

# 樋門周辺堤防の変状に関する実証的考察

A study about damage of the sluice outskirts levee

瀬川 明久<sup>\*</sup>, 港 高学<sup>\*\*</sup>, 吉川 勝秀<sup>\*\*\*</sup>  
Akihisa Segawa, Takanori Minato・Katsuhide Yoshikawa

<sup>\*</sup>, <sup>\*\*</sup> 正会員 KK エーティック (〒063-0801 札幌市西区二十四軒1条5丁目6-1)

<sup>\*\*\*</sup> 正会員 工博 日本大学教授 理工学部社会交通工学科 (〒274-8501 千葉県船橋市習志野台7-24-1)

The damage to decrease safety by the seepage is formed around the box of the pile foundation sluice. The cause is differential settlement. For such a phenomenon, the Ministry of Construction showed a kind of the damage and the conception diagram of the phenomenon in manual for river works.

In this article, we examined the actual situation of this concept with the example of the Ishikari River levee. As a result, we were able to elucidate the situation of the damage and the actual situation of the levee disaster. In addition we performed simulation by the numerical method as a model at the rip point of the levee. By the simulation, outbreak of the piping was predicated at the toe of slope in area protected by levee. From such an examination result, we succeeded in explaining mechanism of the levee destruction. The mechanism is to finally cause levee destruction because the existing damage continues spreading with the increase of the flood external force.

From these considerations, we understood that a sluice became the one of the important points in the security management of the levee.

**Key Words :** peaty soft ground, water leak investigation, water leak around sluice

キーワード: 泥炭性軟弱地盤, 漏水実態調査, 樋門周辺漏水

## 1. はじめに

泥炭性軟弱地盤<sup>1)</sup>などの低湿地の既設の杭基礎樋門(以下、樋門と記す)の周辺堤防には、浸透に対する安全性を低下させる空洞化などの変状が発生する。

変状の原因は、周辺堤防の圧密沈下である。即ち、樋門と周辺堤防の不同沈下である。このため、樋門箇所は連続堤の弱点部<sup>2)</sup>と指摘され、島松川<sup>3)</sup>や小貝川<sup>4)</sup>などでは、洪水時に越水がない洪水位で堤防決壊が発生している。

この決壊の誘因となる変状に関する研究は、瀬川<sup>5)-8)</sup>らが、石狩川などの変状実態や決壊事例などを紹介し、中島<sup>9)</sup>は、関東地方における周辺堤防の決壊事例を紹介している。また、河川砂防技術基準(案)<sup>10)</sup>は、2004年に樋門周辺の変状と被災現象の概念図を示した。これらは、樋門完成後の調査に基づく変状実態や決壊事例の紹介であり、不同沈下の発生から決壊に至るまでの諸現象を体系的に説明したものではない。

本論文では、河川砂防技術基準(案)で示された概念的な現象について、石狩川の調査事例に基づき沈下の発生時期、変状の発生位置と形態、洪水時の堤防損傷形態、変状形態と危険性の関係などを実証的に解明した。また、決壊箇所をモデルとして、数値解析により浸透に対する安全性の検討を行い、この結果と洪水時の変状の発生形態から、洪水外力の増大に伴って浸出域の堤体損傷が助長され、最終的に堤防決壊に至るというメカニズムを推定し、堤防安全管理の面から、樋門箇所が弱点部になる全体像を明らかにした。

## 2. 樋門周辺に発生する変状の形態<sup>3)</sup>と危険性

樋門周辺の変状は、堤防の盛土荷重により基礎地盤が圧密沈下することにより発生し、その形態は、基礎地盤、函体周辺および堤防表面などの発生位置により異なる。即ち、樋門は杭で支持されているのに対し、基礎地盤と周辺堤防は共に沈下するため、その沈下量の差に応じた変状が発生する。

