

Field survey on foundation structure of Ohkouzu old movable weir and discussion on causing factor of cavity generated between foundation and ground

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2017-10-03 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/2297/46184

信濃川大河津分水旧可動堰の基礎構造 と空洞発生原因の調査

大塚 悟¹・高原 利幸²・保坂 吉則³・磯部 公一⁴

¹正会員 長岡技術科学大学大学院教授 環境社会基盤工学専攻 (〒940-2188 長岡市上富岡町1603-1)
E-mail: ohtsuka@nagaokaut.ac.jp

²正会員 金沢大学助教 理工研究域 環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail: takahara@staff.kanazawa-u.ac.jp

³正会員 新潟大学助教 工学部建設学科 (〒950-2181 新潟市西区五十嵐2の町8050番地)
E-mail: hosaka@eng.niigata-u.ac.jp

⁴正会員 北海道大学大学院准教授 工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)
E-mail: kisobe@eng.hokudai.ac.jp

信濃川大河津分水旧可動堰の撤去に伴い、基礎構造の調査と基礎と地盤間の空洞発生の原因調査を実施した。ボーリング調査より、基礎の木杭や止水鋼矢板は地盤状況を把握した施工が実施されたことを確認した。また木杭は、現地載荷試験より施工後80年を経過しても健全で、設計荷重を満足することを示した。更に旧可動堰基礎および床固に分布する空洞状況の調査から、空洞は杭支持または矢板工を実施した箇所が発達することを明らかにした。旧可動堰の周辺構造物は1964年(昭和39年)新潟地震等で液状化被害を受けたことから、不攪乱試料の繰返し非排水三軸試験により基礎地盤の液状化の可能性を検討するとともに、旧可動堰に対する振動台模型試験を用いた検討により、基礎と地盤間の空洞発生機構を示した。

Key Words : *foundation structure, timber pile, site loading test of pile, cavity distribution survey, shaking table test, liquefaction*

1. はじめに

信濃川大河津分水は洪水に悩む越後平野を水害から守るために、1922年(大正11年)に通水した長岡市大河津から日本海の寺泊へ抜ける全長約10 kmの放水路である。大河津分水の計画は古く江戸時代に遡るが、幾多の水害を経験する中で、1870年(明治3年)に建設を開始した。ところが、日本海沿岸に丘陵地があるため、放水路の開削工事で大きな地すべりが発生するなど、大変な難工事であった。分水路下流部の度重なる地すべりや工事に対する反対運動で、1875年(明治8年)に建設は中断した。しかし、1896年(明治29年)の「横田切れ」と言われる信濃川の破堤による新潟市の大水害を契機として、1907年(明治40年)より工事を再開して建設された¹⁾。

大河津分水工事は当時を代表する土木工事であり、海外から最新の技術を導入して施工された。固定堰(自在堰の建造)が用いられたため、分水への流量は制御できないほか、大河津分水は丘陵地の開削問題から放水路は日本海への出口で川幅が狭くなる構造的問題があり、

放水路の通水に、最下流の丘陵地帯で放水路の勾配を大きくして流速を上げる設計が行われた。このために、大河津分水は下流から河床の侵食が進行する問題を抱えていた。1922年に工事が完成するが、1927年(昭和2年)の出水で自在堰は河床侵食により陥没被害を起こして、放水路の機能が失われた。国の威信をかけた修復工事が行われ、1931年(昭和6年)にゲート方式の可動堰が建設され、自在堰陥没の原因とされた河床洗掘を防止するための床固も設置された²⁾。

可動堰は越後平野下流部の安心安全を支えて地域の発展に貢献したが、建設後約80年が経過して施設が老朽化したこと、河川整備計画の中で大河津分水の整備拡充が決定したことから、2011年(平成23年)に新可動堰が建設された。これに伴い、旧可動堰は撤去されることになり、国土交通省信濃川河川事務所の委託により、土木学会に大河津分水可動堰記録保存検討委員会(委員長:丸山久一)を設置して旧可動堰の各種調査を実施した³⁾。本論文では委員会で実施した旧可動堰の基礎構造と空洞の発生原因に関する調査結果について報告する。

具体的には、旧可動堰の周辺地盤に関して既存の地盤調査に加えて旧可動堰および旧自在堰跡にてボーリング調査を実施し、地盤構造を明らかにする。旧可動堰では厚さ約2.5～2.8 mのコンクリート基礎版と木杭の基礎工が用いられたが、設計の詳細は明確でないため、文献調査とともに、木杭の現地載荷試験および健全度試験を実施して、基礎工の健全度に関して現在の設計指針による検証を行う。また、旧可動堰は信濃川河川事務所の調査で、堰の基礎版と地盤間に空洞が連続して分布することが明らかにされている。この空洞がどう分布するか、現地調査を行うとともに、発生箇所の特徴を明らかにする。

大河津分水旧可動堰は1964年（昭和39年）新潟地震をはじめ、2004年（平成16年）新潟県中越地震、2007年（平成19年）新潟県中越沖地震を経験しており、旧可動堰の周辺施設は液状化等の被害を繰り返し生じている。このため、地震による旧可動堰基礎と地盤間の空洞発生への影響が指摘されることから、旧可動堰基礎地盤の不撓乱試料の採取と、三軸試験による液状化発生に関する検討を実施するほか、旧可動堰を模した振動台模型試験を実施して、基礎下の空洞の発生原因について検討する。堰基礎版と地盤間の空洞の発生は、橋台の基礎が河川水による侵食で発生する事例があるが、本事例のように堰柱から低水路部まで基礎版の広い範囲で空洞が分布する事例は珍しく、空洞の発生原因を明らかにすることは基礎の長期的維持管理の点からも非常に意義がある。

2. 旧可動堰の建設経緯

1922年8月の大河津分水通水から5年弱を経過した1927年6月24日に自在堰が陥没する事故が発生した^{2,3)}。8基あ

ったピアのうち、はじめに固定堰側の3基が、基礎地盤の洗掘を伴って図-1のように上流側に傾斜する形で陥没した。7月初旬の出水では右岸堤防側の2径間を残してすべて傾斜沈下し、水位調節機能が完全に失われた。岡部三郎⁴⁾は、供用から数年で分水路の河床低下が急速に進み、事故直前にはゲートを閉じた状態で堰の上流と下流とで計画の2.3倍の水位差が生じていたことが基礎地盤破壊の最大の原因であると論じている。宮本武之輔⁵⁾も同様に下流部の洗掘が最大の原因と述べており、さらに、止水目的で基礎の上下流端に設置された木矢板はジョイントの隙間から浸透を許容しやすいことと、これを水射工法（ウォータージェット）で打設したこと、また、堰下流部の9 mを超える洗掘深さに対して矢板長が4.5mしかなかったこと等を浸透による基礎下の砂の移動要因に挙げている。

陥没した自在堰は原位置での復旧が困難となったため、その100 m上流に10径間で全長180 mの可動堰が計画され、1931年6月に改築工事が完了した。この旧可動堰は、2011年に新可動堰が供用するまでの約80年間にわたって越後平野下流域の安全を守る役割を果たした。

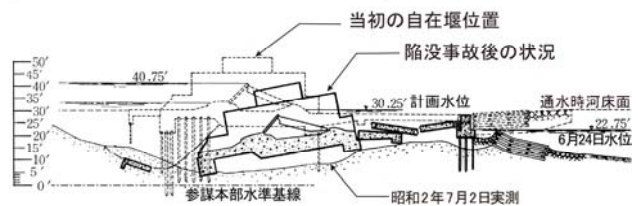


図-1 自在堰（第7号ピア）陥没当時の状況（大河津分水誌第2集掲載図²⁾に加筆）

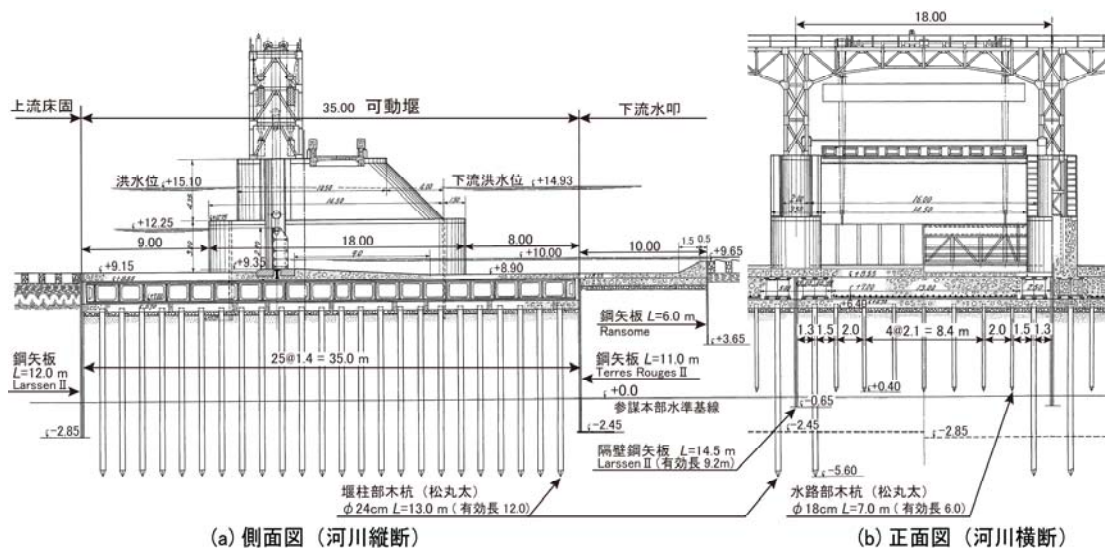


図-2 旧可動堰基礎構造断面⁶⁾

旧可動堰の基礎構造を図-2に示す。堰柱と堰柱間の低水路部の基礎コンクリート版は、河川の縦断方向の長さ35m、厚さ2.5~2.8mである。基礎杭は松丸太が用いられ、低水路部は長さ7m（有効根入れ6m）末口18cmで、間隔2.0~2.1mの格子状に設置され、堰柱部は長さ13m（有効根入れ12m）末口24cmで、河川縦断方向に1.4m間隔、横断方向には2.6m間隔の2列で配置されている。また、基礎版の上流端に長さ12m、下流端に11mの止水鋼矢板を打ち込み、各堰柱基礎中央には河川縦断に沿って隔壁鋼矢板が設置され、上下流の止水鋼矢板と接続している。

