

ドラム型遠心模型実験法の開発と沿岸域実問題への適用

平成 21 年 3 月

鶴ヶ崎 和博

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 論文の構成	2
参考文献	7
第2章 遠心模型実験の理論的背景と相似則	8
2.1 概説	8
2.2 相似則	9
2.3 遠心模型実験の利点と目的	11
2.3.1 遠心模型実験の利点	11
2.3.2 遠心模型実験の目的	11
2.4 遠心模型実験の限界	11
2.4.1 相似則に関する問題	12
2.4.2 実験環境上の問題	13
参考文献	14
第3章 ドラム型遠心模型実験装置	15
3.1 ドラム型遠心模型実験装置の概要	15
3.2 付属設備	16
3.2.1 実験容器	16
3.2.2 実験土槽	18
3.2.3 ツールテーブル	19
3.2.4 注水・排水設備	20
3.2.5 カメラおよび照明設備	22
3.3 計測器	23
3.3.1 間隙水圧計	23
3.3.2 土圧計	23
3.3.3 荷重計	24
3.3.4 波高計	24
3.4 データの収録・通信方法	25
3.5 装置の重量バランス調整	26
3.6 まとめ	27
参考文献	28

第4章 ドラム型遠心模型実験装置における水中土砂投下実験	29
4.1 概説	29
4.2 水中土砂投下における相似則	29
4.3 実験概要	31
4.3.1 実験装置および計測装置	31
4.3.2 実験ケースおよび実験条件	35
4.3.3 実験手順	36
4.4 実験結果および考察	37
4.4.1 堆積土砂の形状	37
4.4.2 投下土砂の海底地盤への衝撃圧	42
4.5 まとめ	48
参考文献	49
第5章 遠心力場波浪実験法と管理型廃棄物埋立護岸の安定性評価	50
5.1 概説	51
5.2 遠心力場波浪実験における相似則	51
5.3 実験装置および実験手法	53
5.3.1 実験装置の概要	53
5.3.2 遠心力場での波浪実験	57
5.4 適用事例	58
5.4.1 検討概要	58
5.4.2 検討フロー	59
5.4.3 遠心力場波浪実験の概要	61
5.4.4 実験結果	63
5.4.5 数値解析による検証	68
5.4.6 数値解析結果	73
5.5 現地計測	76
5.5.1 間隙水圧計の設置位置	76
5.5.2 計測方法および計測結果	76
5.6 まとめ	79
参考文献	80
第6章 ドラム型遠心模型実験装置を用いた水塊流動に関する実験	81
6.1 概説	81
6.2 室内における津波実験手法および解析手法	82

6.3 ドラム型遠心模型実験装置での水塊流動実験	83
6.3.1 装置の概要	83
6.3.2 実験手順	87
6.3.3 段波実験結果	88
6.3.4 ダムブレイク実験結果	94
6.4 数値計算による流動場の再現性確認	98
6.4.1 計算方法	99
6.4.2 段波実験に関する再現計算	99
6.4.3 計算結果および実験値との比較 (段波実験)	100
6.4.4 ダムブレイク実験の再現計算	103
6.5 まとめ	105
参考文献	106

第7章 ドラム型遠心模型実験装置の土砂流動への適用	107
7.1 概説	107
7.2 堆積土砂の流動に関する既往の研究	108
7.3 関口らの研究	110
7.3.1 波浪負荷による地盤の流動化と安定化	110
7.3.2 実験的アプローチ	110
7.3.3 数値解析的アプローチ	110
7.4 人工干潟造成における安定勾配の検討	115
7.4.1 検討概要	115
7.4.2 遠心模型実験による安定勾配調査	115
7.5 遠心場での土砂流動実験	119
7.5.1 実験概要	119
7.5.2 実験装置および計測機器	120
7.5.3 試料	122
7.5.4 実験ケース	122
7.5.5 実験手順	123
7.5.6 実験結果	125
7.5.7 堆積土砂の断面勾配	138
7.5.8 土砂流動速度および混濁流について	139
7.6 まとめ	141
参考文献	142

第 8 章 結論 144

謝辭 148

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

地球上あらゆる場所に存在し、身近な材料の反面、力学特性が複雑で、且つ非常に個性に富む土を扱う地盤工学の分野において、模型実験の果たす役割は極めて重要である。平野部に比べ山間部の占める割合が多いわが国においては、明治開国以来、沿岸域における積極投資のもとに、港湾整備や埋立・干拓による宅地、農地、工場用地、空港等々、大規模な社会資本の整備がなされてきたが、それらの整備には沿岸域に厚く堆積する軟弱地盤の諸問題を克服し、且つ地震や台風などの自然災害のたびに各種の設計基準を強化しつつ備えてきた背景がある。地盤工学においては、その設計基準を支える上で模型実験の存在は非常に大きい。

本論文では、地盤工学における模型実験の1つのツールであるドラム型遠心模型実験装置を、地盤系と流体系の相互作用の影響が大きい沿岸域の各種問題に適用した結果について述べるものである。各問題への適用に際しては、底開式土運船模型搭載による水中土砂投下実験、プランジャー型造波装置搭載による波浪実験、シャッター板急開装置による段波実験、ダムブレイク実験、土砂流動実験など、新規に開発した手法や設備を導入しており、以降の各章において詳述するものである。

通常、模型実験によって地盤系の挙動予測を行う際には、2つの方法がとられる。1つには実物あるいはそれに近いスケールの模型を実物と同じ材料で作製し、同様に地盤条件および作用外力を実際に近い状態に設定した上で実験を行うものである。もう1つの手法は、一定のルールにしたがって縮尺した小型模型を作製し、そのルールにしたがった環境の下で実験を行うものである。ここで“一定のルール”とは第2章において詳述する各種の相似則のことである。“一定の”としたのは、完全なルールではなく、“制限付きルール”だからである。当然再現性として優れるのは前者の実物大実験となるが、そう頻繁にできるものでもなく、同一のスケールとはいえ、密度などの実験条件についても単純ではない。それよりは各種の条件下において縮尺模型実験を繰り返し行った方がより汎用性のある挙動把握が可能となる。また、現象の再現・予測手法としてのもう一つの方法である数値計算シミュレーションへの解答を与えると同時に、その連携によって次なる複雑現象の解明を早める上でも縮尺模型実験の方が効果的である。さらには、全くの未知なる現象について、‘あたりをつける’という行為に対しても模型実験は何らかの‘手がかり’を与えてくれる。冒頭にも記したように、いかに科学技術が高度に発達し、計算機が高速化しようとも、土に関する模型実験の重要性は不変であろうと考える。ただこの模型実験は、実際に起こる現象が正しく表されていなければならない。逆に相似則を満たすことで、より一層の実験モデルの小型化によるコストや時間の縮減がはかれることになる。

地盤工学において、コンクリートやスチールなどの他の材料と異なる点は、応力を考える場合に自重が支配的な要素になることや、強度・変形特性が強い応力依存性を示すことである。よって、1g重力場

において、縮尺模型実験での実現象の再現や定量的な予測を行う場合には何らかの工夫を要する。土構造物の振動実験に関して、香川¹⁾、国生・岩楯²⁾による相似則が提案されている。さらに、飽和した地盤-構造物-流体の全体系に関する相似則の提案として、井合³⁾、Iai⁴⁾は、地盤の剛性が土被り圧に応じて変化すると仮定し、応力、圧力の相似率を $1/n$ 、ひずみに関して相似率を $1/n^{0.5}$ とすると、時間の相似率は $1/n^{0.75}$ でバランスし、液状化に至るような大変形状態には適用できないが、降伏に至るまでのある程度のひずみ領域にかけては十分再現可能であることを示した。ある制限の下ではあるが、特別な装置を必要とせず、実際の材料がそのまま利用可能となる点においては有効であると考えられる。ただ、縮尺模型が小さくなるにつれ模型地盤の設定が難しくなるという問題は依然として残る。

結局、実物と同じ材料を用いて自重応力を再現する方法としては、重力加速度を変化させることになる。そこで遠心力の利用となる。

木村・日下部⁵⁾は遠心模型実験の定義として、「遠心加速度を付与できる装置の中に幾何学的に縮小された小型模型を取りつけ、遠心加速度が作用している場での小型模型の挙動を調べる実験」としている。遠心模型実験も模型実験の1つであり、実物を幾何学的に縮尺したモデルの挙動を観察する通常の意味での小型模型実験と何ら異なるところはない。ただ、小型模型実験を加速度場において行っていることが、異なっているだけである。

遠心模型実験装置としては、通常2つの型に分かれる。1つはビーム型であり、他方はドラム型である。写真-1.1および写真-1.2にそれぞれの概観を示すとともに、各断面図を図-1.1および図-1.2に示す。ビーム型⁶⁾は図-1.1に示すアーム端部のスイングプラットフォームへ模型容器を搭載し、アームの回転とともに容器の底面方向へ遠心力を作用させるものである。地上で模型を作製し、そのままの向きでプラットフォームにセットできる、あるいは振動台等の付属機械も同時に搭載が可能であるなどのメリットがある反面、容器境界による実験領域の制限がある。一方、ドラム型^{7,8)}は回転体全体が実験容器となりうるので、位置をずらしながらの連続した実験の実施や、二次元水路容器としての利用も可能である。一方で、模型の向きは常に中心方向を向くことになるので、容器回転中に模型を作製するか、凍結させた状態でセットするなどの工夫が必要となる。また、実験後の模型保持が困難となる。それゆえということではないだろうが、ビーム型は1960年代以降の本格的な運用以来、各機関において普及しているのに対して、ドラム型の普及率は低いようである(図-1.3.参照⁹⁾)。この点については日下部ら¹⁰⁾も、装置の将来性を認めながらも、その開発が遅れていることを指摘している。ただ、前述したようにドラム型では、広い実験領域が確保できるため、波浪実験や土砂流動実験などのビーム型では実施が困難な実験が可能となっている。日下部ら¹⁰⁾もその特長を活かした各種の先駆的な実験を実施している。

本論文はこのドラム型遠心模型実験装置を用いた各種の水際地盤・構造物の挙動把握のための模型実験手法ならびに実問題への適用結果について述べるものである。

1.2 論文の構成

本論文の構成を図-1.4に示す。本論文は全8章で構成される。

第1章では、序論として研究の背景と目的について述べるとともに、本論文の構成を示す。

第2章では、遠心模型実験の利用の背景や目的、またその利点や限界について述べるとともに、縮尺模型実験を行う上で特に重要となる相似則について述べる。

第3章では、本論文における実験ツールのメインであるドラム型遠心模型実験装置について説明するとともに、各種開発した付属設備や計測治具および計測機器類について説明する。

第4章では、ドラム型遠心模型実験装置を用いた1つ目の適用事例として、土運船による大規模埋立を想定した直投実験について述べる。施工計画上重要となる投下土砂の堆積形状の予測方法や海底地盤への衝撃圧について、実験手法の適用性確認として実施した現地での直投実験結果と比較しつつ述べる。

第5章では、ドラム型遠心模型実験装置内での波浪実験の概要について述べるとともに、波浪-地盤-構造物の相互作用問題に関する適用事例として、管理型廃棄物埋立護岸の透過波圧に対する底面および背面地盤の水圧応答に関して述べる。また、波浪実験と平行して実施した波浪-地盤-構造物の相互作用を考慮した数値解析手法について述べる。

第6章では、ドラム型遠心模型実験装置内での津波実験を想定した水塊流動実験について述べる。実験は段波モデルとダムブレイクモデルである。なお、装置としての適用性確認として、波浪場の再現計算ツールである数値波動水路 (CADMAS-SURF) ¹⁾ との比較を行った。

第7章では、水際の軟弱堆積土砂の流動-安定化に関する研究に関する関口らの研究についてレビューするとともに、ドラム型遠心模型実験装置内での粘性土を用いた土砂流動実験について述べる。

第8章は全体のまとめである。

遠心模型実験装置を用いた模型実験の大きな特徴は、縮尺模型実験でありながら地盤の力学挙動の解明に不可欠である応力、ひずみに関しては実物との対応が一对一の関係で成立する。特にドラム型遠心模型実験装置はビーム型に比べて円周方向への境界の影響を極力抑えた構造である特徴を活かして、非常に長大な延長距離を有する模型実験が可能となる。第5章～第7章に示すような水路模型実験装置として適用できるのもその所以である。

設計手法に関する概念として従来の「仕様規程型」から「性能規程型」への転換が迫られる現在、一つひとつ個性をもった地盤特性、構造物および作用外力に関して、適切なモデル化をはかった上での現象の再現は設計・施工上不可欠な要素となってきた。また新たな技術開発や未知なる学問的領域への展開を容易にすると考える。そのような観点から、ドラム型遠心模型実験装置の活用は今後ますます広がるものと考えられる。

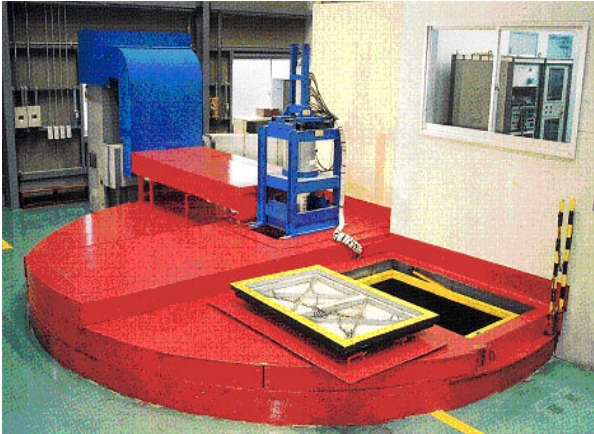


写真-1.1 ビーム型遠心模型実験装置

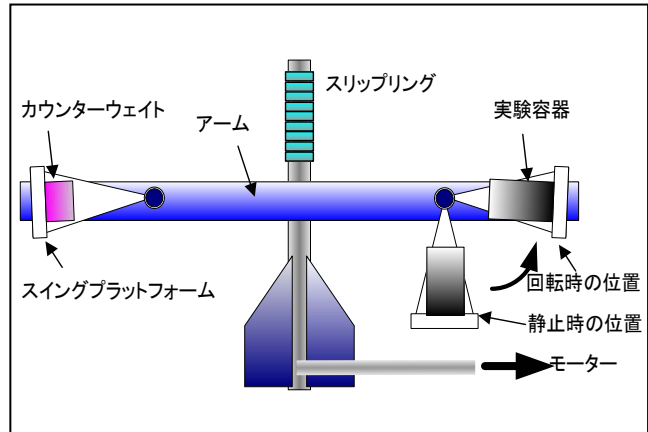


図-1.1 ビーム型遠心模型実験装置 (断面図)



写真-1.2 ドラム型遠心模型実験装置

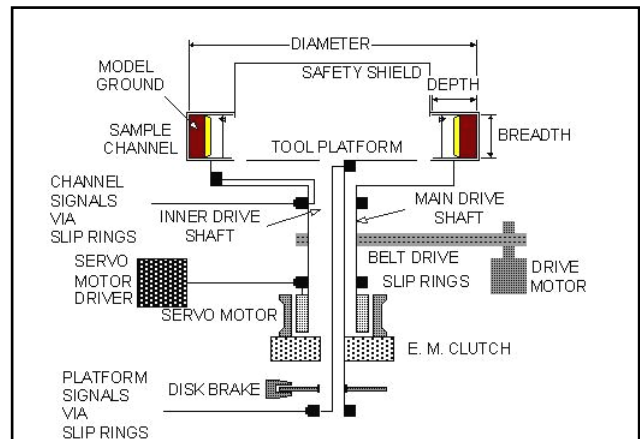


図-1.2 ドラム型遠心模型実験装置 (断面図)

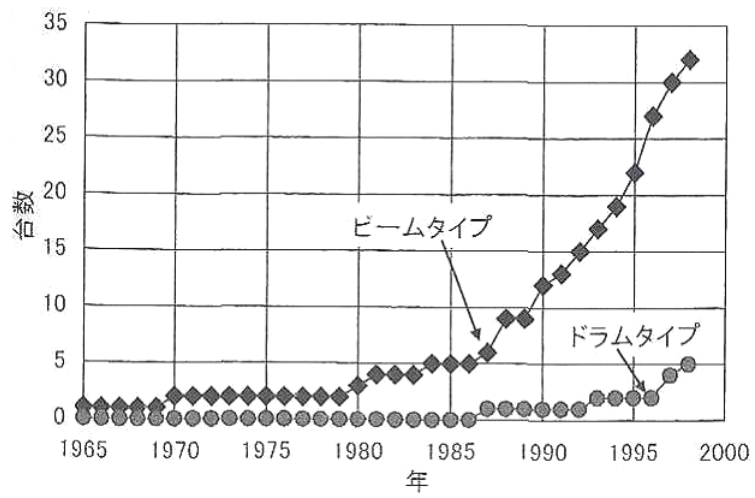


図-1.3 日本における遠心模型実験装置の保有台数の経年変化
(Kimura¹²⁾ に加筆)

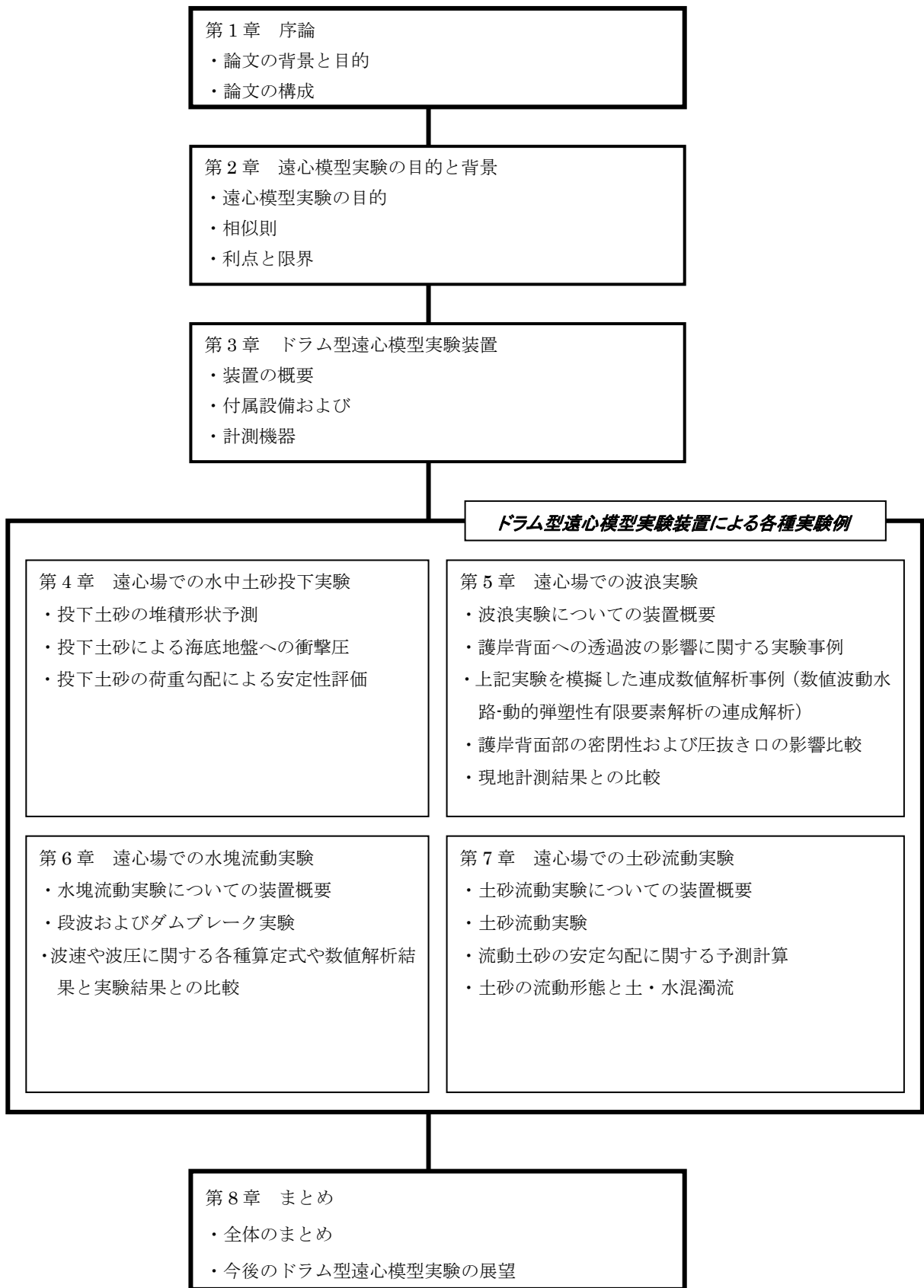


図-1.4 本論文の構成

参考文献

- 1) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集，第 275 号，pp. 69-77, 1978.
- 2) 国生剛治・岩楯徹広：軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，第 285 号，pp. 57-67, 1979.
- 3) 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，第 19 回地震工学研究発表会，pp. 341-344, 1987.
- 4) Iai, S. : Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model 1g gravitational field, Report of Port and Harbor Research Institute, Vol. 27, No.3, pp. 3-24, 1988
- 5) 木村 孟・日下部 治：講座 遠心模型実験 2.序論，土と基礎，Vol.35, No.11, pp68-74, 1987.
- 6) 三宅達夫・赤本弘文・佐藤 毅：浚渫・埋立計画における遠心模型実験の利用，土と基礎，Vol. 40, No.5, pp 23-27, 1992.
- 7) Miyake, M., Yanagihata, T., Baba, S., & Tsurugasaki, K. : A large-scale drum type centrifuge facilities and its application, Proc. Int. Conf. Physical Modelling in Geotechnics-ICPMG '02, pp. 43-48, 2002.
- 8) Baba, S., Miyake, M., Tsurugasaki, K., Kim, H. : Development of wave generation system in a drum centrifuge, Proc. Int. Conf. Physical Modelling in Geotechnics-ICPMG '02, pp.265-270, 2002.
- 9) 竹村次朗：講座 遠心模型実験－実験技術と実務への適用－ 1.講座をはじめるとあたって，土と基礎，Vol.52, No.10, pp.35-36, 2004.
- 10) 日下部治・萩原敏行・大草正則：小半径ドラム型遠心装置の試作と利用の経験，土木学会論文集 No.487/III-26, pp.255-264,1994.3
- 11) (財) 沿岸開発技術研究センター：数値波動水路の研究・開発 (CADMAS-SURF) , 2001.
- 12) Kimura, T. : Development of Geotechnical Centrifuge in Japan, Proc. Centrifuge 98, Vol. 2, pp. 945-954, 1998.

第2章 遠心模型実験の理論的背景と相似則

2.1 概説

遠心模型実験の地盤工学への適用は1930年代の米国および旧ソビエトでほぼ同時に行われた^{1),2)}。その後約30年間の空白期間があって、1960年代のほぼ同時期に大阪市立大学とCambridge大学で遠心模型実験装置が作製された。表-2.1は、木村・日下部¹⁾が、遠心模型実験の歴史的背景について整理したものである。(社)地盤工学会(旧土質工学会)における学会誌「土と基礎」誌上において、1987年と2004年の2回にわたり、10ヶ月から半年間の「講座 遠心模型実験」が企画され、相似則や実験方法の解説および装置が紹介された。その内容については、本論文の関連事項と比較しつつ、以降紹介するが、まず注目されるのは、第1回目の執筆陣が大学を主体とする学究的なメンバーによってほぼ構成されていたことに対して、17年後の第2回目では、いわゆる「学」サイドのみならず、官・民サイドの執筆者が多いことである。それも10数もの団体のメンバーによって構成されている。この約20年間において、いかに装置が普及し、研究目的から実務への運用がはかられてきたかを想像させるものである。ただ、いずれの企画においてもまず冒頭に宣言されるのは、遠心模型実験装置は特別または万能な実験装置ではなく、それをを用いることによって全ての期待通りのこたえが得られるわけではない、という内容の文言であり、それを踏まえたうえで、適切な相似則の理解と遠心模型実験の運用を木村・日下部¹⁾、竹村²⁾は主張している。

表-2.1 遠心模型実験の歴史的背景¹⁾

	事項	年代	主な研究課題	研究者グループ 機関名
第一期	アイデアの提唱と装置の試作	1930年代	斜面安定 支保工	Pokrovsky Bucky
	空白期	1940~1960年	軍事目的に使用か?	
第二期	装置製作の再開 簡単な計測システム(目視)	1960年代	自重が支配的な課題 自重圧密 水位急降下時の斜面安定	大阪市立大学 Cambridge大学
第三期	大型装置の製作 計測機器、計算機の出現→計測システムの飛躍的進歩 土の構成式理論の進展	1970年~	問題の多様化、複雑化 ・間隙水圧計測 ・応力履歴の明確な粘土地盤の作成 ・地盤内強度分布の計測(フライトベーン、コーン) ・杭、擁壁、アンカー、浅い基礎 ・掘削、トンネル、盛土ほか	Manchester大学 Cambridge大学 港湾技術研究所
第四期	動的载荷システムの開発 耐震工学への応用開始	1970年後半~	・液状化 ・地震時斜面安定 ・杭	Cambridge大学 CALTEC UCLA 東京工業大学 土木研究所 港湾技術研究所

2.2 相似則

遠心模型実験に関わらず、模型実験においては模型と実物とを関連づけるために相似則が用いられる。相似則は従来様々な角度から解説されてきたが、基本的に要約すると、

- ①ある現象に影響する独立なパラメータをすべてリストアップし、 Buckingham の Π 定理により関係する無次元量を求め、1 つひとつの無次元量が模型と原型で共通な値を持つように相似率を決定する。
- ②現象を表現する構成関係（微分方程式）を模型と実物で共通に満足するように相似率を決定する。となる。すなわち、単なる幾何学的相似則のみならず、力学的相似則を満足することが求められる。表-2.2 に各諸量に関する相似率³⁾を示す。

表-2.2 相似率³⁾

物理量	記号	無次元数	相似条件	相似率(Ng)	相似率(1g)
1. 加速度	a		$\Pi_a =$	N	1
2. 模型寸法	l		$\Pi_l =$	N/1	1/N
3. 土密度	ρ		$\Pi_\rho =$	1	1
4. 土粒子寸法	d	d/l	$\Pi_d =$	1(1/N)	1(1/N)
5. 間隙比	e	e	$\Pi_e =$	1	1
6. 飽和度	S_r	S_r	$\Pi_{S_r} =$	1	1
7. 液体密度	ρ_l	ρ_l/ρ	$\Pi_{\rho_l} = \Pi_\rho =$	1	1
8a 表面張力	σ_t	$\sigma_t/(\rho_l ad)$	$\Pi_{\sigma_t} = \Pi_\rho \Pi_a \Pi_d \Pi_l =$	1(1/N)	1(1/N)
8b 毛管上昇	h_c	$h_c \rho_l ad / \sigma_t$	$\Pi_h = \Pi_{\sigma_t} \Pi_\rho^{-1} \Pi_a^{-1} \Pi_d^{-1} =$	1/N(1)	1(N)
9a 粘性	η	$\eta / (\rho_l d (al)^{1/2})$	$\Pi_\eta = \Pi_\rho \Pi_d \Pi_a^{1/2} \Pi_l^{1/2} =$	1	$N^{-1/2(*2)}$
9b 透水係数	k	$k \eta / (d^2 \rho_l a)$	$\Pi_k = \Pi_d^2 \Pi_\rho \Pi_a \Pi_\eta^{-1} =$	$N(1/N^{(*1)})$	$N^{1/2(*2)}$
10. 土粒子摩擦角	ϕ	ϕ	$\Pi_\phi =$	1	1
11. 土粒子強度	σ_c	$\sigma_c / \rho_l al$	$\Pi_{\sigma_c} = \Pi_\rho \Pi_a \Pi_l =$	1	1/N
12. 粘着力	c	$c / \rho_l al$	$\Pi_c = \Pi_\rho \Pi_a \Pi_l =$	1	1/N
13. 剛性	E	$E / \rho_l al$	$\Pi_E = \Pi_\rho \Pi_a \Pi_l =$	1	1/N
14. 時間(慣性力)	t_i	$t_i (a/l)^{1/2}$	$\Pi_{t_i} = \Pi_a^{1/2} \Pi_l^{1/2} =$	1/N	$N^{-1/2}$
15. 時間(層流)	t_f	$t_f (k/l)$	$\Pi_{t_f} = \Pi_l \Pi_k^{-1} =$	1/N ²	$N^{-3/2(*2)}$
16. 時間(クリープ)	t_c	t_c	$\Pi_{t_c} =$	1	1

注: 括弧内の値は土粒子寸法を1/Nとした場合のもの。

(*1): この場合については土粒子のみを1/Nとして粘性の相似率を1と仮定した。

(*2): 粘性の相似率を合わせたものである。

なお相似則については、Garnier ら⁴⁾が、表-2.3 に示すような 15 のカテゴリに分けて現状までの知見および未解決の課題について詳細な整理をしている。これに関しては、国際地盤基礎工学会（ISSMGE）の Physical Modelling に関する技術委員会‘TC2’のウェブ（www.tc2.civil.uwa.edu.au）上において逐次更新する予定とのことである。

表-2.3 相似則のカテゴリ分け⁴⁾

<p>A-Fundamental laws of dynamics, time and rate scaling factors</p> <p>1-Scaling laws derived from equations of statics 2-Creep time 3-Rate effect on undrained shear strength</p>	<p>B-Grain size effects on soil structure interaction</p> <p>1-Footing 2-Pile (lateral loading) 3-Anchor 4-Tunnel (face stability) 5-Pipeline uplift 6-Wal 7-Geogrid</p>	<p>C-Grain size effects on interfaces and shear band patterns</p> <p>1-Frictional interface 2-Roughness modelling 3-Shear band patterns</p>	<p>D-Size effects derived from continuous media mechanics</p> <p>1-Normal stiffness in soil-pile interface</p>	<p>E-Density and stress distribution in centrifuge models</p> <p>1-Vertical stress with depth 2-“Silo” effect on stress 3-Ko values 4-Distribution of void ratio</p>
<p>F-In-flight in-situ tests</p> <p>1-CPT: distance to the wall 2-CPT: diameter of the container 3-Vane: effect of centrifuge acceleration on shear strength</p>	<p>G-Fluid flow in saturated centrifuge samples</p> <p>1-Laminar flow (Darcy) 2-Flow rate limit 3-Turbulent flow 4-Self-weight consolidation</p>	<p>H-Unsaturated conditions</p> <p>1-Capillary rise 2-Water content distribution</p>	<p>I-Dynamic conditions</p> <p>1-Boundary effects 2-Wave propagation 3-Coupled consolidation and dynamic phenomena 4-Cratering 5-Pile driving 6-Rockfall 7-Explosion</p>	<p>J-Aqueous phase transport in saturated soils</p> <p>1-Advection 2-Diffusion 3-Mechanical dispersion 4-Sinks or sources at aqueous fluid-solid boundaries 5-Sinks or sources within aqueous phase</p>
<p>K-Non-aqueous phase transport in soils and fractures</p> <p>1-Capillary pressure 2-Entry pressure 3-Residual saturation 4-Unstable gravity driven flow 5-Finger properties in uniform soil</p>	<p>L-Heat transfer in saturated soils</p> <p>1&2-Conductive heat transfer 3-Convective heat transfer 4-Frozen soil 5-Thaw processes 6-Ice</p>	<p>M-Erosion, sedimentation</p> <p>1-Cohesionless soil</p>	<p>N-Current propagation, electro-osmosis</p> <p>1-Electro-osmosis</p>	<p>Other topics to come?</p>

2.3 遠心模型実験の利点と目的³⁾

2.3.1 遠心模型実験の利点

遠心模型実験の利点として、具体的には以下のことが挙げられる。

- ① 重力場実験に比べ相似則が明快で、土の自重効果が再現可能
- ② 測定可能な応力レベルでの実験が可能
- ③ 時間の短縮が図れる

地盤工学において、コンクリートやスチールなどの他の材料と異なる点は、応力を考える場合に自重が支配的な要素になることや、強度・変形特性に強い応力依存性を示すことである。①によって土の自重が支配的な現象、例えば自重圧密、掘削、斜面等の実験が可能となる。また多くの土の力学特性が拘束圧に依存し、その依存関係が一定でないため、模型内の拘束圧が実物のレベルと大きく異なる重力場模型では力学的相似性を満足することが難しく、実物で想定される現象が再現できないが、遠心加速度により自重応力をコントロールすることによって、その問題も解消される。

②については、小型模型内では生じる応力、支える力等がきわめて小さく、その測定値に及ぼす誤差の影響が大きくなり、センサーの精度の問題もあいまって、土圧、間隙水圧等の正確な測定が重力場では難しい。また、模型に部材（矢板、補強材等）を導入する場合において、剛性や断面係数の相似則を考慮して材料を選択すると、使用する部材がきわめて薄くなり、作製が困難になること、さらにはひずみゲージ等の貼り付けや防水処理などのコーティング剤の塗布においても部材の力学特性が影響を受けてしまう場合もある。

③に関する点は、遠心模型のみならず小型模型の大きな利点である。特に、粘土のように圧密に時間を要する場合、大型模型では模型作製にかかる時間は大きな制約となる。仮に 1/100 の縮尺模型を用いて、100G 場での実験を行う場合の圧密に要する時間縮尺は、 $1/(100^2)$ であり、100 年間（ ≈ 36500 日）が 3.65 日に短縮することが可能である。

なお、対象としている時間依存現象が、1つのプロセス（例えば、圧密、分子拡散、熱伝導）に依存する場合は、重力場模型でも現象の観測は可能であるが、2つの現象（例えば、移流・拡散問題）となると時間に関する相似率を合わせるためには、遠心模型は有効な手段となる。ただし、後述するように、全ての時間依存の現象に関する相似率が合うわけではないことに注意が必要である。

2.3.2 遠心模型実験の目的

物理模型として遠心模型実験を行う目的は、上述した利点を積極的に活かした研究開発、設計基準策定等の実務的なものから、理論や数値解析法の検証、さらには実験手法としての信頼性の向上、あるいは適用性の確認といった基礎的なものまで多岐にわたる。中でも理論や数値モデル、数値解析法の検証は、遠心模型の主たる目的といえる。この中には、単純化された力学モデルの仮定（主として破壊や変形のみカニズム）の検証や、数値モデルで表現しきれない、あるいはその精度が確認されていない実物の複雑さの影響程度の検証から、もっと直接的な予測精度の確認までいろいろなレベルのものがある。特に、実際に観察することが難しい災害時の現象（地震、洪水）、長期にわたる現象の観察には極めて

有効な手段といえる。

2.4 遠心模型実験の限界³⁾

ある実物に対する縮尺模型実験を行うには、モデル化にあたって何らかの近似を行い、幾つかの条件については実物と異なった設定をすることは避けられない。模型地盤には実物にはない実験容器という境界が存在することはその一例である。遠心模型実験においても相似則に関する幾つかの問題に加え、このような実験環境上の問題はある。ここでは、遠心実験を行う上で遭遇する主な問題とそれらが実験結果に与える影響について述べる。

2.4.1 相似則に関する問題

遠心模型における相似則の代表的な問題として、粒子寸法効果や振動現象と透水現象の時間スケールの不一致が挙げられる。すなわち、「砂は砂であるか？粘土は粘土であるか？」といったような類の問題である。実際には、実物の完全な縮尺模型実験は不可能であるから、計測対象とする事象を絞り込んだ上で、実験を行うとともに、影響の確認がその実験の範囲内でできることが望ましい。

相似則が満足されないことが遠心模型実験結果に及ぼす影響を調べるには、Modeling of prototype や Modeling of models といった手法がとられる。Modeling of prototype は遠心模型と対応する実物を比較するものであり、Modeling of models は同一寸法の実物に対応する遠心模型実験を異なる縮尺比で行って比較するものである。前者は遠心模型の妥当性を検討する直接的な手法であり、最も信頼がおけるものといえるが、スケールが大きく異なるものを比較するため地盤条件や実験装置等の実験条件を両者で同一とすることが難しいという問題がある。一方、後者は異なる縮尺の遠心模型実験で整合した結果が得られれば、それを外挿して縮尺比=1の実物も整合した結果となることを期待するものである。

この相似則に関しては、約4年に1回開催される遠心模型実験をメインテーマとする一連の国際会議(“Centrifuge modelling”：“遠心模型”，なお2002年からは“Physical modelling”：“物理模型”へ名称が変わる)において、1998年東京⁵⁾では、“*Similitude and limitations*”として、17ものサブテーマのなかの1つとして挙げられていた(投稿数は6編)。一方、2002年カナダセントジョーンズ⁶⁾では、サブテーマとしては挙げられてはいなかったが、2006年香港⁷⁾においては、会議名称の変更も理由の一つであろうが、“One-g versus high-g modeling”，や“Physical modeling versus field testing”といった関連する2つのサブテーマが掲げられており(投稿数全11編)、基準化のできないこの課題について欠かせないテーマとなりつつある。

以降、相似則に関する留意事項について示す。

(1) 粒子寸法効果

実物の土と同じ強度・変形特性を有する相似粒度材料を得ることは一般的に困難なので、模型地盤の作製には通常は実物と同じ地盤材料が用いられるが、この場合、土粒子寸法に関する縮尺が模型の縮尺と一致しない。いわゆるこの粒子寸法効果が実験結果に顕著に表れるとする意見や必ずしも顕著に表れないとする意見があり、必ずしも明確になっていないが、せん断帯の発生など局所的な現象を再現する

場合や基礎幅が土粒子径に比べ十分に大きくない場合には注意が必要である。また、シルトのような非粘着性材料から粘土のような粘着性材料への変換など、粒径の縮尺による材料特性の変化についても注意が必要である。事前にそのような影響が顕著とならないような実験条件を設定するとともに、Modeling of models などによってそれを確認することが重要である。

(2) 透水現象と振動現象の時間に関する相似則

表-2.1 に示すように、模型地盤に実物と同じ地盤材料を用いると、透水現象について模型内では時間が $1/N^2$ に短縮される。一方、振動現象については $1/N$ であり、時間に関する縮尺が整合しない。粘土地盤の動的加振実験の場合、加振中の短時間内では地盤内の間隙水の移動は生じないので、振動現象に関する時間相似率を適用すればよい。しかしながら飽和砂地盤の液状化実験ではこれら二つの現象が同時に起こるので、時間に関する相似率の整合を図る必要がある。この場合、模型地盤の間隙流体に水よりも粘性が N 倍大きな流体を用い、見かけの透水係数を $1/N$ とすることにより透水現象に関する時間の縮尺は $1/N$ となり、振動現象の時間スケールと整合する。代表的な粘性流体としてメチルセルロース水溶液やシリコンオイルなどが適用される。なお、粘土地盤において、時間が実物の $1/N$ となるため地盤のひずみ速度は N 倍となる。粘性土のように非排水強度等の力学特性がひずみ速度に依存する材料の場合には、例え同じ材料を使ったとしても遠心模型と対応する実物の地盤で発揮される力学特性が一致しないので、特に縮尺比 N が大きい場合には注意が必要となる。

2.4.2 実験環境上の問題

遠心模型実験では、実物には通常存在しない容器壁面という境界が存在する、容器内に一様な模型水平地盤を作製する場合、地盤内の応力について、①鉛直土圧が $\sigma'_v = N\rho_0gz$ であること、②水平土圧が $\sigma'_h = K_0\sigma'_v$ であることが期待される。①について特に問題となることに容器の壁面摩擦の影響がある。壁面摩擦によって鉛直土圧が減少し、平面的にも不均一な応力状態となる。この対策として、壁面摩擦を極力低減すること、模型地盤の層厚と幅の比を小さくすることなどがある。また、②についても、壁面の水平変位により水平土圧が減少し、静止土圧状態とならない場合がある。そのためできるだけ剛性の高い容器で実験を行う必要がある。また、実験は側面の影響を極力受けないように、側面から離れた位置で行うことが必要である。これに関しては、日下部⁹⁾ が実験容器内に発生する鉛直・水平土圧について理論値との比較を行っている。

壁面の影響を小さくする方法として、模型（ケーソン模型やコーン模型など）の寸法を小さくし、高い遠心加速度場で実験することで対応することなどが対処法としてあげられるが、その場合、以下の点も注意が必要である。

- ① 地盤中に設置する計測器やケーブルが相対的に大きくなり、その影響を無視できない。
- ② 模型を小さくするにも限界がある。
- ③ 局所的な地盤密度のばらつきの影響が大きくなり、実験結果の影響が大きくなる。
- ④ 透水現象がより短時間で生じるために、排水条件を明確にすることが困難になる。

以上のような問題があり、改善する余地も残されているが、完全に取り除くことはなかなか難しい。いずれにせよこれらの問題についてはその影響を検証し、実験結果の妥当性を評価することが重要である。

参考文献

- 1) 木村 孟, 日下部 治: 講座 遠心模型実験 2.序論, 土と基礎, Vol.35, No.11, pp68-74, 1987
- 2) 竹村次朗: 講座 遠心模型実験－実験技術と実務への適用－ 1.講座をはじめるとあって, 土と基礎, Vol.52, No.10, pp35-36, 2004
- 3) 岡村未対・竹村次朗・上野勝利: 講座 遠心模型実験－実験技術と実務への適用－ 2.遠心模型の相似則, 実験技術-利点と限界-, 土と基礎, Vol.52, No.10, pp37-44, 2004.
- 4) Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S. M., Culligan, P. J., Goodings, D., Koning, D., Kutter, B., Phillips, R., Randolph, M. F., & Thorel, L. : “Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling,” International Journal of Physical Modelling in geotechnics, Vol. 7, No.3, pp1-23, 2007.
- 5) Kimura, T., Kusakabe, O. & Takemura, J. (Ed.) : Proc. Centrifuge 98, Tokyo, Vol. 1 & 2, Balkema, 1998.
- 6) Phillips, R., Guo, P. J. & Popescue, R. (Ed.) : Proc. Intn. Conf. Physical Modelling in Geotechnics, St. John's, Vol. 1 & 2, Balkema, 2002.
- 7) Ng, C. W. W., Zhang, L. M., & Wang, Y. H. (Ed.) : Proc. Intn. Conf. Physical Modelling in Geotechnics, Hong Kong, Vol. 1 & 2, Taylor & Francis, 2006.
- 8) 三宅達夫・赤本弘文・佐藤 毅: 浚渫・埋立計画における遠心模型実験の利用, 土と基礎, Vol. 40, No.5, pp 23-27, 1992.
- 9) 日下部治・萩原敏行・大草正則: 小半径ドラム型遠心装置の試作と利用の経験, 土木学会論文集 No.487/III-26, pp.255-264,1994.3

第3章 ドラム型遠心模型実験装置

3.1 ドラム型遠心模型実験装置の概要

写真-3.1 に一連の実験で使用したドラム型遠心模型実験装置の概観を示す^{1),2),3)}。また、図-3.1 にその断面の模式図を示す。装置の最大の特徴は、写真-3.2 に示すように、ドーナツ型をした容器全周が全て実験領域として扱えることであり、ビーム型のように円周方向の容器境界の影響を考慮する必要はない。表-3.1 に諸元を示す。最大加速度 440G (600RPM) が発揮された場合、直径 2.2m 容器の換算延長距離は約 3000m、幅約 350m (0.8m 幅容器の場合)、水深約 130m の実験領域となる。この長大な領域を利用して、対象位置をずらしながらの実験や二次元水路としての利用が可能となる。ただし、実験容器自体が回転体となるので、模型地盤の作製は回転中に行うか、別容器にて作製した後、凍結などの方法で固定化し本体容器内にセットする必要がある。本装置は、容器本体とその内側に存在するツールプラットフォームがそれぞれ独立した回転軸（同心二軸）で連結されているので、同期運転もさることながら、前述したような、容器とプラットフォームとをずらしながらの回転も可能であるため、回転中でも調査・実験エリアの移動が可能である。現在で世界最大級のドラム型遠心模型実験装置である。



写真-3.1 ドラム型遠心装置

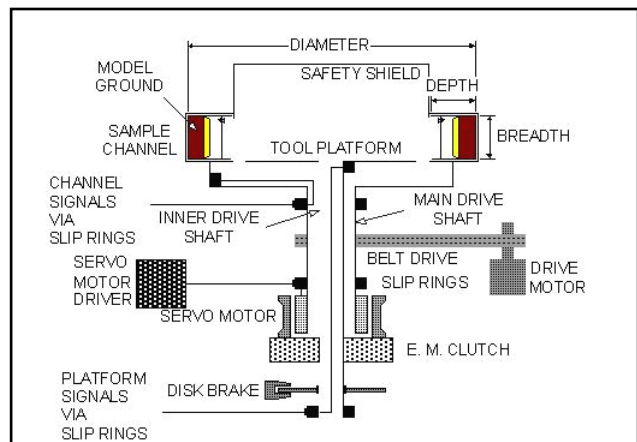


図-3.1 ドラム型遠心装置の断面模式図

表-3.1 ドラム型遠心装置の諸元

最大加速度	440G (600rpm)	
容器寸法	模型	実物換算 (最大加速度時)
直径	2.2m	3041m (延長距離)
幅	0.8m	352m
水深	0.3m	132m
最大搭載重量	3.7ton	1628g-ton



写真-3.2 ドラム用実験容器
(写真は可視化容器で幅 0.3m)

3.2 付属設備

3.2.1 実験容器

写真-3.3 および写真-3.4 は、実験容器を示している。写真-3.3 は、第4章に示す直投実験用の容器で、直径 220cm、幅 80cm、深さ 30cm であり、水を張った容器内に底開式土運船模型が着水できるようにになっている。写真-3.4 は、第5章～第7章において使用した容器で、直径 220cm、幅 30cm、深さ 30cm である。容器上の対角の位置に開口部があり、その部分に強化プラスチックをはめ込み、容器断面を可視化するとともに、適切な照明とカメラを設置することによって、実験時の撮影が可能となっている。

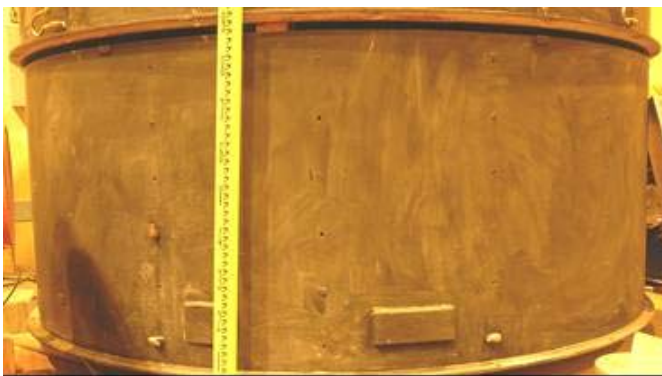


写真-3.3 実験容器（外径 220cm、幅 80cm、水深 30cm）

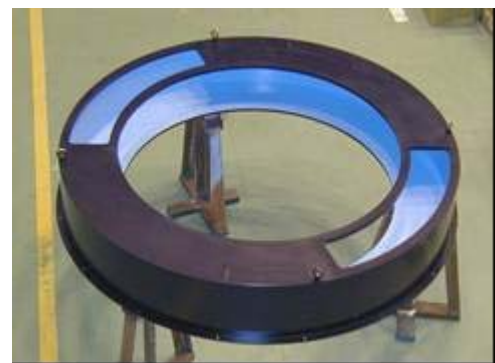


写真-3.4 可視化容器（外径 220cm、幅 30cm、水深 30cm）

3.2.2 実験土槽

ドラム型遠心模型実験において地盤模型を取り扱う場合には、その設置方法として大きく2つに分かれる。すなわち、回転している容器内へとスラリー状の土砂あるいは乾燥した土砂を注ぎ込み作製する方法と、別途、遠心容器内に直接設置可能な土槽を準備し、装置とは別の場所で事前に模型地盤を作製し、土槽と模型地盤の固定化を図った後に容器内へとセットする方法である。

第5章および第7章の実験検討では、写真-3.5（模型地盤作製中の状況）および写真-3.6に示すような容器内周部への直接設置が可能な扇型土槽を使用した。また模型地盤の固定は、飽和させた地盤を凍結させることにより行った。



