（様式５）(Style5)

学位論文全文に代わる要約
Extended Summary in Lieu of Dissertation

氏名：　　籾山　嵩
Name

学位論文題目：　　鋼矢板によるため池堤体の耐震補強技術に関する研究
Title of Dissertation

学位論文要約：
Dissertation Summary

第１章　序　論

近年，地震によるため池の被害が頻発している．2011年東北地方太平洋沖地震では1990箇所のため池が被災し，福島県須賀川市にある藤沼ダムでは堤体が決壊し，多量の貯水が下流集落に到達したことで，死者・行方不明者8名，家屋全壊22戸の甚大な被害に至った．類似の被災事例は2016年熊本地震や2018年の大阪府北部を震源とする地震でも報告されている．農林水産省が2013年から2015年にかけて実施したため池一斉点検では，点検対象の5割を上回るため池で堤体の耐震性能不足が確認された．我が国では南海トラフ地震をはじめとする大規模な地震の発生が予測されており，ため池堤体の耐震補強の社会的重要度は増している．地震リスクの高いため池の変状を適切に評価し，堤体の補強を促進するため，2015年5月には土地改良事業設計指針「ため池整備」が改訂された．重要度区分AA種のため池の改修設計において液状化の検討を含むレベル2地震動への対応が必要となり，大規模地震に対応できる補強技術の導入が促進されるようになった．

本研究では鋼矢板による堤体の補強技術である「鋼矢板二重式工法」に着目した．本工法は海岸堤防などを対象として施工実績を有し，大規模地震に伴う基礎地盤の液状化や津波に対して高い対策効果を発揮するとされる．本工法のため池への適用にあたり，貯水したまま施工することが可能で，受益者の営農活動を阻害しないという利点が考えられる．

しかし，鋼矢板二重式工法のため池堤体への適用性や耐震性能に関する研究はほとんどない．海岸堤防に比べ，ため池堤体は湛水状態の期間が長く，貯水は堤体に浸透してすべり破壊や堤体の飽和化に伴い液状化が生じやすい環境をつくるとともに，地震時には動水圧を含む外力として堤体に作用するという2つの異なる性質を有する．本論では，既存の鋼矢板二重式工法をため池に応用することを目的として，貯水が堤体と鋼矢板の地震時挙動に及ぼす影響を解明するため以下の研究を行った．

(1) 鋼矢板により補強したため池堤体の耐震性能を評価するため，貯水をモデル化した条件で重力場の振動台模型実験を実施して，ため池堤体の被災形態である液状化やすべり破壊等に対する鋼矢板の補強効果を明らかにし，貯水から堤体と鋼矢板に作用する地震時の動水圧の作用との関係について，定量的に評価した．
(2) 貯水が堤体に浸透することで形成される地下水位の分布が，地震時における堤体の沈下量に及ぼす影響を有効応力解析により評価した．また，地震時の動水圧の有無による堤体の挙動の差異を分析し，地震時の動水圧が堤体と鋼矢板の変形挙動に及ぼす影響を評価した．
(3) ため池堤体の耐震性能に影響を及ぼす堤体内部の地下水位を評価するため，鋼矢板により補強された実ため池堤体で貯水位，地下水位，水質等を調査した．また，浸透流解析との比較から堤体内の浸透流挙動を解明した．

本論文は上記のような目的をもつ研究の方法，結果，考察，結論等をまとめたものであり，その内容は以下のように構成される．

【第2章】本研究の技術課題を整理するため，ため池の地盤工学的特徴と地震による被災事例を概観し，鋼矢板による耐震補強技術に関する特徴と既往の知見をまとめている．
【第3章】貯水の存在する条件において，鋼矢板により補強された堤体の耐震性能を評価するために実施した重力場の振動台模型実験についてまとめている．
【第4章】振動台模型実験を再現するために行った有効応力解析の結果をまとめている．本解析では堤体内の地下水位分布が地震時の堤体の沈下量に及ぼす影響，貯水から作用する動水圧が堤体と鋼矢板の変形挙動に及ぼす影響を評価した．
【第5章】鋼矢板の打設が堤体内部の地下水位分布や浸透流挙動に及ぼす影響を評価するために実施した，実ため池における現場動態観測及び浸透流解析結果についてまとめている．
【第6章】本研究の全体で得られた結論をまとめている．

第 2 章　地震によるため池の被害と耐震対策工に関する既往研究

鋼矢板による堤体の耐震補強効果を各種実験や数値解析により評価するためには，ため池堤体の地震時における被災形態とその特徴を把握した上で，鋼矢板による補強効果を明らかにするべきである．

ため池堤体は全国に約 16 万箇所存在しており，その多くは江戸時代以前に築造されたものである．当時の施工技術水準が低かったため，現在の施工管理基準値を満足する堤体は少なく，多くの堤体で耐震性能不足が懸念されている．ため池堤体の地震発生時における被災形態は，堤体または基礎地盤の液状化，堤体のすべり破壊に大別される．既往研究から，地震被害の発生しやすい堤体の特徴として，堤体及び基礎地盤が砂質土であること，堤体の原位置密度が低い事，貯水率が高いこと，堤高が大きく下流法面勾配が上流法面勾配より大きいことなどが挙げられる．高知県内のため池を対象とした堤体物性の調査においても，原位置密度が低い堤体が多数存在することが確認されている．

ため池堤体の従来の耐震対策工は押さえ盛土工法や前刃金工法など土工によるものが中心であったが，最近は良質な地盤材料の枯渇などの背景から，遮水シート工法や盛土補強土工法など，それらに代わる工法の開発が進められている．その中で，鋼矢板二重式工法は既往の耐震対策工に比べて施工性に優れ，特にため池を供用したまま施工することが可能であるなどの特長を有する．

鋼矢板二重式工法に関する既往研究では，基礎地盤の液状化への対策効果，盛土斜面のすべり破壊への対策効果，及び鋼矢板の遮水性が基礎地盤と堤体の浸透流挙動に及ぼす影響が検証されているが，既往研究では湛水状態が考慮されず，堤体の液状化への対策効果も検証されていない．また，浸透流挙動の検証は模型スケールの検討か数値解析に限定され，実大の堤体での検証は行われていない．したがって，鋼矢板二重式工法をため池に応用するためには，貯水の性質に着目した研究が必要となる．

貯水は堤体に浸透してすべり破壊や堤体の飽和化に伴い液状化が生じやすい環境をつくるとともに，地震時には動水圧を含む外力として堤体に作用するという 2 つの異なる性質を有する．鋼矢板は遮水性を有することから，鋼矢板二重式工法によりため池堤体を補強すると，堤体内の地下水位分布や浸透流挙動が変化することが想定される．また，水圧を鋼矢板が負担することで堤体の変形や沈下を抑制する効果が期待される．

以上のような課題認識に基づき，本研究では以下の課題に取り組む．

①鋼矢板により補強された堤体の耐震性能の評価
②貯水が堤体と鋼矢板の地震時挙動に及ぼす影響の評価

③堤体内の地下水位分布の調査と浸透流の挙動の解明

第３章　鋼矢板により補強された堤体の耐震性能の評価

3.1　研究の概要

本章では，ため池堤体の地震による被災形態に対する鋼矢板二重式工法の対策効果を検証するために実施した，重力場の振動台模型実験の概要を述べる．本実験では，①ため池堤体と基礎地盤の液状化，②越流時の堤体の性状，③貯水の浸透とすべり破壊，④堤体と鋼矢板に作用する動水圧，の４点に着目した．①では，基礎地盤に液状化層が存在する場合と存在しない場合を対象として実験ケースを設定し，液状化発生箇所の違いが堤体の地震時挙動に及ぼす影響を確認し，鋼矢板による堤体の変形・沈下の抑制効果を検証した．②では，①の実験の加振後の堤体を対象として簡易的な越流実験を行った．③では，地震時の被害発生率が高いとされる，堤高が大きく下流側法面勾配が急峻な堤体を対象に加振実験を行い，鋼矢板のすべり破壊に対する抵抗性能を検証した．④では，貯水から堤体の上流側法面に作用する動水圧及び堤体内の鋼矢板に間隙水から作用する動水圧を評価した．加振実験の様子を図-3.1.1 に示す．

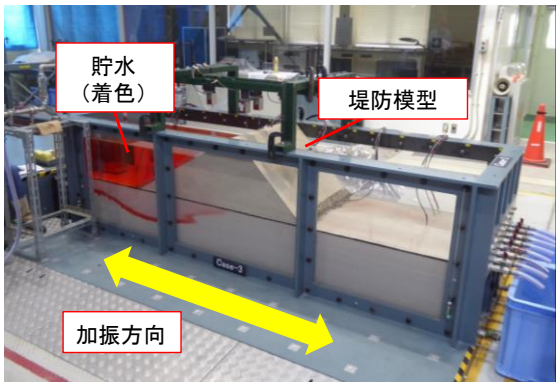


図-3.1.1　振動台模型実験の様子

3.2　基礎地盤と堤体の液状化に対する鋼矢板の耐震補強効果

本実験は，幅 2800mm，高さ 850mm，奥行 700mm の剛な土槽の内部に基礎地盤及び堤体の模型を作製し，加振実験により堤体の耐震性能を評価するものである．実験手順を図-3.2.1 に示す．模型堤体を作製した後に，水道水を土槽内に供給して貯水位を段階的に上昇させ，所定の貯水位に到達させた．次に，供給水量を保ちながら一定時間放置して浸透実験を行い，貯水が堤体下流側の法尻から染み出したことを確認して加振した．貯水の堤体と基礎地盤への浸透状態を可視化するため，水に染料を加えて着色した．

実験ケースを表-3.2.1 に，各ケースの断面を図-3.2.2 に示す．本実験では基礎地盤の液状化層の有無と対策工をパラメータとした．Case1，5 は無対策，Case4，6 は鋼矢板二重式工法を模擬したケースである．Case2 は押さえ盛土工法を模擬したケースである．押さえ盛土工法は堤体のすべり破壊を対象とする対策工であるが，液状化による堤体の変形・沈下の抑制にも対策効果を発揮するかを検証するためこのケースを設定した．Case3 は上流側の法肩にのみ鋼矢板を打設した構造を模擬した．一列の鋼矢板のみでは液状化層の側方流動の拘束により堤体の沈下を抑制する効果は期待できないが，遮水性により堤体内の地下水位を低下させる効果が期待できると考えた．本実験では堤高が 10m 程度の比較的大きな堤体を想定し，液状化を対象としているため法面のすべり破壊が生じないよう法面勾配は 1:2 と緩い条件とした．実験上の幾何学的縮尺は約 1/35 である．

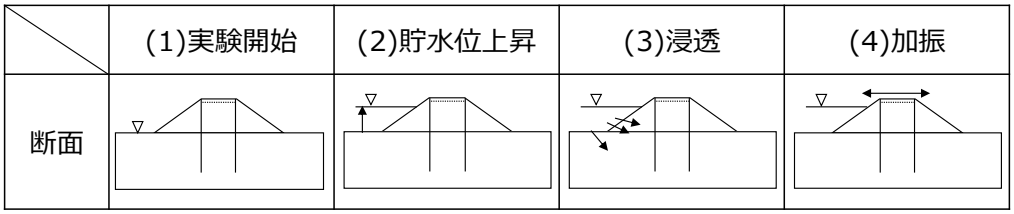


図-3.2.1　実験手順

本実験に用いた地盤材料の粒度分布を**図-3.2.3** に示す．堤体材料については高知県内のため池の堤体土の物性調査結果を参考に配合を決定した．各ケースの地盤の湿潤単位体積重量と締固め度または相対密度の関係を**表-3.2.2** に示す．液状化層と非液状化層は水中落下法により作製し，堤体の締固め作業は液状化層を乱さないよう，手作業により慎重に行った．

本実験では重力場の加振実験に関する相似則に基づき模型諸元を設定した．鋼矢板は平鋼板で，タイロッドは丸鋼で模擬し，接続部には治具を設けてピン支持とした．鋼矢板はハット形鋼矢板「25H」を想定し，実大スケールでの曲げ剛性に対応する模型スケールの曲げ剛性と合うように板厚を 2.3mm とした．鋼矢板の根入れは，Case3 では Chang の式，Case4 ではフリーアースサポート法により設定し，Case6 は Case4 と同一とした．鋼矢板と土槽の間には十分にたわませたビニールシートを貼り付け，土槽側面からの浸透を防止し，鋼矢板の加振方向の変形を拘束しないようにした．

加振波形は加速度振幅 600Gal，周波数 5Hz，20 波の正弦波とした．計測項目は，堤体天端中心の鉛直・水平変位，堤体と基礎地盤の間隙水圧及び加速度，鋼矢板のひずみ及び天端水平変位とした．

表-3.2.1　振動台模型実験の様子

	液状化層	対策工
Case1	あり	無対策
Case2		押さえ盛土
Case3		法肩鋼矢板工法
Case4		鋼矢板二重式工法
Case5	なし	無対策
Case6		鋼矢板二重式工法