この基礎形式は基本的に自在堰と類似しているが、各所で機能強化が図られている。自在堰は無筋だったが、堰柱部の基礎コンクリートには鉄骨が入り、水路部も鉄筋補強を採用している。水路部の杭長は自在堰と同程度であるが、堰柱部には長尺の杭が採用された。止水矢板は木矢板から鋼矢板に変更となり、その長さは4.5mから11~12mに伸びた。堰本体以外では、基礎版上下流部には水叩き工や床固工を設けており、設計書⁷⁾には河床面の低下・洗掘防止を図る目的と記されている。

3. 旧可動堰周辺の地盤調査

(1) 旧可動堰周辺の地質

a) 大河津分水周辺の地形・地質条件

小千谷市北部から新潟市の西部に至る越後平野西縁に沿って複数の断層帯が連なっている影響で、越後平野の沖積層⁸⁾は、新潟市の信濃川河口部で層厚が150mを超え、河口から約50km上流で、西縁断層の東側に位置する旧可動堰付近でも70~80mに達する。

信濃川沿いの表層堆積物⁹⁾は、長岡市中心部より上流の扇状地で砂礫層が卓越するが、市街地の下流域では砂質土が主体となり、部分的に粘性土層を挟む地質となっていることが確認されている。分水路の丘陵開削部までの区間はシルトや粘性土が卓越してくる。かつては旧島崎川が、分水路南西部の丘陵地帯を通過して西川に合流していた。それを分断して構築された分水路中央部の表層地盤は旧島崎川の堆積物が主体である可能性が高い。

b) 旧可動堰の基礎地盤構成

2011年から供用開始した新可動堰建設に関連して河道内で多くの地盤調査が実施されている。その成果から、固定堰や新可動堰付近の地盤は、概ね標高5m~10mの範囲に沖積砂層が堆積し、その上は厚さ5m程度の粘性土に覆われていることが確認できる。ただし旧可動堰等付近はボーリングが少なく、基礎地盤の構成は不明であった。そこで、2012年度（平成24年度）の大河津可動堰記録保存検討委員会¹⁰⁾では、図-3に示すNo.1~No.4の4箇所地盤調査を実施し、旧可動堰基礎地盤と自在堰跡

（現在の第一床固）の地盤構成を明らかにした。旧可動堰部の河川の地盤断面（A-A'断面）を図-4に、旧可動堰から自在堰跡を含む下流側の河川縦断に沿った地盤断面（B-B'断面）を図-5に示す。また、旧可動堰の中央水路部の柱状図（No.1調査孔）を図-6に示す。

旧可動堰基礎版直下は、表層にN値の低い細砂層と中砂層（As0）が堆積し、中砂・粘土互層を挟んでその下はN値40以上の良く締まった中砂層（As1）となっている。中砂層の下に粘土、シルト層があり、河床面からの深さが約15m以深は再び硬質な中砂層が現れる。

層構成と当時の設計を比較するため、旧可動堰の基礎杭と矢板の設置深を図-6に併記して示す。また、旧可動堰建設前の1927年~1928年に堰の測線上（#1~#3地点）で地盤調査が行われているので、当時の図面¹¹⁾からその柱状図と杭・矢板設置深を抜き出してトレースし、2012年度No.1調査孔のデータを併記して図-7に示す。堰中央部近傍の新旧の柱状図は層構成がほぼ同じであり、当時の調査で適切な土質判別がなされていたことを確認できた。

図-6、図-7から、水路部の杭は硬い中砂層（As1）のうちの浅い方に先端の根入れがあり、堰柱部の長い木杭は深部の中砂層（As1）を支持層としていることがわかる。下流側の矢板は上流より1m短い、天端高が低いために上下流側のいずれも根入れ深さはほぼ同程度であり、いずれも先端は粘性土層（As1-c）に貫入していることが確認できる。信濃川補修工事概要³⁾に浸透抑制メカニズムに関する記述は無いが、「長夫々12米及び11米の鋼矢板を河底まで打込みて之を締切り、その先端を夫々標高-2.85米及び-2.45米に達せしめて絶対に地下透水なからしめんことを期し」と記して矢板の役割をうたっている。この先端部の粘土層を回り込んで浸透する際に大きな水頭損失が生じ、基礎版直下の砂層に沿った動水勾配が小さくなるために浸透水が抑制されると考えたことが推測される。

堰下流の第一床固から採取したNo.2~No.4の調査孔のコアには玉石やコンクリート片等が含まれていた。自在堰を取り壊して洗掘部を埋戻した部分と考えられるが、この埋土層（B2）の推定断面から、陥没時の洗掘が標高0m付近まで及んだことが伺える。この洗掘は上流部にもある程度及んでいた可能性も想定されるが、旧可動堰まで達していたかどうかは不明である。

一方、旧可動堰水路部のNo.1調査孔近傍でサンプリングした砂試料中に、腐食のあまり進んでいない植物片が多く含まれていたため、加速器質量分析法による放射性炭素年代測定によって基礎地盤の堆積時期推定を試みた。図-6中の採取箇所3の試料の測定結果を表-1に示す。細砂層（As0：T-1）内の植物片は、1950年（昭和25年）を基準に110年遡る江戸末期の1840年頃のものとなり、比

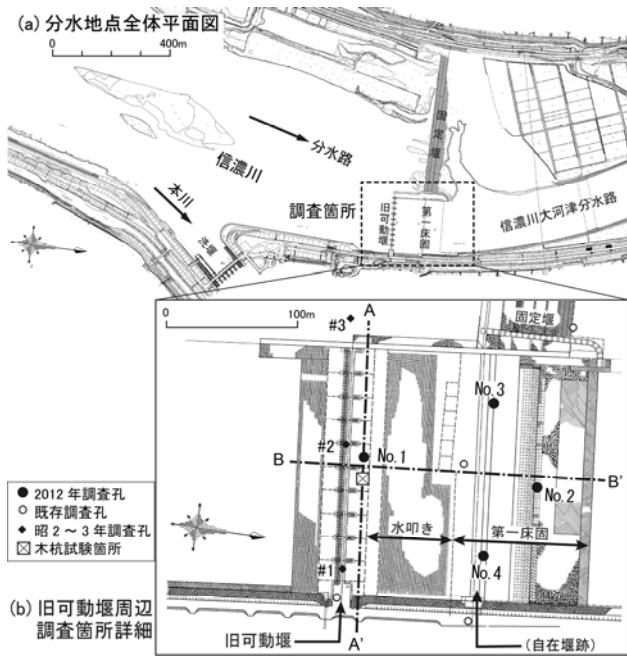


図-3 地盤調査実施箇所

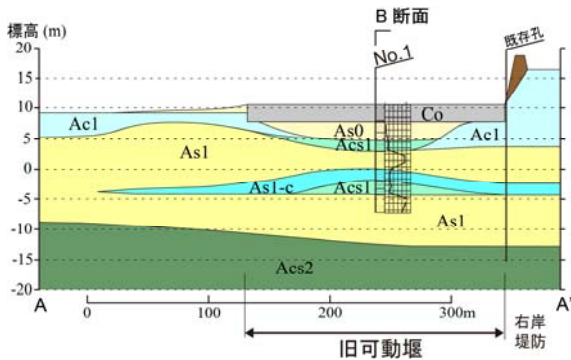


図-4 旧可動堰基礎地盤の推定地質断面（河川横断）

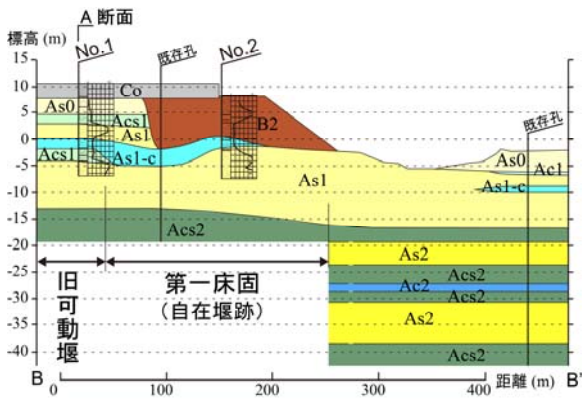


図-5 旧可動堰基礎地盤の推定地質断面（河川縦断）

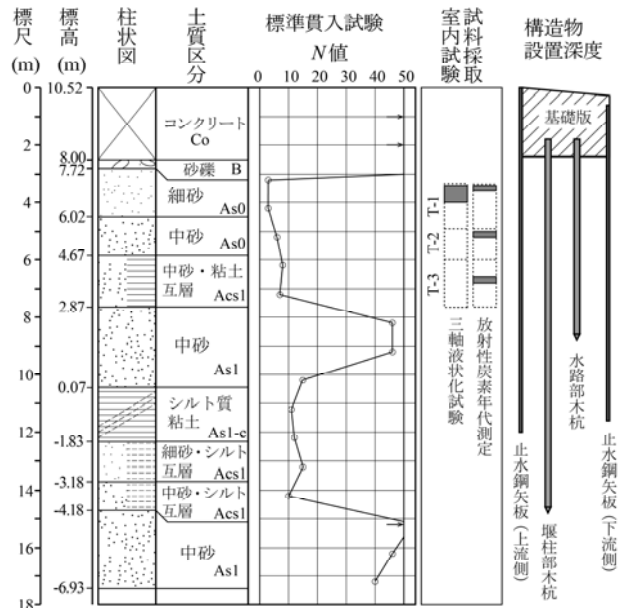


図-6 旧可動堰基礎地盤の土質柱状図（2012年度No.1調査孔）

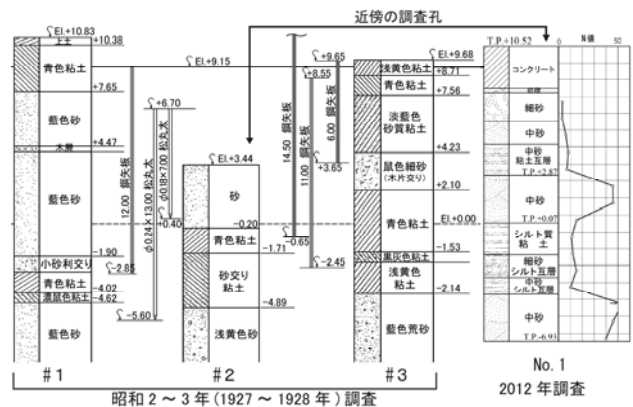


図-7 旧可動堰建設前の地盤調査結果（信濃川大河津資料館収蔵資料¹⁰⁾に加筆）

表-1 基礎地盤の放射性炭素年代測定結果

試料名	採取深度	試料形態	¹⁴ C年代 (yrBP) [※]
T-1	G.L.-3.5m	植物片	110±20
T-2	G.L.-5.0m	植物片	>54,110
T-3	G.L.-6.6m	土壌	5,380±30