写真-3.5 可搬式で遠心容器内周へ設置可能な土槽（第5章にて使用）

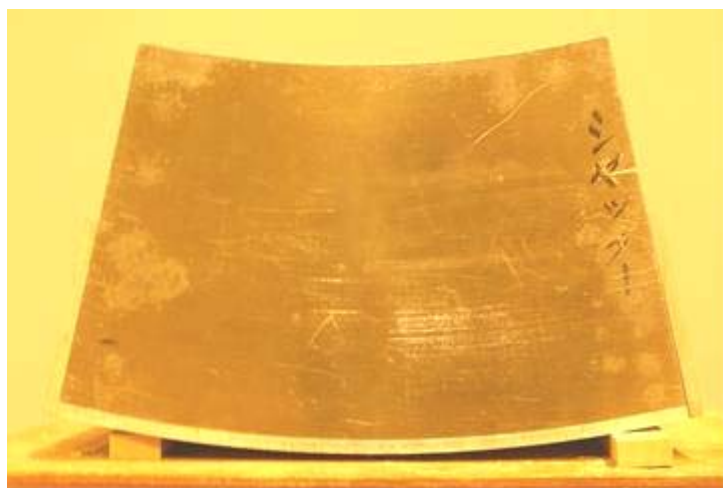


写真-3.6 可搬式で遠心容器内周へ設置可能な土槽（第7章にて使用）

3.2.3 ツールテーブル

遠心装置の中央部にはツールテーブルが設置されている。ツールテーブル上には、超音波センサー、レーザー変位計、データロガー、照明、カメラ、スリップリング、土運船模型、造波装置など、実験を実行する上で必要となる各種の機器類が設置されている。写真-3.7～3.10は、以後の第4章～第7章において、詳述する各種の実験時におけるツールテーブル上の状況を示している。

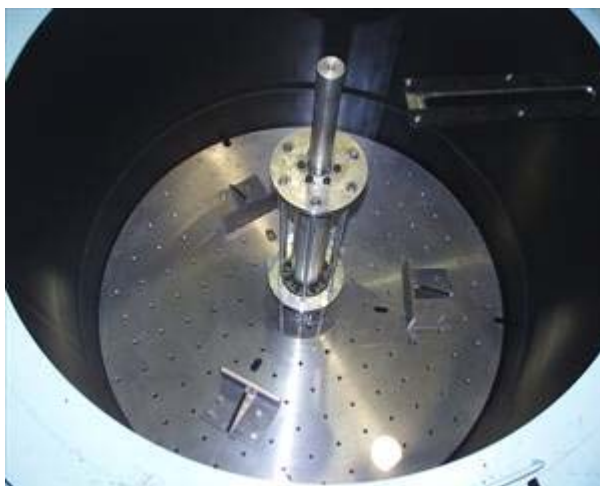


写真-3.7 装置内ツールテーブル設置状況
(テーブルのみの状況)

底開式土運船模型



写真-3.8 底開式土運船模型を搭載したツール
テーブルの状況 (第4章)

造波装置
(プランジャー型)

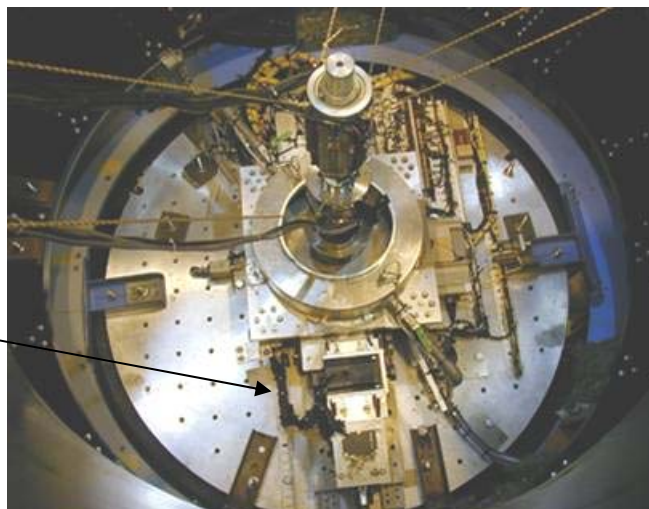


写真-3.9 造波装置を搭載したツールテーブルの状況 (第5章)

シャッター板

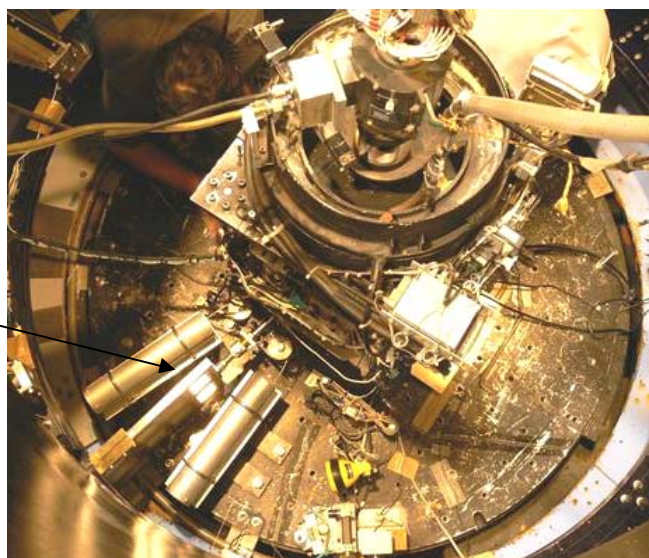


写真-3.10 シャッター板開閉装置を搭載したツールテーブルの状況 (第6章および第7章)

3.2.4 注水・排水設備

図-3.2 は、装置本体を含む注水および排水管の設備を表している。なお、図中の青い矢印が容器内への注水ラインであり、赤い矢印が容器からの排水ラインである。模型容器への注水は、容器の回転中に行われる。漏斗、ホースなどの注水管によって誘導された水 ① は、まず、ツールテーブル中央部に設置している配水円筒へと注がれる。配水円筒の開孔部には、実験容器内まで延伸した注水管およびホースが接続され、回転とともに水が容器内へと注がれ ②、実験に供される。実験中の容器内の水位調整は、容器の外周に設置された配管および容器下部に設置されたスタンドパイプによって行う。スタンドパイプはモータおよびワイヤー式変位計（ポテンショメータ：共和電業製）と連結しており、容器内の水位を任意の高さに調整可能である。実験終了後は、スタンドパイプを最下位置へと設定し、容器内の水を排出する。なお、実験時に粘性流体などを使用した場合には、再利用のため集水タンクへと回収する。写真-3.11 に注水円筒を、写真-3.12 にスタンドパイプを示す。

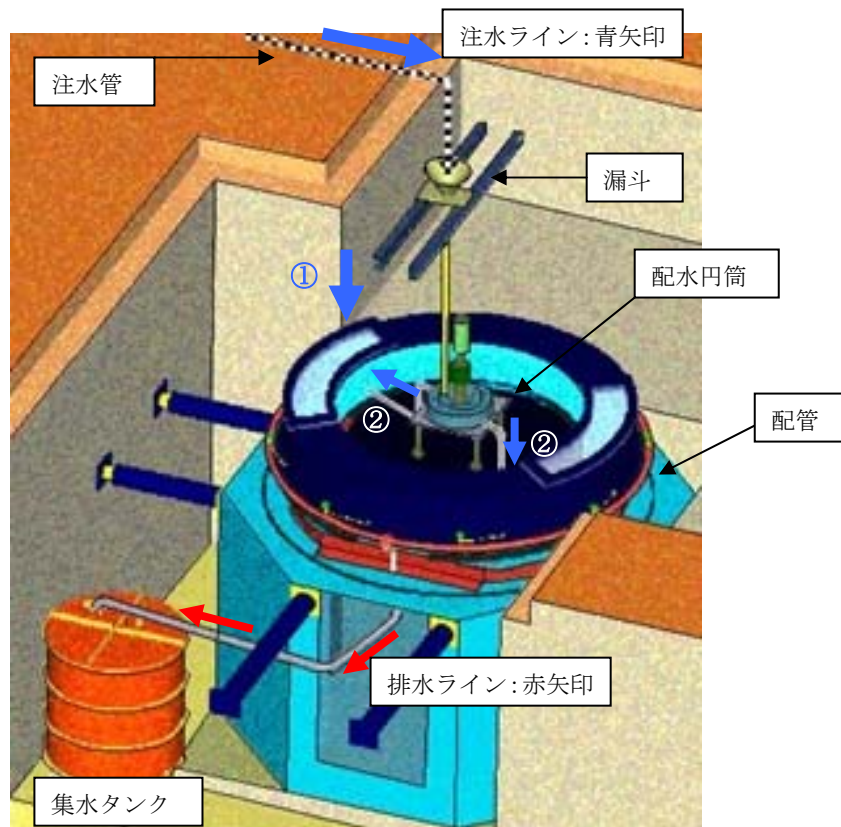


図-3.2 注水・排水設備

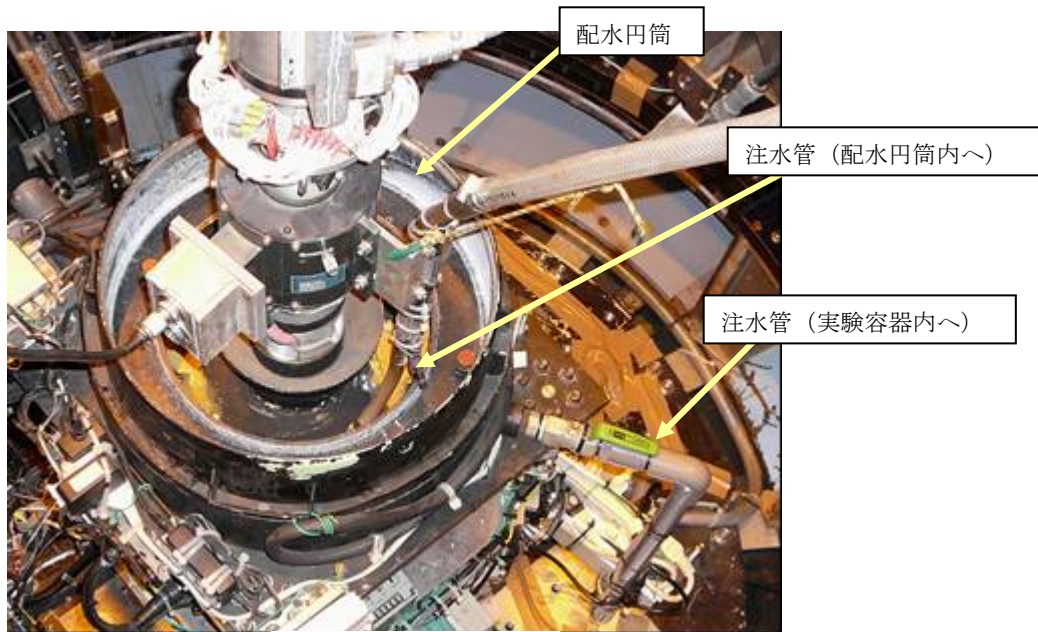


写真-3.11 注水円筒

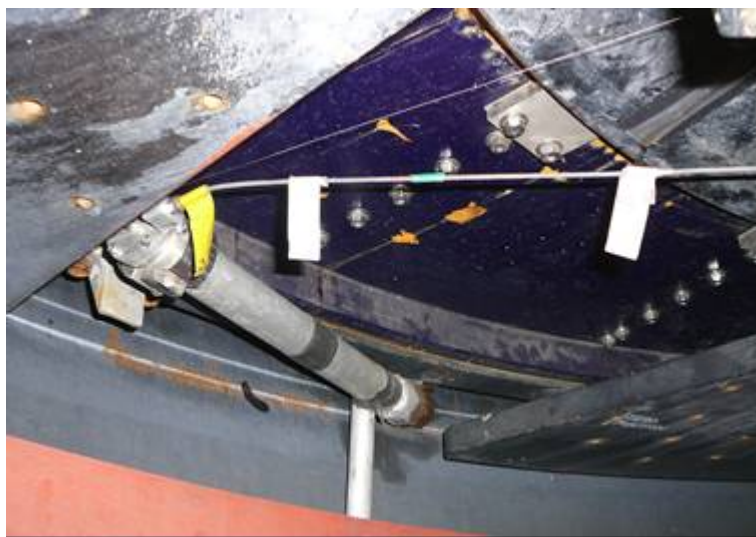


写真-3.12 スタンドパイプ (下がりきった状態)

3.2.5 カメラおよび照明設備

写真-3.13～3.15は可視化容器の窓枠に取りつけた観測用高速 CCD カメラおよび LED 照明設備を示している。カメラは 2 台 1 組を 1 台のスタンドに取り付け、そのスタンドを窓枠へと固定している。カメラは実験に応じて 4 台まで設置可能である。

窓枠の両端には数百個の LED によって構成された照明装置が設置されている。LED 照明の特徴は低電力消費、低発熱性で長寿命である。また、光量が強く、指向性が非常に高いため、高速度撮影に適しているといえる。さらに軽量であるため、遠心装置への負担が少なくて済む。

なお、本カメラシステムおよび照明設備は第 6 章および第 7 章での使用である。

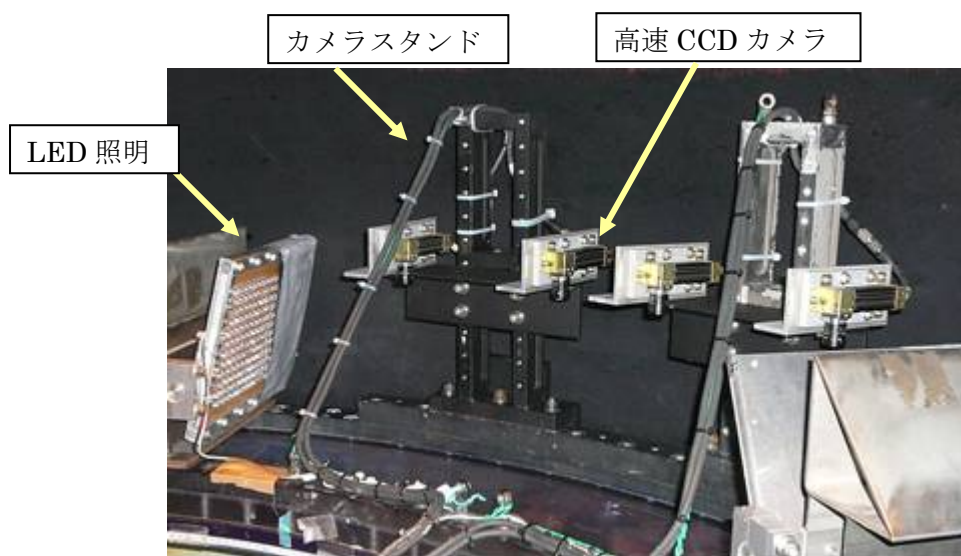


写真-3.13 CCD カメラおよび LED 照明設備の設置状況

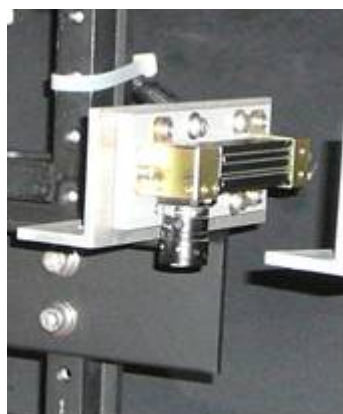


写真-3.14 CCD カメラ



写真-3.15 LED 照明

3.3 計測器

実験時に使用する主要な計測器について以下に示す

3.3.1 間隙水圧計 (SSK 製, P3 シリーズ)

写真-3.16 に間隙水圧計を示す。水圧計の先端部はワイヤーメッシュあるいはポーラスストーンが取り付けられている。乾燥および湿潤模型地盤中への埋込みに際しては、脱気水、粘性流体およびシリコンオイル等により飽和化をはかった上で設置する。

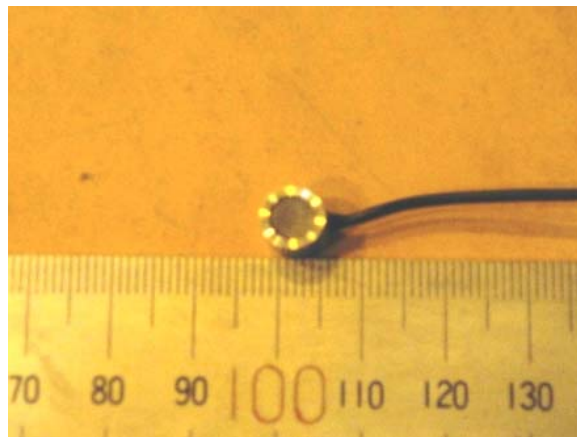


写真-3.16 間隙水圧計

3.3.2 土圧計 (SSK 製, P3 シリーズ)

写真-3.17 に土圧計を示す。



写真-3.17 土圧計

3.3.3.荷重計（SSK製，L6シリーズ）

写真-3.18 にロードセルを示す。



写真-3.18 ロードセル

3.3.4 .波高計（KENEK製，センサー：CHT-6-30MET，アンプ：CH-401型）

写真-3.19 および写真-3.20 に容量式波高計および遠心容器への設置状況を示す。容器内の水位および波高計測に供する

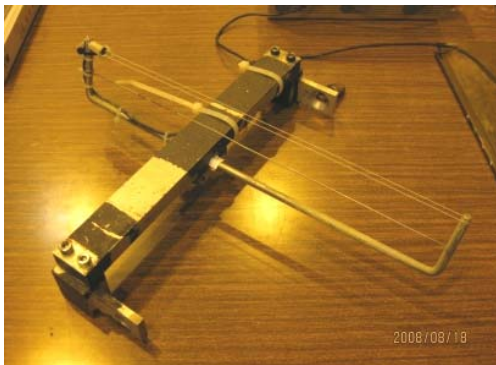


写真-3.19 波高計



写真-3.20 波高計の容器内への設置状況

3.4 データの収録・通信方法

実験時の計測データの通信方法の一例を図-3.3 に示す. 基本的にはスリッピングを介する方法と無線 LAN による方法の 2 種類の方法で行っている.

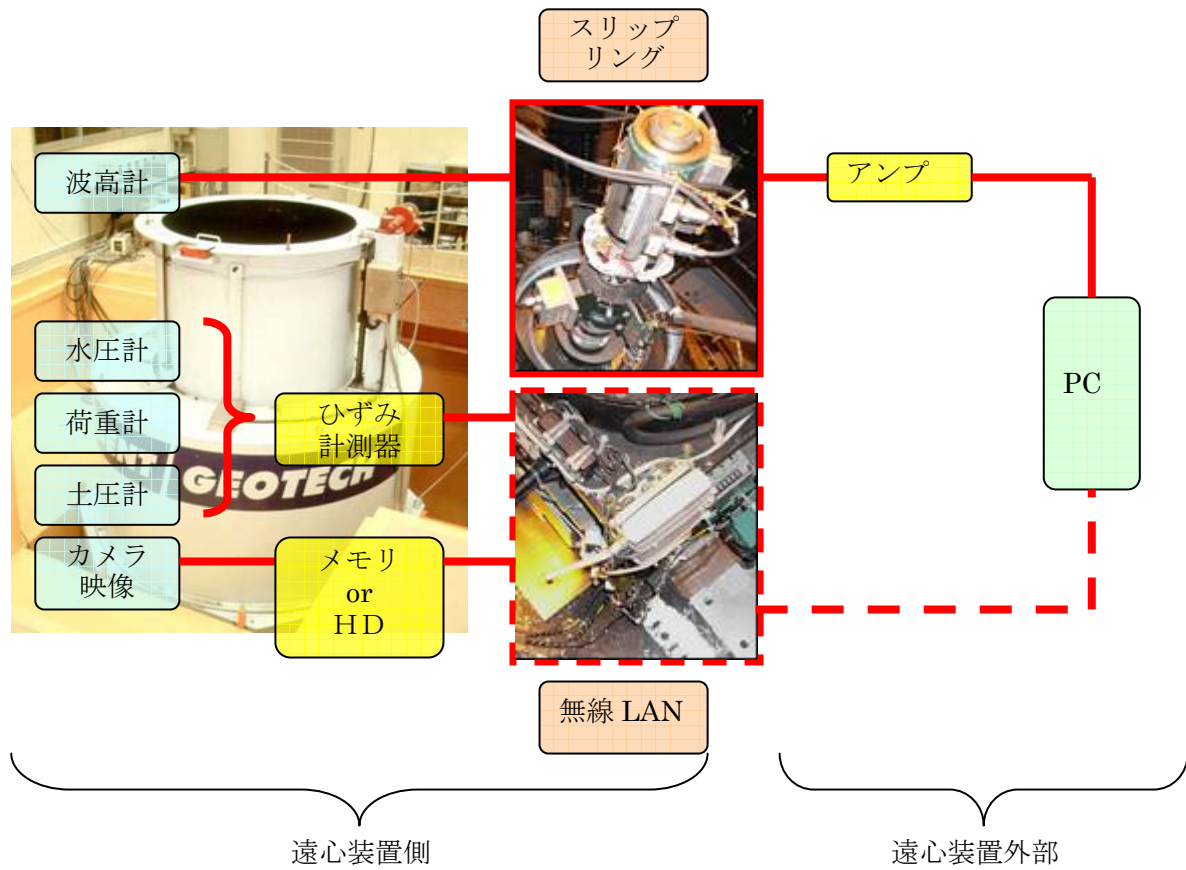


図-3.3 データ通信方法

3.5 装置の重量バランス調整

遠心模型実験装置はメインシャフトを中心として、実験容器、ツールテーブルなどの重量物により構成されている。また、容器やツールテーブルにおいても土槽や計測機器類などの重量物が搭載されている。装置運転時には事前に重量および配置（重心位置や角度）について把握し、重量バランス調整を行う必要がある。確認の結果、重量バランスが悪いと判断された場合には、カウンターとなるウェイトを適切な場所へと設置する必要がある。バランスが悪いと装置の故障や事故へと繋がりがねない。写真-3.21 は容器内に搭載する側板や底板あるいは消波体などを実際と同じ位置に配置した上で重量バランス確認を行っている状況である。このとき容器本体についてはバランスがとれているので使用せず、かわりに容器と同じ直径のターンテーブルを使用している。また写真-3.22 はツールテーブルを搭載物と一緒に回転台へ載せ、バランス確認を行っている状況である。搭載物の基本的な配置が決定した後の比較的簡易な追加や配置替え等については、図-3.4 に例示するような各方向のモーメントの釣り合いによって判定する。例示した表においては気中での実験を想定した簡易計算であるが、x、y 方向において、目標値に対して $0.1\text{kg}\cdot\text{m}$ 以内の乖離でおさまっていることを示している。水中の場合は、容積、水位、水中単位重量等の情報を必要とし、計算はより複雑となるため、CAD を援用する場合もある。



写真-3.21 容器内搭載物のバランス確認状況

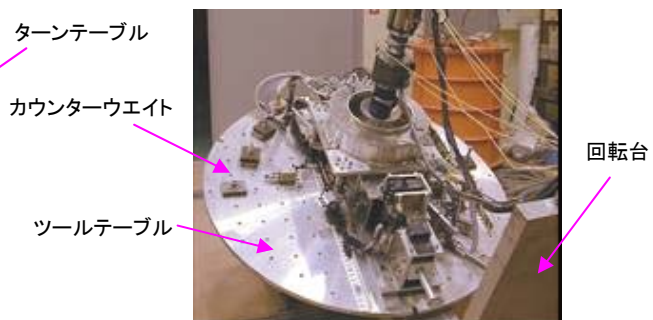


写真-3.22 ツールテーブルのバランス確認状況

土砂流動実験	領域	重量(kg)	重心位置(m)	角度(deg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)
鉄板(底板)1	①	0.000	1.075	60	0.000	0.000
鉄板(底板)2	①	9.489	1.075	60	5.100	8.834
鉄板(底板)3	①	10.152	1.075	60	5.457	9.451
鉄板(底板)4	①	9.759	1.075	60	5.245	9.085
鉄板(底板)5	①	10.973	1.075	60	5.898	10.216
追加鉄板		2.300	1.075	60	1.236	2.141
追加鉄板		3.100	1.075	60	1.666	2.886
円筒1	①	10.234	1.000	45	7.237	7.237
円筒2	①	10.165	1.000	45	7.188	7.188
円筒3	①	10.108	1.000	45	7.147	7.147
追加円筒		7.200	1.000	45	5.091	5.091
鉄板1	①	6.353	1.000	45	4.492	4.492
鉄板2	①	6.968	1.000	45	4.927	4.927
鉄板3	①	7.179	1.000	45	5.076	5.076
追加鉄板		3.100	1.000	45	2.192	2.192
消波かご	②	41.530	0.960	95	-3.475	39.717
追加鉄板	②	2.750	1.075	120	-1.478	2.560
土槽	③	0.000	1.000	225	0.000	0.000
側板	③	15.870	0.960	225	-10.773	-10.773
カメラ	③	4.820	1.050	225	-3.430	-3.430
鉄板底板用	③	20.970	1.075	225	-15.940	-15.940
土槽	④	12.330	0.960	285	3.064	-11.433
粘土	④	20.000	1.000	285	5.176	-19.319
追加鉄板		1.800	1.000	300	0.800	-1.386
シャッター固定帯鉄		2.431	0.750	270	0.000	-1.823
シャッター板アングル		0.984	0.800	270	0.000	-0.787
合計					41.897	63.350
基準値との差					0.098	-0.063

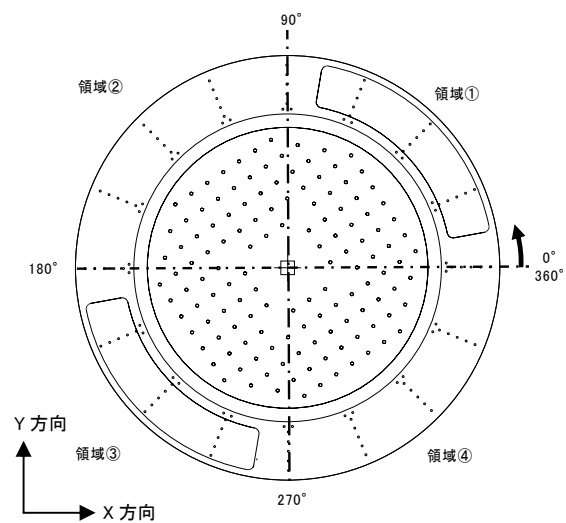


図-3.4 重量バランス計算の一例

3.6 まとめ

以上、本論文で取り挙げるドラム型遠心模型実験装置に関して、装置の諸元ならびに沿岸域の実問題に関する実験を実施するにあたって必要となる付属設備および計測機器等について述べた。遠心模型実験装置を用いた模型実験の大きな特徴は、縮尺模型実験でありながら地盤の力学挙動の解明に不可欠である応力、ひずみに関しては実物との対応が一对一の関係で成立する。特にドラム型装置はビーム型に比べて円周方向への境界の影響を極力抑えた構造である特徴を活かして、波浪実験や土砂流動実験などの非常に長大な延長距離を必要とするもの、あるいは波浪場を必要とするものなどへの対応が可能である。近年は計測器やデータ収録装置などの小型化や高速化が進み、様々な計測器を多数模型地盤や水路内へ設置可能になるとともに、照明装置を含む撮影装置や画像解析技術の進展によって遠心装置内で起こりうる事象を高速で撮影、再生が可能となった。様々な事象の再現、あるいは予測ツールとしての装置の活用が今後広がっていくものと予想される。

以降の章においては、そのようなドラム型遠心模型実験装置の特徴を活かした流体系と地盤系の相互作用の問題に取り組んだ事例を示す。具体的には、第4章においては土運船模型搭載による水中土砂投入実験、第5章においては造波装置搭載による波浪実験、第6章においては開放扉搭載による水塊の段波実験およびダムブレイク実験、第7章においては同じく開放扉による土砂流動実験に関して新たに開発した手法ならびに導入した実験設備、装置について併せて詳述する。

参考文献

- 1) Miyake, M., Yanagihata, T., Baba, S., & Tsurugasaki, K. : A large-scale drum type centrifuge facilities and its application, Proc. Int. Conf. Physical Modelling in Geotechnics-ICPMG '02, pp. 43-48, 2002.
- 2) Baba, S., Miyake, M., Tsurugasaki, K., Kim, H. : Development of wave generation system in a drum centrifuge, Proc. Int. Conf. Physical Modelling in Geotechnics-ICPMG '02, pp.265-270, 2002.
- 3) Miyake, M., Yanagihata, T., Baba, S., & Tsurugasaki, K. : A large-scale drum type centrifuge facilities and its application, Proc. Intn. Conf. Physical Modelling in Geotechnics, St. John's, pp. 43-48, 2002..

第4章 ドラム型遠心模型実験装置における水中土砂投下実験

4.1 概説

沖合人工島の造成工事においては大規模かつ急速施工を行うため、底開式土運船を用いた直投工法が採用されている。このような直投工事においては、投下土砂の堆積形状や海底地盤の安定性などの予測が施工計画立案時に重要となる。これらのうち堆積形状に関する研究は箭内¹⁾、小川・竹内²⁾、武藤ら³⁾、武藤・吉井⁴⁾、松見・和泉⁵⁾、松見ら⁶⁾、重松⁷⁾により研究が行われ、その成果は実務へ有効に適用されている。ただし、これらの研究は投下場所の海底地盤の条件を固定床としており、軟弱な粘性土地盤あるいは改良後のサンドマット等の移動床として想定した場合の検証はなされていない。そのため、投下時の海底地盤へのめり込みを含む堆積形状は不明な点が多い。このような問題に対して、Miyake・Yanagihata⁸⁾、Miyake・Yanagihata⁹⁾は海底地盤強度あるいは投下土砂に関する粒径などを変化させ、直投船から投下された土砂の堆積形状予測式を提案しており、予測結果は現地計測との比較から良好な一致度を示している。

一方、土砂投下による海底地盤の安定性は堆積土砂の静的荷重のほか、土砂直投時の衝撃荷重の大きさと荷重勾配に大きく依存する。海底地盤の安定・変形性に寄与する衝撃圧の予測については、武藤ら³⁾、武藤・吉井⁴⁾の研究があるが、1G場での縮尺模型実験であり、また移動床についての検討ではないため、そのままでは土砂投下後の堆積土砂を含む海底地盤の安定性を評価するのは困難である。

本章においては、直投水深と海底地盤の材料特性の違いをパラメータとして水理学的、地盤工学的に相似則を満足する遠心力場での直投実験を行って、堆積形状の把握および海底地盤への衝撃圧について述べる。

4.2.水中土砂投下における相似則

本実験における水中土砂投下時に作用する主要な力は重力、慣性力および流体の粘性抵抗力である。遠心場でのその相似則は以下のようなになる。

幾何学的相似比を N （実物：模型 = $N : 1$ ）とすると、

$$L_m = L_p / N \quad \dots \dots (4.1)$$

ここで、 L は長さであり、添字の p および m はそれぞれ、原型（: prototype）と、模型（: model）を表す。遠心加速度 NG 場における時間 T の相似比は、加速度比が

$$g_m / g_p = N \quad \dots \dots (4.2)$$

で表されるので、

$$L_m / T_m^2 = N \cdot L_p / T_p^2 \quad \dots \dots (4.3)$$

となり、これより、

$$T_m = T_p / N \quad \dots \dots \dots (4.4)$$

で表される。したがって、速度 v は、

$$\begin{aligned} v_m &= L_m / T_m = (L_p / N) \cdot (N / T_p) \\ &= L_p / T_p = v_p \quad \dots \dots \dots (4.5) \end{aligned}$$

となる。

一方、土砂投入時における海底地盤への衝撃圧を考慮する場合には、そのまま衝撃力 ($F = F_p / F_m$) の相似性を吟味すればよい。ここに、原型の衝撃力 F_p は、

$$\begin{aligned} F_p &= \rho_s \cdot V \cdot dv/dT \\ &= \rho_{sp} \cdot L_p^3 \cdot L_p / T_p^2 \quad \dots \dots \dots (4.6) \end{aligned}$$

であり、原型と模型とで同じ材料の落下体を使用するならば、すなわち、 $\rho_{sp} = \rho_{sm}$ ならば、模型での衝撃力 F_m は NG 場では、

$$F_p / F_m = N^2 \quad \dots \dots \dots (4.7)$$

で表され、地盤への衝撃圧 p は、

$$p_p / p_m = 1 \quad \dots \dots \dots (4.8)$$

となる。ここに、 ρ_s は落下体材料の密度、 V は落下体の体積である。ところで、衝撃圧が地盤の安定性に与える影響を考慮すると、原型と模型に対して、 $p = \sigma$ の関係が成立する必要がある。ここに、 σ は地盤内応力を表す。従って、原型の地盤強度 c に対して、NG 場の遠心模型実験では原型と同じ地盤強度 c を持つ地盤で実験を行えば良いことになる。ちなみに、NG 場の模型実験では慣性力と重力を相似とする Froude 相似則は満たされている。一方、粘性流体中の土粒子落下運動に関して重要となる Reynolds 相似則は、模型寸法比と加速度比の積を一定としたいいわゆる Modeling of models を行うか、1G 場（重力場）の実物大実験を行って、模型の原型に対する相似性（落下速度）をチェックする必要がある。本研究においては、1G 場の現場直投実験により相似性の確認を行った。NG 場における原型と模型の相似比の関係を表-4.1 に示す。

表-4.1 各種の原型と模型の相似比

	原型	模型		原型	模型
縮尺比	1	1/N	圧力	p	p
長さ	L	L/N	地盤に対して		
体積	V	V/N ³	応力	σ	σ
加速度	1g	Ng	ひずみ	ε	ε
速度	v	v	間隙水圧	u	u
時間	t	t/N	粘着力	c	c
力	F	F/N ²			

4.3 .実験概要

4.3.1 実験装置および計測装置

(1) 土運船模型

一連の実験に使用された装置はドラム型遠心模型実験装置である（写真-4.1）. 容器サイズを含む装置の諸元を表-4.2 に示す. 装置本体については前述したとおりであるので, 本章においては直投実験に使用した模型船や計測機器などの特徴的な装置について記載する^{8),9)}. まず模型船であるが, 対象とした土運船は 3000m³級の底開式土運船で, 実験に使用した模型船は幾何学的縮尺比 1/100 に対応するように忠実に縮小されている. 土砂満載時における土運船は実際と同様に所定の喫水位置にて着水, バランスする. 土砂投下に際しては, 底扉と連動したエアシリンダを一気に解放することによって底扉が開き, 土砂を投下させる. 土砂投下の後は, 浮力とバランスするところまで喫水位置は移動する. なお, 土砂投下後の模型船の浮上速度をポテンショメータ（ワイヤー式変位計）によって計測し, 実物との比較により, 船体の浮上に関する相似則の確認が可能である. 写真-4.1 および写真-4.2 に遠心装置内部にセットされたツールプラットフォームおよび模型船のプラットフォームへの搭載状況を示す.



写真-4.1 ドラム型遠心模型実験装置

表-4.2 直投実験に用いた装置, 容器の諸元

最大加速度	440g(600rpm)	
容器寸法	模型	実物領域 (最大加速度時)
	直径	2.2m
	幅	0.8m
	深さ	0.3m
最大搭載質量	3.7ton	1628g-ton
駆動方法	同心2軸を採用	
付帯設備	64ch データ収録装置(デジタル形式)	
	ロータリーユニオン 2 ポート(流体輸送用)	
	水位一定装置	

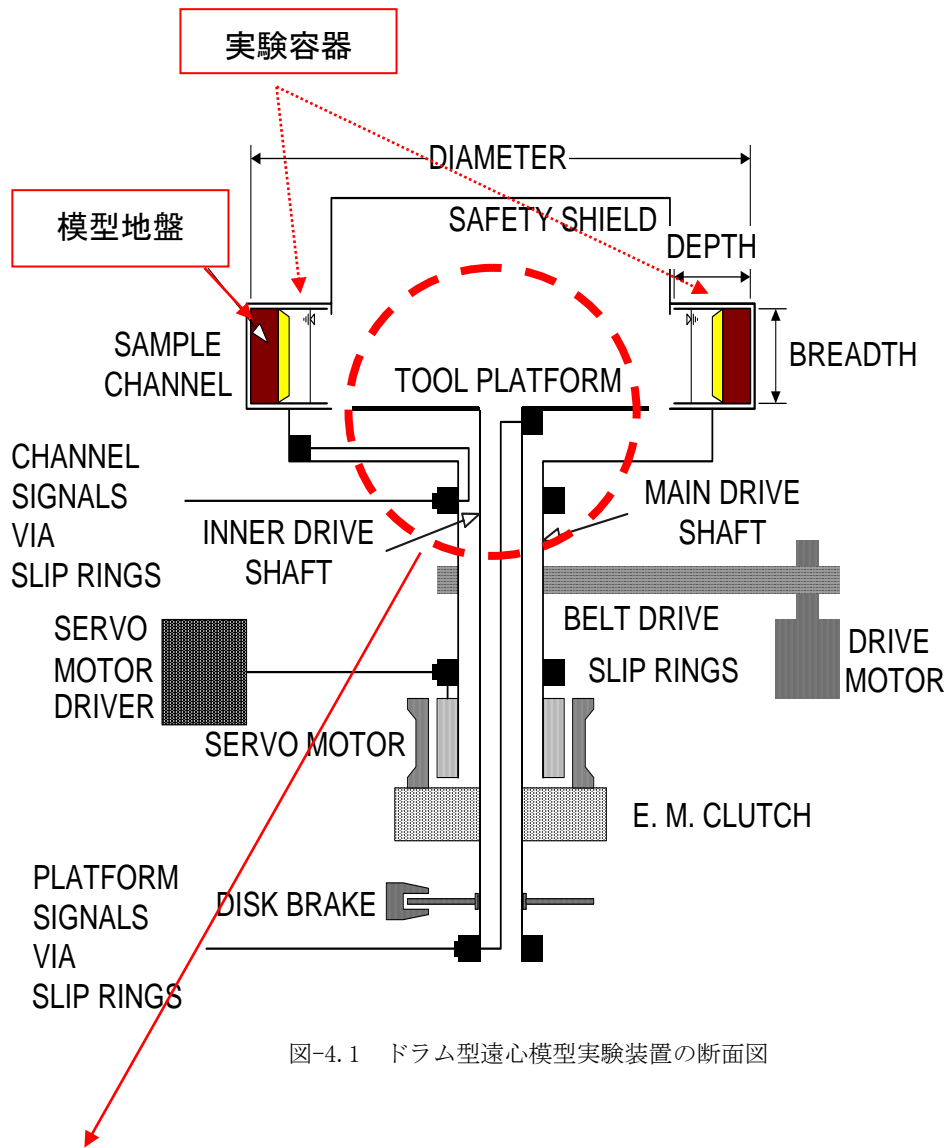


図-4.1 ドラム型遠心模型実験装置の断面図

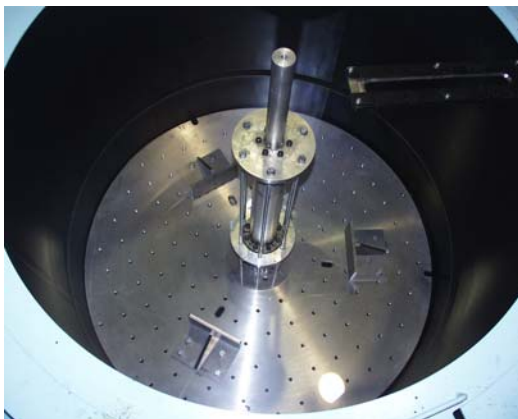


写真-4.2 ツールプラットフォーム
(計測機器等未搭載時)

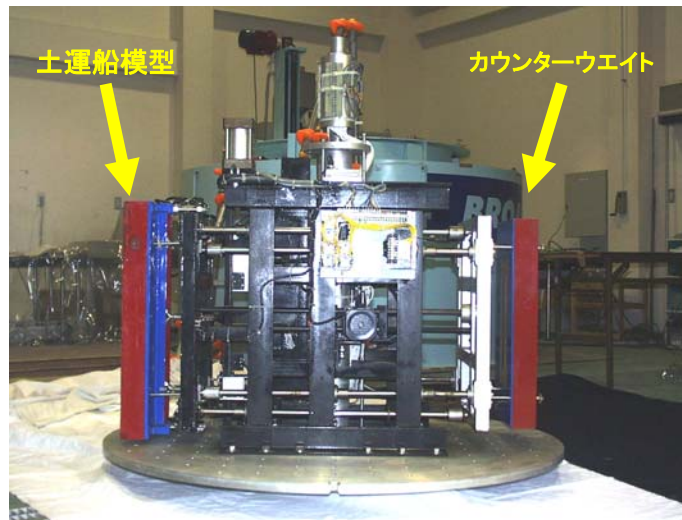


写真-4.3 土運船模型を搭載したツールプラットフォーム

(2) 土砂投入装置

ドラム型遠心模型実験においては、前述したように容器側面から装置中心軸方向に向けて模型地盤を作製する。よって、容器に直接模型地盤を作製する場合は、容器に遠心力を作用させつつ、すなわち容器を回転しつつ模型地盤を作製する。本実験においては、まず海底地盤の再現を行う必要があるため、容器全周にまず一様な海底地盤を作製した。

図-4.2 および写真-4.4 は、海底地盤作製時に使用した土砂投入装置である。投入装置はツールプラットフォームへ搭載し、回転中の容器に向けて土砂を撒き出す。一様地盤を作製するように、撒き出し口は容器に対して上下にスライドするとともに、容器とは独立した回転速度を与えることによって、全周への一様な撒き出しが可能となっている。

図-4.3 は、撒き出しによってスラリー状態から作製した海底地盤の自重圧密後の強度分布の一例である。用いた試料は後述する神戸粘土である。深さ方向に伴って強度が増加する一様な地盤が作製されていることがわかる。

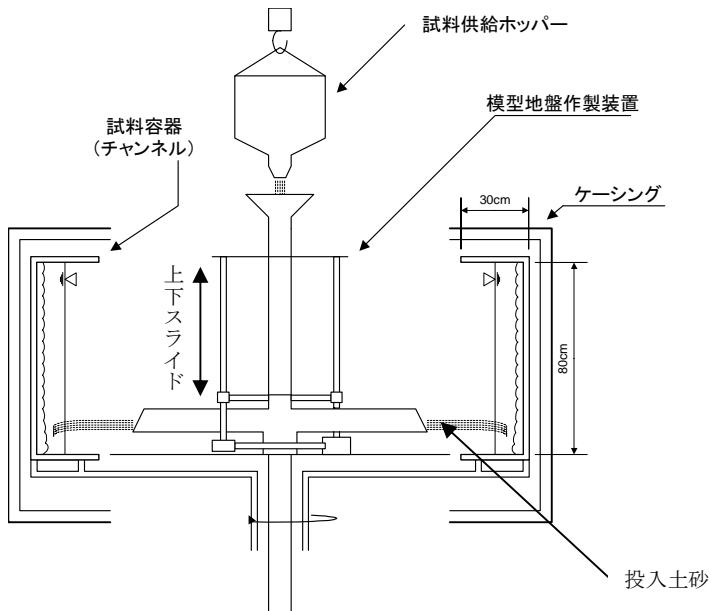


図-4.2 土砂投入装置



写真-4.3 土砂投入装置

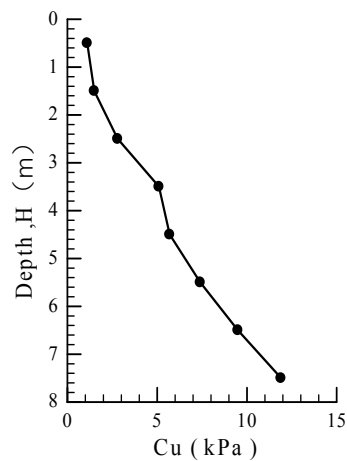


図-4.3 堆積した神戸粘土の強度分布

(3) 衝撃圧計測

図-4.4 に、容器に設置した荷重計や水圧計などの計測機の配置状況を示す。

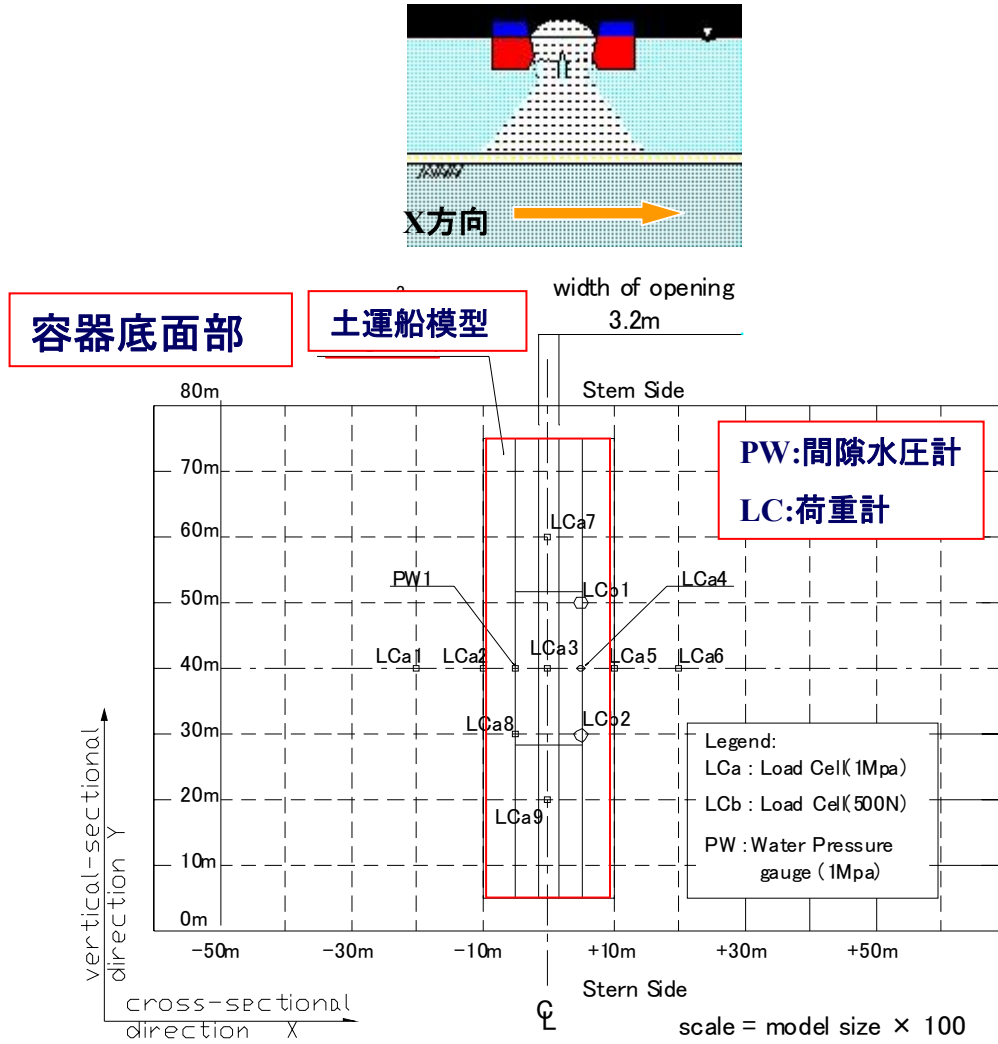


図-4.4 計測機の配置 (底面：粘性土)

4.3.2 実験ケースおよび実験条件

実験ケースを表-4.3 に示す. 各ケースは水深, 海底条件, 投下材料および海底面の覆砂厚を変化させ, 堆積形状確認実験⁸⁾ と衝撃圧計測実験を併せて表示している. なお衝撃圧計測においては, 海底条件がアルミ剛板の場合は荷重の測定を, また, 粘性土の場合は荷重と水圧を地表面で測定した. 表-4.4 に海底地盤に使用した粘性土の物性を, また図-4.5 に, 投下土砂として用いた 2 種類の砂質土 (Silica Sand A, Silica Sand B) の粒度曲線を示す. 投下土砂は現地材料を参考に, 模型縮尺と同様の 1/100 の相似粒度に調整している.