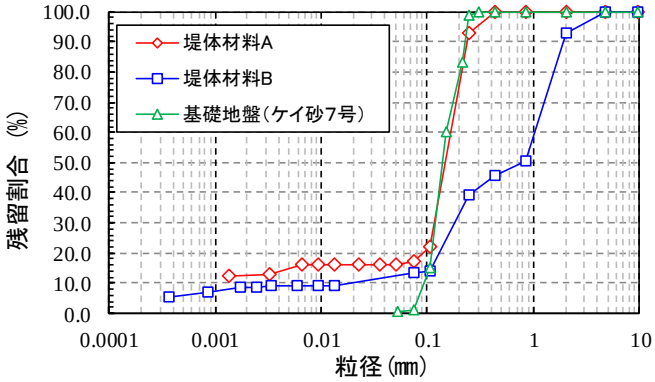


図-3.2.3　各地盤材料の粒度分布

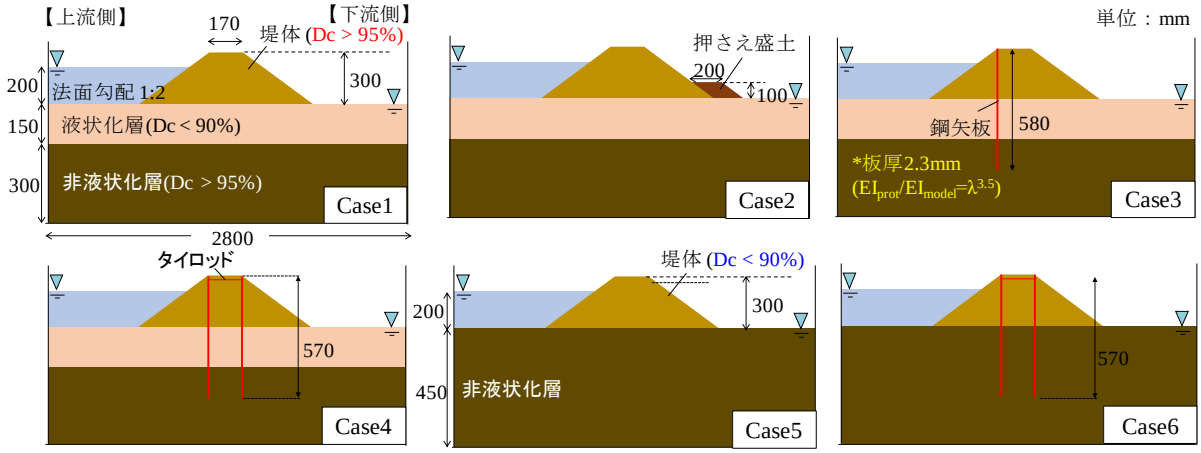


図-3.2.2　各ケースの断面図

表-3.2.2　地盤作製結果

		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
堤体	γ_t (kN/m^3)	18.3	18.1	18.5	18.1	17.4	16.7
	D_C (%)	89.5	88.1	88.0	87.8	86.0	90.0
液状化層	γ_t (kN/m^3)	19.2	19.0	19.1	19.1	-	-
	D_r (%)	44.5	45.6	46.1	46.7	-	-
非液状化層	γ_t (kN/m^3)	19.9	19.7	19.8	19.9	19.8	19.8
	D_r (%)	95.7	90.0	91.5	91.9	88.3	88.6

浸透実験結果として，堤体内の地下水位分布を**図-3.2.4** に示す．Case2 は Case1 とほぼ同様の結果であったため，ここでは Case1, 3, 4, 5，6 の結果を示している．無対策の Case1 と Case5 の地下水位は概ね同程度となった．Case3 では Case1 に比べて地下水位が低下し，鋼矢板の遮水効果により飽和域が縮小された．一方，Case4，6 では Case3 に比べて地下水位が高くなり，特に Case6 は無対策の Case1 や Case5 とほぼ同等であった．既往研究でも下流側鋼矢板を止水鋼矢板とした場合は，透水性鋼矢板とした場合に比べて鋼矢板間の地下水位が高くなるという結果が得られているが，本実験でも同様の傾向を示した．この理由として，下流側の鋼矢板の遮水性により，上流側鋼矢板下端を回り込んだ貯水が鋼矢板間に滞留した可能性がある．

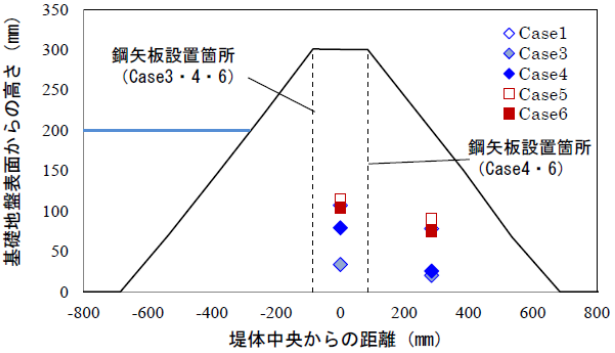
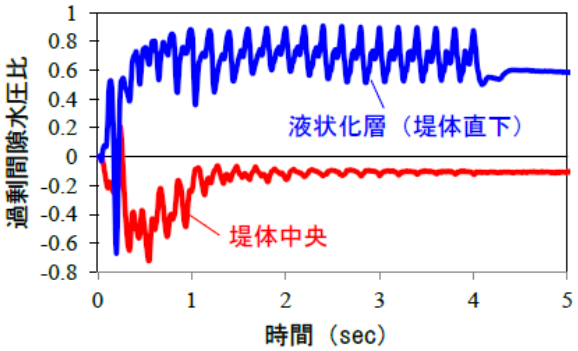
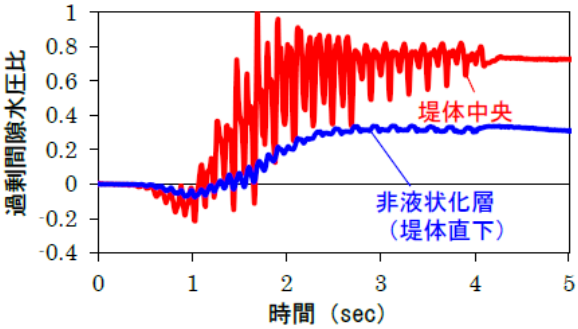


図-3.2.4　堤体内の地下水位分布

以下では加振実験結果について述べる．はじめに，Case1，5 の無対策条件について，過剰間隙水圧比の時刻歴から液状化の程度を比較する．**図-3.2.5** に各ケースの過剰間隙水圧比の時刻歴を示す．Case1 は，堤体中心直下の液状化層において，加振開始後 1 秒程度で過剰間隙水圧比が約 0.8 まで増加し，液状化が発生した．堤体は比較的密な条件としたことから，体積膨張に伴う負圧が一時的に発生した．Case5 では加振開始後 2 秒程度で堤体の過剰間隙水圧比が約 0.9 まで増加し，堤体が液状化した．基礎地盤は密な条件としたが，過剰間隙水圧比の最大値が 0.3 を上回った．鋼矢板の有無により堤体や基礎地盤の液状化の程度が変化する傾向は確認されなかった．



(A) Case1



(B) Case5

図-3.2.5　過剰間隙水圧比の時刻歴

表-3.2.3 に各ケースの残留変位を，**表-3.2.4** に各ケースの残留変形状態を示す．堤体の沈下量は Case1～Case3 では大きく変わらず，押さえ盛土や上流側法肩に鋼矢板を配置した構造では堤体の沈下は抑制されなかった．Case3 では，堤体内の地下水位が低下したことにより飽和域が縮減されたものの，堤体沈下量は Case1 とほぼ変わらず，地下水位低下が堤体の沈下抑制に寄与しなかった．鋼矢板二重式工法を模擬した Case4，6 では，それぞれ Case1，5 に比べて堤体天端の中心の沈下量がそれぞれ約 38%，約 57%に低減された．

Case1 では堤体天端中心の残留水平変位が 63mm となり，貯水から堤体に作用する水圧の影響で堤体が下流側に大きく変位した．Case5 ではそのような挙動が確認されなかったことから，基礎地盤が液状化した場合，堤体の自重により発揮される水平外力に対するせん断抵抗が，堤体と基礎地盤の境界で低減されたためと考えられる．Case2 では堤体の水平変位が Case1 の約 63%に低減されているが，これは押さえ盛土の自重が元々の堤体の自重に付加された影響であると考えられる．また，Case4 では Case1 に比べて堤体の水平変位が約 43%に低減され，鋼矢板の剛性が水平変位の抑制に寄与したと推測される．

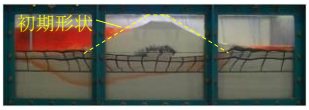
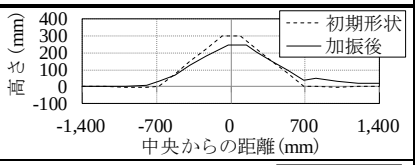
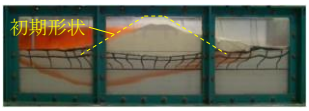
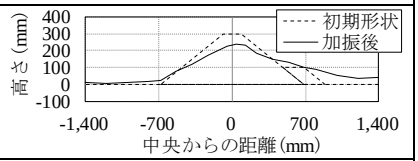
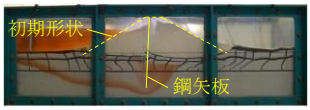
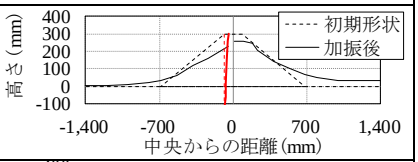
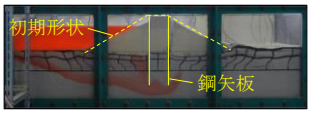
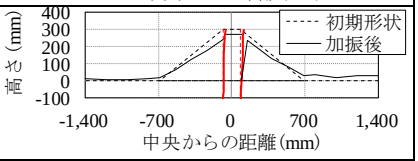
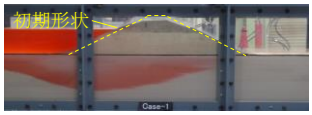
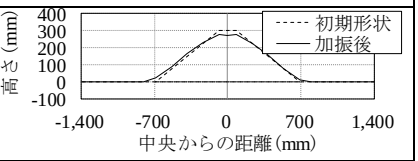
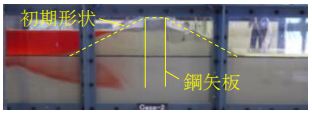
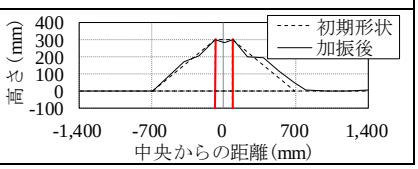
図-3.2.6 に，Case4，6 の鋼矢板の加振中に最大曲げひずみが発生した時点と加振後の曲げひずみ

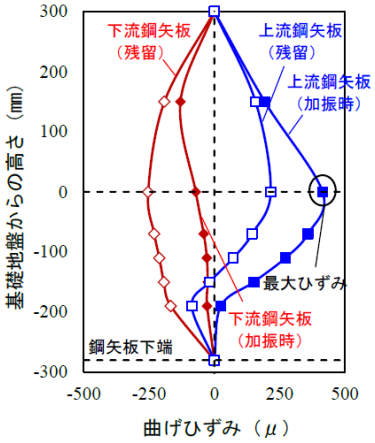
分布を示す．Case4 では，各列の鋼矢板が堤体外側に向かって凸になるように変形した．これは海岸堤防を対象とした既往実験と類似する傾向であるが，既往実験では上下流の鋼矢板の曲げひずみの絶対値は同程度となる傾向が確認されているのに対し，本実験では上流側鋼矢板の曲げひずみが下流側鋼矢板より小さくなる傾向が確認された．これは，貯水から堤体に静水圧と動水圧が作用することで，上流側鋼矢板の堤体外側への変形が抑制されたため，相対的に下流側鋼矢板の曲げひずみが大きくなったものと考えられる．また，Case6 では加振中に各列の鋼矢板が同一の方向に傾斜する変形が生じていた．Case6 では液状化層が存在せず，堤体の応答加速度が減衰されず慣性力の影響が相対的に大きくなったためこのような傾向が得られたと考えられる．以上の結果から，鋼矢板二重式工法により堤体を補強することで，堤体の沈下量及び水圧による水平変位が抑制されること，液状化発生箇所の違いにより鋼矢板の変形挙動が変化することが確認された．

表-3.2.3　各ケースの堤体天端の中心の残留変位

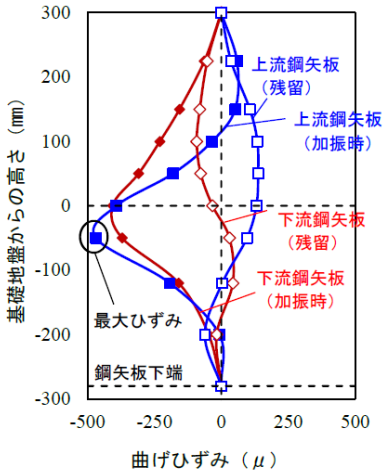
	対象箇所	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
沈下率（%）	堤体天端	19.3	21.3	20.0	7.3	7.7	4.3
鉛直変位（mm）	堤体天端	58	64	60	22	23	13
	鋼矢板天端	-	-	1	1	1	1
水平変位（mm）	堤体天端	63	40	100	27	3	6
	鋼矢板天端	-	-	40	27	-	9

表-3.2.4　各ケースの残留変形状態

	残留変形（写真）	残留変形（手計測）
Case1		
Case2		
Case3		
Case4		
Case5		
Case6		



(A) Case4



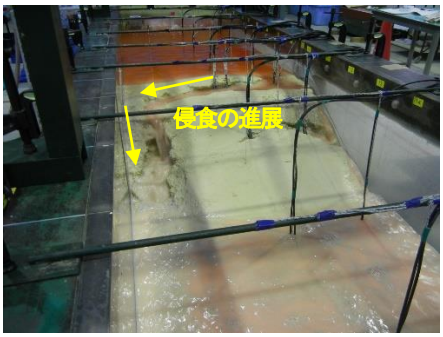
(B) Case6

図-3.2.6　鋼矢板の曲げひずみ

3.3　越流に対する鋼矢板の補強効果

上記の実験の加振後の堤体を対象として簡易的な越流実験を実施した. 各ケースで加振終了後に堤体と基礎地盤の間隙水圧の変動や水面の揺動が収まったことを確認し, 土槽への供給水量を増加させて堤体を越流させた. 実験時には単位時間当たりの給水量と排水量を計測した.