※^{δ13}C補正值

較的新しいことがわかった。この細砂は、自在堰陥没時に洗掘された窪みに上流側から流入した二次堆積物の可能性も考えられるが、洗掘領域は大河津資料館収蔵資料の図版には明示されていないので確認できない。中砂層（As0 : T-2）中の植物片はその下層（Acs1 : T-3）より古いので、上流から更新世の有機物を含む土砂が運搬されて堆積したものと考えられるが、二次堆積の時期は特定困難である。

旧可動堰竣工（1931年）以降の大きな地震は、1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震がある。細砂層は、堆積から1964年新潟地震まで長くても120年程度、洗掘・二次堆積が生じた場合は40年弱しか経過していないことになる。1964年新潟地震時の新潟市内では、昭和初期の河川埋立て地はもちろんのこと、新潟駅前のような江戸時代に形成された旧河道部の地盤でも液状化被害が確認¹²⁾されている。地震動にもよるが、同程度の時間履歴を有する細砂層（As0）で液状化が発生したことが想定され、それが4章で述べる基礎版下の空洞発生の一要因となった可能性が考えられる。つぎに、旧可動堰建設以降、前述の3地震で生じた施設周辺の地震被害状況についてまとめる。

(2) 過去の地震による液状化被害

1964年6月16日に、新潟北部の粟島近海を震源とするマグニチュード7.5の新潟地震が発生した。この地震による分水施設の被害状況を大河津資料館の収蔵資料で確認する。

新潟市内では広範囲に液状化が発生したことがよく知られているが、被害が著しい信濃川沿いの新潟市白山区や万代地区は、大河津分水供用に伴って信濃川本川の流量が減少した以降の昭和初期に造成された埋立て地であった。信濃川の川幅縮小で旧河道となった土地は河口から洗堰まで広く分布しているが、新潟市街地を除き、そのほとんどが農地として利用されていた。1964年新潟地震の際は、その旧河道域の広い範囲で液状化が発生しており、洗堰下流右岸の西野地区（**図-8**）や約5 km下流左岸の横田地区で水田被害が確認¹²⁾されている。

信濃川大河津資料館収蔵の新潟地震被害写真で確認できた分水施設の地震被害発生箇所は以下の通りである。

- ・洗堰上流部右岸の真野代堤防における亀裂や沈下、法尻部の噴砂（**図-9**）
- ・閘門下流部における堤防の法尻部流動
- ・大河津出張所建物の沈下・傾斜
- ・第一床固における一部河床の陥没沈下

写真の状況から、上記のほとんどが液状化に伴う被害であることが確認できた。主な被害箇所を明治末の大河津分水計画平面図（**図-8**）の中に示す。旧地形と比較すると、堤防等の被害は旧河道内に盛土した領域に対応していることがわかる。出張所建物の地盤は旧河道部ではないが、築堤に隣接する盛土部の可能性が考えられる。

第一床固の陥没箇所は自在堰跡の中央下流部であり、**図-5**の地盤断面からわかるように、自在堰陥没時の洗掘領域を埋め戻した地盤に該当している。

このように、1964年新潟地震で被害が顕在化した箇所は、分水路建設に伴って造成された地盤に限られるといえる。一方、旧可動堰や旧洗堰等の構造物自体の被害は

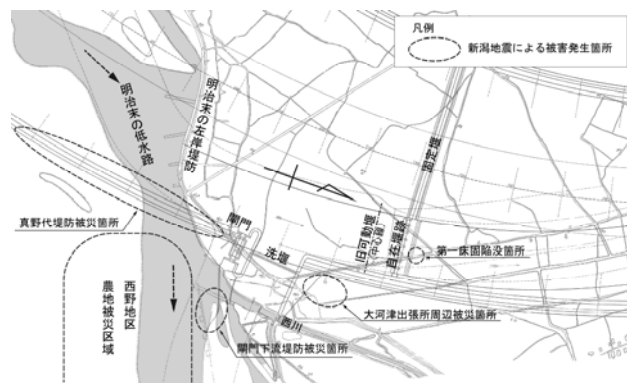


図-8 1964年新潟地震における液状化被害発生箇所（大河津資料館収蔵資料¹³⁾に加筆）



図-9 真野代堤防法尻部の噴砂状況（大河津資料館収蔵写真）

当時確認されていない。しかし、可動堰基礎地盤直下の砂層は形成時期が新しいため、液状化に至っていた可能性があり、杭基礎や隔壁の鋼矢板の効果で、その影響は顕在化しなかったことも考えられる。基礎地盤の液状化に関する検討は6章で述べる。

一方、2004年新潟県中越地震および2007年新潟県中越沖地震においては、旧可動堰から数キロ離れた河川堤防で液状化に伴う被害が発生した箇所がある。

2004年新潟県中越地震¹⁴⁾では、洗堰から約2 km上流の長岡市中条地先の右岸堤防で液状化による亀裂や沈下が発生したほか、旧可動堰から約3.5 kmにある左岸上流の長岡市岩方地先の堤防法尻や堤外の水田において噴砂や地割れが確認されている。2007年新潟県中越沖地震¹⁵⁾では、左岸上流（旧可動堰から約2 km地点）の長岡市町軽井地先で液状化に伴う堤防の亀裂や噴砂、天端の沈下が生じた。その上流の長岡市岩方の堤外農地は、2004年新潟県中越地震に続いて再液状化した。いずれも**図-8**に示す範囲の外で生じており、**図-8**内の旧可動堰や洗堰近傍の河川施設で顕在的な液状化被害は確認されていない。ただし、上部工被害には至らない程度の液状化が基礎地盤内で生じた可能性は否定できない。

4. 基礎および水叩きの空洞調査

旧可動堰では2002年（平成14年）に国土交通省信濃川河川事務所によって基礎地盤のボーリング調査による空洞分布が確認されており、**図-10**に調査結果を参考に作成したものを示す。図は左側が河川中央部、右側が右岸堤防を示している。図中のコア写真に示すように、堰の基礎と地盤間に空洞が形成されており、堰柱および基礎には木杭が設置されていることから、上部構造物は木杭に支持される状況である。空洞の発生原因は主に2つ考えられ、1つに浸透流による侵食がある。基礎周りの地盤は動水勾配が最も大きいため、侵食を受ける可能性が高い。もう1つは地震による砂地盤の沈下である。先述のとおり、当該地点は1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震および2007年新潟県中越沖地震で被災しており、旧可動堰の周辺でも液状化被害が観察されていることから、液状化による地盤沈下も空洞の発生原因となりうる。

図-5に示す旧可動堰～第一床固間の空洞の分布について、地中レーダー探査によるマクロ調査と、孔内カメラ観察、既存調査データ等によるポイント調査を用いて分布状況を把握し、空洞形成過程を推測した。本調査では、地中レーダー探査のみでは信頼性に欠けると考えられたことから、現地踏査による測線の設定後に地中レーダー探査を実施して空洞分布状況を解析し、予測された分布状況に対してCCDカメラによる検証を実施し、既存の資料を含めた検討により最終的な空洞分布を策定した。

図-11に示すように、縦断調査は門柱の中心を測点としてa～gを設定し、計8測線を設定した。横断調査は護岸の構造や矢板構造物の前後を踏まえ、1～8を設定し、計9測線を設定した。地中レーダーの設定はレーダースキャンスピード64秒、測定レンジを90 nsecに調整した後に、吊り下げレーダーアンテナを約2～3 km/hの速度にて連続測定を実施した。レーダーチャートから、(1) 空洞の反射波形は一般的に振幅の差が大きいことから水平多重反射波形を見つけ空洞と判断する、(2) 水平に連続する反射波を地盤内の構造境界と考える、(3) 地表部に向かって凸型の双曲線波形を構造物と判定するが対象の大きさに注意する、こととした¹⁶⁾。時間軸で得られる反射波データを実際の深度に較正するために基準となる比誘電率を決定しなければならない。深度スケールの換算は当該エリアの平均誘電率を10.0と仮定し、表面波を取り除いた電磁波の到達深度は3.6 mとした。測定データを専用ソフトRADANで解析し、ゲイン（利得）調整と上下振幅の強調の2種類のフィルター処理を使用した。

レーダー探査結果の検証のため、コンクリート床板をコア削孔し、CCDカメラで空洞の目視観察を実施した。**図-12**はその1例である。観察位置は**図-11**に示すとおり

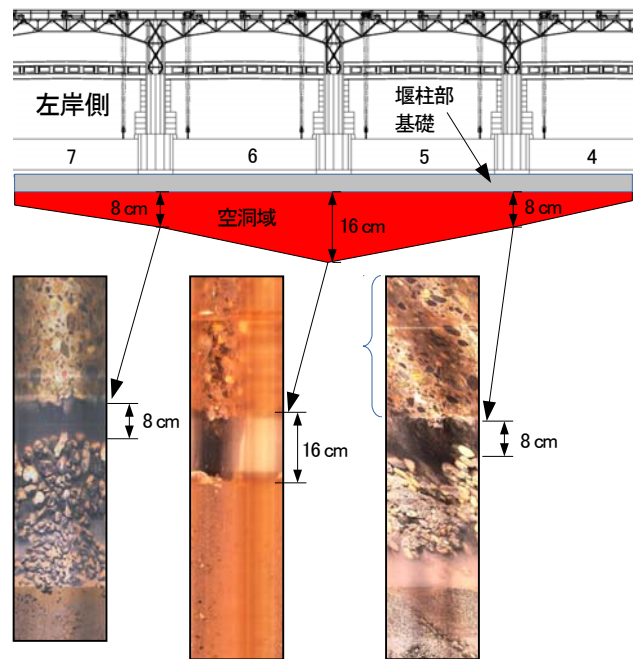


図-10 信濃川河川事務所による旧可動堰の空洞調査

で、観察結果を表-2に示す。k-2, k-3, k-6はレーダー探査により空洞反応が確認され、目視調査においてもコンクリート床板下部ないし床板内に空洞が確認された。一方、k-4地点はレーダーチャートから空洞が確認できないにもかかわらず、目視調査で空洞が確認される結果となった。k-1地点は約2.5 mのコンクリート床板が撤去されており、床板下部に7 cm程度の空洞が面的に確認された(**図-13**)。床板上部には鋼板が敷設されているのが確認され、レーダー探査時に確認された強い反射波はこの鋼板が原因と考えられる。

