

地震で変状した河川堤防の浸透性能
に関する実験的・解析的研究

居上靖弘

平成30年3月

目次

第1章	はじめに	1
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	1948年福井複合災害	2
1.2.1	地震による堤防被害	2
1.2.2	地震後の豪雨による堤防被害	3
1.3	堤体内液状化について	7
1.4	本論文の構成	10
第2章	地震または豪雨・津浪を考慮した河川堤防に対する既往の研究のレビュー	11
2.1	2011年東北地方太平洋沖地震における岩手県沿岸中南部の河川堤防の津波による被害の特徴に関する研究 ⁸⁾	11
2.2	鋼矢板を用いた堤防の補強に関する実験的研究 ¹⁰⁾	11
2.3	数値解析を用いた二重矢板構造に着目した耐震・耐津波性能に関する研究 ¹¹⁾	12
第3章	加振および水位上昇を考慮した遠心模型実験	14
3.1	実験装置	14
3.1.1	実験土槽	14
3.1.2	貯水タンク	15
3.1.3	遠心内カメラ	15
3.1.4	遠心模型実験装置用振動台	15
3.2	相似則	29
3.3	実験模型	36
3.3.1	模型材料	36
3.3.2	模型作成	37
3.3.3	実験ケース	43
3.3.4	実験手順	43
3.3.5	計測項目	48
3.4	実験結果	48
3.4.1	加振実験	48
3.4.2	浸透実験	49
3.5	まとめ	61

第4章	加振後の模型形状に着目した浸透流解析	62
4.1	多孔質体理論に基づく有限要素解析手法	62
4.1.1	基礎方程式	62
4.1.2	構成式	63
4.1.3	数値解法	63
4.2	解析条件	64
4.2.1	解析モデル	65
4.2.2	境界条件	65
4.2.3	材料パラメータ	65
4.3	浸透流解析結果	70
4.4	まとめ	74
第5章	まとめ	75
	謝辞	77
	参考文献	79

第1章 はじめに

1.1 研究の背景と目的

1948年6月の福井地震では、河川堤防、鉄道、道路、橋梁、上下水道などが大きな被害を受けた¹⁾。中でも河川堤防においては、九頭竜川全域にわたって、沈下やクラック等の被害が発生し、その後1948年7月に発生した福井豪雨によって、既に震動による影響を受けた河川堤防が決壊した(写真1.1)²⁾。このような震動に加えて、集中豪雨による高水などの外力が作用することにより、震動のみの被害よりも被害程度が大きくなった事例は、福井地震・豪雨をきっかけとして着目され始めた。例えば、2016年4月に発生した熊本地震では、熊本県益城町において甚大な被害が発生し、写真1.2、写真1.3に示すように、益城町の木山川に架かる新木山橋と第一畑中橋において、左岸堤防が変状し、堤防と橋梁の接続部で大きな段差が生じた³⁾。その後、6月に発生した熊本豪雨によって、両橋梁付近の木山川左岸堤防が損壊した(写真1.4)⁴⁾。これは、既に地震によって、堤防の変状が認められた地点と、後続の豪雨による堤防損壊地点の距離が小さいため、震動による堤防の変状が、後の堤防損壊に何らかの影響を与えたと考えられる。以上のような地震後に豪雨による高水等の様々な外力が時間差を伴って作用した場合の堤防の破壊挙動や後続の外力に対する性能評価の問題については、2011年以前から指摘されていた⁵⁾ものの、既往の研究は少ない。2011年東北地方太平洋沖地震以降において、地震による液状化に起因する河川堤防の被災事例解析が複数の研究機関で進められている^{6), 7)}。後続の津波被害に関しても、盛土の構造条件や立地条件と津波による盛土の洗掘の関連性の検証がされている⁸⁾。また、被災要因の分析を基に地震や津波の複合災害に対応可能な堤防保全の考え方についても研究が進められている⁹⁾。模型実験に関しては、地震時の基礎地盤の液状化による海岸堤防の沈下対策や、集中豪雨などで越流に対する堤防の機能維持のために配置される矢板工法に着目し、地震時から高水時まで連続して再現する遠心模型実験が実施されている¹⁰⁾。さらに、複合災害に対応可能である対策工法を確立することを目的とし、二重鋼矢板構造の海岸堤防に対する耐震・耐津波性能を検証した数値解析も行われている¹¹⁾。しかしながら、地震後の津波や豪雨に対する堤防の破壊挙動や耐浸透性能に着目した研究は少なく、これらを定量的に評価した国内外の研究はほとんどない¹⁰⁾。また、現状における河川堤防の耐震性能照査指針¹²⁾では、「堤防の限界状態は、地震により堤防に変形、沈下等が生じた場合においても、その変形が外水位に対して耐震性能照査上の堤防としての機能を保持できる範囲内になるように適切に定めるものとする。」と記述され

ている。また、耐震性能の照査においては、「地震後の堤防高が外水位を下回らないこと」と記述されている。しかし、堤防の地震時変状の形態は多様であり、地震外力によって生じた堤防の変状（沈下、ひずみ、クラックなど）を考慮して、後続の浸透に対する堤防の性能を明らかにする必要がある。本研究では、河川堤防を対象として、地震外力によって生じた堤防の変状を考慮して、後続の浸透に対する堤防の性能を明らかにすることを目的とした、遠心模型実験を実施した。また、遠心模型実験により得られた加振後の模型形状を模擬した有限要素モデルを作成し、遠心実験同様の水位上昇過程を再現した浸透流解析を実施した。

1.2 1948年福井複合災害

本節では、複合災害のきっかけとして着目され始めた1948年福井複合災害²⁾の河川堤防に対する被害の詳細を述べる。

1.2.1 地震による堤防被害

1948年の福井地震によって、明治以降に構築・改修された九頭竜川・日野川・足羽川の堤防は、至る所で被害を受け、その機能は著しく低下した。九頭竜川では、福井平野部の堤防が全域にわたって被害を受け、堤防天端が最大で4.5m沈下し、法面の崩落、縦亀裂が至る所で発生した。図1.1に震災後の九頭竜川堤防の被災状況を示す。No.0より下流の堤防全体にわたり、天端が圧密あるいは側方流動によって30~450cm沈下し、法面の崩落、縦亀裂が至る所に見いだされた。No.5~35までは、沈下の平均1.8mで、とくにはなはだしいのはNo.9, 33の3.0mであった。No.5~10までは、法面の崩落が特に著しく、No.8のところでは法尻近くの水田が、堤体下の基礎地盤の側方流動のために隆起しているのが見受けられた。No.30~35まで延長約500m法尻がはらみ出し、天端幅が10~13mに広がり、内法尻側の水田が隆起して亀の甲状の亀裂がはいり、また法尻近くを流れる用水路の石張護岸が崩壊していた。No.45~60までは沈下の平均約2.5mで、中角橋上流地点と同じく、被害の最も著しい箇所の一つであった。このうちNo.56（寺前）は沈下高最大4.5mに達し、全線中沈下が最も著しい箇所の一つであった。No.46~47には天端に深さ2m、開口幅70cmの大縦亀裂が4条から6条ほど200mにわたって続き、No.50付近では法尻が大きくはらみ出し、かつ田畑の畝が湾曲しているのが見られた。No.55付近（寺前と南河合新保の間）では高水敷に幅20cm、深さ30cmの大亀裂が数条見いだされた。後の豪雨で決壊した地点であるNo.75~82まで（中角橋上流部）は明治33年改修着手の際、河床上に築堤した箇所で、湾曲部の凹岸に位置し、このうちNo.78~80の間は高水敷なく、石張護岸のみで、常時河水が護岸を洗って流下している状態であった。ここの平均

沈下量は2.5m、最大はNo.82の3.7mであって、被害のもっとも著しい箇所であった。

1.2.2 地震後の豪雨による堤防被害

福井地震の後、九頭竜川中流では7月23日より25日にかけて350mmの降雨があった。福井地震によって堤防が大きな損傷を受けた結果、この7月の集中豪雨によって、九頭竜川左岸、灯明寺において堤防が約300mにわたって決壊し、4~6m/sの勢いで濁流が福井市へと流れ込み、大惨状を引き起こした。図1.2は地震後に行われた九頭竜川左岸における堤防天端の縦断測量結果であり、測量番号は図1.1におけるNo.に対応している。堤防が決壊したのはNo.75~80の地点であり、築堤時に比べて堤防高が非常に低くなっていた。また、洪水痕跡から読み取られた最高水位は、すべての点において九頭竜川堤防の計画水位を下回っていることから、地震後の堤防高よりも低い水位で決壊した可能性がある。

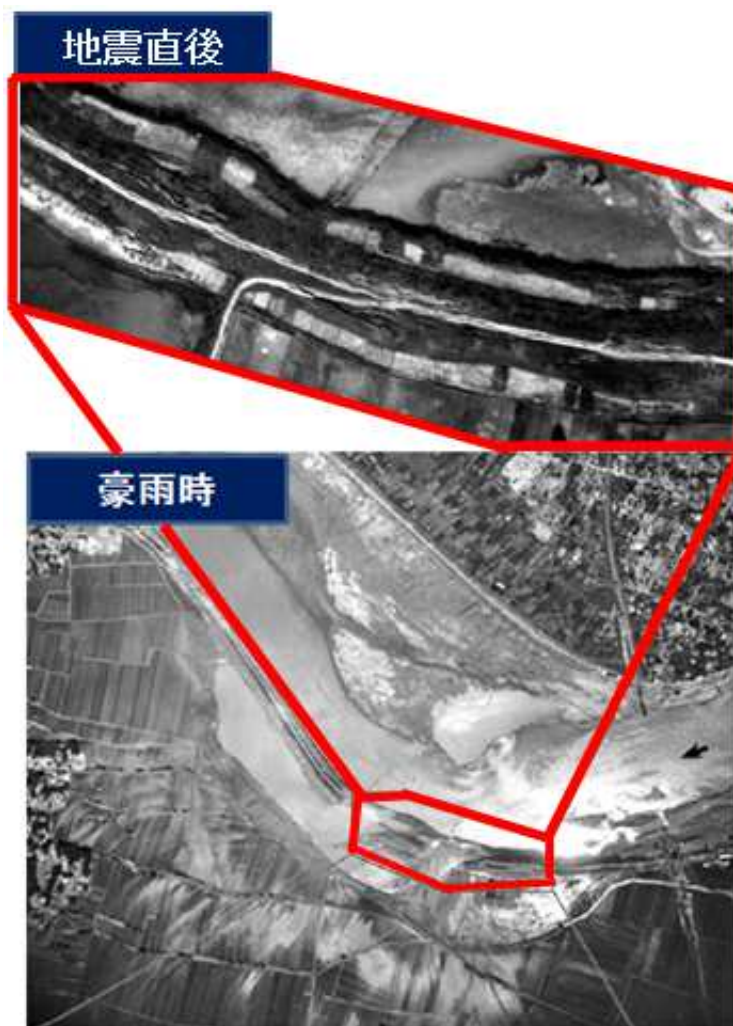


写真 1.1 福井地震直後の堤防と7月の集中豪雨による破堤地点の様子²⁾

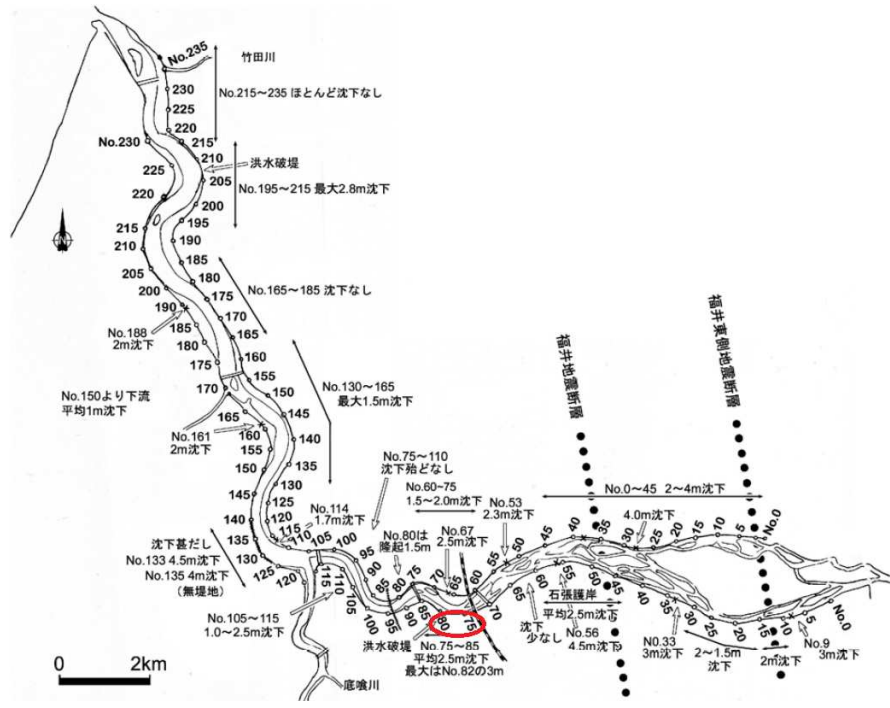


図 1.1 九頭竜川堤防の被害状況：建設省近畿地方建設局による九頭竜川震災復旧測量断面図²⁾

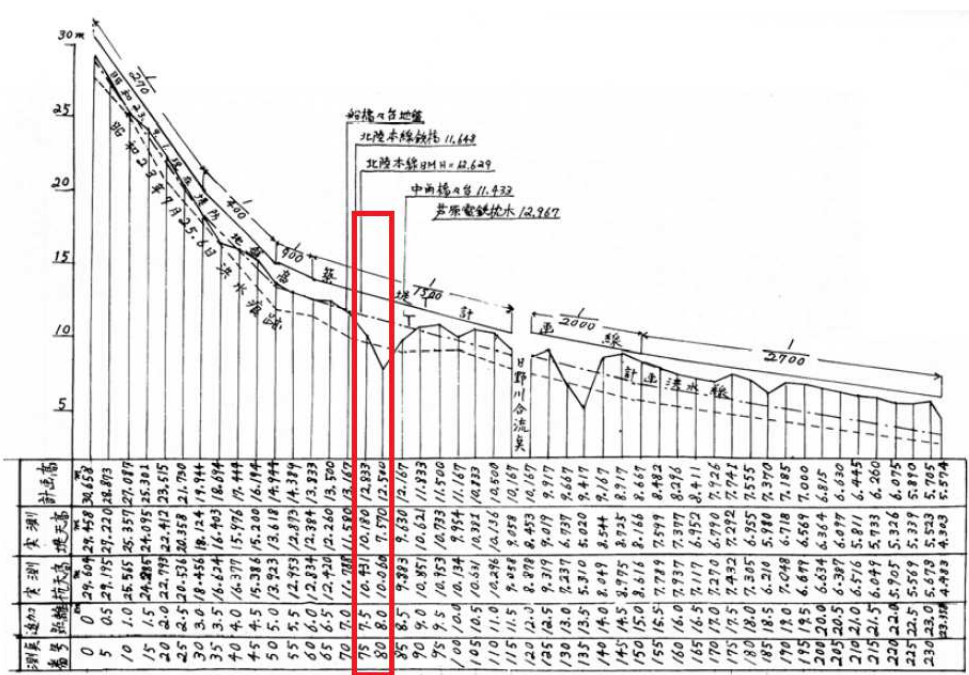


図 1.2 福井地震後に行われた九頭竜川左岸における堤防天端の縦断測量結果 (赤枠：堤防決壊地点)²⁾



写真 1.2 熊本地震による新木山橋の被害³⁾



写真 1.3 熊本地震による第一畑中橋の被害²⁾



写真 1.4 熊本豪雨により損壊した木山川左岸の堤防とその復旧状況⁴⁾

1.3 堤体内液状化について

従来の研究により、河川堤防の地震被害の2つの主な原因が示されている。1つは堤防基礎地盤の砂層液状化であり、もう1つは軟弱粘性土地盤上の盛土底部の液状化である。後者の地震被害に関しては、1993年の釧路沖地震より指摘されており^{13, 14, 15)}、2011年東北地方太平洋沖地震においては前者のような基礎地盤の砂層液状化被害だけでなく、後者に挙げられる軟弱粘性土地盤上に築堤された堤体下部における閉封飽和領域の液状化による被害も報告されている^{16, 17, 18)}。このため、閉封飽和領域が堤防変形に及ぼす影響を確認するために「基礎地盤の圧密沈下量」、「閉封飽和域の面積」、「閉封飽和域の厚さ」を指標とし、東北地方太平洋沖地震による天端沈下量との関係を被災箇所及び無被害箇所とのデータをもとに整理した。その結果を図1.3、図1.4、図1.5に示す。なお、上記の諸量は図1.6に示す定義である。まず、圧密沈下量と天端沈下量の関係をみると、圧密沈下量が大きくなると天端沈下量が大きくなる傾向を示すが、圧密沈下量が大きい箇所にも無被害（天端沈下量ゼロ）の箇所がある。これに対し、天端沈下量と閉封飽和域面積及び閉封飽和域厚との関係では、閉封飽和域面積が約15m²を越えると、閉封飽和域厚が約1mを超えるとそれぞれ被災がみられる関係となっていることから、閉封飽和領域の面積及び厚さが一定量を越えると堤防が被災しているという特徴がある。つまり、堤体下部材料が砂質土であることのほか、基礎地盤が圧密沈下され堤防内に地下水位を有する閉封飽和域が形成されたことが堤防被災の有無を分けた条件と考えられる。本研究ではこの堤体内液状化による堤防の変状を研究対象とし、閉封飽和域を再現するために基礎地盤に盛土の自重圧密による沈下を模擬したくぼみを作成した。尚、次章以降において、このくぼみのことを過去の研究¹⁹⁾に習い、沈下盛土層と称する。

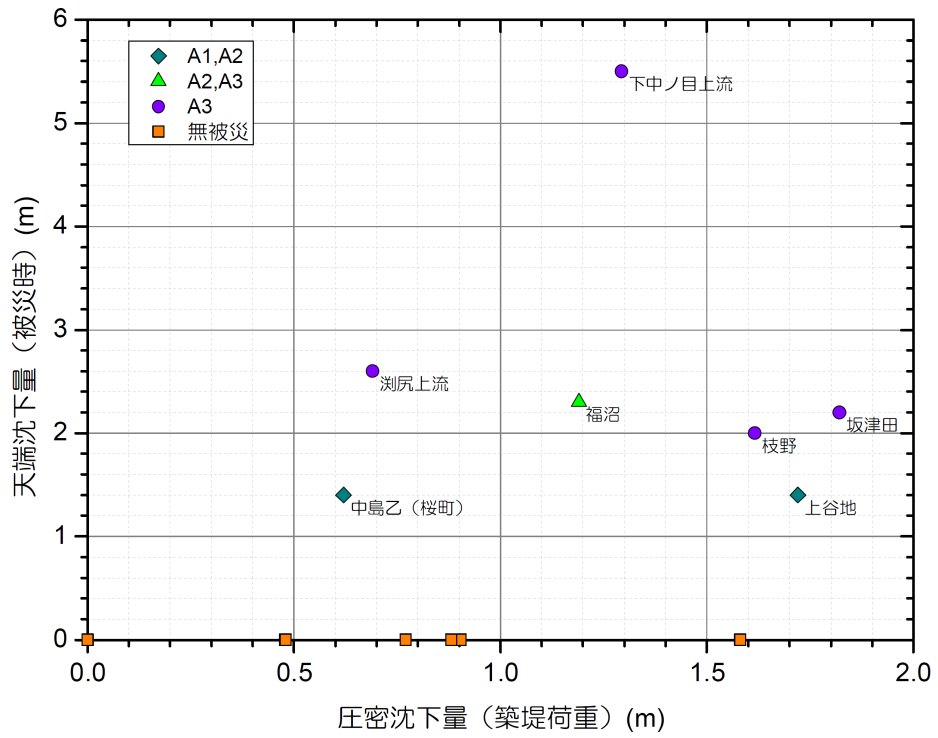


図 1.3 天端沈下量と圧密沈下量との関係¹⁶⁾

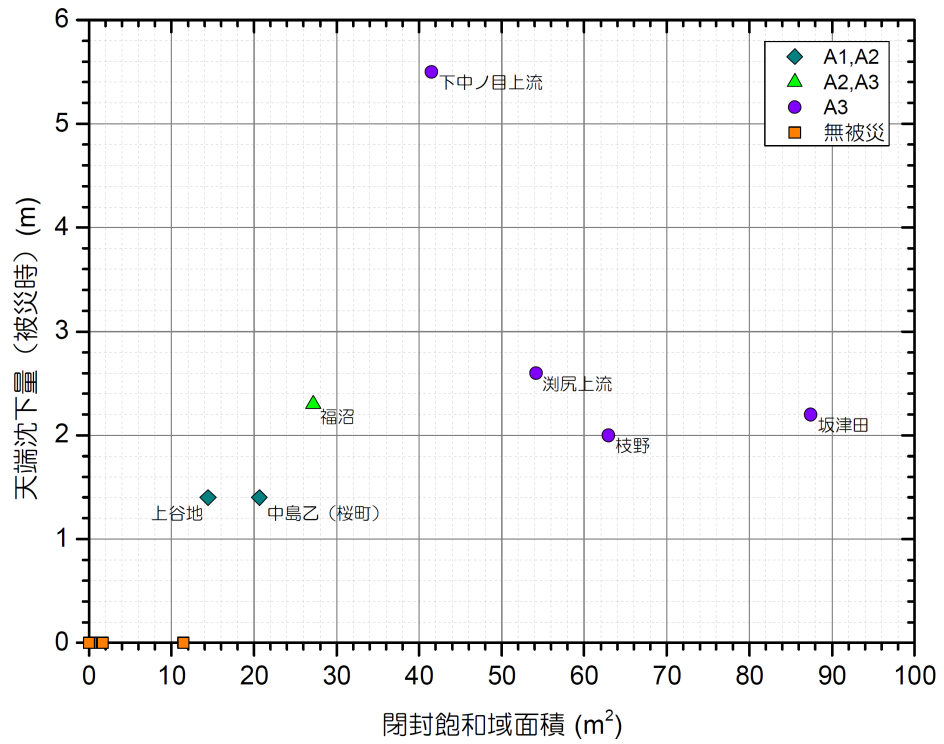


図 1.4 天端沈下量と閉封飽和域面積との関係¹⁶⁾

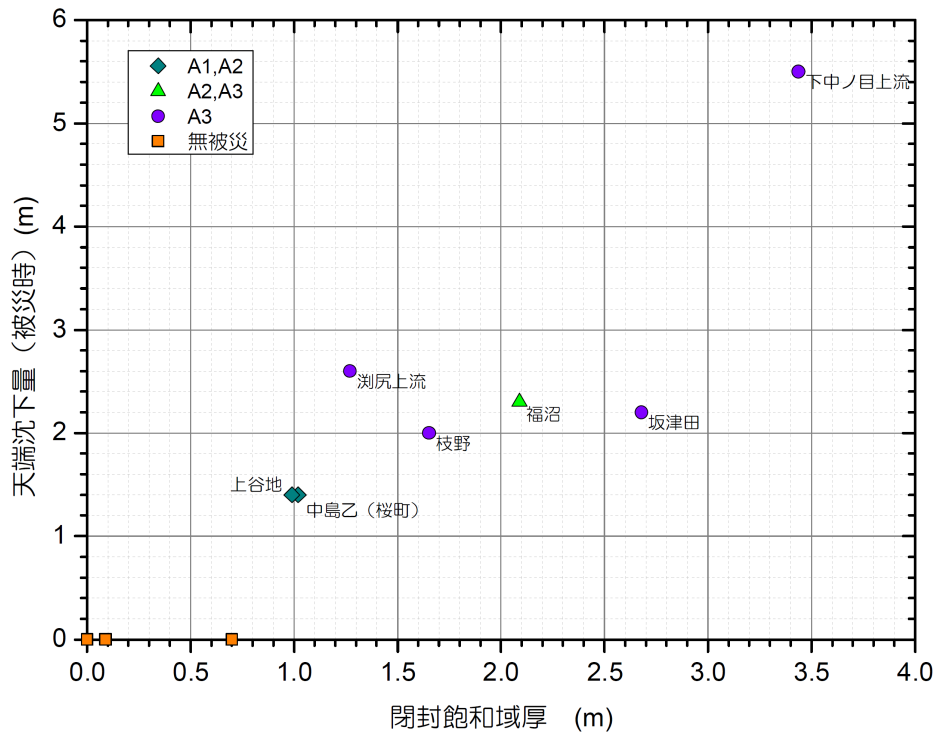


図 1.5 天端沈下量と閉封飽和域厚との関係¹⁶⁾

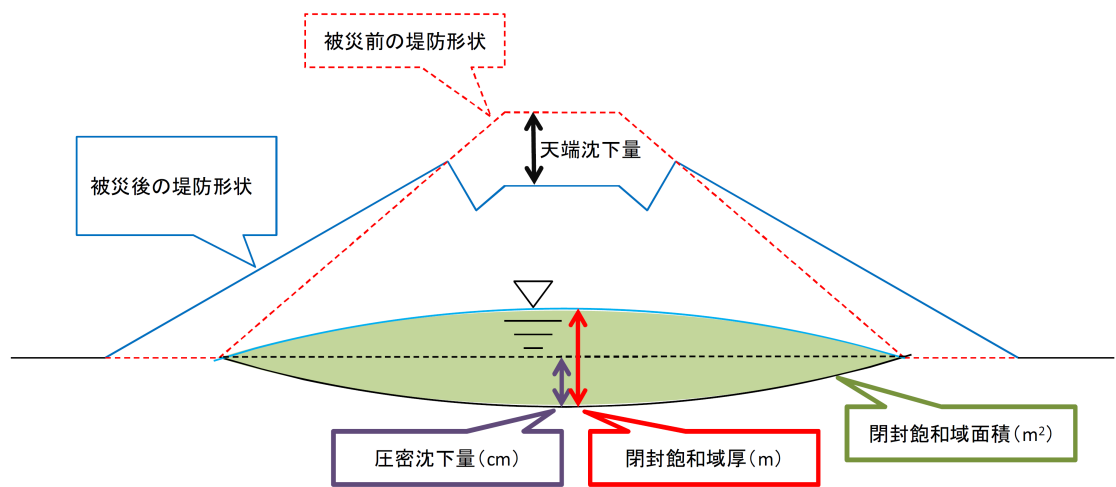


図 1.6 図中に示す各種諸量の定義¹⁶⁾

1.4 本論文の構成

本論文の構成と概要を以下に示す.