越流実験の状況を**図-3.3.1** に示す．ここでは無対策の Case1，鋼矢板二重式工法を模擬した Case6 を取り上げる．Case1 では, 加振時に発生した堤体天端のクラックに貯水が流入し，その直後にクラックを起点として堤体の侵食が発生し, 堤体延長方向に侵食範囲が広がり破堤した. クラックへの流入を起点として侵食が進展する挙動は過去の豪雨による被災事例からも確認されており, 本実験ではため池における越流の特長を再現できていると考えられる. Case6 では堤体の下流側法面が侵食されたが，鋼矢板が残存し，クラックの進展を遮断することにより破堤が防止された．この結果は，越流により堤体の下流側法面の侵食が進んだ場合であっても, 鋼矢板壁の自立に必要な受働土圧を見込める根入れ長が確保されていれば, 越流時にも鋼矢板壁の安定性が確保されると判断される. 越流実験時の給水量と排水量の関係を**表-3.3.1** に示す．Case1．2，5 では排水量が給水量の約 2 倍となっており, 侵食の進展に伴い越流水量が増加した．一方，Case3，4，6 では給水量と排水量が概ね同一となったことから，鋼矢板天端高さから溢れた分の貯水のみが越流したと推測され, 越流水量が最小限に留められたことが分かる.



(A)　Case1（無対策）

(B)　Case6（鋼矢板二重式工法）

図-3.3.1　越流実験の様子

近年は，越流に対して最終的に破堤するとしても，地域住民の避難時間を稼ぐことができる「粘り強い構造」が求められており，鋼矢板による堤体の補強はその概念に合致する対策である．ただし, 本実験では相似則をあくまでも加振実験を対象として設定したこと, 堤体の飽和度や下流側法面勾配などが考慮されていないことなどの課題がある. 鋼矢板二重式工法により補強した堤体の越流対策効果をより正確に評価するためには，これらの点を再考する必要がある,

表-3.3.1　越流実験の給水量と排水量

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
給水	25～27				31～33	
排水	53	51	27	27	77	38

3.4　堤体のすべり破壊に対する鋼矢板の耐震補強効果

図-3.4.1 に検討対象断面を示す．本実験では地震による被害発生率の高い堤体断面として，堤高約 14.5m，上流側法面勾配 1:1.7，下流側法面勾配 1:1 の堤体を想定した．模型サイズは実大スケールの約 1/35 である.

表-3.4.1 に実験ケースと地盤条件を示す. 当初計画では Case1 と Case3 のみを実施することとしていたが, Case1 では後述のように加振前の浸透実験において浸透破壊が発生したため, Case2 を追加するとともに，Case2，3 の堤体の締固め度を Case1 に比べて約 5%増加させた.

実験手順，地盤作成方法，相似則は 3.2 節で示した加振実験と同様である．加振波形は**図-3.4.2** に

示す南海トラフ地震波形（陸側ケース EW 波）とした．Case2 では遮水シートとして厚さ 0.1mm のビニールシートを用いた．浸透実験ではビニールシートを上流側法面の全面に敷設し，端部を土槽とビニールテープで固定した．堤体の加振方向の変形がビニールシートに拘束されないよう，加振直前にビニールシートを外した．

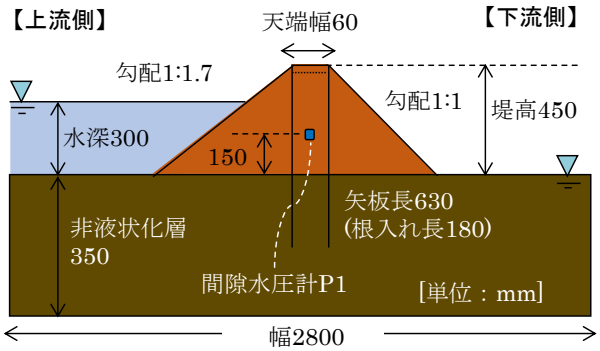


図-3.4.1　検討対象断面

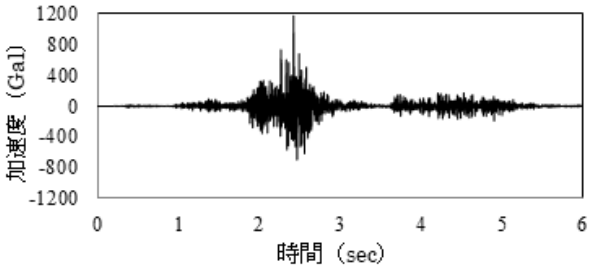


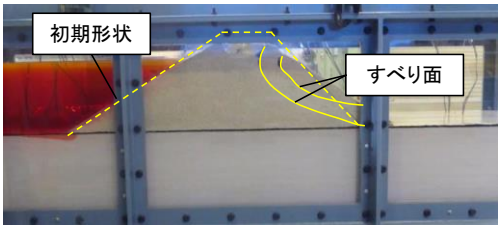
図-3.4.2　地震波形

表-3.4.1　実験ケースと地盤条件

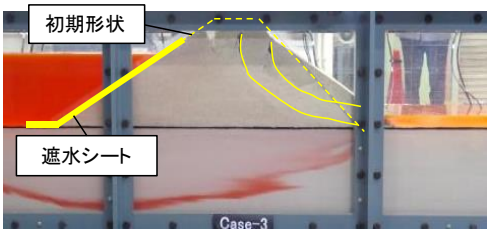
	対策工	堤体		非液状化層	
		湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	締固め度 D_C (%)	湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	締固め度 D_C (%)
Case1	無対策	15.7	84.7	19.7	97.8
Case2	遮水シート	16.9	89.5	19.6	97.6
Case3	鋼矢板二重式工法	16.6	89.5	19.7	97.2

各ケースの残留変形状態を図-3.4.3 に示す．Case1 では，加振前の浸透実験において貯水位が 300mm に達した後，堤体の下流側法面で浸透破壊が発生した．最初に下流側法面で小さなすべりが発生し，その後連続的に堤体天端を含む深いすべりが発生した．Case2 では，堤体の締固め度を Case1 に比べて約 5%増加させたこと，遮水シートにより貯水の堤体への浸透を抑制したことから浸透破壊は発生しなかった．加振実験では，加振開始直後に堤体の下流側法面ですべり破壊が発生し，その後連続的に堤体天端を含む深いすべりが発生した．それぞれのすべり線の位置は Case1 とほぼ同一であった．Case3 でも，堤体の締固め度を Case1 に比べて約 5%増加させたことにより加振前の浸透破壊は発生しなかった．加振時には堤体の上下流の法面で若干の変形が生じたが，すべり破壊は発生せず，堤体は元の形状を概ね保った．

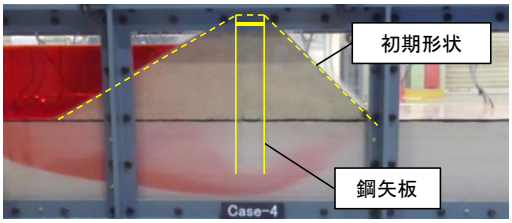
図-3.4.4 に，Case3 の鋼矢板の残留曲げひずみ分布，及び加振中の曲げひずみの最大値が発生した時点の曲げひずみ分布を示す．曲げひずみの最大値は，下流側鋼矢板の地表面から高さ 150mm の箇所で発生した．下流側鋼矢板の曲げひずみが上流側鋼矢板に比べて大きくなった理由として，上流側鋼矢板の堤体外側への変形が



(A) Case1



(B) Case2



(C) Case

図-3.4.3　残留変形状態

貯水からの静水圧と動水圧の作用により低減されたこと，下流側法面が上流側法面に比べて急勾配であり，下流側法部からの地盤反力が相対的に小さくなったこと，が考えられる．**図-3.4.5** に鋼矢板のせん断力分布を示す．下流側鋼矢板に作用するせん断力分布は基礎地盤表面から高さ約 180mm で負値から正値に変化した．Case1 と Case2 で発生した堤体天端を含むすべり線と，下流側鋼矢板の設置位置との交点高さが約 170mm であり，せん断力分布の変曲点の高さと近いことから，鋼矢板のせん断剛性によりすべり破壊が抑制されたと考えられる．

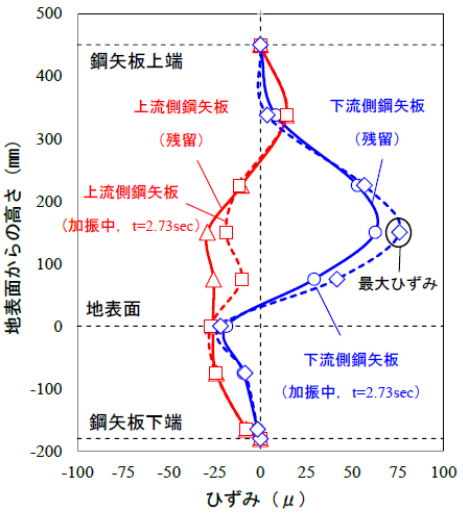


図-3.4.4　鋼矢板の曲げひずみ分布

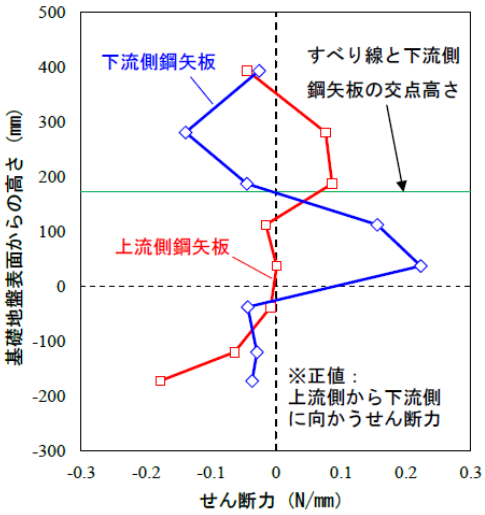


図-3.4.5　鋼矢板のせん断力分布

3.5　堤体と鋼矢板に作用する動水圧の評価

本実験では，貯水から堤体に作用する動水圧と，上流側法部に浸透した貯水（間隙水）から堤体内の鋼矢板に作用する動水圧を計測する．間隙水から作用する動水圧には，**図-3.5.1** に示すように，堤体の有効応力低下に寄与する過剰間隙水圧としての成分と，地震動に伴う慣性力としての成分を含む．ここでは前者を「不可逆成分」，後者を「繰返し成分」と称する．各成分の大きさは堤体の透水性に応じて変化すると考えられることから，本実験では後述するように堤体の透水性に着目してケースを設定した．

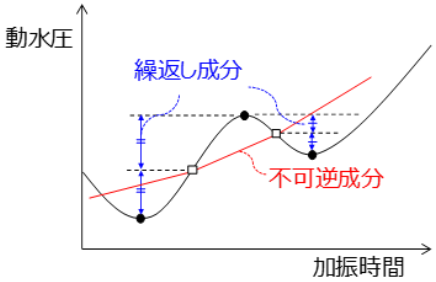


図-3.5.1　地盤内の動水圧の模式図

図-3.5.2 に検討対象断面を示す．本実験では 3.2 節で示した振動台模型実験と同一の堤体断面を基本とする．水深方向の動水圧分布を細かく計測するため，模型サイズは実大スケールの約 17 分の 1 とし，半断面の堤体を対象とした．

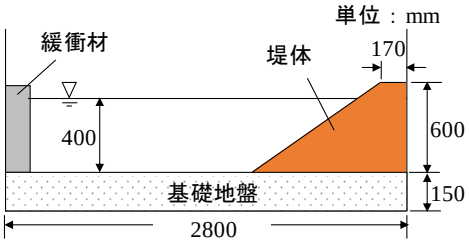


図-3.5.2　検討対象断面

地盤材料として，基礎地盤はケイ砂 7 号とし，堤体材料は 3.2 節の堤体材料 A（以下，低透水材料と称する）に加え，砕石 7 号，ケイ砂 7 号，カオリン粘土を乾燥比重量 8:1:1 で配合した堤体材料 C（以下，高透水材料と称する）を新たに用いた．基礎地盤は相対密度 90%を上回る密な条件を目標として水中落下法で作製し，堤体は相対密度 75%程度の緩い地盤となるよう作製した．