この変状形態と危険性の関係について述べる。

写真-1は、不同沈下に伴う胸壁から天端までの堤防表面の変状形態である。破線は護岸工上端の抜け上がり形状を示し、門柱背後にも同様の現象が見られる。

護岸工上方の法面では抜け上がり、段差と開口を伴うクラックが見られ、降雨や河川水が直接的に浸透しやすい堤防に有害な変状形態が現れている。

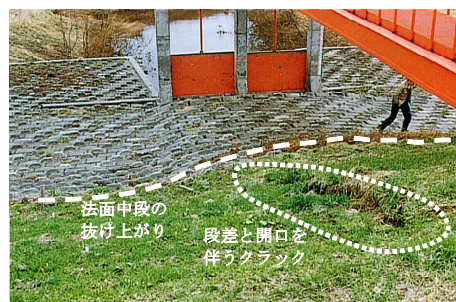


写真-1 堤防表面の変状

写真-1に見られるような不同沈下と変状の発生時期を明らかにするため、樋門改築時に函体周辺の盛土内に沈下板を設置し、盛土開始時から沈下観測を行った。

沈下板は、函体から0.2m離れた基礎地盤上 $T_1$ および函体から1.0m離れた基礎地盤から1.05m上の盛土内 $T_2$ の2箇所

に設置した。盛土施工は、5段階、総盛土厚 7.5m、施工期間 30 日間である。

観測結果は図-1 に示す通り、基礎地盤の圧密沈下  $T_1$  は、盛土直後から急速な沈下を始め、盛土高の増加に伴って沈下量も増し、盛土完了時は 18cm に達している。盛土内の  $T_2$  は、 $T_1$  と同様の沈下傾向を示しているが圧密・圧縮沈下量が合わさるため、盛土完了時の沈下量は 36cm になっている。また、盛土自体の圧縮沈下量  $T_2 - T_1$  は、約 60 日で終了している。

この沈下曲線を用い、双曲線法で  $T_1$  の最終沈下量を求めると約 24cm になり、盛土完了時は約 18cm であるので、圧密沈下は約 75% が終了していることになる。

これらから、盛土初期の沈下は急速に進行し、盛土完了後は緩やかな形態に移行すること、および変状を発生させる不同沈下は、盛土と同時に始まること明らかになった。

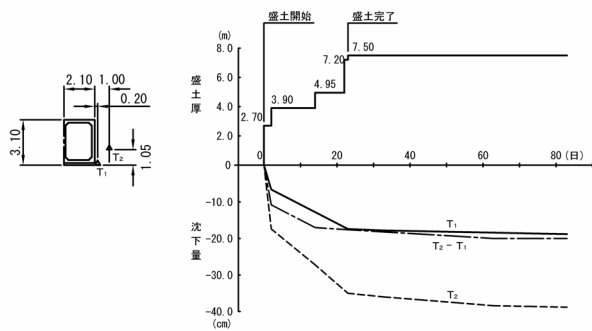


図-1 盛土施工中の沈下観測結果

写真-2 は樋門横断方向の開削断面であり、函体の側面から上方の土層の変状形態を見たものである。

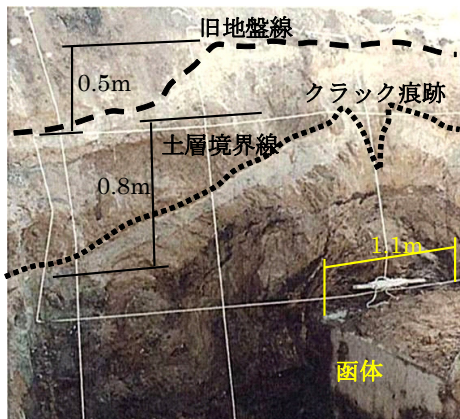


写真-2 函体上部周辺の土層形態

破線で示した旧地盤線は、函体隅角部上方で大きく褶曲し、函体側面からの離れ約 2.0m で 0.5m の不同沈下が観察された。点線で示した函体上方約 1.0m 付近の土層境界線は、函体中央上部に開口を伴うクラック痕跡と土層傾斜が見られ、函体中央からの離れ約 2.5m で 0.8m の不同沈下が観察された。

これらから函体の側面から上方の周辺では、段差状の不同沈下に伴い土層の締固め状態が著しく変化し、ゆるみやクラックが多くなり浸透水に脆弱な変状形態になっている。

写真-3 は、函体底版部および基礎地盤の変状を示したものであり、函体の翼壁背面から遮水壁周辺までには変状が認められない。しかし、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いるため、底版下全体が空洞化している。また、遮水壁は下部で破断して大きな開口部となっている。