1章:はじめに

本章では, 研究の背景と目的, 複合災害が着目され始めた1948年福井複合災害ならびに本研究の模型断面を決定する上で対象となった堤体内液状化について述べる. また本論文の構成を述べる.

2章:既往の研究のレビュー

本章では, 河川堤防に対する地震・津波や地震・高水などの複合災害に関する既往の研究を紹介する.

3章:加振および水位上昇を考慮した遠心模型実験

この章では, 本研究で行った遠心力場における河川堤防を模擬した模型に対する加振実験および浸透実験について述べる.

4章:加振後の模型形状に着目した浸透流解析

この章では, 本研究で行った加振実験で得られた模型形状を元に2次元の有限要素モデルを作成し, 後続の水位上昇を想定した浸透流解析について述べる.

5章:まとめ

この章では, 本実験の結論を示す.

第2章 地震または豪雨・津浪を考慮した河川堤防に対する 既往の研究のレビュー

本章では、河川堤防に対する地震・津波や地震・高水などの複合災害に関する既往の研究を紹介する。

2.1 2011年東北地方太平洋沖地震における岩手県沿岸中南部の河川堤防の津波による被害の特徴に関する研究⁸⁾

原らは2011年東北地方太平洋沖地震で発生した津波により多くの河川堤防が被災したことを受け、津波による河川堤防被害を軽減するための基礎資料を得ることを目的として、津波被害が顕著であった岩手県中南部の河川堤防の被害状況について報告した。具体的には、岩手県沿岸部の河川を対象として、津波による河川堤防の浸食や破堤の状況を河口部から津波遡上地点までの範囲で調査し、その位置や堤体形状、堤体土質、被災状況についてまとめた。また、道路橋や鉄道橋の取り付け盛土の被災状況も併せて調査した。その結果、以下の主要な知見が得られた。

1. 津波による堤体土の崩壊メカニズムは、構造的要因、地形的要因の二つに大別される。
2. 2面張り堤防の法尻や法肩とコンクリートブロックの境界部では、落堀が生じやすい。
3. 水門や橋梁との接続部、防潮堤と土構造物との境界付近、堤防の湾曲箇所など、堤体が構造的に不連続面な部分では、上流側で破堤を伴う大規模な崩壊が生じやすい。
4. 堤防が山付となっている箇所では、堤体側を遡上する津波がないため、堤内地側の水位が上がるまでに時間を要するため、越流水が法尻部を破壊しやすい。
5. 微小な谷地形、堤防背後の緩勾配の道路などでは、微地形の違いにより堤内外で侵食被害が生じやすい。

2.2 鋼矢板を用いた堤防の補強に関する実験的研究¹⁰⁾

乙志らは地震時の基礎地盤の液状化による河川堤防の沈下対策として挙げられる、矢板工法の課題の1つとして挙げられる、地震時に矢板と地盤との境界面にひび割れが生じることによる浸透特性に影響を検討するために、地震時から高水時まで連続して再現する模型実験を実施した。その結果、以下の知見を得た。

1. 液状化地盤上に設置される透水性の低い堤体内に矢板を設置し、浸透が基礎地盤で卓越する構造に対して、L2地震動相当の加振履歴を与えても、その直後の高水時における浸透特性は、加振履歴のない状態と比べて変化しなかった。
2. 矢板を支持層まで根入れさせても、浸透時に矢板下端の動水勾配が高まることによるパイピングなどの不安定現象は生じなかった。
3. 堤体内に矢板を設置し複合構造とすることで、高水時においても矢板が天端高さを確保し堤防機能が維持され、越水時の破堤が防止されることで堤内側の被害を大きく抑制できる。
4. 盛土法肩に矢板2重壁を設置し、矢板頭部付近をタイロッドで結合する構造が、加振時の盛土天端の沈下量を最も抑制できた。
5. 矢板下端を支持層に根入れさせず液状化層内にとどめるフローティング構造では、根入れ長が十分であればL2地震動相当の加振履歴を与えても矢板が倒壊するなどの不安定現象は生じなかった。
6. フローティング構造とすることで、加振時に矢板下端と締固め層の間の液状化層が免震機能を果たし、矢板へ伝わる基盤からの加速度が低減され、矢板の曲げひずみが低減される。これより、矢板の根入れ長の短縮に加えて必要断面の低減が可能で、コスト縮減に繋がり有効である。
7. 越水後の高水時でへん水圧状態、かつ受働側の盛土が崩壊し受働抵抗が期待できない厳しい条件下でL2地震動相当の加振履歴を与えた結果、本実験で設定した根入れ長のもとではフローティング構造とした矢板であっても倒壊せず壁高さが確保された。これは、過剰間隙水圧消散後は、液状化層も地盤強度が回復し矢板を支持したためと考えられる。
8. 以上により、液状化性地盤上の堤体内に矢板を設置する工法は、構造物の要求性能に応じて対策工の内容を選定でき、合理的対策が可能であると考えられる。

2.3 数値解析を用いた二重矢板構造に着目した耐震・耐津波性能に関する研究¹¹⁾

古市らは海岸保全施設に対して強い揺れと津波の複合災害に対応可能かつ経済的な対策工法を確立するために、二重矢板構造に着目し、数値解析から耐震・耐津波性能を検討した。その結果、以下の知見が得られた。

1. 地震時解析の結果から、基礎地盤の過剰間隙水圧が上昇し二重鋼矢板で締め切られた内部地盤には沈下が生じるが、矢板近傍地盤は完全液状化には至らず鋼矢板壁の剛性・強度が機能することで堤体の変状が抑制されることが示された。また、矢板自身はほとんど沈下せず地震後の天端高さが保持された。
2. 揺れと津波の連続した複合災害に対する補強効果の検証から、地震後に地盤の過剰間隙水圧が完全に消散する前に津波が到来する厳しい条件においても、変形性能に優れ降伏後に脆性的に倒壊しない矢板の材料特性が活かされ構造体は倒壊しないことが分かった。
3. 津波特性として押し波・引き波が繰り返し作用する構造に厳しい条件下においても、二重矢板構造は倒壊せず粘り強く耐えることが示された。また、津波越流により堤体法面が洗掘される条件下においても同様の機能が示された。

第3章 加振および水位上昇を考慮した遠心模型実験

本章では、本研究で用いた徳島大学に設置している遠心模型実験装置の説明、遠心模型実験をするにあたっての相似則、実験に用いた粘性流体に関する説明、実際に行った遠心模型実験の模型作成方法、実験条件、実験手順およびその結果について記す。

3.1 実験装置

徳島大学で開発された遠心模型実験装置²⁰⁾の全体図を**写真 3.1**、システム図を**図 3.1**に示す。遠心模型実験装置は装置を回転させ、遠心力を作用させることで、**図 3.2**に示すような模型地盤内に実スケールの応力状態を再現することができる。徳島大学で開発された遠心模型実験装置は有効半径 1.55m のビーム型遠心模型装置で、最大遠心加速度は 100g、最大搭載質量は 400kg(100g 以下)、最大容量は 40g・ton であり、比較的大型な遠心装置である。本装置は、振動台の振動方向をプラットフォームが遠心力により振り上がる方向と同じになるように設置し、振動によるベアリングにかかる負担を軽減させている。また、実験土槽を装置の回転面に対して直交するように設置することで、遠心加速度が回転軸に対して放射状になることによる誤差を低減される工夫がなされている(**図 3.3**)。回転軸中央のコントロールボックスには、間隙水圧計や加速度計などの計測機器から得られたデータを保存するためのデータロガー(**写真 3.2**)や振動台の制御を行う制御用パネル(**写真 3.3**)を搭載している。プラットフォーム上部にはデジタルカメラの画像を処理、保存するためのデジタルカメラ用パソコンと荷重計や変位計などのデータを外部に送信するためのスイッチボックス(**写真 3.4**)が搭載されている。遠心内部のパソコンは Wi-Fi により装置外部の計測・制御用パソコン(**写真 3.5**)と接続されており、データの計測や振動台の制御は装置外部のパソコンにより遠隔操作を行う。また、装置外部のコンプレッサーによって圧縮された空気が、エアレギュレーターによって空気圧を制御された後に、装置下部のロータリージョイントを経由して装置内部のプラットフォームに設置された貯水タンクに供給される。したがって、外部のレギュレーターを操作することにより、実験中の土槽内の水位を制御できる。

3.1.1 実験土槽

写真 3.6に本研究で用いた実験土槽を示す。土槽は実験において水を使用するため、耐腐食性を考慮してジュラルミンで作製した。土槽内寸法は幅 375mm × 高さ 200mm × 奥

行 175mm となっている。

3.1.2 貯水タンク

実験に用いた貯水タンクと寸法図を**写真 3.7**, **図 3.4** に示す。貯水タンクの材料は、軽量化のためにアルミを用いた。密封空間を保持するために、アルミブロックをくり抜いて容器を作成する。容器と蓋との間は、Oリングを用いて止水する。貯水タンクは、容器内で2室に分かれており、左側タンクの容積は $V=7087\text{cm}^3$ 、右側タンクの容積は $V=3490\text{cm}^3$ である。貯水タンクの取り付け位置は土槽より下部に位置するようにプラットホームの側面に取り付けた。また、貯水タンクと土槽の間に電磁弁があり、外部のスイッチで開閉することにより土槽内の水位を調整することができる。

3.1.3 遠心内カメラ

写真 3.8 に実験で用いたカメラの写真を示す。本実験では、実験中の模型堤体の挙動を観察および記録するために CCD カメラを用いた。カメラはセンテック製の GigE-UXGA (解像度：1624 × 1236Pixel, フレームレート：30fps) を使用した。このカメラを土槽の亚克力面側に設置し、堤体模型の浸透状況を堤体断面から観察および映像を記録した。

3.1.4 遠心模型実験装置用振動台

本研究で開発した遠心模型実験装置用振動台の設計図を**図 3.5**, **図 3.6** に示す。加振テーブルは 530 × 385mm であり、モーターは出力 1.2kW, 回転速度 1000r/min のサーボモーター (三菱電機, HG-SR121B-1000rpm)(**写真 3.9**) で、プログラムにより回転速度や回転角度が制御できる (**写真 3.9**)。振動台の機構は比較的安価に作製でき、加振時間に制限のないモーター式機構²¹⁾を採用している。カム (**図 3.7**) の偏心量は 2mm で、カムが 1 回転するとカムの受け側 (**図 3.8**) にあたり、加振テーブルが ± 2mm 振動する仕様になっている (**写真 3.10**)。また、加振テーブルの中央にカムと受け側を取付け、中央部分を振動させることにより加振テーブルの偏心を低減させる仕様になっている。カムと受け側の間の摩擦を低減するための機構として、カムの周りに円形のベアリングが取り付けられ (**写真 3.14**)、カムと受け側を囲む油槽が設置されている。また、加振テーブルとリニアレールとの間の剛性を高めるために、リニアブロックには補強金具が取り付けられている (**写真 3.15**)。サーボモーターとカムの回転軸にギアが取り付けられており、モーター側のギアが回転すると回転軸側のギアも回転する機構になっており、カムが回転し土槽固定台座に取り付けられた受け側にあたることで振動する機構になっている。また、ギアとギアが噛み合う際の機械的なノイズを低減させるために、ギアの歯は斜め彫りになっている。ギア