既存の目視調査およびボーリング試験等から得られた空洞状況を**表-3**に整理する。調査位置に関しては**図-14**の空洞分布図にまとめて示すが、第1床固の可動堰護床工(突起ブロック)には空洞が比較的未発達であるのに対して、旧自在堰跡の床固は全体に10 cm前後の空洞がみられる。既存資料の[1]～[3]は**図-10**に示した旧可動堰基礎版部分のボーリング調査結果であり、やはり全体に10 cm前後の空洞が分布している。これらの調査結果および撤去の際の目視調査に基づき、旧可動堰～第一床固間の空洞分布を**図-14**に示した。

旧可動堰の基礎部分には6 mの杭が打設され、堰柱基礎部分には12 mの杭が打設されている。一方、第1床固の可動堰護床工には杭支持は行われていない。他方、旧自在堰跡の埋め土部分には杭基礎が比較的密に施工されており、床固でも構造形式は異なる。旧自在堰跡の床固は1971年（昭和46年）にも補修されており、補修理由は明確でないものの、基本的に床固の変状は激しいことが推測される。空洞の発達状況と旧可動堰および床固の施工を比較すると、杭支持または矢板工を実施してい

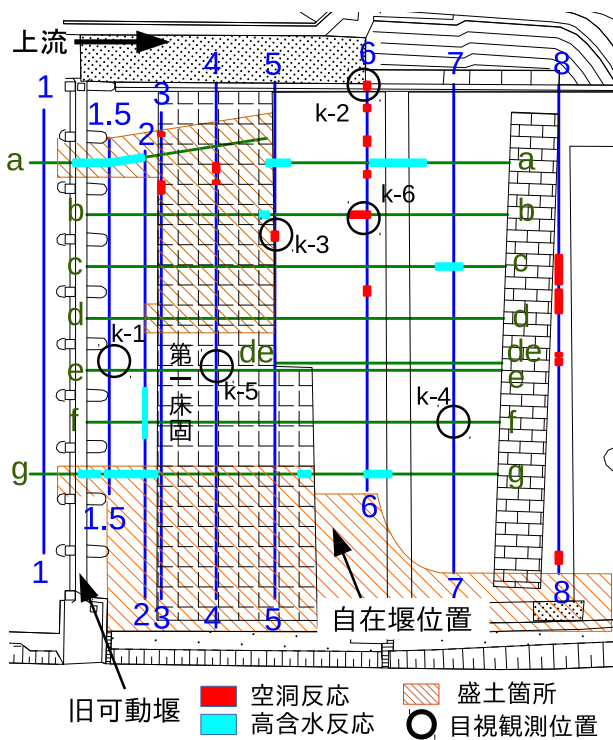


図-11 空洞調査の測線



図-12 目視調査の様子

表-2 目視調査結果

調査箇所	レーダー反応	床版厚 (cm)	空洞厚 (cm)	備考
k-1	-	250	7	コンクリート床版上部に鋼板を確認
k-2	あり	272	0	コンクリート床版途中に空隙を確認
k-3	あり	31	3	
k-4	なし	99	7	
k-5	なし	15	0	
k-6	あり	77	7	

る箇所で空洞が発達する傾向があり、杭支持を実施していない箇所では空洞の発達が抑えられる傾向が明らかとなった。これは杭支持があると上部構造の荷重は地盤表



図-13 基礎版下の空洞の様子

表-3 既存空洞目視調査資料

番号	構造	場所	空洞量(cm)
D-1	床固め	第3ゲート	8
D-2	床固め	第3ゲート	2
D-3	床固め	第3ゲート	0
D-4	床固め	第5ゲート	15
D-5	床固め	第5ゲート	6
D-6	床固め	第5ゲート	9
[1]	可動堰	第4,5ゲート間	8
[2]	可動堰	第5,6ゲート間	16
[3]	可動堰	第6,7ゲート間	8
ボーリング No.1			4
ボーリング No.2			-
ボーリング No.3			0
ボーリング No.4			10

面に作用せずに地下に伝達されるために、有効拘束圧が小さいことに起因して、上部構造と地盤間に空洞が発達しやすい素因を有することを示している。

空洞の発達原因に、浸透力の作用により旧可動堰基礎および床固地盤において侵食が生じることは十分に考えられる。しかし、旧可動堰は鋼板などの地下水管理に配慮した設計が行われており、基礎直下で浸透による侵食が生じにくいと判断できる。地震による砂質土層の揺すり込み沈下や液状化による沈下に伴う空洞発生については6章で検討する。

5. 木杭の載荷試験

(1) 旧可動堰の基礎構造

堰柱と基礎構造の横断面図を図-15 に示す。旧可動堰基礎間の水叩き部の長さ約 6 m の木杭は、深度 7.65～10.45m に分布する N 値の高い As1 層に支持されており、旧可動堰の堰柱部は長さ約 13 m の木杭で深度 14.85 m 以

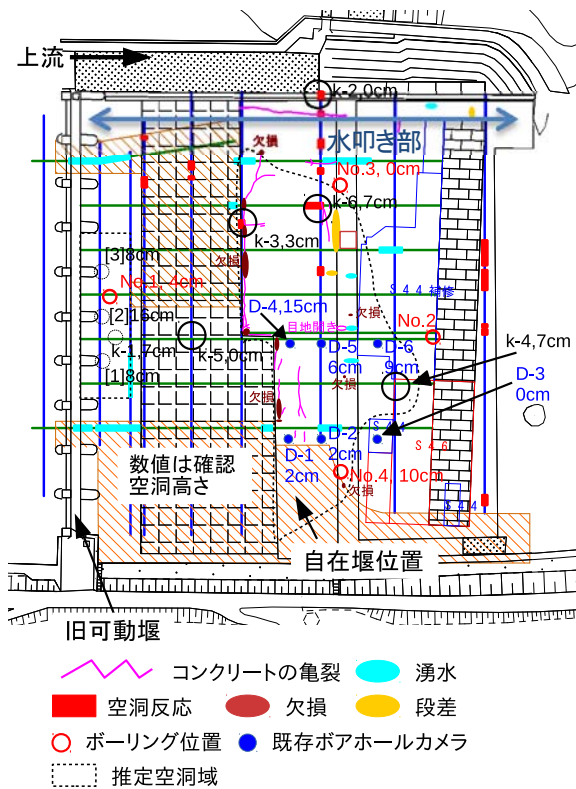


図-14 空洞調査結果

深に分布するもう一方の As1 層に支持されている。

自在堰陥没により急遽施工せざるを得なかったためか、当時の設計や施工の詳細は不明であり、各種の設計値がどのようにして決められたかの記録は残っていない。このため、現在の杭の状態を確認するために、新たに地盤調査、木杭の急速載荷試験、木杭の健全度試験¹⁷⁾を行った。

(2) 木杭の急速載荷試験

図-15に示すように、各種の木杭に関する試験は旧可動堰のほぼ中央にあるセグメントの下流側低水路部にある短い方の木杭(6 m)で実施した^{10), 17)}。厚さ2.8 mの基礎版を5 m四方に掘削して、4本の木杭を露出させ、1本を引抜き試験用に、2本を急速載荷試験用に、もう1本を予備とした(図-13参照)。

設計値が不明であったため、反力を必要としない急速載荷試験を実施し、周面摩擦を含む杭の鉛直支持力を測定した。試験方法は、地盤工学会基準「JGS 1815-2002 杭の急速載荷試験方法」に準じており、荷重は試験荷重が想定できないため、重錘の落下高さを序々に上げていく多サイクル方式で実施した。

確認された木杭の配列は、当時の設計図面では水叩きコンクリート下の木杭は2.0 m×2.1 mの格子配置であったが、実測でも1.89~2.1 mの格子配置であることが確認され、杭径も頭部でφ200~220 mmで、記録²⁾にある末口

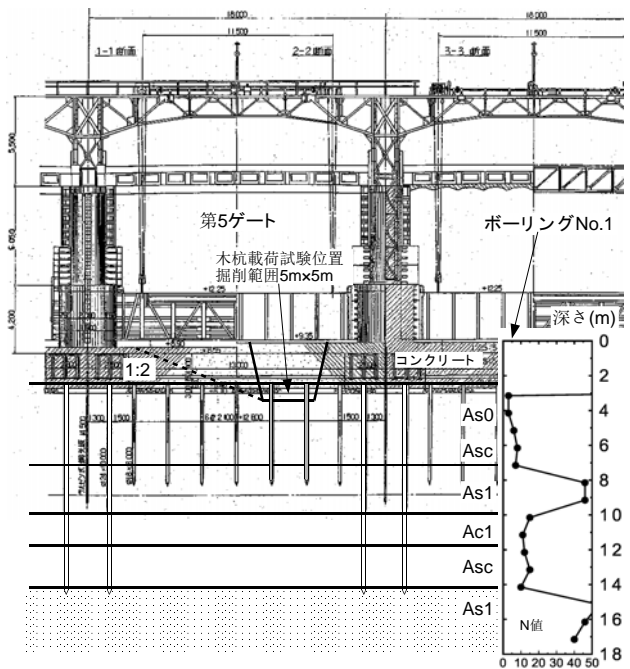


図-15 旧可動堰の横断面の木杭配置と試験位置^{2), 3)}

表-4 引抜いた杭の諸元

杭種	杭先端径 (mm)	杭長 (m)	材質	単位体積重量(kN/m ³)	縦波伝播速度(m/s)	静弾性係数 (MN/m ²)
木杭	178	6.4	松	5.92	4948	8548