表-3.5.1　実験ケース

	堤体材料	堤体の相対密度 D_r (%)	法面勾配
Case1-a	不透水材料	-	1:2
Case1-b	不透水材料	-	1:1.5
Case2	高透水材料	73.3	1:2
Case3	低透水材料	82.7	1:2

表-3.5.1 に実験ケースを示す．Case1-a, Case1-b は，堤体法面に作用する動水圧を評価するためのケースである．法面勾配以外の条件を単純化するため，鋼板を溶接して作製した剛な堤防模型を対象とした．Case1-a では 1:2 と標準的な法面

勾配を，Case1-b では 1:1.5 と急傾斜の法面勾配を設定した．ここで，Case2，3 は堤体内の補強壁に作用する動水圧を計測するためのケースである．Case2 では繰返し成分のみが発生する条件，Case3 では繰返し成分と不可逆成分の両方が発生する条件を想定し，Case2 では高透水材料，Case3 では低透水材料により堤体模型を作製した．Case2 と Case3 では土槽側壁を補強壁と仮定した．これは，動水圧が作用する構造物のたわみ量や固有周期に応じて動水圧分布が変化する可能性があるため，実験条件の単純化を図り，加振波形や材料の剛性の影響を受けにくい，理想化された剛な地中鉛直壁を設定したことによる．加振波形は，周波数 5Hz，20 波の正弦波とし，最大加速度を 0.5 m/s², 1.0 m/s²，2.0 m/s² と段階的に増加させて加振した．計測項目及び計測箇所は**図-3.5.3** に示す通りである．ただし，Case1-a，Case1-b では堤体を不透水としているため，間隙水圧計 P6～P14 は設置していない．

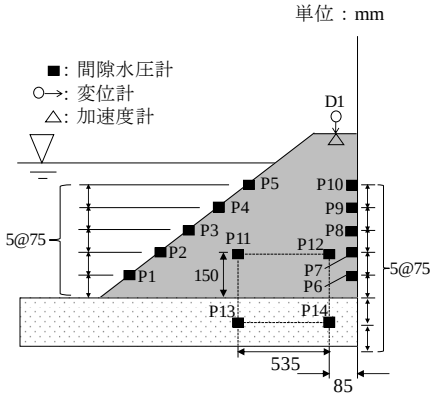
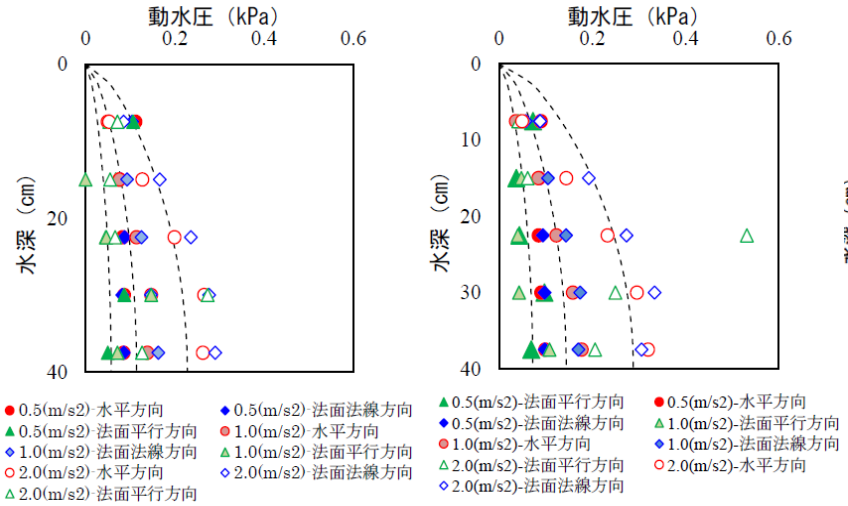


図-3.5.3　計測項目と計測箇所

(1) 堤体法面に作用する動水圧の評価

Case1-a と Case1-b で計測した堤体法面に作用する動水圧分布を**図-3.5.4** に示す．図中には Zanger の評価式に基づく予測値を点線で示した．また，各凡例の方向は間隙水圧計の受圧面方向を示している．加振加速度の最大値が 0.5 m/s² の場合，実験値と予測値が間隙水圧計の受圧面方向によらず乖離したが，これは計測される動水圧が小さく，本実験で使用した間隙水圧計のノイズの影響が相対的に大きくなったことによる．加振加速度の最大値が 1.0 m/s²，2.0 m/s² の場合は，間隙水圧計の受圧面方向が法面平行方向の場合を除き予測値と実験値が概ね一致した．**図-3.5.5** に，Case1-a で計測された動水圧に対する Case1-b の動水圧の比率を示す．水深 7.5cm の箇所では計測される動水圧が小さく，ノイズの影響により値がばらついたが，それ以外の計測箇所では水深や加振加速度によらず 1.0～1.2 倍程度となった．この結果から，水深や加振加速度によらず法面勾配が急であるほど動水圧が大きくなること，動水圧は加振加速度と概ね比例関係にあることが確認された．ため池堤体の法面勾配は 1:2～1:1.5 の範囲に収まるものが多く，本試験結果から，堤体法面に作用する動水圧分布は既往の評価式により推定可能であることが確認された．



(A) Case1-a　　(B) Case1-b

図-3.5.4　堤体法面に作用する動水圧

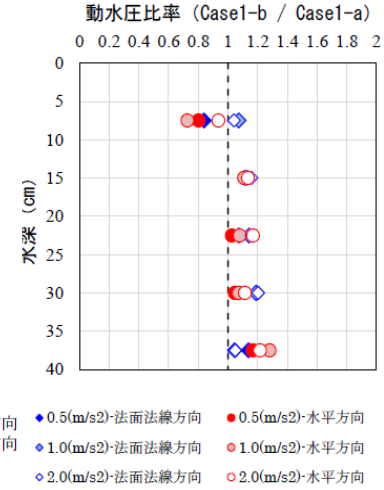


図-3.5.5　Case1-a，1-b の動水圧の比較

(2) 堤体内部の補強壁に作用する動水圧の評価

図-3.5.6 に，Case2 と Case3 で計測した動水圧時刻歴の一例を示す．Case2 では加振時間の経過によらず，概ねゼロを中心として増減を繰り返したのに対して，Case3 では振幅中心が加振時間の経過に伴い増加した．この結果から，Case2 では堤体を高透水材料により作製したため，加振中も排水条件に近い状態となり，繰返し成分のみが発生したと考えられる．一方，Case3 では堤体を低透水材料により作製したため，加振中は非排水条件に近い状態となり，ダイレイタンシーの影響により不可逆成分が発生したと考えられる．各成分の計測結果を図-3.5.7 に示す．図-3.5.7(A) より，Case2 では水深の増加に伴い繰返し成分が増加し，水深 20cm 以上の範囲では加振加速度と繰返し成分が概ね比例した．一方，図-3.5.7(B) の Case3 では加振加速度の最大値が 0.5 m/s² または 1.0 m/s² の場合は各計測点の動水圧が Case2 と大きな違いはないが，2.0 m/s² の場合には各計測点の繰返し成分が大きく増加した．これは，Case2 では過剰間隙水圧比が 0.01 程度と有効応力はほとんど低下しなかったのに対し，Case3 では過剰間隙水圧比が最大で 0.14 となり，有効応力が低下していたため，堤体の変形・緩みが発生したことで間隙水の土粒子骨格による拘束が弱まったことによると考えられる．

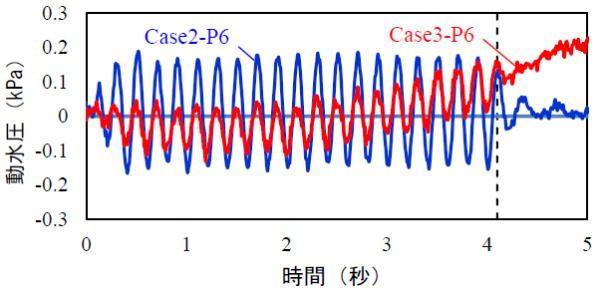
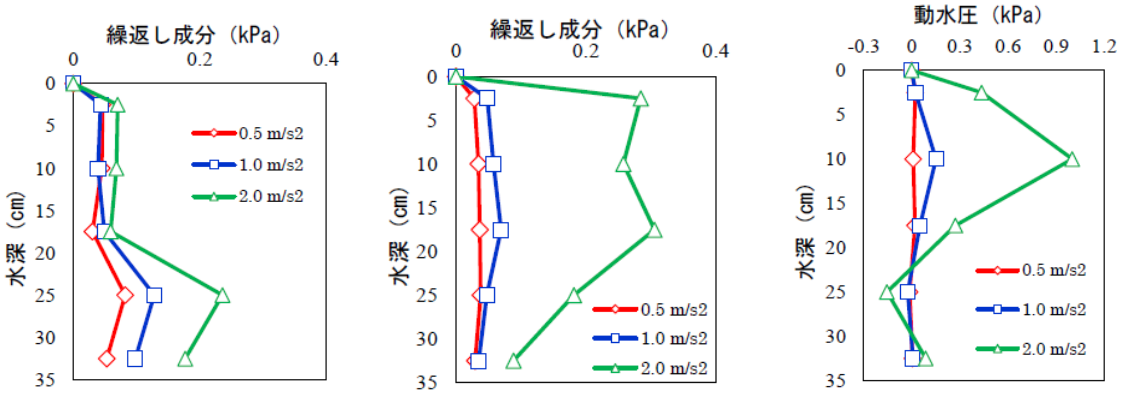


図-3.5.6　補強壁に作用する動水圧の計測結果例



(A) Case2・繰返し成分　(B) Case3・繰返し成分　(C) Case3・不可逆成分

図-3.5.7　各成分の水深方向分布

図-3.5.8 に，各ケースの合力の時刻歴を示す．加振波形は全てのケースで 20 波の正弦波としているが，図-3.5.8 ではこれを 5 波ずつ，4 段階に分けて示し，時間経過に伴う変化の傾向を整理した．加振加速度の最大値が 0.5 m/s² または 1.0 m/s² の場合，Case2，3 の繰返し成分はともに Case1-a の堤体法面に作用する動水圧を下回った．加振加速度の最大値が 2.0 m/s² の場合，Case2 では繰返し成分が加振加速度に概ね比例して増加したのに対し，Case3 では Case1-a，2 を上回り急増した．加振加速度が小さい範囲では

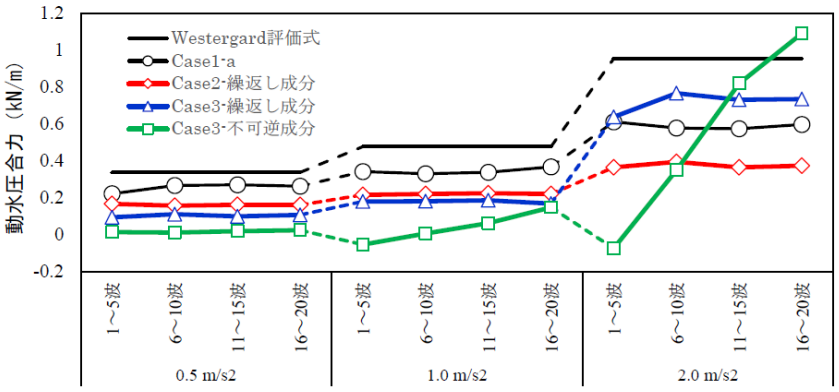


図-3.5.8　各成分の合力の時刻歴

間隙水が土粒子骨格に拘束されることにより繰返し成分が加振時間によらず概ね一定値となっていたが，加振加速度が 2.0 m/s² の場合は加振に伴う堤体の変形・緩みが発生したことにより間隙水の拘束が弱まり繰返し成分が増加したと推測される．Case3 の不可逆成分は加振加速度が 0.5 m/s²，1.0 m/s² の場合は比較的小さかったが，2.0 m/s² の場合の最大値は 1.0 m/s² の場合の約 8 倍となり，1.0 m/s²～2.0 m/s² の範囲を境界として急増した．

以上の結果から，上流側法部に浸透した貯水から堤体内の補強壁に作用する動水圧は繰返し成分と不可逆成分に分けられ，その比率や大きさは堤高や堤体材料，透水性に依存することが明らかとなった．加速度振幅の大きな地震動が発生すると，堤体土が補強壁より上流側に存在する場合であっても，上流法部の緩みや変形に伴う繰返し成分の増加，及び加速度振幅の増加に伴う不可逆成分の卓越により，補強壁には大きな動水圧が作用することになり，動水圧の影響は無視できない．鋼矢板は遮水性を有する補強壁であるので，下流側の範囲への貯水の浸透が遮断され，動水圧の発生により過大な外力の発生や堤体の変形・沈下の発生箇所を補強壁よりも上流側に限定させることが可能となる．十分な剛性・耐力及び遮水性を有する補強壁を堤体内に配置することにより，堤体の健全性を保つことが可能になると考えられる．