比は2対1である．振動台の写真を写真 3.11~ 写真 3.13 に示す．



写真 3.1 徳島大学のビーム型遠心装置

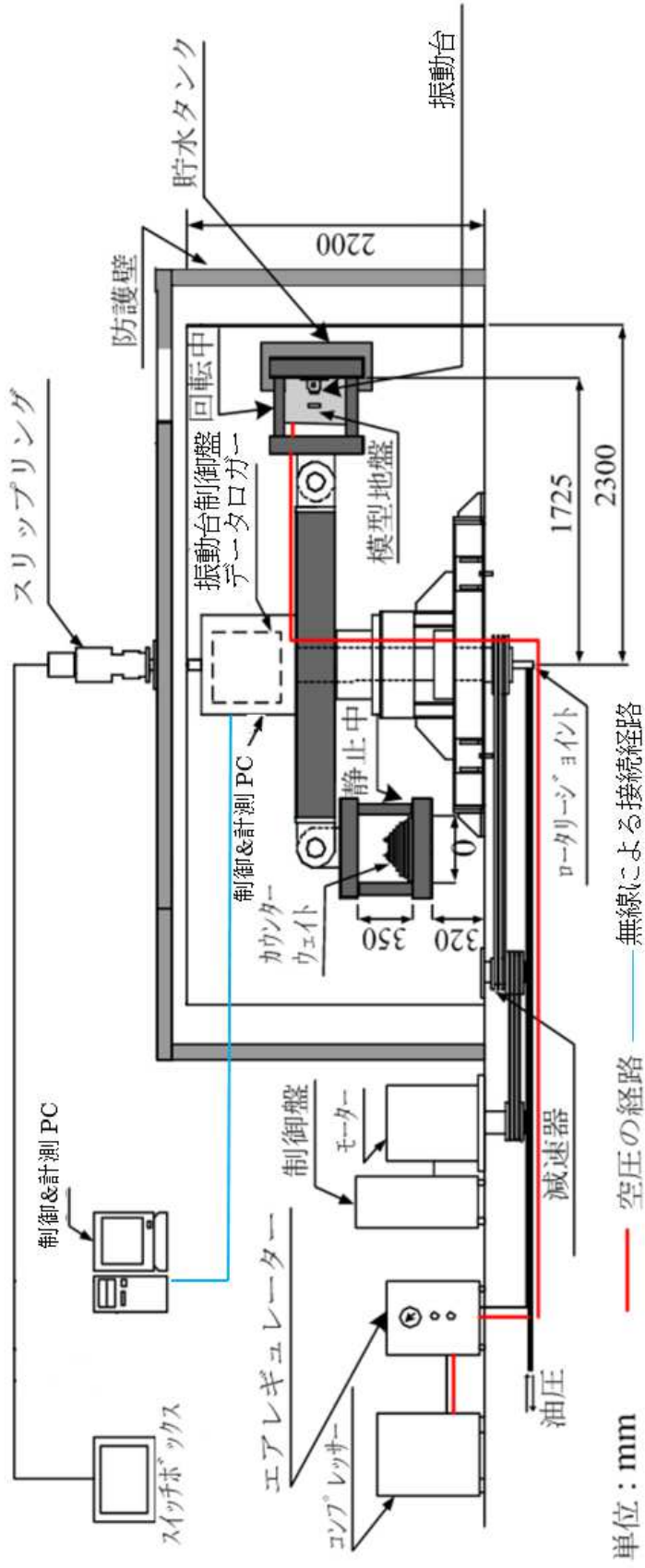


図 3.1 徳島大学の遠心装置のシステム図

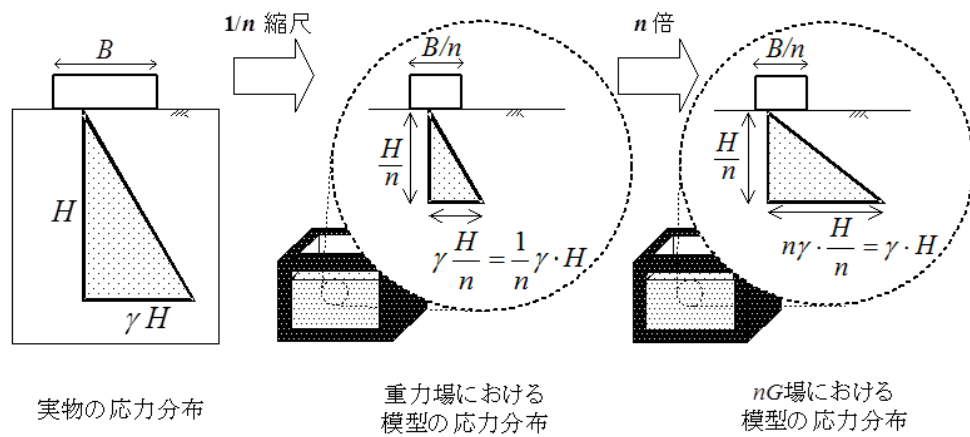


図 3.2 実物と模型の応力分布

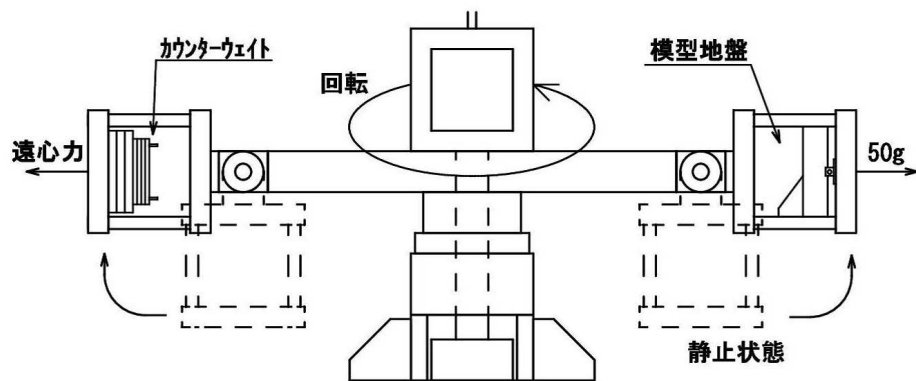


図 3.3 徳島大学の遠心装置の概略図

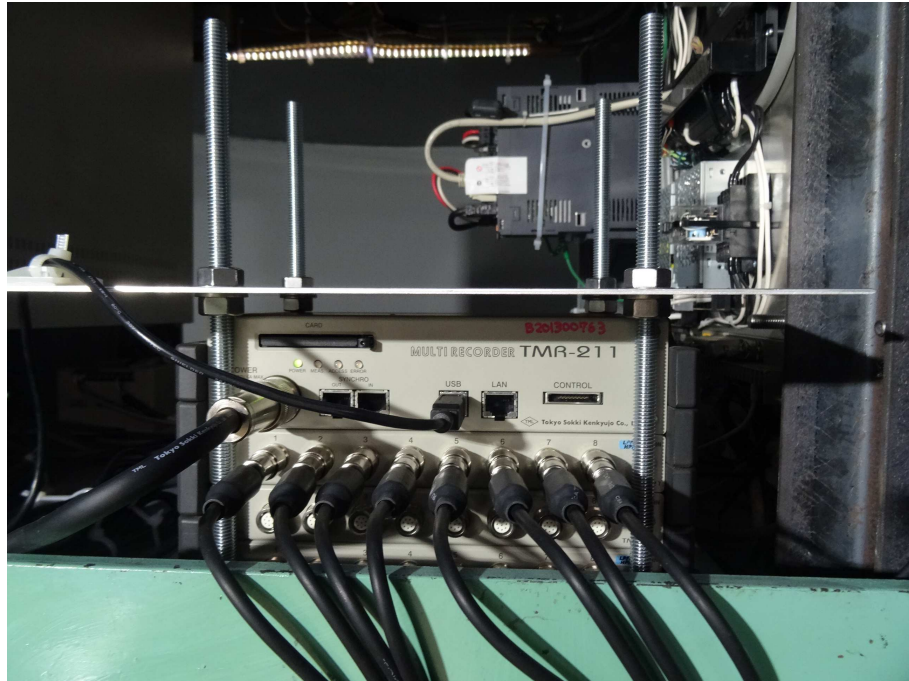


写真 3.2 データロガー

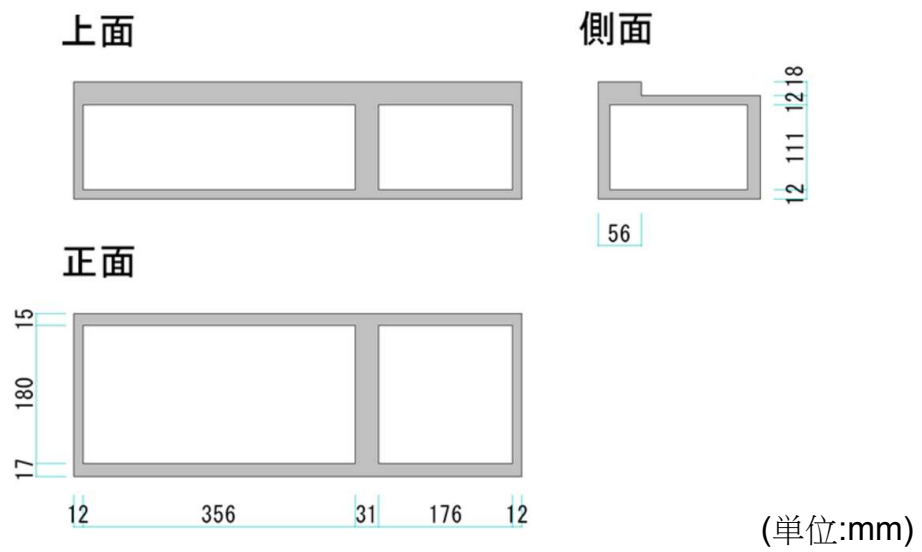


図 3.4 貯水タンクの寸法図

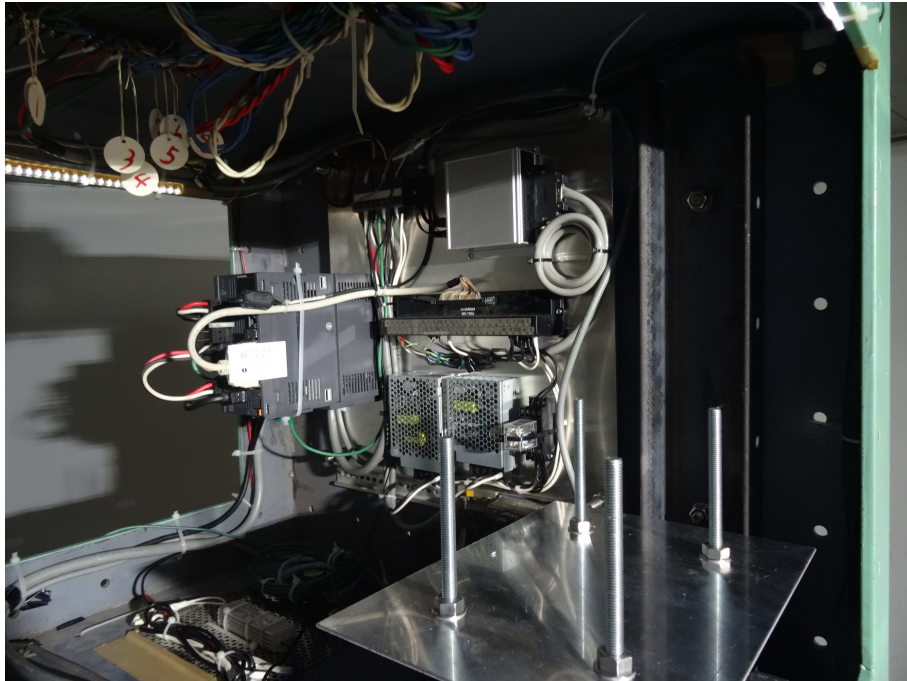


写真 3.3 振動台制御盤



写真 3.4 スイッチボックス

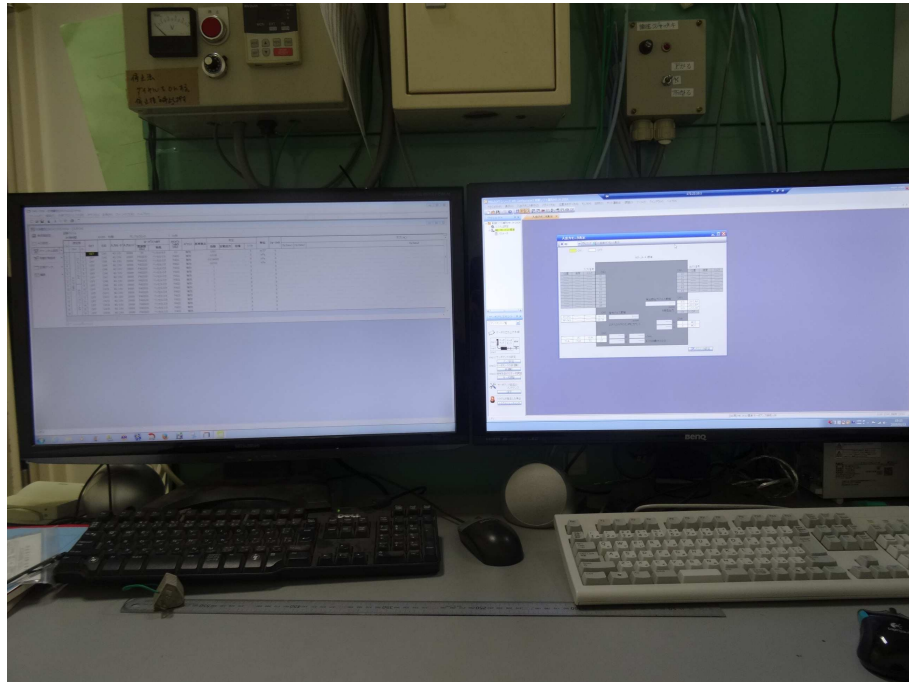


写真 3.5 計測・制御用パソコン

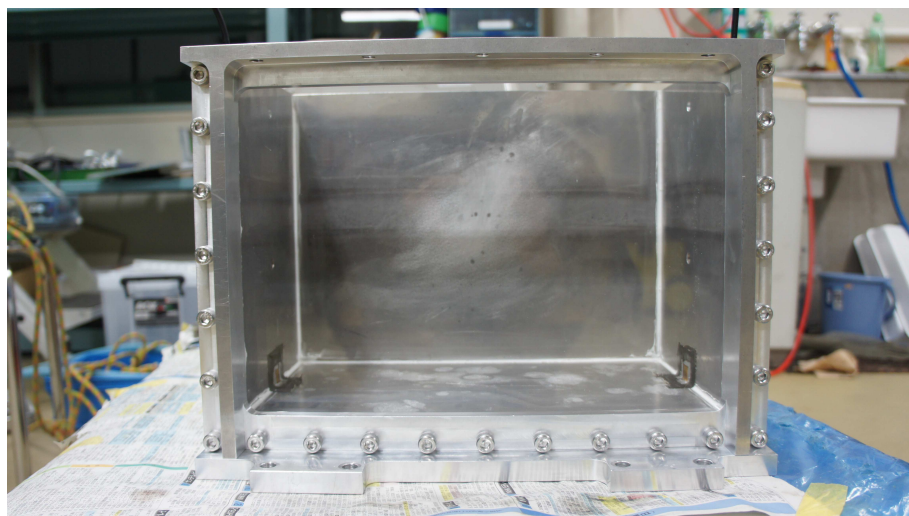


写真 3.6 遠心模型実験用土槽

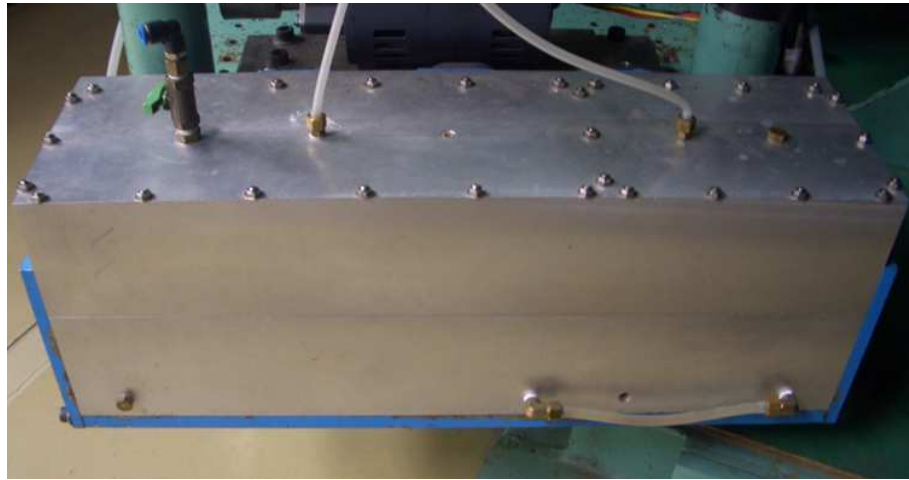


写真 3.7 貯水タンク

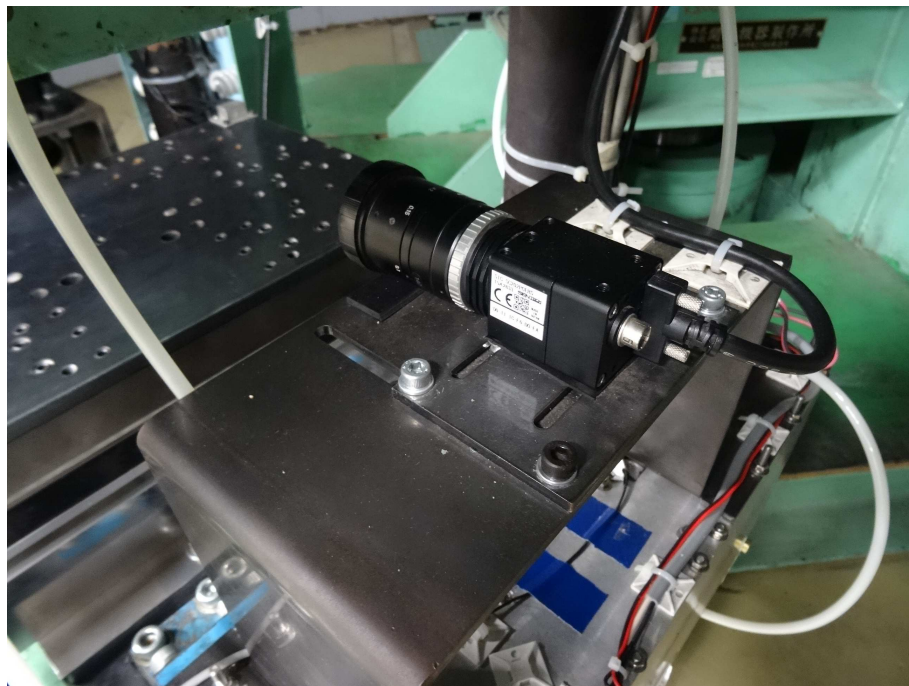


写真 3.8 遠心载荷装置内のカメラ

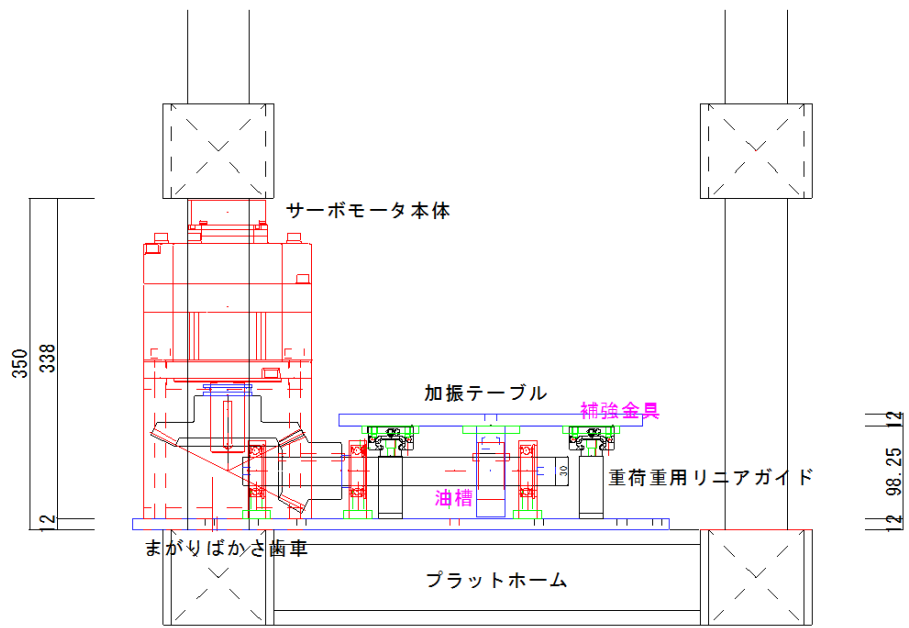


図 3.5 振動台概要図前面

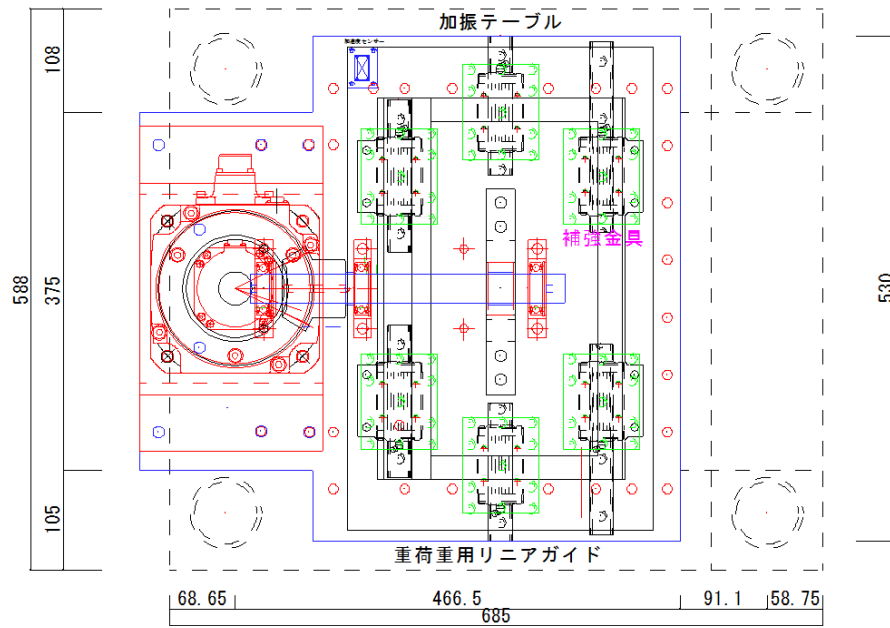


図 3.6 振動台概要図上面



写真 3.9 サーボモーター

CAM: $r=25.5\sim 29.5\text{mm}$; sin波形

1山: sin曲線 4mm片芯CAM

$55\pm 0.05\text{mm}$

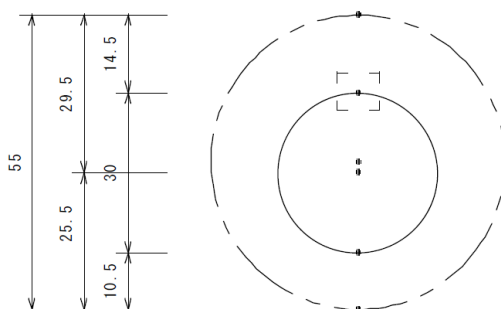


図 3.7 カム設計図

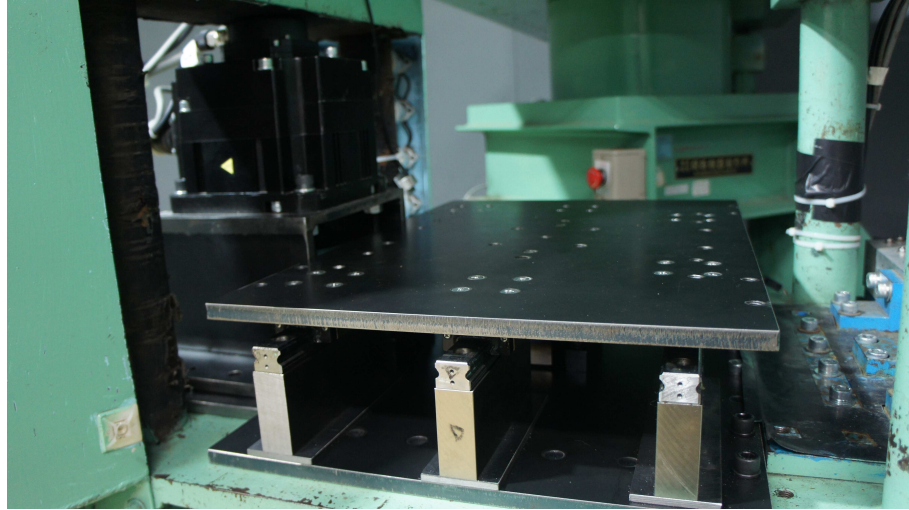


写真 3.11 振動台の全体写真

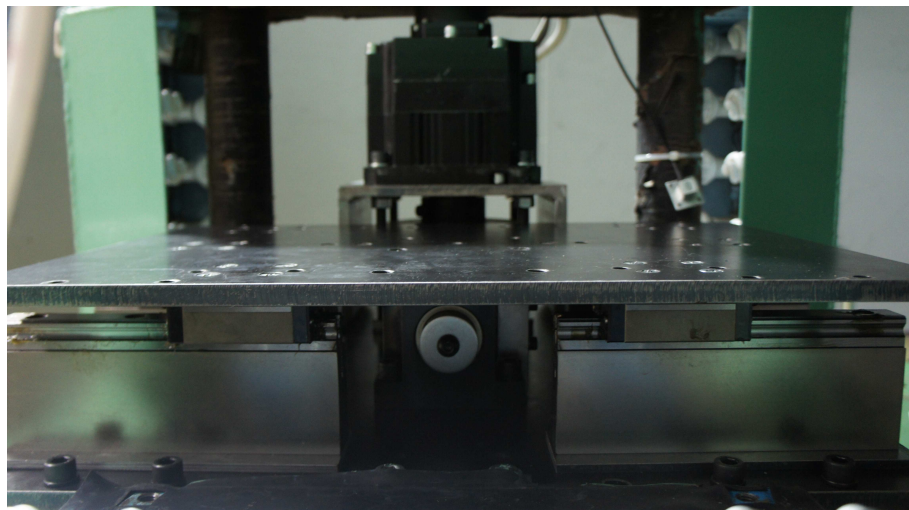


写真 3.12 振動台前面

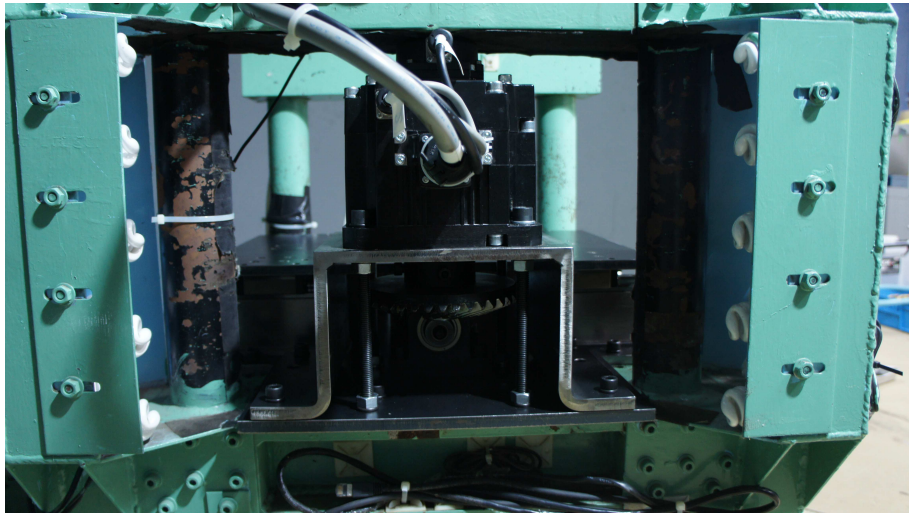


写真 3.13 モーター台座



写真 3.14 ベアリング

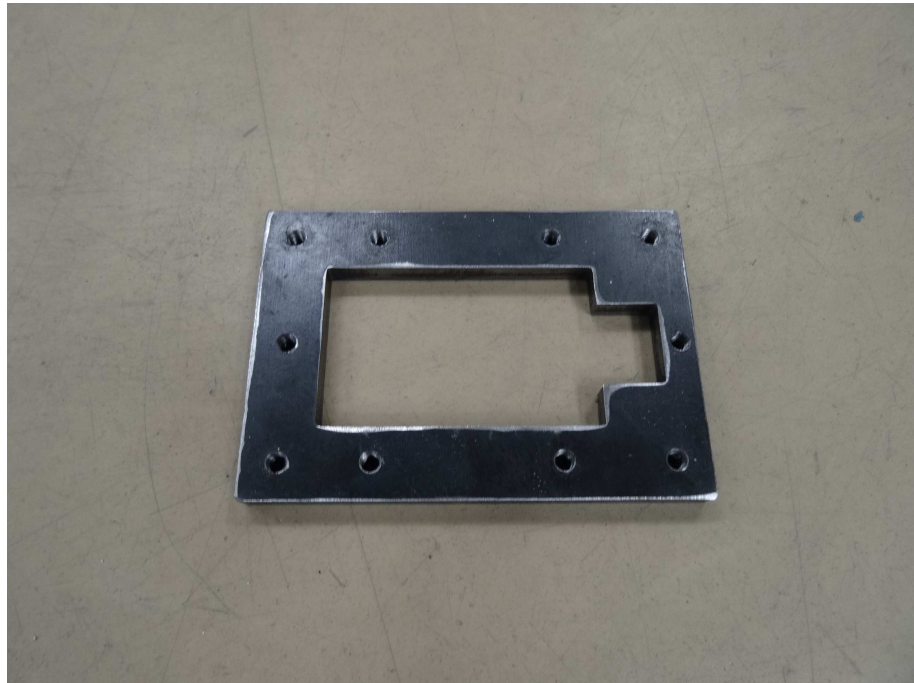


写真 3.15 補強金具

3.2 相似則

本節では遠心模型実験を行うにあたって模型寸法や実験条件を決定するために必要な相似側について述べる．遠心模型実験の相似則の考え方には種々の方法があるが，本研究では支配方程式を用いて相似則を求める方法で遠心力場の振動実験の相似則を導く²²⁾．まず，模型及び実物の振動現象を支配する方程式，境界条件として次のものを考える．

飽和した地盤の方程式

飽和した地盤の振動現象は，土骨格及び間隙水を合わせた複合体に対する運動方程式と間隙水のみ運動に関する方程式の連立方程式によって表される．

$$L^T \sigma + \rho g = \rho \ddot{u} \quad (3.1)$$

$$\nabla^T K \nabla p - \nabla^T K \rho_f g + \nabla^T \rho_f K \ddot{u} - m^T L \dot{u} - \frac{\dot{p}s}{K_f} = 0 \quad (3.2)$$

このとき， σ は全応力ベクトル (σ_{11} , σ_{22} , σ_{33} , τ_{12} , τ_{23} , τ_{31})

$$L^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} \end{bmatrix}$$

ρ は土粒子と間隙水との複合体としての密度， g^T は加速度ベクトル ($0, g, 0$)， u^T は土骨格の変位ベクトル (u_1, u_2, u_3)， ∇^T は $(\frac{\partial}{\partial x_1}, \frac{\partial}{\partial x_2}, \frac{\partial}{\partial x_3})$ ， K は透水係数マトリックス， p は間隙水圧， ρ_f は間隙水圧の密度， m^T は $(1, 1, 1, 0, 0, 0)$ ， s は間隙率， K_f は間隙水の体積弾性係数

ひずみ—変位関係，有効応力の定義，有効応力—ひずみ関係

$$d\epsilon = L du \quad (3.3)$$

$$d\sigma = d\sigma' - m dp \quad (3.4)$$

$$d\sigma' = D d\epsilon \quad (3.5)$$

このとき， ϵ^T はひずみベクトル (ϵ_{11} , ϵ_{22} , ϵ_{33} , γ_{12} , γ_{23} , γ_{31})， σ^T は有効応力ベクトル (σ_{11} , σ_{22} , σ_{33} , τ_{12} , τ_{23} , τ_{31})， D は剛性マトリックス (応力やひずみの履歴に依存するものとする)

応力，変位，間隙水圧，流量の境界条件

$$S\sigma = \bar{T} \quad (3.6)$$

$$u = \bar{u} \quad (3.7)$$

$$p = \bar{p} \quad (3.8)$$

$$nK(\nabla p - \rho_f g + \rho_f \ddot{u}) = \bar{q} \quad (3.9)$$

このとき， \bar{T} ， \bar{u} ， \bar{p} ， \bar{q} はそれぞれ境界上で規定される表面力，変位，間隙水圧，間隙水の流量， S ， n はそれぞれ境界での垂直方向余弦からなるマトリックス，および，垂直変位ベクトル

杭や矢板などの構造物の方程式

$$EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + (\rho_b \cdot h \cdot B) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + B\sigma = 0 \quad (3.10)$$

このとき， EI は杭や矢板の曲げ剛性， B は奥行き方向の長さ， h は杭や矢板の厚み， ρ_b は杭や矢板の密度， σ は杭や矢板に接する地盤の全応力

水の方程式

多くの場合，水の粘性および地盤—構造物の運動より発生する波の影響は無視できるので，水の方程式は次のようになる．

$$\nabla^2 p + \frac{1}{c^2} \ddot{p} = 0 \quad (3.11)$$

このとき， c は水中の音速， p は水圧，

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_3^2}$$

水の収支の連続の式

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho_f n^T \ddot{u} \quad (3.12)$$

ここで， n は地盤もしくは構造物と水の境界に垂直な単位ベクトルである．

次に，以上の支配方程式を用いて相似則を導く．まず，模型の長さの縮尺を λ_l ，時間の縮尺を λ_t とすると，

$$(x)_m = \lambda_l (x)_p, (t)_m = \lambda_t (t)_p \quad (3.13)$$

このとき、 $x^T = (x_1, x_2, x_3)$ であり、添え字 m, p は、それぞれ模型 (Model) と実物 (Prototype) を表している。なお、微分演算子 L については、模型と実物とのあいだに以下の関係が成り立つ。

$$(L)_m = (L)_p / \lambda_l, \quad (\nabla)_m = (\nabla)_p / \lambda_l \quad (3.14)$$

$$\left(\frac{\partial}{\partial n}\right)_m = \frac{1}{\lambda_l} \left(\frac{\partial}{\partial n}\right)_p, \quad \left(\frac{\partial}{\partial t}\right)_m = \frac{1}{\lambda_t} \left(\frac{\partial}{\partial t}\right)_p, \text{ etc.}$$

同様に、基本方程式に現れる変数と係数について、模型と実物に次のような関係が成り立つとする。

$$\begin{aligned} (\epsilon)_m &= \lambda_\epsilon (\epsilon)_p, (\sigma)_m = \lambda_\sigma (\sigma)_p \\ (u)_m &= \lambda_u (u)_p, (\sigma')_m = \lambda_{\sigma'} (\sigma')_p \\ (p)_m &= \lambda_p (p)_p, (EI)_m = \lambda_{EI} (EI)_p \\ (K)_m &= \lambda_K (K)_p, (s/k_f)_m = \lambda_{s/k_f} (s/k_f)_p \\ (D)_m &= \lambda_D (D)_p, (1/c^2)_m = \lambda_{1/c^2} (1/c^2)_p \\ (\rho_f)_m &= \lambda_{\rho_f} (\rho_f)_p, (\rho_b)_m = \lambda_{\rho_b} (\rho_b)_p \\ (\rho)_m &= \lambda_\rho (\rho)_p, (\bar{T})_m = \lambda_{\bar{T}} (\bar{T})_p \\ (\bar{u})_m &= \lambda_{\bar{u}} (\bar{u})_p, (\bar{p})_m = \lambda_{\bar{p}} (\bar{p})_p \\ (\bar{q})_m &= \lambda_{\bar{q}} (\bar{q})_p, (\bar{g})_m = \lambda_{\bar{g}} (\bar{g})_p \end{aligned} \quad (3.15)$$

相似則は、基本方程式が模型と実物の両者に対して成立するための条件として求められるので、式 (3.13), 式 (3.14), 式 (3.15) を基本方程式に代入して、係数を等しくなるように決定すればよい。式 (3.1) に式 (3.13), 式 (3.14), 式 (3.15) を代入すると、

$$\frac{\lambda_l}{\lambda_\sigma} (L^T)_m (\sigma)_m + \frac{1}{\lambda_\rho \lambda_g} (\rho)_m (g)_m = \frac{\lambda_t^2}{\lambda_\rho \lambda_u} (\rho)_m (\ddot{u})_m \quad (3.16)$$

式 (3.1) と同等の式が模型地盤中に成立するためには、

$$\frac{\lambda_\sigma}{\lambda_l} = \lambda_\rho \lambda_g = \frac{\lambda_\rho \lambda_u}{\lambda_t^2} \quad (3.17)$$

同様にして、式 (3.2) に式 (3.13), 式 (3.14), 式 (3.15) を代入すると、

$$\begin{aligned} & \frac{\lambda_t^2}{\lambda_K \lambda_p} (\nabla^T)_m (K)_m (\nabla)_m (p)_m - \frac{\lambda_l}{\lambda_K \lambda_{\rho_f} \lambda_g} (\nabla^T)_m (K)_m (\rho_f)_m (g)_m \\ & + \frac{\lambda_t^2 \lambda_l}{\lambda_{\rho_f} \lambda_K \lambda_u} (\nabla^T)_m (\rho_f)_m (K)_m (\ddot{u})_m - \frac{\lambda_t \lambda_l}{\lambda_u} (m^T)_m (L)_m (\dot{u})_m - \frac{\lambda_t}{\lambda_p \lambda_{s/k_f}} \frac{(\dot{p})_m (s)_m}{(K_f)_m} = 0 \end{aligned} \quad (3.18)$$

式(3.2)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\frac{\lambda_K \lambda_p}{\lambda_l^2} = \frac{\lambda_K \lambda_{\rho_f} \lambda_g}{\lambda_l} = \frac{\lambda_{\rho_f} \lambda_K \lambda_u}{\lambda_l^2 \lambda_l} = \frac{\lambda_u}{\lambda_l \lambda_l} = \frac{\lambda_p \lambda_s / k_f}{\lambda_t} \quad (3.19)$$

式(3.3)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{1}{\lambda_\epsilon} d(\epsilon)_m = \frac{\lambda_l}{\lambda_u} (L)_m d(u)_m \quad (3.20)$$

式(3.3)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\lambda_\epsilon = \frac{\lambda_u}{\lambda_l} \quad (3.21)$$

式(3.4)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{1}{\lambda_\sigma} d(\sigma)_m = \frac{1}{\lambda_{\sigma'}} d(\sigma')_m - \frac{1}{\lambda_p} m d(p)_m \quad (3.22)$$

式(3.4)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\lambda_\sigma = \lambda_{\sigma'} = \lambda_p \quad (3.23)$$