表-4.3 実験ケース

	ケース名	水深 (m)	海底条件	直投材料	敷砂厚さ (m)
堆積形状予測	A1	6	砂質土	A	—
	A2, A3	6	粘性土	A,B	1.0
	A4, A5	10		B	1.5, 2.0
	A6, A7	15		B	1.5, 2.0
	A8, A9	20		B	1.5, 2.0
衝撃圧測定	B1, B2	6	アルミ剛板	A,B	—
	B3, B4	8		A,B	—
	B5, B6	15		A,B	—
	B7, B8	20		A,B	—
	C1	6	粘性土	A	—

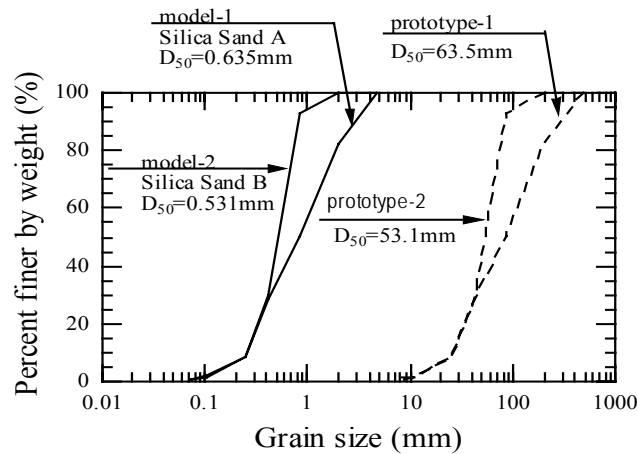


図-4.5 実験材料の粒度

表-4.4 使用した神戸粘土の物性

土粒子密度(g/cm^3)	2.71	
液性限界 w_L (%)	98.9	
塑性指数 I_p	63.5	
粒度	粘土分(%)	51
	シルト分(%)	40
	砂分(%)	9

4.3.3 実験手順

図-4.6 に、直投実験の手順を示す。

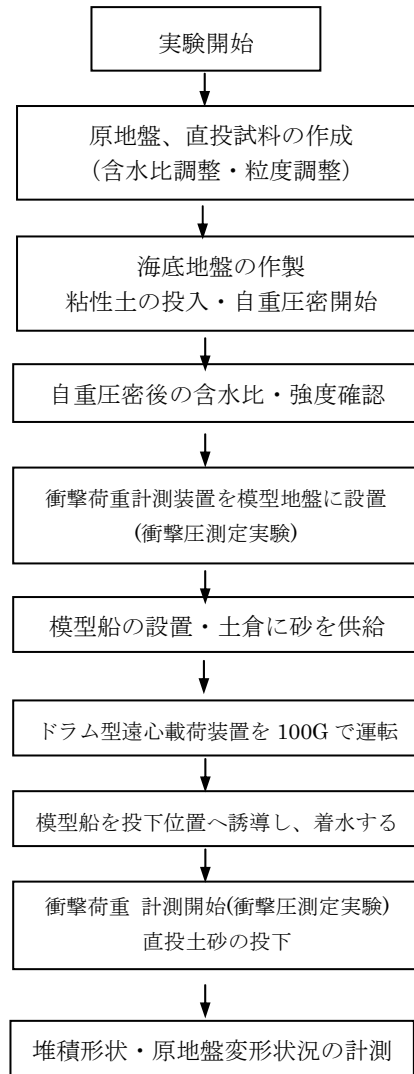


図-4.6 実験手順

4.4 実験結果および考察

4.4.1 堆積土砂の形状

(1) 海底地盤への到達時間と分散性

粒度特性の異なる投下材料の海底面までの到達時間と水深の関係を図-4.7 に示す。図中には関西国際空港の二期工事において、水深 18 m の海域で実施した直投結果¹⁰⁾も併記している。図-4.7 より到達時間と水深の関係は、

$$T=0.69 H+8.25 \quad \dots \dots (4.9)$$

の線形関係にある。ここに、 T は土砂の海底面への到達時間 (秒)、 H は水深 (m) である。このことは水深にかかわらず土砂の水中での平均落下速度は一定値を示し、海底地盤への衝撃圧は土砂の落下中の分散性に大きく依存することが予想される。また、この程度の粒度特性の違いでは到達時間には有意差は認められず、現場実験の結果とも良く一致しており、遠心場の模型実験の予測精度は良好である。

写真-4.4 は各水深における直投後の容器底面への堆積状況を撮影したものである。これより水深によって、堆積土砂の拡散幅が広がっており、前述したように、海底地盤への衝撃圧は土砂の分散性に大きく影響を受けることが予想される。

水深と拡散幅の関係は図-4.8 に示されるように、

$$L=11.4+1.16H \quad \dots \dots (4.10)$$

の線形関係となった。ここに、 L は土運船中央における横断方向の拡散幅(m)である。また、同図中には前述の現場実験結果も併記しており、模型実験の良好な予測精度を示している。図-4.7 および図-4.8 から、直投土砂の海底地盤への衝撃圧および荷重勾配は水深が浅いほど大きくなり、海底地盤の安定性、変形に大きな影響を与えることが予想される。このことは武藤ら^{3, 4)}が実施した 1 G 場での縮小模型による実験結果から導かれた結論と相反する。

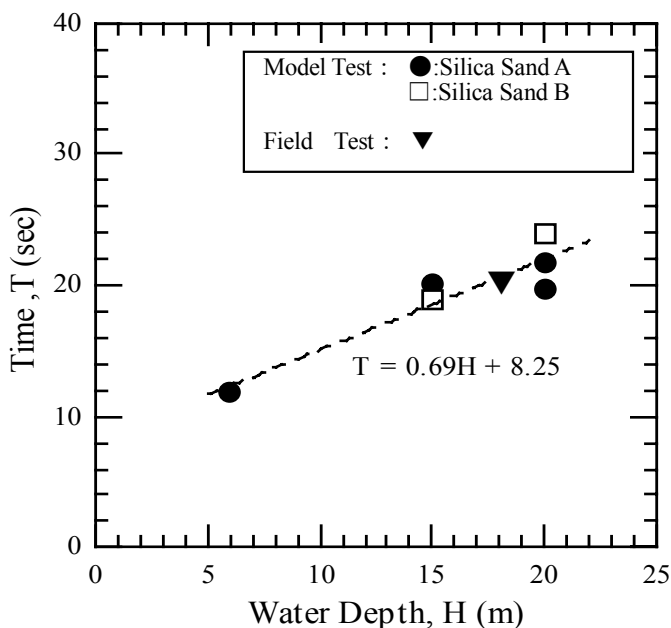


図-4.7 土砂の海底面への到達時間



水深 6m



水深 10m



水深 20m

写真-4.4 各水深の投下土砂の堆積状況

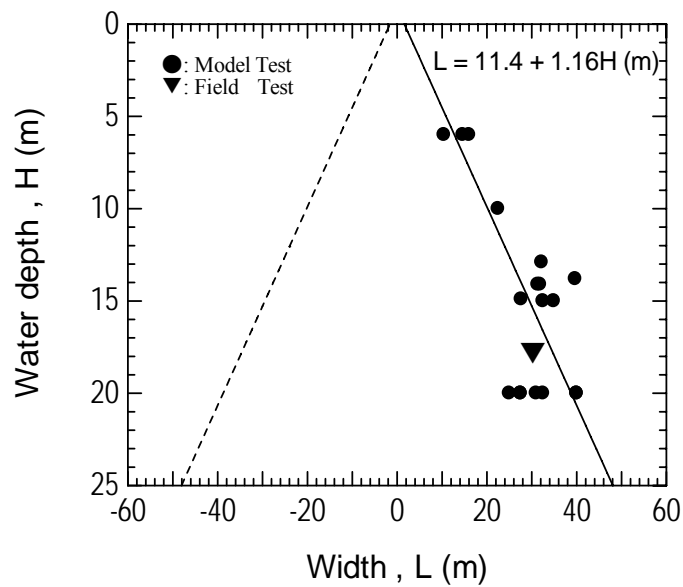
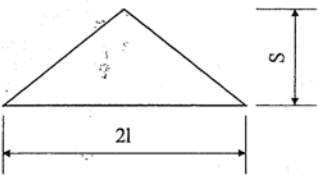
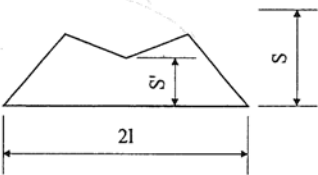


図-4.8 各水深における堆積土砂の拡散幅

(2) 海底地盤への堆積形状と予測式

Miyake・Yanagihata⁸⁾は、堆積した土砂の形状計測から、各種のパラメータを用いた形状に関する統計的な予測式を提案した。このような直投における形状予測式については従来提案されていた（例えば、関西国際空港 I 期工事においては、土運船の開口幅 B 、水深 H 、土運船の喫水差 d 、投下時間 t の 4 つのパラメータ）が、1 G 場での固定床実験から算定された提案式であり、海底地盤等の条件は考慮されていなかった。表-4.5、図-4.9 に六甲沖フェニックス事業における現場実験での適用事例を示すが、実際の堆積形状をあまり表現できていないことがわかる。

表-4.5 堆積形状予測式の一例

水深(H)	浅 ←————→ 深	
堆積形状		
堆積厚(S)	$-0.047H+0.001B+0.181d+0.021t+1.099$	
谷部堆積厚(S')	$2.63S-2.37$ ($12.0m < H \leq 15.5m$) $1.05S-1.05$ ($15.5m < H$)	
拡散半径(l)	$1.214H+0.411B+0.277d+0.022t+7.807$	

※ B:土運船の開口幅 H:水深 d:吃水差 t:投下時間

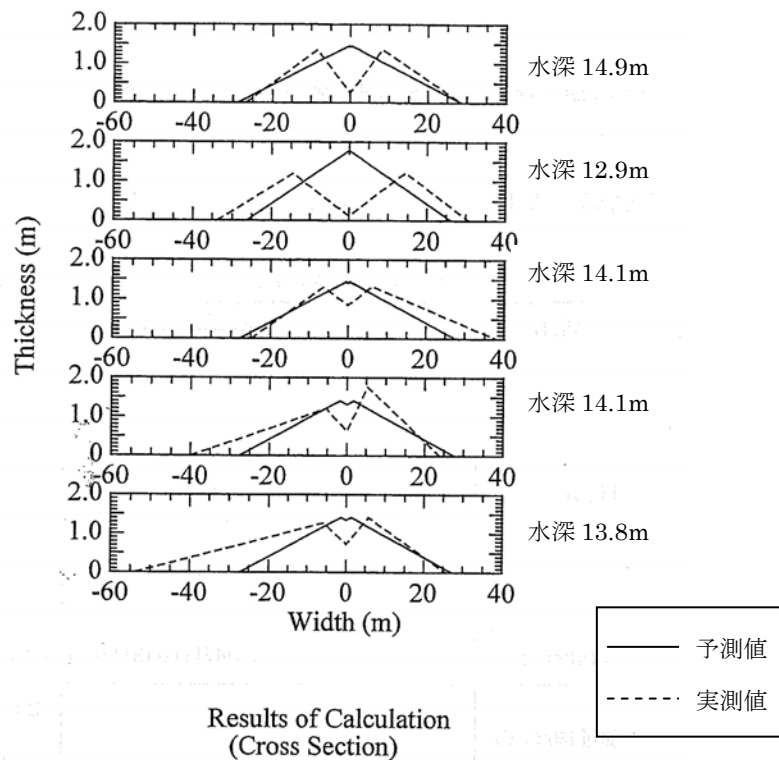


図-4.9 予測された堆積形状と実測値の比較

そこで、覆砂厚、海底地盤強度といった従来には含まれていなかった地盤材料に関する情報を加味した式を提案した。提案に際しては、堆積土砂の基本形状を図-4.10 に示すように設定し、実験結果をもとに回帰分析を行い定式化した。

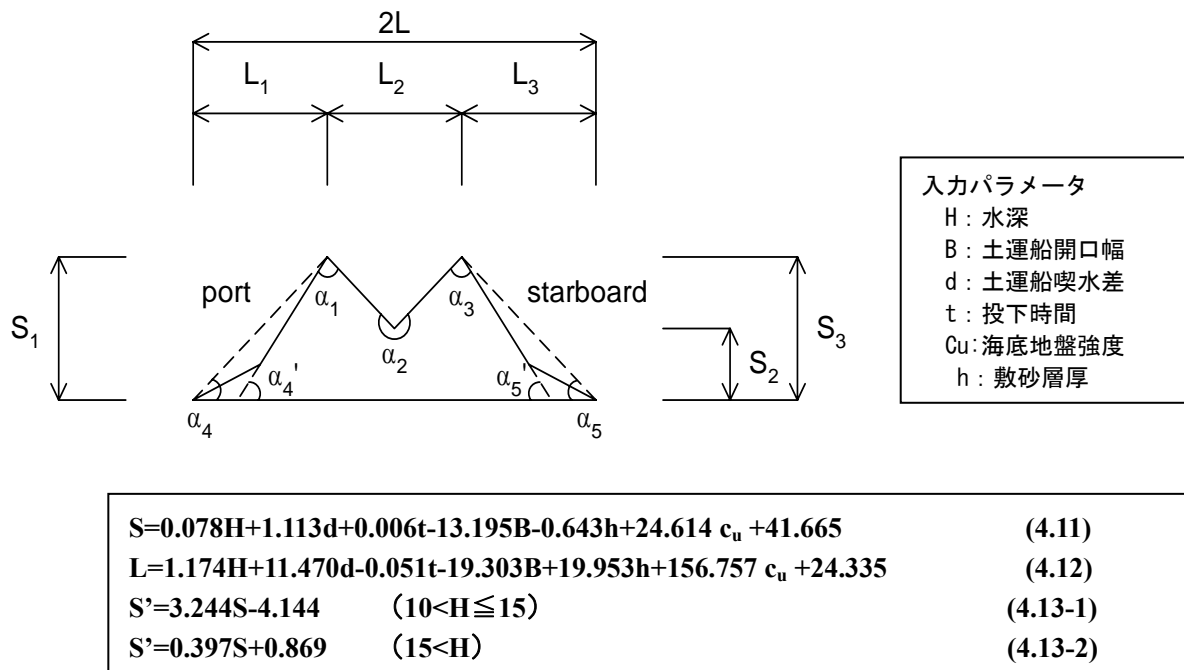
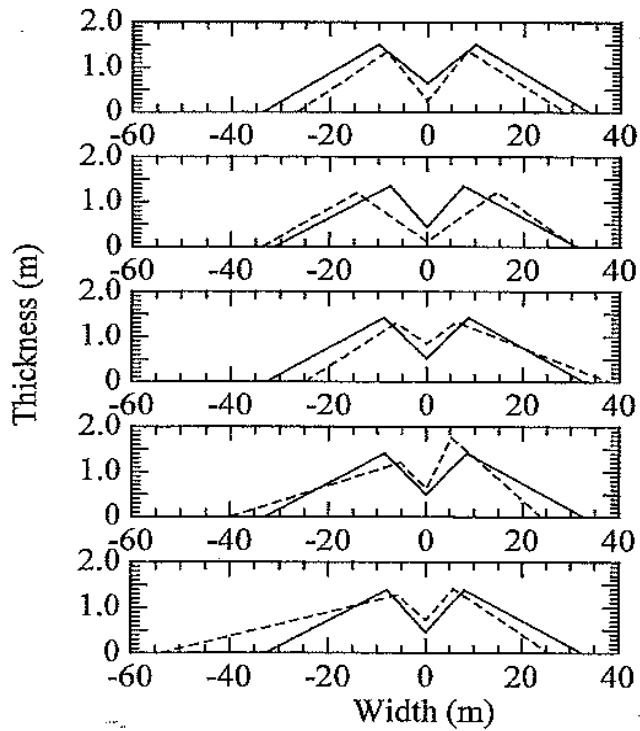


図-4.10 堆積土砂の基本形状および回帰式

(3) 堆積形状予測式と実際との比較

前述の予測式を用いて、図-4.9 と同地点での堆積形状を比較したのが、図-4.11 である。若干の差は生じているものの、予測式は実際の堆積形状をよく表しているといえる。



Results of Calculation
(Cross Section)

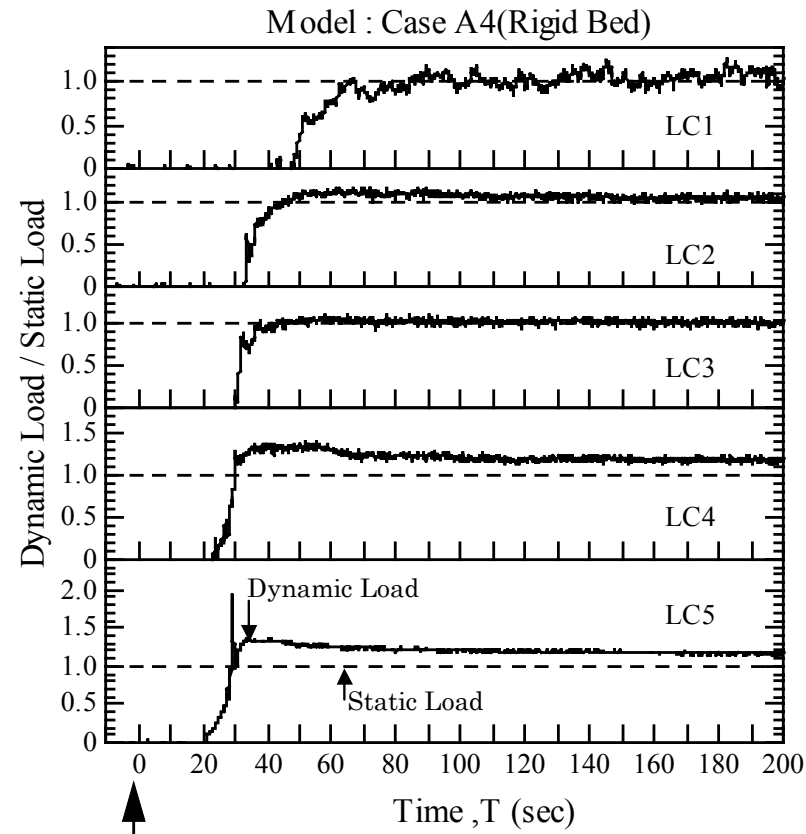
図-4.11 提案式での堆積形状予測

4.4.2.投下土砂の海底地盤への衝撃圧^{11),12)}

(1) 海底面が剛あるいは砂地盤の場合の衝撃荷重

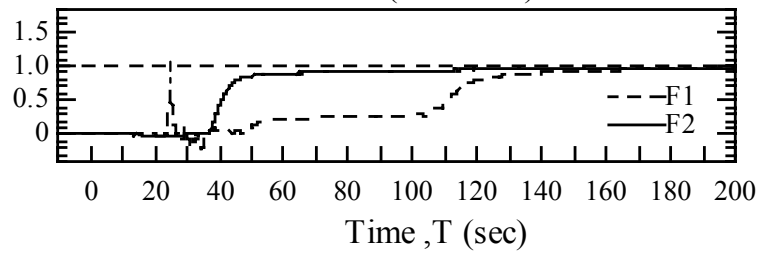
ここでいう衝撃荷重 (D : Dynamic Load) とは土砂投下後の時間と荷重の関係において最初に迎えるピーク荷重のことである。また荷重変動が最終的に定常状態となった荷重を静的荷重 (S : Static Load) とし、その比(D/S)について、遠心模型実験のケース A4,現地実験のケース F1 および F2 の土砂投下後の時刻歴を図-4.12 に示す。同図最下段には模型実験と現場実験結果¹¹⁾を併記している。これより、模型と現地とで必ずしも両者は一致しているとはいえないが、荷重が漸増する前の瞬間的な変動やその後の挙動は定性的には類似した傾向を表している。これらの時刻歴の違いは各実験ケースにおける条件が微妙に異なることによるものと考えられ、現場実験の再現性の確保の難しさを物語っている。

図-4.13 は、衝撃荷重 (D) と静的荷重(S)およびその比 (D/S) の土運船中央における横断方向の分布を各水深(Case A1~A4)との関係で整理したものである。この図から水深が 20m から 6m へと浅くなるにつれ、その比は 1.0 から 1.3 へと大きくなることが分かる。このことは前述の土砂の海底面到達時間および拡散幅と水深の関係で推測したことと相応する。また、これらの値は Miyake・Yanagihata⁹⁾が投下土砂の海底面へ作用する荷重として、修正フェレニウス法を用いて逆解析から予測した値の範囲とほぼ一致しており、底開式土運船からの直投土砂による地盤の安定性評価には同手法の適用が可能なことを裏付けている。図-4.14 に衝撃荷重の土運船中央における横断方向分布の最大値と水深の関係を、図-4.15 に投下土砂の堆積形状と衝撃荷重分布およびそれより定義される荷重勾配を、また図-4.16 に各水深と荷重勾配との関係をそれぞれ示す。これらの図より、衝撃荷重の最大値や荷重勾配ともに水深の増加とともにほぼ線形に近い形で減少している。海底地盤が図-4.3 に示されるような正規圧密状態にある軟弱地盤では、底開式土運船により直投施工を実施する場合、水深が浅くなるにつれて地盤の安定性と変形に対する十分な検討が必要となる。全開式土運船の場合には、拡散幅がさらに小さくなることが予想されるので、埋立初期の段階での使用には適さないと考えられる。



start of dumping

Field Test (Sand Bed)



Model and Field Test

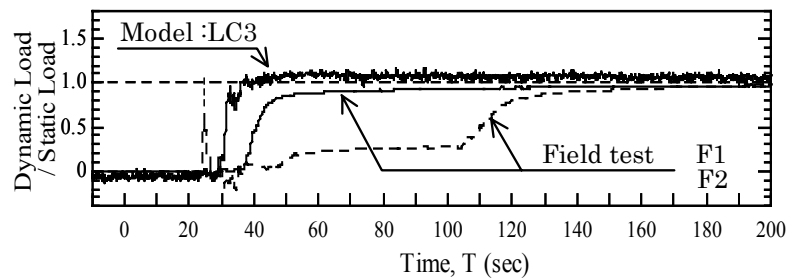


図-4.12土砂投下時の時刻歴応答

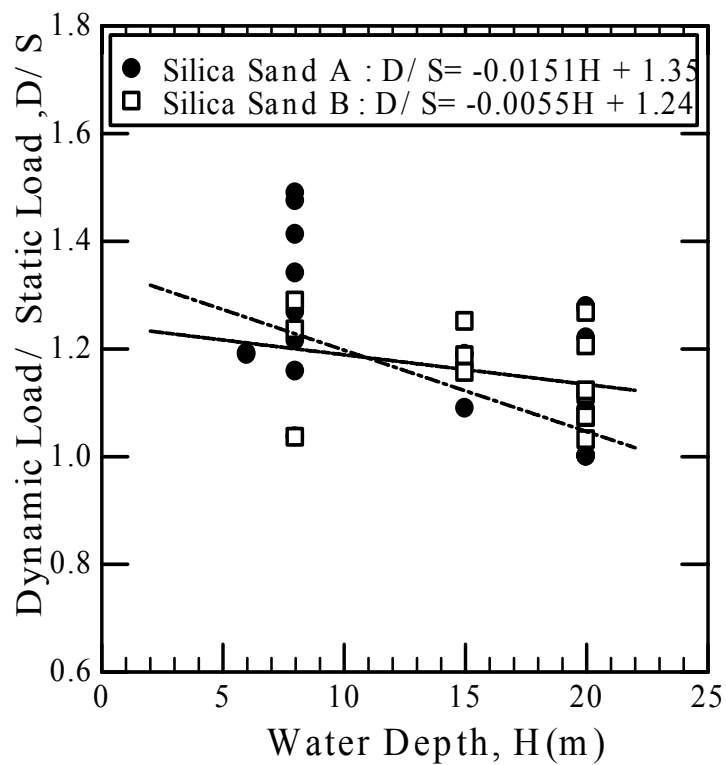


図-4.13 各水深のD/S（衝撃荷重/静的荷重）分布

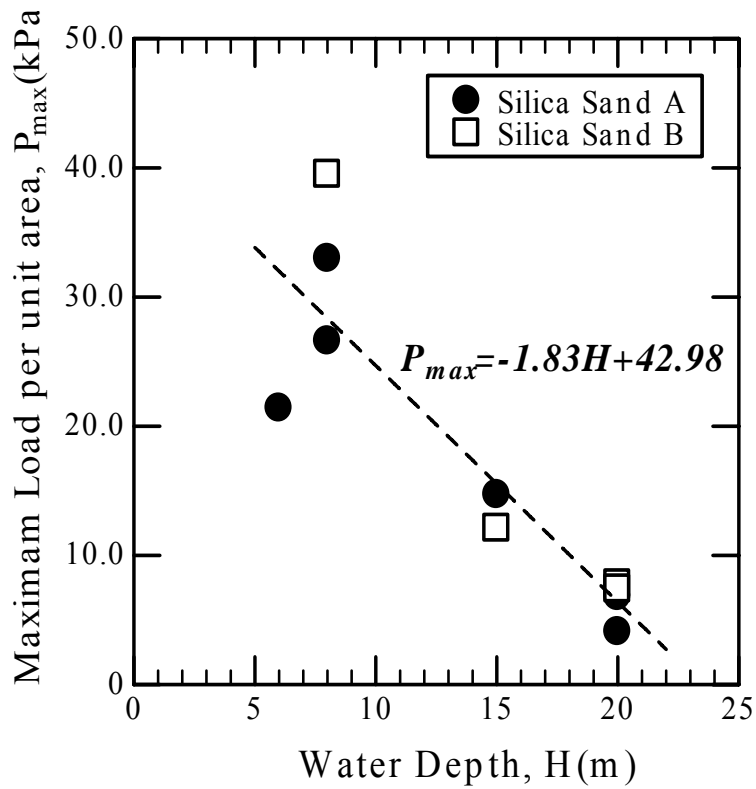


図-4.14 各水深の最大衝撃荷重（土運船中央）

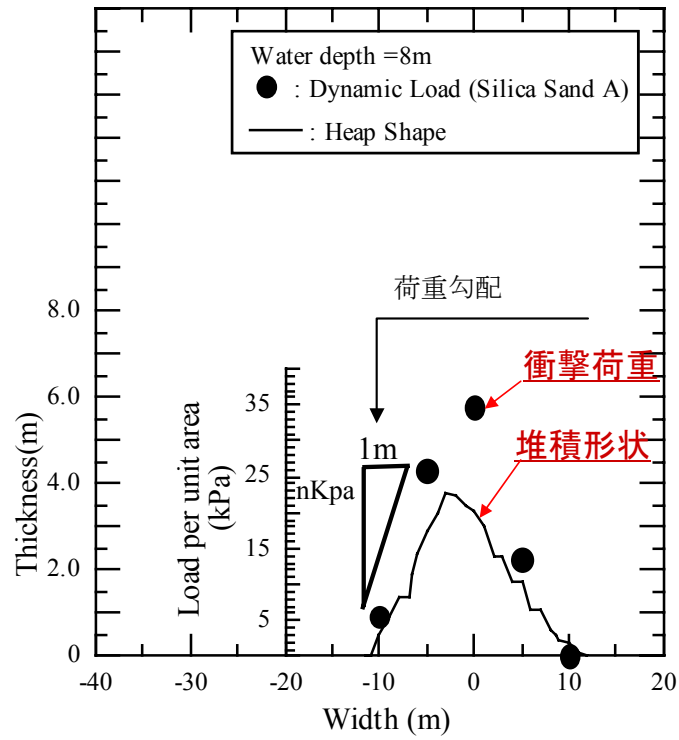


図-4.15 投下土砂の堆積形状と衝撃荷重および荷重勾配の定義

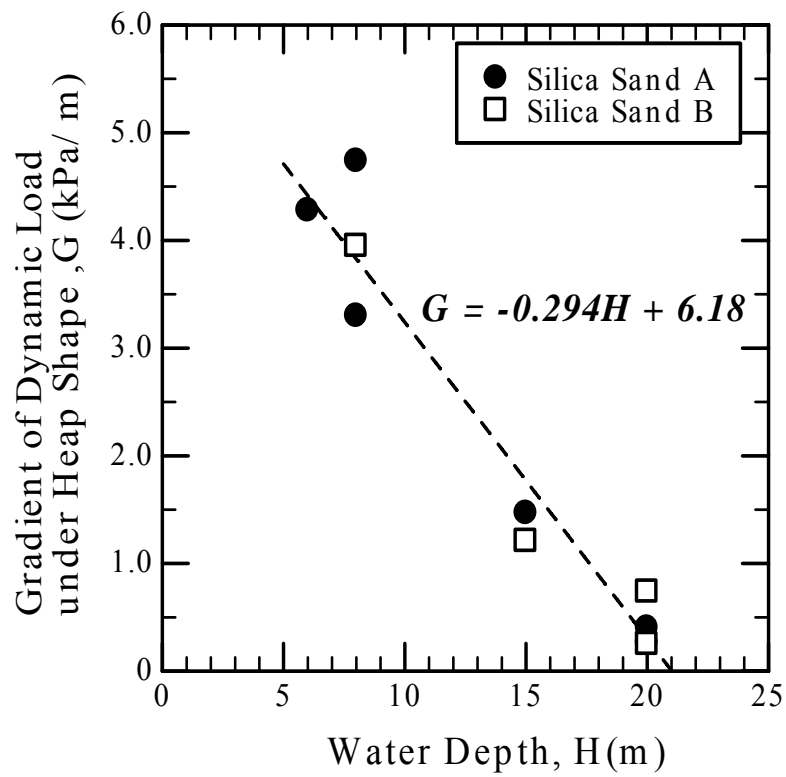


図-4.16 各水深の荷重勾配の分布

(2) 海底面が粘土地盤の場合の衝撃荷重

海底面が粘土地盤で水深 6m における土砂投下時の荷重, 間隙水圧および土運船の浮揚状況を図-4.17 に示す. 土砂が海底面へ到達した直後, 船体中央付近の荷重計 Lca2, Lca3, Lca4 および間隙水圧計 PW1 は負の値を示しており, 水深 20m における図-4.12(Case A4)の傾向と著しく異なっている. 3000m³級の底開式土運船では満載時, 水深 6m ではほぼ船腹が海底面と接した状態となっているため, 船体の浮上後瞬間的に吸引効果が発生したものと考えられる. その証拠に負圧の発生時刻は船体浮上開始より若干の時間差を持って発生している.

直投終了後に観察した粘土地盤の変状と投下土砂の堆積形状を図-4.18 に示す. これらの結果については, 前述の剛板への投下土砂の衝撃荷重および静的荷重をもとに修正フェレニウス法を用いて予測した Miyake・Yanagihata⁹⁾の結果とほぼ一致しており, D/S の値は底面の条件に依存しないことが分かる. また, このことは図-4.19 に示すように, 底面に剛板を用いた場合と粘土地盤の場合とで, D/S について差が認められないことから分かる.

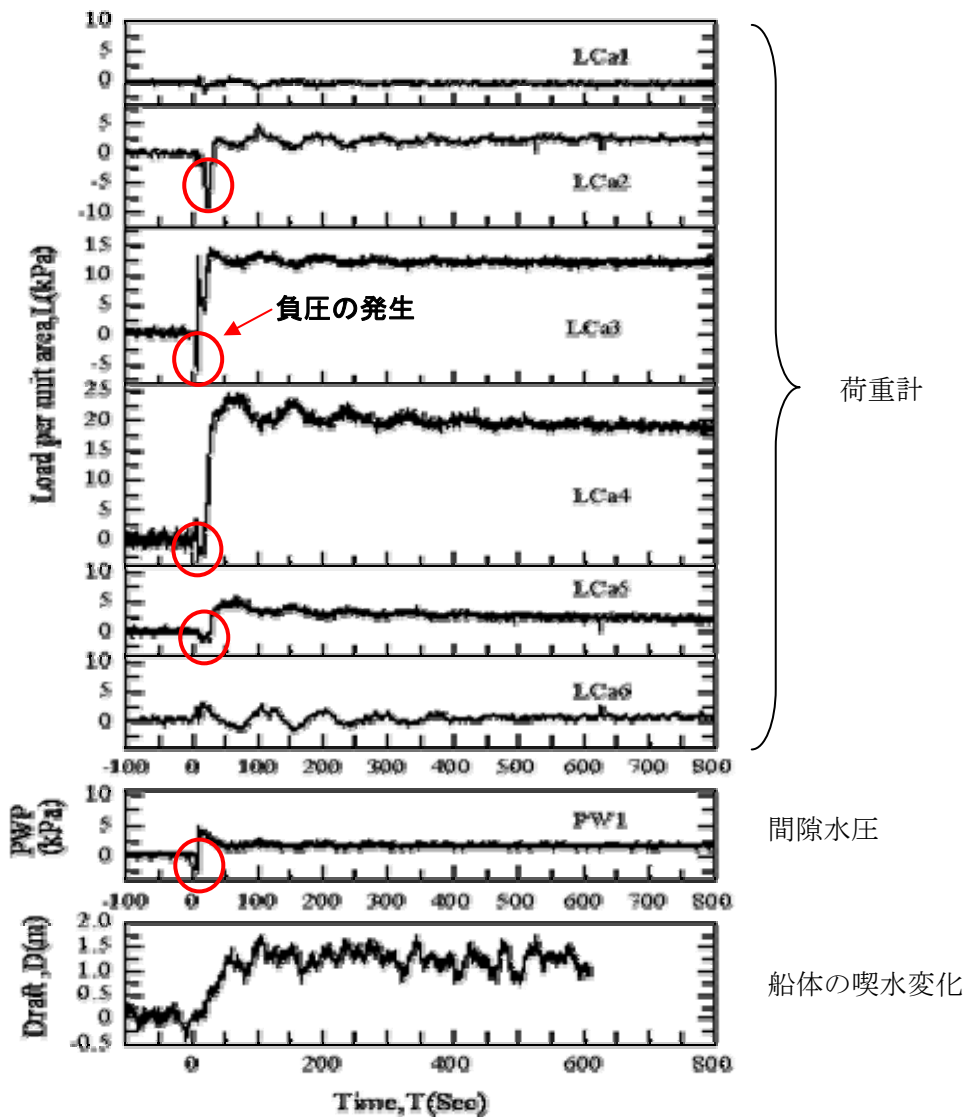


図-4.17 粘土地盤における土砂投下中の荷重, 間隙水圧, 船体喫水の変化

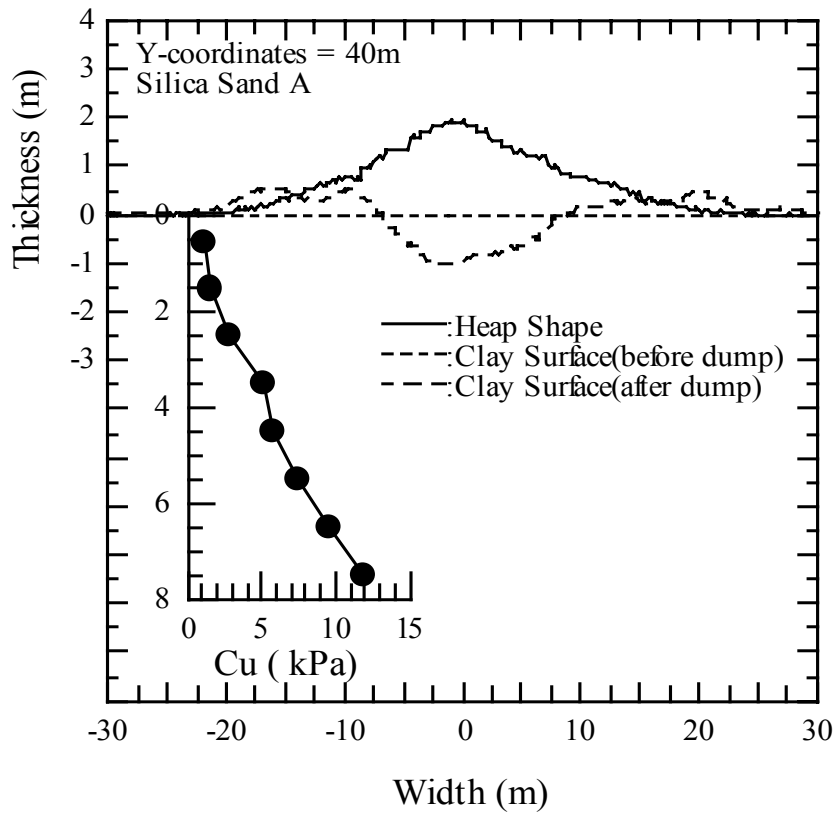


図-4.18 海底粘土地盤への堆積形状とめり込み状況

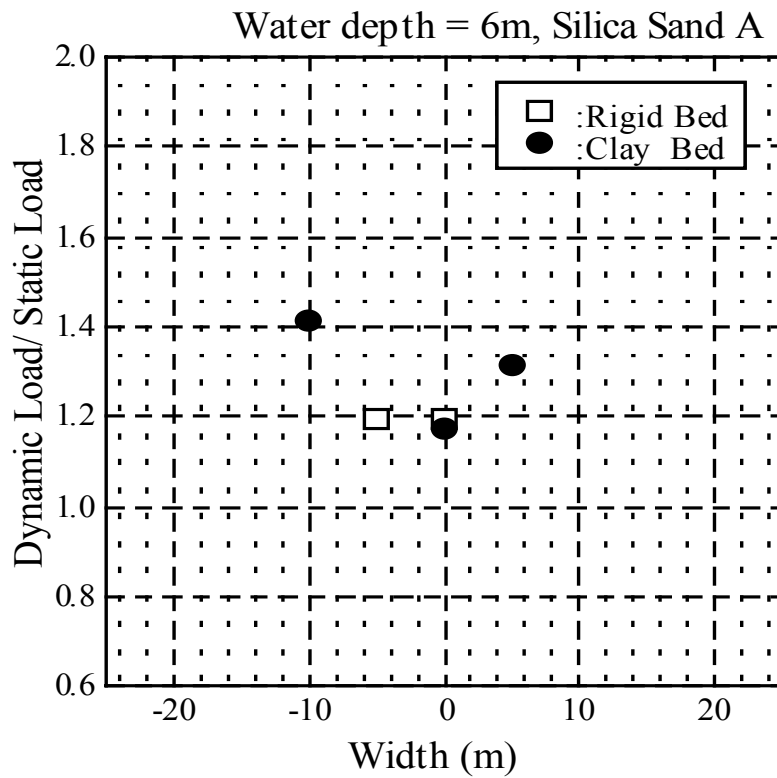


図-4.19 海底の地盤条件によるD/Sの比較

4.5 まとめ

直投工法による海底地盤の安定性を評価する際、必要となる衝撃荷重と荷重分布形状（のり面の荷重勾配）の予測を遠心模型実験により行った。一連の実験から以下の結論が導かれる。

- (1) 直投土砂の海底地盤への到達時間や堆積形状に関して、模型および現場実験の結果は良く一致しており、遠心模型実験は直投工法による土砂の挙動を精度良く予測できる。
- (2) D/S (衝撃荷重/静的荷重)の値は水深が 20m から 6m へと浅くなるにつれ、1.0 から 1.3 へと大きくなる。また、荷重勾配も水深の減少に伴い増加する。
- (3) 以上の結論は海底地盤条件の剛・軟に依存しない。
- (4) 衝撃荷重を考慮した安定解析として、著者らが提案している堆積形状予測式と、 D/S および荷重勾配の関係から荷重条件を決定し、修正フェレニウス法を適用することにより可能となる。

参考文献

- 1) 箭内寛治：砂および礫の水中落下の散らばりに関する研究，土木学会論文集，第 69 号，pp.51-57, 1960.
- 2) 小川元・竹内益雄：土運船による投下土砂の分散，土木学会論文報告集，第 161 号，pp.39-49, 1969.
- 3) 武藤碩夫・吉井総介・石田勉：大規模埋立用底開バージによる土砂投下の研究，三菱重工技法，Vol.11，No.1，pp92- 104, 1974.
- 4) 武藤碩夫・吉井聰介：底開バージから投下された土砂の堆積形状と底面衝撃圧の予測，第 28 回水理講演会論文集，pp653-658, 1984.
- 5) 松見吉晴・泉一幸：底開式バージによる投入捨石群の堆積形状に関する予測モデル，海岸工学論文集 第 39 卷(2)，pp966-970, 1992.
- 6) 松見吉晴・荒井清・太田正規・矢内栄二・増田稔：軟弱底面上に投入した土砂の堆積形状とその予測，海岸工学論文集，第 45 卷，土木学会，pp891-895, 1998.
- 7) 重松孝昌：個別要素法を用いた固液混相流の解析モデルの開発とその適用性に関する研究，大阪市立大学博士論文，pp1-54, 1998.
- 8) Miyake, M. and Yanagihata, T. : Heap shape of Materials Dumped from Hopper Barges by Drum Centrifuge. Proceedings of the Ninth International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol.1, pp.745-748, 1999.
- 9) Miyake, M. and Yanagihata, T. : Wave-Induced Seabed Instability, Proceedings of the Ninth International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol.1, pp.642-648, 2000.
- 10) 鶴ヶ崎和博・三宅達夫・古川好男・相川秀一・木村隆・谷口君洋：底開式土運船による直投土砂の衝撃圧計測について，地盤と建設，Vol.18，No.1，pp89-97, 2000.
- 11) 三宅達夫・鶴ヶ崎和博・馬場慎太郎・柳畑 亨：底開式土運船からの直投土砂による海底地盤への衝撃圧，海岸工学論文集，第 48 卷(1)，土木学会，pp. 996-1000, 2001.
- 12) Miyake, M. and Yanagihata, T., Tsurugasaki, K., Baba, S. : Dynamic Loading to Sea Bed by Direct Dumping, The Proceedings of the 11th International Offshore and Polar Engineering Conference ISOPE, pp. 631-638, 2001.