図-2 は写真-3 の川表側からの函体全景スケッチ図であり、吐口の右翼壁フーチングにクラックが発生し、水叩きと仕切壁が沈下している。翼壁の後方から呑口側にかけては、函体からの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傷が認められ、底版下で川表から川裏まで連続している空洞化状況が記されている。

この空洞化現象は、杭で支えられている函体に対し、周辺盛土の沈下に伴う底版下部の引き込み沈下や土砂吸い出しにより生じたものであり、河川水などが直接的に疎通する危険性が非常に高い変状形態である。

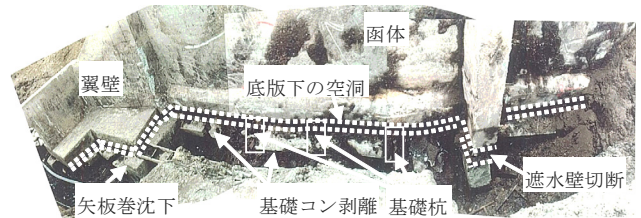


写真-3 函体底版部の変状と空洞化

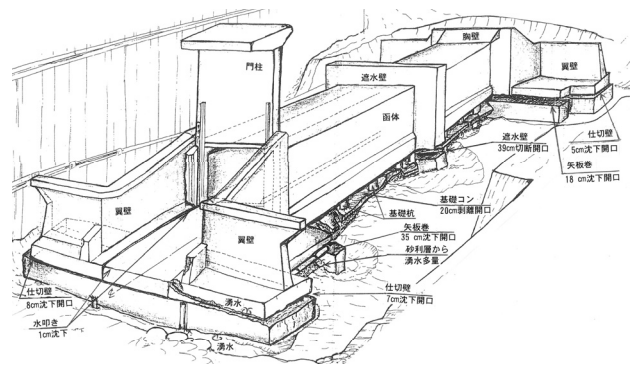


図-2 樋門全体の変状スケッチ図

### 3. 樋門周辺漏水に伴う変状と災害の実態

洪水時の樋門周辺漏水に伴う変状は、噴砂、浸出水、川裏のり面の軟弱化、クラック、法面損傷などがある。

噴砂はパイピング現象を示し、浸出水、軟弱化、クラック、法面損傷などは、堤体の法すべりに繋がる。

ある洪水時に、このような変状が生じて堤防内に潜在すると、次の洪水時には、変状を急速に拡大させて決壊などの災害を引き起こす弱点部になる。

このような樋門周辺漏水による変状や災害実態について、1981(昭和 56)年 8 月石狩川洪水の事例を用いて実態を述べる。

写真-4 は、樋門周辺漏水の初期的形態を示す堤内側水路の集水桝側面付近に生じた噴砂現象である。

堤防は標高 8.68m, 堤高 3.2m, 天端幅 4.0m, 敷幅 16.5m の単断面である。樋門外形は H1.4m×B1.3m×L21.0m であり、集水柵外形は H1.9m×B1.6m×L5.8m, 基礎杭は木杭 18m である。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, 全軟弱層厚は約 20.0m であり, 治水地形は旧湿地である。洪水水位は 8.21m に達したが, 越水はなかった。