式(3.5)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{1}{\lambda_{\sigma'}} d\sigma' = \frac{1}{\lambda_D \lambda_\epsilon} (D)_m d(\epsilon)_m \quad (3.24)$$

式(3.5)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\lambda_{\sigma'} = \lambda_D \lambda_\epsilon \quad (3.25)$$

式(3.6)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{1}{\lambda_\sigma} S(\sigma)_m = \frac{1}{\lambda_{\bar{T}}} (\bar{T})_m \quad (3.26)$$

式(3.6)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\lambda_\sigma = \lambda_{\bar{T}} \quad (3.27)$$

式(3.7)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{1}{\lambda_u} (u)_m = \frac{1}{\lambda_{\bar{u}}} (\bar{u})_m \quad (3.28)$$

式(3.7)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\lambda_u = \lambda_{\bar{u}} \quad (3.29)$$

式(3.8)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{1}{\lambda_p}(p)_m = \frac{1}{\lambda_{\bar{p}}}(\bar{p})_m \quad (3.30)$$

式(3.8)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\lambda_p = \lambda_{\bar{p}} \quad (3.31)$$

式(3.9)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{1}{\lambda_K}n(K)_m \left(\frac{\lambda_l}{\lambda_p}(\nabla)_m(p)_m - \frac{1}{\lambda_{\rho_f}\lambda_g}(\rho_f)_m(g)_m + \frac{\lambda_t^2}{\lambda_{\rho_f}\lambda_u}(\rho_f)_m(\ddot{u})_m \right) = \frac{1}{\lambda_{\bar{q}}}(\bar{q})_m \quad (3.32)$$

式(3.9)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\frac{\lambda_K\lambda_p}{\lambda_l} = \lambda_{\rho_f}\lambda_g\lambda_K = \frac{\lambda_{\rho_f}\lambda_u}{\lambda_t^2} = \lambda_{\bar{q}} \quad (3.33)$$

式(3.10)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{\lambda_l}{\lambda_{EI}\lambda_u}(EI)_m \frac{\partial^4 u_m}{\partial x_m^4} + \frac{\lambda_t^2}{\lambda_{\rho_b}\lambda_l^2\lambda_u}((\rho_b)_m \cdot (h)_m \cdot (B)_m) \frac{\partial^2 (u)_m}{\partial (t)_m^2} + \frac{1}{\lambda_l\lambda_\sigma}(B)_m(\sigma)_m = 0 \quad (3.34)$$

式(3.10)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\frac{\lambda_{EI}\lambda_u}{\lambda_l} = \frac{\lambda_{\rho_b}\lambda_l^2\lambda_u}{\lambda_t^2} = \lambda_\sigma\lambda_l \quad (3.35)$$

式(3.11)に(式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{\lambda_l^2}{\lambda_p}(\nabla)_m^2(p)_m + \frac{\lambda_t^2}{\lambda_{\frac{1}{c^2}}}\frac{1}{(c)_m^2}(\ddot{p})_m = 0 \quad (3.36)$$

式(3.11)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\frac{\lambda_p}{\lambda_l^2} = \frac{\lambda_{\frac{1}{c^2}}}{\lambda_t^2} \quad (3.37)$$

式(3.12)に式(3.13), 式(3.14), 式(3.15)を代入すると,

$$\frac{\lambda_l}{\lambda_p} \left(\frac{\partial}{\partial n} \right)_m (p)_m = \frac{\lambda_t^2}{\lambda_{\rho_f}\lambda_u} (\rho_f)_m n^T (\ddot{u})_m \quad (3.38)$$

式(3.12)と同等の式が模型地盤中に成立するためには,

$$\frac{\lambda_p}{\lambda_l} = \frac{\lambda_{\rho_f}\lambda_u}{\lambda_t^2} \quad (3.39)$$

ここで, 幾何の縮尺 λ_l , 加速度の縮尺 λ_g , 密度の縮尺 λ_ρ , およびひずみの縮尺 λ_ϵ を基礎の相似比とする. その他の相似比は, 上記の基礎の相似比を式(3.17)~ 式(3.39)に代入し

て求める．その他の相似比を**表 3.1**に表す．

遠心力場の相似則では長さの縮尺として λ_l のかわりに $1/\lambda$ を使用すると， $\lambda_g = \lambda$ ， $\lambda_\rho = 1$ ， $\lambda_\epsilon = 1$ とすればよく，**表 3.1**のように表される．相似則から模型と実物の応力一ひずみ関係は，一対一に対応することが分かる．このことは，土のようにその応力状態によって非線形に性質の変わる材料にとっては非常に都合がよい．なぜなら，模型と実物の応力状態は実物と同じ材料を用いると自動的に満たされるので，模型を作成する際に特別な考慮をする必要がないからである．また，杭や矢板などの構造物に関しても，実物と同じ材料を用いて長さの縮尺のみを変えた模型を作成すればよい．

表 3.1 遠心力場の相似則

項目	一般的な相似則	遠心力場の相似則
長さ	λ_l	$1/\lambda$
質量密度	λ_ρ	1
ひずみ	λ_ϵ	1
加速度	λ_g	λ
時間	$(\lambda_\epsilon \lambda_l / \lambda_g)^{1/2}$	$1/\lambda$
振動数	$(\lambda_\epsilon \lambda_l / \lambda_g)^{-1/2}$	λ
変位	$\lambda_\epsilon \lambda_l$	$1/\lambda$
応力	$\lambda_\rho \lambda_g \lambda_l$	1
有効応力	$\lambda_\rho \lambda_g \lambda_l$	1
間隙水圧	$\lambda_\rho \lambda_g \lambda_l$	1
剛性マトリックス	$\lambda_\rho \lambda_g \lambda_l / \lambda_\epsilon$	1
透水係数マトリックス	$(\lambda_\epsilon \lambda_l / \lambda_g)^{1/2} / \lambda_\rho$	$1/\lambda$
間隙率と間隙水の体積弾性係数の比	$\lambda_\epsilon / \lambda_\rho \lambda_g \lambda_l$	1
杭や矢板の曲げ剛性	$\lambda_\rho \lambda_g \lambda_l^5 / \lambda_\epsilon$	$1/\lambda^4$
間隙水の密度	λ_ρ	1
杭や矢板の密度	λ_ρ	1
水中の音速	$\lambda_\epsilon / \lambda_l \lambda_g$	1
境界上の変位	$\lambda_{\bar{u}}$	$1/\lambda$
境界上の表面力	$\lambda_\rho \lambda_g \lambda_l$	1
境界上の間隙水圧	$\lambda_\rho \lambda_g \lambda_l$	1
境界上の間隙水の流量	$(\lambda_\epsilon \lambda_g \lambda_l)^{1/2}$	1

3.3 実験模型

本節では、遠心模型実験装置を用いて遠心加速度 $25g$ 条件下で行った。下記に模型実験で作製した実験模型、実験手順、実験時の計測項目について述べる。尚、実験模型、実験手順における寸法はすべて模型スケールで述べる。

3.3.1 模型材料

(a) 沈下盛土層材料および盛土材料の物理的性質

沈下盛土層ならびに堤体盛土材料は保水性を持たせることを目的とし、豊浦砂 ($G_s=2.656$, $U_c=1.48$) と珪砂7号 ($G_s=2.695$, $U_c=1.74$) を $8:2$ の重量比になるように混合させたものを使用した。表 3.2 に堤体試料の物性、図 3.9 に混合砂の粒径加積曲線を示す。

(b) 粘性流体

遠心模型実験では遠心力の影響により、模型に作用する遠心加速度が Ng なら動的現象における時間は、プロトタイプの N 倍、圧密・浸透現象はプロトタイプの N^2 の速さで進行する。そのため本来、砂地盤の液化化問題を取り扱う場合、圧密・浸透現象と動的な現象が連成するため、何らかの方法で両者の時間の縮尺を一致させる必要がある。そこで一般的には、間隙流体として水よりも粘性の高い粘性流体を用いて地盤の透水係数を見かけ上 $1/N$ に低下させることにより、圧密・浸透現象の時間の縮尺をプロトタイプの N 倍として時間の縮尺を統一させている。

粘性の定義は、ある物体を面積 S 、間隔を h にした2枚の平板間にはさみ、平板を相対速度 U で平行に動かすと、動いている方向と反対方向にせん断応力 τ が発生する。物体と板の間に発生する力を F と置くと、 F は相対速度 U と間隔 h の逆数に比例し、

$$\tau = \frac{F}{S} = \mu \frac{U}{h} \quad (3.40)$$

と表現される。この比例定数 μ が粘度(絶対粘度)となる。

また、粘度は毛管粘度計など、細い管のなかを自重で通過する速度(時間)によって比較できるので、絶対粘度を密度で割った動粘度が指標として用いられる。

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (3.41)$$

動粘度の単位としては、センチストークス (cSt) を用いる。本実験では遠心加速度 $25g$ を載荷して実験を行うため、間隙流体の動粘度は $25\text{cSt}(\text{mm}^2/\text{s})$ 必要である。そこで、本実験での間隙流体は、加振時と浸透時の時間をなるべく同じものと考えするために、 25cSt に調整したメチルセルロース水溶液を用いた。

表 3.2 盛土試料の物理的性質

土粒子密度 ρ_s	2.56(g/cm ³)
最適含水比 w_{opt}	13.2(%)
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.61(g/cm ³)
最小乾燥密度 ρ_{dmin}	1.33(g/cm ³)

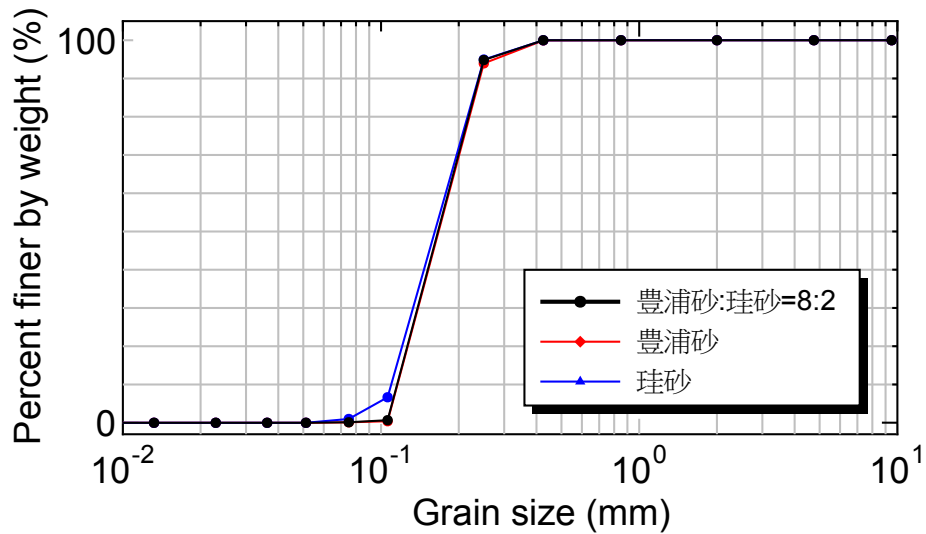


図 3.9 粒径加積曲線

3.3.2 模型作成

図 3.10 に実験模型図を示す。実験模型は、基礎地盤，沈下盛土層，盛土の 3 層で作製した。以下に、それぞれの作製手順について詳細を示す。

(a) 基礎地盤作製

本研究での基礎地盤には剛性の高い防水モルタルで作った型 (写真 3.16) を使用する。防水モルタルを使用した理由としては、本研究では堤防の変状に対する浸透性能に着目していることから基礎地盤は浸透を考慮せず、地盤製作が簡易であることと、粘性土地盤と防水モルタルの地盤の地盤上部に加速度計を設置し、計測を行ったところ波形の形状に大きな差異がなかったためである。

(b) 沈下盛土層作製

沈下盛土層については試料を空中落下法を用い、目標相対密度 $Dr=50.0\%$ 、乾燥密度 $\rho_d=1.450\text{g/m}^3$ で作製した。大住の研究²³⁾では、ポアリング径 5.0mm, 4.0mm, 3.2mm

と変化させ、それぞれ落下高さを設定してモールドに砂を注ぎその重量から相対密度を算定することで、各ポアリング条件における相対密度と落下高さ及び変動係数の関係を検証した。各ポアリング条件 D_{mm} における相対密度 $D_r(\%)$ と落下高さ h_{mm} 及び変動係数 $V_m(\%)$ の関係を図 3.11 に示す。この結果を参考にポアリング径および落下高さを設定し、ポアリングを行った。写真 3.17 にポアリング容器全体図、図 3.18 にポアリング容器の寸法を示す。本実験での沈下盛土層作製手順を以下に示す。

1. ポアリング容器(写真 3.17)に試料を充填し、ポアリング径 $D=4mm$ と設定する..
2. ポアリング容器(写真 3.17)を落下高さ $h=200mm$ まで上げる。
3. 一定の掃引速さを保ちながら、試料を落下させる。
4. 沈下盛土層の上面が地表面に到達するまで、ポアリングを行う。
5. 振動を与えないように注意しながら、沈下盛土層の表面を整形する。
6. 沈下盛土層に充填された砂重量を測定し、相対密度を算定する。

作製した沈下盛土層を写真 3.19 に示す。

(c) 盛土作製

写真 3.20 に盛土の作製過程を示す。盛土は初期含水比 $w=13.0(\%)$ の値を目標として調整した。盛土作製は大きく 5 層に分け、各層毎に所定の型枠内で突き固めを行うことで、締固め度 $D_c=80.0(\%)$ 、乾燥密度 $\rho_d=1.290g/m^3$ を目標とし作製した。その後、天端幅 30mm、高さ 65mm、底面幅 290mm で法面勾配を 1:2 となるように成形を行うことで盛土を完成させた。

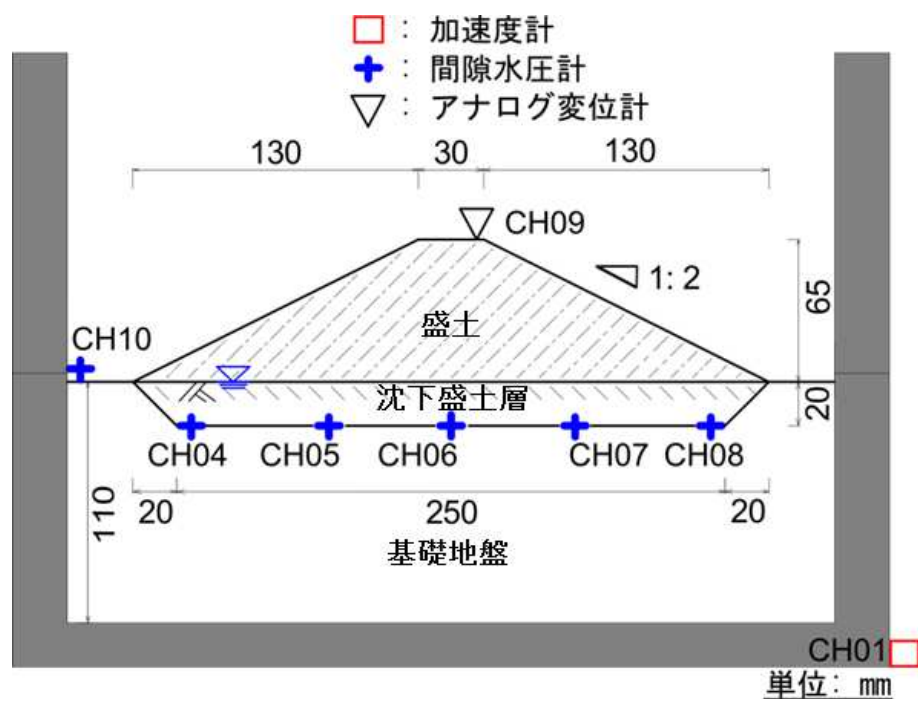


図 3.10 実験模型図



写真 3.16 防水モルタル全体写真

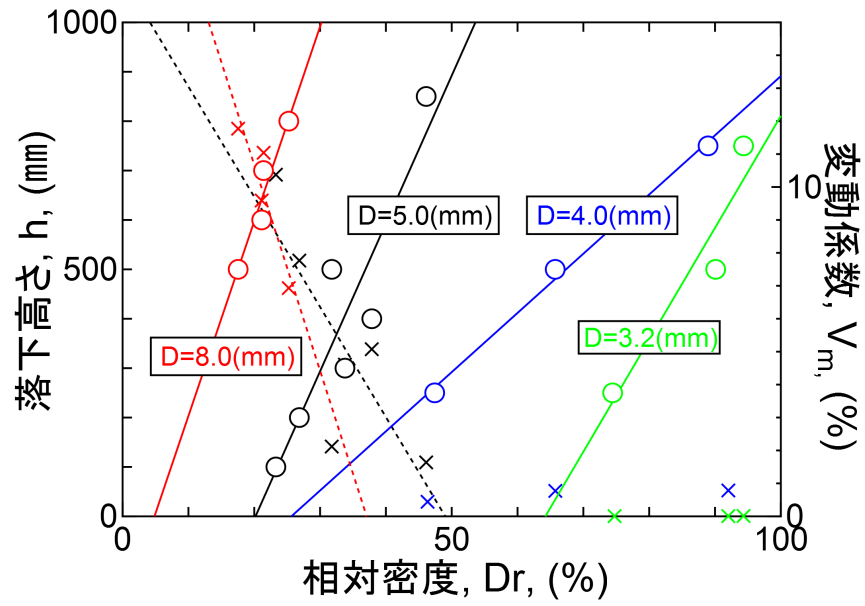


図 3.11 ポアリング条件設定図²³⁾



写真 3.17 ポアリング容器

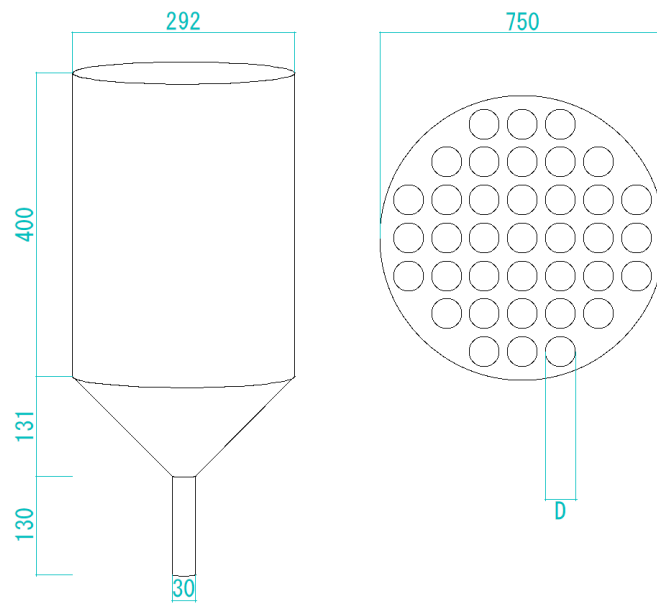


写真 3.18 ポアリング容器および砂出し口の寸法

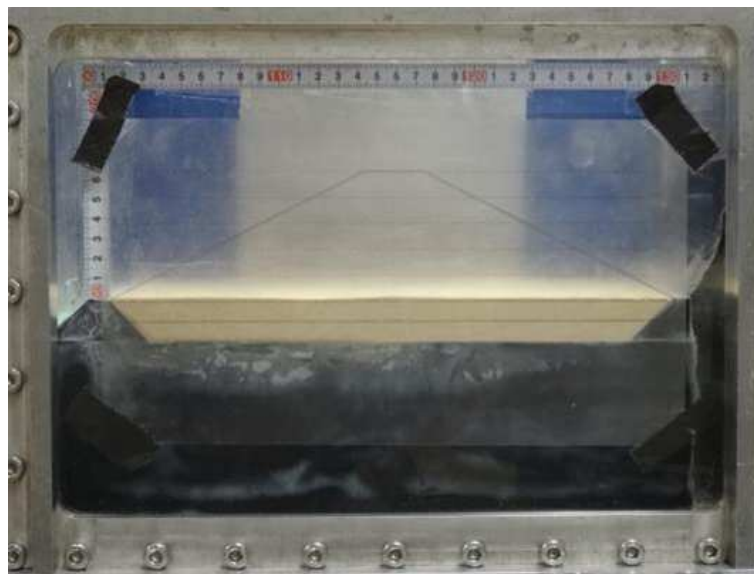


写真 3.19 沈下盛土層完成図

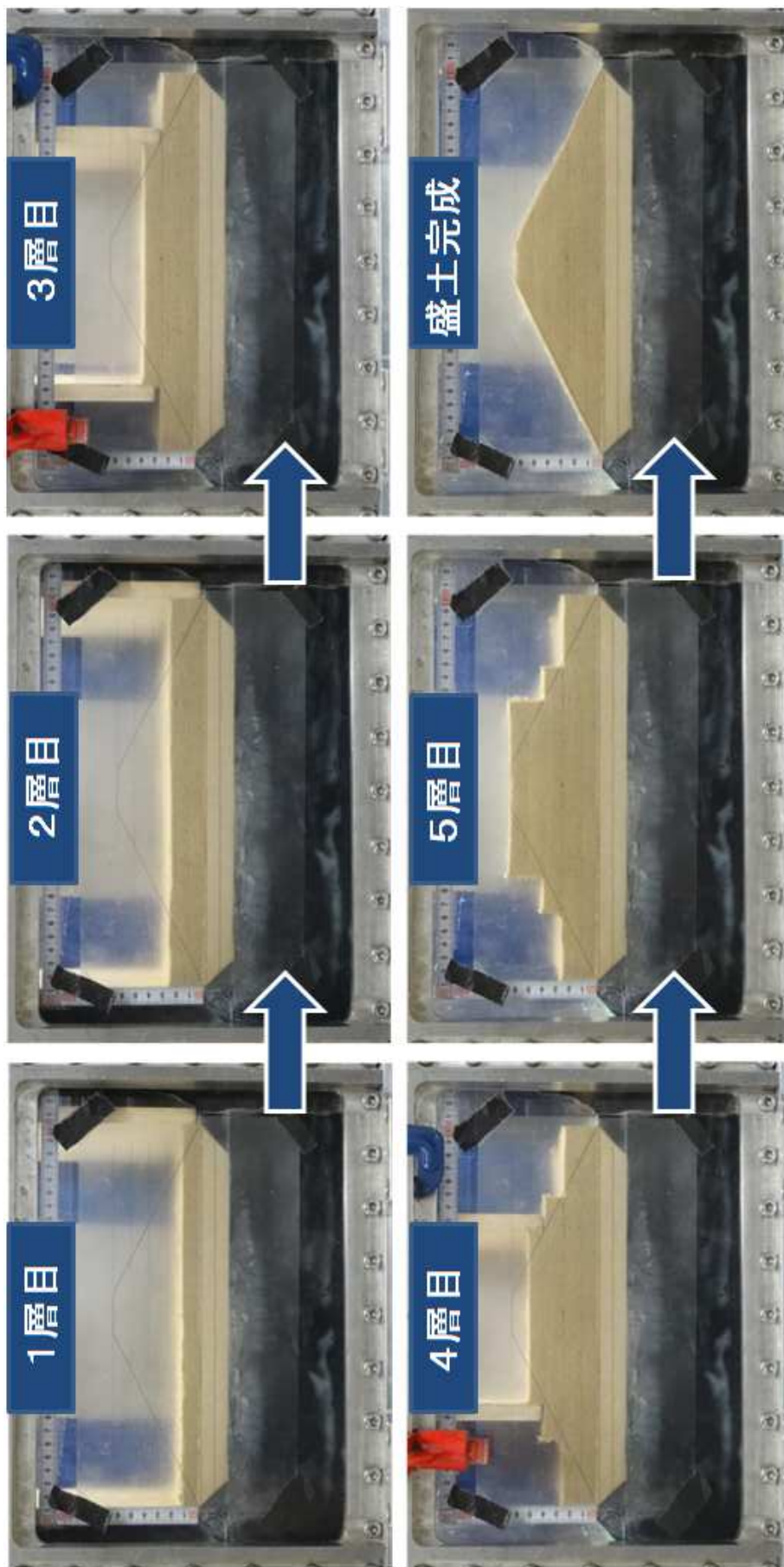


写真 3.20 盛土作製過程

3.3.3 実験ケース

表 3.3 に各ケースの沈下盛土層および盛土の乾燥密度と加振条件を示す。実験ケースは、加振を行わないケースとしてケース N，加振を行ったケースにおいては、変形の度合いを3つに分け、変形小，中，大の順にケース S，M，L とした。各ケースの沈下盛土層の相対密度，盛土の締固め度は一定の目標値を設定したが，多少バラつきが生じる結果となった。

表 3.3 実験ケース

No.	ケース名	沈下盛土層の乾燥密度 (g/cm ³)	盛土の乾燥密度 (g/cm ³)	入力周波数 (Hz)	加振時間 (s)
1	N-1	1.456	1.339	-	-
2	S-1	1.455	1.302	17	1.5
3	S-2	1.456	1.303	17	1.5
4	M-1	1.462	1.281	17	1.5
5	M-2	1.451	1.291	17	1.5
6	L-1	1.463	1.243	17	2.0

3.3.4 実験手順

本実験は，遠心力場において，3つの過程に分け実施した。下記にそれぞれの実験過程について詳細を述べる。

(a) 注水過程

図 3.12 に注水システムを示す。模型を作製した後，堤体内液状化を想定するために，沈下盛土層を飽和させることを目的として，注水を行った。注水過程は，加振の有無に関わらず全ケースで行った。まず，遠心加速度を 25g まで上昇させる。その後，土槽の両側面から水位を上昇させ，沈下盛土層の間隙水圧計の値と観察面からの目視を参考に，地表面からおよそ 5mm の高さで一定に保つ。その後，間隙水圧計 (CH04~ CH08) で地表面付近まで水位が到達していることを確認するまで注水を行った。写真 3.21 に注水の過程を示す。なお，水位調整は，貯水タンクに接続した空気圧レギュレータによりタンク内の空気圧を調整し，電磁弁の開閉により水位の調整を行った。各間隙水圧計の値が所定の値になったのを確認した後，両側から排水を開始し，水位を地表面とした。

