高まる。

図-7.1.5 は変状進行の最終形態であり、空洞周辺のゆるみ範囲は支持基盤を失って空洞内への崩落が始まり、堤防は剪断抵抗力を失って著しく弱体化し、水圧と浮力を受けて滑動し始め、写真-5.2.32 や図-6.2.8 に示すような決壊に至る。底版下は、写真-5.2.33 のように土砂が流失して空洞化する。

以上のように、変状が進行して決壊に至る形態を5段階で図示した。実際に決壊した島松川のM樋門（写真-5.2.32～33、6.2.(2)など）は、樋門設置から12年後の災害であり、地盤特性や変状調査の結果から、決壊時にはゆるみや空洞が発現していたと推察され、1度の洪水により短時間で図-7.1.2 から図-7.1.5 まで進展したものと考えられる。

地震動や液状化では、図-7.1.1～2 の変状が発現した樋門に、写真-5.2.22～26 に示した噴砂、空隙、法面や函体の損壊などの危険性の高い変状を瞬間的に発現させる。また、堤防内の液状化痕跡は透水性が高く、次回の地震や洪水時の弱点になることは明らかである。

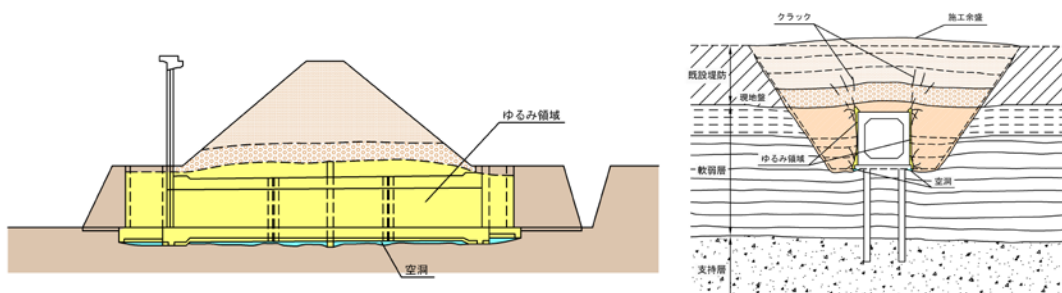


図-7.1.1 盛土完了時の変状形態

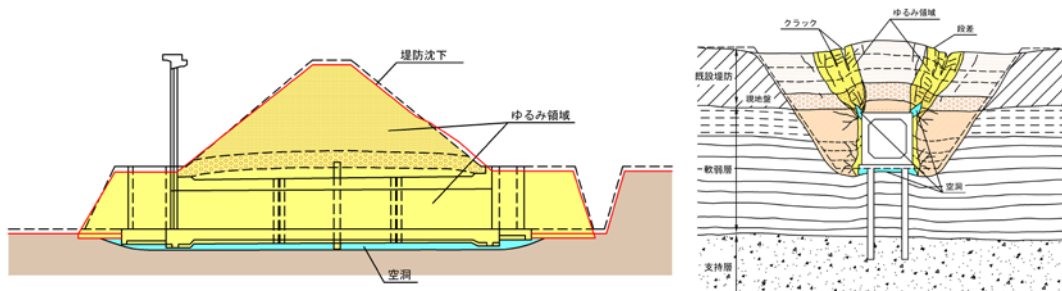


図-7.1.2 開削調査時の変状形態

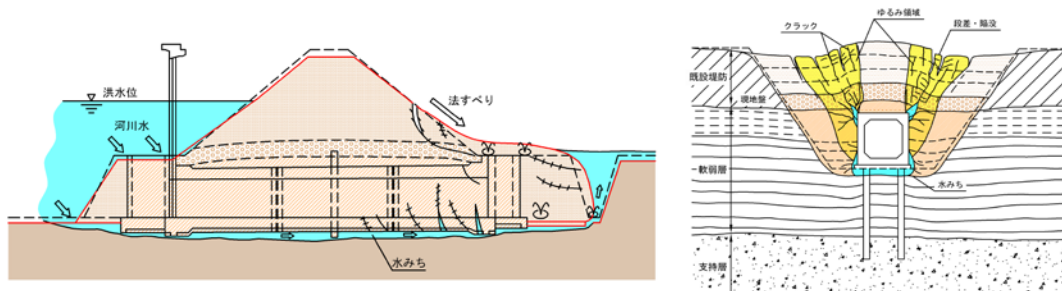


図-7.1.3 洪水水位上昇時の変状形態

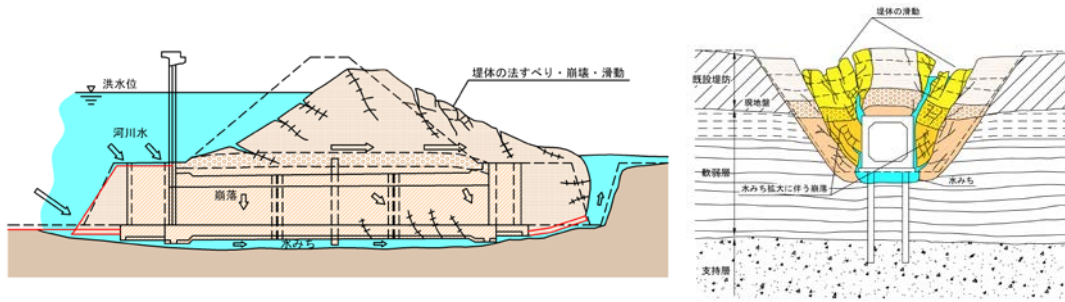