第 4 章　貯水が堤体と鋼矢板の地震時挙動に及ぼす影響の評価

4.1　研究の概要

第 3 章では，貯水をモデル化し，堤体への貯水の浸透に鋼矢板が及ぼす影響や，堤体と鋼矢板に作用する動水圧の評価について述べた．ただし，模型実験のみでは実験条件が限定的である．加えて現状の実験では，貯水の堤体への浸透については，①鋼矢板の遮水性により地下水位が低下して堤体内の飽和域が縮減することによる堤体の沈下抑制効果と，鋼矢板の剛性により締切内地盤の変形を拘束することによる堤体の沈下抑制効果が分離できない，②動水圧と静水圧が分離できず，静水圧に動水圧が加わることで生じる付加的な影響を考慮できないといった課題がある．これらの課題を解決するため，振動台模型実験結果と比較した，浸透流解析及び有効応力解析を行った．

第一に，堤体内の地下水位が堤体と鋼矢板の地震時挙動に及ぼす影響について，鋼矢板の遮水性を考慮したケースと考慮しないケースを比較し，堤体の沈下抑制に対して鋼矢板の遮水性と剛性がそれぞれどの程度寄与しているかを評価した．

第二に，地震時の動水圧が堤体と鋼矢板の地震時挙動に及ぼす影響について，動水圧の有無及び鋼矢板による補強の有無をパラメータとして，静水圧のみを考慮する場合と動水圧も考慮する場合を比較し，堤体や鋼矢板の変形挙動にどのような差異が生じるかを分析した．

4.2　堤体内の地下水位の影響

振動台模型実験で，堤体または基礎地盤の液状化に着目した堤体断面を対象として，初期応力解析，動的応答解析を実施した．解析コードは，液状化パラメータを細かく設定できる LIQCA2D とした．また，堤体の地下水位分布はあらかじめ 2 次元定常浸透流解析を実施して設定した．

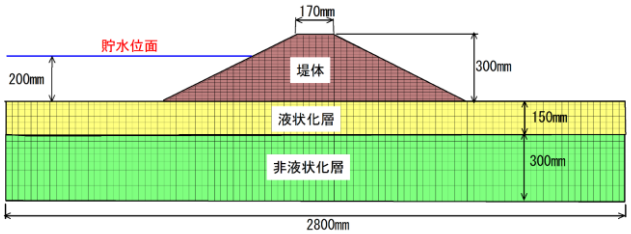


図-4.2.1　解析モデル

解析モデルを図-4.2.1 に示す．土槽の条件を模擬するため，底面は固定境界，側面は水平変位固定，鉛直ローラーとしている．鋼矢板は弾性ビーム要素でモデル化し，地下水位以深で飽和材料，地下水位以浅で乾燥材料を指定した．堤体及び液状化層は砂の繰返し弾塑性モデル，非液状化層は RO モデルによりモデル化した．

解析ケースを表-4.2.1に，シリーズAの各ケースの断面を図-4.2.2に示す．シリーズBは，シリーズAにおいて基礎地盤に存在する液状化層が非液状化層に置き換わった条件とした．シリーズAでは，CaseA-1及びCaseA-2は振動台模型実験の再現解析に該当するケース，CaseA-3は鋼矢板の遮水性のみを考慮して，堤体内の地下水を基礎地盤表面まで低下させたケース，CaseA-4は鋼矢板の剛性のみを考慮して，CaseA-1と同じ堤体内地下水位を設定したケースである．

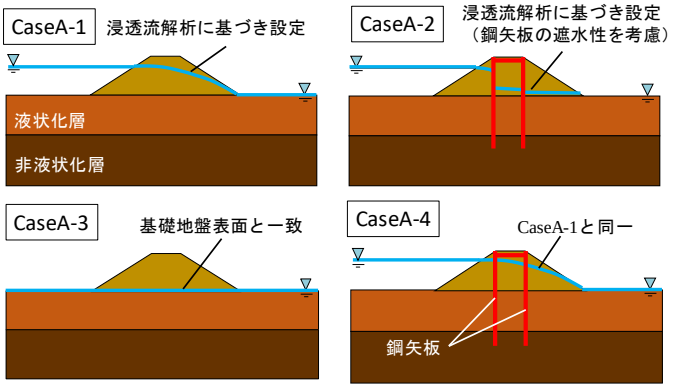


図-4.2.2　シリーズAの断面と地下水位分布

表-4.2.1　解析ケース

	ケース	対策工	堤体内地下水位
シリーズA	CaseA-1	なし	浸透流解析結果に基づく
	CaseA-2	鋼矢板二重式工法	浸透流解析結果に基づく
	CaseA-3	なし	基礎地盤表面高さ
	CaseA-4	鋼矢板二重式工法	CaseA-1と同様
シリーズB	CaseB-1	なし	浸透流解析結果に基づく
	CaseB-2	鋼矢板二重式工法	浸透流解析結果に基づく
	CaseB-3	なし	基礎地盤表面高さ
	CaseB-4	鋼矢板二重式工法	CaseB-1と同様

(1)　基礎地盤が液状化するケース（シリーズA）

図-4.2.3にCaseA-1～CaseA-4の加振終了時の過剰間隙水圧比コンターを，図-4.2.4に各ケースの堤体天端中心の残留沈下量を示す．CaseA-1とCaseA-3を比較すると，CaseA-3では地下水位が基礎地盤表面まで低下したにも関わらず，堤体天端の沈下量は1%しか低下していない．すなわち，基礎地盤が液状化する場合，鋼矢板の遮水性は堤体の沈下量の低減にほとんど寄与しないと考えられる．

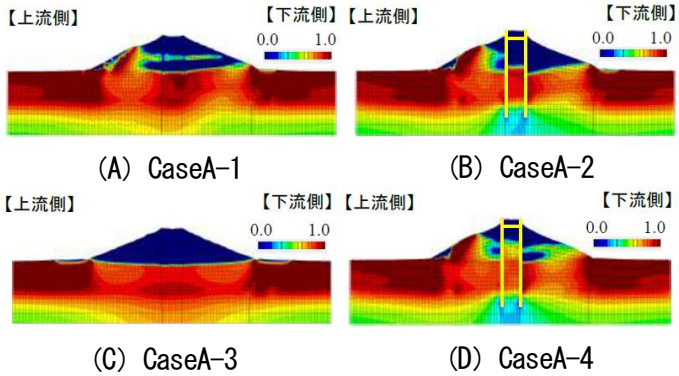


図-4.2.3　加振終了時の過剰間隙水圧比コンター

鋼矢板の剛性が堤体の沈下量に及ぼす影響に着目すると，CaseA-2の堤体の沈下量はCaseA-1に比べて約70%低下し，鋼矢板の沈下量は1mmであり，CaseA-2とCaseA-4では堤体の沈下量はほぼ同一であった．つまり，基礎地盤が液状化するような条件では，鋼矢板による堤体の沈下抑制効果は鋼矢板の剛性によってのみ発揮された．これは，基礎地盤に液状化層が存在する場合，液状化層の側方流動により基礎地盤が水平方向に流動した

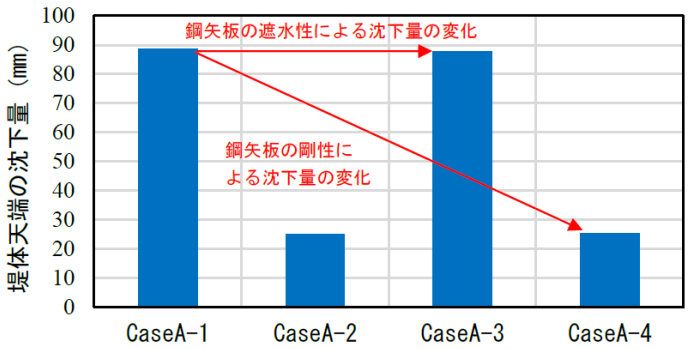


図-4.2.4　各ケースの堤体天端中心の残留沈下量

部分に堤体が沈下する挙動が支配的であり，堤体材料の強度や剛性ではなく基礎地盤の変位量に依存するためと考えられる．

② 堤体が液状化するケース（シリーズ B）

図-4.2.5 に CaseB-1～CaseB-4 の加振終了時の過剰間隙水圧比コンターを，**図-4.2.6** に各ケースの堤体天端中心の残留沈下量を示す．CaseB-1 では堤体の上流側を中心に液状化が発生したのに対し，CaseB-3 では堤体内の地下水位が基礎地盤表面まで低下したため堤体で液状化が発生せず，堤体の沈下量が約 5 割に低減された．この結果から，堤体内の地下水位が低下し飽和域が縮減したことにより堤体の沈下量が低減されたと考えられる．これらの解析ケースで，基礎地盤が密な条件であるにも関わらず基礎地盤で液状化が発生した理由は，厳しい加振条件を設定したことによる．以上の結果から，主に堤体が液状化する条件では，鋼矢板の遮水性が堤体の沈下抑制に寄与することが明らかとなった．

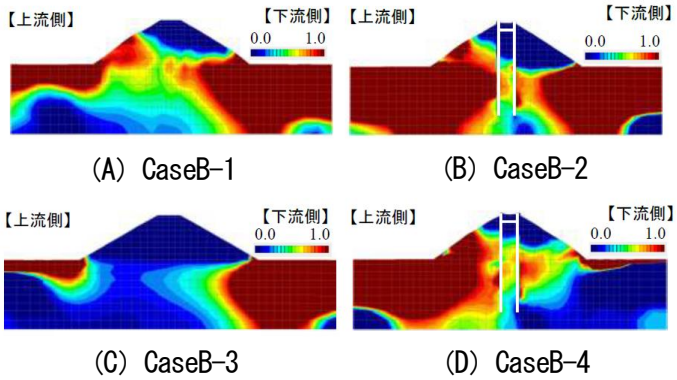


図-4.2.5 加振終了時の過剰間隙水圧比コンター

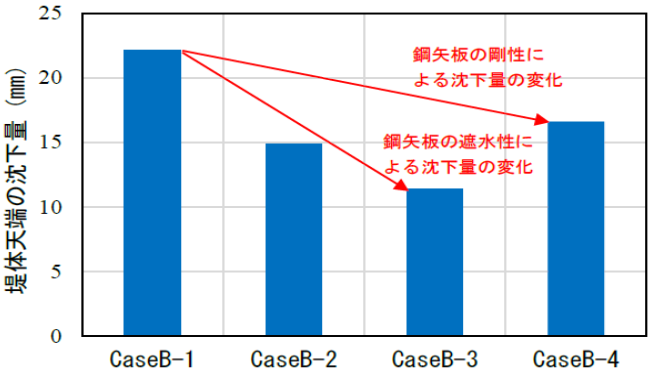


図-4.2.6 各ケースの堤体天端中心の残留沈下量

堤体天端の中心の沈下量を比較すると，CaseB-4 の沈下量は CaseB-1 の 75%であり，堤体内の地下水位が同一であっても，鋼矢板の剛性をモデル化することにより堤体の沈下量が低減された．鋼矢板の剛性による堤体の沈下抑制効果は液状化発生箇所を問わず発揮されると判断できる．

谷池では基礎地盤が岩盤層など密な層である場合が多く，そのようなため池では堤体への貯水の浸透を遮断する対策工も，構造部材により地盤の変形を抑制する対策工も堤体の沈下抑制に寄与すると考えられる．鋼矢板二重式工法をため池に適用する際には，鋼矢板壁の剛性に加えて，鋼矢板壁の遮水性を考慮しながら堤体内の地下水位分布を適切に評価することで，堤体と鋼矢板の地震時挙動を正確に予測できると考えられる．

4.3 地震時の動水圧の影響

振動台模型実験で，基礎地盤が液状化した場合に水圧による堤体の水平変位が卓越したことから，本項では基礎地盤に液状化層が存在する実験ケースを基本とする．解析コードは，付加質量を考慮した動水圧をモデル化できる流体要素が組み込まれた FLIP2D（バージョン 7）とした．解析モデルを**図-4.3.1** に示す．本解析では，静水圧は上流法面の節点荷重としてモデル化し，動水圧は流体要素によりモデル化した．メッシュは 4.2 節で示したモデルと同一とした．

解析ケースを**表-4.3.1** に示す．Case1～Case4 は，貯水から堤体に作用する動水圧の有無と対策工に着目した．Case5 と Case6 は，振動台模型実験の築堤過程（①鋼矢板模型設置，②基礎地盤作製，③締切内地盤作製，④堤体法部作成及び貯水）を模擬したケースであり，築堤過程の影響に着目した．堤体内の地下水位は，振動台模型実験に基づく浸透流解析結果から設定した．

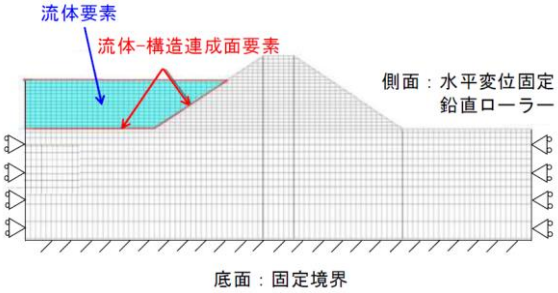


図-4.3.1　解析モデル

表-4.3.1　解析ケース

	対策工	動水圧	築堤過程
Case1	無対策	なし	1 段階
Case2		あり	
Case3	鋼矢板二重式工法	なし	
Case4		あり	
Case5		なし	5 段階
Case6		あり	