(b) 加振実験過程

図 3.13 に加振実験システムを示す。加振時間はケース S-1~ ケース M-2 では 1.5 秒間の入力，ケース L-1 ではさらに加振による変形を大きくするために 2.0 秒間の入力を行った。入力周波数はケース S-1~ ケース L-1 において，すべて 17Hz で入力し，水平加振を行った。

(c) 水位上昇による浸透過程

図 3.14 に浸透実験システムを示す。浸透実験は、加振の有無に関わらず全てのケースにおいて実施した。加振を行わないケース N-1 に関しては、地表面に水位が存在することを確認し、川表側（図 3.14 の左側）の水位上昇を行った。また、加振を行ったケース S-1 ~ L-1 に関しては、加振後の間隙水圧を消散させるために、加振から 300 秒後に水位上昇を行った。図 3.15 に浸透実験の給水水位の時刻歴を示す。水位上昇条件は、緩やかな水位上昇を再現することを目的とし、120 秒毎に 10mm の水位上昇を行い、加振による天端沈下を考慮し、盛土高さ 65mm の約 60(%) の高さである 40mm まで水位を 480 秒かけて上昇させた。そして地表面から 40mm の位置で 600 秒間、水位を一定にし、盛土内の水位の変化および川裏側への滲出量を計測した。

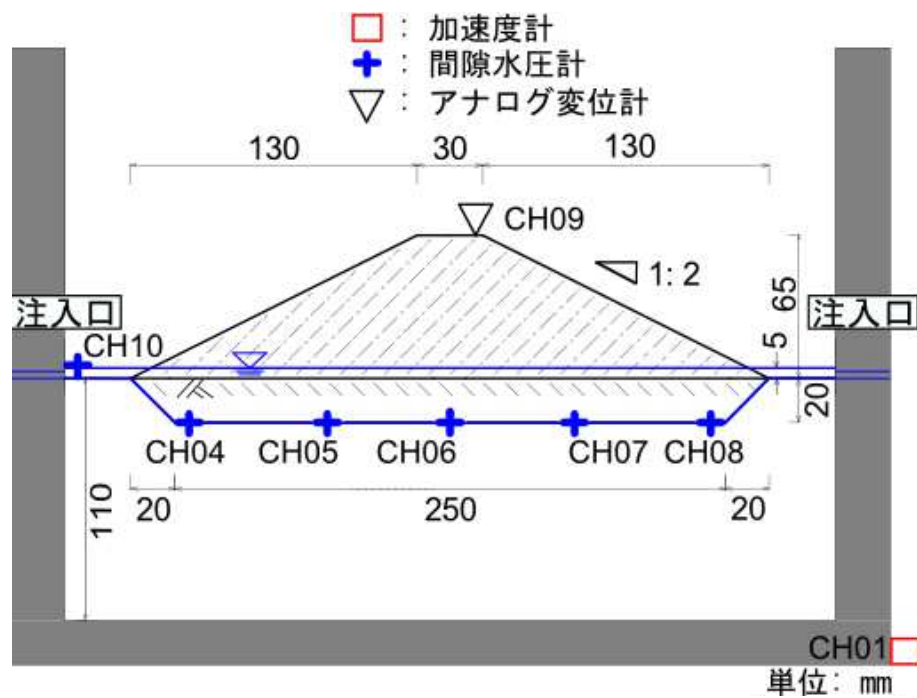


図 3.12 注水システム

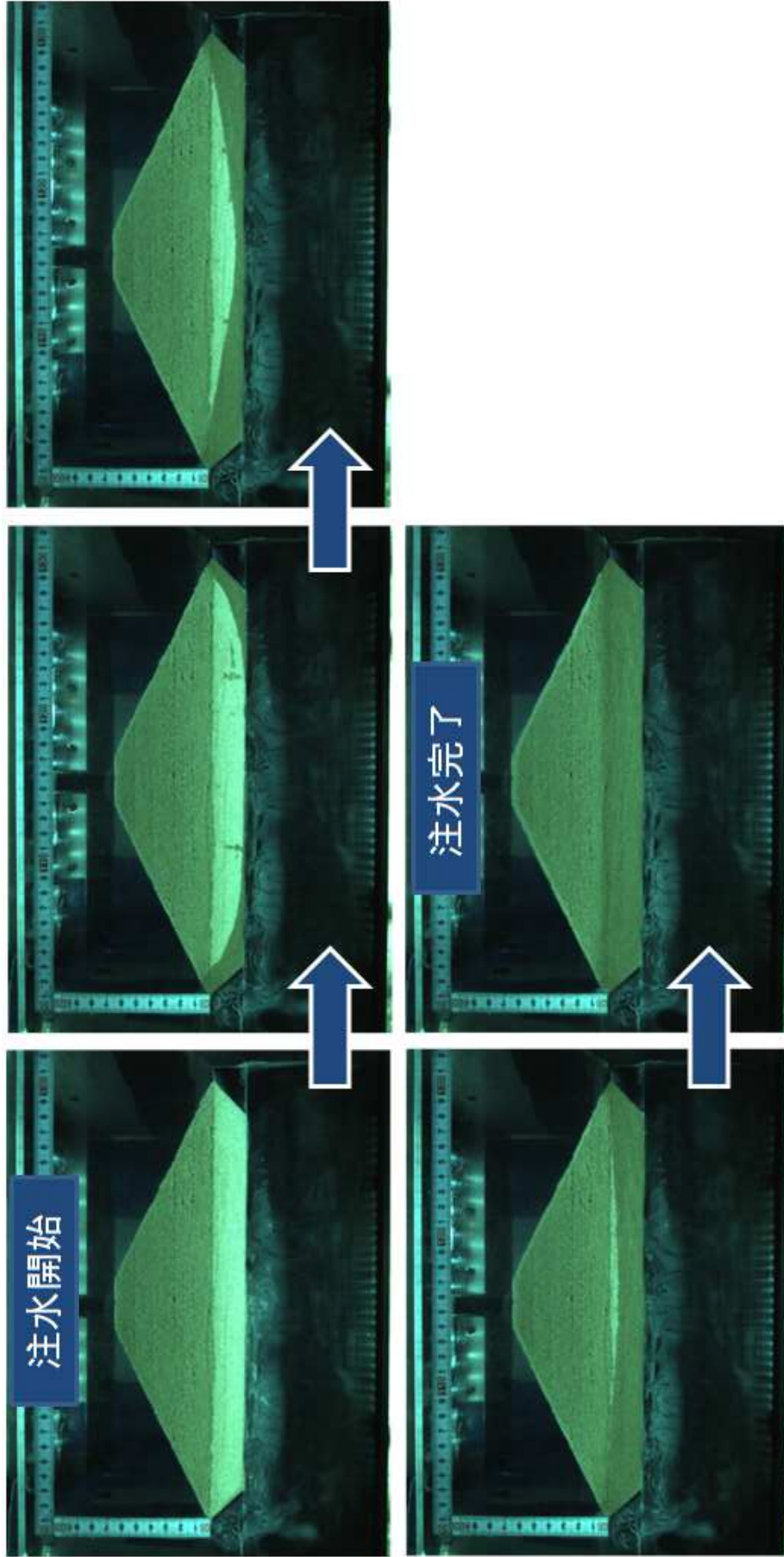


写真3.21 注水過程

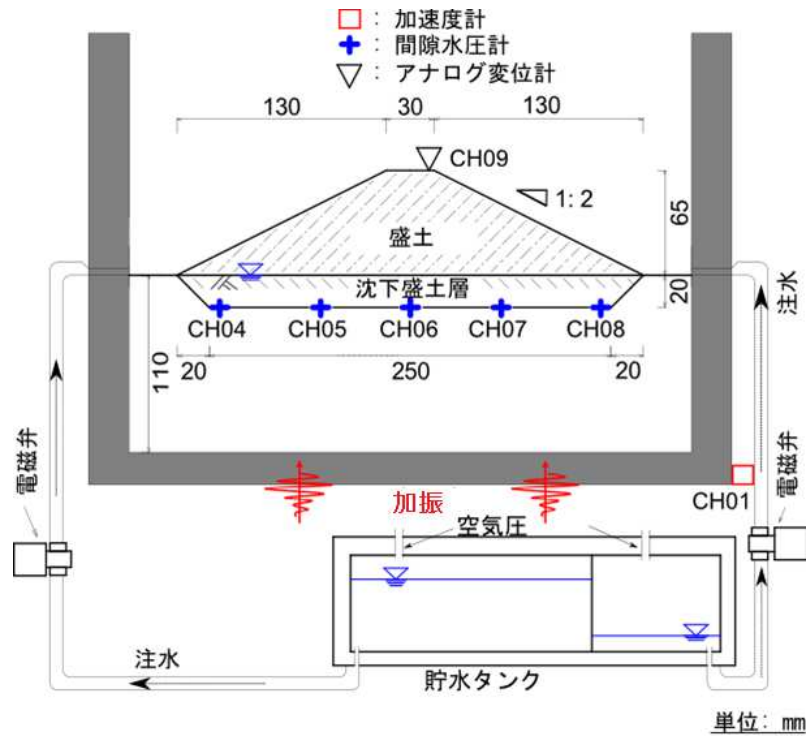


図 3.13 加振実験システム

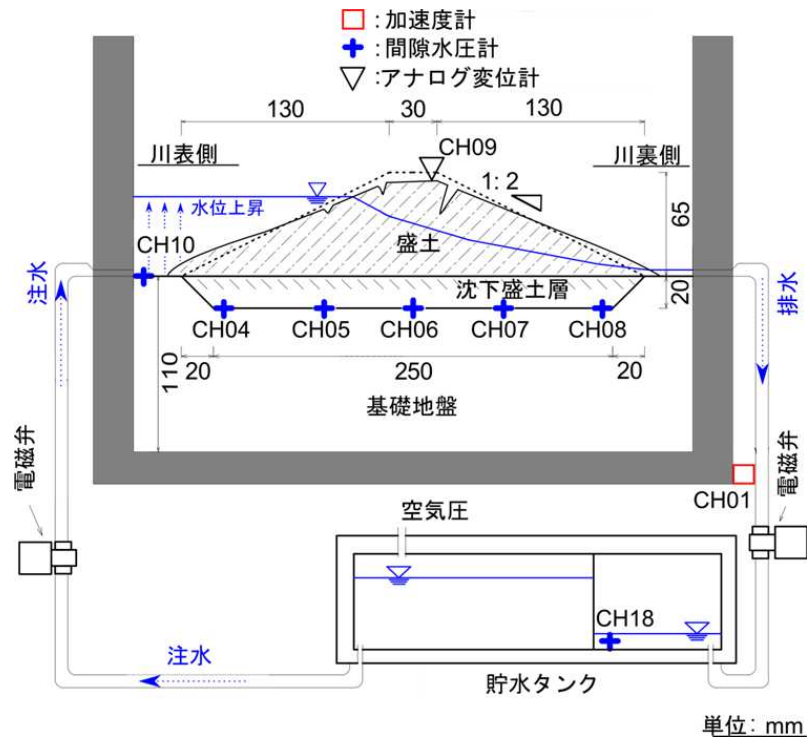


図 3.14 浸透実験システム

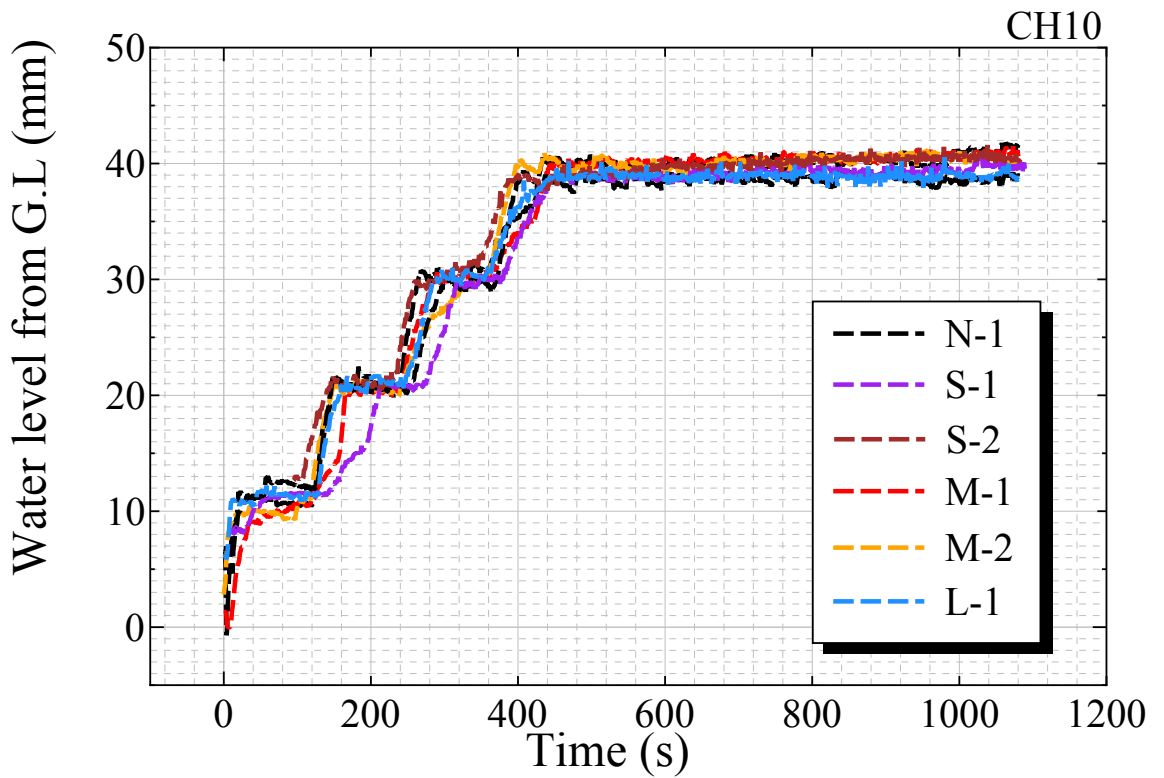


図 3.15 各ケースにおける給水水位

3.3.5 計測項目

計測項目は、加振時においては、盛土の天端沈下量、沈下盛土層底部の過剰間隙水圧および入力加速度である。また浸透実験時は、給水側の水位と排水側の滲出量、盛土内部の水位を計測した。図 3.13 に示したように、加振時の土槽側部に設置している加速度計 (CH01) の応答値を入力加速度とした。過剰間隙水圧の計測また浸透実験時の堤体内部の水位把握のために間隙水圧計 (CH04~ CH08) を設置した。加振時の天端沈下量を把握するために、アナログ式変位計 (CH09) を天端鉛直方向に設置した。また、浸透実験時の給水水位を把握するために、図 3.14 に示したように、土槽流入口付近に同様に間隙水圧計 (CH10) を設置した。さらに、排水側の滲出量を計測するために排水側のタンク底部に間隙水圧計 (CH18) を設置した。

3.4 実験結果

本節では、各ケースの加振実験および浸透実験の結果を述べる。尚、結果における加速度、天端沈下量、排水量および経過時間は遠心加速度 25g 条件下であることを考慮した上で、模型スケールでの記載をしている。

3.4.1 加振実験

本節では、表 3.3 に示したケースにおいて、加振を行ったケース S-1~ L-1 の結果を述べる。写真 3.22~ 写真 3.24 に各ケースの加振後の正面写真を示す。大規模な変形を想定したケース L-1 に着目すると、加振により法尻部分が側方に流動し、それに伴い盛土表面にクラック、天端の沈下が発生したことを確認した。表 3.4 にケース S-1~ L-1 の加振による最終的な天端沈下量と平均加速度 × 入力波数を示す。ここでの平均加速度とは、入力波形における各波毎の最大値と最小値を絶対値で算出し、合計した値を平均した加速度を指す。結果として、平均加速度 × 入力波数に比例して、天端沈下量が大きくなる傾向になった。

ケース S-1~ M-2 においては、同じ加振条件としたにも関わらず、ケース M-1, M-2 の方が平均加速度 × 入力波数が、ケース S-1, S-2 より大きくなり、天端沈下量が大きくなった。図 3.16~ 図 3.18 にケース S-1~ L-1 の入力加速度と沈下盛土層に設置した間隙水圧計による過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。過剰間隙水圧比は、実験で計測した過剰間隙水圧をオスターバークによる地盤内応力の影響値を考慮した初期有効上載圧で除し、算出した値を参考値としている。ケース S-1, S-2 に関しては天端沈下量が他のケースと比較して小さい値を示した。特に S-1 に関してはほとんど沈下しない結果となり、図 3.16 から個々の計測地点 (CH04~ CH08) での過剰間隙水圧比が上昇量が小さいことから、沈下盛

土層の変形が小さく、天端沈下量が抑えられたと考えられる。ケース M-1, M-2 では今回実施した加振実験では中規模の天端沈下量が計測された。前述の通り、ケース M-1, M-2 の入力加速度のピークはケース S-1, S-2 より大きくなっている。また図 3.17 からケース M-1 においては、CH08 地点で過剰間隙水圧比が 0.95 程度の値を示しており、ケース M-1 では液状化に近い状態となっている。ケース L-1 では、初期の盛土高さの約 30% が沈下する大規模な変形が発生する結果となった。図 3.18 から盛土両法尻直下における過剰間隙水圧比 (CH04, CH08) が 0.7 程度の値を示している。

3.4.2 浸透実験

図 3.19 に浸透過程における川裏側滲出量の時刻歴を示す。また給水水位の代表例としてケース L-1 の給水水位も図 3.19 に示す。加振を行ったケースに関しては、実験時間 720 秒経過までは滲出量が加振を行っていないケース N-1 とほぼ同様、または下回っていることが確認できる。しかし、ケース M-1, M-2 に着目すると実験時間 720 秒を過ぎたあたりから、滲出量がケース N-1 を上回る結果となった。他のケース S-1, S-2, L-1 に関しては、実験終了時点までケース N-1 を上回ることなく実験が終了した。また、図 3.20 に加振を行っていないケース N-1, 加振を行った中でも変形量の大きくなったケース M-1, M-2, L-1 の浸透実験時における滲出流量の単位時間あたりの変化を示す。ケース M-1, M-2, L-1 に関しては、浸透実験時間 600 秒付近まで、加振を行っていないケース N-1 よりも滲出流量がほぼ同じもしくは小さい値を示している。その後において、ケース M-1, ケース M-2 に関しては、滲出流量がケース N-1 を大きく上回る結果となった。しかし、終盤において滲出流量が徐々に減少していく傾向が見られた。ケース L-1 に関しては、終始ケース N-1 よりも滲出流量が小さい値を示したが、終盤において、増加の傾向はケース N-1 よりも大きくなる傾向が見られ、継続して浸透実験を行った場合、滲出流量がケース N-1 を上回る可能性がある。写真 3.25 に浸透実験における川裏側法尻崩壊の代表的な例としてケース L-1 を示す。すべての写真において、上端が川裏側法肩部を示し、下端が法尻部を示している。また、左側が土槽側面における観察面側となり、右側が背面側となる。写真 3.25(a) は、加振直後の映像を示しており、川裏側法面全体においてクラックが発生していることが確認できる。写真 3.25(b) は、浸透実験開始から 840 秒経過したときの川裏側法面の状況である。法尻部において大きく分けて 3 地点で、加振によるクラック発生個所を起点とし、徐々に破壊していく様子が確認できる。最終的には、写真 3.25(c) に示すように、一部の地点では法面中腹部まで浸透による破壊が確認された。このように、加振による法尻でのクラックが起点となって、浸透時に進行的な破壊が発生する可能性がある。写真 3.26 に浸透実験終了後の川裏側法尻部の状態を示す。すべての写真において、上端が川裏側法肩部を示し、下端が法尻部を示している。また、左側が土槽側面における観

察面側となり、右側が背面側となる。写真 3.26(a), (b), (c)に着目すると、川裏側法尻部に大きな破壊等はなく、浸透流により細粒分が多少流れ出す程度となった。ケース S-1, S-2 に関しては天端沈下量が小さく、はらみ出しが小規模だったため、法尻部の強度低下が他の加振を行ったケースに比べ小さかったと考えられる。故に加振を行っていないケース N-1 と法尻部の状態と差がなかったと考えられる。次に写真 3.26(d), (e), (f)に着目すると、法尻部に局所的な浸透破壊と見られる痕跡が確認された。この痕跡は、加振時における天端沈下量が大きいケースに共通して発生している。このことから、加振による法尻のはらみ出しやクラックにより強度が低下し、その部分が浸透流を受けることで、局所的な破壊を誘発する可能性があると考えられる。

以上より、加振を考慮した河川堤防に対する後続の浸透条件下には以下のようなメカニズムが存在すると考えられる。

要因 1 加振により沈下盛土層の密度が増加し、それに伴い沈下盛土層の透水性が低下する。それが原因となり、加振による影響を受けていないケースに比べ、滲出量が減少する。

要因 2 加振により法尻部がはらみ出し、水平方向の浸透距離が増加することで、動水勾配が低下し、滲出量の遅れに起因する。

要因 3 加振により法尻部がはらみ出し、その箇所が弱部となり浸透に対する強度を低下させる。続いて浸透実験時にその部分が局所的な浸透破壊を起こし、水平距離が破壊に伴い減少することで、動水勾配が増加する。

以上の3項を踏まえ、加振を行った各ケースにおける浸透実験時の滲出量および滲出流量を考察すると、ケース S-1, S-2 に関しては、天端の沈下量が比較的小さく、盛土法面においてクラックやはらみ出しが確認されなかったことから、要因 1 が滲出量を減少させたと考えられる。ケース M-1, M-2 に関しては、浸透実験終了後の様子では局所的な浸透破壊が見られたため、要因 3 が滲出量および滲出流量を増加させたと考えられる。最後にケース L-1 に関しては、加振により法尻部にはらみ出しや法面のクラックが確認されたことや、滲出量の増加が他のケースに比べ遅れたこと、実験終盤における滲出流量の急激な増加から、要因 1, 要因 2 および要因 3 が起因したと考えられる。

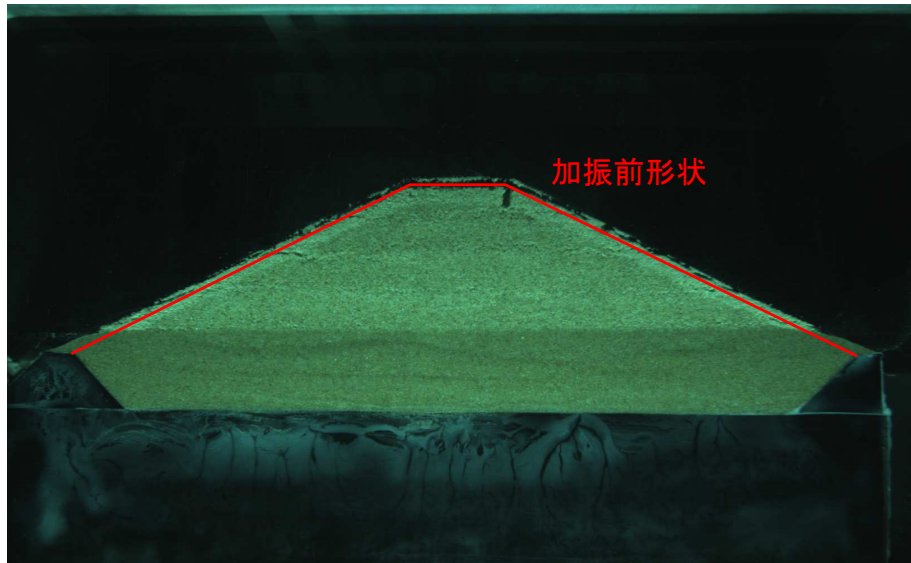
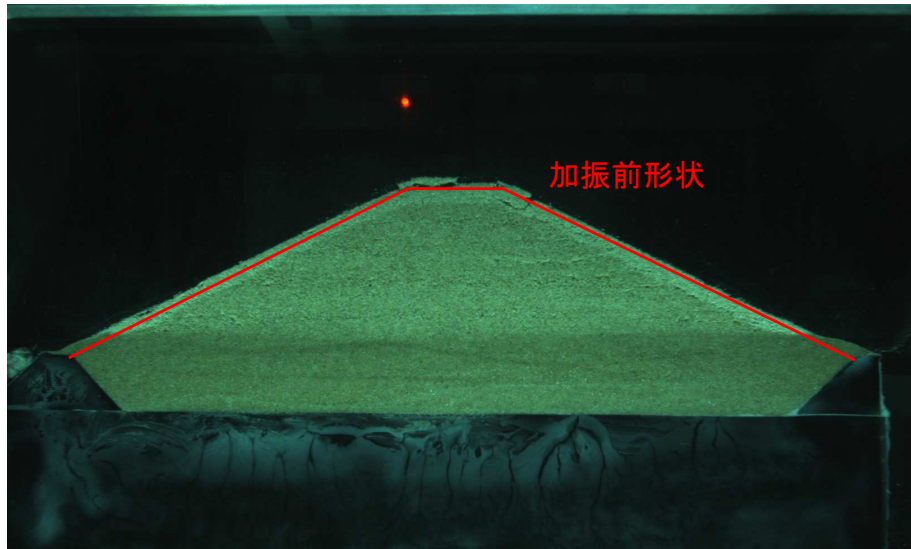


写真 3.22 加振後の正面写真 (上からケース S-1, S-2)