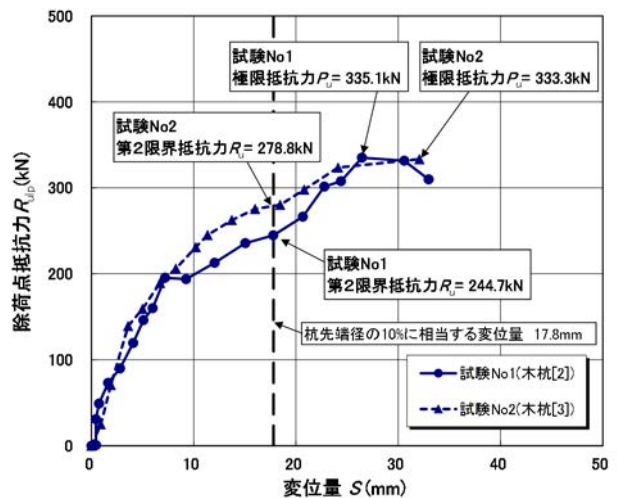


図-16 除荷点抵抗力 R_u と変位量 S の関係と限界抵抗力

(先端径) 18 cm相当の木杭であることが確認された。

露出させた4本の木杭のうち、木杭[1]は引抜き試験に用い、急速載荷試験には木杭[2], [3]を用いた。その後の解析は引抜いた杭の値を用いて行っている。引抜いた杭の諸元を表-4に示す。

木杭[2]では重錘の落下高さを0.15 mずつ上げて載荷し、試験装置の重錘最大落下高さである $h = 2.85$ m まで載荷を行った。木杭[3]では落下高さ1.2 mまでは重錘の落下高さを0.3 mずつ、以後は0.15 mずつ上げて、重錘最大落

下高さ $h=2.7\text{m}$ まで載荷を行った。

除荷点法による抵抗力と変位量の関係を木杭[2]および[3]に対し求め、除荷点抵抗力 R_{up} の最大値または杭先端直径の 10%での除荷点抵抗力を第 2 限界抵抗力 R_u とした。除荷点抵抗力 R_{up} と変位量 S の関係を図-16 に示す。

求められた極限支持力を用いて設計支持力を求めると、設計係数の違いから、支持杭として計算した場合には 105 kN、摩擦杭とした場合には 78.5 kN を得た。計算は道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編¹⁸⁾に準じ、2 本の木杭の急速載荷試験による第 2 限界抵抗力（沈下量が杭先端直径の 10%の時の荷重）を極限支持力とし、安全率を常時で支持杭は 3、摩擦杭では 4 とし、極限支持力推定方法による補正係数を 1.2 としている。

(3) 当時の設計との比較

分水誌²⁾によると、自在堰設計当時は地盤調査が完了しておらず、信濃川本川の調査に基づき、硬い粘土層が分布していると想定しており、海外の文献等から杭先端抵抗力を 235 kPa (24 tf/m²)、周面摩擦力を 11.8 kPa (1.2 tf/m²) と見積もっていたことが分かる。

一方、その後に建設された旧可動堰の設計では「信濃川補修堰堤底水路部設計書⁷⁾」によると、設計支持力（当時の呼称は安全支持力）は、洗堰・閘門・旧自在堰での経験により、堰柱部の杭が 245 kN、低水路部の杭が 68.6 kN とされていた。偶然ではあるが、低水路部の杭は、載荷試験結果に現行基準での摩擦杭の係数を用いて計算した支持力 78.5 kN に近い値を示している。

一方で、杭先端は硬質粘土層に当たると仮定し、杭先端抵抗力を 490 kPa (50 tf/m²)、杭表面の周面摩擦力を 14.7 kPa (1.5 tf/m²) と定めたとの記述もあり、これを元に杭径および長さから改めて支持力を計算し直すと、低水路部は設計時の安全支持力 68.6 kN/本(7.0 tf/本)に対し、70.5 kN/本(7.2 tf/本)とほぼ想定通りの値を示している。一方で、堰柱部の杭は設計支持力 245 kN/本(25 tf/本)に対し、試算値は 166 kN/本(17 tf/本)と大きく下回っており、鋼矢板やラフトの分担効果を期待していた可能性が考えられた。これらの結果を表-5 にまとめて示す。表中の実測値の単位も含め SI 単位に統一している。

低水路部の木杭の設計支持力と、文献の先端抵抗力および周面摩擦力から再計算した支持力はよく一致することから、堰柱部の杭の支持力は設計支持力よりも小さいと考えられる。このため、木杭のみで支持することはできず、鋼矢板の周面摩擦力やラフトでの荷重分担が必要であった可能性が高い。

堰柱部の下にも空洞ができていた場合、ラフトのみの分担であれば杭は沈下し空洞はできなかつたと考えられるため、鋼矢板の周面摩擦力や荷重分配効果も基礎の支持力に寄与していたと推定できる。

(4) 木杭の健全度試験

予備の木杭[4]も最終的に引抜かれており、2 本の木杭のうち、状態の良い木杭を保存用とし、残りの木杭を各種材料試験に利用した。木杭は引き抜き後、杭径・杭長など測定し、いずれも気中養生で 1 か月後に 50 cm 毎に切断され、さらに 1 か月後に試験片に切断されたのち、10 日間の水中養生を行って、原位置の条件に近づけた後、各種材料試験を実施した。

材料試験は、木杭の腐朽具合、密度、強度特性などの物性変化の把握や急速載荷試験結果の整理に必要な物性値を得る目的で、針貫入、密度、縦圧縮など各種試験を実施した。観察結果等を含めて保存用の木杭の様子を図-17 に示す。基礎版や敷き均し礫の厚さが 2.8 m ほどあり、その下から杭頭となっているため、測定位置に 2.8 m を加えることでボーリングの深さと同等となる。杭先端には鉄筋入りのモルタルによるテーパーが施されている。試験に用いたもう一方の杭もほぼ同様な状況で、杭頭断面および表皮部分に多少の腐朽がみられる程度で、外部から見る限りは非常に健全な状態を保っている。

内部の状態を調べるために、木杭を 0.5 m に分割し、更に芯部に向かって四分分割して各種の試験が行われた。針貫入（ピロディン）試験と圧縮強さを地盤構成と共に図-18 に示す。杭頭は空洞存在部に当たり、河床に近く、水位変動があるため腐朽しやすい条件が揃っており、表面よりも中心部の針貫入量が大きく、静弾性率が小さいことから、芯部まで腐朽が進行していることが確認された。しかし、新材でも 18 mm 程度の貫入¹⁹⁾が認められることから杭頭以外は十分健全であることが分かる。

一般的に成長初期の中心側よりも、外側の方が木の密度が高く、含水量は小さくなる傾向があり、本木杭も同様の傾向を示している。このため縦圧縮強さも一般的に芯部で小さくなるが、細粒分の多い地層でもやや低下していることが確認された。杭頭以外の中心部の静弾性率は深さ方向で変化がなく、通常の松材と同様の 10 GPa¹⁹⁾を示しており、縦圧縮強さの深さ方向変化も小さいことから、80 年を経ても十分に健全であると確認された。

6. 旧可動堰の振動台模型試験

4章では、旧可動堰基礎版下に空洞が生じていたことの要因の一つとして、旧可動堰基礎版直下の砂層が液状化して地盤沈下に至った可能性を挙げた。そこで、旧可動堰基礎地盤の液状化強度評価を行うとともに、杭基礎を有する場合の影響を考慮した模型振動台実験により、地震時の沈下挙動の検討を行った。

表-5 当時の設計支持力と実測との比較

	長さ(m)	径(m)	文献より： 設計(安全) 支持力(kN本)	実測値(kN) -支持抗 $R_s/3 \times 12$	実測値(kN) -摩擦抗 $R_f/4 \times 12$	文献より： 先端+摩擦 (kN本)
掘立柱部	13	0.24	245			166
低水路部	7	0.18	68.6	105	78.5	70.5

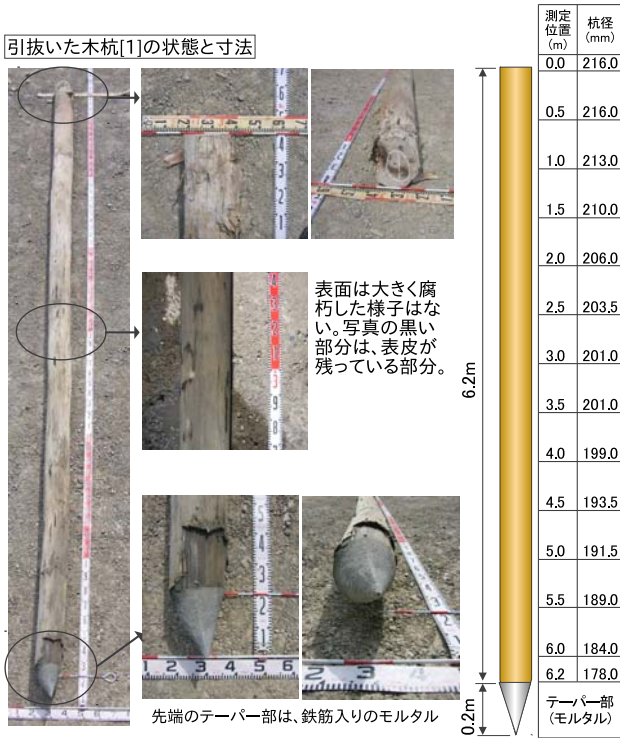
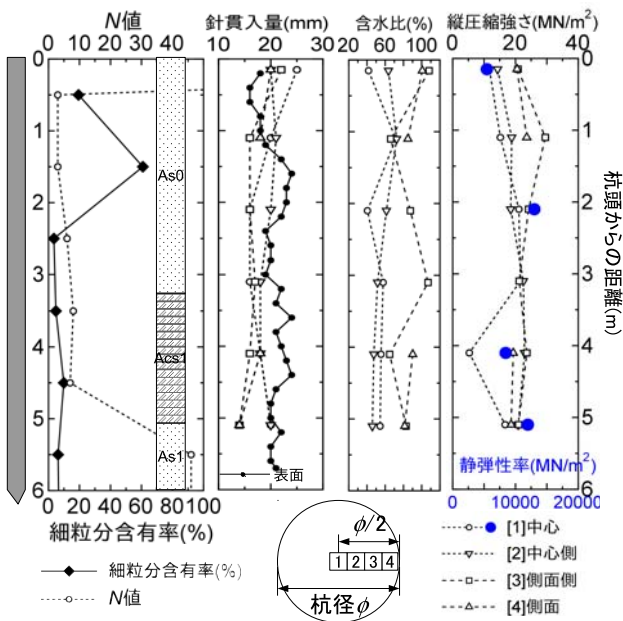