洪水後の調査では, 胸・翼壁の背後の護岸が約 0.4m 沈下し, その周辺で深度 0.6m と 2.0m の 2 箇所に水が疎通した痕跡のある空洞が確認された。

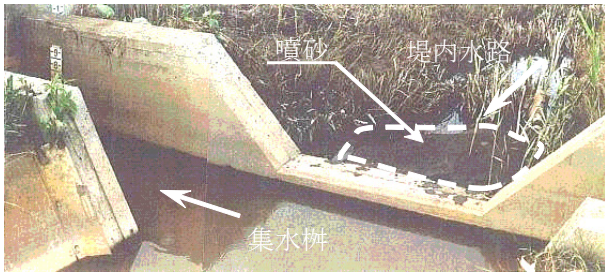


写真-4 集水柵横の噴砂現象

図-3 は, 樋門周辺のパイピング発生箇所の状況を示したものであり, 写真-5 に示す月の輪工による水防対策が実施されている。

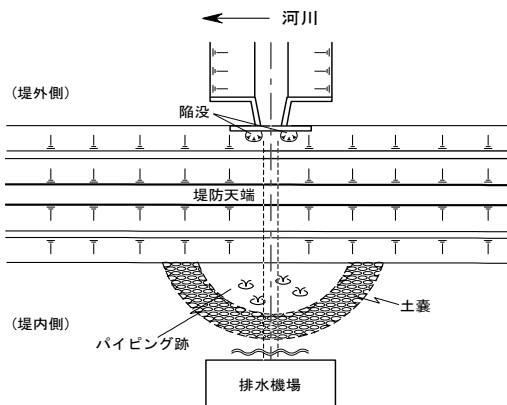


図-3 樋門周辺漏水箇所平面図

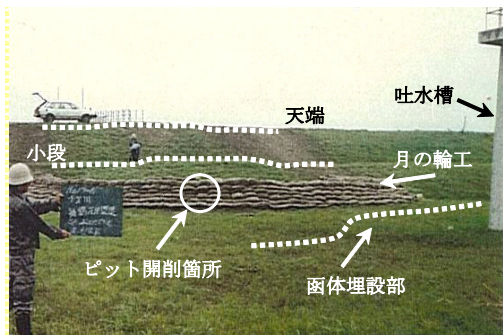


写真-5 樋門周辺漏水と月の輪工

堤防は, 天端標高 10.58m, 天端幅 5.5m, 堤高 4.1m, 敷幅 38.0m の複断面である。樋門外形は H4.6m×B5.4m×L60.0m, 基礎杭は鋼管 20m であり, 川裏法尻から 20.5m の位置に吐水

槽が設置されている。

堤防土質は火山灰混じり粘性土である。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, 全軟弱層厚は約 23m, 治水地形は旧湿地である。

被災水位は, 計画高水位を 30cm 越える 9.88m に達したが越水はなかった。

この箇所は, 写真-5 に見られるように破線で示す天端, 小段, 函体埋設部に約 0.2m の抜け上がりが認められ, 図-3 に示したように裏法尻周辺に激しい湧水が発生した。この洪水では幸いに法すべりや決壊に至らなかったものの, 洪水後の調査により川裏の法尻周辺の軟弱化, 函体周辺のゆるみ, 法尻侵食, 法尻地下の空洞, 川表の門柱左右背後の陥没(径約 2.0m のなど)の変状が明らかになり, 重大な堤防災害に至る前兆現象であったと判断される。

図-4 は, 図-3 に示した樋門箇所での洪水後に実施したオランダ式コーン貫入試験結果を整理したものである。この図は, 函体側面から 10cm(A1), と 30cm(A2), 50cm(A3), 110cm(A4), 200cm(A5)の離れで実施したものの内, A5 (最も不同沈下の影響が少ない位置)と A1 (最も不同沈下の影響が大きい位置)での qc 値の差分値 A5-A1 を深度毎に表したものである。

結果は, 傾向として(-)を示す部分は緩みが進んだ状態を, (+)を示す部分は締めめが進んだ状態を示し, 函体側面では, 下方 3/4 の範囲でゆるみが生じたことが推定される。