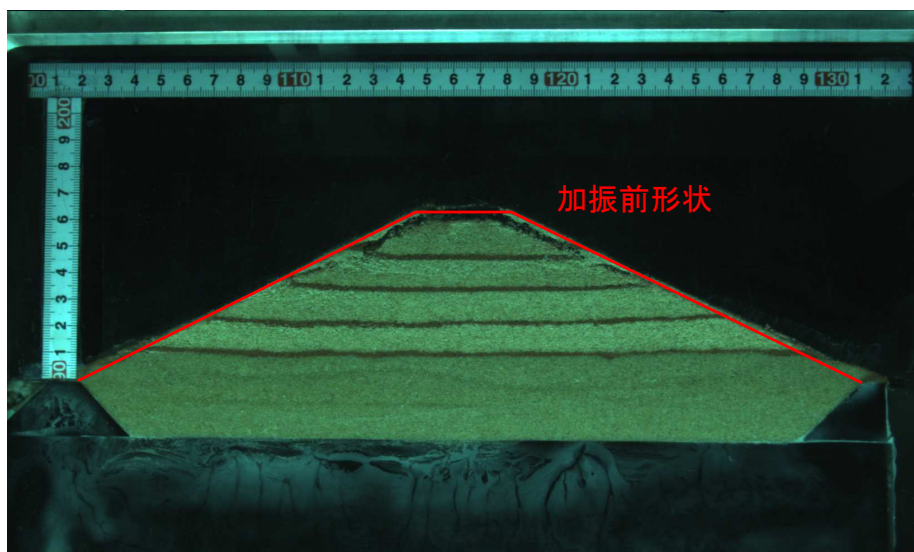
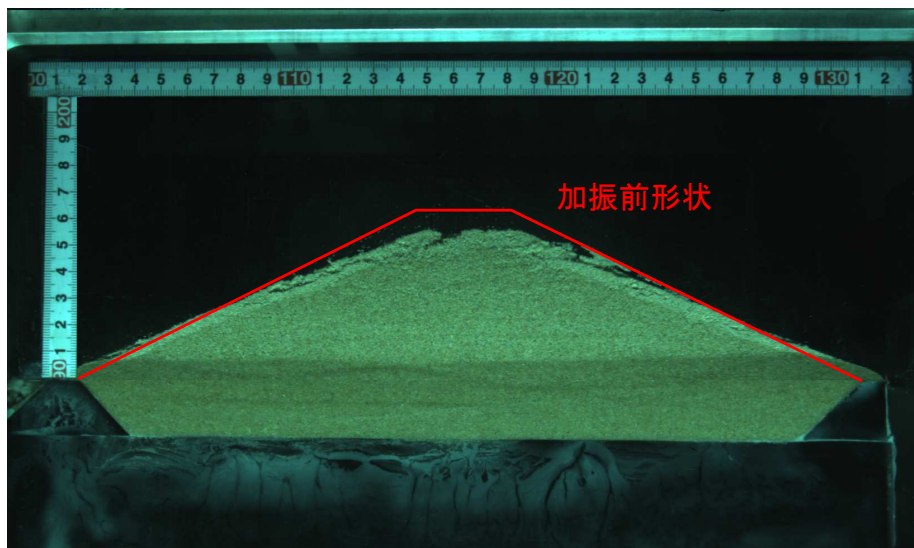


写真 3.23 加振後の正面写真 (上からケース M-1, M-2)

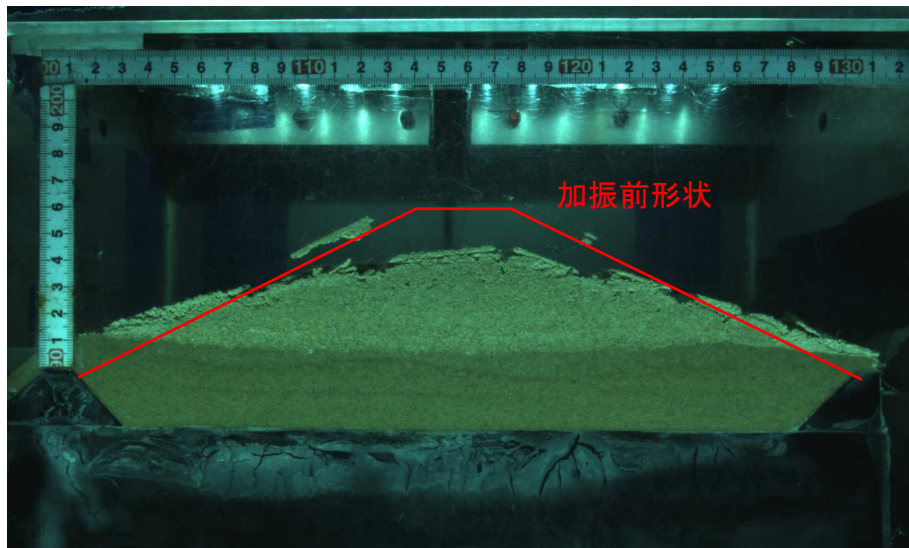


写真 3.24 加振後の正面写真 (ケース L-1)

表 3.4 加振による最終的な天端沈下量と平均加速度 × 入力波数

ケース名	S-1	S-2	M-1	M-2	L-1
天端沈下量 (mm)	2.7	4.4	10.5	7.1	19.8
平均加速度 (m/s) × 入力波数	$66.0 \times 25 = 1650$	$66.3 \times 25 = 1658$	$72.8 \times 25 = 1820$	$69.0 \times 25 = 1725$	$93.8 \times 34 = 3189$

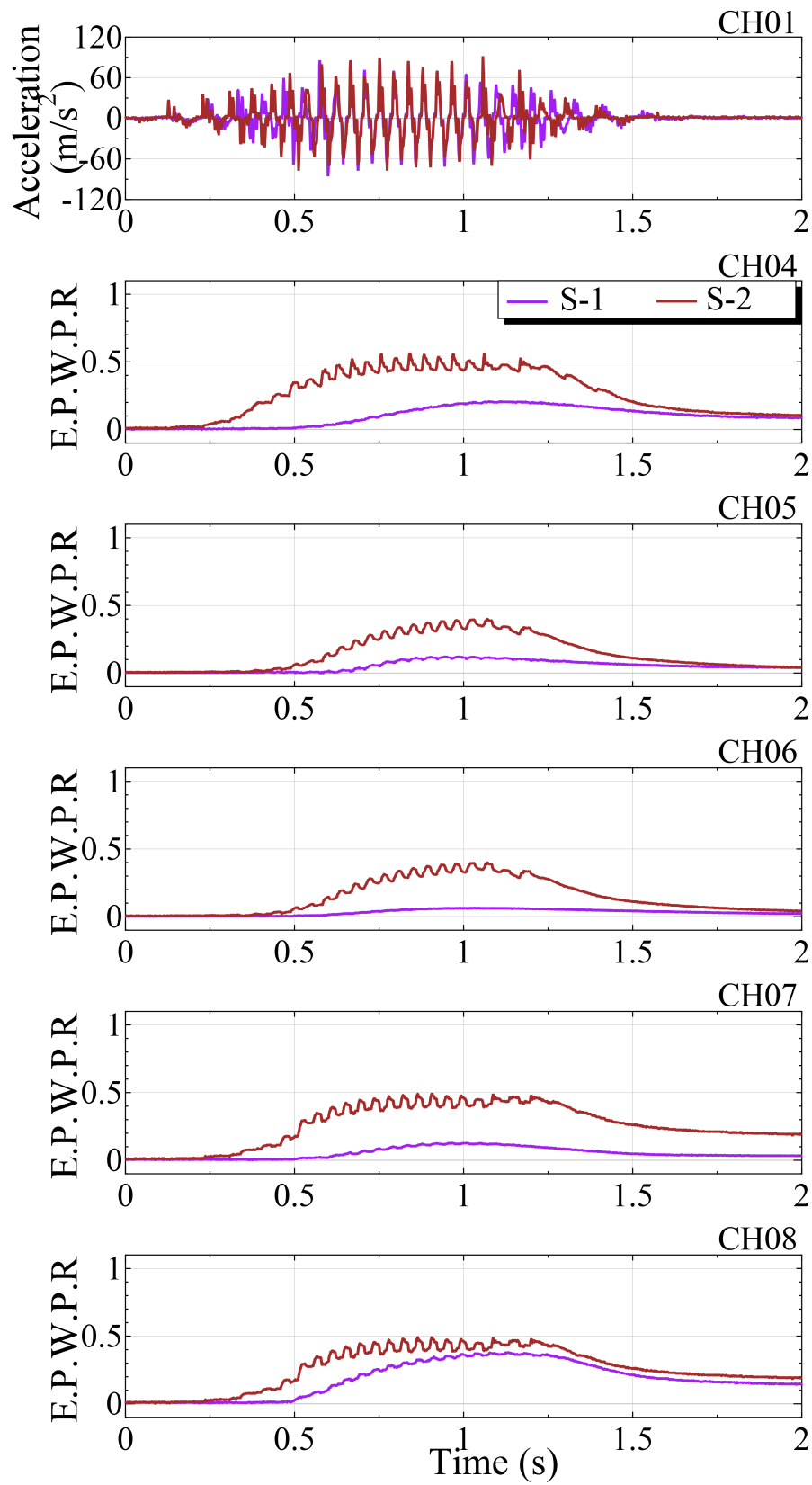


図 3.16 入力加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴 (ケース S-1, S-2)

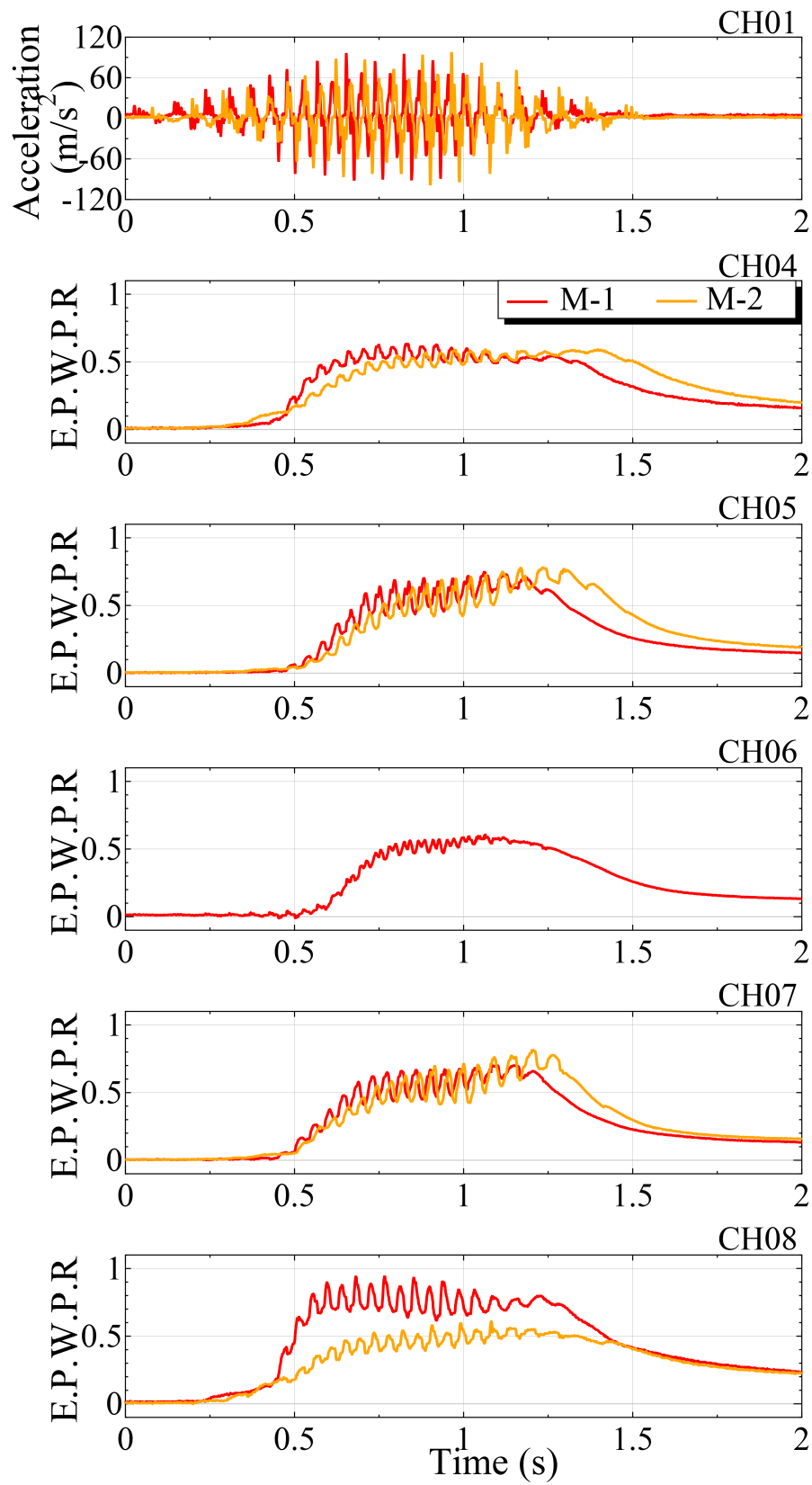


図 3.17 入力加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴 (ケース M-1, M-2)

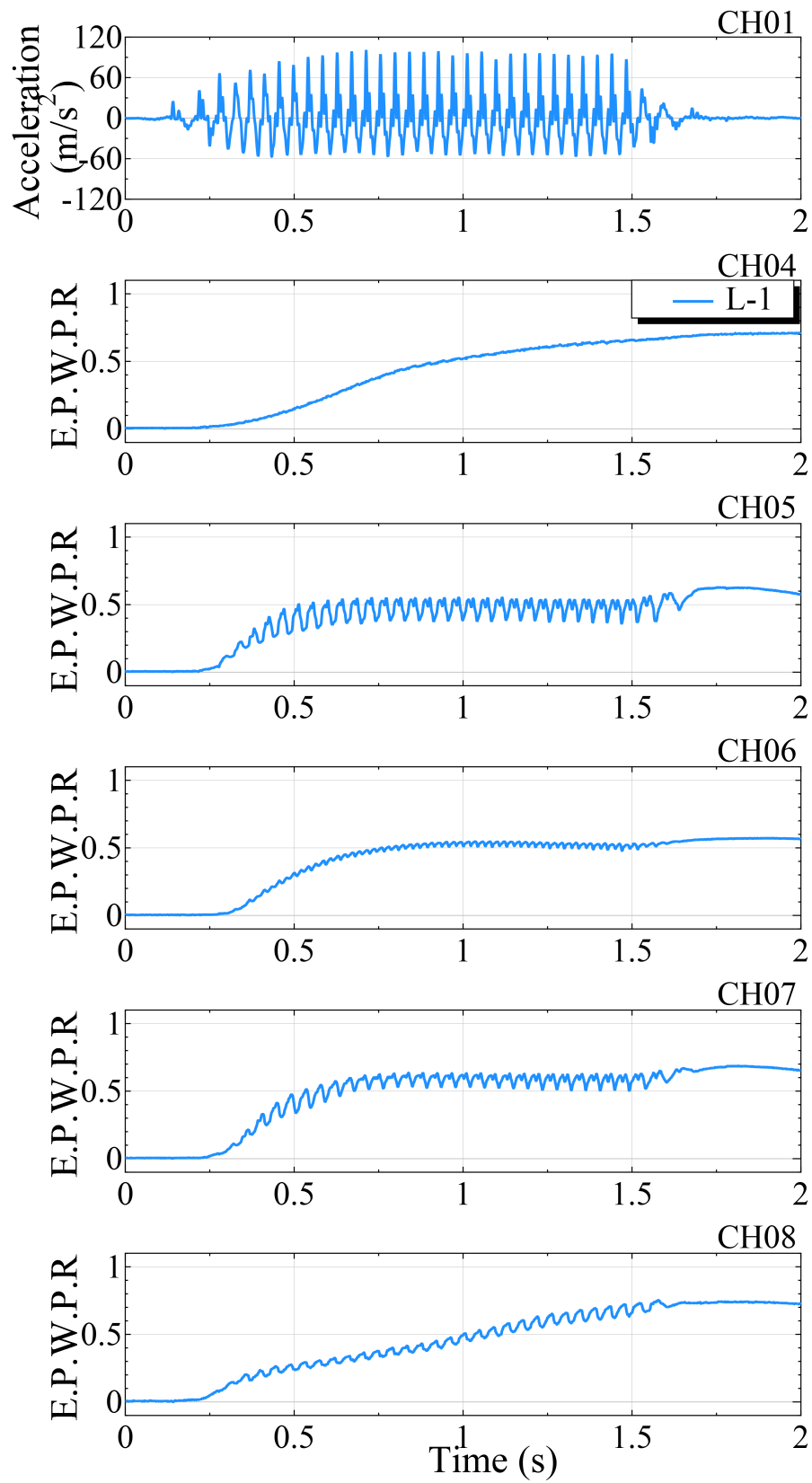


図 3.18 入力加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴 (ケース L-1)

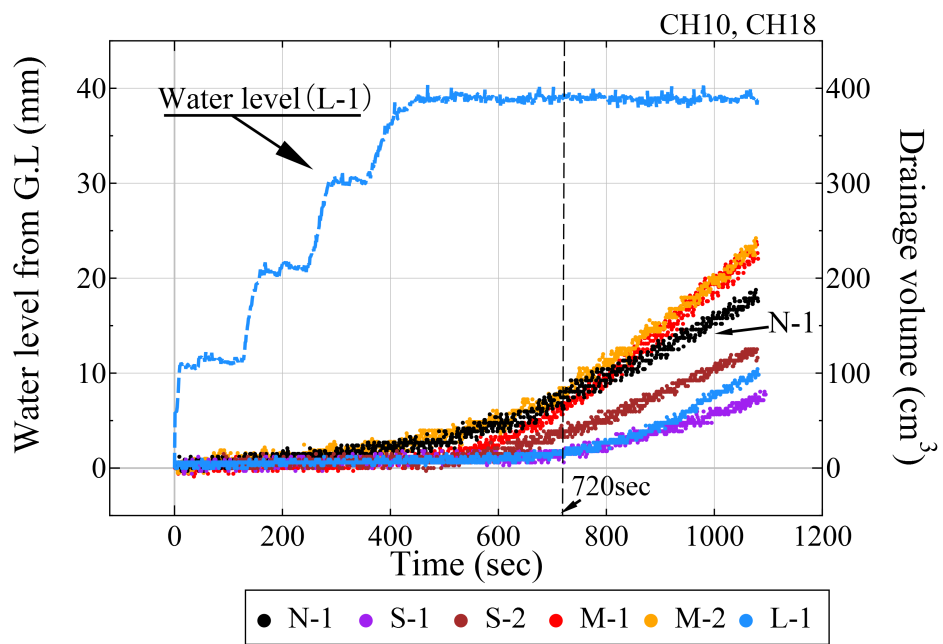


図 3.19 各実験における滲出量の比較

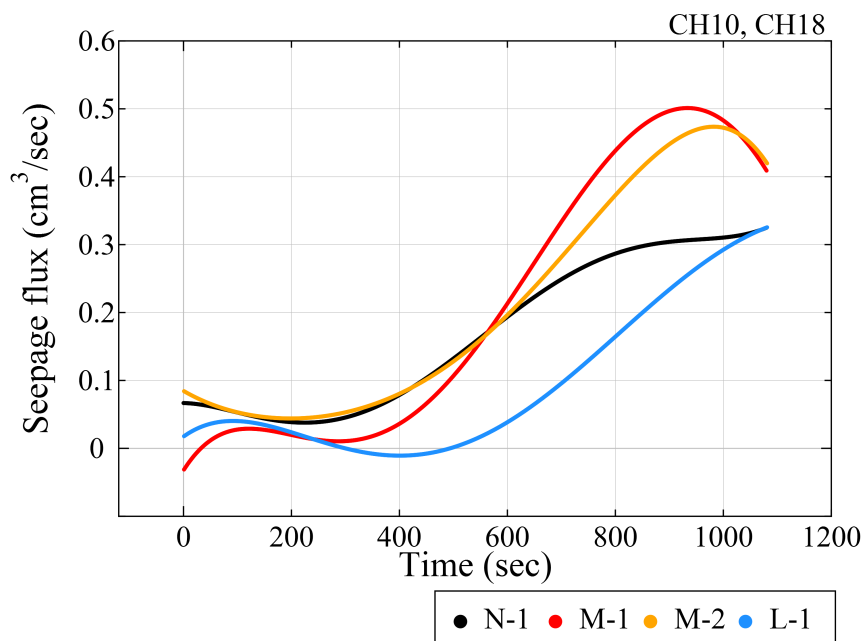
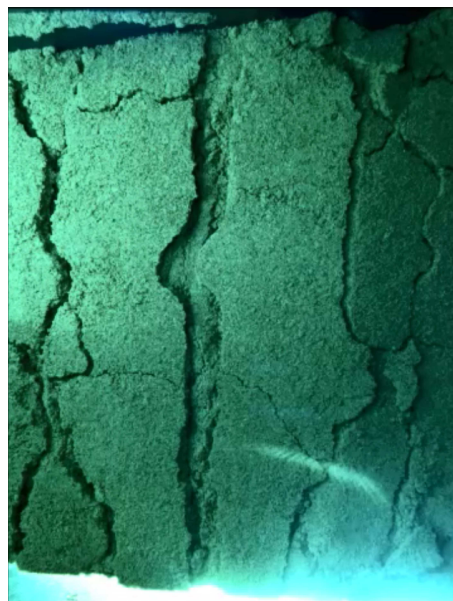
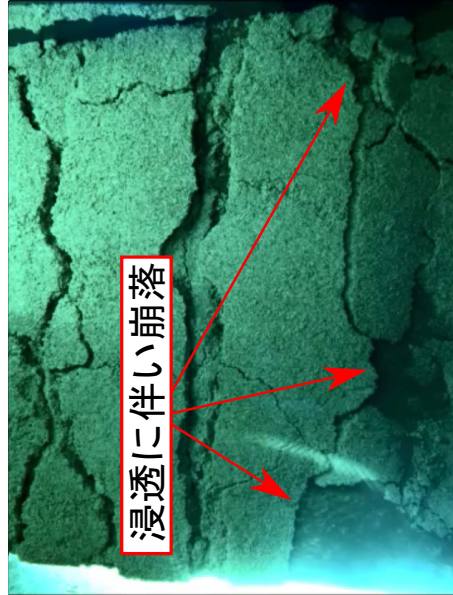


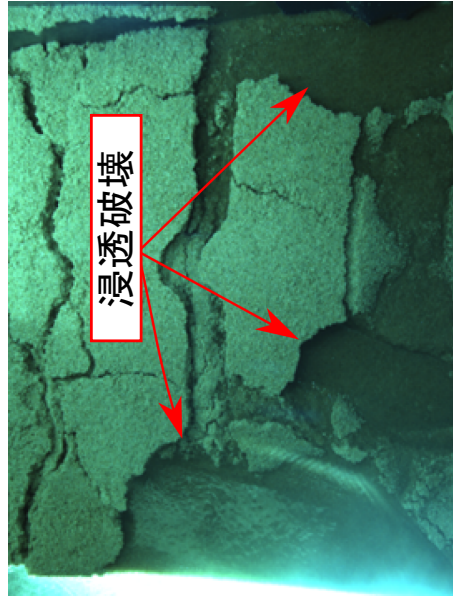
図 3.20 単位時間あたりの滲出流量の比較 (ケース N-1, M-1, M-2, L-1)



(a) 加振直後



(b) 浸透実験開始から840秒経過



(c) 浸透実験終了時

写真 3.25 浸透実験における川裏側法尻崩壊の様子 (ケース L-1)



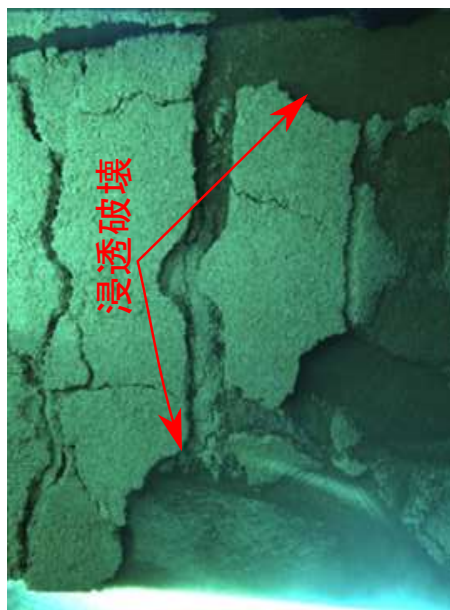
(c) ケース S-2



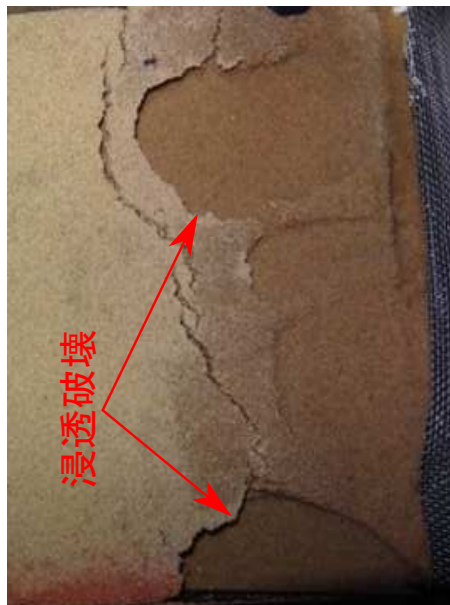
(b) ケース S-1



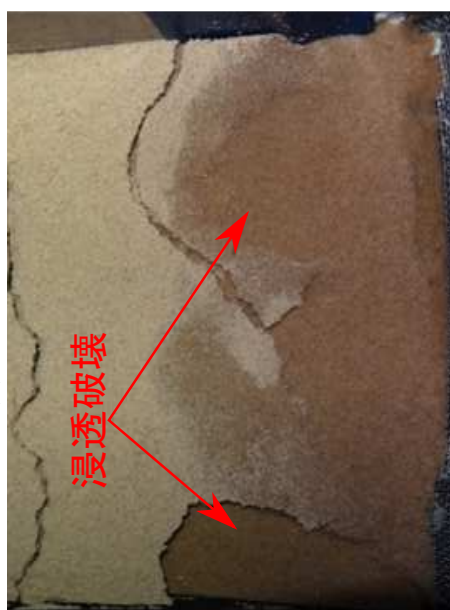
(a) ケース N-1



(f) ケース L-1



(e) ケース M-2



(d) ケース M-1

写真 3.26 各ケースの実験終了時における排水側法尻の状況

3.5 まとめ

本章では、盛土の状態を加振したケースを加振していないケースに分け、川表側からの高水を想定した水位上昇を行う浸透実験を、遠心模型実験にて実施した。その結果、以下の知見が得られた。