図-17 引抜き試験後の木杭の状態¹⁾



(1) 現地地盤の液状化評価

基礎地盤が液状化した可能性を検討するため、2012年 No.1ボーリング孔のN値に基づき液状化判定し、近傍から内径50 mmの倍圧型水圧式サンプラーで採取した不攪乱試料の繰返し非排水三軸試験を実施した。

試験は、N値が小さく液状化の可能性が想定される基礎版直下の細砂層（試料T-1）を対象とした。三軸試料と液状化判定に用いた標準貫入試験の試料（P1-3～P1-7）の物理特性を表-6に、粒度分布を図-19に示す。三軸供試体（T-1）はシルトの薄層を挟んでおり、細粒分主体の部分と砂分の卓越する層が互層となった状態を目視で確認した。T-1試料と同じ細砂層のP1-3とP1-4の粒度特性がそれぞれ異なっている点も不均質な堆積状態によるものと考えられる。このような不均質な状態に加え、細粒分含有率がJIS A1224:2009の適用基準の5%を超えていたため、最小密度・最大密度試験は実施していない。

繰返し非排水三軸試験は地盤工学会基準（JGS 0541-2009）に準拠し、供試体寸法は直径50 mm、高さ100 mmで、0.1 Hzの正弦波で载荷した。なお、現地地盤の有効上載圧は、杭で支持されていたことを考慮すると20 kPa未満となるが、これを圧密応力 σ'_c とする試験が困難であったため、 $\sigma'_c=39.2$ kPaに設定した。これは、水路部基礎コンクリートの全重量を含めた鉛直有効応力に近い値である。繰返し非排水三軸試験の結果を図-20に示す。軸ひずみ両振幅（DA）が5%に至る繰返し回数20回の応力振幅比で定義した液状化強度は、 $R_L=0.24$ となった。

標準貫入試験のN値による液状化判定は、道路橋示方書²⁰⁾に基づき、砂質土が主体の深度7.5 mまで実施した。このボーリング孔でも基礎下の空洞が確認できたので、補正N値は基礎版の重量を除いた有効上載圧で算定した。図-21に示すように、細砂層（P1-3, P1-4）のN値から求めた液状化強度である繰返し三軸強度比²⁰⁾はそれぞれ $R_L=0.20, 0.26$ となり、繰返し非排水三軸試験から求めた液状化強度はそのほぼ中間値となった。

1964年新潟地震時における当該地の加速度記録は無いが、新潟市の記録¹²⁾を勘案し、水平震度を $k_h=0.10\sim 0.15$ の範囲に設定して液状化抵抗率 F_L を計算した。地震前の基礎版接地状態が不明のため、地震時せん断応力比 L は基礎版の全荷重を上載圧に入れた場合と含めない場合でそれぞれ計算した結果を図-21に示す。表層に近い細砂層は特に F_L が小さいが、全体として基礎版の接地条件に関わらず、水平震度0.15では液状化する判定となった。基礎の木杭の効果を含めない場合、加速度がある程度大きければ液状化が発生した可能性が示された。

(2) 地震による基礎直下地盤の沈下

旧可動堰の基礎に生じた空洞の発生原因について振動

表-6 試料・供試体の物理特性

試料番号	深度 (m)	分類記号	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	細粒含有率 FC (%)
T-1	3.35~4.05	SF	2.665	31.7
P1-3	3.15~3.45	SF	2.63	19.6
P1-4	4.15~4.45	CsS	2.62	61.0
P1-5	5.15~5.45	SP-G	2.67	14.8
P1-6	6.15~6.45	SP	2.66	9.4
P1-7	7.15~7.45	S-F	2.66	11.5

※各層の塑性指数はすべてNP

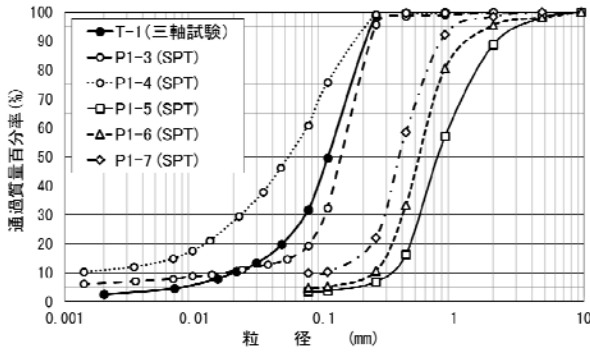


図-19 試料の粒度分布

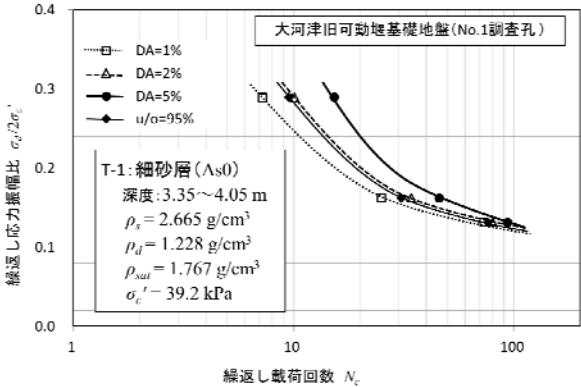


図-20 繰返し非排水三軸試験結果

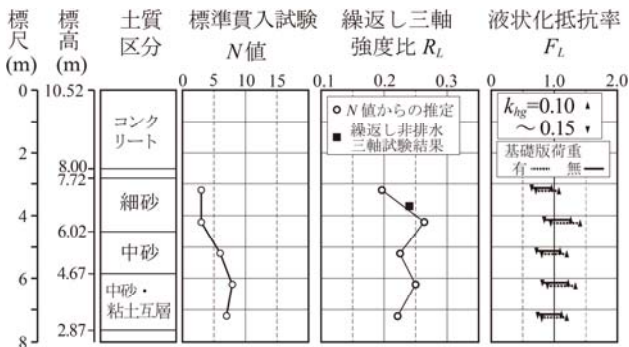


図-21 N値による液状化判定と繰返し非排水三軸試験の比較

台模型実験による調査を実施した。実験では支持杭を模した基礎を作製し、地表面に緩く堆積した砂層の地震時挙動を明らかにする。杭によって地震波の地盤への影響は低減されるが、堰直下地盤の揺すり込み沈下や部分液状化による沈下で空洞が発生することを明らかにする。

a) 振動台模型実験の概要

振動台模型実験では空圧式変位制御型一軸振動台を使用し、図-22に示す水位調整タンクを設けた剛体土槽を用いた。土槽側面には反射の影響を軽減するためのクッション材を設置した。実験模型は大河津分水旧可動堰の1つの堰柱をモデル化し、縮尺を1:50に設定した。表-7に示す相似則^{21),22)}を考慮し、堰柱基礎模型の寸法、材質を選定し、模型杭には杭径5 mm、長さ180 mmのアルミ棒を用いた。

地盤材料には安価で入手しやすく、現地地盤と粒度分布も比較的似ている東北硅砂6号を用い、相対密度が40%となるように水中落下法にて模型地盤を作製した。相対密度40%の東北硅砂6号の液状化強度は0.15程度と、現地の堰直下地盤の液状化強度0.24よりもやや小さく、必ずしも現地地盤の状態を再現していない。そのため、定量的な評価に課題を残すものの、重力場における低拘束圧下での実験による制約を考慮し、本実験では入力加速度と液状化現象および堰柱基礎の沈下との相対的な関係性を明らかにすることを主眼とした。模型杭を用いる実験ケースでは、地盤作製前に土槽底面に杭を固定して、杭の鉛直性を確保しながら地盤を作製した。実際の旧可動堰柱基礎の状況、ならびに模型地盤の作製のしやすさ、杭と地盤の荷重分担の変化を明瞭化することを勘案し、厚さ10 mmの土被り層を設け、完成した地盤上に模型堰を静かに設置した。

図-22に計測器の種類とその配置状況を示す。計測項目は、加振中の地盤内の過剰間隙水圧、地盤内および堰の応答加速度、ならびに加振中、加振後の堰および堰周辺地盤の沈下量である。また、堰中央の土槽壁面にポーラストーンで蓋をした圧力計を埋設し、間隙水圧計の測定値の妥当性の検証に用いた。

実験ケースは、表-8に示すように現地の状況を勘案した杭本数52本のCase A-3、杭本数をその半分としたCase A-2、杭を設けないCase A-1の3ケースを実施した。入力地震動には8 Hz、40波のスロープ付き正弦波を用い、最大加速度を60、150、230 Galと段階的に増加させ、3回加振した。図-23に各ケースの最大目標加速度150 Galの加振において加速度計A1で観測された振動台の波形を示す。本実験では空圧式変位制御型の一軸振動台を使用するため、入力波が必ずしも一定にはならないが、図-23に示した波形から各ケースで概ね同等の波形が入力され、それぞれの実験結果を十分に比較可能と考えた。

b) 振動台模型実験の結果と考察

図-24に、最も応答加速度倍率に差異が見られた入力加速度150 Galにおける堰柱における応答加速度 (A7) の経時変化を示す。同図より、加振初期では各ケースにおける応答加速度に大きな差異は認められないが、3.3秒を過ぎたあたりよりCase A-1 (杭無し) において応答