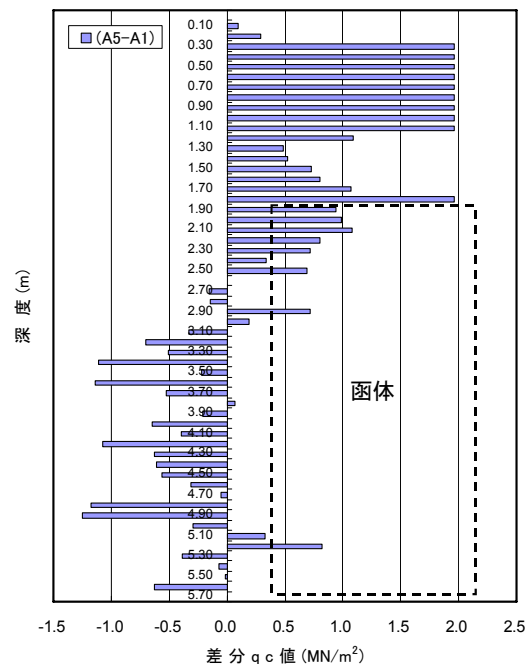


図-4 函体側面周辺の qc 差分値分布

写真-6 は, 図-3 に示した樋門箇所でもみちの形態を確認するため, 月の輪工内のパイピング跡を開削した状況である。水みちは, 函体隅角部から斜め上方に幅 1.4m, 高さ 0.2m の大きなアーチ状の空洞形態で発見され, この空洞が漏水チャンネルの一部であること, および空洞部分の土砂が流出したことは明らかである。



写真-6 パイピング跡の開削調査

写真-7は、樋門周辺漏水により川裏法面に発生した法すべりを示したものである。

堤防は、天端標高 11.10m、天端幅 4.0m、堤高 4.3m、敷幅 21.4m の単断面である。樋門外形は H2.8m×B4.9m×L24.0m である。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。

洪水水位は計画高水位を 1.0m 越える 11.05m になり、天端に 5cm まで迫ったが越水はなかった。

法すべり延長は樋門を中心に約 50m である。漏水やパイピングの痕跡は、内水氾濫による 84 時間に亘る浸水や緊急復旧工事のため不明であるが、川裏法肩からの大きな法すべりが発生した。

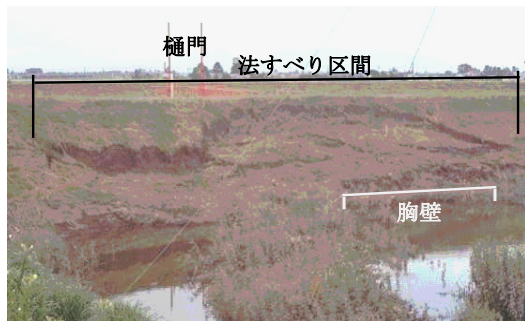


写真-7 川裏の法すべり

写真-8は、樋門周辺堤防の決壊事例である。

堤防は、天端標高 10.53m、天端幅 5.5m、堤高 3.6m、敷幅 22.3m の複断面である。樋門外形は H2.7m×B5.6m×L30.0m、基礎杭は PC パイル 9m である。

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 であり、治水地形は旧河道である。

洪水水位は、計画高水位と同高の 9.53m に達した。この水位は天端高より約 1.0m 低く、越水はなかったが堤防は決壊し、決壊幅は最終的に 60m になった。

洪水後の調査では、杭に支えられた函体の損傷は認められず、底版下には、写真-9 のように高さ約 1.2m の連続する空洞が確認された。

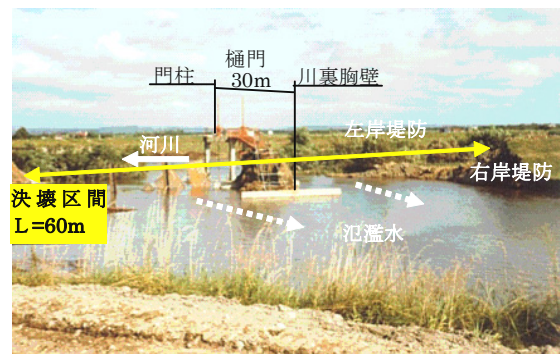


写真-8 樋門周辺の決壊状況

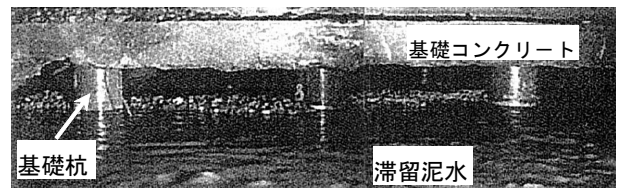


写真-9 底版下の空洞状況

この決壊の原因がどのようなものであったかを推定するために、浸透流解析、パイピングおよび浸透破壊の検討を行った。

浸透流解析は、函体周囲に地盤沈下によって生じるゆるみ域を考慮しなければならない。したがって、三次元的な解析が必要となるが、ここではモデルを想定できる二次元浸透流解析とした。