- 河川堤防の地震による変状を想定した動的实验を実施したところ、実験条件の不確か実性が要因となり、天端沈下量にバラつきが発生したが、法尻のはらみ出しと天端沈下といった破壊メカニズムに関しては、同様の傾向を得る事が出来た。
- 加振後に川表側からの給水を行い浸透実験を行ったところ、川裏側法面では、加振時の天端沈下量が小さいケースに関しては、加振を行っていないケースとほぼ同様の形状となった。
- 加振により沈下盛土層の密度が増加し、透水性が低下することで後続の浸透実験では滲出量が減少した。
- 加振による影響が大きいケースに関しては、加振で発生したはらみ出しにより浸透における水平距離が増加し、動水勾配が低下することで、滲出量増加に遅れが生じた。
- 浸透流が長時間続くとはらみ出し箇所が弱部となり、その箇所が局所的な浸透を誘発し、実験終盤における滲出流量の急激な増加を引き起こした。

第4章 加振後の模型形状に着目した浸透流解析

本章では、遠心模型実験で得られた加振後の模型形状に着目した浸透流解析を行うにあたっての解析手法および解析条件とその結果について述べる。

4.1 多孔質体理論に基づく有限要素解析手法

本研究では、土骨格と間隙水および間隙空気からなる3相系の不飽和多孔質体を対象とした有限変形多孔質体理論^{24, 25)}に基づき、土骨格の変位 \mathbf{u}^s ・間隙水圧 p^w ・間隙空気圧 p^a を未知数とする基礎式²⁶⁾を用いる。空間離散化には有限要素法を、時間離散化には Newmark の時間積分法（準静的問題では後退差分法）を用いている。

ここでは、基礎式、水分特性曲線の構成式および数値解析手法について概要を述べる。

4.1.1 基礎方程式

有限変形多孔質体理論において、間隙流体（間隙水および間隙空気）の運動は土骨格の配置を基準配置とした Euler 記述とした。また、定式化に際して、1) 土粒子自体は非圧縮、2) 各相間の質量交換はない、3) 間隙流体の土骨格に対する相対加速度および移流項は土骨格の加速度に対して十分小さい、4) 温度変化はなし、と仮定した。

3相系の多孔質体を対象として土骨格の変位 \mathbf{u}^s ・間隙水圧 p^w ・間隙空気圧 p^a を未知数とする支配方程式（混合体全体の運動量保存式と液相・気相に対する二つの質量・運動量保存式）を示す。各相の運動量保存則の和をとって、混合体全体の運動量保存式（つりあい式）は以下のように表される。

$$\operatorname{div} \{ \boldsymbol{\sigma}' - (s^w p^w + s^a p^a) \mathbf{I} \} + \rho \mathbf{b} = 0 \quad (4.1)$$

ここに、 ρ は現配置での混合体の密度、 \mathbf{a}^s は土骨格の加速度、 $\boldsymbol{\sigma}'$ は Cauchy 骨格応力テンソル、 s^w は現配置における飽和度、 s^a は現配置における間隙に対する空気の体積比、 p^w 、 p^a はそれぞれ現配置での間隙水圧、間隙空気圧であり、圧力の符号は圧縮が正とする。 \mathbf{b} は物体力ベクトルである。

土骨格および間隙水の質量保存則と間隙水の運動量保存則に各相間の相互作用力、間隙水の圧縮性および水分特性曲線の構成式を考慮すれば、間隙水の質量・運動量保存式は以

下のように表される.

$$\begin{aligned} & \left(\frac{n s^w \rho^{wR}}{K^w} - n \rho^{wR} c \right) \frac{D^s p^w}{Dt} + n \rho^{wR} c \frac{D^s p^a}{Dt} \\ & + \operatorname{div} \left\{ \frac{k^{ws}}{g} (-\operatorname{grad} p^w + \rho^{wR} \mathbf{b} - \rho^{wR}) \right\} = 0 \end{aligned} \quad (4.2)$$

ここに, n は現配置における間隙率, ρ^{wR} は現配置での間隙水の実質密度, K^w は間隙水の体積弾性係数, c は比水分容量 (飽和度のサクシオンに対する変化率), $D^s \bullet / Dt$ は土骨格に対する物質時間導関数, \mathbf{v}^s は土骨格の速度, k^{ws} は透水係数, g は重力加速度である.

同様に, 土骨格および間隙空気の質量保存則と間隙空気の運動量保存則に各相間の相互作用力, 間隙空気の圧縮性および水分特性曲線の構成式を考慮すれば, 間隙空気の質量・運動量保存式は以下のように表される.

$$\begin{aligned} & \left\{ \frac{n(1-s^w)}{\Theta \bar{R}} - n \rho^{aR} c \right\} \frac{D^s p^a}{Dt} + n \rho^{aR} c \frac{D^s p^w}{Dt} \\ & + \operatorname{div} \left\{ \frac{k^{as}}{g} (-\operatorname{grad} p^a + \rho^{aR} \mathbf{b} - \rho^{aR}) \right\} = 0 \end{aligned} \quad (4.3)$$

ここに, ρ^{aR} は現配置での間隙空気の実質密度, Θ は絶対温度, \bar{R} は比気体定数, k^{as} は透気係数である.

4.1.2 構成式

前述の比水分容量 c は次式の水分特性曲線の勾配として得られる.

$$\begin{aligned} s_e^w &= \frac{s^w - s_r^w}{s_s^w - s_r^w} \\ s_e^w &= \{1 + \exp(a_{lg} p^c + b_{lg})\}^{-c_{lg}} \end{aligned} \quad (4.4)$$

ここに, s_e^w は現配置における有効飽和度, a_{lg} , b_{lg} , c_{lg} は logistic モデルのパラメータ, s_r^w は残留飽和度 (最小飽和度), s_s^w は最大飽和度である. ここでは $p^c = 0$ での飽和度の連続性を確保するため次式の logistic 関数を用いた.

透水係数および透気係数の飽和度依存性については以下のべき乗関数を用いた.

$$\begin{aligned} k^{ws} &= k_s^{ws} (s_e^w)^{\xi_{vg}} \\ k^{as} &= k_s^{as} (1 - s_e^w)^{\eta_{vg}} \end{aligned} \quad (4.5)$$

ここに, ξ_{vg} および η_{vg} は材料定数である.

4.1.3 数値解法

空間離散化には有限要素法を適用し, 時間積分には Newmark の時間積分法を用いる. 上記の支配方程式 (4.2)~ (4.3) を線形化し Newton-Raphson 法を適用する. 線形化した方

程式をまとめると以下のようなになる。

$$\begin{aligned}
D\delta w^s[\Delta \mathbf{a}^s] + D\delta w^s[\Delta \ddot{p}^w] + D\delta w^s[\Delta \ddot{p}^a] &= -\delta w_k^s \\
D\delta w^w[\Delta \mathbf{a}^s] + D\delta w^w[\Delta \ddot{p}^w] + D\delta w^w[\Delta \ddot{p}^a] &= -\delta w_k^w \\
D\delta w^a[\Delta \mathbf{a}^s] + D\delta w^a[\Delta \ddot{p}^w] + D\delta w^a[\Delta \ddot{p}^a] &= -\delta w_k^a
\end{aligned} \tag{4.6}$$

ここに、右辺の下付き添え字 k は k 番目の繰返し計算過程での値を表している。また、 $D\Delta[\bullet]$ は Δ を \bullet に対して線形化した項を表している。この線形化方程式を繰返し解き、得られた $\Delta \mathbf{a}^s$, $\Delta \ddot{p}^w$, $\Delta \ddot{p}^a$ を用いて、 k 番目の \mathbf{a}^s , \ddot{p}^w , \ddot{p}^a を補正する。繰返し計算は残差ベクトル (式 (4.6) 右辺) のノルムが 1.0×10^{-7} 以下になるまで行った。有限要素にはアイソパラメトリック 8 節点要素を用い、LBB 条件を考慮して、土骨格の変位を 8 節点、間隙水圧および間隙空気圧を 4 節点に与えた。

支配方程式が満足されている一つ前の計算時間ステップでの諸量と現在の計算時間ステップにおける繰返し計算過程のひずみ増分を用いて、離散的かつ陰的に応力積分を行う。例えば、AF モデルでは、次式を満足するように現在の計算時間ステップでの応力 $\boldsymbol{\sigma}$ 、背応力 $\boldsymbol{\alpha}$ および塑性乗数 $\Delta\gamma$ を Newton-Raphson 法により決定する。

$$\begin{aligned}
\mathbf{r}_1 &= \boldsymbol{\sigma}' - \boldsymbol{\sigma}'^{(tr)} + \Delta\gamma \mathbf{c}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \\
\mathbf{r}_2 &= \boldsymbol{\alpha} - \boldsymbol{\alpha}_n - \Delta\boldsymbol{\alpha} \\
\mathbf{r}_3 &= f
\end{aligned} \tag{4.7}$$

ここに、 \mathbf{r} は残差ベクトル、 $\boldsymbol{\sigma}'^{(tr)}$ は試行応力テンソル、 $\boldsymbol{\alpha}_n$ は一つ前の計算時間ステップでの背応力である。試行応力テンソルは試行ひずみテンソルに弾性係数テンソルを乗じて算定する。式 (4.6) の繰返し計算の収束性を高めるため、陰的応力積分で用いた関係式に基づき、支配方程式を満足する一つ前の計算時間ステップでの応力から現在の応力状態に至る整合接線係数²⁷⁾を用いる。整合接線係数は式 (4.7) の第一式である骨格応力の残差をゼロとして、試行ひずみテンソル $\boldsymbol{\epsilon}^{e(tr)}$ で微分することで次式のように得られる。

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \boldsymbol{\sigma}'}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^{e(tr)}} &= \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}'^{(tr)}}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^{e(tr)}} \\
&- \Delta\gamma \mathbf{c}^e : \left(\frac{\partial^2 g}{\partial \boldsymbol{\sigma}' \partial \boldsymbol{\sigma}'} : \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}'}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^{e(tr)}} + \frac{\partial^2 g}{\partial \boldsymbol{\sigma}' \partial \boldsymbol{\alpha}} : \frac{\partial \boldsymbol{\alpha}}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^{e(tr)}} \right) \\
&- \Delta\gamma \hat{\mathbf{c}}^e : \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \otimes \frac{\partial p'}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^{e(tr)}} - \mathbf{c}^e : \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \otimes \frac{\partial \Delta\gamma}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^{e(tr)}}
\end{aligned} \tag{4.8}$$

4.2 解析条件

本解析では、各浸透実験を対象とし、加振実験後の形状を模した 2 次元有限要素モデルを作成し、形状の差による滲出量の違いを検討した。本論文で実施した解析ケースはケース N-1, M-1, M-2 の 3 ケースである。

4.2.1 解析モデル

解析に用いた有限要素モデルを図 4.1~ 図 4.3 に示す。材料数は2つで肌色の層を盛土、黄色の層を沈下地盤層とした。堤体における底部幅、天端の幅、堤体の高さはそれぞれ実験と同スケールとした。解析対象全体の節点数はケース N-1, M-1, M-2 において、それぞれ 6,181, 6,401, 7,928 である。要素数は 2,000, 2,058, 2,553 である。

4.2.2 境界条件

変位境界条件として、全節点固定とした。水理境界条件としては、盛土の天端およびのり面では間隙水圧が負の値からゼロとなると排水が始まる浸出境界を設定した。間隙空気に関する境界条件は、空気層上部、盛土の天端およびのり面については大気圧一定となる条件を与えた。初期応力解析後にモデルの川表側法面に実験上で得られた水位 (CH10) を全水頭として与え浸透流解析を行った。浸透流解析では、計算時間増分を 1 秒とした。各ケースそれぞれ実験で要した時間に達するまで浸透流解析を行った。

4.2.3 材料パラメータ

本解析で用いた試料の材料パラメータを表 4.1, 表 4.2 に示す。水分特性曲線に関するパラメータは表 4.3 に示す値とした。水分特性曲線を図 4.4 に示す。盛土の初期間隙率は模型実験時に計測された値を使用しており、透水係数に関しても同様の初期条件での透水試験から得られたパラメータを使用している。沈下盛土層の初期間隙率・透水係数に関しては、加振による間隙の変化を考慮し、川崎ら²⁸⁾が行った繰返し三軸試験から得られた傾向を元に、パラメータを設定した。透水係数は、盛土および沈下盛土層において作製方法・初期条件が異なるため、それぞれの条件に合わせた透水試験から得られたパラメータを使用している。水分特性曲線は、実験における浸透直前の飽和状態に酷似させるために、低いサクシオン条件下で飽和度が低下するよう定めた。

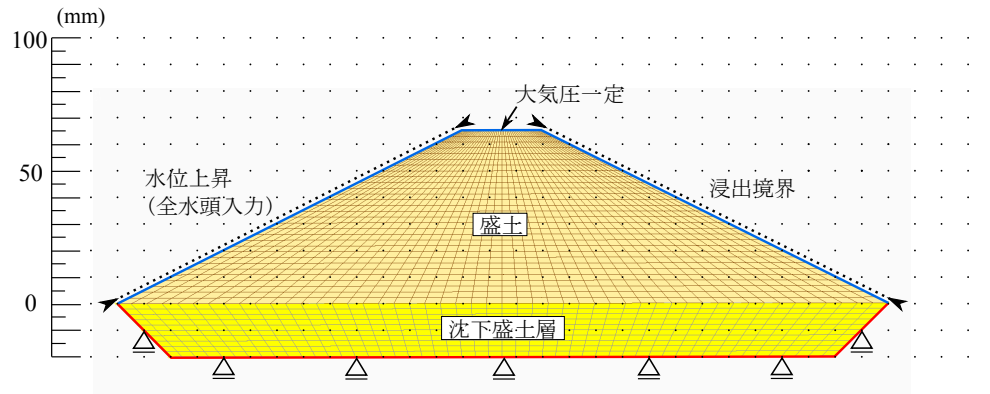


図 4.1 解析に用いた有限要素モデル (ケース N-1)

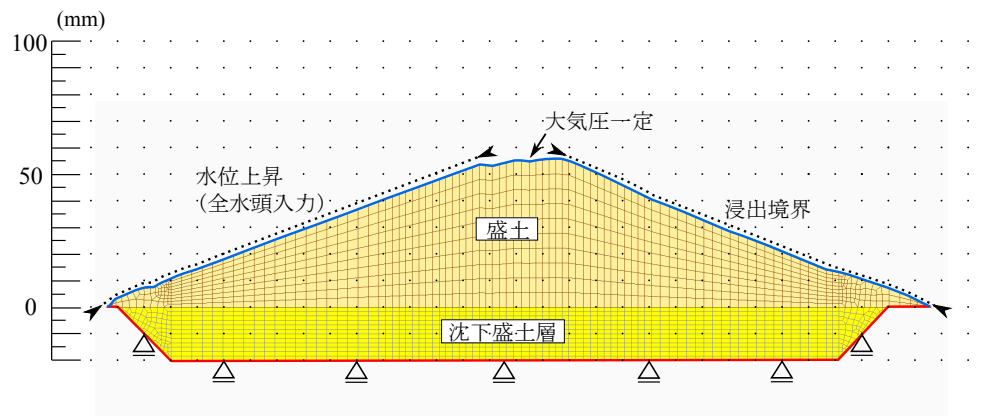


図 4.2 解析に用いた有限要素モデル (ケース M-1)

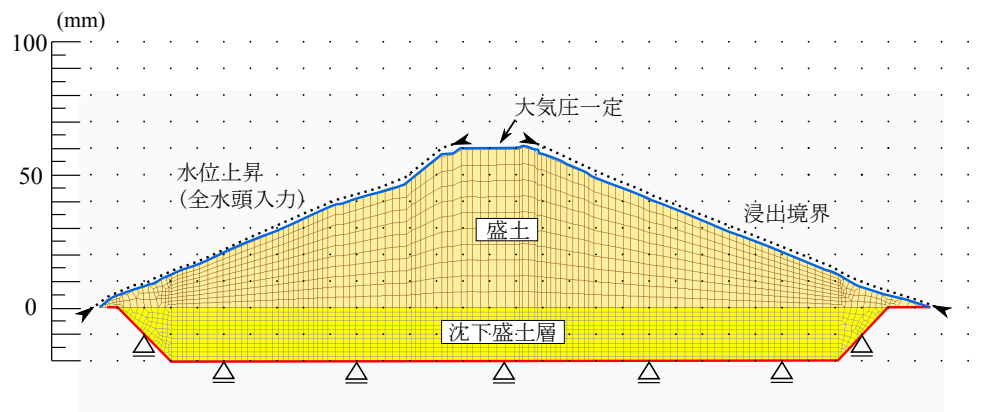


図 4.3 解析に用いた有限要素モデル (ケース M-2)

表 4.1 材料パラメータその 1

土粒子の実質密度	$\rho^{sR}(\text{t/m}^3)$	2.59
間隙水の実質密度	$\rho^{wR}(\text{t/m}^3)$	1.00
間隙空気の実質密度	$\rho_{s0}^{aR}(\text{t/m}^3)$	1.00×10^{-3}
間隙水の体積弾性係数	$K^w(\text{kN/m}^2)$	2.00×10^6
気体定数	$M^a/(\Theta R)(\text{m}^2/\text{s}^2)$	1.23×10^{-5}
飽和透水係数/重力加速度	s	8.64×10^{-7}

表 4.2 材料パラメータその 2

	N-1	M-1	M-2
n_0 (盛土)	0.48	0.501	
n_0 (沈下盛土層)	0.430	0.431 → 0.406	0.435 → 0.410
$k/g \times 10^{-6}$	0.400	0.400 → 0.368	0.400 → 0.368

表 4.3 SWCC モデルの材料パラメータ

LG モデルのパラメータ	a_{lg}, b_{lg}, c_{lg}	1.00, -5.30, 0.80
べき乗則モデルのパラメータ	ξ_{vg}, η_{vg}	3.20, 2.00
最大飽和度	s_s^w	0.999
残留飽和度	s_r^w	0.372

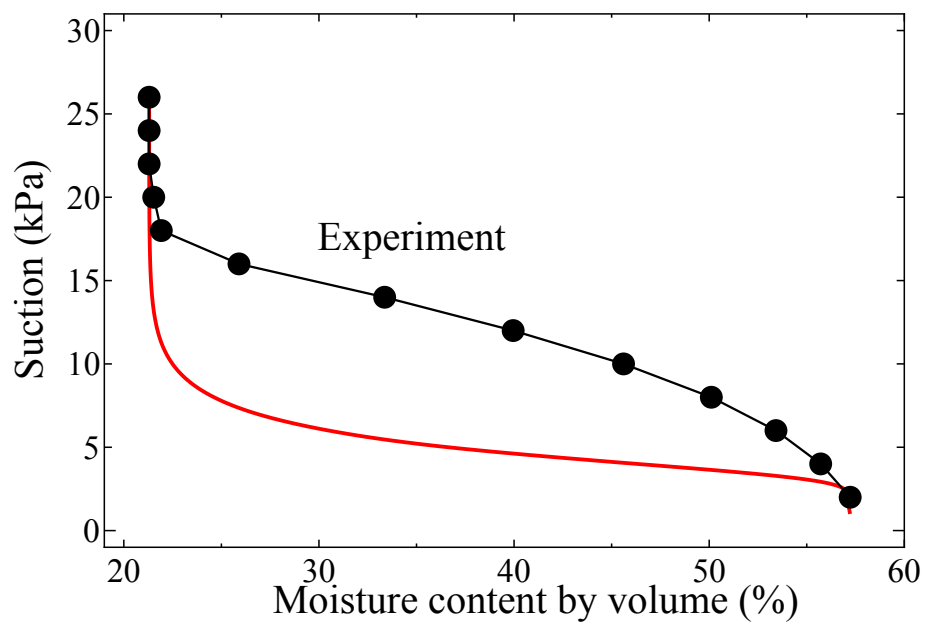


圖 4.4 水分特性曲線

4.3 浸透流解析結果

実験結果との解析結果の比較を行う。N-1, M-1, M-2において、滲出量に関する実験結果と解析結果の比較をそれぞれ図4.5~ 図4.7に示す。尚、これらのグラフにおける実験値は6次からなる多項式近似曲線でプロットしている。加振を行っていないケースN-1に関しては、概ね一致した。しかし、加振を行ったケースM-1, M-2に関しては、解析終了時点での滲出量が実験値よりも過小となった。これは、川裏側法尻部での浸透における浸透破壊を本解析では考慮していないため、浸透中盤から終盤にかけて、滲出流量が増加しなかったことが原因と考えられる。各ケースの相関係数を表4.4に示す。表4.4より、各ケースの実験値には強い相関があり、十分な近似がなされている。図4.5~ 図4.7より、各解析結果から滲出量の大きな差がないことから、本研究における加振実験での堤防の変形、それに伴う間隙の変化、透水係数の変化では、後続の滲出量に影響が少ないということが考えられるが、法尻のクラックなど、間隙の局所的な変化を捉える必要がある。また、間隙水圧について実験で設置したCH04, CH05, CH06, CH07, CH08の5つの間隙水圧計に対応する節点から浸透流解析終了時の間隙水圧を抽出した。間隙水圧について実験結果と解析結果の比較をそれぞれ図4.8~ 図4.10に示す。ケースN-1に関してはCH7において解析値が少し大きな値を示したが、全体として概ね一致した。ケースM-1およびM-2に関して、川表側の地点(CH04, CH05)においては、実験値と整合したが、川裏側の地点(CH07, CH08)においては実験値よりも高い値を示した。これは実験時に確認された局所的な浸透破壊による浸食が再現されていないため、川裏側においても高い水圧を維持したものが原因と考えられる。

表 4.4 各ケースの相関係数

	N-1	M-1	M-2
R^2	0.9906	0.9951	0.9950

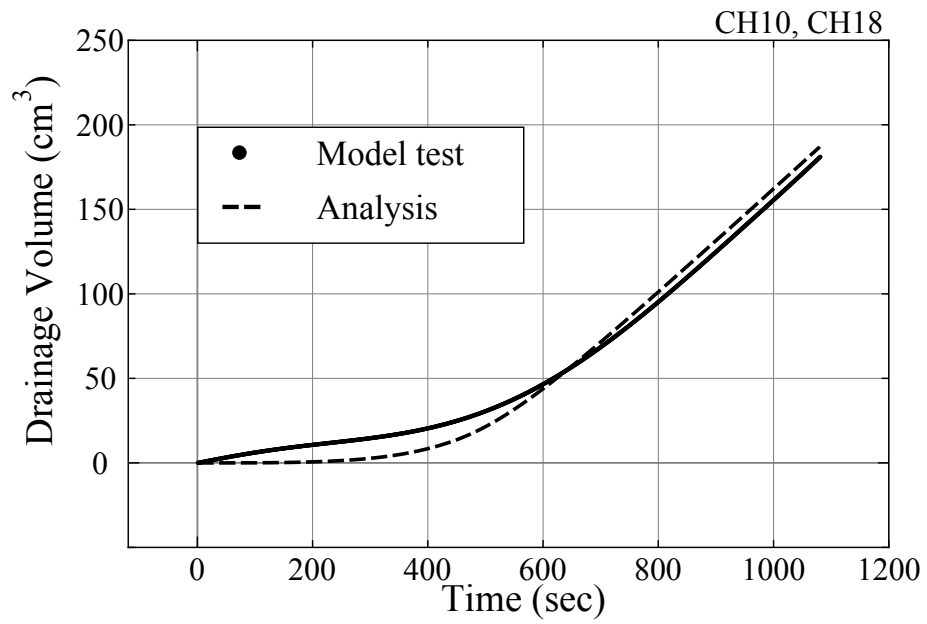


図 4.5 解析と実験の滲出量比較 (ケース N-1)