図-7.1.4 堤防破壊進行時の変状形態

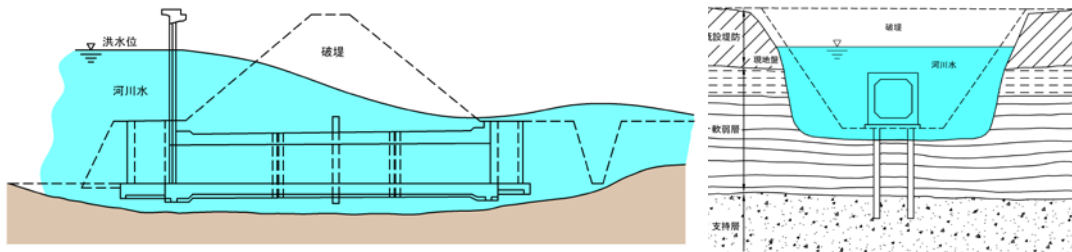


図-7.1.5 決壊後の変状形態

7.2 安全対策^{1),3)-26)}

石狩川下流における連続堤防整備後の災害原因は、従前から多い堤防越水から地盤や樋門の漏水に関わる決壊などに变化している。近年の堤防一般部の整備状況は、緩傾斜断面に施工余盛を加えて施工され、安全性の向上が図られている。一方、杭基礎樋門ではグラウト充填による空洞化対策^{4),9),10)}などが行われているが、長期的な地盤沈下の影響を解消するまでに至っていない。柔構造樋門^{11),12)}は、地盤沈下予測や地盤改良費用などに問題が残り、樋門改築が遅れる要因になっている。この現状から、今後計画高水位に迫るような洪水が発生した場合は、樋門周辺堤防の変状部に洪水外力が集中することは明らかであり、パイピングや決壊などの災害が頻発するものと予測される。

堤防災害を誘発する杭基礎樋門と柔構造樋門の変状は、第5章5.2などで示したように函体下面の空洞化以外は同様の形態で発現している。したがって基本的な対策は、樋門周辺堤防における地盤沈下に伴う不等沈下を抑制することになる。この沈下対策は、長期的な不等沈下や変状拡大の抑止効果の維持や多大な費用などの問題点を踏まえ、浸透水の抑制、パイピングや土砂流失を防止する浸透水の遮断、決壊した場合の被害軽減対策などを適宜組み合わせ、確実な効果維持が図れる方式を採用することが現実的である。