図-4.3.2 に，Case1，2 の残留変形図を示す．図中には模型実験の加振前の初期形状と加振後の残留変形を併記した．Case2 では動水圧をモデル化しており，Case1 と異なり堤体の下流側に向かう水平変位が再現されている．Case1，2 の加振終了時の過剰間隙水圧比分布を図-4.3.3 に示す．Case2 では上流法面の表層付近で液状化の発生が抑制されている．これは，動水圧による上流法面の側方圧の上昇に伴い，上流法面の拘束圧が増加して，加振中も有効応力が維持されたためと考えられる．

図-4.3.4 に，Case3，4 の残留変形図を示す．図-4.3.4(B)は図-4.3.4（A）の鋼矢板の残留変形を異縮尺で示したものである．Case3 では実験結果と異なり各列の鋼矢板の天端が上流側に向かって傾斜したのに対し，Case4 では実験結果と同様に鋼矢板の天端が下流側に向かって傾斜し，残留変位もほぼ一致した．このように鋼矢板の傾斜方向が異なるのは，堤体の上流側法部の有効応力低下に伴い上流側鋼矢板に作用する地盤反力が低下することによる上流側に傾斜する挙動と，下流に向かって作用する動水圧により下流側に傾斜する挙動が生じたためであり，それぞれの作用の大きさにより傾斜方向が変化するためと考えられる．

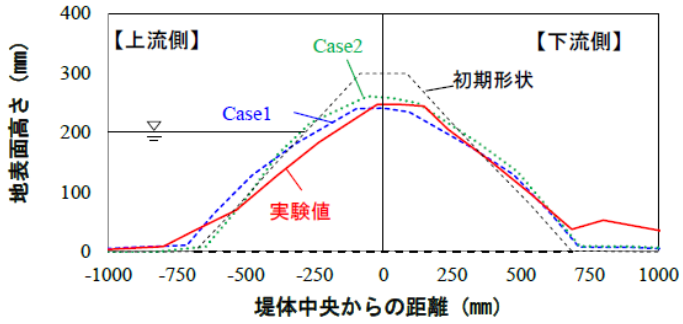


図-4.3.2　残留変形（Case1，2）

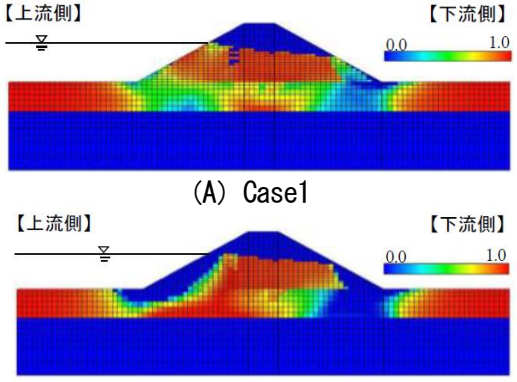
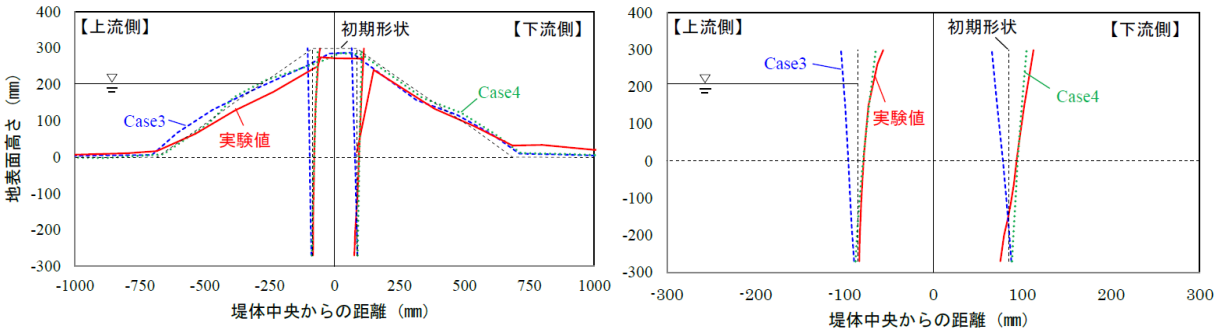


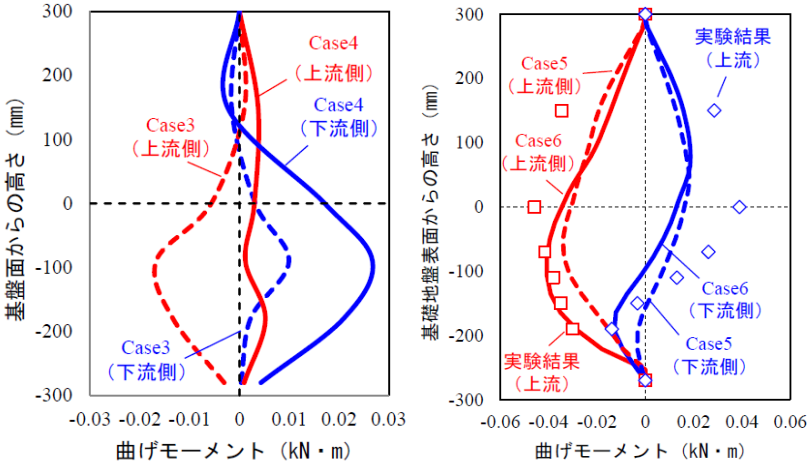
図-4.3.3　加振終了時の過剰間隙水圧比



(A) 全体　　(B) 鋼矢板のみ

図-4.3.4　残留変形（Case3，4）

Case3～Case6 の鋼矢板の残留曲げモーメントを図-4.3.5 に示す．Case4 では上下流いずれの鋼矢板についても曲げモーメント分布形状が Case3 に類似するが，深度方向に亘り正値側にずれるように遷移している．これは上流側鋼矢板で発生した，堤体の外側に凸になるような変形が動水圧により抑制され，下流側鋼矢板の変形がそれに伴い増加したためと考えられる．Case5, 6 では各列の鋼矢板が堤体外側に向かって凸になるような変形が Case3，4 に比べて大きくなり，実験結果ともある程度整合している．これらのケースの堤体や鋼矢板の変形挙動は Case3，4 とほぼ同様であった．以上の結果から，動水圧を考慮することで堤体や鋼矢板の地震時の変形挙動をより精緻に再現できること，鋼矢板の変形挙動の再現には築堤過程の模擬も重要であると判断される．



(A) Case3, 4　　(B) Case5, 6

図-4.3.5　曲げモーメント分布（Case3～Case6）

第５章　堤体内の地下水位分布の調査と浸透流の挙動の解明

5.1　研究の概要

本章では，2018 年度に鋼矢板二重式工法で耐震補強された実ため池を対象に，堤体内の地下水位の分布を調査し，浸透流の挙動を分析した結果について述べる．既往の模型浸透実験や振動台模型実験では，鋼矢板を堤体内部に配置した場合，無対策の場合に比べて地下水位が低くなることが示された．ただし，これらの模型実験はあくまでも単純化された地盤条件や模型を対象としており，実際には堤体の材料特性や地層構成，鋼矢板打設に伴う鋼矢板近傍の地盤性状の変化など，堤体内の地下水位分布には様々な要因が影響する．

本章では，はじめに 2 次元定常浸透流解析により常時満水位時を対象として鋼矢板打設前後の堤体内の地下水位の分布を評価した上で，鋼矢板二重式工法が適用された実ため池の 地下水位観測結果をまとめた．続いて，堤体内への地山からの地下水流入やその程度を含有イオン濃度分析により検証した．

5.2　観測したため池の概要

各ため池の所在地を図-5.2.1 に示す．

A 池は，堤高 14m，貯水量約 21,000m³ と比較的規模の大きなため池である．堤体土は粘性土質砂質礫，基礎地盤は泥質片岩から構成される．貯水は下流側に位置する寺家集落で主に利用されており，堤体が決壊した場合の浸水想定範囲が寺家集落に及ぶ可能性が高く，防災重点ため池に指定された．堤体の補強工事が計画された段階では土工や表面遮水工法等による補強が検討されていたが，盛土の捨て場の確保が難しいこと，ため池周辺の道路が狭隘で近隣住民への影響が懸念されたことなどから，鋼矢板二重式工法が採用された．工事は 2018 年から 2019 年にかけて実施された．堤体でボーリング調査を実施したところ，深

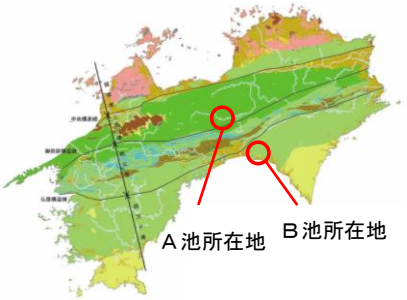


図-5.2.1　各ため池の所在地

度方向全体に亘りＮ値が 10 以下と緩い状態であったが，基礎地盤ではＮ値が 50 を上回った．鋼矢板の施工時にはアースオーガーによる掘削が行われた．

Ｂ池は，堤高 15m とハイダムに分類される規模の堤体を有し，貯水量は約 43,800m³ である．海岸線近くに位置し，周辺地域では施設園芸が営まれている．堤体下流側では漏水の発生が確認され，また堤体の耐震性能が不足していた．堤体の補強が計画された段階では，上流側法面に遮水シートを敷設し，上下流に押さえ盛土を築造する対策が検討されたが，周辺の農業用ハウスでほぼ年間を通じて利水が必要であること，受益地には代替水源がないことから，貯水を保持したまま施工することが可能な鋼矢板二重式工法が採用された．堤体でボーリング調査を実施したところ，深度方向全体に亘りＮ値が 20 未満と緩い状態であり，基礎地盤ではＮ値が 50 を上回った．工事は 2019 年に実施され，基礎地盤ではＡ池と同様にアースオーガーによる掘削が行われた．

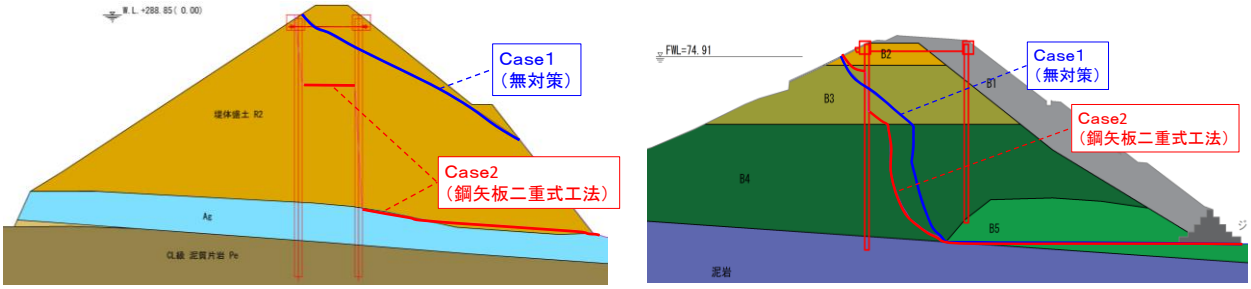
5.3　浸透流解析

解析ケースを**表-5.3.1** に示す．本解析では降雨は考慮せず，貯水が常時満水位で維持されている条件を想定した．上流側と堤体の初期水頭は貯水面，下流側の基礎地盤の初期水頭は地表面とした．鋼矢板設置箇所には既往研究に基づく換算透水係数を設定した．解析モデルの幅はそれぞれ堤体幅の 5 倍とした．Ａ池では堤体の透水係数を 8.50×10^{-5}m/s，基礎地盤の透水係数を 1.00×10^{-7}m/s とした．Ｂ池では堤体の透水係数を 9.02×10^{-4}m/s～2.38×10^{-7}m/s，基礎地盤の透水係数を 5.21×10^{-6}m/s とした．

表-5.3.1　解析ケース

	対象ため池	対策工
Case1	Ａ池	無対策
Case2		鋼矢板二重式工法
Case3	Ｂ池	無対策
Case4		鋼矢板二重式工法

浸透流解析から得られた各ため池の地下水位面を**図-5.3.1** に示す．Ａ池は堤体の透水係数が大きいため，無対策の Case1 では地下水位面が天端付近と高くなり，堤体の大半が飽和域となった．Case2 では鋼矢板の遮水性が発揮され，地下水位が鋼矢板間と下流側で Case1 に比べて低下した．Ｂ池では，Case3，4 ともに地下水位面が鋼矢板間で急激に低下する傾向が見られた．これは，下流側の法尻の透水係数が 9.02×10^{-4}m/s と他の層に比べて大きく，排水層の役割を果たすためと考えられる．また，鋼矢板打設前後で地下水位の分布は大きく変化しなかった．



(A) Ａ池　　(B) Ｂ池

図-5.3.1　各ため池の地下水分布

5.4　観測の概要

各ため池における観測項目，観測方法，観測間隔を**表-5.4.1** に示す．鋼矢板設置箇所を境界とした堤体内の地下水位の変化を明らかにするため，鋼矢板間及び堤体の下流側で堤体内の地下水位を計測した．さらに，浸透流路を判別するため，貯水，堤体内の地下水，地山の地下水を対象として水質検査を実施し，含有イオン濃度，pH，水温等を計測した．地下水位はボーリング孔にオールストレイナー仕上げの塩化ビニル管を設置し，その中に水位計を設置して計測した．各ため池の観測箇所の断面図を示す．いずれのため池においても，堤体延長方向の中心付近の，谷底が最も深い箇所を対象