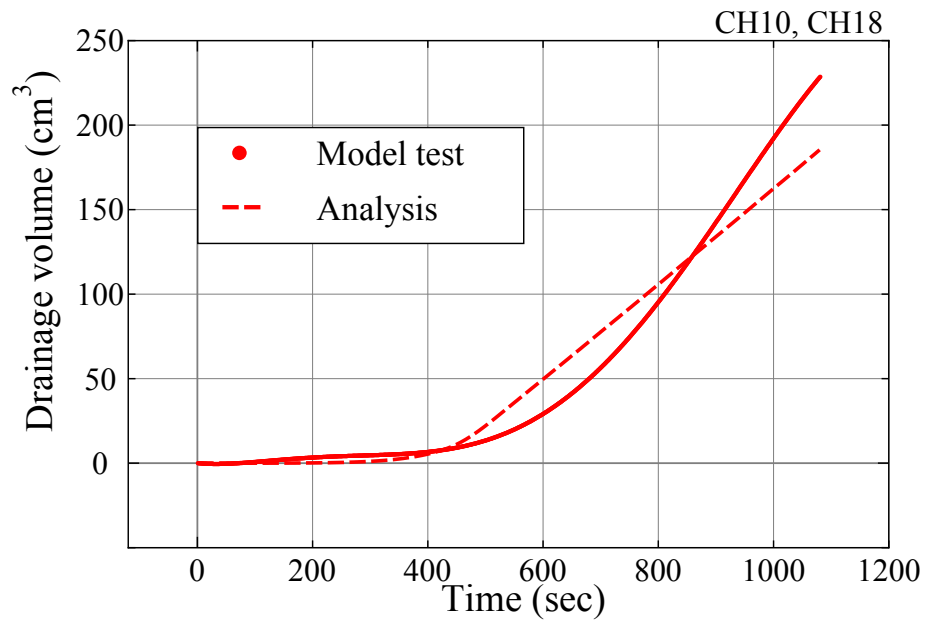


図 4.6 解析と実験の滲出量比較 (ケース M-1)

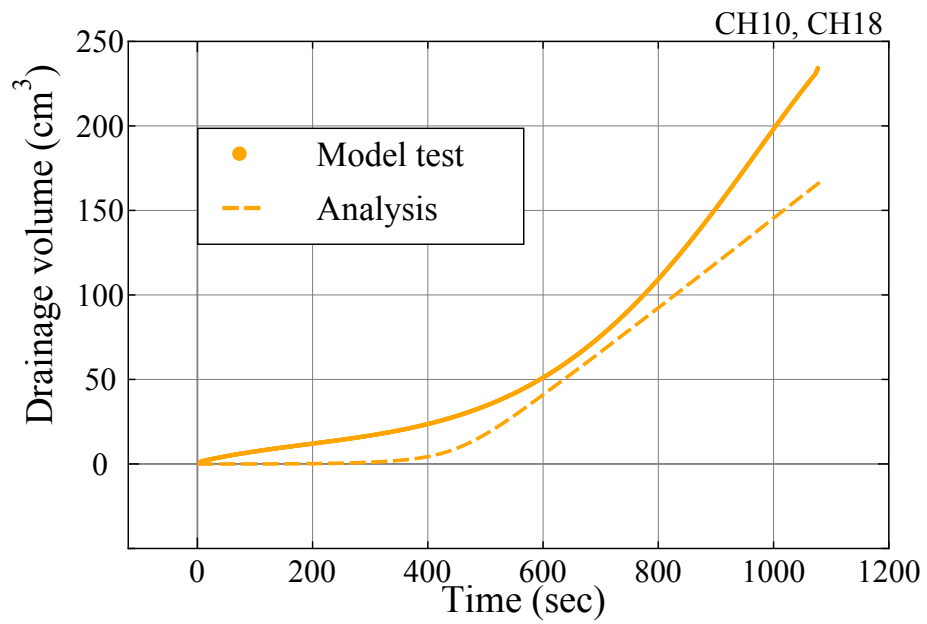


図 4.7 解析と実験の滲出量比較 (ケース M-2)

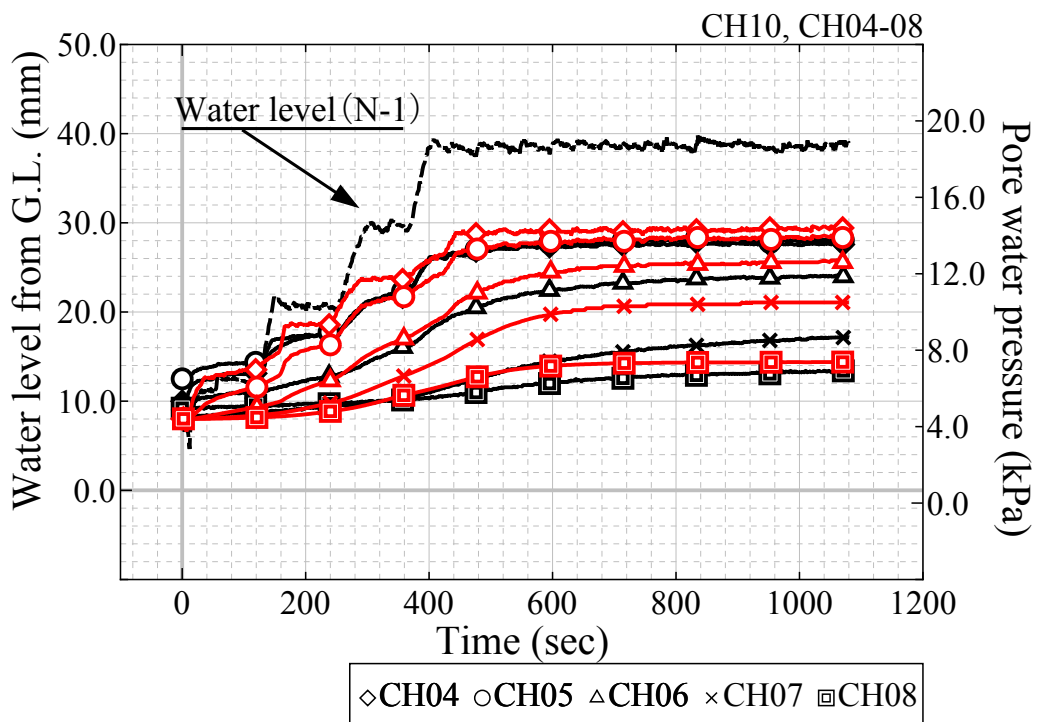


図 4.8 実験と解析の間隙水圧の比較 (ケース N-1)

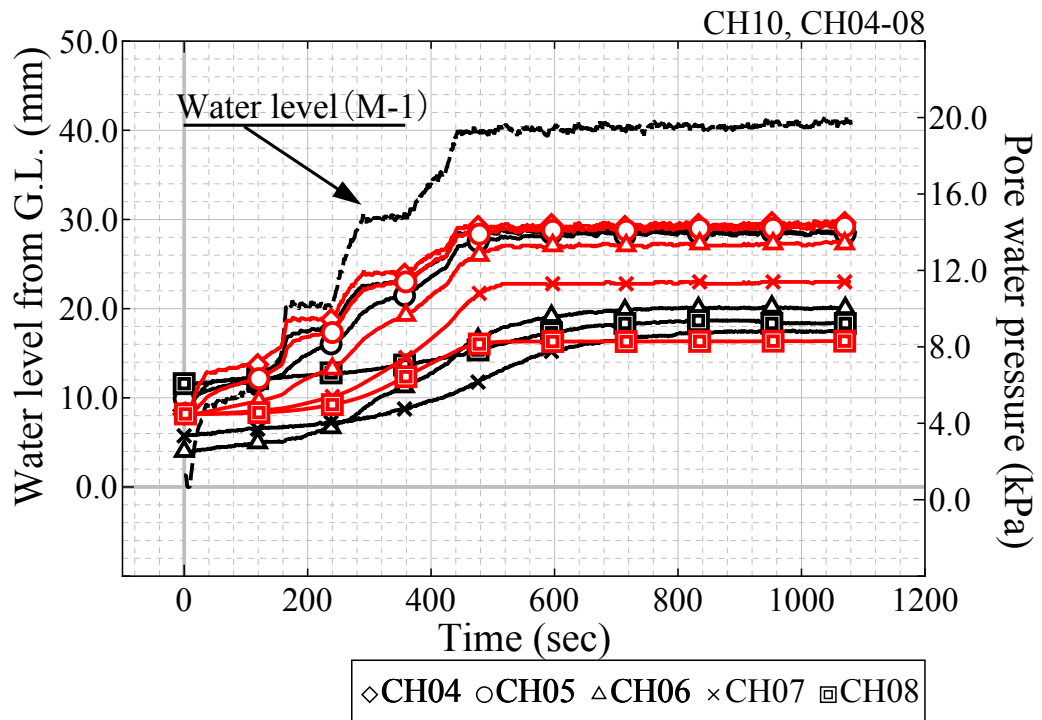


図 4.9 実験と解析の間隙水圧の比較 (ケース M-1)

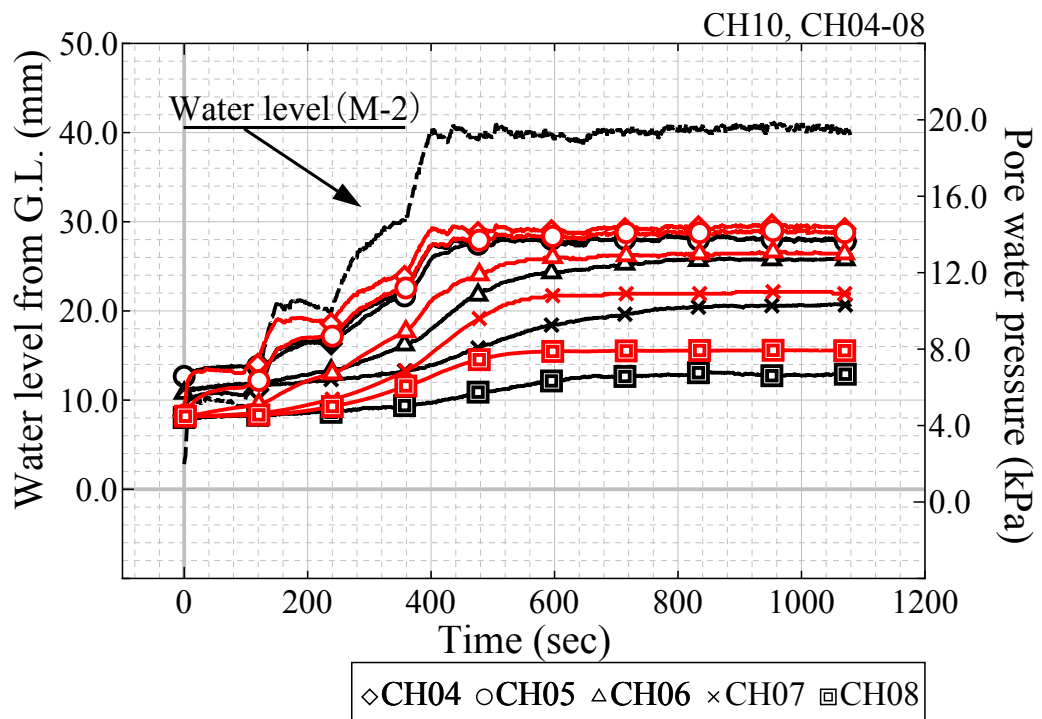


図 4.10 実験と解析の間隙水圧の比較 (ケース M-2)

4.4 まとめ

本章では前章で述べた遠心模型実験より得られた加振後の模型形状を模擬した有限要素モデルを作成し，遠心実験同様の水位上昇を再現した浸透流解析を実施した．結果として，以下が得られた．

- 加振を行っていないケースにおける滲出量は実験値とおおよそ整合し，内部の間隙水圧に関しても川裏側中腹部の地点（CH07）では，実験値よりもやや高い値を示したが，他の地点においては実験値とほぼ整合した結果となった．
- 加振を行ったケースに関しては，滲出量に関しては，実験値よりも解析値の方が過大となった．内部の水圧に関しては，川表側の地点（CH04，CH05）においては，ほぼ実験値通りになったが，川裏側の地点（CH07，CH08）においては実験値よりも高い値を示す傾向となった．これは実験時に確認された局所的な浸透破壊による浸食が再現されていないため，川裏側においても高い水圧を維持したものが原因と考えられる．

第5章 まとめ

本研究は、地震の影響を受けた河川堤防が後続の高水等の複合的な外力を受けた場合の堤防自身の破壊挙動や後続の浸透性能に関するものである。研究内容としては地震外力によって生じた河川堤防の法尻部のはらみ出しやクラック等の変状を考慮して、後続の津波や豪雨などによる高水を想定した水位上昇を実施し、河川堤防の加振によって浸透性能がどのように変化するかを検討するものである。具体的には、盛土の状態を加振したケースを加振していないケースに分け、川表側からの高水を想定した水位上昇を行う浸透実験を、遠心模型実験にて実施した。さらにその遠心模型実験より得られた加振後の模型形状を模擬した有限要素モデルを作成し、遠心実験同様の水位上昇を再現した浸透流解析を実施した。

まず遠心模型実験では、以下の結果が得られた。

- 河川堤防の地震による変状を想定した動的实验を実施したところ、実験条件の不確か実性が要因となり、天端沈下量にバラつきが発生したが、法尻のはらみ出しと天端沈下といった破壊メカニズムに関しては、同様の傾向を得る事が出来た。
- 加振後に川表側からの給水を行い浸透実験を行ったところ、川裏側法面では、加振時の天端沈下量が小さいケースに関しては、加振を行っていないケースとほぼ同様の形状となった。
- 加振により沈下盛土層の密度が増加し、透水性が低下することで後続の浸透実験では滲出量が減少した。
- 加振による影響が大きいケースに関しては、加振で発生したはらみ出しにより浸透における水平距離が増加し、動水勾配が低下することで、滲出量増加に遅れが生じた。
- 浸透流が長時間続くとはらみ出し箇所が弱部となり、その箇所が局所的な浸透を誘発し、実験終盤における滲出流量の急激な増加を引き起こした。

次に浸透流解析では、以下の結果が得られた。

- 加振を行っていないケースにおける滲出量は実験値とおおよそ整合し、内部の間隙水圧に関しても川裏側中腹部の地点（CH07）では、実験値よりもやや高い値を示したが、他の地点においては実験値とほぼ整合した結果となった。

- 加振を行ったケースに関しては、滲出量に関しては、実験値よりも解析値の方が過大となった。内部の水圧に関しては、川表側の地点（CH04, CH05）においては、ほぼ実験値通りになったが、川裏側の地点（CH07, CH08）においては実験値よりも高い値を示す傾向となった。これは実験時に確認された局所的な浸透破壊による浸食が再現されていないため、川裏側においても高い水圧を維持したものが原因と考えられる。

以上の結果を踏まえ、遠心模型実験では地震力を比較的大きくしたケースに関してはケースL-1の1ケースのみの実施となり、再現性という点では疑問が残る。今後さらに実施ケースを増やす必要がある。また、今回の浸透実験は水位上昇開始から1080秒までとしていたが、ケースL-1に関しては、滲出流量が実験終了時点で急激に上昇する傾向となったため、その後の傾向をさらに追及する必要がある。

また浸透流解析では、本論文では加振後の形状のみに着目した浸透流解析しか実施できていない。加振における具体的な内部の密度や透水性の変化を定量的に把握するためにも、実験に使用した地震動を考慮した地震応答解析を実施する必要がある。さらにその後の浸透時における浸食等を再現しうる地震動-浸透流連成解析を開発する必要がある。

加振後の形状を抑える上で法尻のはらみ出しがその後の浸透特性に大きく影響すると考える。以上のような課題を解決し、内部状態をはらみ出しの状態から照査できるような手法を作成することが、今後起こりうる大規模地震に向けた河川堤防の耐震性能照査の向上に繋がると考える。

謝辞

本論文は、筆者が徳島大学大学院先端技術科学教育部知的力学システム工学専攻建設システム工学コース博士後期課程に在学中に行った研究を纏めたものである。

研究を進めるにあたり、様々な方にご助力を頂きました。この場をお借りして感謝の意を述べたいと思います。まずは素晴らしい研究機会そして環境を与えて頂いた渦岡先生（現 京都大学教授）。渦岡先生には、研究を進めるにあたり多くのアドバイスを頂き、大変お世話になりました。研究室に配属されたときは、どういった内容で研究をしていけばいいのかわからなかった自分に「堤体内液状化」という素晴らしいテーマを与えて頂きました。このテーマが自身の研究の出発点であり、地盤工学の魅力を知ることの出来るとても素晴らしいテーマでした。博士後期課程に至るまで、このテーマを続けていたいという気持ちもありましたが、結果としてテーマを途中で変更する始末となってしまいましたこと、大変申し訳ないと思っております。研究外では、徳島県内ではもちろんのこと様々な場所でお酒を共にする機会がありました。時には行きつけの店に行き、時には学会活動で県外や、また国際会議で海外に行った時も共に現地でお酒を飲みました。とても長い時間を共有し、渦岡先生の研究者としての面だけでなく、人格者としての面を少なからずではありますが、知ることが出来ました。今となっては、渦岡先生は私にとって父に近い存在だと思っております。これからもお会いする機会は少なくないと思いますので、このような私ではありますが、今後も公私問わず、ご指導・ご鞭撻の程よろしくお願い致します。本当に有難うございました。次に本論文の指導教員を引き受けて頂きました武藤先生（徳島大学教授）には、いきなりのお願いとなり大変ご迷惑をおかけしました。この場をお借りして感謝の意を述べさせていただきます。有難うございました。本論文の査読をして頂き、公聴会の場で貴重なご質問をして頂きました長尾先生（徳島大学教授）、馬場先生（徳島大学教授）、蔣先生（徳島大学准教授）には、深く感謝の意を表します。自身が在学中に大変お世話になりました上野先生（徳島大学准教授）、鈴木先生（元徳島大学准教授）には渦岡先生に続いて長年研究に関してご指導をして頂きました。深く感謝いたします。有難うございました。（有）四国計装技研の中村氏には、振動台作製に際して多大なご助力を頂きました。この場をお借りして感謝の意を表します。有難うございました。大島器械（株）鎌田氏、（株）エレパの泉氏には実験や研究室運営に必要な物品関係で大変お世話になりました。有難うございました。研究および私生活において、ご協力およびご支援していただきました木戸氏をはじめとする技術職員の方々に深く感謝いたします。単位取得退学という身でありながら、快く私を引き受けてくださいました大成建設（株）技術センター

の皆様には、感謝してもしきれません。この一年間大変ご迷惑をおかけいたしました。これからも何卒ご指導の程よろしくお願い致します。

地盤工学研究室の先輩においては、スレン・ソッキアン氏、日下氏（日本工営(株)）には、修士1年生の時に1か月間インターンシップとしてお世話になり、遠心模型実験についてご指導して頂きました。その一か月で得られた遠心模型実験に対する経験は、本研究を進めるにあたり非常に有意義なものになりました。この場をお借りして感謝の意を表します。有難うございました。まだ研究室に配属された時期に遠心模型実験のイロハを教えて頂きました西尾氏（現(株)安藤・間）並びに下河氏（現戸田建設(株)）、数値解析という分野に対して、その基礎および取り組みについてご指導いただいた仙波氏（四国電力(株)）に深く感謝いたします。有難うございました。徳島大学の遠心模型実験に振動台を付属させる研究を先駆的に行った福田氏（現西松建設(株)）、大黒君（現大成建設(株)）とは毎日のように研究や私生活のことで議論を繰り広げた思い出があります。本論文を書けたのはお二方の尽力の賜物だと思っております。本当に有難うございました。本研究を遂行するにあたり、有意義な議論および多大なるご協力をいただいた後輩の伊藤君、原君に深く感謝いたします。まだまだ研究室での生活において、時間を共にした先輩・同期・後輩がいるのですがすべての人に感謝を述べるとキリがないので、ここで纏めて感謝の意を述べさせていただきます。

本論文は、最終的には課題の残る結果となりました。現在所属している大成建設(株)の研究者として社会に貢献するためにも、今後起こりうる大規模地震に対しては常にアンテナを張り続け、複合災害について自主研究を進めていきたいと考えております。

最後に、ここまで私を育て大学にまで進ませてくれ、気づけば5年間自由に研究人生を送らせてくれた父親と母親に最高の感謝の意を表し、謝辞の言葉とさせていただきます。

参考文献

- 1) 内閣府: 1948 福井地震報告書第 6 章 福井地震と社会対応, 2009.
- 2) 内閣府: 1948 福井地震報告書第 8 章 福井地震と豪雨災害, 2009.
- 3) 東北大学災害科学国際研究所 構造物・土砂災害調査チーム: 平成 28 年熊本地震調査報告書 (速報), 2016.
- 4) 熊本県: 6 月 19 日からの豪雨に関する対応について, 2016.
- 5) 地盤工学会 2007 年度会長特別委員会: 地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために一地盤工学からの提言一, 2009.
- 6) 今井康雄, 鈴木明憲, 飛田哲男: 2011 年東日本大震災で被災した吉田川右岸 16k の河川堤防を対象とした事例解析, 第 48 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1129-1130, 2013.
- 7) 脇中康太, 石原雅規, 佐々木哲也: 東日本大震災による堤体の液状化による河川堤防の被災事例解析, 第 48 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1701-1702, 2013.
- 8) 原忠, 岡村未対, 渦岡良介, 石原行博, 上野勝利: 2011 年東北地方太平洋沖地震における岩手県沿岸中南部の河川堤防の津波による被害の特徴, 地盤工学ジャーナル, Vol. 7, No. 1, pp. 25-36, 2012.
- 9) 原忠, Hazarika Hemanta., 黒田修一, 栗林健太郎, 西剛整, 古市秀雄, 竹澤請一郎, 大角恒雄: 東北地方太平洋沖地震で複合災害を受けた河川堤防の被災要因分析, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.4, pp.645-658, 2014.
- 10) 乙志和孝, 古関潤一, 金子勝, 田中宏征, 永尾直也: 鋼矢板を用いた堤防の補強に関する実験的研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.1, pp.1-14, 2011.
- 11) 古市秀雄, 原忠, 谷美宏, 西剛整, 乙志和孝, 戸田和秀: 地震・津波の複合災害に耐える鋼矢板堤防補強法に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol. 10, No. 4, pp. 583-594, 2015.
- 12) 国土交通省 国土保全局治水課: 河川構造物の耐震性能照査指針, 2016.

- 13) Sasaki, Y., H. Oshiki, and J. Nishikawa: Embankment failure caused by the kushiro-oki earthquake of january 15, 1993, In *Performance of Ground and Soil Structure during Earthquakes, 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.61-68, 1993.
- 14) Kaneko, M., Y. Sasaki, J. Nishikawa, M. Nagase, and K. Mamiya.: River dike failure in japan by earthquakes in 1993, In *3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, pp.495-498, 1995.
- 15) Finn, W. and Y. Sasaki.: Simulation of response of the kushiro river dike to the 1993 kushiro-oki and 1994 hokkaido toho-oki earthquakes, *14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.99-102, 1997.
- 16) 国土交通省 東北地方整備局: 第5回 北上川等堤防復旧技術検討会, 8-9, 2011.
- 17) Oka, F., P. Tsai, S. Kimoto, and R. Kato.: Damage patterns of river embankments due to the 2011 off the pacific coast of tohoku earthquake and a numerical modeling of the deformation of river embankments with a clayey subsoil layer, *Soils and Foundations*, Vol. 52, No.5, pp. 890-909, 2012.
- 18) Sasaki, Y., I. Towhata, K. Miyamoto, M. Shirato, A. Narita, T. Sasaki, and S. Sako: Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the pacific coast of tohoku earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 52, No.5, pp. 1016-1032, 2012.
- 19) 林宏親, 西本聡, 橋本聖, 梶取真一: 泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強, *地盤工学ジャーナル*, Vol.6, No.3, pp.465-473, 2011.
- 20) 日下拓也: 地下水位回復に伴う地盤隆起に関する研究, 徳島大学博士論文, 2012.
- 21) 岡村未対: 小型遠心模型実験装置, *地盤工学会誌*, Vol.62, No.9, pp.4-7, 2014.
- 22) 井合進, 1G場での地盤・構造物系の模型振動実験の相似則についての模型振動実験と解析”, 第19回地盤工学研究発表会, pp.57-67, 1987.
- 23) 大住俊揮: 津波による護岸構造物の被害に関する模型実験, 徳島大学卒業論文, 2012.
- 24) de Boer, R.: Contemporary progress in porous media theory, *Applied Mechanics Reviews*, 53(12), 323-369, 2000.

- 25) Schrefler, B.A.: Mechanics and thermodynamics of saturated/unsaturated porous materials and quantitative solutions, *Applied Mechanics Reviews*, 55(4), 351-388, 2002.
- 26) Uzuoka, R. and Borja, R. I.: Dynamics of unsaturated poroelastic solids at finite strain, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36, 1535-1573, 2012.
- 27) Simo, J. C. and Taylor, R. L.: Consistent tangent operators for rate-independent elastoplasticity, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 48, 101-118, 1985.
- 28) 川崎誉正：繰返しせん断履歴を与えた飽和砂質土の透水性評価，徳島大学修士論文，2016.

本研究に関する研究論文

- 1) 居上靖弘，渦岡良介，上野勝利：地震で変状した河川堤防の浸透性能評価に関する遠心模型実験，土木学会論文集C(地圏工学)，Vol. 73, No. 4, 442-449, 2017.
- 2) Y. Ikami, T. Shimokawa and R. Uzuoka: Centrifuge Modeling for Moisture and Stress Conditions in an Embankment with Deformation of Foundation Ground, *5th KGS-JGS Geotechnical Engineering Workshop*, pp. 434-439, 2013.
- 3) Y. Ikami, T. Shimokawa and R. Uzuoka: Centrifuge modeling and finite element analysis for moisture and stress conditions in an embankment with deformation of foundation ground, *14th International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, pp. 1049-1054, 2014.
- 4) Yasuhiro Ikami, Ryosuke Uzuoka and Katsutoshi Ueno: Evaluation of seepage performance for deformed levees by shaking, *2nd Asian Conference on Physical Modeling in Geotechnics*, pp. 220-225, 2016.
- 5) Yasuhiro Ikami, Ryosuke Uzuoka and Katsutoshi Ueno: Evaluation of seepage behaviour for deformed levee after earthquake, *19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 2263-2266, 2017.