第5章 遠心力場波浪実験法と管理型廃棄物埋立護岸の安定性評価

5.1 概説

水際構造物周辺地盤の潮位変動や波浪による洗掘や吸い出しなどの発生は、構造物の健全性や安全性を維持する上で障害となる。図-5.1 は、このような水際構造物の諸問題について抽出したものである。このような問題のメカニズムの解明に対して、実験的な手法としては、高橋ら¹⁾の水理模型実験による護岸背面土砂の吸い出しに関する研究や、名合ら²⁾の振動流装置を用いて模型地盤に圧力変動を与え、その水圧応答に関する実験などが行われてきた。しかしこれらの実験は、1G 場での縮尺模型実験であり、地盤材料の強度変形特性や、透水性などの力学的相似則を満足させることは困難であって、定量的な評価が難しい状況であった。この問題に対して、Sekiguchi ら³⁾は、ビーム型遠心力载荷実験装置を用いた波浪実験として、粘性流体を用いることによる粘性スケーリングの導入によって、波浪伝搬と地盤の圧密に関する時間相似則を同時に満足させる方法での再現実験を行っている。ただ、Sekiguchi らのビーム型遠心装置による実験では、容器境界における実験領域において厳しい制限がある。そこで、本研究においては、より大きな実験領域を確保できるドラム型遠心力载荷模型実験装置による波浪実験手法を開発した⁴⁾。

本章においては、その実験手法ならびにその適用例として、管理型廃棄物埋立護岸の背面地盤に及ぼす波浪の影響について行った実験ならびに数値解析事例⁵⁾について述べる。

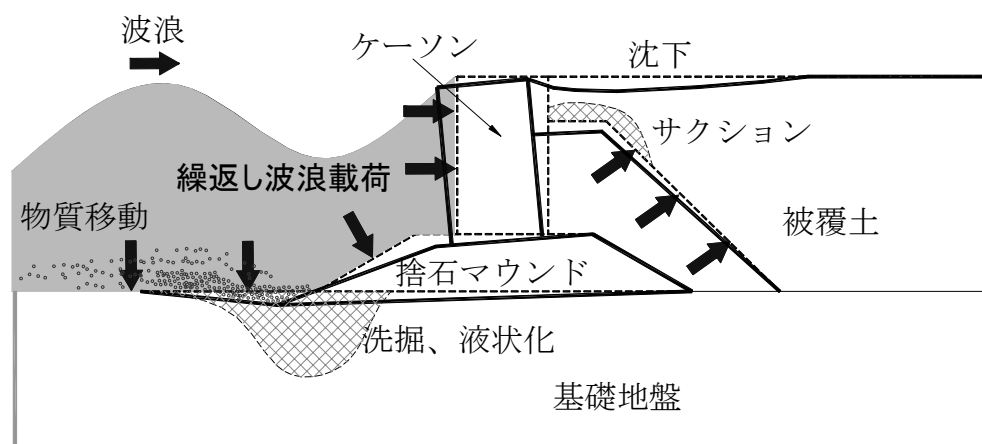


図-5.1 水際構造物の各種問題

5.2 遠心力場波浪実験における相似則

遠心力場における波浪伝播に関する時間的相似則は、Sassa・Sekiguchi⁶⁾により、以下のように示されている。式(5.1)は、波長 L 、周期 T の波浪伝播を $N(G)$ 遠心力場で縮尺 $1/N$ で実施する場合の波の分散関係である。

$$\omega_m^2 = Ng\kappa_m \cdot \tanh(\kappa_m h_m) \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ただし、 ω_m は振動数、 $\kappa_m (=N\kappa_p)$ は波数 $2\pi/L_m$ 、 h_m は水深、添字 p は実物、 m は模型を示す。 κh は無次元なので、振動数 ω_m は式(2)のようになる。

$$\omega_m = \omega_p \sqrt{N(\kappa_m / \kappa_p)} = N\omega_p \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

一方、Sassa ら⁶⁾は部分排水条件下で、波浪伝播に起因する繰返しせん断を受ける飽和砂地盤の過剰間隙水圧蓄積過程を支配する基礎式として式(3)を導いた。

$$\frac{\partial u_e}{\partial(\omega t)} = \frac{K}{m_v \cdot \mu \cdot \omega} \cdot \kappa^2 \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial(\kappa z)^2} + \frac{1}{m_v} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial(\omega t)} \quad \dots\dots (5.3)$$

ただし、 u_e : 残留過剰間隙水圧、 ε_v : 繰返しせん断による体積ひずみ、 K : 絶対透水係数、 μ : 動粘性係数、 m_v : 土の体積圧縮係数、 z : 地盤内の鉛直方向深さである。

式は、規則波 1 周期当りの残留水圧蓄積成分についての関係を示している。各微分項は無次元化されているため、土の圧縮係数 m_v および絶対透水係数 K が模型と実物で同じと仮定できる場合、地盤圧密に関する時間的相似則を満足するには、式(4)が成立することが必要となる。

$$\mu_m \cdot \omega_m / \kappa_m^2 = \mu_p \cdot \omega_p / \kappa_p^2 \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

ここで、波浪伝播に関する時間的相似則に従い式(5.2)および $\kappa_m = N\kappa_p$ を考慮すると、遠心力場波浪実験で用いる流体の粘性係数に関する相似則が式(5.5)のように導かれる。

$$\mu_m = N\mu_p \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

このような粘性スケージングの導入により、波浪伝播と地盤圧密に関する時間相似則の双方を同時に満足することができる。土質材料の力学的相似則を表-5.1に示す。

表-5.1 相似則

	原型	Ng 遠心力場 (縮尺 1/N)	1g 場 (縮尺 1/N)
縮尺比	1	1/N	1/N
長さ	L	L/N	L/N
面積	A	A/N ²	A/N ²
体積	V	V/N ³	V/N ³
加速度	1g	Ng	1g
速度	v	v	v/ N
時間	t	t/N	t/ N
力	F	F/N ²	F/ N ³
圧力	p	p	p/N
ひずみ	ε	ε	ε
静水圧	u	u	u/N
地 盤 内			
間隙圧	u'	u'	u'/N
応力	σ	σ	σ/N
材料の圧縮性	1/m _v	1/m _v	N/ m _v
流体の粘性 K:絶対透水係数	μ	Nμ	(μ/K) _m = N(μ/K) _p

5.3 実験装置および実験手法⁴⁾

5.3.1 実験装置の概要

ドラム型遠心模型実験装置本体の詳細については前述したとおりであるので、ここでは波浪実験に関して開発あるいは導入した装置について述べる。

1) 可視化容器

波浪実験に用いた容器を写真-5.1に示す。使用した容器は長さ120cm、幅20cmで厚さ40mmの強化プラスチック製の観測窓が2ヶ所設置されており、窓上方にCCDカメラを設置し、実験状況を観察可能となっている。

2) ツールテーブル

ツールテーブルは、写真-5.2に示すような造波装置やビデオカメラアンプ等の装置類を搭載するための直径1.5mの円盤で、本体容器の内側に設置する。ドラム型遠心装置の特徴は、容器部分とテーブル部分がツインシャフト構造により独立して回転できる点にあり、直投実験の際には海底地盤作製時から土砂投下時に模型容器の運転は継続したまま（実験領域の加速度場を維持したまま）、ツールテーブルを交換し、模型地盤作製から実験までの連続的な運転を行ったが、今回は造波装置を設置するため、装置の安定性の観点から両シャフトを完全に同期させた状態で運転した。ツールテーブル上には、水位計測のための超音波計、温度計測のための熱電対、波高計用のアンプ、流体供給用の樋、照明装置などを配置している。

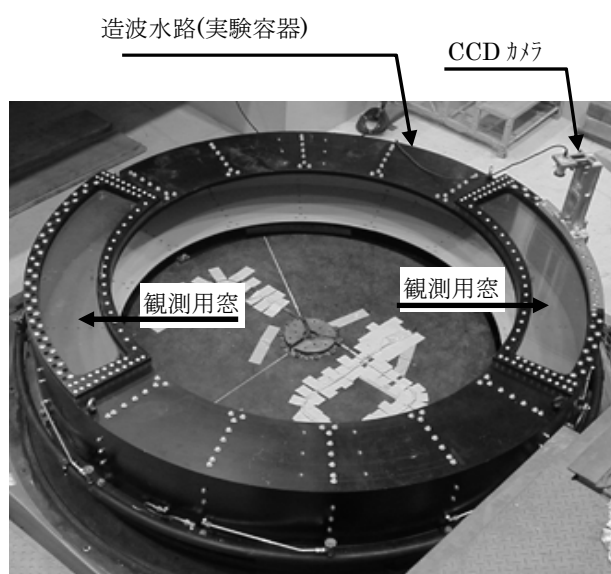


写真-5.1 実験容器全景（可視化容器）

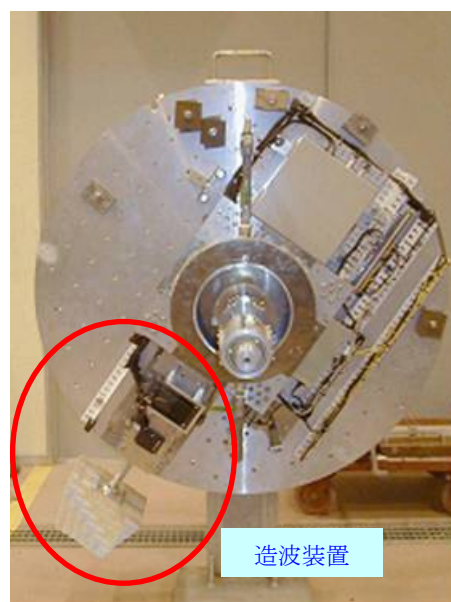


写真-5.2 ツールテーブル全景

3) 造波装置

造波装置の模式図を図-5.2 に、装置諸元を表-5.2 に示す。

造波方式はプランジャー方式であり、ピストン先端にフロートを装着する。プランジャー形式を選択した理由は、構造形式が比較的シンプルであること、また浮力とのバランスを取ることで、遠心場においてモータへの負荷を低減させた安定したフロートの運転制御が可能であることによる。性能としては、遠心加速度 100G 場で最大 20Hz で稼動する。これは、実物換算で周期 5s に対応し、水深にもよるが、最大約 4.0cm（実物換算 4.0m）の波を発生可能である。造波装置稼動時のフロートの運転状況はレーザー変位計により確認する。100G 場, 周波数 20Hz での作動状況を図-5.3 に示す。これよりフロートは安定した動作をしていることがわかる。

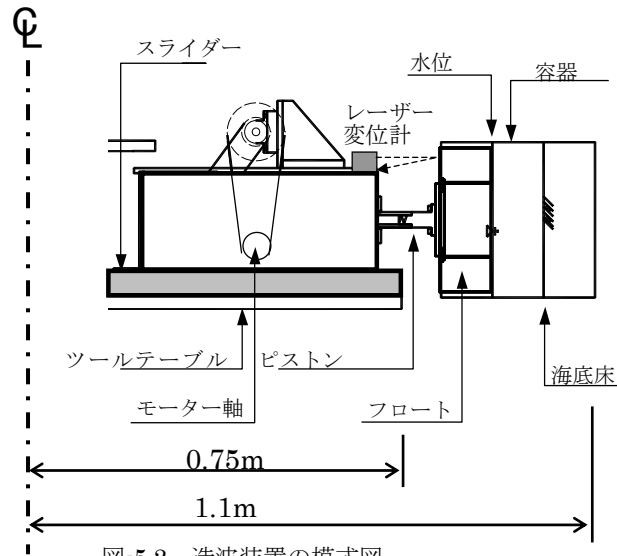


図-5.2 造波装置の模式図

表-5.2 造波装置の諸元

造波形式	プランジャータイプ
ストローク	最大：10cm
周波数	最大：20Hz (100G)

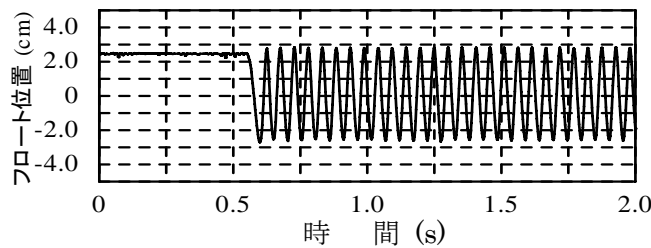


図-5.3 フロートの作動状況（周波数 20Hz）

4) 模型土槽

波浪実験においては、直投実験とは異なりツールテーブルと実験容器とを連結し、実験中は常に同期させて使用する。そのため、模型地盤は運転中に作製するのではなく、別途作製した模型を本体容器に事前（停止した状態の本体容器）にセットする手法を採用している。よって、本体容器とは別に、模型用土槽を作製し、護岸などの複雑な模型はこの土槽内に作製した。作製した土槽は、写真-5.3、5.4に示すような長さ1.2m、幅30cm高さ30cmの形状で製作した。砂質土を用いた実験では、この土槽内に地盤を作製し、凍結させた後に、土槽ごと本体容器に装着する手法を用いている。凍結時には土槽の側板にアルミ板を用いて容器の膨張を防ぎ、実験前に片側の板を強化プラスチックの透過板に替えることで、実験中の断面観察を可能にしている。

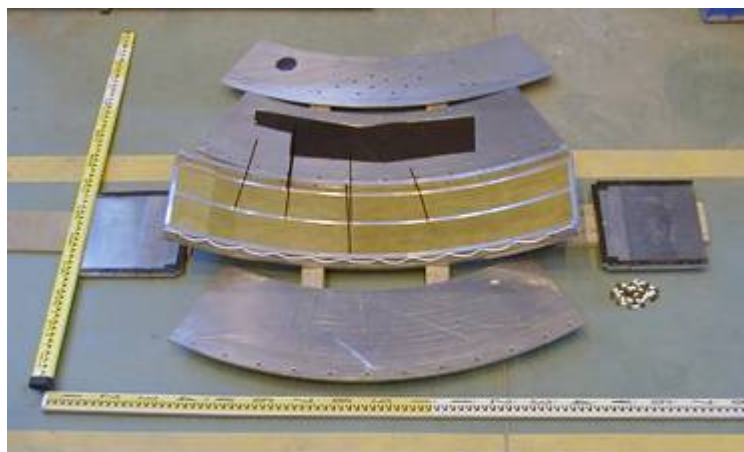


写真-5.3 土槽の展開状況



写真-5.4 土槽内での模型地盤作製状況例

5) 波浪実験装置

写真-5.5, 図-5.4 に前述の設備等を搭載したドラム型遠心模型装置の状況および平面図を示す. 容器内においては, 増波用の海底床が設置されているとともに, 造波装置背面側に, 塩化ビニル・塩化ビニリデン繊維によって構成された消波体が設置されている.

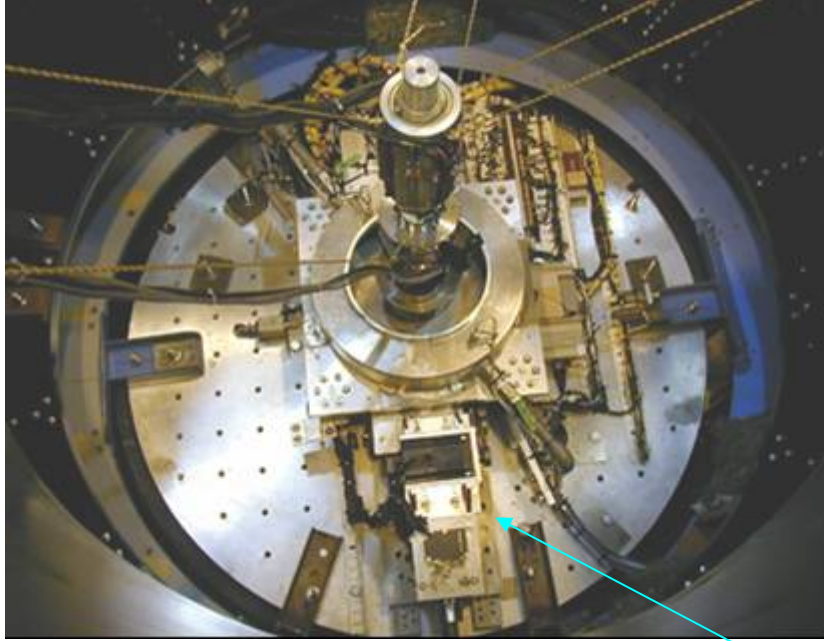


写真-5.5 造波装置のドラム遠心装置内への設置状況

造波装置

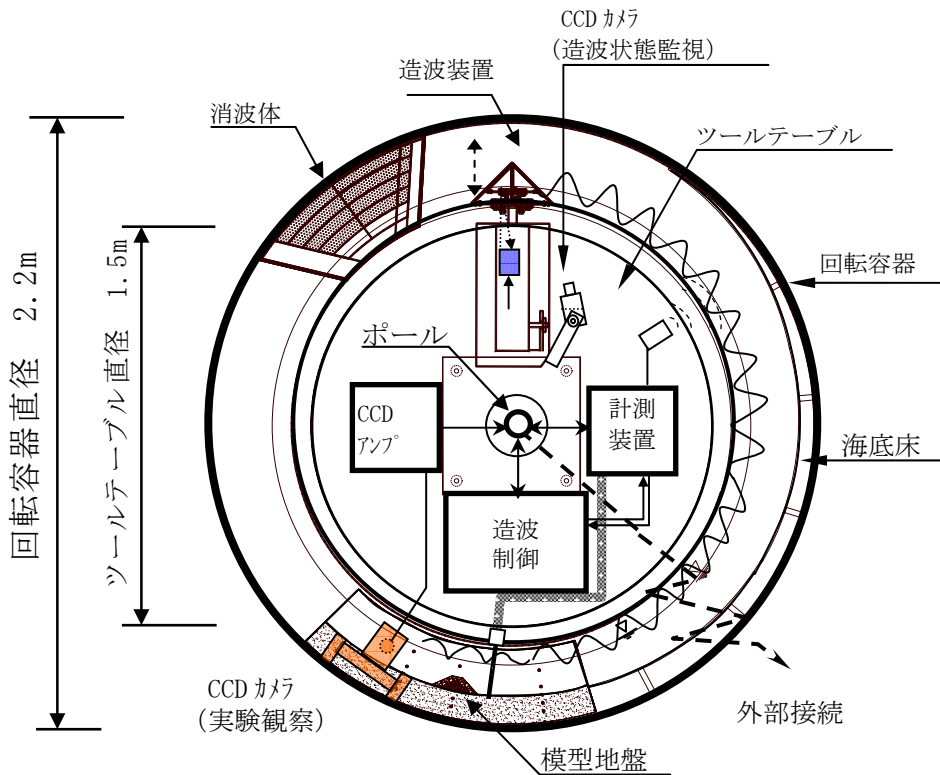


図-5.4 遠心力場波浪実験装置の状況

5.3.2 遠心力場での波浪実験

以上の各種ツールを用いての遠心力場での波浪実験を行った。

実験条件を表-5.3 に示す。表に示すように、波浪実験に使用した流体は、粘性スケーリングを考慮して、遠心加速度 100G 場に合わせ、水の 100 倍の粘性となるように調整したセルロース系水溶液を使用した。

図-5.5 に造波装置付近での発生波高について、実スケールでの時刻歴との関係で示す。これより、発生する波は周期、波高ともに安定しているとともに、安定した波形を描いている。以上の結果より、本装置を用いての本格的な波浪実験装置としての運用が可能であることがわかる。

表-5.3 実験ケース

模型地盤	流体	水深 (実物水深)	周波数 (実物周期)
移動床	粘性流体	130mm (13.0m)	20.0Hz (5.0s)

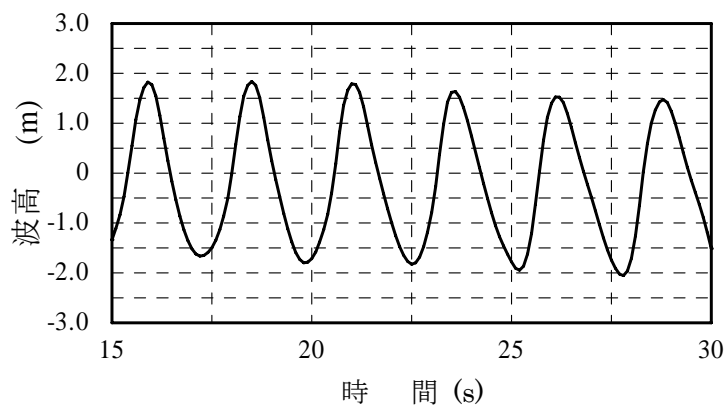


図-5.5 遠心加速度 100G 場での波浪発生状況

5.4 適用事例

5.4.1 検討概要

愛媛県川之江市（現 四国中央市）における西部臨海埋立産業廃棄物処理事業は、管理型廃棄物処分場を海面に築造し、主として製紙スラッジ焼却灰 30 万 m^3 を処分する事業である。本処分場建設にあたって、内外潮位差による揚圧力や波浪による作用圧力に対する遮水工の安定性確保が設計・施工上の問題となった。

対象とした護岸は図-5.6 に示すように、底面、側面ともに遮水シートが敷設され、内外水位差による静水圧や捨石マウンド、裏込石を透過する波圧への対処が必要とされた。作用外力のうち、透過波の護岸背面地盤への影響について、高橋ら¹⁾ がケーソン式護岸の防砂シートに作用する圧力に関する研究を行っているが、遮水シートを含む背面地盤内の圧力に関する研究は皆無の状況であった。「管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル」（運輸省港湾局監修⁷⁾）によると、透過波が裏込部背面に敷設された遮水シートに作用する圧力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（運輸省港湾局監修⁸⁾）の「直立壁に作用する波力（合田式）」により求めることとされている。ただ、この場合、背面地盤は遮水シートにより密閉されることを想定しており、背面地盤に圧抜き工の設置などによる発生圧力の低減効果など見込む場合は、過大な条件ともなりうる。

この透過波による波圧については、護岸形状、潮位、材料特性等によって様々な応答をすることが予想され、波浪・地盤・構造物の相互作用問題として取り扱う必要がある。

以上のような背景から、この相互作用問題に対する新しい検討手法として、地盤工学的にも水理学的にも相似則を満足しうる遠心力場での波浪実験を実施するとともに、数値解析として、数値波動水路（CADMAS-SURF）⁹⁾ と金・関口¹⁰⁾ の開発した動的弾塑性有限要素解析（ADIFSS）の連成解析を行って、波浪が護岸背面地盤へ及ぼす影響について検討した。

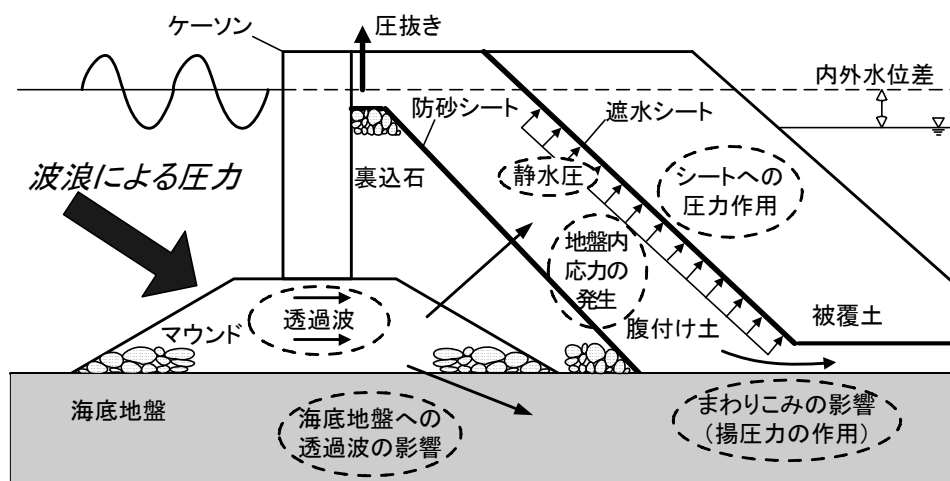


図-5.6 管理型廃棄物埋立護岸の波浪による影響作用

5.4.2 検討フロー

本事例に際しての検討フローを図-5.7 に示す。検討のながれは大きく 2 つに集約される。1 つは実物断面に作用する波圧の算定および波浪条件の決定であり、他の 1 つは、その波浪を受けて応答する地盤内の水圧および安定性の評価である。波圧および波浪条件は、まず 1G 場での二次元水路での波浪実験を行う。次に同モデル断面に対して数値波動水路による解析を行い、実験による測定結果と解析結果を比較・評価することにより、数値波動水路の入力パラメータを同定する。パラメータの同定後に、数値波動水路による実物断面に対する解析を行う。この解析により得られる護岸前面部の波圧分布等を使用して、護岸背面部の挙動を検討する。ここまでの作業が波圧の算定、波浪条件の決定である。

護岸背面部および底部における地盤内の水圧応答の検討は、遠心力場での波浪実験を行うとともに、同じモデル断面に対する弾塑性動的 FEM 解析を行って、実験結果との整合性評価を行う。

一連の作業の後に、実断面に対する数値波動水路と弾塑性動的 FEM 解析を行うことで、前面波圧に対する遮水シートへの作用圧力、底面の揚圧力等を最終的に求める。また、種々の条件設定に対しても解析を行うものとする。

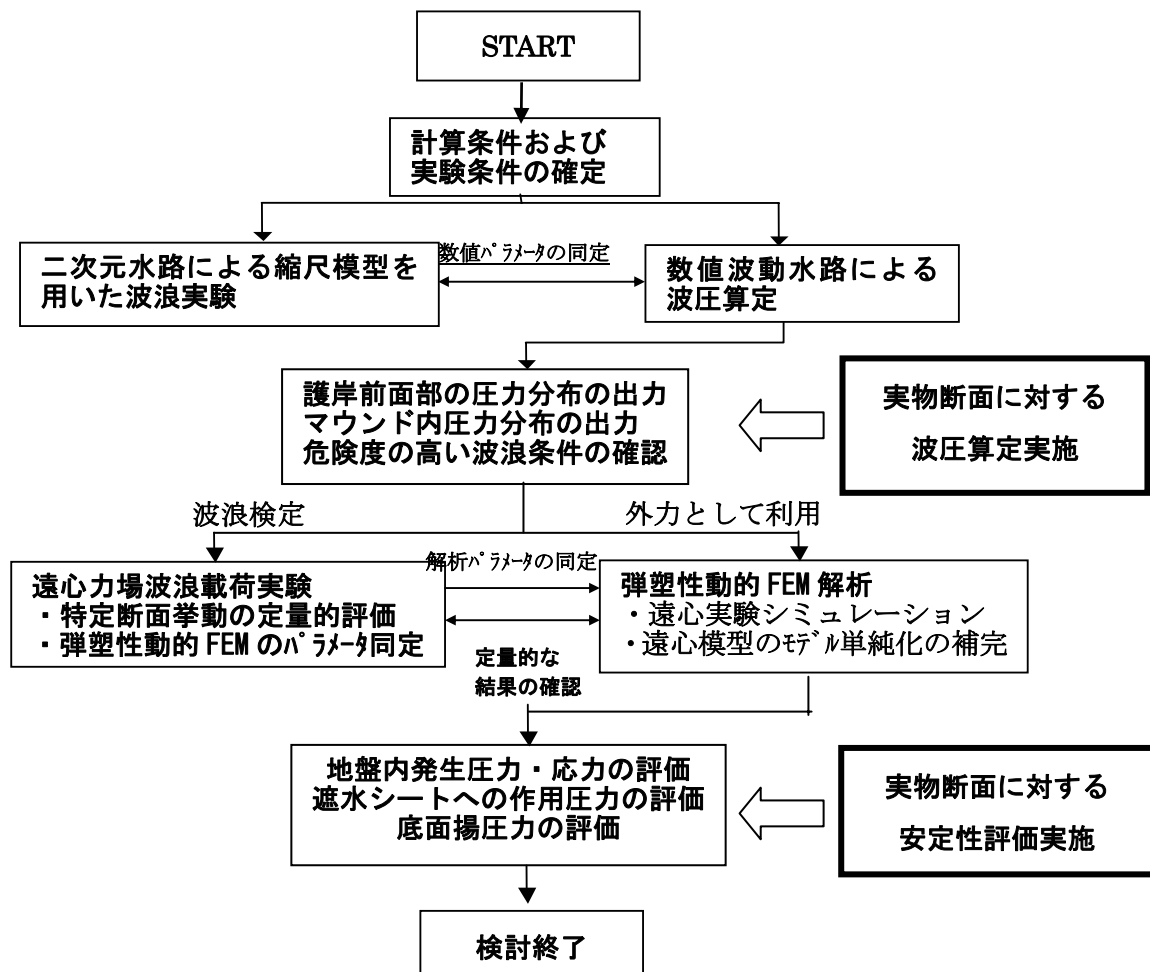


図-5.7 検討フロー

表-5.4 に、本事例において採用した実験手法および数値計算手法に関する特徴を示す。

表-5.4 各検討手法の特徴

模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ・相似則に従った模型実験を行うことで、実現象を精度良く再現 ・モデル化を行うに当っては、理想化・単純化を行う。 ・ケース数を多く増やすと、時間がかかる。 	二次元水路 水理模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ・波浪実験の実績が豊富で信頼性が高い。（フルード則成立条件下） ・1G場の実験であるため、応力場に関する実験には不向き ・粘性流体の取り扱いが困難
		遠心力場波浪 実験	<ul style="list-style-type: none"> ・遠心場のため各相似則が成立 ・粘性流体の取り扱いが可能 ・波浪場の検定用データが必要
数値解析	<ul style="list-style-type: none"> ・条件を変更したシミュレーションが容易 ・様々なデータを数値的に得ることができる。 ・実現象を表現しているかの評価する手法が必要 ・パラメータの設定値を評価する手法が必要 	数値波動水路	<ul style="list-style-type: none"> ・波浪場の各諸元を任意の場所・時間で得ることができる。 ・地盤内の浸透問題には適用不可
		弾塑性動的 FEM 解析	<ul style="list-style-type: none"> ・動的な载荷に対する地盤の変形挙動を高い精度で解析可能 ・波浪による圧力分布を別途入力

5.4.3 遠心力場波浪実験の概要

1) 実験条件

図-5.8 に実験模型の断面図を示す。モデルは実験時の遠心加速度 100G に合わせて、実際の 1/100 の縮尺で作製した。地盤材料としては、マウンドおよび裏込石として花崗岩（粒径 19.5~4.75mm）を、海底地盤には 6 号珪砂（ $D_{50}=0.4\text{mm}$ ）を、また腹付け土としては、現地で用いられる転炉スラグ(4.75mm 以下)を使用した。なお、各材料は遠心加速度に合わせて粒径等の縮尺も 1/100 とする必要があったが、転炉スラグは実材料の 1/100 の材料を用いると粒径が非常に小さくなり、透水係数が実材料と比べて極端に異なることが予想された。そこで、基本的には実際の透水係数を満たすように粒度調整をした。図-5.9 に用いた転炉スラグの粒度曲線を示す。今回は、透水係数を実材料と整合させるために、1/10 相似粒度を基本粒度とし、10% 粒径 (D_{10}) を実材料に合わせた。各地盤材料は目標相対密度 $D_r=60\%$ になるように設定するとともに、背面地盤中の防砂シート材にはガーゼを、遮水シート材には厚さ 0.2mm のラテックスシートを用いた。また間隙流体には、波浪伝播と地盤の圧密に関する時間相似則を同時に満足させるために水の 100 倍の粘性を持つセルロース系の水溶液を用いた。実験に際しては、図-5.8 に示す各位置での間隙水圧を計測するとともに、波高はケーソン前面側に設置した波高計により計測した。なお、遮水シートの上端部はケーソンと連続しておらず、ケーソン背面を排水境界とした。

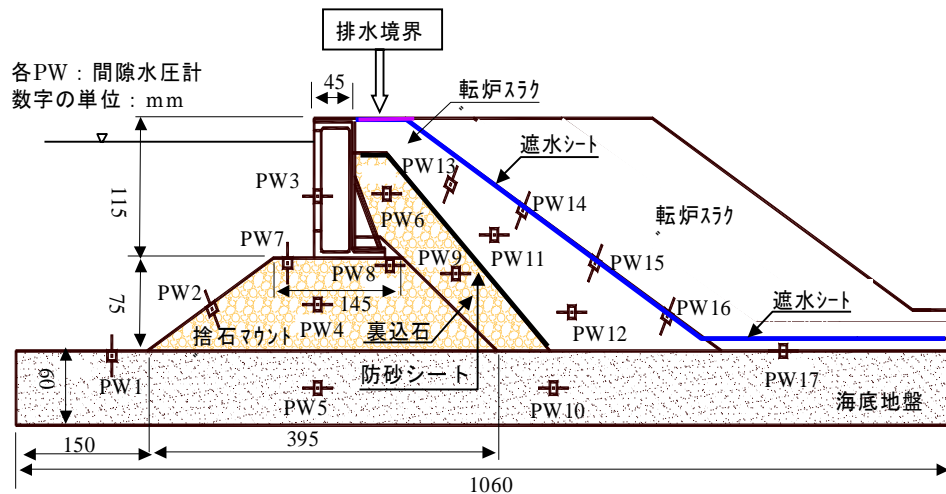


図-5.8 実験模型の断面および計測機設置位置

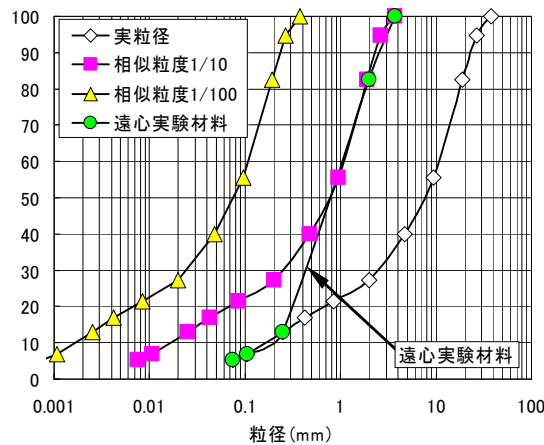


図-5.9 転炉スラグの粒度

2) 実験手順および実験ケース

ケーソン、捨石マウンド、転炉スラグ部分については、現地断面の 1/100 の縮尺で製作している。模型は土槽内に地盤を作製し、水で飽和させた後に温度管理を行いつつ徐々に凍結させた。凍結したモデル地盤を土槽ごとドラム型遠心載荷装置のチャンネル部（水路部分）に装填した。その後、所定の遠心加速度場で間隙流体用の粘性流体（40℃）を所定位置まで供給し、土槽内の水との混合をはかった。液温は熱電対で確認し、室温と等しくなるまで定常状態の遠心加速度場にて放置した後、波浪実験を行った。表-5.5 に実験ケースを示す。

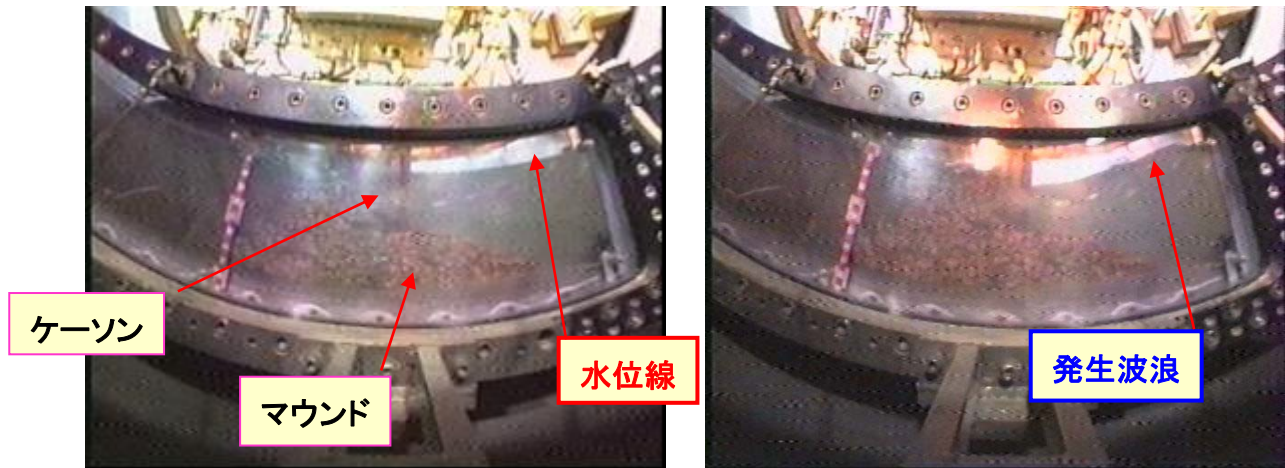
表-5.5 遠心力場波浪実験の波浪条件

ケース名	防砂シートの有無	流体種類	水位	周期 (sec)	波高 (m)
遮水工作用圧力測定 (粘性流体)	有 (ガーゼ1層)	粘性流体	HHWL	5.7	3.63
				5.0	2.15
			HWL	5.7	3.78
				5.0	1.72
			LWL	5.7	2.59
				5.0	1.97

5.4.4 実験結果

1) 波浪の発生状況

写真-5.6(a)～(d)に実験時の波浪発生状況を示す。



(a) 波浪発生前

(b) 波浪発生状況1



(c) 波浪発生状況2

(d) 波浪発生状況3

写真-5.6 波浪実験状況

2) 護岸前面に作用する波浪

図-5.10 に、水位 17.2m (H.H.W.L.)、波高 3.6m、周期 5.7 秒の波浪条件での波高の時刻歴を示す。同図より、後半部分においては反射波等の影響により変動している区間はあるが、初期においてはその影響は小さく安定した波形を示している。なお波浪の諸値については、安定している初期の 5 波分の値を平均して算定している。

写真-5.3 および図-5.11 に、波浪発生状況およびマウンドの各位置での波圧分布を示す。図-5.11 には、1/50 の縮尺において実施した同一波浪条件での 1G 場での二次元水理模型実験の結果も併せて示す。図-5.11 に示すように、遠心力場波浪実験と二次元水理模型実験とでは、各地点で同程度の圧力が発生しているとともに、波形の形状もほぼ同一となった。ちなみに「直立壁に作用する波圧 (合田式⁸⁾)」として算定されるケーソン前趾波圧は約 13kPa で、各実験の結果とほぼ同程度であった。以上より、外力条件としての護岸前面に作用する波圧について現有の二次元水理模型実験装置と同等の能力を有するといえる。

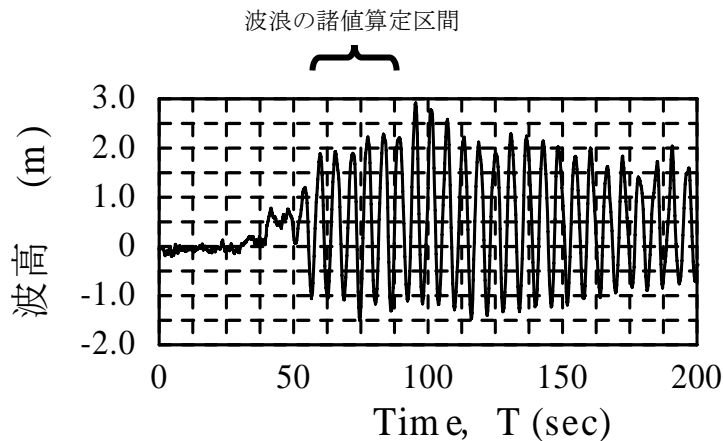


図-5.10 波高の時刻歴

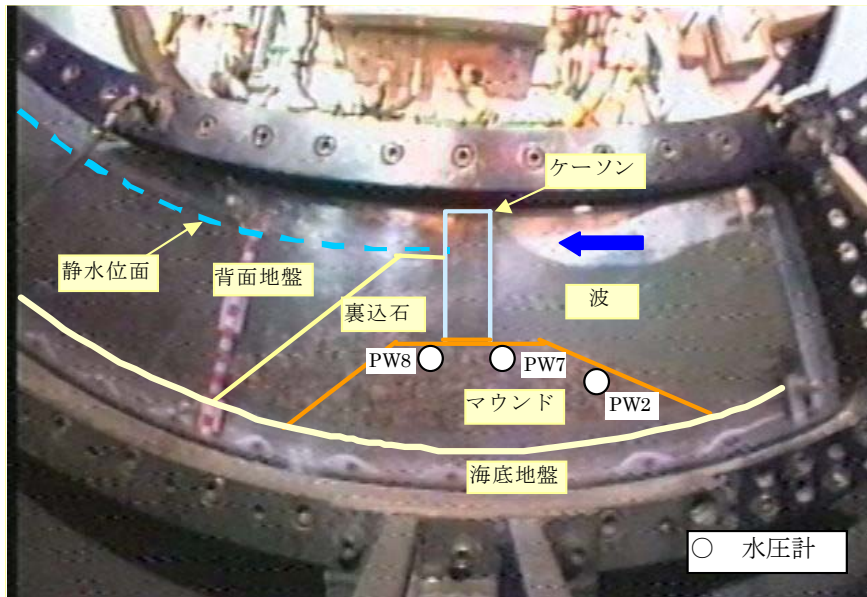


写真-5.7 波浪の発生状況

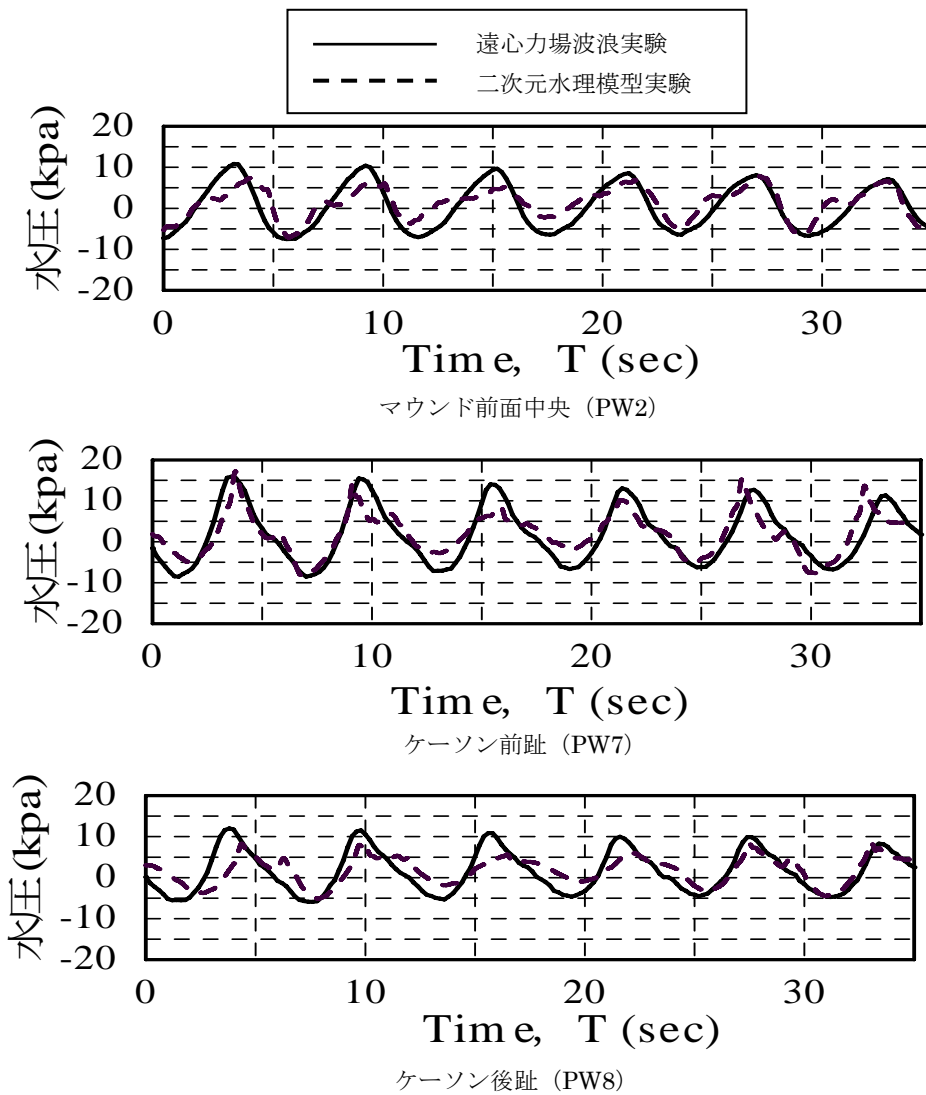


図-5.11 マウンド前面側各位置の波圧分布

3) 護岸背面および海底地盤の圧力分布

図- 5.12 に、断面鉛直および水平方向の過剰間隙水圧の最大値分布を示す。同図において、それぞれ点線で結ぶ水圧計の値をプロットしたものである。マウンドおよび裏込石等の間隙の大きい区間では高い圧力を維持したまま伝達しており、二次元水理模型実験の結果とも比較しても高い結果となった。これは今回の遠心実験においては、礫材の粒径は透水性を重視して粒径を決めており、実換算した粒径より大きい材料を用いた影響と思われる。ただ、裏込石を伝達した圧力は腹付け部で急激に低下した。また、遮水シート部分を含む腹付け土内の圧力は、下部に設置した水圧計 PW12, PW15, PW16 の値は小さく、中上部の PW14 の値は比較的大きくなった。その圧力レベルとしては、ケーソン前趾波圧 (PW7) の半分程度であった。一方、海底地盤ではケーソン前面側から背面側にかけて圧力は逐次低減しており、遮水シート下部の PW17 では、前趾波圧の 5% 程度の圧力であった。

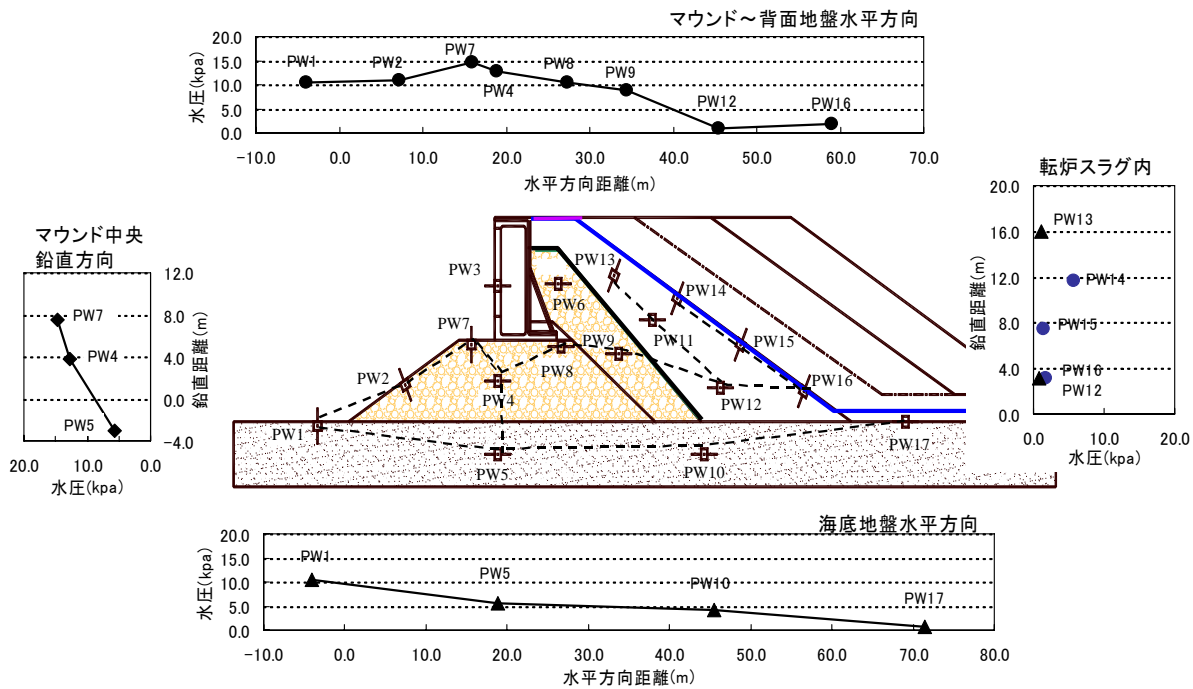


図-5.12 各位置における圧力分布
(H.H.W.L., 周期 5.7s, 波高 3.6m)

同様に、水位 16.3m (H.W.L.)、周期 5.7sec、波高 3.8m のケース、水位 12.7m (L.W.L.)、周期 5.7sec、波高 3.8m のケースでの結果を図-5.13 および図-5.14 に示す。H.H.W.L.の結果と同様に、護岸前面に発生する波圧に応じて背面側への伝達圧力も低減するが、背面側転炉スラグ内の間隙水圧の応答特性などの傾向は類似している。

以上の結果より、マウンドや裏込石を透過した波圧はそのまま転炉スラグへと伝達するが、スラグ内へ到達した段階で透過波の目安となるケーソン前趾波圧の半分以下に低減する。しかも背面側へ伝達した圧力は、法面のほぼ中央部へと集中するような特徴的な分布傾向を示した。

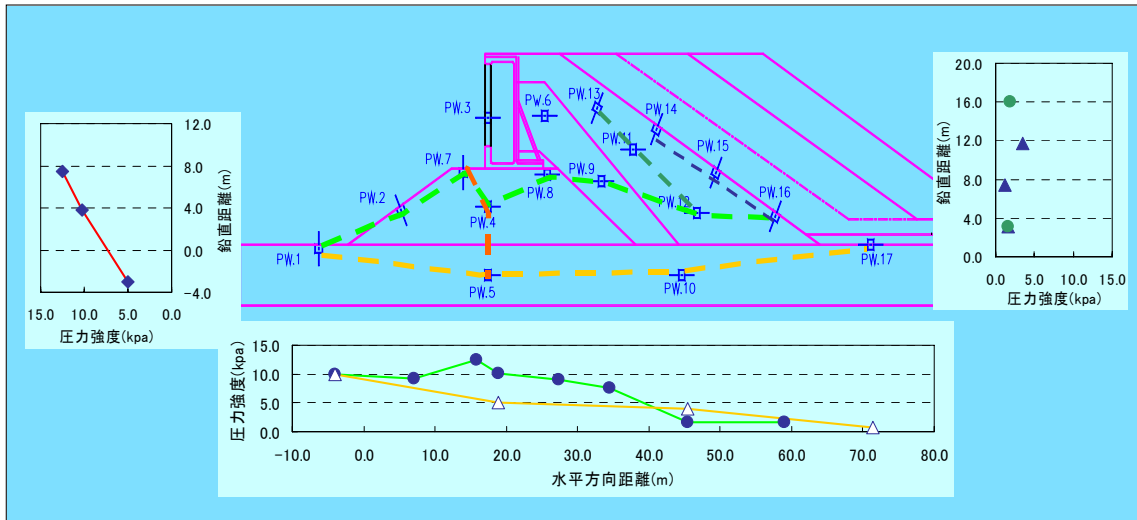


図-5.13 H. W. L. 周期 5.7sec : 波高 3.8m

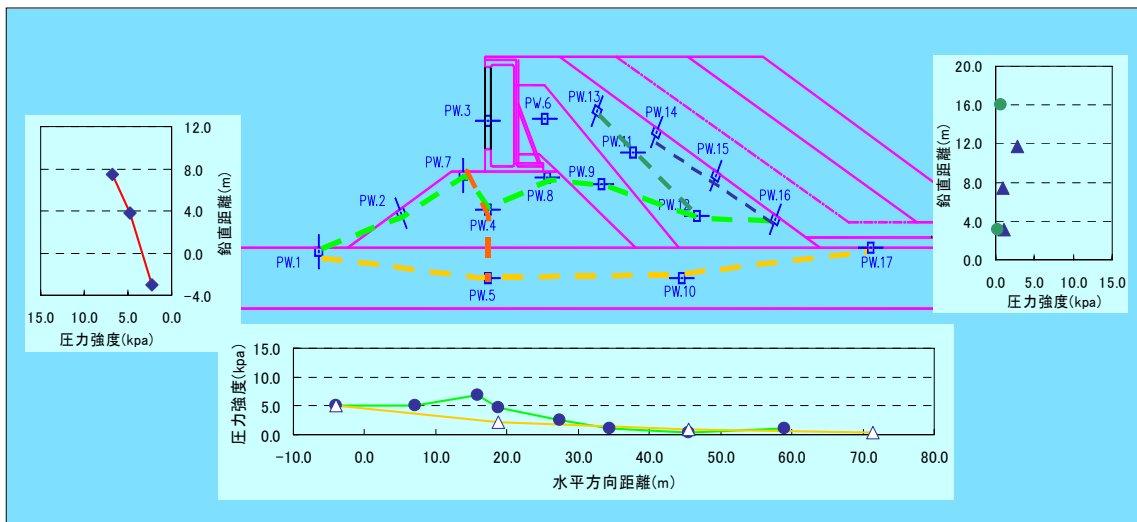


図-5.14 L. W. L. 周期 5.7sec : 波高 2.6m

5.4.5 数値解析による検証

(1) 解析コード

一連の遠心模型実験に関して、数値解析による照査を行った。数値解析は2種類の解析コードを連成させて実施した。すなわち、外力として護岸の前面に作用する波浪に関しては数値波動水路 (CADMAS-SURF)⁹⁾ を用い、背面地盤および海底地盤の地盤内の挙動については、金・関口¹⁰⁾ の開発した動的弾塑性有限要素解析 (ADIFSS) を実施した。以下、各プログラムについて簡単に説明する。

(2) 数値波動水路 (CADMAS-SURF) の概要

数値波動水路とは、数値計算によりコンピューター上で水理模型実験と同様の現象を再現しようとするものである。本検討では、水理模型実験に代わり得る設計支援技術としての数値計算手法の開発を目的として設立された「数値波動水路の耐波設計への適用性に関する研究会」(1998.4~2001.3) で開発した CADMAS-SURF(数値波動水路の耐波設計への適用性に関する研究会)⁹⁾を用いた。

CADMAS-SURF は NASA-VOF に基づき、二次元非圧縮性流体運動の連続式(5.1) および Navier-Stokes 方程式をポーラスモデルに基づいて拡張した式(5.2) ~ (5.3) を基礎方程式とし、自由表面の境界条件としては VOF 関数 F の移流方程式(5.4) を用いる解析手法で、時系列での波動運動解析が可能である。また、ポーラスモデルを導入することにより、マウンドなど透過性の捨石構造物などの取り扱いが可能である。

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = 0 \quad (5.1)$$

$$\lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w u}{\partial z} = -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - R_x + \frac{\partial}{\partial x} \left(\gamma_x \nu_e \left[2 \frac{\partial u}{\partial x} \right] \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\gamma_z \nu_e \left[\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right] \right) \quad (5.2)$$

$$\lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u w}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w w}{\partial z} = -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - \gamma_v g - R_z + \frac{\partial}{\partial x} \left(\gamma_x \nu_e \left[\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right] \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\gamma_z \nu_e \left[2 \frac{\partial w}{\partial z} \right] \right) \quad (5.3)$$

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = 0 \quad (5.4)$$

ここで、 t : 時間, x, z : 水平, 鉛直座標, u, w : 流速の水平, 鉛直成分, ρ : 密度, p : 圧力, ν_e : 分子動粘性係数と渦動粘性係数の和, G : 重力加速度, γ_v : 空隙率, γ_x, γ_z : 水平, 鉛直方向の面積透過率であり, R_x, R_z は多孔質体からの抵抗力であり, 流速の2乗に比例する形でモデル化されている。また, C_M を慣性力係数として $\lambda_v, \lambda_x, \lambda_z$ は, 以下の式で定義する。

$$\left. \begin{aligned} \lambda_v &= \gamma_v + (1 - \gamma_v) C_M, \\ \lambda_x &= \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M, \\ \lambda_z &= \gamma_z + (1 - \gamma_z) C_M, \end{aligned} \right\} \dots \dots (5.5)$$

(3) 動的弾塑性有限要素法 (ADIFSS) の概要

今回の検討に用いた解析コードは、金・関口¹⁰⁾の開発したプログラムであり、その特徴としては、地盤内の応力状態(有効応力、せん断応力、間隙水圧)および変形特性(図-5.14 参照)を求めることのできる非線形繰返し二次元有限要素解析コードである。特に波浪作用下で地盤内に誘起される多様な応力経路を適切に評価しうる繰返し塑性構成則 (Pastor Model¹¹⁾) を組み込んでいる。本プログラムを用いた事例としては、遠心力場進行波および重複波負荷実験との比較がなされており¹²⁾、厳しい波浪負荷の下で地盤内残留間隙圧の上昇に起因する液状化現象が精度良く予測できている。

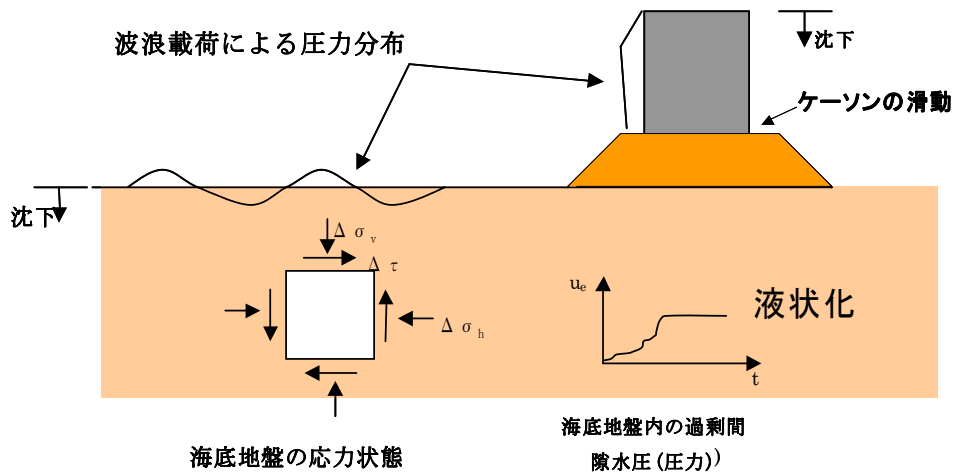


図-5.14 波浪作用による地盤，構造物への影響

(4) 土の繰返し塑性構成式—Pastor Model—の特徴

土の繰返し塑性構成式として 2D-Pastor Model を用いている。Pastor Model の塑性流動則を次式に示す。

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = (1+\alpha)\left(M_g - \frac{q}{p}\right) \quad \dots \dots \dots (5.6)$$

ここに、 $p'=(\sigma'_1+\sigma'_3)/2$ 、 $q=(\sigma'_1-\sigma'_3)$ 、 M_g は変相応力比(図-5.15に示す変相線 PTL の勾配)、 α は材料定数である。式(5.6)を積分することによって得られる塑性ポテンシャル関数 $g=0$ を図-5.15に示す。Pastor Model では非関連流れ則を仮定しているため、降伏関数 $f=0$ は一般に塑性ポテンシャル曲面 $g=0$ とは一致しない(図-5.15 参照)。図-5.15 中の方向ベクトル \mathbf{m} と \mathbf{n} の定義は次のようである。

$$\mathbf{m} = \frac{1}{\sqrt{(d\varepsilon_v^p)^2 + (d\varepsilon_s^p)^2}} \begin{pmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_s^p \end{pmatrix} = \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}} \begin{pmatrix} d_g \\ 1 \end{pmatrix} \quad \dots \dots (5.7)$$

$$\mathbf{n} = \frac{1}{\sqrt{1+d_f^2}} \begin{pmatrix} d_f \\ 1 \end{pmatrix} \quad \dots \dots (5.8)$$

ここに, $d_g \equiv d\varepsilon_v^p / d\varepsilon_s^p$, $d_f \equiv (1+\alpha)(M_f - q/p')$, M_f は降伏曲面の頂点における有効応力比を表す.