として観測を実施した．

A 池では下流側鋼矢板が先行して打設され，B 池では上流側鋼矢板が先行して打設された．いずれのため池においても一列目の鋼矢板壁の打設が完了した後に観測を開始し，2019 年 4 月から 2021 年 3 月まで観測を行った．ただし，工事に支障がある場合は一時的に計測を中断したこと，計測機器の不具合が生じたことなどから一部期間では観測を中断した．

表-5.4.1　観測項目

観測項目	観測方法・機器	観測間隔
(1) 貯水位	貯水面下にメモリー式自記水位計（NetLG-001｜オサシ・テクノス製）を設置し，自動計測	1 回 ／ 時間
(2) 堤体内地下水位	ボーリング孔内のガイド管内にメモリー式自記水位計（NetLG-001｜オサシ・テクノス製）を設置し，自動計測	1 回 ／ 時間
(3) 降雨量	（気象庁公開データを利用）	1 回 ／ 時間
(4) 水質	ベーラータイプ採水器（宮本理研工業製）による採水及び水温・pH・臭気・含有イオン濃度等を分析	1 回のみ
(5) 鋼矢板変形分布	2 軸タイプの挿入型傾斜計（東京測器研究所製）による手動計測	1 回 ／ 月程度

5.5　観測結果

(1)　貯水位と堤体内の地下水位の経時変化

図-5.5.1 に，A 池の貯水位と堤体内の地下水位の計測結果を示す．A 池では施工期間中は抜水状態であったため，比較的強い降雨が発生した時のみ貯水位と堤体内地下水位が上昇した．湛水完了後は，貯水位・堤体中央（鋼矢板間）の地下水位，堤体下流の地下水位のいずれも概ね一定となった．また，湛水に伴い貯水位が上昇したが，堤体下流側では地下水位が変化せず，鋼矢板下端付近で安定した．

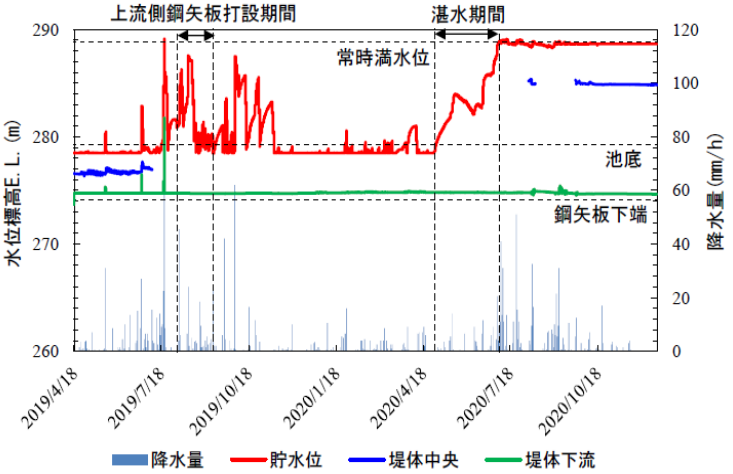


図-5.5.1　貯水位及び地下水位の観測結果

図-5.5.2 に，湛水完了後の 2020 年 9 月 11 日に計測された地下水位分布を，浸透流解析結果と合わせて示す．鋼矢板間では Case2 の結果と観測結果に大きな差はなかったが，上流側の鋼矢板近傍では観測された地下水位がやや高かった．下流法面付近では観測された地下水位は浸透流解析結果に比べて低位であった．無対策の Case1 と比較した場合，全体的に観測された地下水位は低く，鋼矢板の遮水性により堤体内の地下水位が低下したと考えられる．

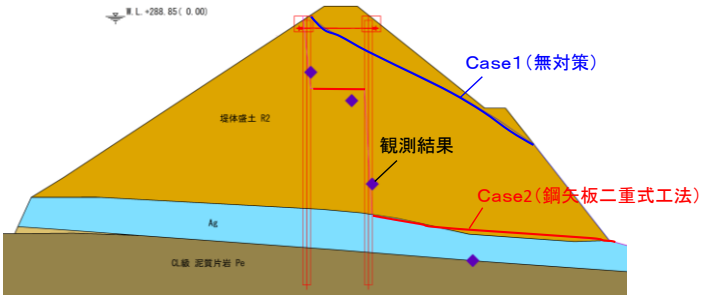


図-5.5.2　地下水位分布調査結果（A 池）

降雨発生時は，堤体の下流側法面からの漏水や，地下水位の上昇に伴う法面の浸透破壊やすべり破壊が懸念される．したがって，堤体の下流側では鋼矢板の遮水性により堤体内の地下水位の上昇を抑制する効果が期待される．**図-5.5.3** に，総降雨量が 30mm 以上の降雨が発生した期間を対象として，上流側鋼矢板の打設前後における，総降雨量と堤体下流側での地下水位上昇量の関係を示す．実際には降雨量のピークと地下水位上昇のピークには時間差があり，地下水位の上昇に寄与した分の降雨量のみを抽出するのが望ましいが，その定量的な評価が困難であることから，1 回の降雨発生における総降雨量と，降雨発生前に対する地下水位上昇量の最大値を代表値とした．

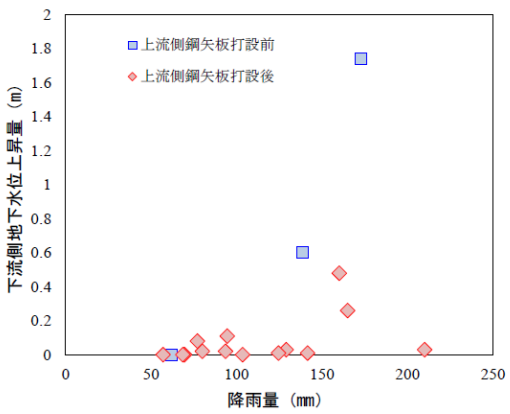


図-5.5.3　総降雨量と堤体下流側地下水位の上昇量（A 池）

上流側鋼矢板の打設前は総降雨量が 100mm を上回る降雨の発生時に 0.6～1.7m 程度の地下水位上昇が確認された．一方，上流側鋼矢板の打設後には総降雨量が 100mm～200mm の降雨が発生しても，地下水位上昇量は 0.7m 未満となり，地下水位上昇が抑制された．鋼矢板壁を 2 列打設することで，堤体下流側の地下水位上昇の抑制効果や漏水の防止効果が高くなったと考えられる．

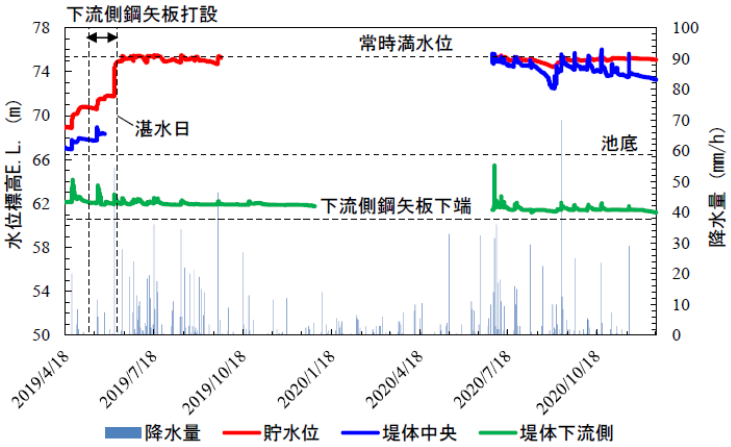


図-5.5.4　貯水位及び地下水位観測結果（B 池）

B 池についても同様の分析を実施した．**図-5.5.4** に，B 池の貯水位と堤体内の地下水位の計測結果を示す．B 池では施工期間中に貯水が一定量保持されていた．2020 年 6 月の計測再開後には貯水位が常時満水位付近で安定していたが，堤体中央及び堤体下流側では継続的に地下水位が変動していた．これは，堤体の透水係数が低く，降雨等による浸透水の排水に時間を要したことによると考えられる．

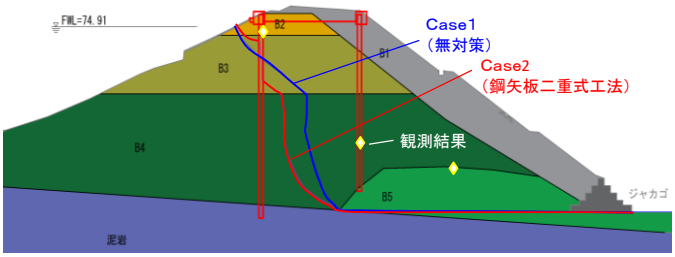


図-5.5.5　地下水位分布調査結果（B 池）

図-5.5.5 に，湛水完了後の 2020 年 9 月 11 日に計測された地下水位分布を，浸透流解析結果と合わせて示す．鋼矢板間では Case3，4 に比べて地下水位が高く，貯水位と概ね同じ高さとなった．堤体の下流側でも Case3, 4 に比べて地下水位が高かった．

図-5.5.6 に，総降雨量が 30mm 以上の降雨が発生した期間を対象として，下流側鋼矢板の打設前後における，総降雨量と堤体下流側での地下水位上昇量の関係を示す．下流側鋼矢板の打設前は，総降雨量 70mm 程度の降雨に対して 1.6～2.0m 程度の地下水位上昇が発生したのに対して，下流側鋼矢板の打

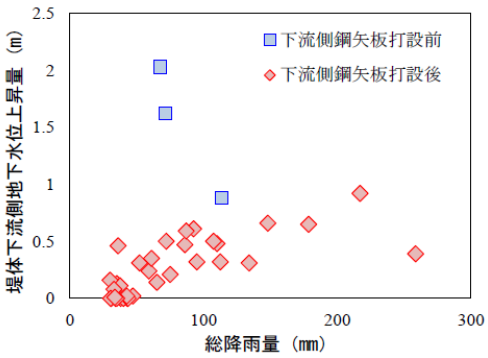


図-5.5.6　総降雨量と堤体下流側地下水位の上昇量（B 池）

設後には総降雨量が 200mm を超える降雨が発生した場合でも地下水位上昇量は 1.0m 未満であった．現地では工事前に堤体下流側で発生していた漏水が工事後に止まったことが確認された．これらの結果から，A 池と同様に，鋼矢板壁が 1 列のみ打設されている場合に比べて，2 列打設されることで堤体下流側の地下水位上昇や漏水の抑制効果が高まることが確認された．

各ため池で，鋼矢板間の地下水が浸透流解析結果に比べて高かった要因として，浸透流解析では考慮できていない浸透経路から水が流入したことが考えられる．具体的には，鋼矢板継手部からの貯水の浸透，鋼矢板下端からの貯水の回り込みに加えて，降雨の直接的な浸透や地山からの地下水流入などが考えられる．そこで，地山で地下水位調査を実施するとともに，貯水，堤体内の地下水，地山の地下水を対象とする水質検査を実施し，含有イオン濃度分析等に基づく浸透経路の検証を行った．

(2) 鋼矢板間の地下水の浸透経路の分析

A 池では左岸側は民有地のため右岸側のみで調査を実施した．両ため池で，地下水観測孔設置日（2020 年 3 月 25 日）及び水質検査実施日（2021 年 4 月 7 日）に地下水位を計測した．

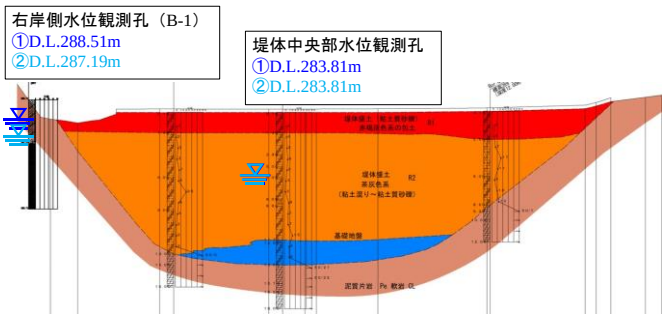


図-5.5.7　堤体延長方向の地下水位分布（A 池）

図-5.5.7 に A 池の堤体延長方向の地下水位分布を示す．各計測日では堤体中央の鋼矢板間の地下水位はほぼ変化しておらず，右岸側の地山では堤体中央に比べて地下水位観測孔設置日には約 3.4m，水質検査実施日には約 4.7m 高くなった．地山の地下水位が堤体の鋼矢板間の地下水位より高いため，鋼矢板間の地下水は地山からの地下水が浸透した可能性がある．

A 池の含有イオン濃度分析結果について，凡例を**図-5.5.8** に，分析結果を**表-5.5.1** に示す．貯水はいずれのイオンについても濃度が低く，特にカルシウムイオンはほとんど検出されなかった．一方，堤体中央，堤体下流側では炭酸水素イオンやカルシウムイオンの濃度が大きくなる傾向が見られた．右岸側地山では堤体天端及び下流側に比べて硫酸イオン濃度がやや小さいものの，ヘキサダイアグラムは類似する形状を示した．A 池の地山は泥質片岩層または砂質片岩層が分布しており，地下水は炭酸水素イオンやカルシウムイオンの濃度が相対的に高くなるため，堤体の地下水は地山の影響を受けていると考えられる．鋼矢板間の地下水には継手や上流側鋼矢板の下端から浸透した貯水も一定量含まれていると推測されるが，地山から流入した地下水が大部分を占めると考えられる．