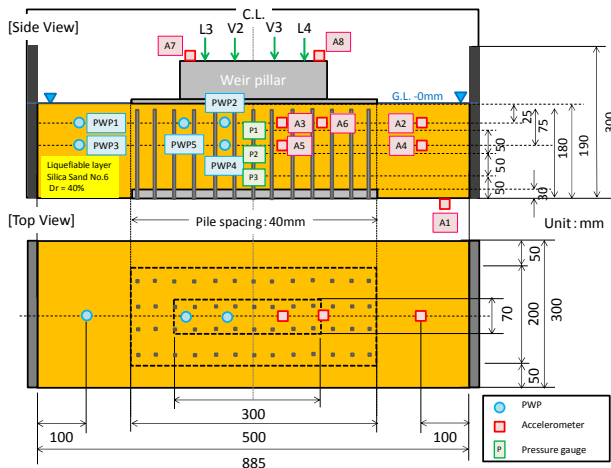


図-22 模型実験装置概略図

表-7 模型実験における相似則

	長さ	重量	断面剛性	曲げ剛性
相似率	$\lambda=50$	λ^3	λ^{15}	λ^{25}

表-8 実験ケース一覧

Case	相対密度 D_r [%]	堰	杭本数	地下水高 [mm]	最大入力加速度 [Gal]
A-1	40	有	0	0.0	60/150/230
A-2			26		
A-3*			52		

* 実事例を模擬したケース

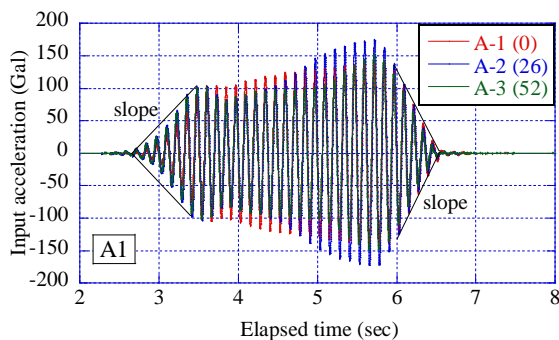


図-23 Case A-1~3の入力加速度 (最大加速度150 Gal)

加速度の減衰が見られる。Case A-2 (26本) とA-3 (52本) では、3.7秒付近まではほぼ同等の応答加速度を示しているが、徐々に差異が発生する様子が見られ、4.7秒付近でCase A-2において応答加速度の減衰が見られる。Case A-3に至っては、5.1秒を越えたあたりで応答加速度が減衰する様子が見られる。

図-25に、目標最大入力加速度150 GalにおけるG.L. -2.5 cmおよび-7.5 cmでの過剰間隙水圧の経時変化を示す。同

図より、杭の本数が多いほど過剰間隙水圧の発生が抑制されていることがわかる。また、Case A-2およびCase A-3では上記の堰柱の応答加速度の減衰開始時刻と過剰間隙水圧がピークとなる時刻がほぼ一致することが確認できる。一方、Case A-1では堰柱の応答加速度の減衰開始時刻後も過剰間隙水圧が上昇しており、加振とともに進展した堰の沈下が影響したことが窺える。また、加振終了後、Case A-1では急激に過剰間隙水圧が消散しているのに対し、Case A-2, 3の過剰間隙水圧は入力加速度が最大になった時点で一定となり、その後緩やかに消散している。これからも、杭により過剰間隙水圧の上昇が抑制されたこと、杭本数によって応答加速度の増幅、減衰現象に差異が生じ、杭本数が多いほど地盤のせん断剛性が確保されていたことが推察される。

図-26にCase A-1~3の堰柱上および深度2.5 cmの杭間地盤における最大応答加速度倍率と入力地震動の関係を示す。ここで、最大応答加速度倍率は入力加速度(A1)に対する堰柱の応答加速度(A7)の比の最大値とする。同図より、60 Galの入力地震動では過剰間隙水圧の上昇が発生しなかったことから、応答加速度倍率はCase A-1~3でほとんど差異が見られない。次に、入力加速度が150 Galの場合には、深度2.5 cmの杭間地盤では杭本数52本のCase A-3を除き応答加速度倍率が1.0を下回っており、過剰間隙水圧の上昇による応答加速度の減衰が確認できる。ゆえに、杭本数の違いが液状化発生抑制効果に影響を与えることが確認できる。さらに、入力加速度を230 Galまで増大させた場合には、杭の本数によらず応答加速度の減衰が見られ、加振後に地下水が地表面に浸出した様子から、いずれのケースにおいても液状化が発生したことが推察される。以上より、杭の存在による液状化抑制効果は、入力地震動の大きさに依存することが示された。

次に、図-27にCase A-1~3における地震力の大きさとそれに伴う最終沈下量の関係を示す。杭の無いCase A-1では、地震動が大きくなるほど沈下量は増大するが、杭のあるCase A-2, 3では杭の本数に関わらず、初期の土被り厚さ分(10 mm)が沈下した後は地震動が大きくなってもそれ以上沈下が進行することはなかった。よって、先端支持力を失わなければ杭の存在が液状化地盤上の構造物の沈下量を抑制する効果があることは明らかである。

既往の研究^{23,24)}においても杭の存在により杭間の過剰間隙水圧の上昇が抑制されること、杭の打設による構造物基礎の沈下量を抑制できること、入力加速度の大きさに基礎の沈下量は大きく影響を受けることなどが示されており、本実験と定性的な傾向は一致する。

最後に、Case A-3における入力加速度230 Galの実験後に計測した杭間の最終沈下量を前列、中央列、後列の3列に分けて図-28に示す。同図より、堰の沈下量がほとんど生じないCase A-3であっても、ややばらつきはある

ものの堰周辺ならびに直下地盤では杭頭から平均8 mm程度の沈下が発生し、堰直下地盤に空洞化が発生していることがわかる。

以上より、液状化地盤における杭打設による過剰間隙水圧発生や堰の沈下量の抑制効果は確認されたものの、杭本数や入力加速度との相対的な関係でその効果は変化すること、入力加速度が大きくなると、入力加速度が小さい場合に比べて液状化抑制効果も相対的に小さくなるが、杭本数が多い場合でも堰周辺および直下地盤では揺すり込み沈下や液状化による杭間地盤の沈下が発生した。

このことから、実事例のように十分な先端支持力を有する杭に支持された堰柱基礎では、地震動が小さい場合に杭による過剰間隙水圧の上昇の抑制効果が認められるものの、地震動が大きい場合には揺すり込み沈下や液状

化による杭間地盤の沈下が発生し、堰直下の空洞発生を誘発することを示した。当該地域の近傍に位置する分水駅付近で観測された過去の地震の最大加速度^{25), 26)}は、2004年新潟県中越地震で169.7 Gal、2007年新潟県中越沖

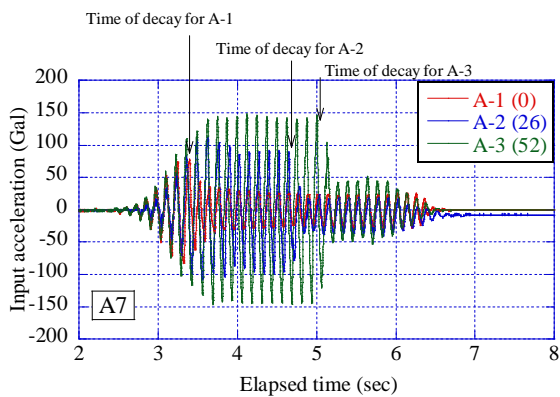
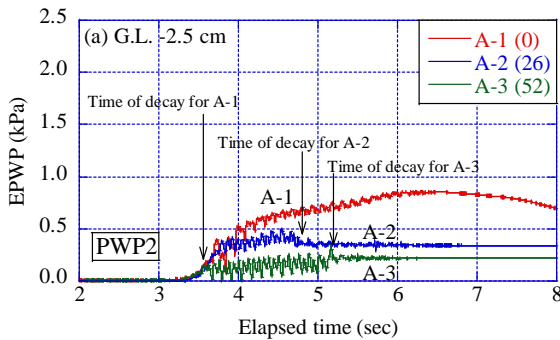
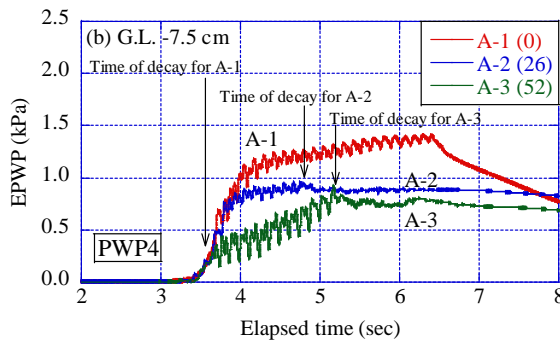


図-24 堰柱の応答加速度の時刻歴

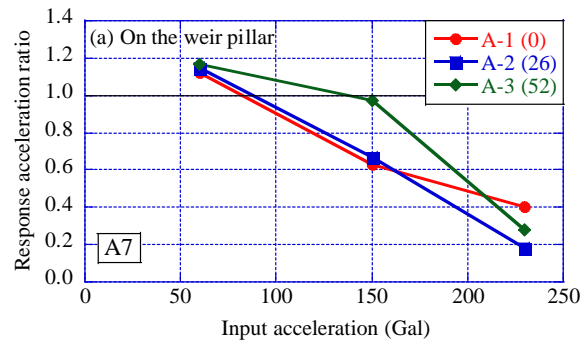


(a) G.L. -2.5 cm

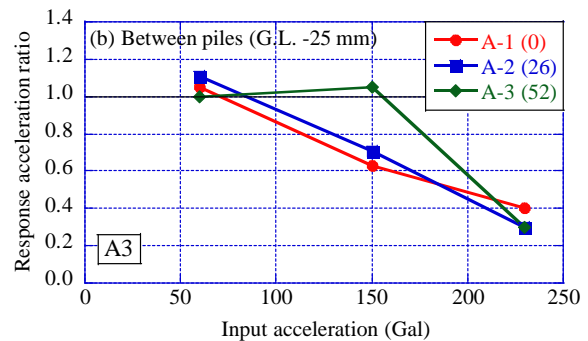


(b) G.L. -7.5 cm

図-25 杭間地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴



(a) 堰柱A7



(b) 杭間地盤A3

図-26 入力加速度と応答加速度倍率の関係

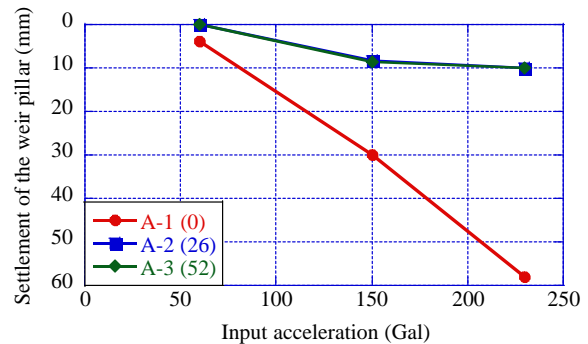


図-27 入力加速度と堰柱沈下量の関係

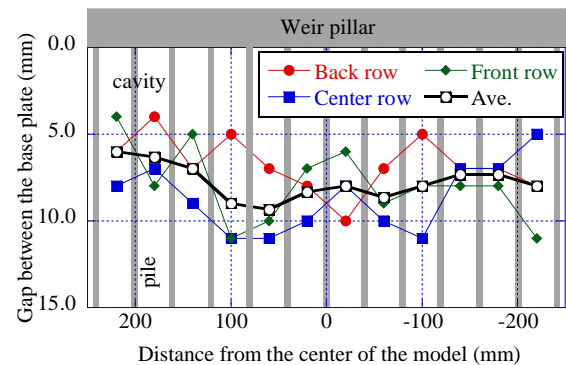


図-28 加振終了後に計測した堰柱直下地盤の沈下量分布

地震で218.8 Galであり、上述の現地採取土の調査結果を踏まえると、上記のような現象が発生した可能性があると考えられる。加えて、鋼矢板による侵食対策は十分であったと想定されるが、液状化に起因した空洞を利用して河川水による浸食が促進され、空洞が拡大した可能性も示唆される。