図-5は、解析に用いた土層分布と土質定数である。モデルでは、ゆるみ域を考慮するために函体側面部分の土層断面を用い、定数は同様の条件にある樋門の土質調査結果を参考に設定した。

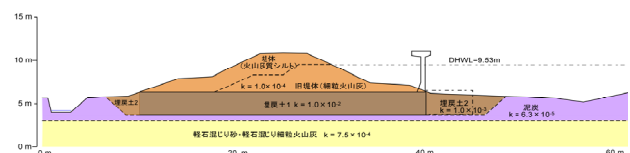


図-5 解析モデル(土層分布・物性)

図-6は、浸透流解析に用いた洪水時の水位変動・降雨量経時変化図であり、洪水の発生から終了までを包括するように洪水発生経過時間 0~200 時間で設定し、また、降雨浸透についても考慮した。

図-7は、浸透流解析結果であり、最高水位継続終了時の浸潤線図として示した。浸潤線は外水位の上昇に伴って上昇し、堤防内部の最高水位以下では、ほぼ飽和した状態となる。

図-8は、局所動水勾配から判断するパイピング検討結果であり、最高水位から継続終了時点における堤内側法尻の局所動水勾配は、水平方向で 0.5 に近い値が得られており、パイピングが発生したと推定される。

図-9は、浸透破壊の検討結果であり、法尻の地層重量 G と

地層底面に作用する揚圧力  $W$  の関係から、 $G/W < 1.0$  の場合には浸透破壊の可能性を示すことになるが、 $G/W = 1.05$  であり、決壊時の状況を考慮すると浸透破壊は生じなかったものと推定される。

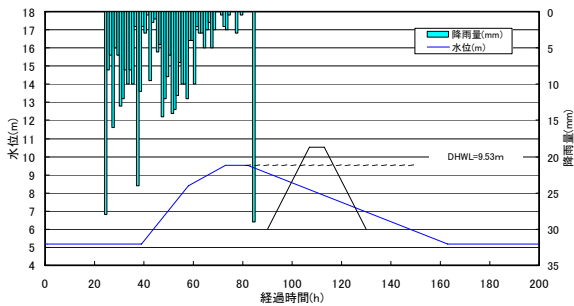


図-6 洪水時水位変動・降雨量経時変化

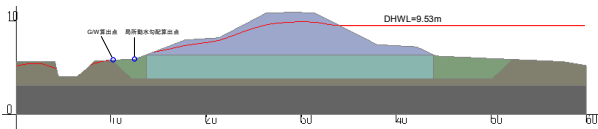


図-7 浸透流解析結果

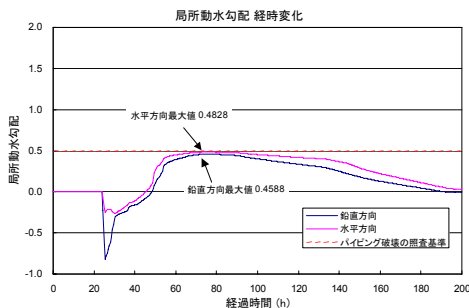


図-8 堤内側法尻の局所動水勾配時刻歴図

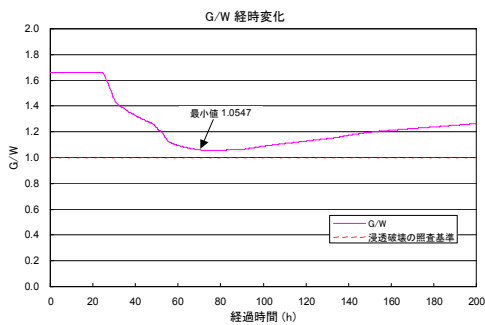


図-9 堤内側法尻の G/W 時刻歴図

解析を実施した樋門の現地調査では、写真-8, 9 に示したように決壊後に函体は残存し、底板下には連続する空洞が確認され、パイピングによる土砂流出が発生したことは明らかである。解析結果も浸透破壊の可能性は低いパイピングが発生した可能性が高いと推定され、函体側面のゆるみ域についても同様の現象が発生した可能性が示唆され、実際に生じた現象とほぼ整合していると考えられる。