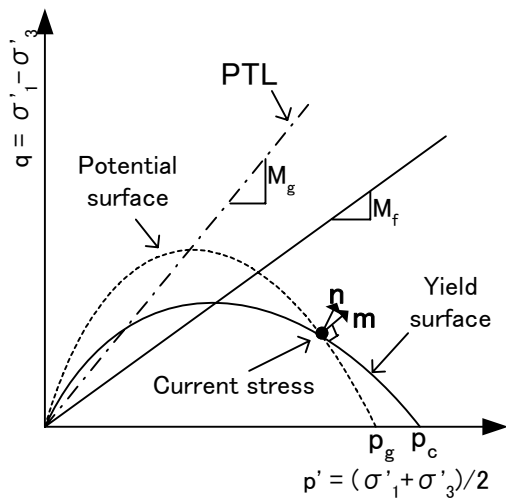


図-5.15 塑性ポテンシャル曲面と降伏曲面

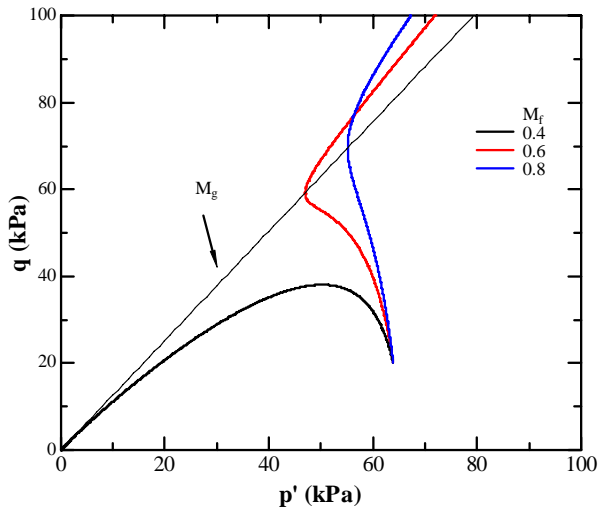


図-5.16 非排水単純せん断における有効応力経路

パラメータ M_g の値は土の相対密度によって変化しない一方, パラメータ M_f の値は土の相対密度の影響を敏感に反映する. このことを明示するために, 非排水単純せん断における応力経路を図-5.16 に示す. $M_f=0.4$ においては, 土要素が静的液状化の傾向を示している. すなわち, せん断に伴って, 有効応力経路は原点に向かって行き, せん断強度は著しく劣化する. $M_f=0.6$ では, 変相応力状態に達するまでは負のダイレイタンスーを示すが, 変相後には正のダイレイタンスー挙動を示している. $M_f=0.8$ になると, 変相後の正のダイレイタンスー挙動が著しくなる. これらの結果から, パラメータ M_f の変化によって, 砂の相対密度 D_r を変化させた場合に得られる土要素の応答を再現し得ることが分かる.

(5) 計算の流れ

今回の計算においては、まず数値波動水路によって構造物前面に作用する波圧分布（空間および時間分布）を求め、その波圧を動的 FEM 解析での载荷条件として計算を行うものである。計算の流れを図-5.17 のフローに示す。

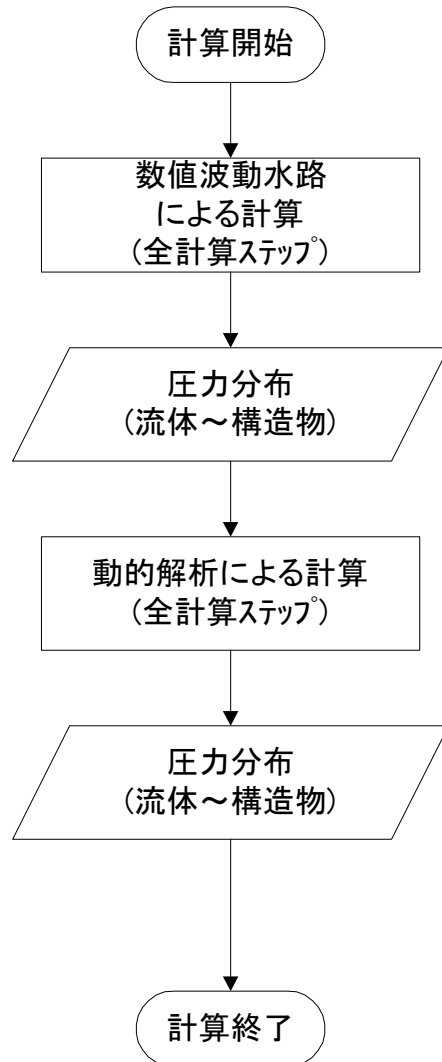


図-5.17 波浪-地盤-構造物の連成解析

(6) 計算モデル

解析モデルを図-5.18 に示す. 計算条件については, 遠心実験との整合性を確認するために, 実験と同じ条件で計算を行っている. またケーソン背面の地表面は, 排水境界としており, 実験と同様に圧力が抜けるような設定としている. 計算時の入力波形としては, 数値波動水路から得られた結果を用いて, モデルの前面側地盤 (マウンドおよび海底地盤地表面) に作用させた. 数値波動水路における波浪条件および繰返し三軸試験や透水試験等より算出した弾塑性動的有限要素解析の解析パラメータを表-5.6, 表-5.7 に示す

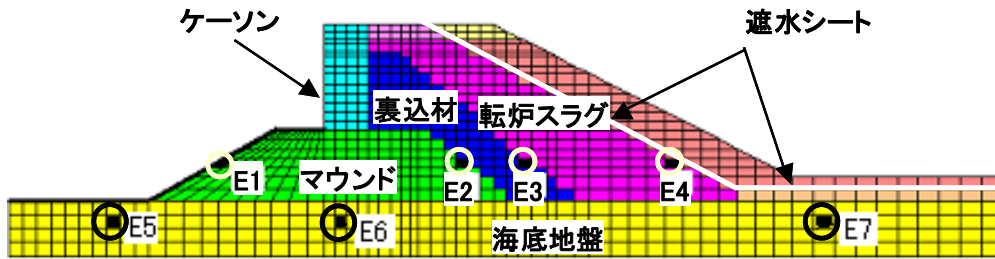


図-5.18 波浪・地盤・構造物の連成解析

表-5.6 計算時の波浪条件

水深(m)	潮位	波高(m)	周期(秒)
17.2	H.H.W.L.	3.6	5.7

表-5.7 計算時の地盤の解析パラメータ

MAT No.	G0 (MPa)	ポアソン比	透水係数 k(cm/sec)	γ' (kN/m ³)	γ_u	HO	HU0 (kPa)	Mf	Mg	α	β_0	β_1
海底地盤	300	0.33	5.0×10^{-2}	9.8	4	2000	10000	1.3	1.4	0.45	4	0.2
捨石マウンド	200	0.33	1.0×10^0	9.8	4	1500	10000	1.3	1.4	0.45	4	0.2
転炉スラグ	200	0.33	3.0×10^{-2}	15.9	4	1000	8000	1.1	1.26	0.45	4	0.2

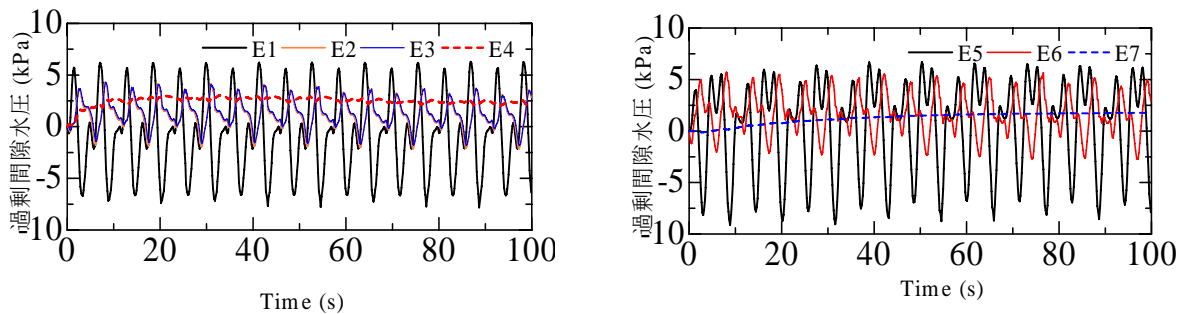
5.4.6 数値解析結果

(1) 地盤内の圧力伝達状況

図-5.19(a), (b)は、波浪作用時における地盤内の過剰間隙水圧の経時変化を示したもので、同一水平位置の要素を抽出している。地盤の背面側に移るに従って、圧力の低下が認められるとともに、その分布形状についても位相のずれが認められる。これより、マウンド前面側に作用する圧力に対して、背面地盤あるいは遮水シート付近では、約半分から1/4程度まで圧力が低下しており、マウンドや裏込石のように透水性の良い部分においても、圧力の低減傾向が認められる。なお、遮水シート付近の転炉スラグ（E-4）においては、初期において圧力が急上昇しているが、その後は安定しており、間隙水圧の蓄積は認められなかった。

(2) 地盤内の過剰間隙水圧分布

図-5.20に地盤内の過剰間隙水圧の最大値分布を示す。ケーソン前面部から背面部分に移行するに従い、圧力は低減しており、遮水シート部分では、2~6kPa程度と、ケーソン前趾に作用する圧力10~12kPaに比べ、半分程度以下に低減した。また海底地盤の水圧についても背面側に移行するにつれて低減しており、揚圧力も低く抑えられることがわかる。ただ、転炉スラグ内の圧力分布については、遠心実験と同様に、遮水シート中上部付近で、他と比較して圧力の高い箇所が存在するとともに、裏込石と転炉スラグとの境界において、圧力の高い箇所が存在するなど、特徴的な分布傾向がみられた。



(a) 護岸底面部（E1, E2, E3, E4）の時刻歴

(b) 海底地盤（E5, E6, E7）の時刻歴

図-5.19 地盤内の間隙水圧の時刻歴

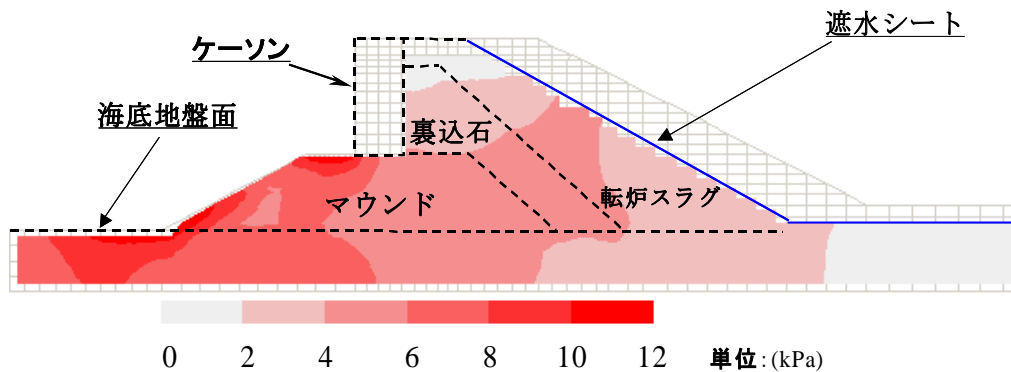


図-5.20 地盤内の最大間隙水圧分布

(3) 遠心実験結果との比較

図-5.21 に遠心実験結果と併せて数値解析結果を示す。同図は前出の図-5.12 と同様に、遠心実験の各間隙水圧計の位置を参考に、数値解析結果を重ね合わせたグラフである。これより、以下のことが明らかとなった。1) ケーソン前趾に作用する圧力は両者で約 15kPa を示し、ほぼ一致している。一方、後趾については、実験では 10kPa、数値解析では約 5kPa を示した。この差については、前述したように実験においてマウンド材や裏込石に相似粒径より大きい材料を用いたためで、計算と実験との透水係数の差によるものと思われる。2) 転炉スラグ内では、遮水シート部分で遠心実験、数値解析ともに下部に比べ中上部で圧力が高い傾向がみられた。発生した圧力レベルとしては、最大で 7kPa となり、前趾波圧の約半分程度に相当する。3) 海底地盤においては、実験と数値解析の結果の一致度は良好であり、沖側から陸側にかけて、圧力は漸次低下している。ただし、その圧力レベルは前趾波圧の 5~10%程度であり、完全には消散しない。

以上の傾向から、遠心実験結果と計算結果は良好な相関性があり、今回用いた計算手法は十分に実験の現象を再現できたものと思われる。

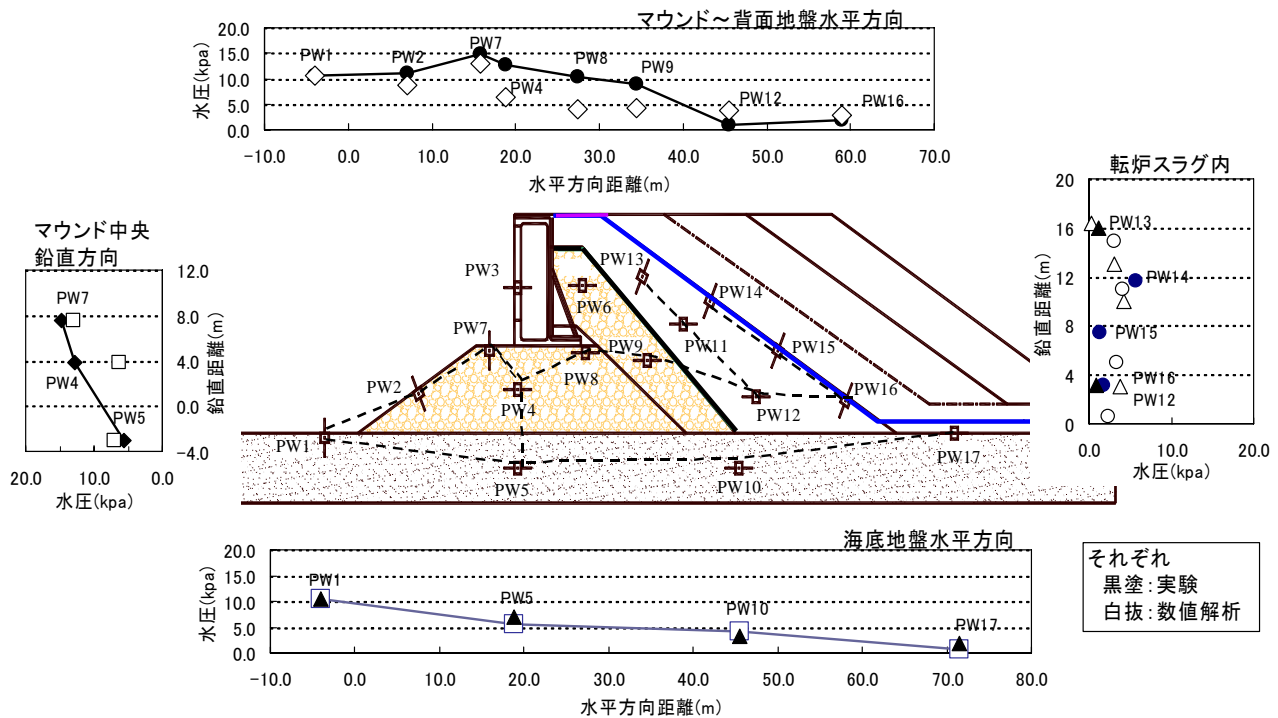


図-5.21 各位置における圧力分布(実験結果, 数値解析結果)

(4) ケーソン背面に圧抜き口がない場合の圧力分布（数値計算結果）

これまで、一連の実験および数値解析においては、ケーソン背面部では排水境界としており、適切な圧抜き口を設けることにより、背面地盤への圧力が低減される結果が得られた。ここでは、背面において圧抜き口がない場合に関して、数値計算により検討した。計算条件は、潮位 12.6m、波高 2.0m、周期 5 秒とした。図-5.22 にその結果を示す。同図は断面における過剰間隙水圧の最大値分布を示している。これより、ケーソン前趾および後趾ではほぼ同程度の圧力が作用するとともに、背面地盤内においてもほぼ全域にわたり、高い圧力が分布する結果となった。

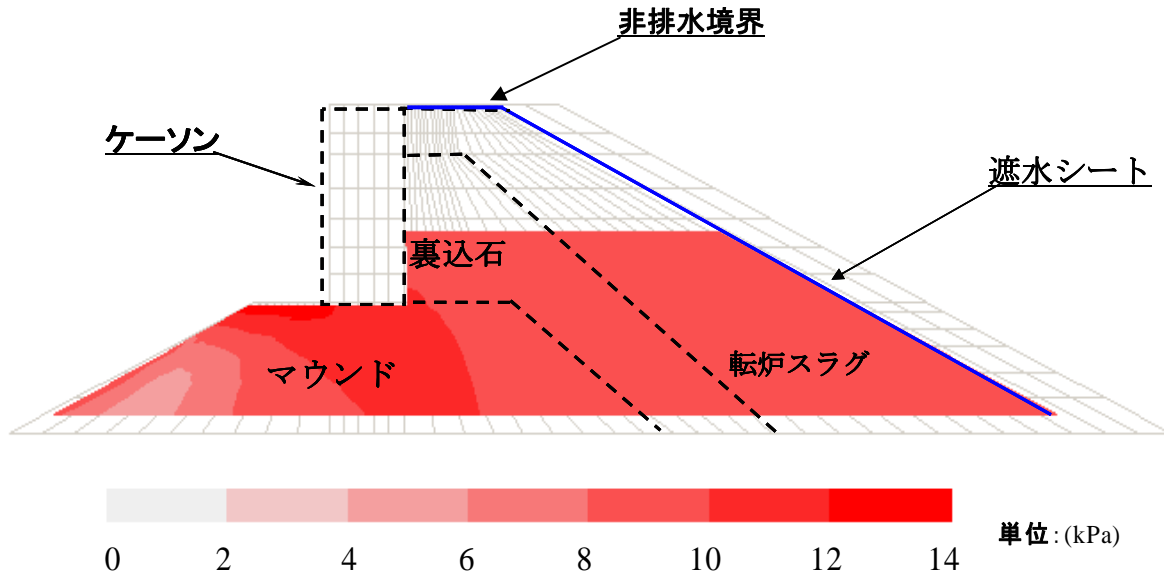


図-5.22 地盤内の圧力分布（圧抜きなし：ケーソン背面非排水境界）

5.5 現地計測

5.5.1 間隙水圧計の設置位置

本事例に関しては、前述までの室内検討に加え、現地における地盤内の間隙水圧の計測を行った。現地計測はケーソン背面地盤への透過波の影響に関して、施工途中に数回分けて間隙水圧計を設置し、その波圧伝達に関して計測を行った。¹³⁾

図-5.23 に現地断面に対して、設置した間隙水圧計の位置を示す。図中の●印が設置した間隙水圧計であり、基本的には、実験時の設置位置（図-5.8）に対応する位置に設置した。

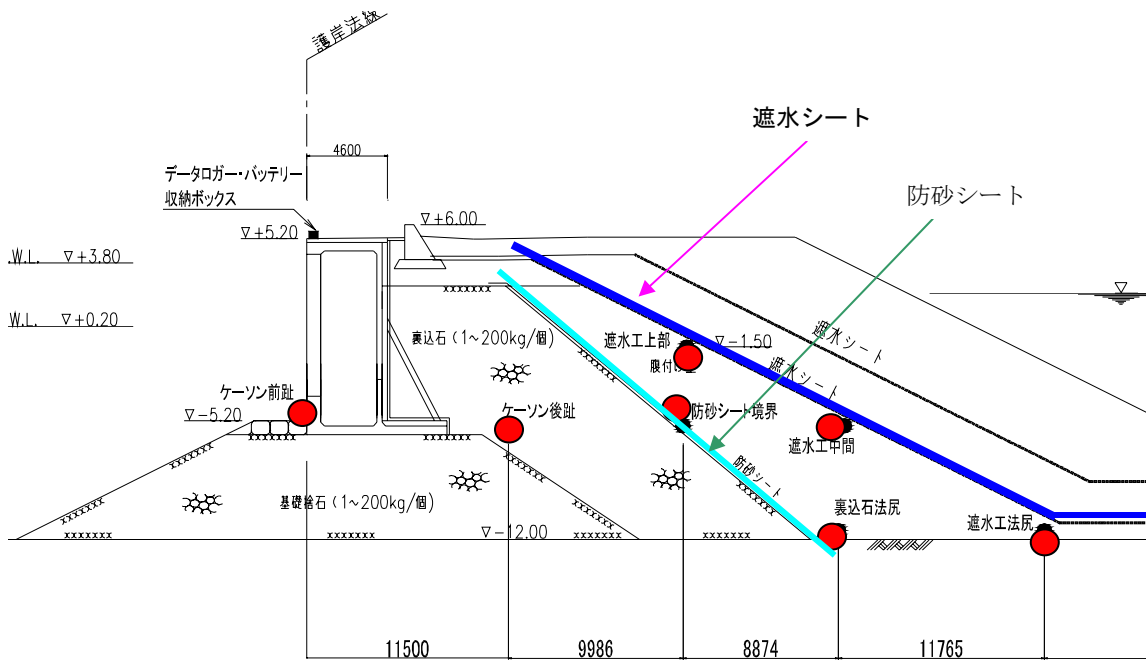


図-5.23 現地断面における間隙水圧計の設置位置

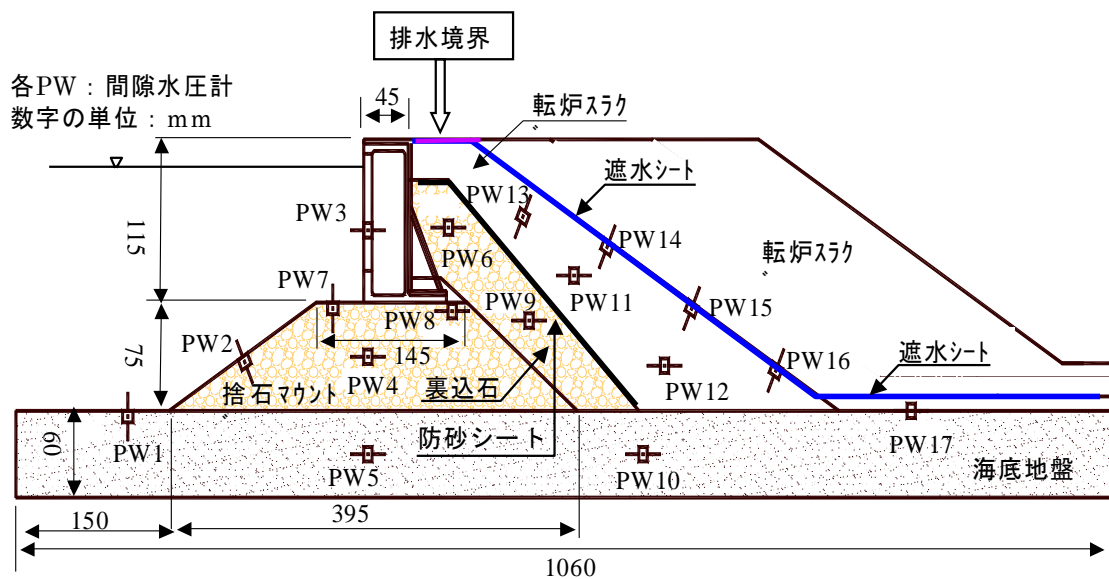


図-5.24 遠心模型実験時における間隙水圧計の設置位置（再掲）

5.5.2 計測方法および計測結果

現地においては、前述の間隙水圧計の他に、護岸前面側 500m の水深 17m の位置において波高計を設置し、水圧計測と同時に波浪観測を行った。間隙水圧計については、波形を精度良く収録する目的で 0.1 秒のサンプリングピッチにて計測した。

図-5.25 および図-5.26 に冬季波浪と台風の 2 つのイベント時の計測結果の一例を示す。

図-5.25 は 2003 年 1 月 27 日から 1 月 31 日の結果を示している。このときの波浪条件は、推定波高 2 ~4m, 周期 5~6 秒であった。このときケーソン前趾波圧に対するケーソン後趾および防砂シート境界の水圧応答は、前趾波圧最大時点を基準とすると、ケーソン後趾にて約 25%に、防砂シート境界で約 10%に低減している。

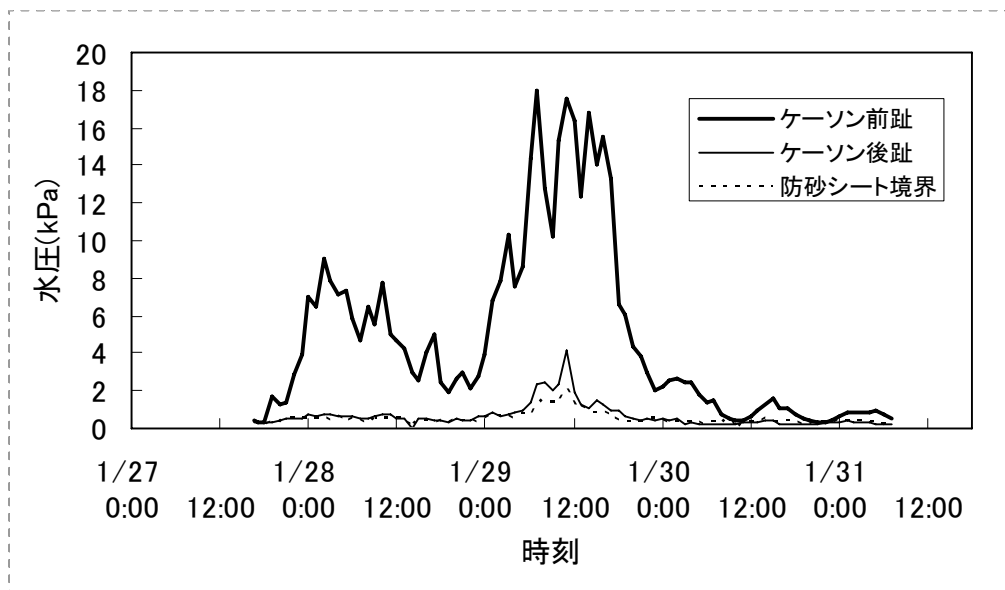


図-5.25 冬季波浪時の計測事例 (2003 年 1 月 27 日~1 月 31 日間)

図-5.26 は 2003 年 8 月 7 日から 8 月 10 日の台風時の結果を示している。このときの波浪条件は、推定波高 1~2m, 周期 6~7 秒であった。このときケーソン前趾波圧に対するケーソン後趾および防砂シート境界の水圧応答は、前趾波圧最大時点を基準とすると、ケーソン後趾にて約 20%に、防砂シート境界で約 5%に低減している。

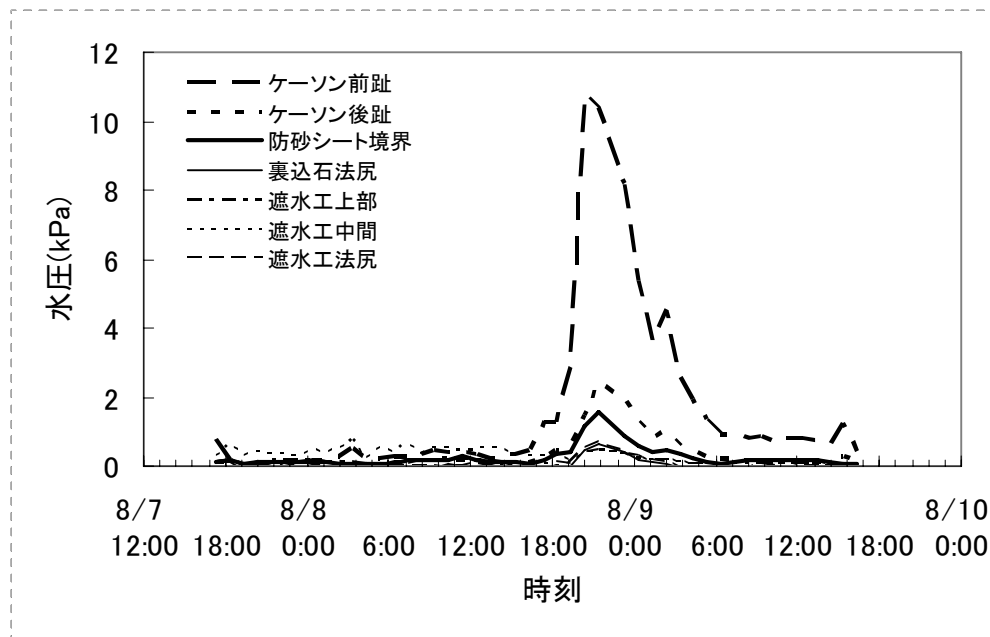


図-5.26 台風時浪時の計測事例 (2003 年 8 月 7 日~8 月 10 日)

冬季波浪および台風時いずれの波浪に対してもケーソン背面側の水圧は低減していることがわかる。遠心模型実験においてケーソン前趾波圧に対して背面地盤の水圧応答は 20~50%程度に低減しており、概ね実験結果と整合する結果となった。

5.6 まとめ

ドラム型遠心模型実験装置において、造波装置を導入し、遠心力場での波浪実験を実施した。また、その事例検証として、管理型廃棄物埋立護岸の透過波による背面地盤への過剰間隙水圧および底面揚圧力への影響評価に関する実験を行った結果以下の成果が得られた。

- 1) 波浪・地盤・構造物の相互作用を実規模レベルで検討するため、ドラム型遠心模型実験装置を用いた波浪実験手法を開発した。造波はプランジャー方式で、造波ピストンの先端には軽量フロートを採用し、浮力によるピストン・モーターへの負荷を極力低減させる構造とした。その結果、遠心加速度 100G 場において、周期 0.05s (実換算 5s)、波高約 4cm (実換算 4m) の造波が可能となるとともに、波形の安定性にも問題はなく、本装置の波浪実験装置としての本格的運用が可能であることを確認した。
- 2) 埋立護岸の透過波の影響に関する遠心力場波浪実験の結果、ケーソン前趾波圧は同条件での水理模型実験および数値波動水路 (CADMAS-SURF) から導き出された波圧とほぼ同一の値を示したことから、実施した遠心力場波浪実験は波浪場を良く再現しており、波浪・地盤・構造物の相互作用問題に対して、有効な実験方法である。
- 3) 遠心力場波浪実験と数値解析の結果より、それぞれの構造物、地盤内に発生する圧力等の一致度は良好であり、用いた数値解析手法は波浪・地盤・構造物の相互作用問題に対して有効な手法である。
- 4) 両結果において、腹付け部の転炉スラグおよび遮水シートに作用する圧力は低減される。ケーソン前趾波圧と比較して、最大で 50%程度であった。ただし、両結果とも遮水シート付近中間から上部層にかけて圧力が高くなること、下部の裏込石との境界部分に圧力の高い部分が存在することなど、特徴的な分布傾向がみられた。
- 5) 同様に、両結果とも海底地盤内に発生する過剰間隙水圧は護岸前面側から背面側に移行するに従って逐次低減していく。ただし、発生する圧力は今回のモデルの領域においては、完全には消散せず、ケーソン前趾波圧に対して、実験では 5%、数値計算では 10%の圧力の発生がみられた。
- 6) ケーソン背面側に圧抜き口がない場合は、背面地盤や遮水シートには高い圧力が全域にわたり作用することが計算結果より明らかとなった。
- 7) 現地計測との比較の結果、冬季波浪および台風時いずれの波浪に対してもケーソン背面側の水圧は低減していることがわかる。遠心模型実験においてケーソン前趾波圧に対して背面地盤の水圧応答は 20~50%程度に低減しており、概ね実験結果と整合する結果となった。

参考文献

- 1) 高橋重雄・鈴木高二朗・徳淵克正・岡村知光・下迫健一郎・善 功企・山崎浩之：護岸の吸い出しに関する水理模型実験，港湾技術研究所報告，第 36 巻 2 号，pp.3-63, 1995.
- 2) 名合宏之・前野詩朗・西岡操：変動水圧による構造物の沈下機構に関する研究，海岸工学論文集，第 39 巻， pp.826-830, 1991.
- 3) Sekiguchi, H., Kita, K., Okamoto, O. : Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, Soils and Foundations vol.35, no.3, pp.31-42, 1995.
- 4) 馬場慎太郎・三宅達夫・金 夏永・鶴ヶ崎和博：波・地盤・構造物の新しい実験方法，海岸工学論文集，第 49 巻,pp1536-1540, 2002.
- 5) 鶴ヶ崎和博・三宅達夫・馬場慎太郎・金 夏永：波浪が護岸背面へ及ぼす影響，海岸工学論文集，第 49 巻, pp. 776-780, 2002.
- 6) Sassa, S., Sekiguchi, H. : Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge, Geotechnique 49, no.5, pp.621-638, 1999.
- 7) 運輸省港湾局監修：管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル，pp.58-62, 2000.
- 8) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，(社)日本港湾協会,上巻，pp.139-169, 1999.
- 9) (財)沿岸開発技術研究センター：数値波動水路の研究・開発 (CADMAS-SURF) , 2001.
- 10) 金 夏永・関口秀雄：強震動による耐波構造物-地盤系の塑性変形，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.961-965, 2001.
- 11) Pastor, M., Zienkiewicz, O.C. and Chan, A. H. C. : Generalized Plasticity and the Modelling of Soil Behaviour, Int. Jour. for Num. and Anal. Methods in Geomech., Vol.14, pp. 151-190, 1990.
- 12) Kim, H. and Sekiguchi, H. : Analysis of Partially Drained Behaviour of Saturated Soil Deposits Subjected to Earthquake Shaking, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., No. 43 B-2, pp.449-462, 2000.
- 13) 小竹康夫・鶴ヶ崎和博・馬場慎太郎・三宅達夫・藤原隆一・金子清美・手塚隆・徳永和幸・守谷公一：管理型廃棄物埋立護岸内部における波圧の現地計測，海岸工学論文集，Vol.51, pp.681-685, 2004.
- 14) 馬場慎太郎・鶴ヶ崎和博・小竹康夫・吉野洋一・古川好男・相川秀一・三宅達夫・藤原隆一：沖合埋立地護岸内部における水圧伝播特性について，海岸工学論文集，Vol.51, pp.691-695, 2004.

第6章 ドラム型遠心模型実験装置を用いた水塊流動に関する実験

6.1 概説

東海・東南海・南海の海溝型地震が発生すると予想されてから久しい。これらの海溝型地震は通常の地震と比べ、単に震動の規模が大きだけでなく、津波の被害が想定される地震である。2004年12月に起きたインドネシア・スマトラ島沖地震における津波は東南アジア、インドおよびアフリカ沿岸域にかけての広大な範囲に大きな被害をもたらした。地震国であり、たびたび津波の被害を受けてきた我が国においてもその被災映像は衝撃的であった。今後、来るべき大地震とそれにとまなう津波に対して、十分に手当をしておく必要があると考える。

ただ当然ここで忘れてはならないのが、津波の前に地震動による被災もあり得ることである。地盤の液化化や構造物の被災した後に津波が押し寄せるといったことも想定される。国内における強い本震動と津波を伴うような大きな複合被災事例として、古くは関東大震災（1923）や南海地震（1946）、近年では日本海中部地震（1983）や北海道南西沖地震（1993）等があげられる。今後想定される東海・東南海・南海地震についても、日本近海で発生する海溝型地震であり、本震動とその後の津波による複合被災に対する備えも必要とされる。

1960年のチリ津波の被災以降、防災対策として各地に防潮堤等の建設が施されたが、設計手法等に関して津波の挙動を十分に反映したものになっていないのが現状である。ただ、この津波対策に関しては、実験的な照査が難しいのも事実である。その理由として、通常の波浪と比較して、周期が長く、波の形状が異なること、また長時間にわたって継続すること、流速が非常に速い等があげられ、それらの条件を満たすような小型実験装置がなかなか存在し得ない。また、複合災害を想定した場合に適切な外力条件下での構造物の安定性評価を行う際には、変動水圧場における地盤内応力等の照査も必要となり、第5章であげた相似則の問題も生じうる。

そのような背景のもと、水理学的にも地盤工学的にも相似則を満足し、かつ長大な実験領域が確保できるドラム型遠心模型実験装置を用いて、このような津波実験を行うのは非常に効果的かつ効率的であると考えられる。本章においては、急激な水塊流動の再現として段波実験あるいはダムブレイク実験に関して、ドラム型遠心模型実験装置での導入を試みるものである。

6.2 室内における津波実験手法および解析手法

港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾において、施設の性能照査に使用する津波の考え方としては、「津波被害を防止又は軽減する対策を立てるためには、対象地域の津波を想定し、適切な数値計算、模型実験等によるシミュレーションによって津波高、遡上高、到達時刻等を推定する必要がある」とされている。

地震等によって外洋深海域において発生した津波は、陸岸に接近するにしたがって、水深の影響によって変形し、砕波に到るが、波長がきわめて長くまたその規模も大きいため、通常の重力波の場合と異なり、砕波はより段波的な形となることが福井ら^{2) 3)}によって指摘されている。福井らはこのような段波津波に対して、堤防に及ぼす影響に関して室内実験を実施し、設計時に必要となる波速についての算定式を提案するとともに²⁾段波津波の堤防面遡上高、重複波高、波圧、堤防越流量等についての算定式を提案している³⁾。

段波津波に関する室内実験手法としては、造波板を位置制御して波を発生させる造波板方式(図-6.1)⁴⁾とゲートなどを急激に取り除いて波を発生させる開放扉方式(図-6.2)⁵⁾があげられる。前述の福井らの実験もこの方式である。

一方、大規模造波水路での実規模に近いレベルでの実験も試みられつつあり^{6),7),8)}、従来の津波実験との比較を含む耐津波設計に資する各種の成果をあげている。

数値解析手法については、第5章で取りあげた数値波動水路(CADMAS-SURF)⁹⁾による方法等があり、高橋ら¹⁰⁾は津波を想定した室内での段波実験との比較を行っており、波形や圧力変動等に関して再現性の高い結果を得ている。

本章においても、1G場での実験結果や数値波動水路による計算結果などとの比較を行いつつ、遠心力場での段波実験およびダムブレイク実験について示す。なお、ここでいうダムブレイク実験とは、放流する水路側の水位について、当初からドライの状態にて行った実験ケースを呼ぶこととする。(逆に初期水位がある実験ケースを段波実験と呼ぶ)

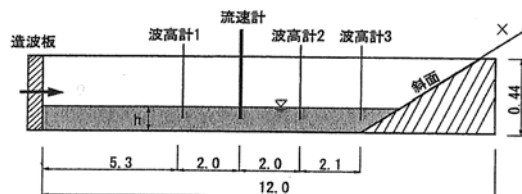


図-6.1 造波板方式による実験例⁴⁾ (単位 : m)

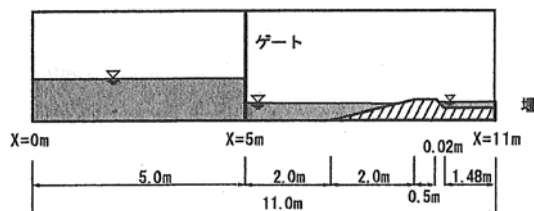


図-6.2 開放扉方式による実験例⁵⁾ (単位 : m)

6.3 ドラム型遠心模型実験装置での水塊流動実験

ここでは、水塊実験について開発あるいは導入した装置、ならびに実験方法とその結果について述べる。

6.3.1 装置の概要

(1) 実験容器

実験容器は第5章の波浪実験にて使用した幅30cm(実寸)の可視化容器を使用し、図-6.3に示すように、容器内を貯水槽、水路、外周部の3つの部分に分けて利用した。以下の文中においては、図中に示す容器内の各部屋の呼び名にて説明を進める。なお、この容器を3つの部分に分けた理由については、後に説明する。各部屋の境界は、貯水槽-水路間はシャッター板で仕切られるとともに、水路-外周部間、外周部-貯水槽間は止水板で仕切られている。このうち、外周部-貯水槽間は容器の外部配管と電磁弁を介して水の移動が可能となっている。