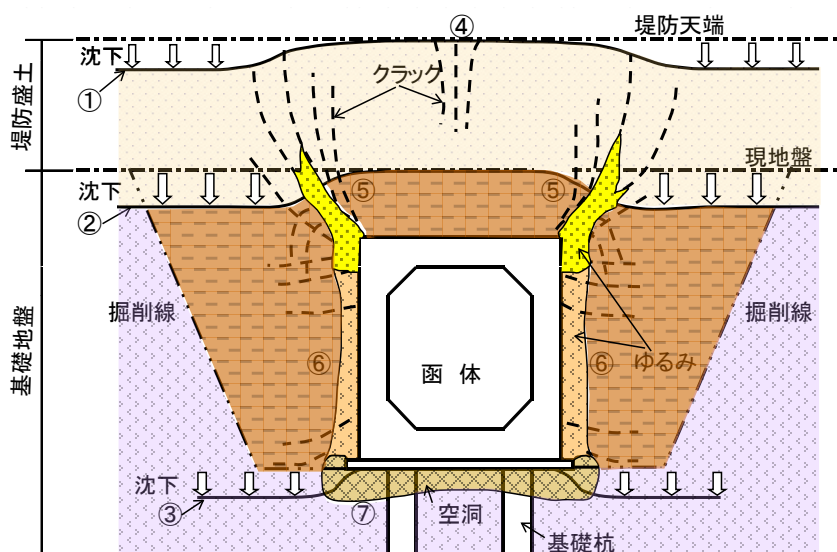
以上を考慮した対策目的は次の①～⑤のように考えられ、対策方式は変状の形態と動態を分析し、図-7.1.1～5の変状の進行状況、図-7.2.1の発現範囲などを参考にすることにより、信頼性に優れた対策が選択できる。

- ①樋門と堤防の接続部の不等沈下を軽減する。
- ②堤防への浸透水を抑制し、浸透した水は安全に排水する。
- ③ゆるみや空洞などの変状部を疎通する浸透水を遮断し、土砂流失などを抑止する。

- ④堤防が決壊した場合は、二次施設などで氾濫被害を軽減させる（フェールセーフ）。
- ⑤不等沈下と変状の動態を監視し、安全性評価と的確な対策を実行する（モニタリング）。

7.2.1 変状の発現範囲^{3)-6)、8)、9)、13)-17)}

図-7.2.1は、現地調査に基づく樋門周辺堤防の変状の発現範囲を示したものであり、図中の①～⑦は形態の説明である。函体周辺の発現範囲は、左右4.0m程度、上方は天端まで、下面の下層は2.0m程度であり、この範囲を確実に安全化する必要がある。



①堤防天端、②現地盤、③函体下面の不等沈下に伴う土層の褶曲や段差を表し、段差部の土層は剪断破壊されてゆるみなどが生じる。④函体直上のクラックである。⑤函体上方のゆるみ、クラック、空洞、軟弱化、函体側面の空隙などである。⑥ゆるみ領域で不等沈下量が大きい場合はクラック、空洞、空隙などが発現する。⑦下面周辺のゆるみ、クラック、空洞などであり、空洞には地下水や泥土が充満する。

図-7.2.1 函体周辺の変状の発現範囲

7.2.2 恒久的な安全対策

恒久的な安全対策は、実現性や確実な効果が期待できる以下の方式を提示した。対策の実施時期は、一般的には樋門新設時である。補強対策の場合は、図-7.1.2の最終的な変状形態に至る前で、沈下の進行速度が微小になる樋門完成から3～5年以降を目途とし、洪水により図-7.1.3～5の形態に至った場合は災害復旧工事が行われる。

(1) 不等沈下の軽減対策

不等沈下の軽減対策は、地盤沈下の直接的な抑制や堤防と構造物の分離などにより変状を抑止する方式であるが、残留沈下による変状拡大への対策を考慮する必要がある。

摩擦杭の場合は、施工時期が非洪水期の1～2ヶ月間で10m程度の盛土を行うため、沈下の予測や管理が難しく、一般的に不等沈下の軽減対策として採用されない。

図-7.2.2は、柔構造樋門下面の空洞化抑止を図る深層混合処理方式のモデルであり、改良深度はL=4.4～11.3m（φ1.2：71本、φ1.4m：180本）である。このモデルの地盤改良