#### 4. 樋門周辺の変状進行と決壊のメカニズム

堤防の安全管理では、安全性低下の原因とメカニズムを的確に把握することが必要である。これまでの実態分析から、安全性低下の原因は不同沈下に伴う変状現象であり、この現象は函体周辺から堤防表面に亘り発生し、洪水時には堤防の損傷や決壊に繋がる可能性が高いことが明らかになった。

これらの変状実態や決壊事例から、変状が進行して決壊に至るメカニズムを推定し、図-10~14 に示した。

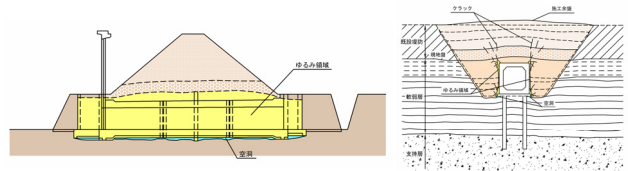


図-10 周辺堤防の盛土完了後の変状状況

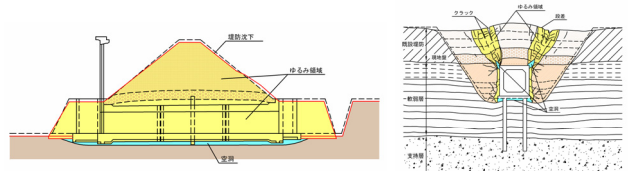


図-11 周辺堤防の開削時の変状状況

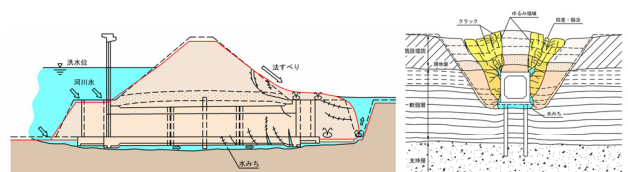


図-12 周辺堤防の浸水時の変状状況

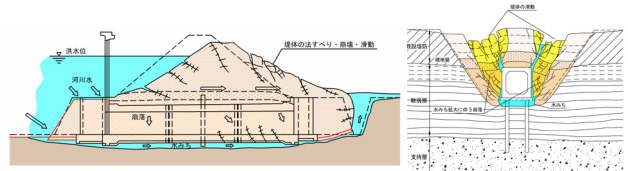


図-13 洪水外力の増加時の変状状況

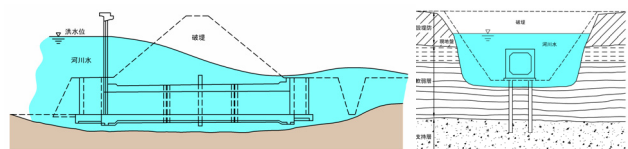


図-14 周辺堤防の決壊後の変状状況

図-10 は、盛土完了時の変状発生初期の形態を示したものである。

この時期の盛土の圧縮沈下は、図-1 に示したようにほぼ終了しているが、基礎地盤の圧密沈下は、軟弱層の厚さと性状に応じて緩やかに継続している。この状況から推定される変状は、函体側面や上部隅角部周辺に発生した不同沈下に伴う小規模なゆるみ、クラック、空洞および地表面の若干の変形などであり、底板下には函体周辺地盤の引込み沈下によって

空洞ができ始め、安全性低下の初期現象が現れている。

図-11 は、樋門完成後 20 年程度経過した開削調査結果に基づく変状形態を示したものである。

不同沈下の長期進行に伴い変状は顕在化し、堤防表面では写真-1 に示したように不陸、抜け上がり、クラック、段差などが発生する。

地中では、写真-2, 3, 図-2 に示したように地盤沈下に伴う函体の隅角部と側面付近の土層褶曲、ゆるみ、クラック、空洞、底版下の空洞および構造物自体の損傷などが顕在化し、水みちが連通し易くなる。この状態は、沈下による最終的な変状形態に近似しているものと考えられ、河川水位の上昇があれば、浸透水が函体周辺を容易に疎通する危険な変状が潜在していることになる。