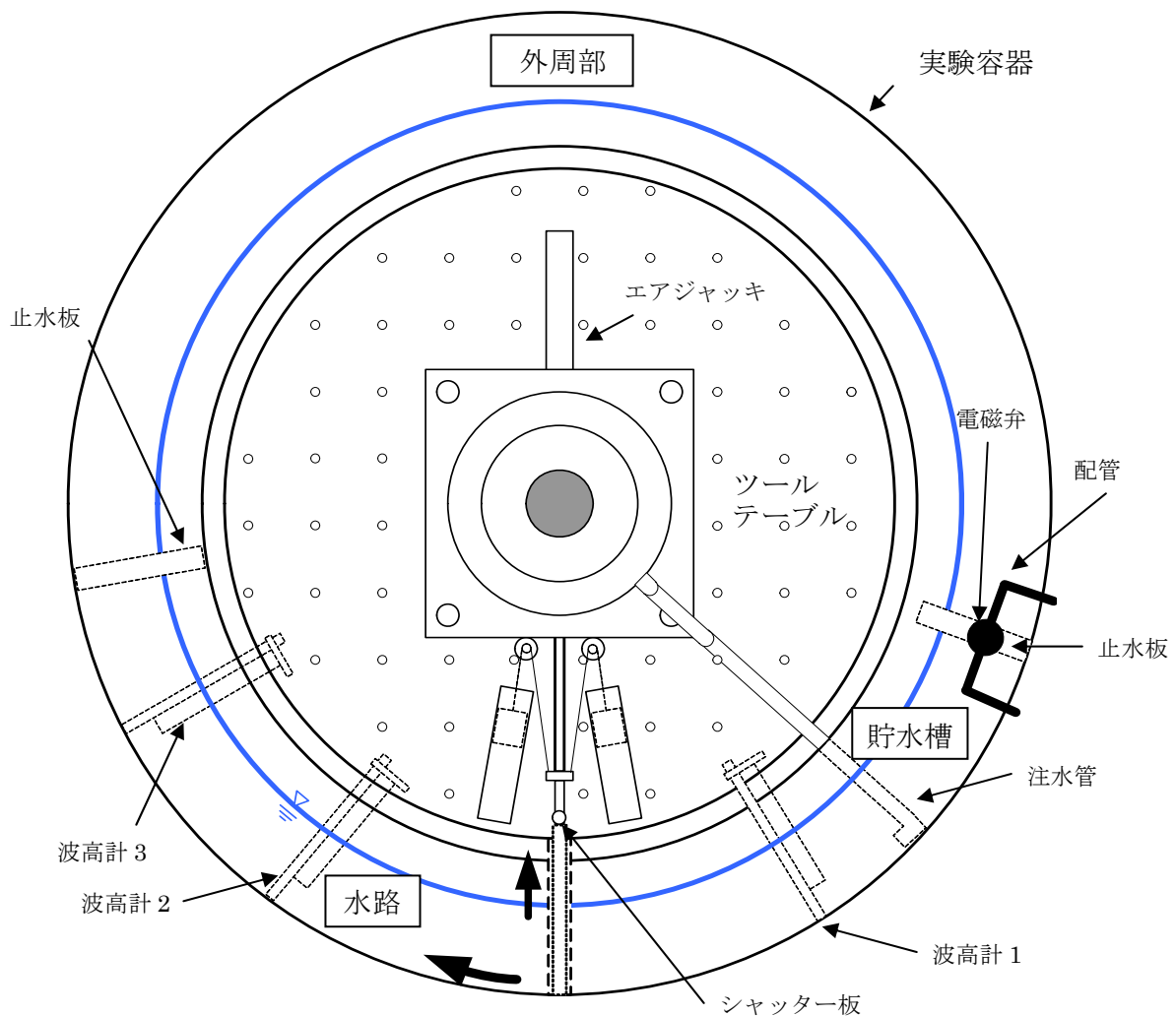


図-6.3 ドラム遠心装置での水塊による水塊流動実験時の各装置の平面配置状況

(2) 開放扉の構造

水塊流動実験における開放扉の構造としては各種の方法が考えられるが、本装置においては写真-6.1 および写真-6.2 に示すようなシャッター板方式とした。この方式は、容器内にシャッター固定ガイド兼仕切枠を固定し、ツールテーブルからエアジャッキと連結されたシャッター板がこの枠内を上昇することで貯水槽内の流体を一気に開放するものである。この実験では、シャッター板の開放スピード（上昇スピード）が水塊移動に影響を与えることが予想される。そこで、シャッター板上昇スピードの向上と遠心力場におけるエアジャッキへの負荷を考慮し、写真に示すようなカウンターウェイトをシャッター板へと連結するとともに、浮力の効果を得るために、一定水深（今回は水位 20cm: 実寸）以上にて各実験は行っている。以上の方式により、シャッター板の上昇スピードは遠心加速度 45G 場において約 1m/s, 100G 場において約 0.6m/s であった。

(3) 計測器およびカメラの配置

容器内の各部に設置した計測器および実験に際して使用した計測器の取付位置については、図に示したとおりである。ここで使用した主要な計測器は、半導体ゲージ式水圧計（SSK 製、容器底面および側面設置）、同水圧計（SSK 製、波圧計測用：水路遮水板設置）、容量式波高計（KENEK 製、水路中央部）、シャッター板の移動計測用のワイヤー式変位計（共和電業製ポテンシオメータ 500mm 計）である。また、実験観測用、画像解析用として容器透過板上方には CCD カメラが搭載されているとともに、その両側には、LED 数百個によって構成される照明装置が搭載されている。実験時におけるツールテーブルの状況、また主要設備等について写真-6.1～6.5 に示す。また、写真-6.6 は高速度ビデオカメラにより撮影された 300rpm 時における水路内の水位上昇を捉えている。撮影速度は 500 コマ/秒である。遠心場において、十分な光量の下に撮影されていることがわかる。

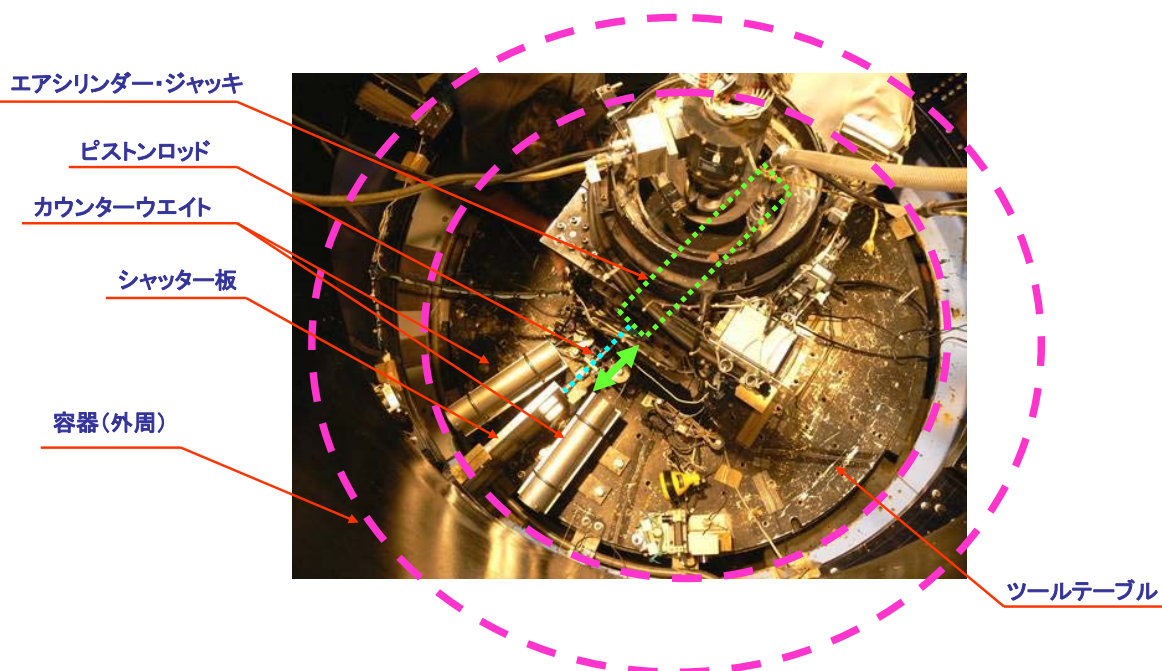


写真-6.1 ツールテーブル上の各装置
(破線は実験容器を、点線はシャッター板連結のエアシリンダをそれぞれ示す)

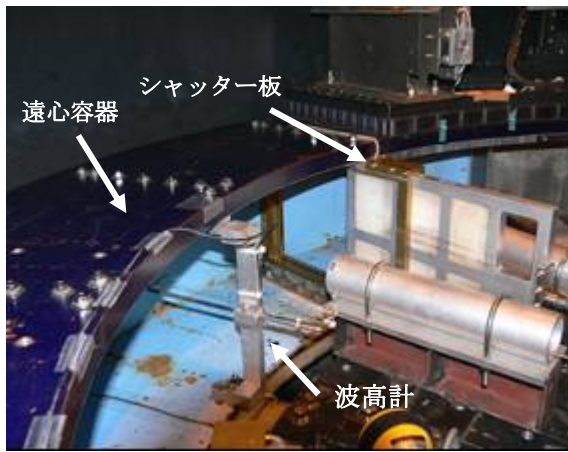


写真-6.2 シャッター板および波高計の設置状況

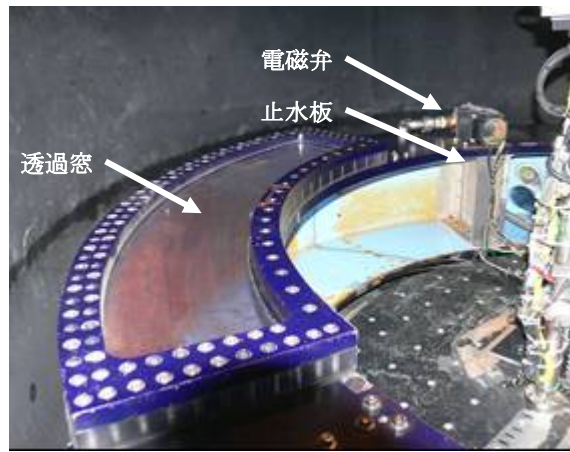


写真-6.3 容器の透過窓部分および水路背面の止水板

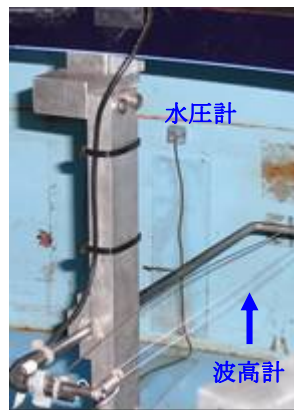
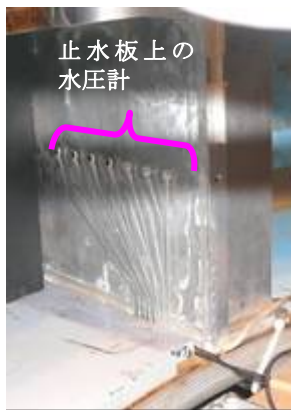


写真-6.4 容器内の水圧計、波高計設置状況

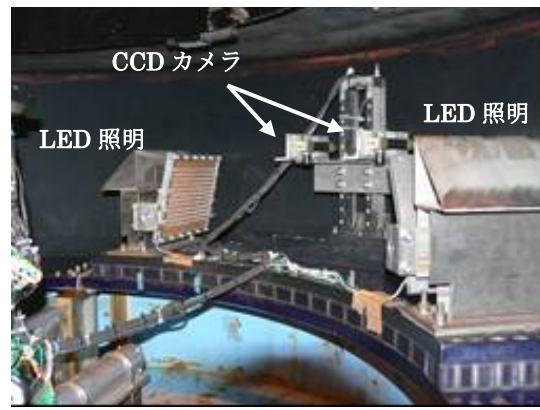


写真-6.5 容器上部のカメラ（2台）およびLED照明



写真-6.6 搭載した高速度カメラによる容器内の水位変動状況（1/500秒，300rpm）

(4) 水位設定

水塊流動実験のように遠心容器内において流体の急速な移動現象を再現する場合は、重量バランス上の観点から遠心装置への負荷が大きいことが予想された。そこで容器全域に常に一定レベル以上の水位を保たせることによって、慣性力による装置の安定性向上を図るとともに、前述から示すように、必要な箇所のみ水位変動を可能とするように容器を貯水槽、水路、外周部の3つの部分に分けた。図-6.4に段波実験時（注水完了，シャッター板開放前）の容器の展開図を示す。回転時における安定性への配慮から、実験時には容器全域に一定レベル以上（今回は水位 20cm 以上）を保つように注水するとともに、高加速度場での実験では、貯水槽のみ水位を上げて水路内へと放流するような実験方式（段波実験）とした。また水路内をドライ状態とし、シャッター開放とともに水塊を一気に放流する方式（ダムブレイク方式）については、試験装置への配慮から低加速度場のみで行った。図-6.5にダムブレイク実験の容器展開図を示す。

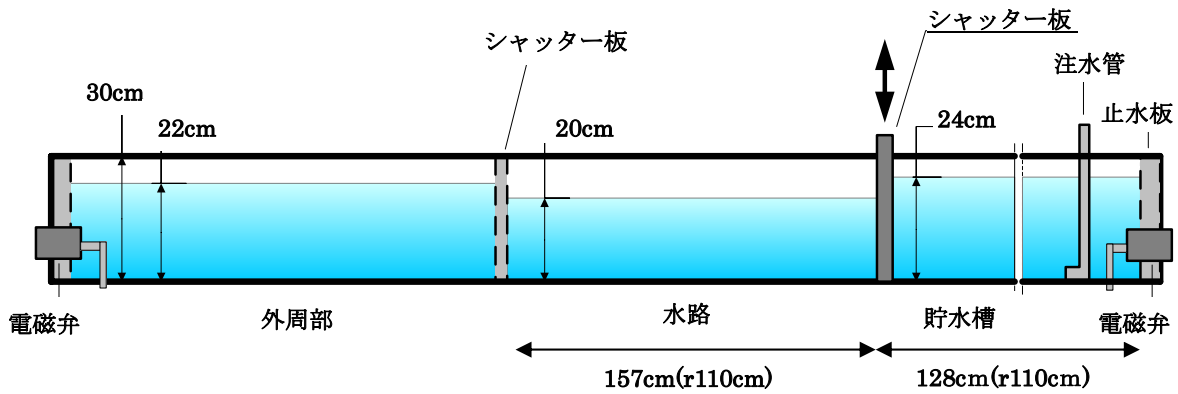


図-6.4 段波実験 容器展開図

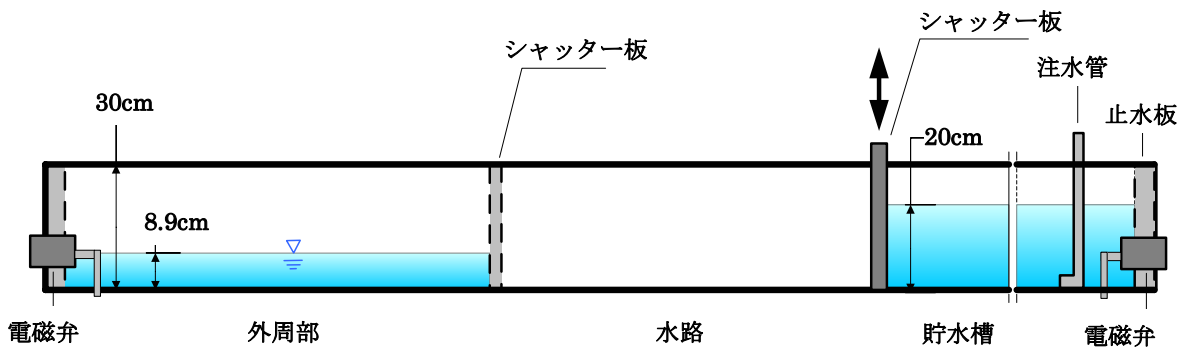


図-6.5 ダムブレイク実験 容器展開図

6.3.2 実験手順

各実験は以下の手順で行った。

(1) 段波実験

1)容器内を空荷の状態にて，回転スタート（～100rpm まで）

2)容器内への注水過程

容器内各部屋への注水および水位調整は以下の手順で行っている。

- ①シャッター板および電磁弁を開放した状態で，容器の回転数 100rpm ($r=1.0\text{m}$ 部分の加速度：11G)にて，容器断面中央部で 20cm 水位となるよう注水。
 - ②シャッター板を閉じる。（水路の水位固定，外周部は電磁弁開放のため変動可能）
 - ③容器回転数を上げ，回転数 200rpm ($r=1.0\text{m}$ 部分の加速度：45G)において，貯水槽と外周部へ容器断面中央部で 22cm となるように注水
 - ④電磁弁を閉じる。（外周部の水位固定）
 - ⑤貯水槽へ容器断面中央部で所定水位（今回は 22.8cm）まで注水．水路側の水位が 20cm の場合，水位差は 2.8cm となる．
- 3)所定の回転数において，実験の実施(シャッター板の開放)．各種計測器およびカメラでの撮影開始，約 40 秒～1 分間の計測．
- 4)計測終了後排水へ，容器の回転停止，実験終了

(2) ダムブレイク実験

1)段波実験と同様

2)容器への注水過程

- ①シャッター板を閉じた状態，電磁弁は開放した状態で，回転中の容器内へ注水する．水位は容器中央部で 8.9cm となるようにする．(装置の重量バランス上，最も負荷の少ない水位として 8.9cm 採用)
 - ②電磁弁を閉じ，貯水槽内に水位 20cm となるように注水．
- 3)段波実験と同様，実験実施
- 4)段波実験と同様，実験終了

6.3.3 段波実験結果

(1) 計測結果

段波実験は、容器回転数 300rpm 時（実験容器半径 $r=1.0\text{m}$ 地点にて 100G 場）において実施した。以下、各グラフ等に表記された数値は断りが無い限り、遠心加速度場換算（100G 換算値）の数値である。

図-6.6 及び図-6.7 は、波高計の変動を示している。ここで、図-6.3 に示したように、CH1 は貯水槽の波高計、CH2 および CH3 は水路側の波高計である。図-6.7 の CH1 の結果より、初期に貯水池内の水位は水路に比べて 2.8m 相当高かったことが伺える。CH2 および CH3 の応答に関して、初期の 5 波に要した時間 212 秒から平均周期を 42.4 秒と算定し、水路長と貯水槽の換算往復距離 518m ($r100\text{cm}$ 位置換算) から波速 c_1 を算定すると、 $c_1=12.2\text{m/s}$ と算定される。なお、図-6.8 より、本実験におけるシャッター板の上昇スピードは 0.56m/s と算定される（図中の数値は実測値）。

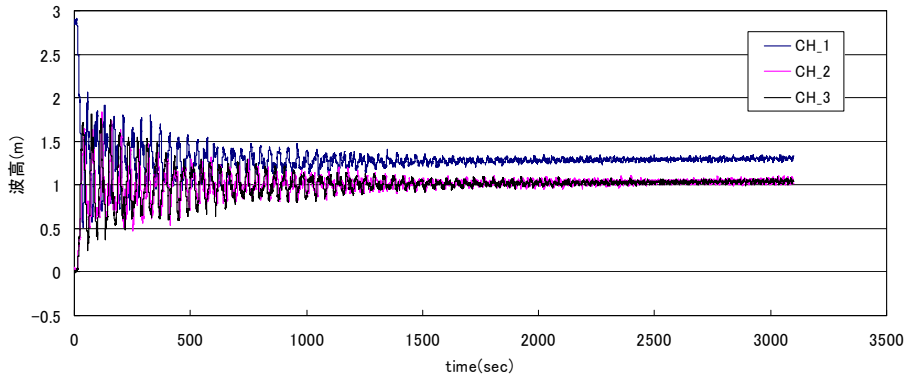


図-6.6 シャッター開放後の波高計の変動(実験結果全域)

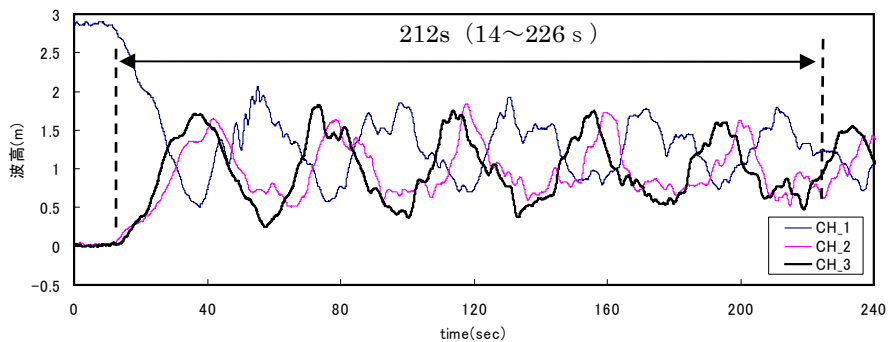


図-6.7 シャッター開放後の波高計の変動（初期部分の拡大）

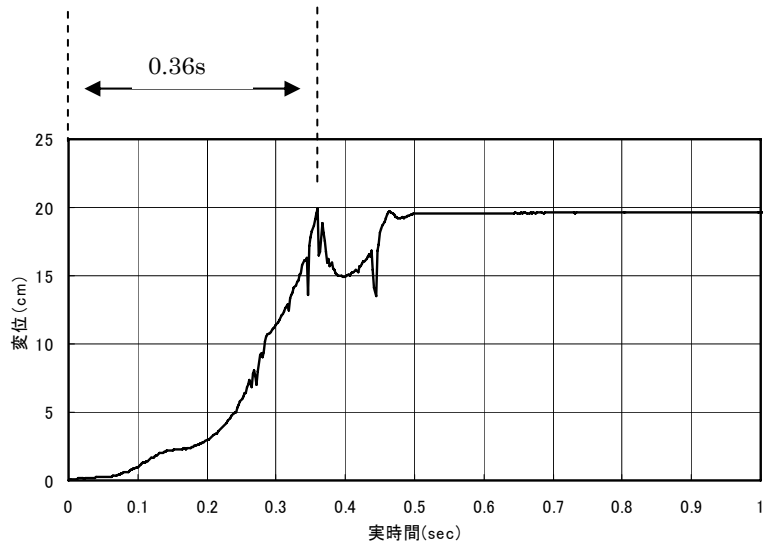


図-6.8 開放時のシャッター板の変位

図-6.9 および図-6.10 は、水路終端の止水板に設置した圧力計の反応である。センサの設置位置は CH10 が水深 9m, CH13 が 6.5m, CH14 が 4m, CH15 が 1.5m である。深さ方向の加速度の変化も含まれてはいるが、初期においての水圧は水深にほぼ対応している。図より初期の 5 波に関してはいずれも約 20kPa の安定した振幅を示し、その後静水圧相当へと減衰している。図-6.11 は初期の水圧に関してそれぞれの静水圧値で差し引いた値、図-6.12 はその 1 波目の最大水圧値の深さ方向分布である。水圧計の反応から平均 20.0kPa の変動水圧がほぼ一定の周期の下に止水板へと一様に作用しており、静水位以上の水圧計測を行っていないが、深さ方向に一様に分布する傾向は、谷本ら⁸⁾の実験結果と同様である。

図-6.13 は、図 6-11 の初期部分を拡大したものである。これより 1 波目の波圧に対する各圧力計の反応時間を 14.4 秒後と読みとると、シャッター板から止水板までの換算距離 145m に対してその波速 c_2 は $c_2=10.1\text{m/s}$ となる。一方、前述の波高計同様に 5 波平均の周期 (201s/5=40.2s) から波速 c_3 を算定すると、 $c_3=518\text{m}/40.2\text{s}=12.9\text{m/s}$ となる。

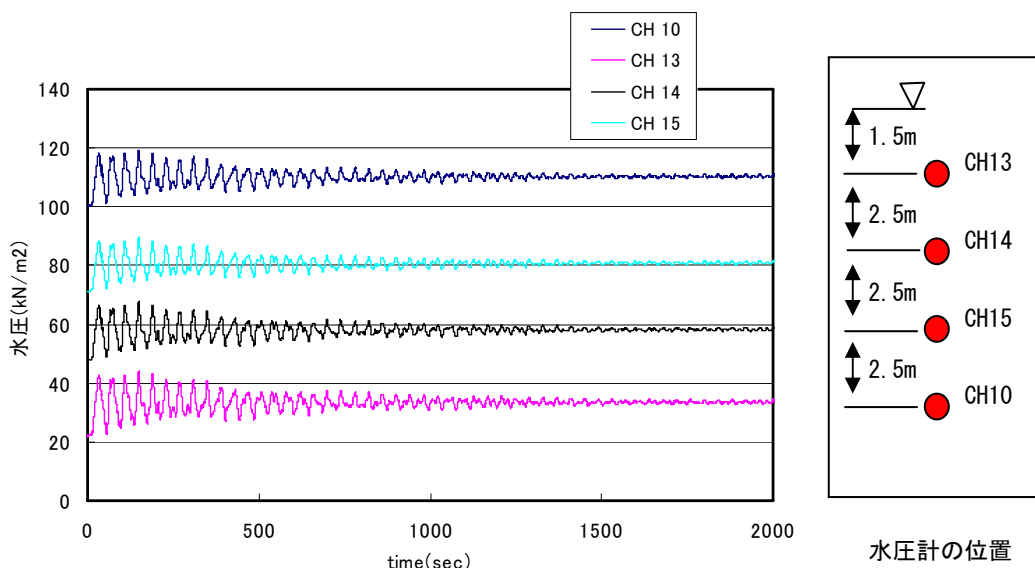


図-6.9 水路最後方の止水板に設置された水圧計の応答

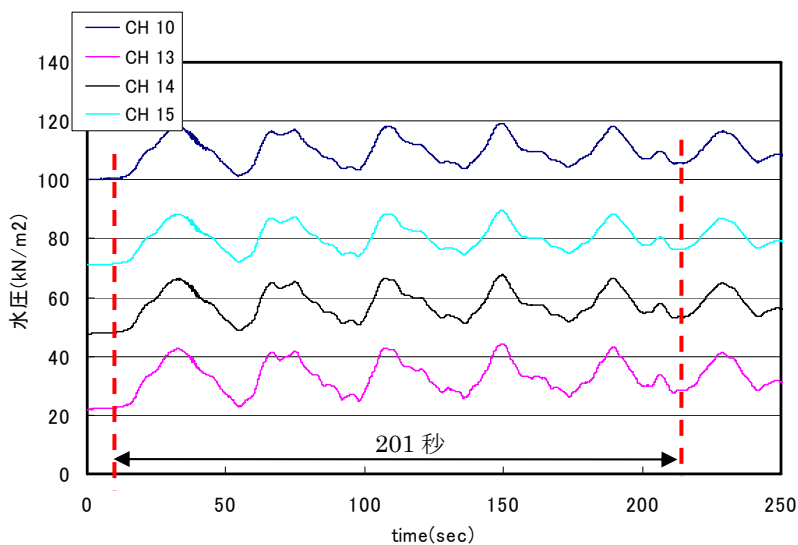


図-6.10 図-6.9 の初期部分の拡大

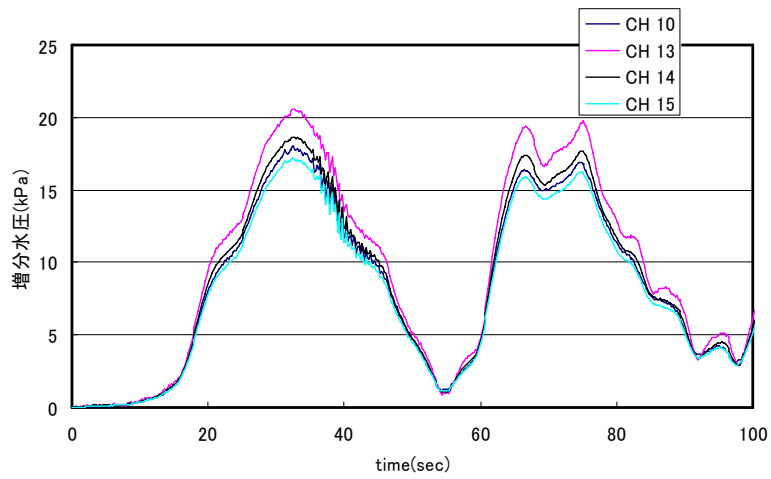


図-6.11 水路最後方の止水板に設置された水圧計の応答

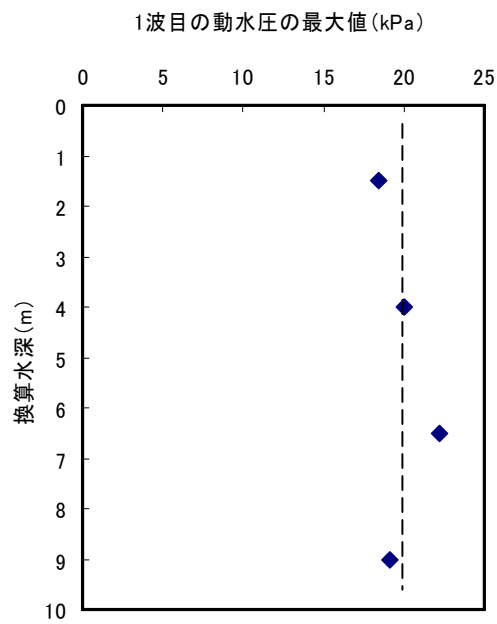


図-6.12 図-6.11における1波目の最大水圧値の深度分布

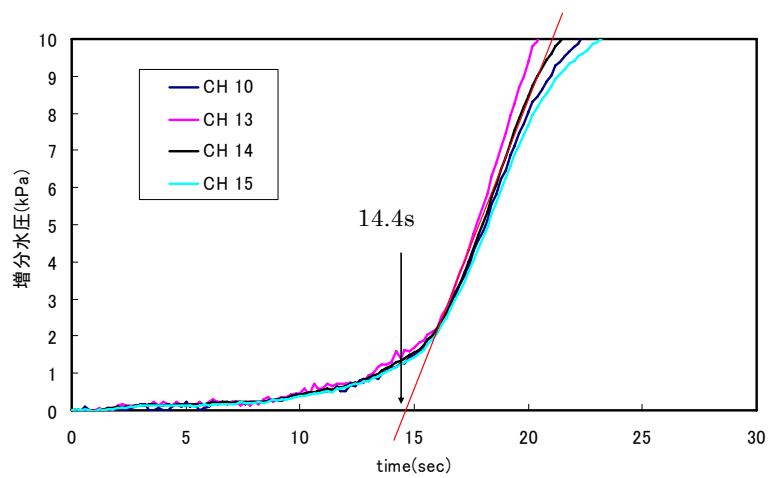


図-6.13 図-6.11における初期部分の拡大および圧力の反応原点

(2) 波速算定式との比較

実験より得られた波速について、段波津波の波速に関する福井らの提案式との比較を行う。
福井らは、段波津波の波速式として、式-6.2を提案している²⁾。

$$c = \sqrt{\frac{NgH(H+h)}{2(H-\xi\eta)}} \quad (\text{式-6.2})$$

ここに、 c は波速、 Ng は遠心加速度、 N :縮尺、 g :重力加速度、 H は段波津波の水深、 h は段波前面での水深、 ξ は抵抗係数、 η は段波津波の波高である。

今回の遠心場での実験に関する諸値を代入すると、

$g=9.81\text{m/s}^2$ 、 $N:100$ 、 $H=(0.2+0.028)\text{m}$ 、 $h=0.2\text{m}$ 、 $\eta=0.028\text{m}$ 、 ξ はここでは1および0を用いるとすると、

$$\begin{aligned} c &= \sqrt{\frac{gH(H+h)}{2(H-\xi\eta)}} = \sqrt{\frac{981 * 0.228 * (0.228 + 0.2)}{2 * (0.228 - 0.028)}} \\ &= 15.5(\text{m/s}): (\xi = 1) \\ &= 14.8(\text{m/s}): (\xi = 0) \end{aligned}$$

となり、実験から算定された各波速、すなわち波高計周期より $c_1=12.2\text{m/s}$ 、止水板の水圧計応答結果より $c_2=10.1\text{m/s}$ および $c_3=12.9\text{m/s}$ と比較すると実験値は若干遅いが、概ね近い値であることがわかる。なお、(式-6.2)中の遠心加速度 Ng に関して、水面位置では $Ng=883\text{m/s}^2$ (r90cm位置) より、 $c=14.7\text{m/s}$ ($\xi=1$) および 13.7m/s ($\xi=0$) となって、より実験値に近づく。

また、式-6.3で表される長波としての波速¹⁾を参考にすると、

$$c = \sqrt{Ngh} \quad (\text{式-6.3})$$

ここに、 c は波速、 Ng は遠心加速度、 h は水深である。

遠心場での実験値を代入すると、 $Ng=981\text{m/s}^2$ 、 $h=0.2\text{m}$ より、 $c=14.0\text{m/s}$ となる。前述の値同様に実験値は若干遅い結果ではあるが、概ね近い値である。水面での重力加速度で試算すると $c=13.3\text{m/s}$ となり、より近づく。

以上より、段波津波および長波による波速の算定式を参考に実験値と比較すると、いずれも実験値は遅い結果となるものの、概ね実際レベルに近い波速が得られていることがわかった。

(3) 波圧算定式との比較

谷本ら¹¹⁾は、日本海中部地震津波（1983年）における施工途上の直立護岸の被災状況およびその後の実験的シミュレーションから、直立壁に作用する津波力について以下の算定式を提案した。

$$\eta^* = 3.0a_I \quad (\text{式-6.3})$$

$$p_1 = 2.2w_0a_I \quad (\text{式-6.4})$$

$$p_u = p_1 \quad (\text{式-6.5})$$

ここに、式-の各係数は、図-6.14に示す係数であり、

η^* ：静水面上の波圧作用高さ（m）

a_I ：入射津波の静水面上の高さ（振幅）（m）

w_0 ：海水の単位体積重量（ kN/m^3 ）（ $= \rho_0 * g$, ρ_0 ：海水の密度, g ：重力加速度（ m/s^2 ））

p_1 ：静水面における波圧強度（ kN/m^2 ）

p_u ：前面下端における揚圧力（ kN/m^2 ）

ここで図-6.15より、水路中の波高計データの初期5波の平均波高を算定（図中の矢印の区間の平均）するとCH2で0.97m（100G場換算値）、CH3で0.98m（同左）となる。両者の平均0.98mとして、 $a_I=0.98$ （m）、 $w_0=9.81$ （ kN/m^3 ）（式-6.4）より静水面の波圧強度 p_1 を算定すると、

$$p_1 = 2.2w_0a_I = 2.2 * 1.0 * 9.81 * 0.98 = 21.1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

となる。この値と、図-6.12に示した止水板の最大波圧値 20.0kPa について比較すると、実験値は若干小さいもののほぼ算定値と整合している。

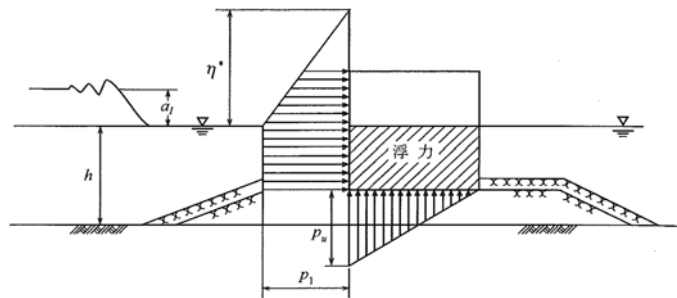


図-6.14 波圧算定式における諸係数

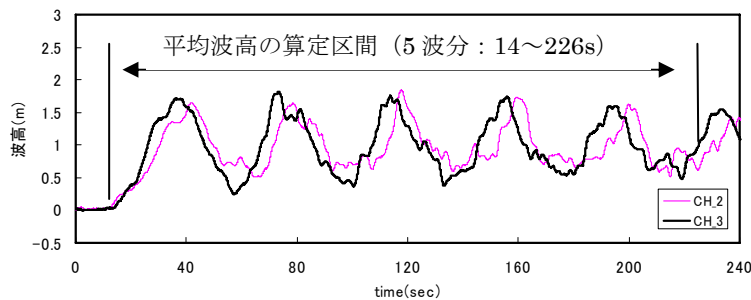


図-6.15 a_I の算定に用いた波高データ

6.3.4. ダムブレイク実験結果

(1) 計測結果

水路側をドライベッドの条件とするダムブレイク実験は、容器回転数 100rpm 時 ($r=1.0m$ 地点にて 11.2G 場), 150rpm 時 (同 25.2G 場), 170rpm 時 (同 32.3G 場) の各条件で行った。

図-6.16 (1) ~ (3) に各実験のシャッター開放状況を示す。ダムブレイク実験の場合、不均衡な荷重負荷による装置への配慮から、段波実験に比べて外周部の水位が低いこと (段波実験 : 20cm, ダムブレイク実験 : 8.9cm), また水路側がドライであるため、シャッター板への浮力の効果が小さい等より、シャッターの上昇速度が若干遅い。また、100rpm と 150rpm は最終的に 28cm までシャッター板が上昇するものの 170rpm は最終的に 21cm までしか上がらなかった。ただし、実験時の貯水槽の水位は 20cm であり、その位置はオーバーしている。それぞれの回転数におけるシャッター板の平均上昇速度は 20cm までの範囲において、100rpm で 0.77m/s, 150rpm で 0.76m/s, および 170rpm で 0.42m/s となった。

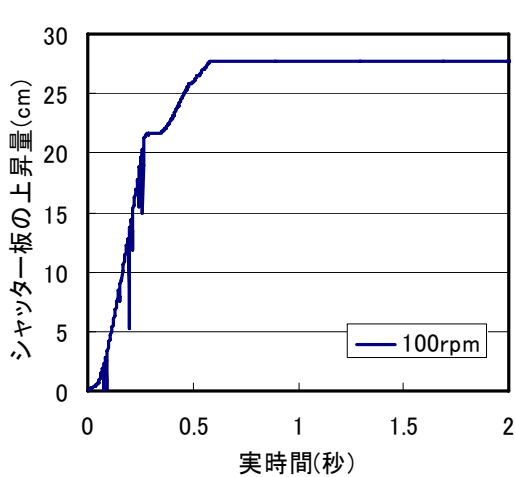


図-6.16 (1) シャッター板の変位 (100rpm)

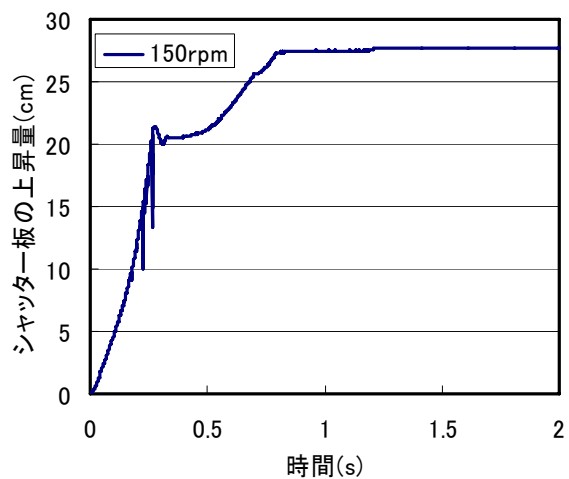


図-6.16 (2) シャッター板の変位 (150rpm)

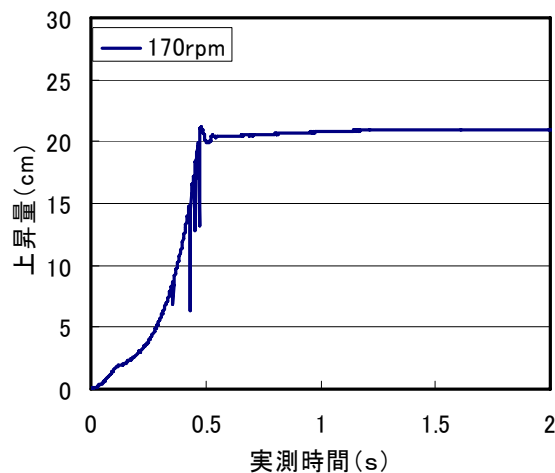


図-6.16 (3) シャッター板の変位 (170rpm)

図-6.17 (1) ~ (3) は、実験時の映像（写真-6.7）を元にシャッター板上昇開始時を初期として、水塊のフロント位置と時間の関係を示したものである。表-6.1 にシャッター板の開放時刻および各カメラの基準位置通過時間の関係を示す。100rpm および 150rpm の結果とともに、フロント位置は時間経過とともに直線的に推移していることがわかる。170rpm については、シャッター板上昇時の初期の遅れがフロントの移動に影響を及ぼしたものと考えられ、100rpm、150rpm の結果と比較して、遅れ気味である。100rpm と 150rpm に関して、グラフで読みとれる最終位置（各グラフでの矢印が示すポイント）からその時点の移動速度を算定すると、100rpm では 5.21m/s、150rpm では、5.73m/s であった。

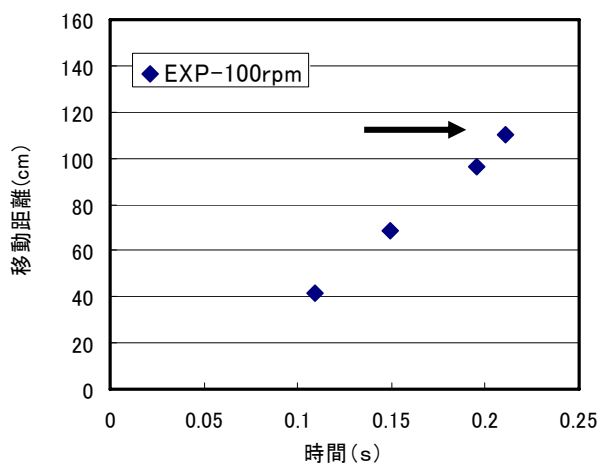


図-6.17 (1) フロントの時間と位置の関係 (100rpm)

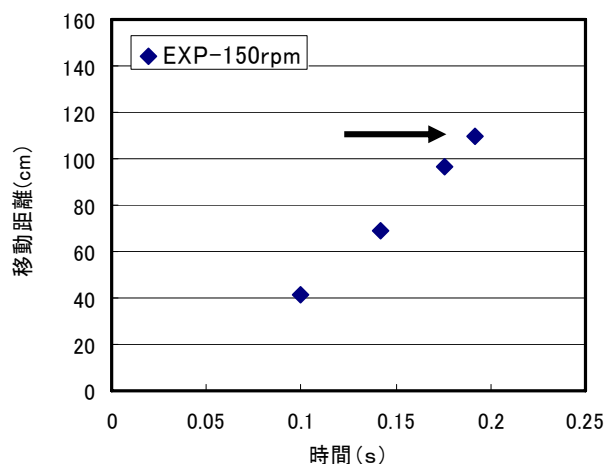


図-6.17 (2) フロントの時間と位置の関係 (150rpm)

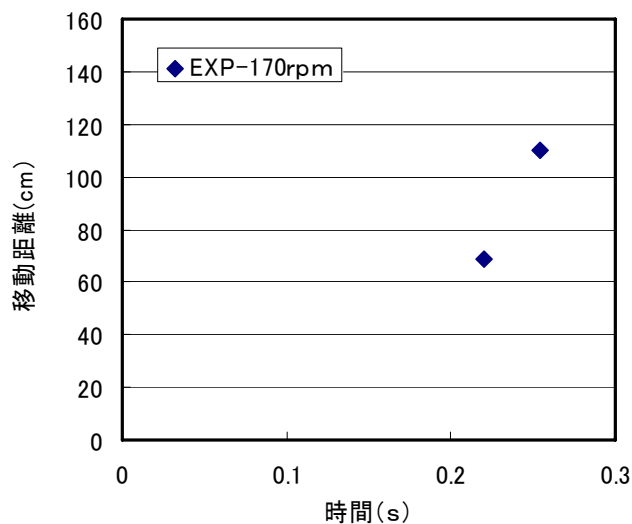


図-6.17 (3) フロントの時間と位置の関係 (170rpm)

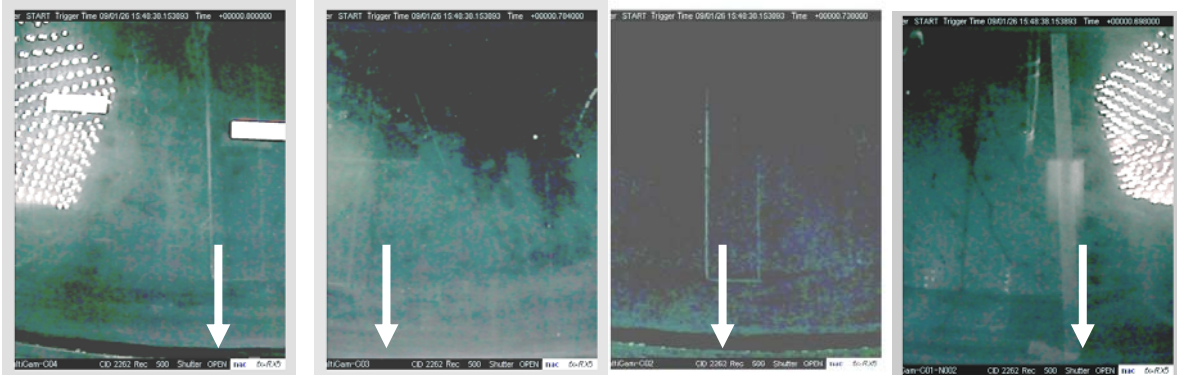


写真-6.7 (1) フロントの各基準位置の通過映像 (100rpm)

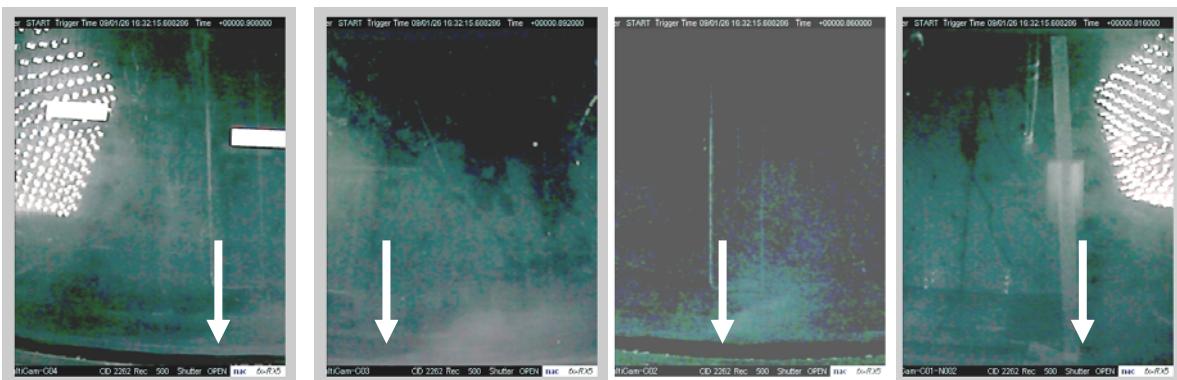


写真-6.7 (2) フロントの各基準位置の通過映像 (150rpm)

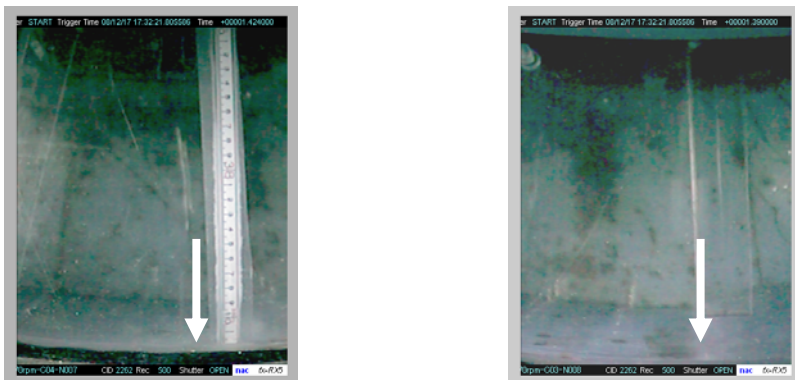


写真-6.7 (3) フロントの各基準位置の通過映像 (170rpm)

表-6.1 フロントの各基準位置の通過時間

実験ケース	到達時間(秒)			
	基準位置1 (s=41cm)	基準位置2 (s=69cm)	基準位置3 (s=96cm)	基準位置4 (s=110cm)
100rpm	0.109	0.149	0.195	0.211
150rpm	0.100	0.142	0.176	0.192
170rpm		0.220		0.254