7. 結論

旧大河津可動堰の撤去に当たり、大正、昭和時代の代表的な土木構造物の遺跡調査の観点から、各種の地盤調査や現地および室内試験を実施した。以下に、調査および試験より得られた結論を示すほか、旧可動堰から床固に発生した基礎と地盤間の空洞の発生理由について取りまとめる。

- 1) 旧可動堰から下流側の自在堰崩壊地にわたる地盤調査を既存のボーリング調査に加えて、4本のボーリングを実施して調査した。旧可動堰の縦断（上下流方向）と横断（河川横断面）方向の地質構造を明らかにした。旧可動堰の基礎は堰柱に長さ12 m、低水路に長さ6 mの木杭が用いられているが、2種類の木杭がともによく締まった砂質層に支持される支持杭であることを示した。また、基礎地盤の止水鋼矢板は先端が粘土層に打設されるなど、調査技術が未だ十分に発展していない当時においても、地盤状況を適切に把握した施工が実施されていることを示した。
- 2) 旧可動堰および床固の構造物と地盤間の空洞の分布調査を実施した。その結果、旧可動堰から下流側の床固にわたる空洞の分布状況を明らかにした。部分的に補修されている箇所もあるが、全般に構造物の施工に杭支持または矢板工を実施した箇所で空洞が発達する傾向があり、杭支持のない箇所では上部構造も一緒に沈下するため空洞の発生が抑えられる傾向を明らかにした。
- 3) 旧可動堰の低水路にて厚さ約3 mの基礎版を一部撤去して、長さ6 mの木杭の載荷試験を実施し、引き抜いた木杭は腐朽具合、密度、強度を調べる健全度試験を実施した。木杭の載荷試験では急速載荷試験2本および引抜き試験1本を実施した。急速載荷試験は2本でほぼ同様の試験結果が得られ、旧可動堰の設計荷重を十分に満足することが確認できた。また、引き抜いた杭では杭先端部に杭の設置時に用いたモルタルのテーパ部分が確認された。木杭は施工後に80年ほどが経過するが、健全度試験から十分に健全であることが示された。
- 4) 旧可動堰で実施したボーリングから不攪乱試料を採取して、表層地盤の力学試験を実施した。同地区は

これまでに1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震で繰り返し液状化被害を受けた履歴がある。繰り返し非排水三軸試験では比較的大きな液状化強度が得られたが、1964年新潟地震時には液状化または液状化に近い状態になり得ることを示した。

- 5) 旧可動堰基礎直下の空洞の発生原因について、振動台模型試験を用いた検討を実施した。基礎構造は基礎版と杭から構築されるパイルド・ラフト基礎の設計であるが、空洞の発生にも拘らず構造物が支持される事実から実質的には支持杭として機能している。振動台模型試験の検討より、基礎地盤は堰の重量の一部が作用することや杭により液状化しにくい特性を有するが、完全に液状化に至らない場合にも杭間地盤の沈下が発生して基礎下に空洞が生じ得ることが示された。
- 6) 旧可動堰から床固に分布した空洞の発生原因は、上下流方向の浸透流による基礎直下地盤の侵食と1964年新潟地震等による地盤沈下による原因が考えられるが、旧可動堰は鋼矢板などの地下水管理に配慮した設計が行われており、基礎直下で浸透による侵食が生じにくいと判断できる。他方、基礎直下に存在する砂質土層は地震動で圧縮して地盤沈下を生じる可能性が高いことが示された。

謝辞：本研究は国土交通省北陸地方整備局信濃川河川事務所の委託を受けて組織した土木学会・大河津可動堰記録保存検討委員会（委員長：丸山久一 長岡技術科学大学教授）の成果の一部である。ここに付記し、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 大河津分水可動堰保存検討委員会：解体新書・大河津分水可動堰，土木学会，2014。
- 2) 建設省北陸地方建設局：信濃川大河津分水誌第2集，pp.202-204，1969。
- 3) 宮本武之輔，大監政治郎，後藤憲一：信濃川補修工事概要，土木学会誌，第18巻第6号，pp.555-574，1932。
- 4) 岡部三郎：河口付近の諸問題，月間建設，第4巻第2号，1960。
- 5) 宮本武之輔：信濃川大河津自在堰の破壊と補修工事について，大河津資料館所蔵（雑誌「水理と土木」への寄稿文を建設省信濃川工事事務所が書写した文書），1954。
- 6) 内務省新潟土木出張所 信濃川補修事務所：信濃川補修工事 可動堰工関連設計図（可動堰工 可動堰構造一般図），大河津資料館所蔵，発行年不明。
- 7) 内務省新潟土木出張所 信濃川補修事務所：可動堰補修設計書原稿 信濃川補修堰堤低水路部設計書，大河津資料館所蔵，1927。

- 8) 新潟県地盤図編集委員会編：新潟県地盤図，社団法人新潟県地質調査業協会，2002.
- 9) 杉本利英：地震による堤防被害と基礎地盤の関係－震災対策の留意点－，地盤工学会誌，Vol.59，No.2，pp.20-23，2011.
- 10) 土木学会編：平成 24 年度大河津可動堰撤去に伴う学術的調査検討業務報告書，土木学会，2013.
- 11) 内務省新潟土木出張所 信濃川補修事務所：雑設計図第 2 巻 信濃川補修堰堤箇所地質調査図，大河津資料館所蔵，1928.
- 12) 土木学会編：昭和 39 年新潟地震震害調査報告書，土木学会，1966.
- 13) 内務省新潟土木出張所 信濃川補修事務所：雑設計図第 1 巻 No.8_信濃川大河津分水平面図，大河津資料館所蔵，発行年不明.
- 14) 地盤工学会編：新潟県中越地震災害調査委員会報告書，地盤工学会，2007.
- 15) 地盤工学会編：2007 年新潟県中越沖地震災害調査報告書，地盤工学会，2009.
- 16) 地盤工学会編：地盤調査の方法と解説，地盤工学会，Vol.1，pp.127-131，2004.
- 17) 大塚悟，高原利幸，保坂吉則：大河津旧可動堰の木杭の支持力特性，地盤工学会誌，Vol.62，No.4，Ser.No.675，pp.34-37，2014.
- 18) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 IV，下部構造編，日本道路協会，pp. 383-395，2012.
- 19) 三宅裕司，橋本茂，網田克明：樋門基礎杭として 80 年以上経過したマツ材の性能，徳島県森林林業研究所研究報告，第 2 号，PDF，2003.
- 20) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V，耐震設計編，日本道路協会，2012.
- 21) 井合進：1g 場での地盤－構造物－流体系の模型振動実験の相似則，港湾空港技術研究所報告，Vol.27，No.3，pp. 3-24，1988.
- 22) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文集，No.275，pp. 69-77，1978.
- 23) 沼田淳紀，村田拓海，Saima Riaz，三村佳織，原忠：大型振動実験による丸太打設の液状化対策効果，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4（地震工学論文集第 34 巻），pp. I_274-I_283，2015.
- 24) 濱田政則，樋口俊一：液状化地盤の流動抑制工法に関する実験的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.66，No.1（地震工学論文集第 31 巻），pp.84-94，2015.
- 25) 国土交通省気象庁：強震波形（平成 16 年(2004 年)新潟県中越地震）http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/041023_niigata/nigata_main.htm
- 26) 国土交通省気象庁：地方公共団体震度計の波形データ，2007 年 7 月 16 日新潟県上中越沖（平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震）http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/070716_chuetsu-oki/index2.html

(2015. 9. 14 受付)

FIELD SURVEY ON FOUNDATION STRUCTURE OF OHKOUZU OLD MOVABLE WEIR AND DISCUSSION ON CAUSING FACTOR OF CAVITY GENERATED BETWEEN FOUNDATION AND GROUND

Satoru OHTSUKA, Toshiyuki TAKAHARA, Yoshinori HOSAKA and Koichi ISOBE

This study reports the field survey on ground and foundation structure of the Ohkouzu old movable weir. The geological map around the old movable weir was drawn by boring survey with data in the past references. It indicated the timber piles were point bearing piles which were supported by sandy layers, and the edge of steel sheet piles were driven into clayey layer. They proved the construction work of that time was properly conducted by taking account of geological stratum. Timber piles were shown to be sound and satisfy the required performance in design by both the site loading test and the robust test of piles, although they were constructed about eighty years ago. The cavity was shown to be successively distributed between foundation and ground around the old movable weir and the groundsill. The field survey indicated that the cavity developed in the area where bearing piles or sheet piles were employed in construction. Since the old movable weir experienced 1964 Niigata earthquake and liquefaction damages were widely observed around the old movable weir, the undisturbed soil was sampled from the surface ground below the old movable weir and the liquefaction resistance was investigated by dynamic triaxial test. By the conventional liquefaction analysis, the loose sandy soils was shown to be liquefied or almost liquefied during the Niigata earthquake. Through the case studies in shaking table tests, it was concluded that the cavity below the weir foundation was generated mostly by the ground settlement of loose sandy layers due to earthquake.