図-12 は、図-11 のように変状が進行している場合に洪水を受けた状況を推定したものである。

洪水により堤体の大半まで浸水した場合は、川裏側法尻周辺の軟弱化、ボイリング、パイピングなどにより浸透破壊や法すべりが発生し、決壊に至らずとも大きな堤防損傷が起こることになる。

函体周辺の空洞は、写真-6 の状態がパイピングにより拡大するため、川裏側への大量の水と土砂の噴出が想定され、堤防損傷を抑止することが難しくなって決壊へ進展する可能性が高まる。堤防表面では、函体周辺の空洞拡大に伴い、支持基盤を失った土塊が落下して流動化するため、全ての変状規模が急速に大きくなる。

図-13 は、堤防決壊に至る直前の変状状態を推定したものである。

洪水外力の増加に伴い水みちや浸出口周辺の損傷拡大と共に、写真-7 のような法すべりなどによる堤体損傷により、断面が減少して浸透路長が短縮する。

これにより、浸透水流は勢いを増し、水みち周囲土層の崩壊と流出が加速されて空洞が拡大することにより、堤体やゆるみ領域は支持基盤を失い浮力を受けて滑動し始める。この現象に至った場合は、直接的な決壊抑止対策は不可能になる。

図-14 は、写真-8,9 に示した決壊中の形態であり、堤防は流失し、決壊幅は拡大する。また、函体は、写真-8 に示したように水中で浮き上がり状態になる。

## 5. まとめ

泥炭性軟弱地盤では、樋門周辺堤防の不同沈下と変状の発生を避けることができない。

本論文では、この不同沈下と変状が及ぼす諸現象について、その実態とメカニズムを分析して危険性を明らかにすると共に、既設樋門周辺の浸透に対する弱点現象の全体像を考察し、堤防安全管理の問題になる実態について、以下の通り明らかにした。

不同沈下と変状は、盛土施工と共に始まり、沈下形態は函

体側近で段差状になり、ゆるみや空洞などが生じることが明らかになった。また、変状は、函体の底版部から側面周辺を通じて堤防表面まで達すると共に川表から川裏まで連続性を有するため、浸透水が浸入しやすく、且つ、水みちが形成されやすい形態であることを示した。

この変状形態から、樋門周辺の堤防災害は、地中で生じる函体周りの空洞化などの変状が洪水外力の増加により、変状が急速に拡大する可能性が高いことが明らかになった。

実物が流失する決壊箇所の原因究明は、同様な条件にある変状調査の結果を用いたゆるみ域の浸透に対する数値解析が、原因推定に有用であることが判った。

これらの結果から、変状の発生から決壊に至るメカニズムとその危険性を具体的に示し、樋門周辺堤防の変状に関する実態とメカニズムの全体像を実証的に明らかにした。

樋門周辺堤防に、このような連鎖性の強いメカニズムの途上にある変状が存在する場合は、河川水の浸透により変状は急速に拡大し、最終的に決壊を引き起こすことになる。

泥炭性軟弱地盤と同様の条件にある堤防では、この非常に危険な弱点要因が普遍的に存在していることを踏まえ、変状の実態とその進行メカニズムを的確に把握して安全管理を行うことが肝要である。

## 参考文献

- 1)北海道開発局河川工事課：泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計・施工指針，p7，1982
- 2)三木博史：「土構造物の性能設計の最近の動向」河川堤防、道路分野における現状と課題，北海道土木技術会土質基礎研究委員会講演会，資料-3，2006
- 3)北海道開発局石狩川開発建設部：石狩川昭和 56 年 8 月洪水調査および解析業務報告書 1/10，2/10，1982
- 4)国立防災科学技術センター：1981 年 8 月 24 日台風 15 号による小貝川決壊水害調査報告，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，1984
- 6)瀨川明久，小林信行，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—，土木学会昭和 62 年度全国大会第 42 回年次学術講演会，1987
- 7)瀨川明久：河川堤防の漏水対策技術，北海道河川防災技術センター，2003
- 8)瀨川明久，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 2006—水辺と堤防と地下水—，p53～60，2006
- 9)中島秀雄：図説河川堤防，p206～216，2003
- 10)建設省河川砂防技術基準（案）同解説調査編，（社）日本河川協会，第 17 章 3.2p410～411，2004

(2007 年 8 月 17 日受付)