(2) フロント到達位置に関する既往の研究との比較

水塊フロントの到達位置に関して、1G 場における Martin と Moyce のダムブレイク実験¹²⁾ と比較したのが図-6.18 である。ここで、横軸 T および縦軸 Z は以下に示す無次元化された数値である。

$$Z = z/a \quad \dots \dots \dots \text{(式 6.6)}$$

$$T = nt\sqrt{g/a} \quad \dots \dots \dots \text{(式 6.7)}$$

ここで、

n^2 : ブレイク前の水塊の縦横比, a : 水塊の幅, z : 水塊先端の距離 (a の長さを含む), t : 時間, g : 重力加速度

である。

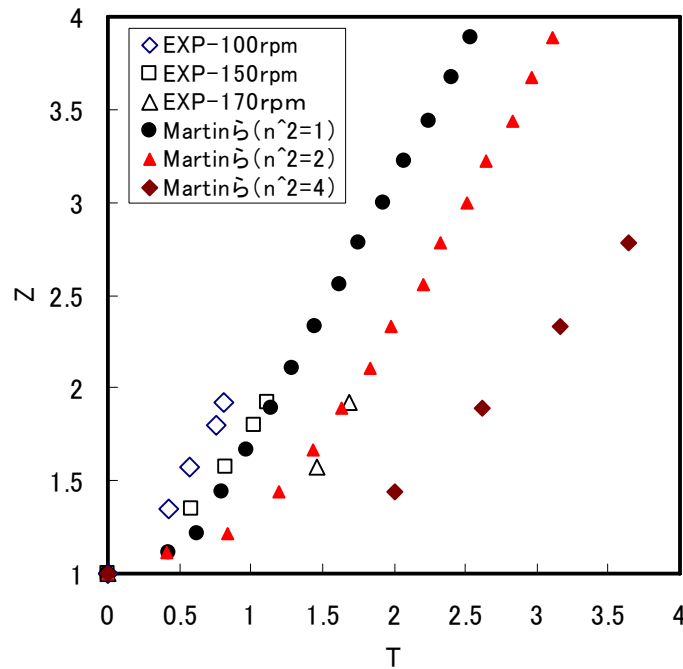


図-6.18 フロントの到達時間と距離の関係

遠心実験におけるブレイク前の水塊の縦横比 n^2 は $20\text{cm}/120\text{cm} \approx 0.17$ であり、Martin らの実験条件とは異なっており、結果の直接的な比較はできないが、100rpm および 150rpm とともに傾向としては比較的に良い相関が取れている。彼らの実験においては、 n^2 が大きくなるほど、Z は小さくなる傾向がある。一方で遠心実験の 170rpm の結果も同様に Z は小さくなっているが、これについては先述したように、シャッター板の上昇速度の遅れが一因ではないかと考えられる。

6.4 数値計算による流動場の再現性確認

6.4.1 計算方法

今回実施した水を用いた段波およびダムブレイク実験に関して、第5章でも取り挙げた波浪場を再現する計算手法である数値波動水路 (CADMAS-SURF)⁶⁾ との比較を行う。なお、数値波動水路の1G場ダムブレイク実験に対する計算値との整合は図-6.19～図-6.22 に示すように非常に良い。そこで、実験の再現を目的として貯水槽部分と水路部分からなる2次元断面を設定し、重力加速度の項のみ遠心加速度相当の加速度値を用いて計算を実施した。

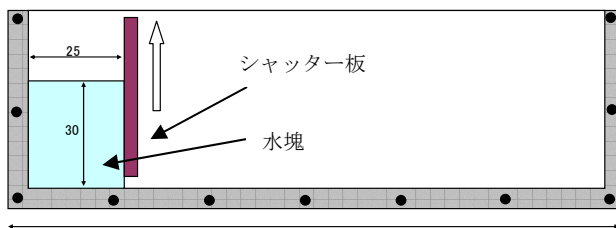


図-6.19 1G場ダムブレイク実験の模式図

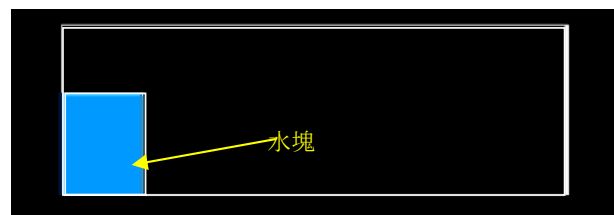


図-6.20 数値波動水路におけるダムブレイクの再現計算 (計算初期状態)

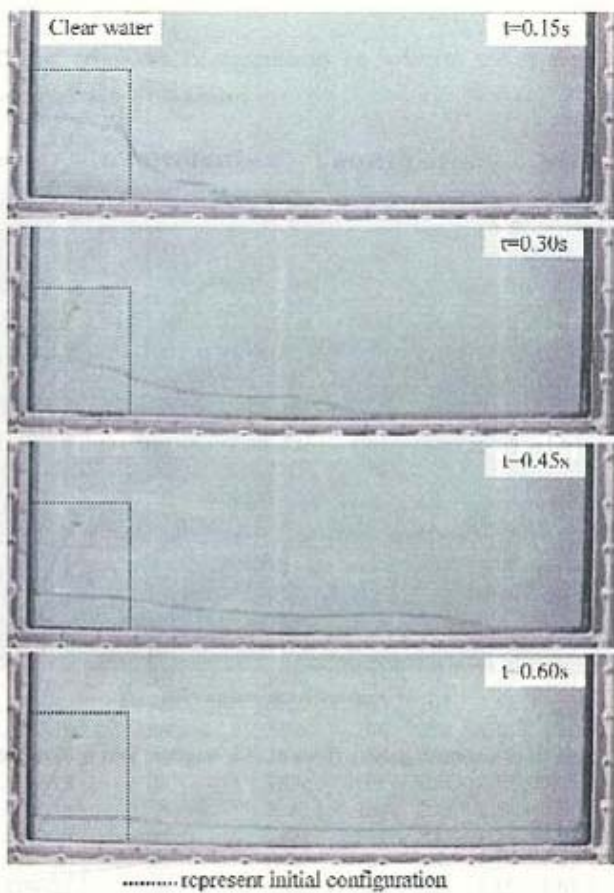


図-6.21 1G場ダムブレイク実験¹³⁾
水面の経時変化

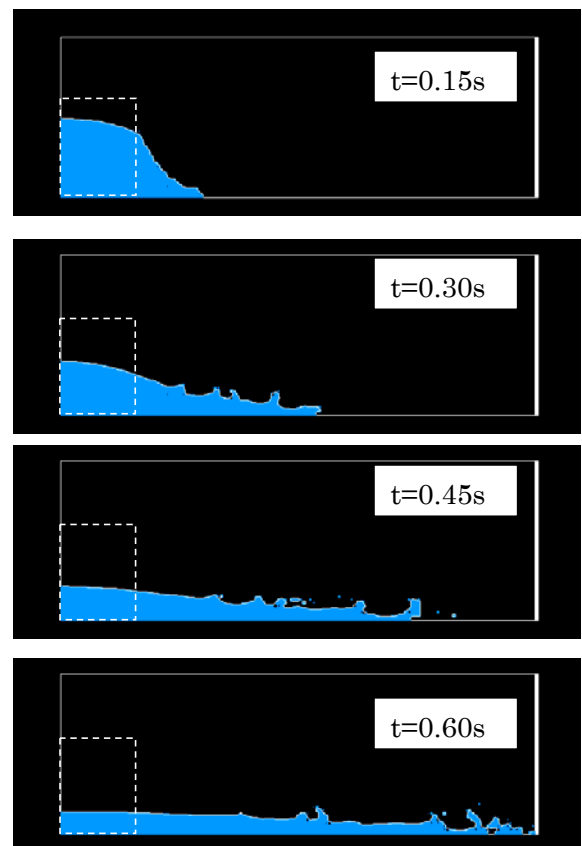


図-6.22 数値波動水路でのダムブレイク再現計算
水面の経時変化

6.4.2 段波実験に関する再現計算

図-6.23 に、段波実験を想定した数値波動水路による計算時の断面図を示す。断面は遠心容器半径 1.0m の地点にて展開した位置で計算しており、全幅 2.65m で、貯水槽側 1.2m、水路側で 1.45m である。また、水位は貯水池側 0.24m、水路側 0.20m である。また計算時の重力加速度は 100G としている。

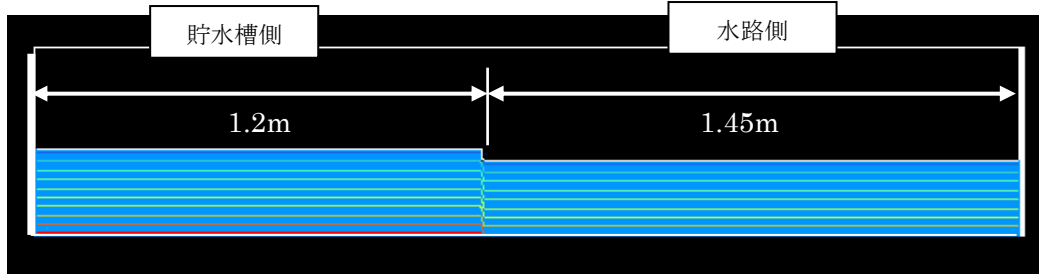


図-6.23 遠心実験を想定した数値計算

図-6.24(a)~(f)は、計算結果の一例として、シャッター開放直後~0.1 秒後間（実時間）の水面変動を表す。なお、スケールに関して、縦軸を横軸の 2 倍の縮尺として表している。各図中の複数の横線は等水圧線である。

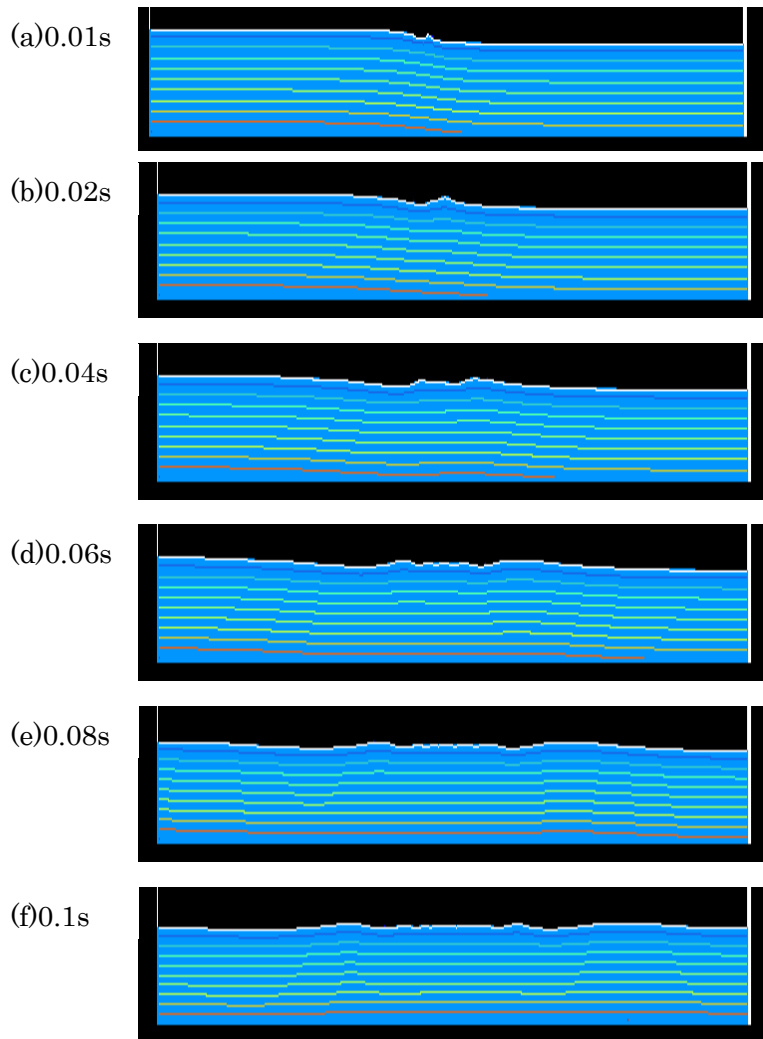


図-6.24 遠心実験を想定した数値計算（結果の一例：水面変動）

6.4.3 計算結果および実験値との比較（段波実験）

図-6.25～図-6.29 にかけて、計算結果を示すとともに、同じ計測位置での実験値を併せて示す。

図-6.25 は、波高計 CH2 の設置位置とほぼ同じ位置に相当する場所の波高変動を示している。これより、周期については計算と実験とで比較的合っているものの、波高は計算値が大きい。

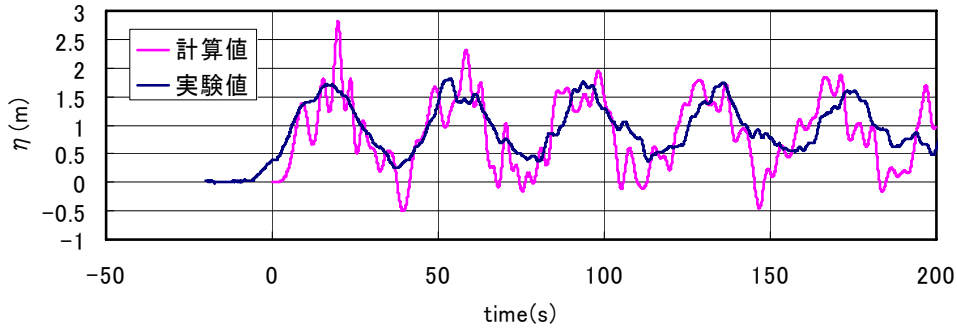


図-6.25 同じ水平位置（波高計設置位置）での水位変動の比較

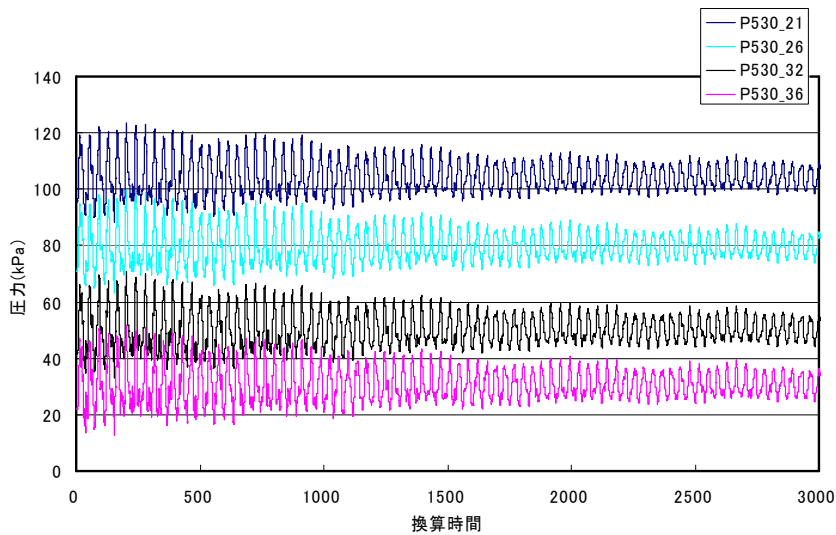


図-6.26 実験と同位置に存在する鉛直壁の圧力変動の深さ分布（計算結果）

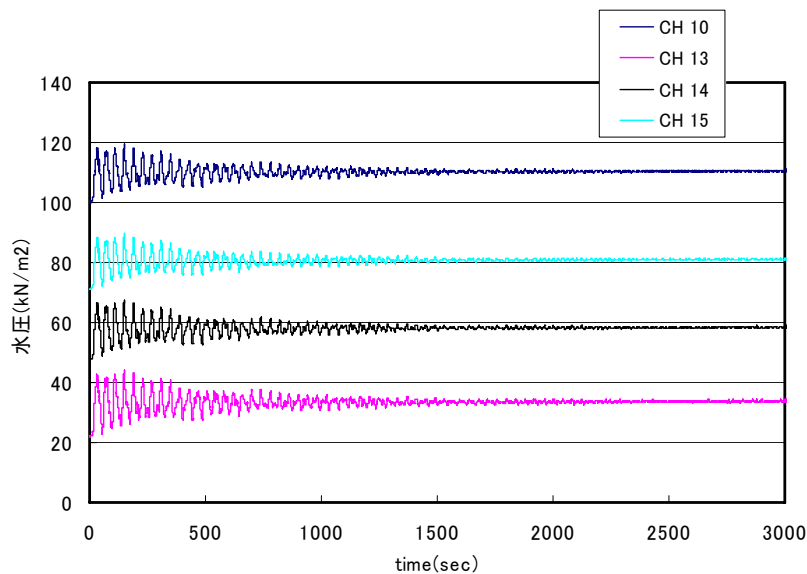


図-6.27 実験における止水板に設置した波圧計の時間応答（再掲）

図-6.26～図-6.29 は、水路最後部に位置する止水板に設置された圧力計の深さ方向の応答に関して、実験と計算を比較したものである。計算に比べ、実験の場合、圧力減衰が大きいことがわかる。波圧については波高の結果と同様に、計算値の方が大きい値を示し、25～30kPa程度の応答となっている。

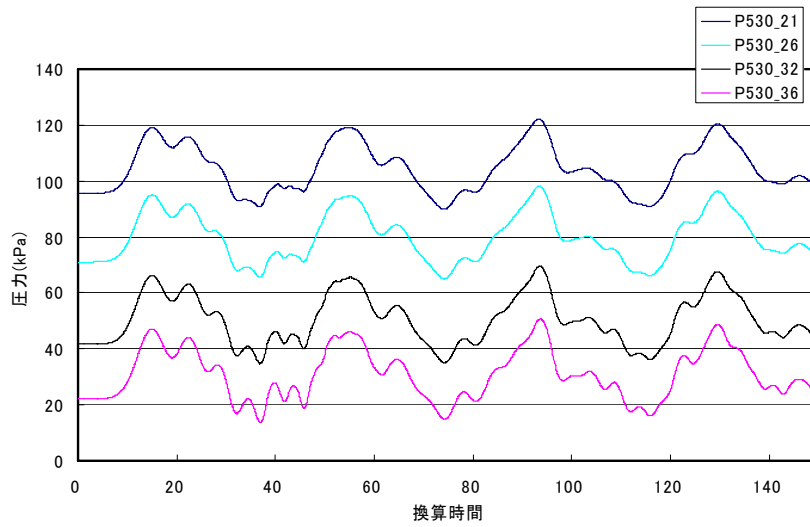


図-6.28 実験と同位置に存在する鉛直壁の圧力変動の深さ分布-初期部分の拡大（計算結果）

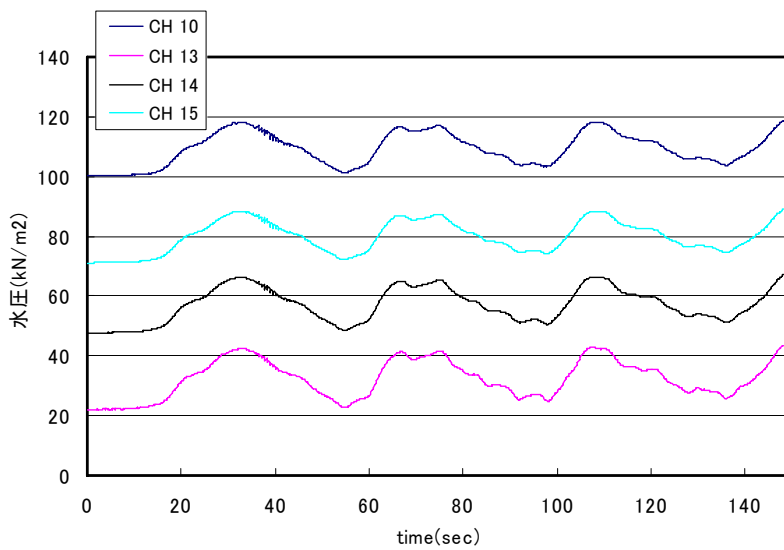


図-6.29 実験における止水板に設置した波圧計の時間応答-初期部分の拡大（再掲）

図-6.30 は、計算における波速について算定するために、実験結果同様に波圧反応時刻をもとに算定した。反応時刻は、図に示す波圧に対する接線を用いて算定した。図より、9.1 秒後を反応原点と仮定すると、そのときの波速は、 $145\text{m}/9.1\text{s}=15.9\text{m/s}$ となり、福井らの提案する段波津波の波速に近い値となる。図-6.31 は水路終端部の水圧応答であり、図-6.11 に示した実験と同等位置での水圧値である。ただし、静水圧分は差し引いている。実験結果同様に深さ方向に約 25kPa のほぼ一定の波圧が作用しているが、若干実験値より大きい。

以上の結果より、段波実験と計算には波圧および波速ともに異なった結果となった。計算の場合、シャッター板に相当する扉の開放は瞬間的であり、その後の流動場に影響を与えない。実験の場合はその開放速度は有意であり、速度によってはその後の流動場に影響を与えると予想される。今回の実験においてはシャッター板の上昇速度が理想的な実験条件と比較して遅かったことが予想される。一方、今回の計算に関しては、単純な条件での計算であり、容器の特性あるいは壁面の特性などを加味したわけではない。今後、両者の整合を取るべく検討の余地は残されている。ただ発揮された波圧および波速から、実現象に近いレベルでの実験が可能で、段波津波実験装置としての適用性を十分有するものと考えられる。

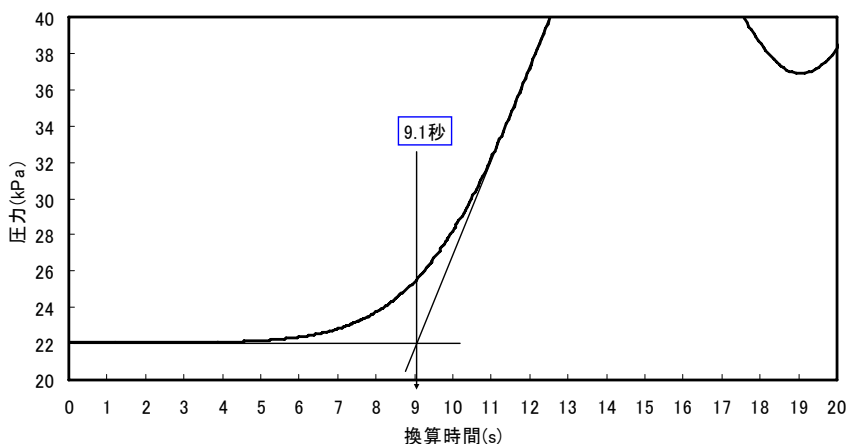


図-6.30 水路終端部の波圧の反応原点に関する算定法（数値計算結果）

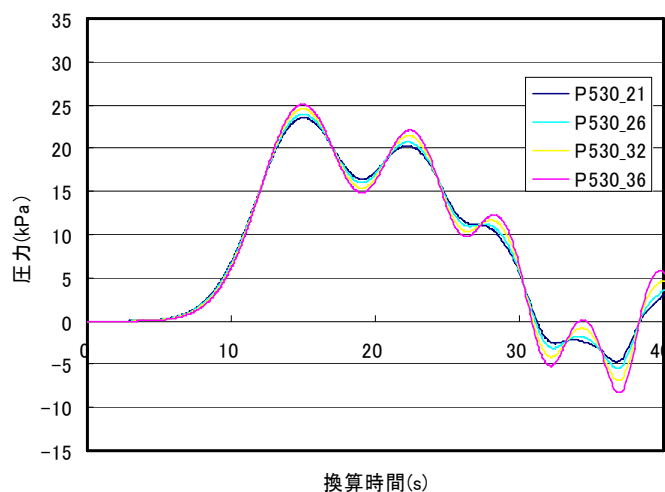


図-6.31 水路終端部の波圧分布（静水圧分はそれぞれ除く）

6.4.4 ダムブレイク実験の再現計算

段波実験同様に、ダムブレイク実験についても数値波動水路（CADMAS-SURF）による再現計算を行った。図-6.29は、計算時におけるモデルの断面および遠心加速度25G場（実験150rpmに相当）での計算結果一例である。貯水池側の初期水位は20cm（実物値）としている。

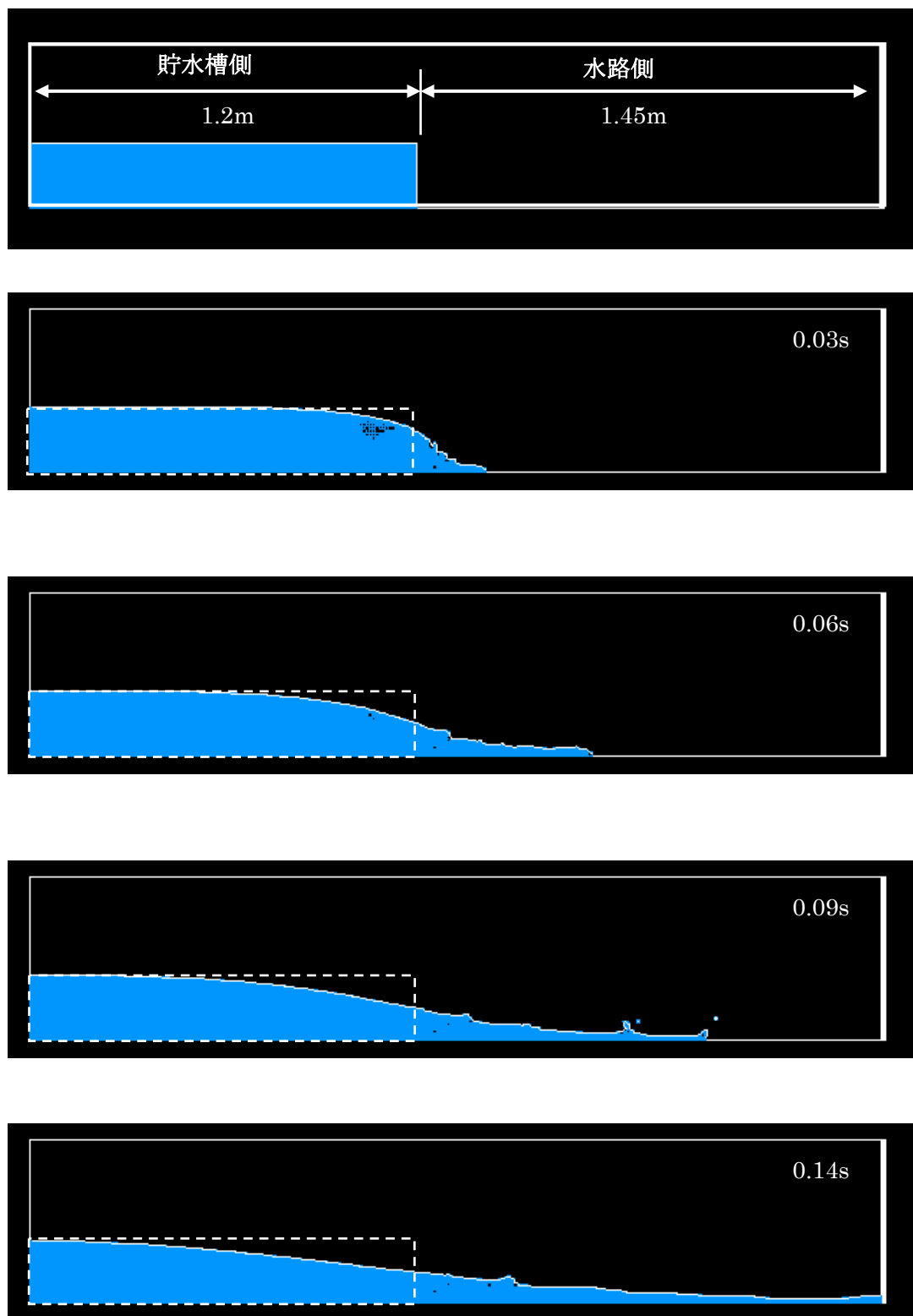


図-6.32 ダムブレイク実験の再現計算（150rpm）

図-6.33 は、図-6.15 と同様で、計算結果に関する無次元化した時間 T と同じく無次元化した移動距離 Z の関係である。同図には、実験の結果も併せて示す。計算値は回転数に関係なく、 T - Z の関係は一様である。一方、実験値は、回転数の増加に伴って、同一時間に対するフロントの到達距離が短くなっている。やはりこれについてはシャッター板の上昇速度が遅いことも要因の1つではないかと考えられる。今後、シャッター板の上昇速度の向上を図る必要がある。ちなみに、図-6.34 は先述の Martin と Moyce の 1G 場での実験結果 ($n^2=1, 2$) と CADMAS-SURF での計算結果とを比較したものである。両者の整合は良いといえる。

以上より、低加速度場においては、既往の 1G 場実験や数値波動水路の結果と良い整合を示すものの、加速度場が上がるにつれて、同一時間に対する水塊フロントの移動距離は短くなった。この要因の1つとしてシャッター板の上昇速度の遅れが考えられる。今後、高加速度場に対応するためにはシャッター板上昇速度の向上を図る必要がある。

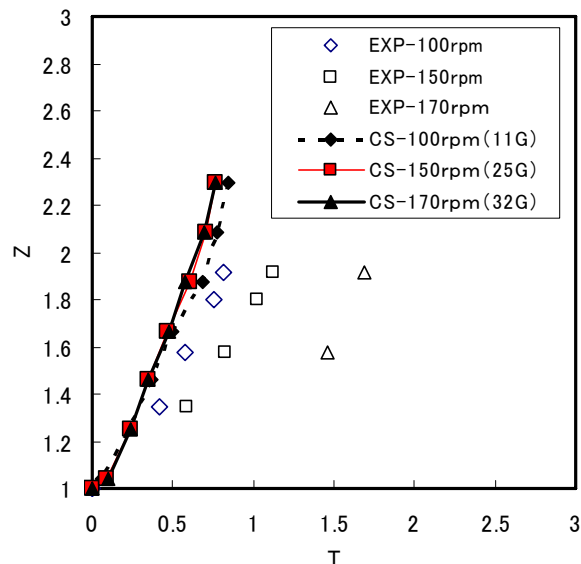


図-6.33 フロントの到達時刻と距離の関係
(遠心実験と計算の比較)

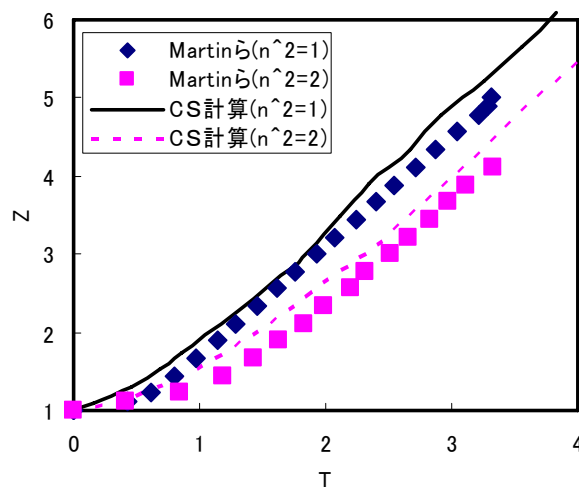


図-6.34 フロントの到達時刻と距離の関係
(1G 実験と計算の比較)

6.5 まとめ

本章においては、ドラム型遠心模型実験装置に水塊流動に関して、段波実験およびダムブレイク実験の導入を試みた。得られた主要な成果は以下である。

(1) 水塊流動実験における開放扉の構造として、エアジャッキによるシャッター板開閉方式を採用した。ただし、シャッター板の開放スピードが水塊移動に影響を与えることが懸念されたため、開放スピードの向上と遠心力場におけるエアジャッキへの負荷を考慮し、カウンターウェイトをシャッター板へと連結するとともに、浮力の効果を得るために、一定水深以上にて実験を行った。その結果、シャッター板の上昇スピードは遠心加速度 45G 場において約 1m/s, 100G 場において約 0.6m/s であった。

(2) 水塊流動実験のように遠心容器内において物質の急速な移動現象を再現する場合は、重量バランス上の観点から遠心装置への負荷が大きいことが予想された。そこで容器全域に常に一定レベル以上の水位を保たせることによって、慣性力による装置の安定性向上を図るとともに、実験容器内を貯水槽、水路、外周部の 3 つに区分し、各部分の水位をコントロールしつつ実験は実施した。その結果、遠心加速度 100G 場での段波実験においても、装置は安定した運転が可能であった。

(3) 遠心加速度 100G 場における水位差 2.8cm (換算 2.8m) の段波実験において、波高計および波圧計の 2 種類の異なる計測器から得られた波速はいずれも福井らの提案する段波波速よりも若干遅くなった。一方、鉛直壁に作用する波圧に関しては、水深に無関係に一応な波圧分布となり、段波波圧の傾向を示した。

(4) ダムブレイク実験の結果、フロントの到達時刻と距離の関係から、低加速度場においては比較的従来の 1G 場実験結果との整合がとれるものの、高加速度場になるにつれ、シャッター板の開放速度の影響と思われる移動距離の低減がみられた。

(5) 実験および計算との比較の結果、シャッター開放速度が実験結果に影響を与えたものと予想され、今後、開閉速度の向上を図る必要がある。ただし、波速レベルや波圧レベルなどにおいて、通常の実験室内では再現しにくい高速、高応力レベルでの実験が本装置での運用により可能となり、津波実験装置としての適用性を十分有するものと思われる。また、計算手法に関しても、今後精度向上のための重要なデータが得られたものとする。

参考文献

- 1) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp235-241,2007.
- 2) 福井芳郎・白石英彦・中村充・佐々木泰雄：津波の研究（Ⅰ）段波津波の波速について，第9回海岸工学講演会講演集，pp44-49，1962.
- 3) 福井芳郎・白石英彦・中村充・佐々木泰雄：津波の研究（Ⅱ）段波津波の堤防におよぼす影響，第9回海岸工学講演会講演集，pp50-54，1962.
- 4) 水谷将・今村文彦：構造物に作用する段波波力の実験，海岸工学論文集，第47巻，土木学会，pp946-950，2000.
- 5) 松富英夫・河田恵昭・首藤伸夫・都司嘉宣・藤間功司・今村文彦・松山昌史・高橋智幸・牧紀男・韓世燮：1998年パプアニューギニア津波の陸上での流勢と被害，海岸工学論文集，第46巻，土木学会，pp376-380，1999.
- 6) 有川太郎・池辺将光・山田文則・下迫健一郎・今村文彦：護岸・陸上構造物に対する津波力の大規模実験，海岸工学論文集，第52巻，土木学会，pp746-750，2005.
- 7) 有川太郎・大坪大輔・中野史丈・下迫健一郎・高橋重雄・今村文彦・村富英夫：遡上津波力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第53巻，土木学会，pp796-800，2006.
- 8) 有川太郎・中野史丈・大坪大輔・下迫健一郎・石川信隆：遡上津波力による構造物の変形・破壊挙動の検討，海岸工学論文集，第54巻，土木学会，pp841-845，2007.
- 9) (財) 沿岸開発技術研究センター：数値波動水路の研究・開発（CADMAS-SURF），2001.
- 10) 高橋俊彦・藤間功治・朝倉良介・池谷毅：数値波動水路の段波実験への適用，海洋開発論文集，第17巻，pp281-286，2001.
- 11) 谷本勝利・鶴谷広一・中野晋：1983年日本海中部地震津波における津波力と埋立護岸の被災原因の検討，第31回海岸工学講演会論文集，pp257-261，1984.
- 12) Martin J.C. and Moyce W.J. : An experimental study of the collapse of liquid columns on a rigid horizontal plane, Roy. Soc. London A, Vol.244, pp.312-325, 1952.
- 13) Amiruddin: The dynamics of subaqueous sediment gravity flows and redepositional processes, Dr. Eng. Thesis, Kyoto University.2005.

第7章 ドラム型遠心模型実験装置の土砂流動への適用

7.1 概説

降雨，降雪として地上へ降り注いだ水が，一旦，海や陸地へと留まった後に再び蒸発し，空へと還っていく水の循環システムがあるように，土についても同様の循環システムが提唱されつつある¹⁾．図-7.1はこれを模式的に表したもので，河川で運ばれた土砂が滞留域や河口の感潮域において堆積し，干潟や浅場を形成する．しばらくすると河川流，潮流，風等の各種の流れによってふたたび移動し，長い年月をかけて様々な状態で堆積層を形成しつつ，最終的には海底深部へと達するというものである．土砂移動の形態としては，流れなどの水や風の移動に伴った低濃度でかつ小規模の移動や，豪雨時の土石流や地震動による地すべりなどといった主として重力の作用による高濃度で大規模な移動まで様々な形態をとりうる．ただし，現状でこの土砂移動のメカニズムについては，流れに伴った砂粒子の移動限界や混合砂の漂砂移動，また地すべりなどの高濃度土砂移動の発生から停止までを含め，必ずしも明確にされていない状況である．

本章においては，このような土砂移動問題に関して，水理学的にも地盤工学的にも相似則を満足し，かつ長大な実験領域が確保できるドラム型遠心模型実験装置を用いた実験手法を検討する．また土砂移動状況を高速度カメラによって撮影することによる流速や移動距離に関して計測を行って，運動メカニズムの解明へとつなげるものである．

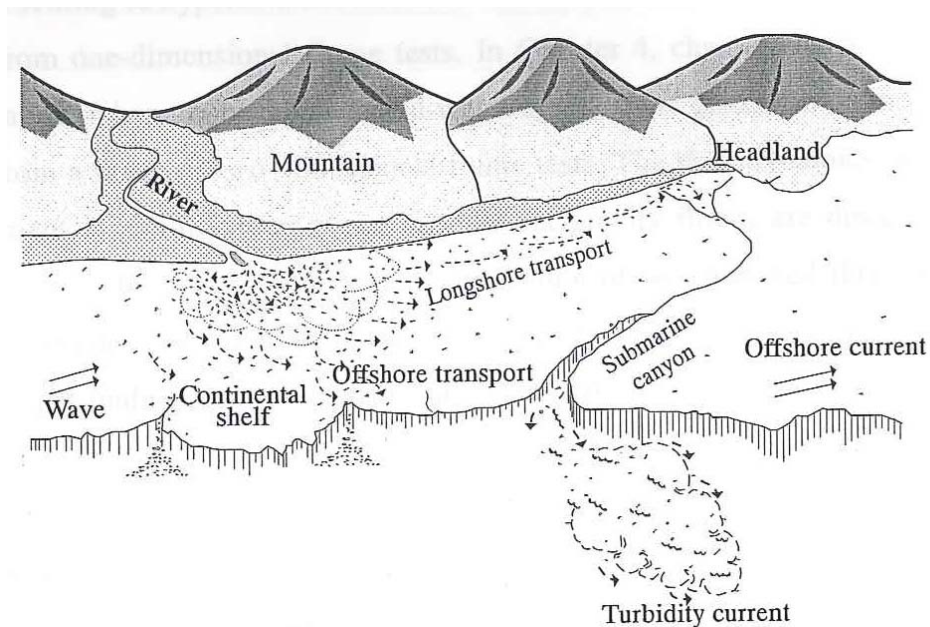


図-7.1 土砂循環の模式図 (Seibolt. et al.¹⁾ に加筆)

7.2 堆積土砂の流動に関する既往の研究

図-7.2 は、水またはスラリーと土砂の混合体の運動形態に関し、水中の土粒子濃度との関係について整理されたものである²⁾。単粒子にて水中を浮遊・移動するものから、高濃度集合体としての土石流として移動を行うものまで様々な運動パターンがあげられる。

このような土砂流動に関する研究のアプローチ手法としては、現地観測や 1G 場での水理模型実験を中心に行われてきた。ただ、現地観測においては、頻度の問題に加え、土砂の移動距離が広範囲に及ぶため、観測網の整備が追いつかないこと、一方、1G 場での模型実験においては、やはり相似則の問題によって、発生メカニズムや流動距離に関して、再現性の問題や定量評価が行いにくい状況である。

Bowman ら³⁾ が、ドラム型遠心模型実験装置による土石流の再現実験を行っているが、まだ緒に付いたばかりであり、従来の重力場での模型実験や実現象との比較を要する状況である。

その一方で、単純な運動方程式をベースに粒子の運動を表現する離散的数値解析手法が近年急速に発展しており、DEM(=distinct element method)⁴⁾、MPS(=moving particle semi-implicit method)⁵⁾および SPH(=smoothed particle hydrodynamics)⁶⁾など、計算機の高速化によって、かつての定性的表現から定量的な再現ツールとして発展しつつある。ただし、土粒子と水あるいはスラリーとの相互作用や混合体としての挙動の説明はいまだに十分とはいえない状況であり、パラメータ設定時および計算精度確認のためには実験的手法でのアプローチが当然必要となってくる。

そのような背景の下、関口らの研究グループは、実験ならびに数値解析により堆積物重力流れの解明を進めている^{8)~23)}。次項においては、その研究について述べる。

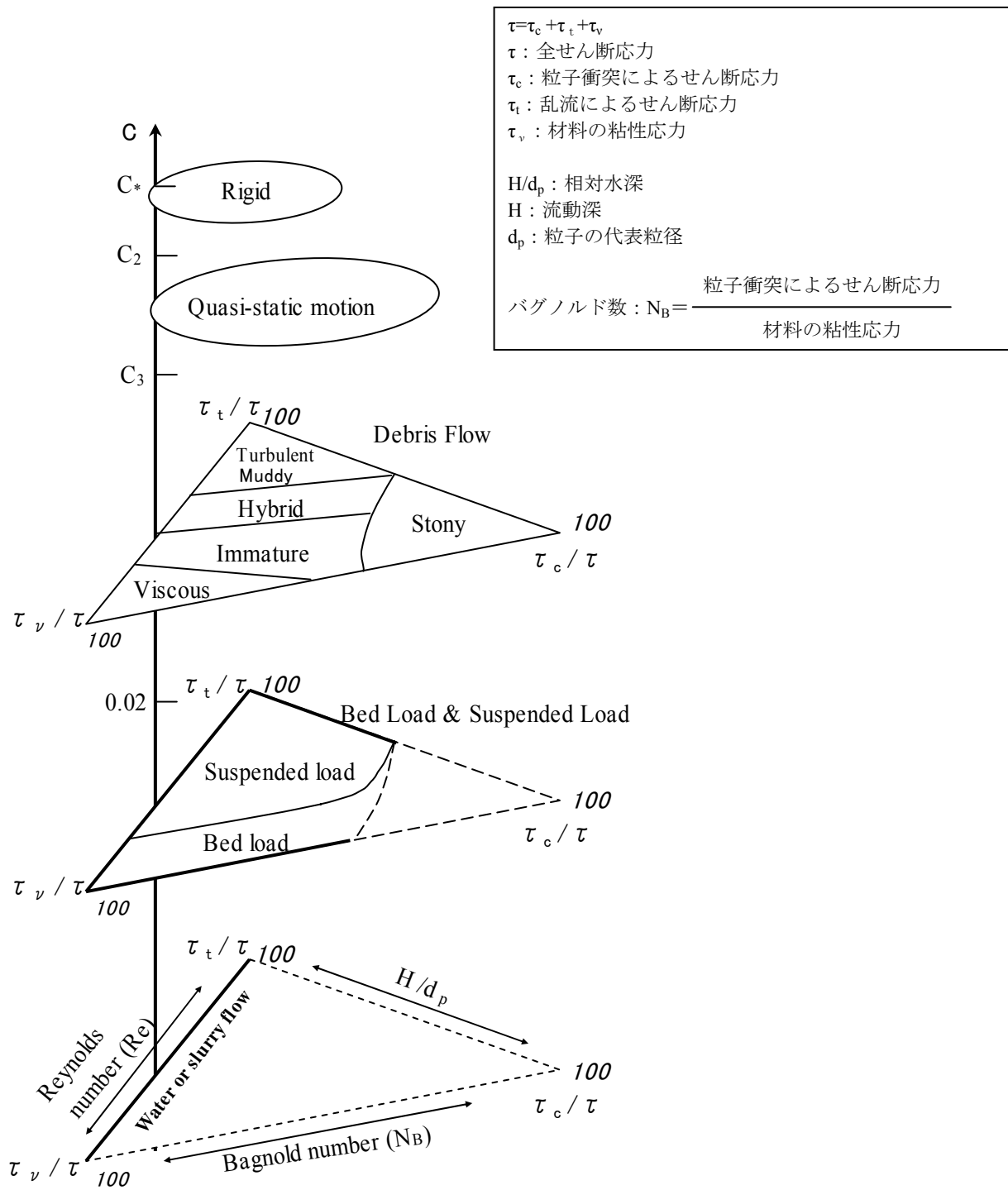


図-7.2 堆積物重力流の分類²⁾

7.3 関口らの研究

7.3.1 波浪負荷による地盤の流動化と安定化

関口らのグループは、波浪作用下における堆積物重力流れに関して、実験的手法ならびに数値解析的アプローチにより、メカニズムの解明および流動・安定化の予測モデルを構築している。

地盤の不安定化から流動・再安定化の代表的イベントについて記述すると以下ようになる。

- ①波圧負荷に伴って、海底地盤に間隙圧が蓄積する（いままで未経験の波圧レベルとする）。
- ②間隙圧の蓄積とともに、有効応力の低減およびせん断抵抗力の低下
- ③地盤の不安定化とともに液状化への進展（液状化フロントの浅層部から深層部への進展）
- ④地盤の変形（勾配等があれば流動する）
- ⑤液状化層下部から凝固層の形成と上層部への進展
- ⑥凝固層進展に伴う地盤の密実化
- ⑦地盤の安定化（流動の停止）。

以上となる。

7.3.2 実験的アプローチ

まず実験的なアプローチ手法として、Sekiguchi・Phillips⁸⁾、Phillips・Sekiguchi⁹⁾は、二次元進行波による地盤の不安定化について、ドラム型遠心装置による水を用いた波浪実験を行って、波浪負荷に伴う地盤内の間隙圧蓄積および地盤の不安定化について調査した。遠心場において波浪実験を実施するなどの先進的な研究であったが、使用した流体が水であったため透水性に関する相似則の不整合から間隙圧は早期に消散し、地盤の間隙圧蓄積・上昇と不安定化を確認するに至らなかった。その後、粘性スケールリングを考慮し、流体として粘性流体を使用した波浪実験を行って（ビーム型遠心装置による）、間隙圧の蓄積および液状化発生について確認した^{10)~16)}。図-7.3 および図-7.4 に2つの実験土槽の模式図を示す。ここまでは地盤が初期の安定した状態から波圧によって間隙圧が上昇し、液状化に至る過程についての再現である。その後、継続して波浪負荷を地盤に与え、液状化状態から凝固層の進展と地盤の再安定化について調査を行っている。宮本ら¹⁵⁾は、遠心場において液状化後の地盤に対して、継続した波圧負荷を与え、その後の安定化に至るうえでの間隙圧の消散および圧密過程を再現するとともに、高速 CCD カメラによる液状化層および凝固層の進展状況を観察した。一方、液状化に伴う地盤の流動とその安定については、1G 場での 2 次元水路模型実験を実施し、CCD カメラによる撮影および PIV（: particle image velocimetry）による画像解析を行って、流動する地盤の自由表面と凝固層を特定するとともに、それぞれの進展速度を計測した^{18),20~23)}。

7.3.3 数値解析的アプローチ

数値解析的なアプローチとしては、波浪負荷に伴う間隙圧の蓄積に関して、多孔質弾性体理論でのモデル化を試みたが⁸⁾、緩い地盤の間隙圧分布は説明できたものの密な地盤については、異なる結果となった。その後、土の繰返し塑性を考慮した一次元水圧伝搬理論を提案し^{10)~12)}、密度に左右されない間

隙圧の蓄積，深度分布を説明した．その後，Sassa・Sekiguchi は，遠心場波浪実験における液状化の再現実験¹³⁾の観察から，液状化フロントの移動による進行性液状化モデルを構築した¹⁴⁾．このなかで地盤の表現としては，液状化領域全体を高密度の完全流体，未液状化土を繰返し塑性を有する弾塑性体としてモデル化し，両者の境界を液状化フロントとして，発生から進展が終了するまでの過程を表現可能とした．一方，液状化後の安定化過程については，液状化層と凝固層の境界に有効応力は平均的にゼロであるが，わずかながら剛性を持つ遷移層を設定し，その境界域（：Solidification フロントと呼ぶ；遷移層と完全液状化層の境界）の移動による凝固層の拡大と地盤全体の安定化を再現した．図-7.5～図-7.8に，波浪作用下における液状化土の凝固・圧密過程の数値計算による予測と遠心実験結果を示すとともに，同じく液状化フロントおよびSolidification フロントの推移に関する予測と実測結果を示す．予測モデルと実測値の一致度はかなり良好であることがわかる．

さらにSassaら¹⁷⁾は，このモデルを発展させて，液状化に伴う水中堆積物の重力流れの発達から停止に至る過程を予測する手法（LIQSEDFLOW）を開発した．この解析コードの特徴は，堆積物全体を流れ領域と凝固領域で構成し，ナビエ・ストークス式と弾塑性圧密式の二相系で構成していること，両式を結ぶために，有効応力はゼロであるが，わずかな剛性を有する前述の遷移境界層を導入していることである（図-7.9）．本解析法においては，重力流れの内部において発生・発達する堆積物の凝固の結果として，流れは減速・停止し，複雑なレオロジー特性を導入しなくても，有効応力の考えで，重力流れの過程を表現することができる．なお空間上を移動する土砂はVOF(volume of fluid)法により表現している．このモデルを用いた予測値と1G場の二次元水理実験との比較において，良好な一致度を示した²³⁾．