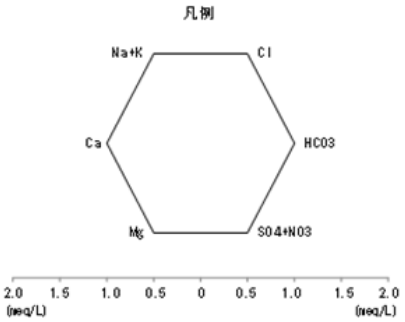
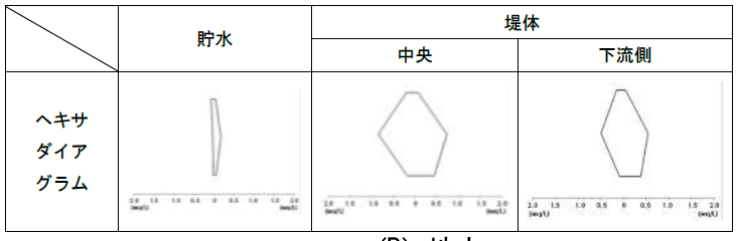


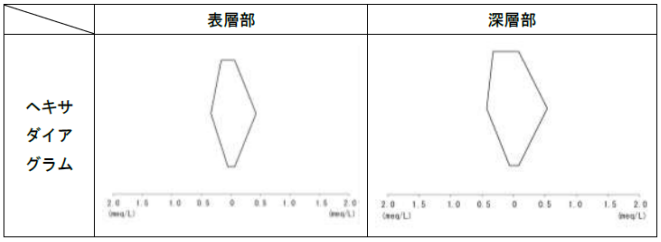
図-5.5.8　ヘキサダイアグラムの凡例

表-5.5.1　含有イオン濃度分析結果（A 池）

(A) 堤体及び貯水



(B) 地山



B 池では右岸・左岸の両方の地山で調査を実施した．

図-5.5.9 にB池の堤体延長方向の地下水位分布を示す．各計測日で，左岸側及び堤体の鋼矢板間では地下水位がほとんど変化しなかった．堤体の鋼矢板間の地下水は，左岸側地山の地下水位に比べて各計測日で約 1.5m 低くなり，右岸側地山の地下水位に比べて観測孔設置日は 1.2m，水質検査実施日には約 0.2m 低くなった．A 池と同様に，地山の地下水位が堤体の鋼矢板間の地下水位より高いため，鋼矢板間の地下水は地山からの地下水が浸透した可能性がある．

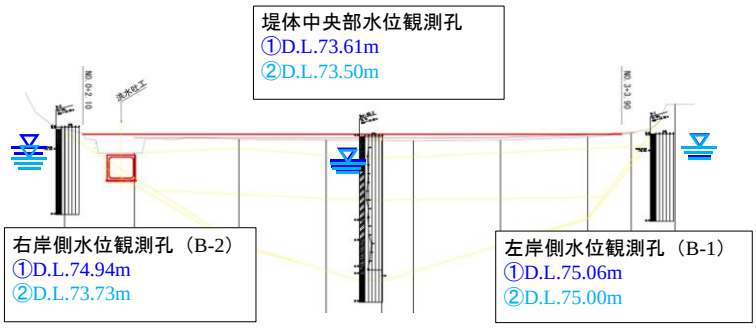
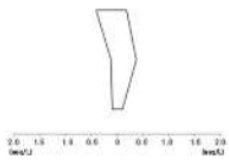
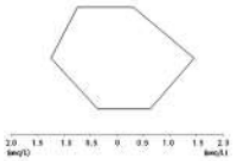
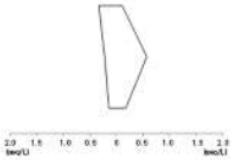


図-5.5.9　堤体延長方向の地下水位分布（B 池）

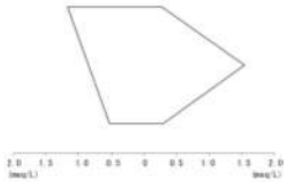
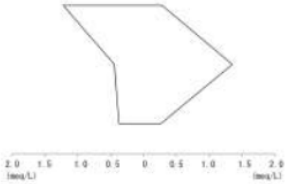
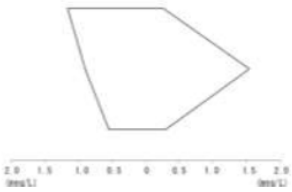
B 池の含有イオン濃度分析結果を**表-5.5.2** に示す．地山では右岸と左岸のいずれもカルシウムイオンを除く各イオンの濃度が同程度となり，炭酸水素イオンやナトリウムイオンが他の溶存イオンよりも多く含まれていた．B 池の地山部では At 層（砂岩，泥岩）または Am 層（玄武岩類，石灰岩）が分布しているため，塩化物イオンや硫酸イオンの濃度が高くなる傾向があることから，地山及び堤体中央の地下水は地山の影響を受けていると考えられる．堤体の地下水はカルシウムイオンの濃度を除いて地山の地下水と同様の傾向を示した．貯水に関してはいずれのイオン濃度も小さいため，鋼矢板間の地下水は地山から浸透した地下水であると考えられる．

表-5.5.2　含有イオン濃度分析結果（B 池）

(A) 堤体及び貯水

	貯水	堤体	
		中央	下流
ヘキサダイアグラム			

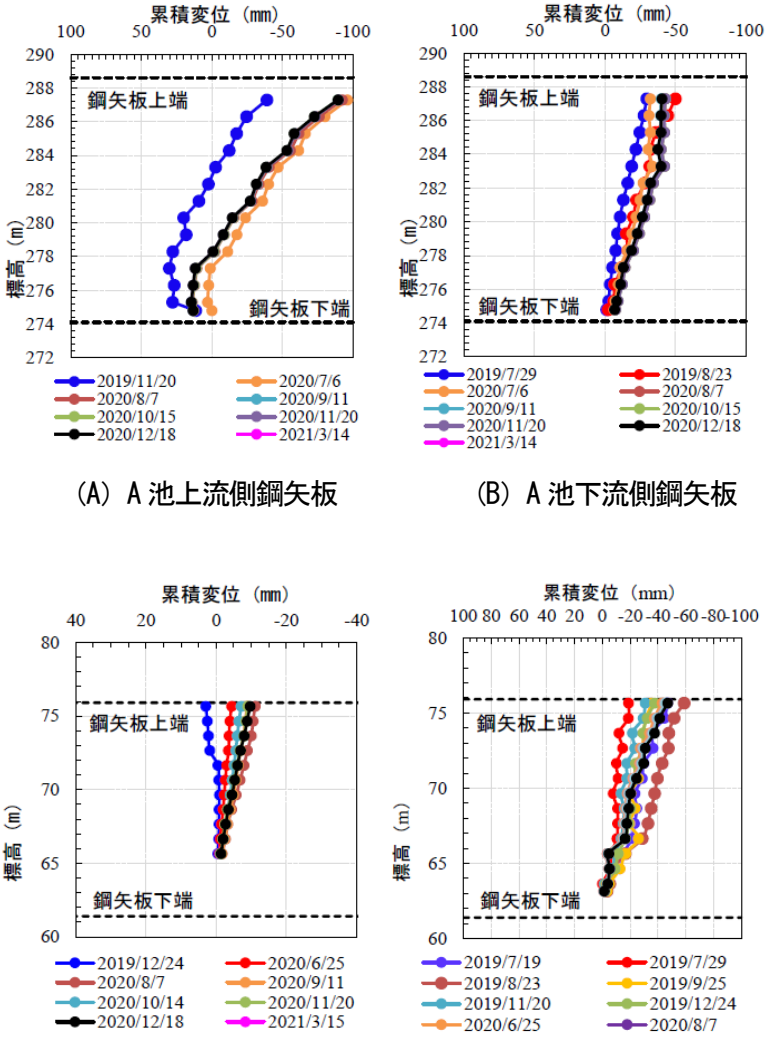
(B) 地山

	左岸側地山（B-1）	右岸側地山（B-2）
ヘキサダイアグラム	表層	表層
		
	深層	深層
		

(3)　鋼矢板の変形分布の検証

図-5.5.10 に，A 池と B 池で計測された鋼矢板の累積変位を示す．

A 池の上流側では計測を開始した 2019 年 11 月の時点で下流に向かって 40mm の変位が生じて，2020 年 7 月には 90mm に増加したが，2020 年 8 月には累積変位が低下し，それ以降に大きな変形は生じなかった．下流側では計測を開始した 2019 年 7 月の時点で下流側に向かう 30mm の累積変位が生じ，その約 1 か月後の 2019 年 8 月には累積変位が最大 50mm まで増加したが，それ以降は累積変位が低下し，湛水前後でも変形分布はほぼ同一であった．このように，上下流ともに計測開始後数か月で累積変位が最大となり，時間経過に伴い累積変位が小さくなるという傾向が一致していた．これらの結果から，鋼矢板の施工直後はアースオーガーによる掘削等の影響で鋼矢板周辺にわずかな空隙が生じていたものの，時間経過により鋼矢板と堤体が一体的に挙動するようになったと推測される．



(A) A 池上流側鋼矢板　(B) A 池下流側鋼矢板

(C) B 池上流側鋼矢板　(D) B 池下流側鋼矢板

図-5.5.10　鋼矢板の累積変位分布

B 池の上流側では初回計測を行った 2019 年 12 月 24 日に，堤体の上流側に向かって傾斜する変形が生じていたが，それ以降は全て下流側に向かって傾斜していた．累積変位は最大でも 10mm 未満と小さかった．下流側では，累積変位が 20mm～60mm の間で変動し，一方向に傾斜し続ける傾向は見られなかった．いずれのため池においても，鋼矢板の機能に支障を及ぼすような大きな変状は発生せず，施工完了後に鋼矢板が安定性を保っていることが確認された．

（様式５）(Style5)

第6章　結　論

本研究より得られた主な結論は以下の通りである.

6.1　鋼矢板により補強された堤体の耐震性能の評価

(1) 基礎地盤に液状化層が存在する場合, 貯水から堤体に作用する静水圧及び動水圧の作用により堤体が水平方向に変位した．これは，基礎地盤の流動化に伴い，堤体の自重により堤体と基礎地盤の境界で発揮されるせん断抵抗が低減されたことによると考えられる.

(2) 鋼矢板二重式工法を適用したケースでは, 液状化の発生箇所によらず堤体の沈下量が低減された. さらに，基礎地盤が液状化する条件では水圧の作用による堤体の水平方向の変位も抑制された.

(3) 越流実験では, 無対策のケースで加振時に生じた堤体のクラックに貯水が流入することで侵食が進み破堤に至ったが, 鋼矢板二重式工法を適用したケースでは侵食の進展を鋼矢板が遮断することにより破堤が抑制された.

(4) 鋼矢板を堤体内部に配置することで，鋼矢板を跨ぐすべり線が生じるような，法面のすべり破壊が抑制された.

(5) 堤体内部で発生する動水圧は繰返し成分と不可逆成分という 2 つの成分を含む. 各成分の比率や大きさは堤体の透水性をはじめとする材料特性に依存する.

(6) 堤体内部に遮水性を有する鋼矢板等の補強壁を配置することで, 補強壁より下流側で堤体の飽和が抑制され，動水圧の発生箇所を限定することが可能となるため，補強壁が十分な剛性・耐力を有していれば堤体の健全性が保たれると予測される.

6.2　貯水が堤体と鋼矢板の地震時挙動に及ぼす影響の評価

(1) 基礎地盤に液状化層が存在するような地盤条件では, 堤体内の地下水位が堤体沈下量に及ぼす影響は極めて小さく，鋼矢板の遮水性は堤体の沈下抑制に寄与しない．基礎地盤に液状化層が存在せず, 堤体が液状化するような条件では, 堤体内の地下水位の低下に伴い堤体の沈下量が低下し, 鋼矢板の遮水性が堤体の沈下抑制に寄与する.

(2) 鋼矢板には，堤体の上流側法面の変形による反力の低下によって上流側に傾斜する作用と，下流側に向かって作用する静水圧と動水圧の影響により下流側に傾斜する作用が働き, 各々のバランスに応じて傾斜方向が変化する．動水圧を考慮することで，鋼矢板の変形挙動を精度よく予測することが可能となる.

6.3　堤体内の地下水位分布の調査と浸透流の挙動の解明

(1) 二列の鋼矢板壁の打設完了後は，鋼矢板壁が一列のみ打設されている場合に比べて，堤体下流側での降雨発生時における地下水位の上昇量が低減され, B 池では工事前に発生していた漏水が抑制された．これらの結果から，鋼矢板壁を二列にすることにより，一列の場合に比べて堤体下流での地下水位上昇や漏水の抑制効果が向上することが示唆された.

(2) 貯水と，地山・堤体の地下水を対象に実施した水質検査結果から，鋼矢板間の地下水は地山から浸透した可能性が高いことを示した．この結果から，堤体内の地下水位分布を正確に予測するためには，地山の地下水頭の 3 次元的な浸透流を検討する必要があると考えられる.

(注)　要約の文量は，学位論文の文量の約１０分の１として下さい。図表や写真を含めても構いません。

(Note)　The Summary should be about 10%　of the entire dissertation and may include illustrations