費（2012 価格、直接費のみ。）は約 90.0 百万円であり、杭基礎樋門の約 33.0 百万円（鋼管杭、 $\phi 0.4\text{m}$ 、 $L=24.0\text{m}$ 、28 本）に比べ 3 倍程度になる。一方、柔構造樋門の実測沈下量は、図-6.1.5~7 のように過大な沈下が生じやすく、変状も杭基礎樋門と同様に多様な形態で発現している。その実態と現場条件を精査し、沈下予測や抑制工法の信頼性、残留沈下対策、函体周囲の変状形態、経済性、維持管理などを総合的に検討してから採用する必要がある。

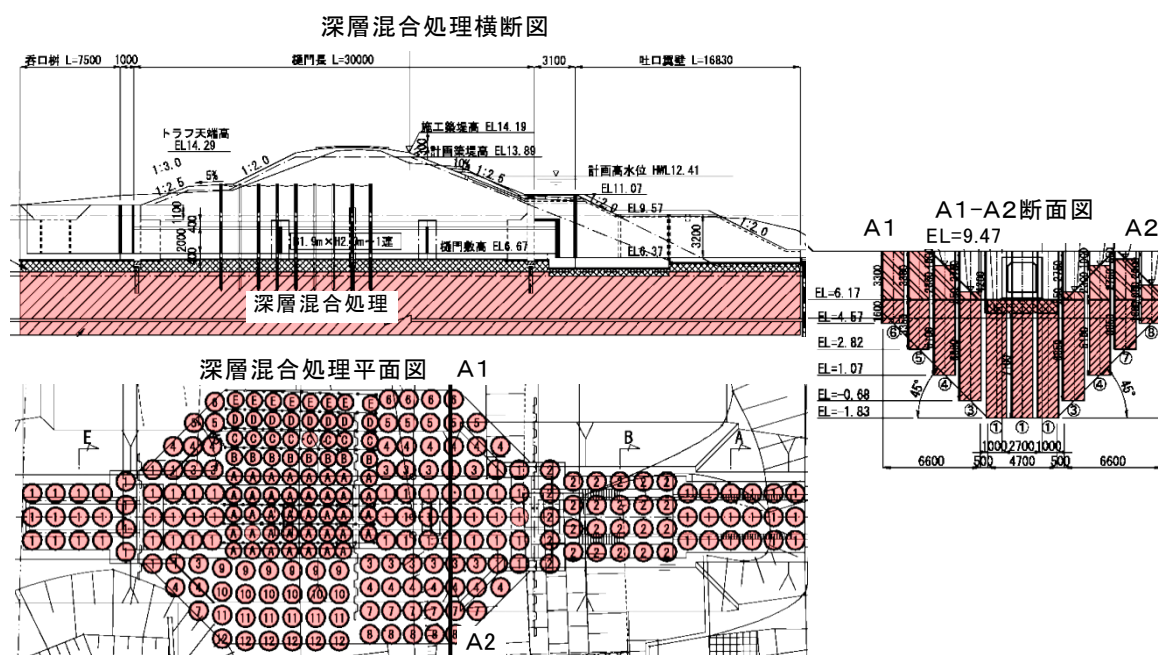


図-7.2.2 地盤沈下対策のモデル

堤防と構造物の分離方式はオーバーサイフォン式^{4),6),19)}と呼ばれ、写真-7.2.1の堤防を横架する水管橋式は地盤沈下の影響排除、写真-7.2.2の堤防断面外に設置する地上配管式は地盤沈下の影響を軽減する方式であり、不等沈下や空洞化などに起因する決壊は恒久的に解消される。なお、オーバーサイフンの多くは揚水樋門で採用され、排水樋門では小貝川母子島地区など少数である。しかし、洪水時に閉扉する必要がないため、堤防で囲まれた地区の内水排水などに大きな効果が期待できる。



写真-7.2.1 水管橋式オーバーサイフォン



写真-7.2.2 地上配管式オーバーサイフォン