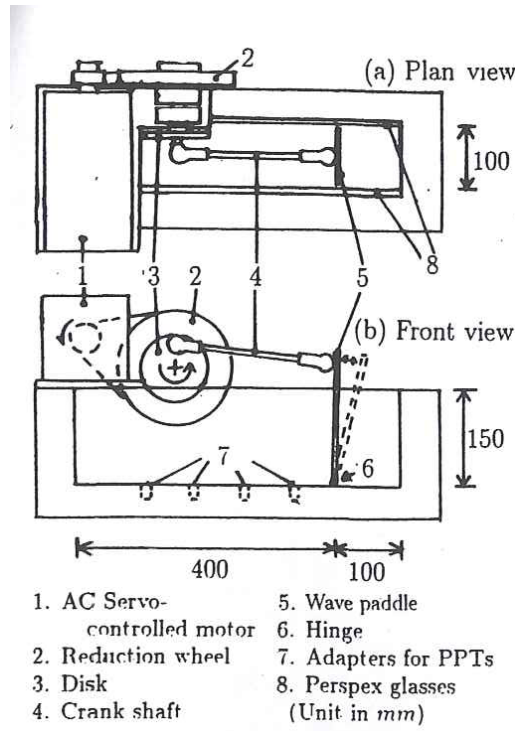


図-7.3 遠心場波浪実験での実験槽の模式図¹¹⁾

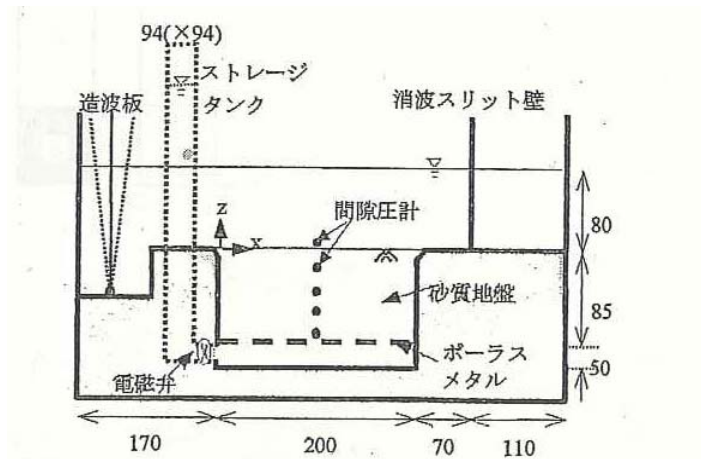


図-7.4 遠心場波浪実験での造波水槽の模式図¹⁵⁾

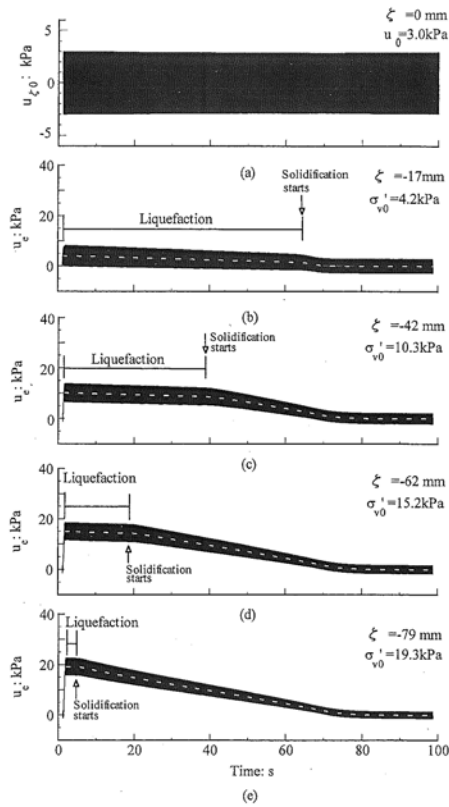


図-7.5 波浪負荷時の液状化土の凝固・圧密過程の予測

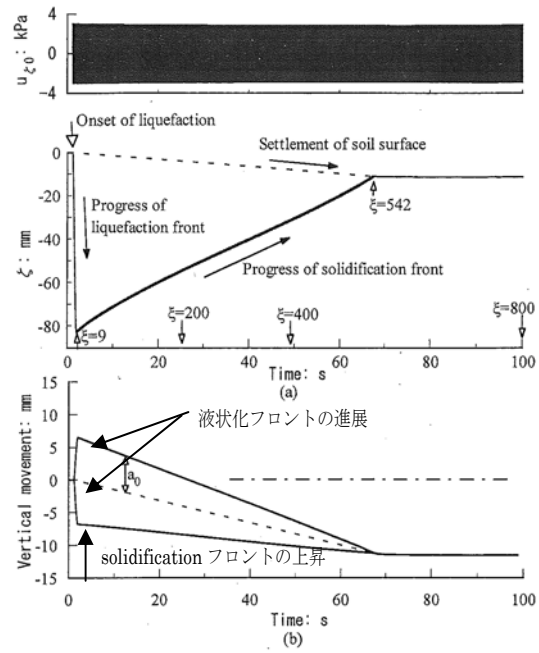


図-7.6 地表面振動の推移の予測

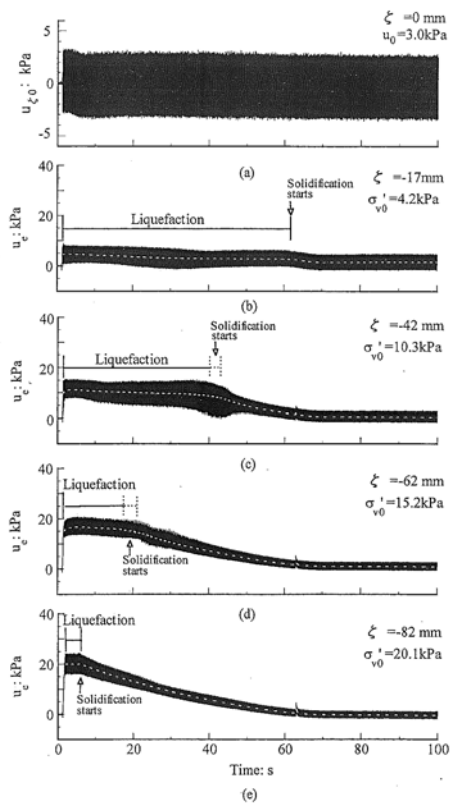


図-7.7 波浪負荷時の液状化土の凝固・圧密過程の実験結果

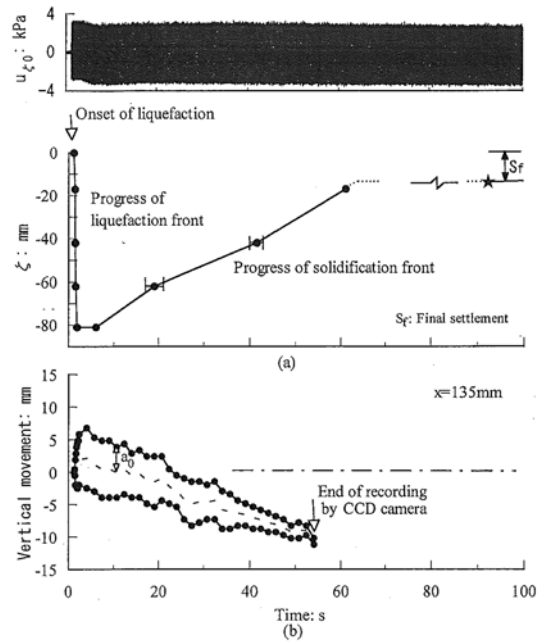


図-7.8 地表面振動の推移の実験結果

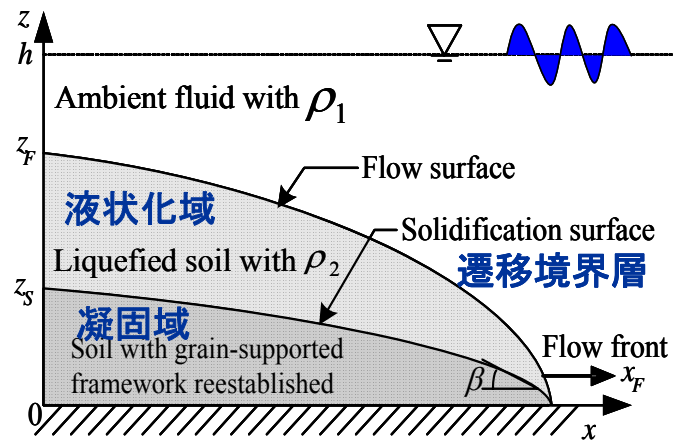


図-7.9 堆積物重力流れに関する数値解析の2相系モデル

7.4 人工干潟造成における安定勾配の検討^{24), 25)}

7.4.1 検討概要

近年、開発に伴う埋立などにより急速に自然の干潟が消滅していくなか、各地でそれらの再生事業や造成事業が計画されるようになってきた。また浚渫土砂のリサイクルの一環としての人工干潟の造成も行われるようになった。ただ、人工干潟は自然干潟と比較して造成速度は非常に急速なため、設計法や施工法および維持管理方法については未だに不明確な部分が多いのが現状である。

干潟地形の大きな特徴の1つに、その干潟勾配が形成する潮間帯が挙げられる。潮間帯にはその位置ごとに多種多様な生物が生息しており、水質浄化や生物生産といった干潟の機能を担う重要な場所といえる。干潟としての機能を十分に発揮させるためには非常になだらかで且つ幅広い潮間帯が求められるが、人工干潟は限られた面積を有効に活用する必要から、比較的急勾配にならざるを得ない状況である。また、急速な造成のために、施工後も沈下や流動による地形変動が長期間にわたって継続し、それに伴い潮間帯の位置や形状も変動することが予想される。「港湾における干潟との共生マニュアル」²⁶⁾では、人工干潟設計時の勾配に関する各種参考式が示されている。ただ、主として砂を対象としていることや、潮位や波浪などの外力により構成された式であり、浚渫粘性土を用材として用いる場合の沈下や流動性といった材料特性は考慮されていない。

このような背景のもと、著者らは浚渫粘性土を主要材料とする人工干潟造成工事において、その初期の地表面勾配がどの程度で形成されるのかを室内での遠心模型実験により検討した。

7.4.2 遠心模型実験による安定勾配調査

(1) 実験方法

実験にはビーム型遠心模型実験装置を使用した。実際の干潟造成に使用された浚渫粘性土（表-7.1に物性を示す）を用いて、図-7.10 および図-7.11 に示すような2種類の方法で実施した。図-7.10 に示す方法（フロー実験）は、実験容器中央部分にモータージャッキと連結した鉛直板を設置し、容器の片側部分に初期含水比110%（練返し直後のベーン強度 $c_u=0.3\text{kN/m}^2$ ）の浚渫粘性土をセットする。その後、所定の遠心加速度場に達した段階で鉛直板を上昇させ、粘性土の流動状況および勾配の経時変化について計測した。図-7.11 に示す方法（勾配変化実験）は、容器内で1/20程度の勾配であらかじめ地盤を作製し、遠心加速度100G場において勾配の経時変化を計測した。いずれの実験でも地表面の変動を画像解析により読みとることで勾配を確認した。実験に使用した容器は遠心場での層厚を容器内で均一に評価できるように、底部は曲面化させた。フロー実験では地盤の初期層厚は10cmとし、遠心加速度の変化によって実換算層厚を変化させた。一方、勾配変化実験では人工干潟造成地の最大層厚を参考に、初期の目標平均層厚を13cm（100G場換算で13mに相当）とした。また、勾配変化実験では材料強度と安定勾配の関係を確認する目的で、固化材により強度増加させたケース（ $c_u=2\text{kN/m}^2$ および 4kN/m^2 ）についても同様の実験を行った。各実験の継続時間は、実換算時間でスタートから3ヶ月間～1年間を目安として行った。写真-7.1に実験状況の一例を示す。また、図-7.12には画像解析から確認した地表面の経時変化の一例を示す。

表-7.1 浚渫粘性土の物性値

土粒子密度(g/cm ³)	2.689
液性限界(%)	91.5
塑性限界(%)	30
実験時の初期含水比(%)	110
w=110%時のベーン強度(tf/m ²)	0.03

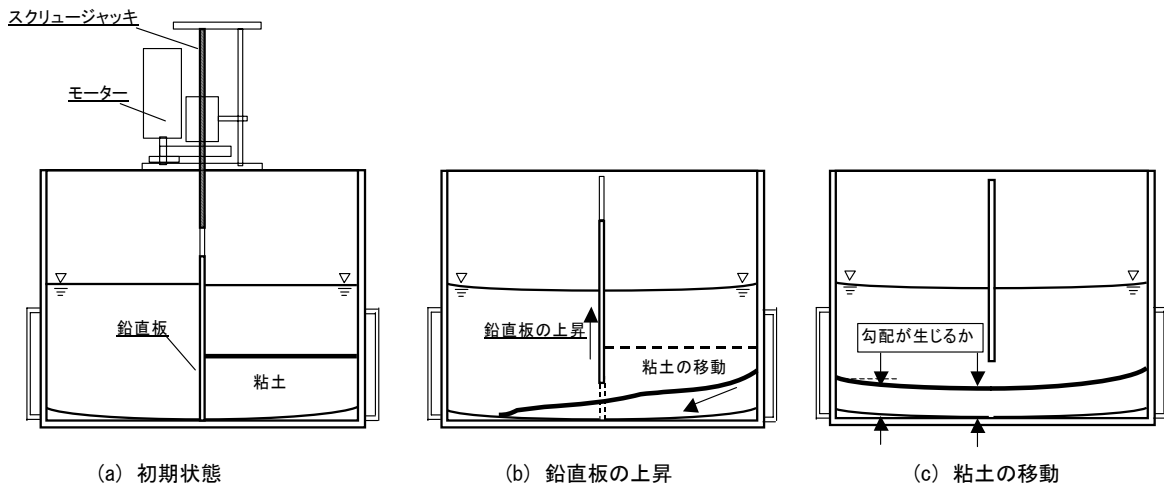


図-7.10 遠心場フロー実験の模式図

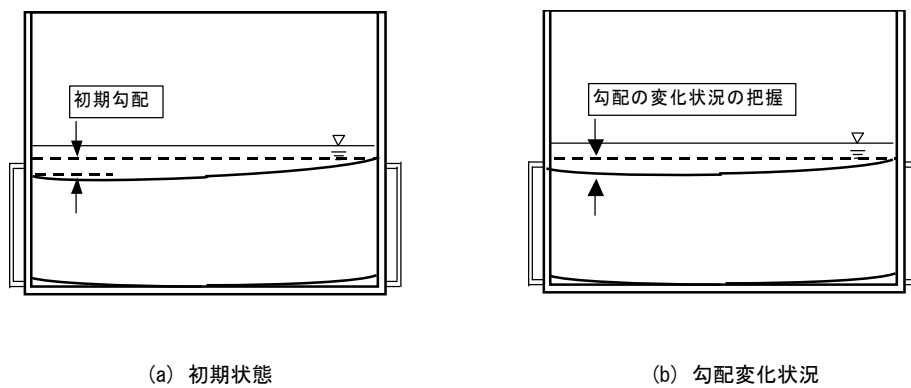
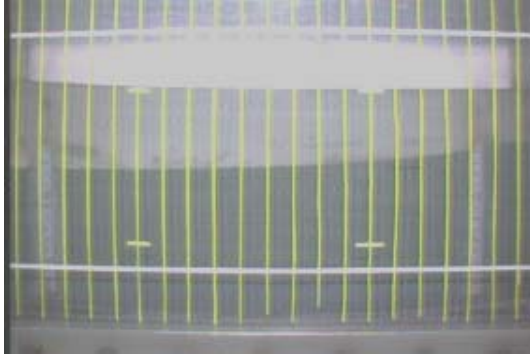


図-7.11 勾配変化実験の模式図



(a) 初期状態



(a) 1年経過後

写真-7.1 勾配変化実験状況 (原泥: $w_0=110\%$)

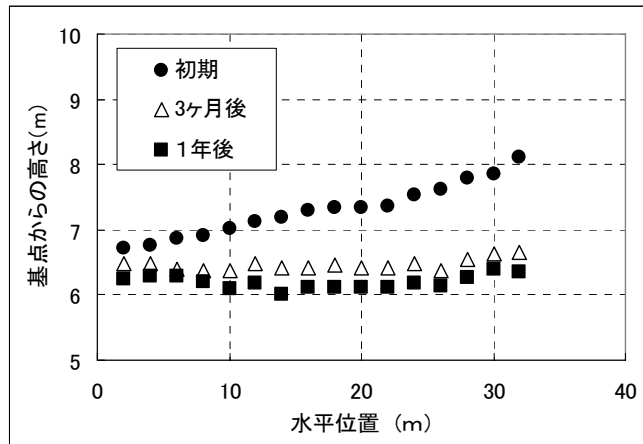


図-7.12 地表面勾配の変化 (原泥: $w_0=110\%$)

(2) 実験結果

各実験のケースおよび結果を表-7.2, 表-7.3 に示す. 各結果より, 安定勾配は初期層厚や材料強度によって大きく変化することが明らかとなった. 表-3 より 3ヶ月後に 1/40 勾配を維持するためには少なくとも地盤材料の強度が $c_u=0.2\text{tf/m}^2$ 程度が必要であることが予想された.

表-7.2 遠心場フロー実験のケースおよび実験結果

ケースNo	使用材料	遠心加速度 (G)	実験時初期層厚 (cm)	実物換算層厚 (m)	3ヶ月後の勾配	備考
1-1	原泥 (W=110%)	100	10	10	1/180(3ヶ月後)	1/500(1年後)
1-2	原泥 (W=110%)	50	10	5	1/43(3ヶ月後)	
1-3	原泥 (W=110%)	20	10	2	1/7.5(3ヶ月後)	

表-7.3 勾配変化実験のケースおよび実験結果

ケースNo	使用材料および強度	初期の平均層厚(m)	初期勾配	3ヶ月後の勾配	1年後の勾配
2-1	原泥 (110%, $c_u = 0.03\text{tf/m}^2$)	13	1/20	1/200	1/500
2-2	固化処理 ($c_u = 0.4\text{tf/m}^2$)	13	1/16	1/16	1/17
2-3	固化処理 ($c_u = 0.2\text{tf/m}^2$)	12	1/17	1/40	1/55

ビーム型遠心模型実験より, 材料強度と安定勾配に関して目安となる結果が得られた. ただ, 流動性を確認する上で, 容器境界の影響については完全には無視できない. 土砂投入時の解泥による強度低下あるいは投入後の波浪の影響など, 施工時における実際の条件を加味すると, ドラム型での同様の流動-安定性実験の確認および波浪負荷による流動特性の変化等について調査する必要があるものと考えられる. ついては次項において, ドラム型遠心模型実験装置での土砂流動実験を試みた.

7.5 遠心場での土砂流動実験

7.5.1 実験概要

水際堆積地盤の流動性および安定性について調べることを目的として、ドラム型遠心模型実験装置による土砂流動実験を実施した。

図-7.13, および図-7.14 に実験時の装置平面図および実験容器の展開断面図を示す。各図に示すように実験はシャッター板の背面に土砂を設置し、所定の加速度場においてシャッター板を開放し、土砂の流動を発生させるものである。

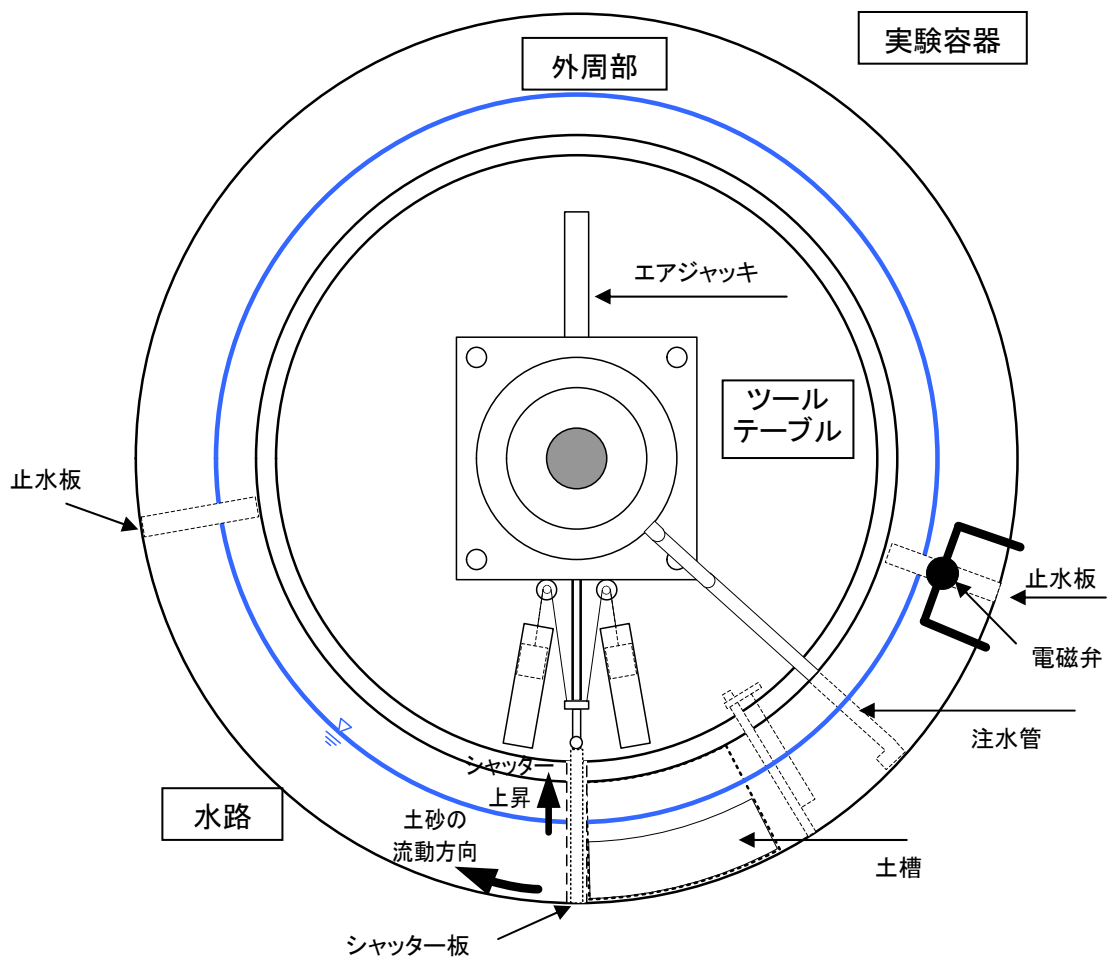


図-7.13 ドラム遠心装置での土砂流動実験時の平面図

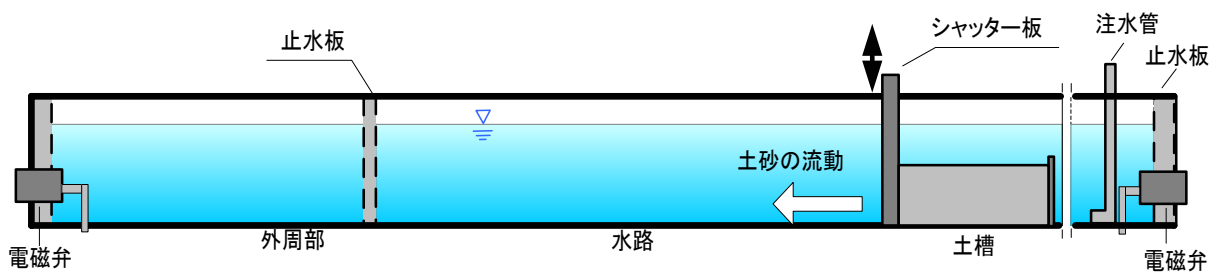


図-7.14 遠心力場での流動実験断面図 (展開)

7.5.2 実験装置および計測機器

基本的に使用した設備等は前章の水塊流動実験と同様であり、シャッター板開閉装置を利用して土砂流動を発生させるものである。ここでは、第6章の水塊流動実験とは異なる装置や新たに導入した装置について述べる。

(1) 土槽

本実験においては土砂を実験容器内に設置するために、別途、土槽を用いている。写真-7.2 および図-7.15 に使用した土槽を示す。土槽は土砂を投入した後に固定化させ、その後遠心容器内に設置するため、底面の形状は扇形となっている。土砂の土槽への固定方法としては、第5章と同様に凍結により行った。

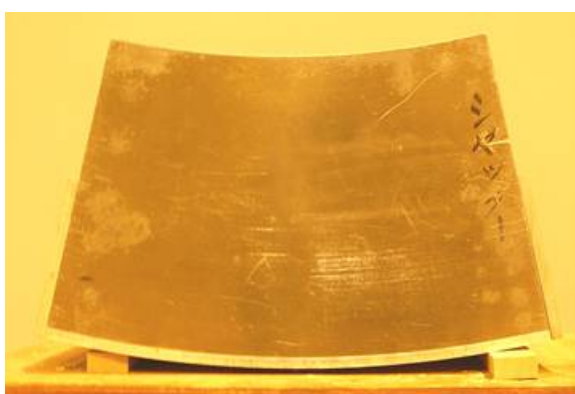


写真-7.2 実験に用いた土槽（側面）

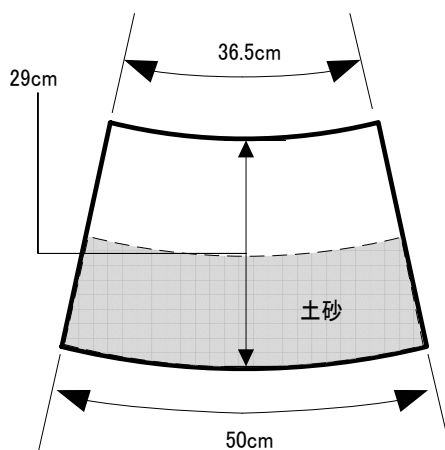


図-7.15 実験に用いた土槽

(2) レーザーシート発光機

P.I.V. (粒子画像流速計) は、トレーサー粒子等を用いて流体および流体中の物質の動きを可視化する技術であるが、奥行きのある物質においては、特定の断面の粒子の動きを捉えにくい。そこで、着目する位置のみの計測ができようとして、レーザーシート発光器を導入し、移動する土砂の詳細な捕捉を試みた。写真-7.3 はツールテーブル上のレーザーシート発光器から容器に対して照射している状況である。透過窓を通して容器底面に強力なレーザー光が映し出されている。今回は容器幅30cmに対して、中央の15cm位置にレーザーシートを設置した。また、捕捉領域(延長幅)としては今回の設置位置においては約1mである。

残念ながら今回の計測においては、濃度および断面位置の問題によってP.I.V.による粒子の捕捉は叶わなかった。ただし、土砂流動状況を観察する上で(特に混濁流の渦の観察等)、レーザーシート発光機の強力な光量は大いに有効であった。

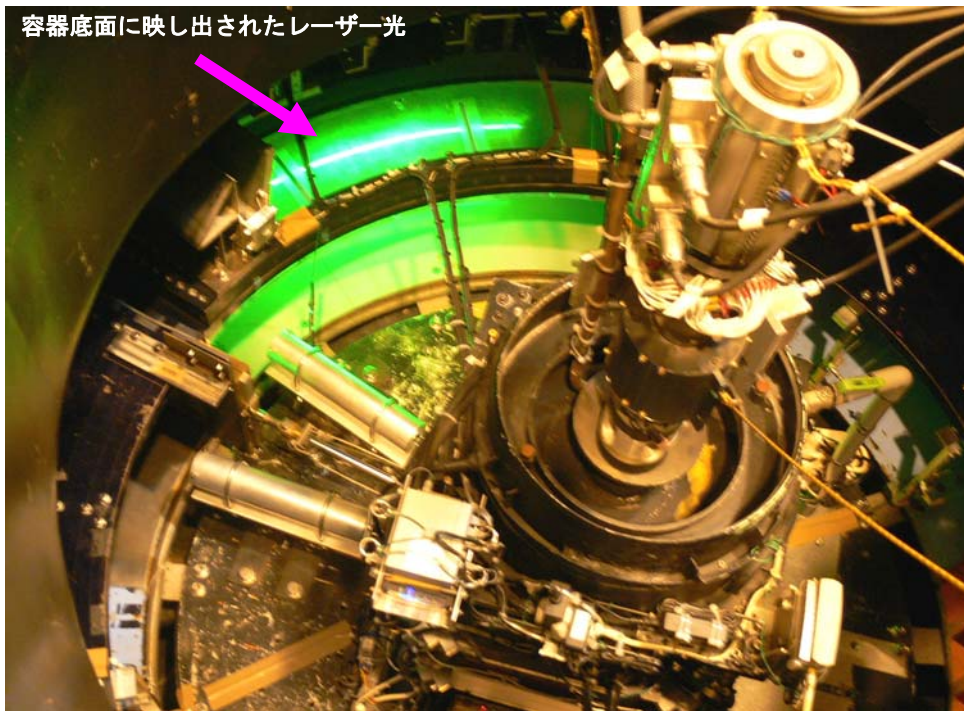


写真-7.3 レーザーシート発光機の照射状況

7.5.3 試料

実験には、神戸沖の海成粘土を使用した。試料の基本的物性を表-7.4 に示す。また図-7.16 には、液性限界の含水比にて規準化した含水比とペーンせん断強度の関係を、図-7.17 には直径、高さともに 8cm 円筒容器にて実施したフロー試験（シリンダーフロー試験）結果を示す。

表-7.4 使用した粘性土の物理特性

土粒子の密度		(g/cm ³)	2.688
粒度組成	砂分	(%)	7.8
	シルト分	(%)	41.3
	粘土分	(%)	50.9
液性限界(LL)		(%)	99.9
塑性限界(PL)		(%)	31.6
塑性指数 <i>IP</i>			68.3

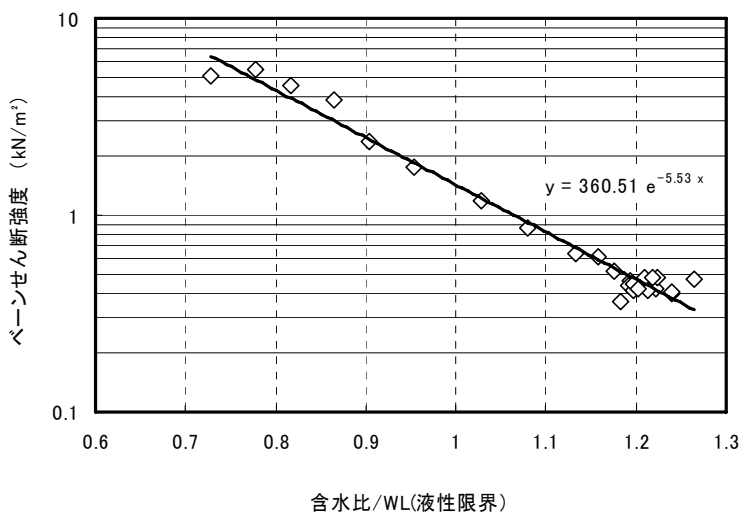


図-7.16 使用した粘性土の規準化含水比とペーンせん断強度の関係

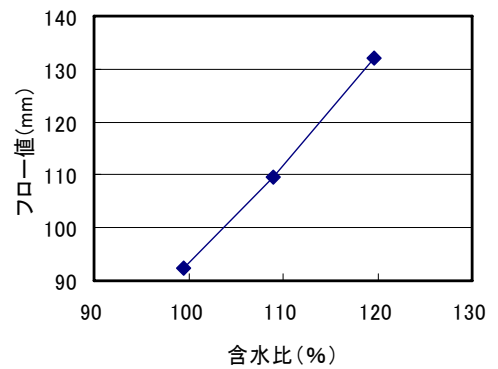


図-7.17 シリンダーフロー試験結果

7.5.4 実験ケース

実験ケースを表-7.5 に示す。ケースは 2 ケースで、それぞれ初期含水比が異なっており、液性限界とほぼ同等のケース 1 ($w_0=100\%$) と、液性限界より高いケース 2 ($w_0=110\%$) およびケース 3 ($w_0=120\%$) である。この含水比の設定については、前述の干潟造成に関する実験調査の結果と比較するためである。

表-7.5 実験ケース

実験ケース	初期含水比 (%)	初期層厚 (cm)	実験時の容器回転数(rpm)
ケース 1	100	13	200
ケース 2	110	13	200
ケース 3	120	13	200

7.5.5 実験手順

(1) 実験フロー図-7.18 に実験フローを示す。

なお、実験容器内に土槽を設置する場合には、第5章と同様に、試料が入った状態で横向きに設置するため、試料を容器に入った状態で凍結させた。ただし、凍結に際しては、体積膨張や含水比の偏りを防ぐために、土砂投入後に入れた表層水のみを凍結させ、供試体の流動防止のための“蓋”として役目を負わずことに努めた。実験時の回転数は 200rpm であり、容器底面部 (r=110cm) においては約 49G、10cm 高さ (r=100cm) で約 45G である。

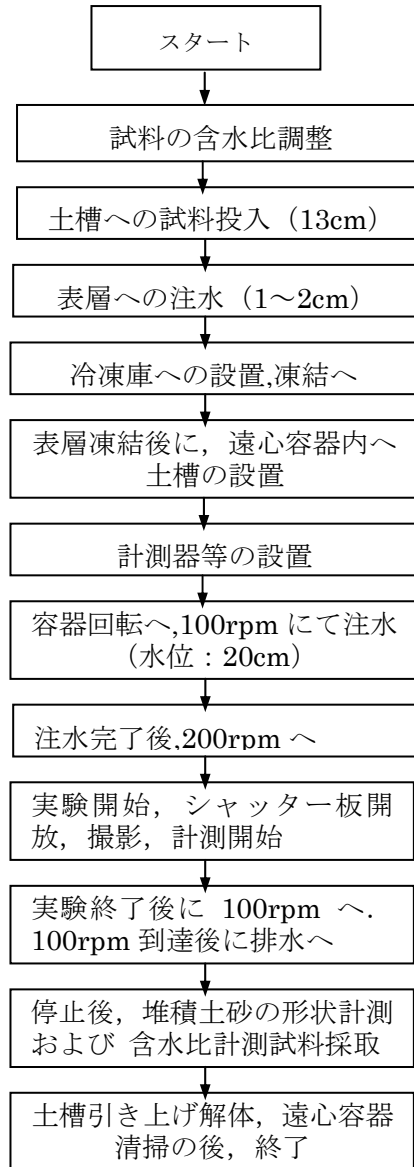


図-7.18 実験手順

(2) 準備状況

写真-7.4～7.9 に、土槽への土砂の投入から土槽の遠心容器設置までの状況について示す。

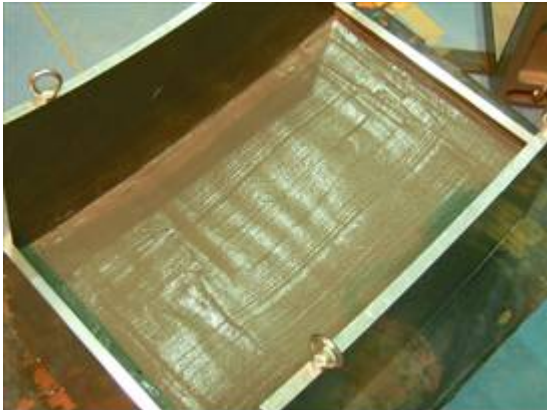


写真-7.4 土槽への土砂の投入

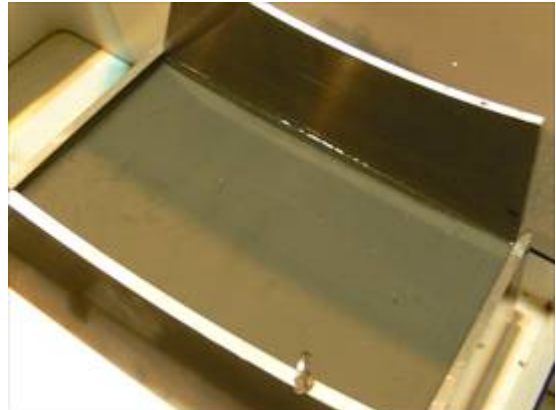


写真-7.5 土砂投入後に表層部注水

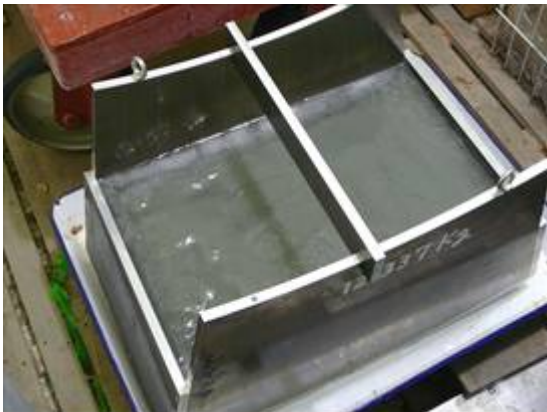


写真-7.6 凍結後の状況



写真-7.7 ドラム遠心装置内への土槽設置作業1



写真-7.8 ドラム遠心装置内への土槽設置作業2



写真-7.9 遠心容器内への設置完了状況

7.5.7 実験結果

(1)土砂の流動状況

図-7.19 に容器展開図を示す。本実験においては、水路上透過窓の位置にて4台のカメラを設置し、流動中の状況を撮影している。図中には各カメラのおおよその視野と粘土層先端からの中心視野までの水平距離を表している。なお、この水平距離は外周寸法（ $r110\text{cm}$ ）である。

写真-7.10, 7.11 にケース2およびケース3の移動するフロント部分の状況を示す。ケース2については混濁渦が発生している。一方で、ケース3については土砂が鋭角に進行していく様子を表している。以下、各結果について示す。

写真-7.12 (1) ~ (3), 写真-7.13 (1) ~ (3) にレーザーシート発光機を照射して撮影したケース2およびケース3について、土砂の流動状況について示す。一連の写真は上から順に1.2秒間隔（実測値：カメラスタートは3.6sより）で同時に撮影された4台のカメラを示している。土砂は展開図に示す方向と同様に、向かって右から左方向へと流れる。（なおケース1については、レーザーを使用していないため画像が暗く、本掲載から省く。ただ、土砂の挙動としてはケース2に似ていた）

写真-7.12 (1) ~ (3) より、シャッター板付近の映像はないので断定はできないが、流動土砂は当初から濃度の低い混濁渦の部分と濃度の高い実体層に分かれて移動していることが読みとれる。また混濁渦については、流動土砂の先端部および表層部にあつて、回転しながら進行していく。その形状については進行方向のかなり離れたカメラ4の付近においても拡散せずにほぼ保たれていることがわかる。一方で高濃度の流動土砂はカメラ1の視野内においては、混濁流とほぼ同時に移動しているものの、その後早期に停止し、最終画面において、カメラ2の部分（右端部分）で留まっている。

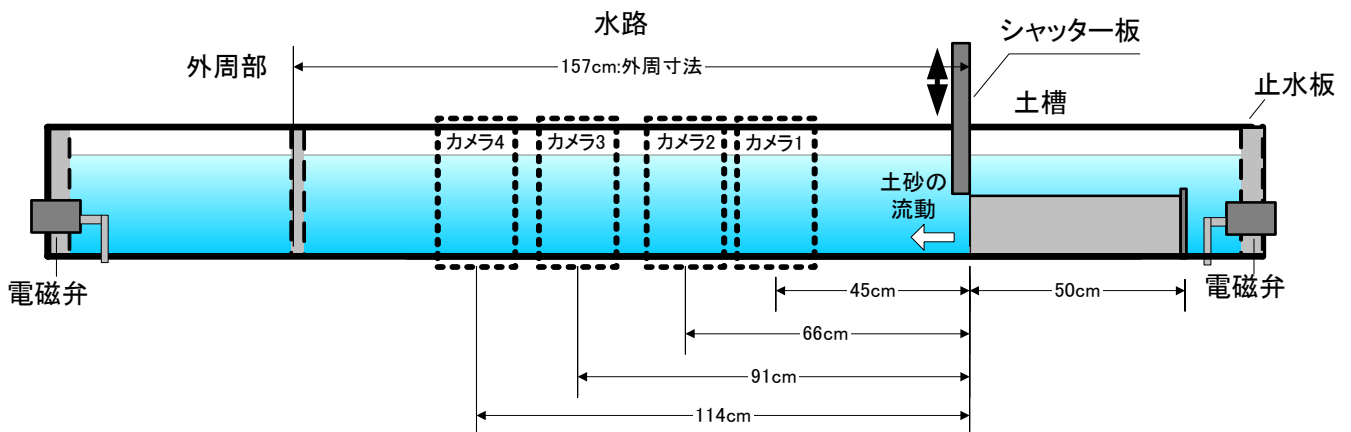


図-7.19 実験容器の展開図-カメラ設置位置

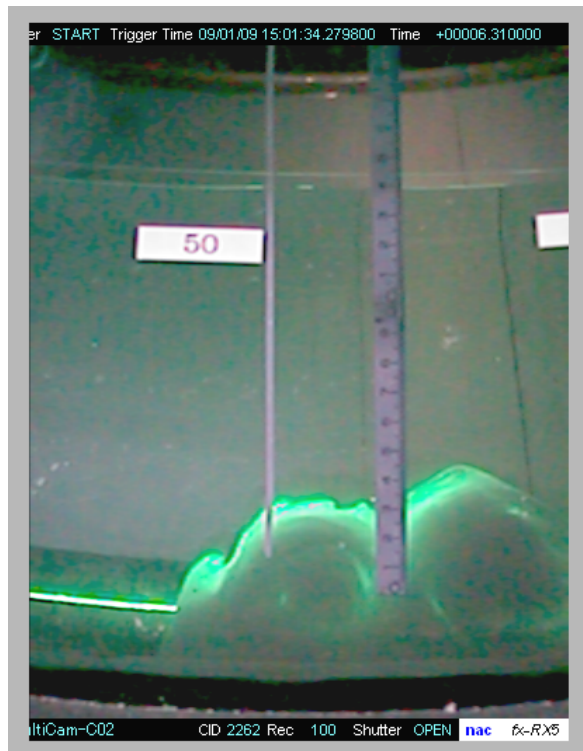


写真-7.10 フロントの移動状況 (ケース2)

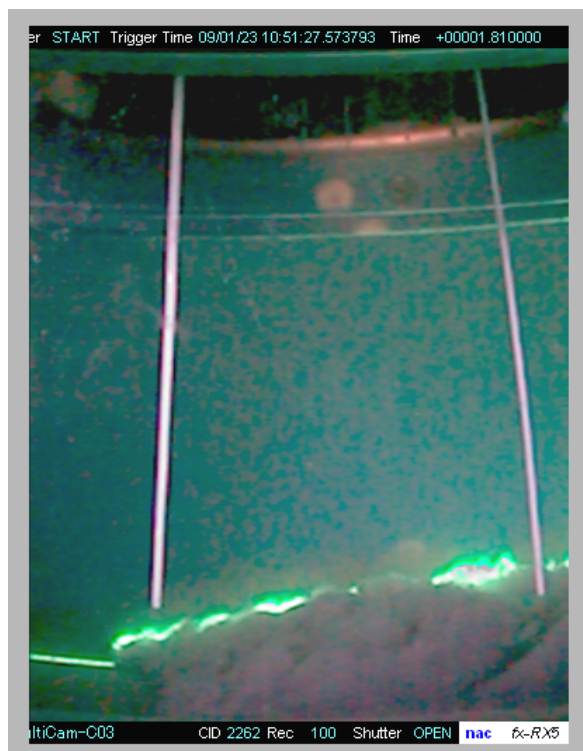


写真-7.11 フロントの移動状況 (ケース3)

ケース 2, その 1
(初期含水比 110%)

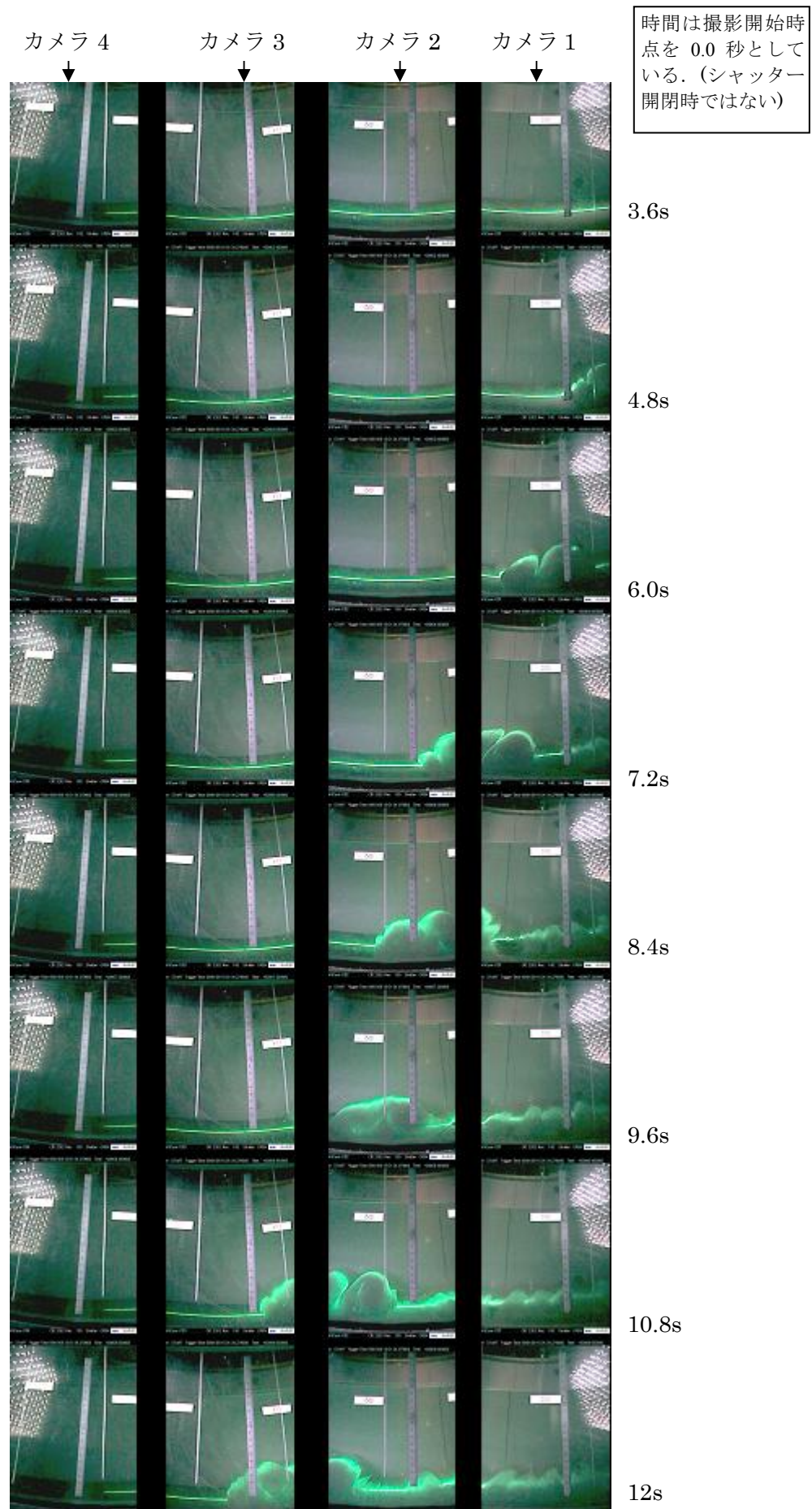


写真-7.12(1) 土砂の流動状況, ケース2, 3.6s~12s

ケース 2, その 2

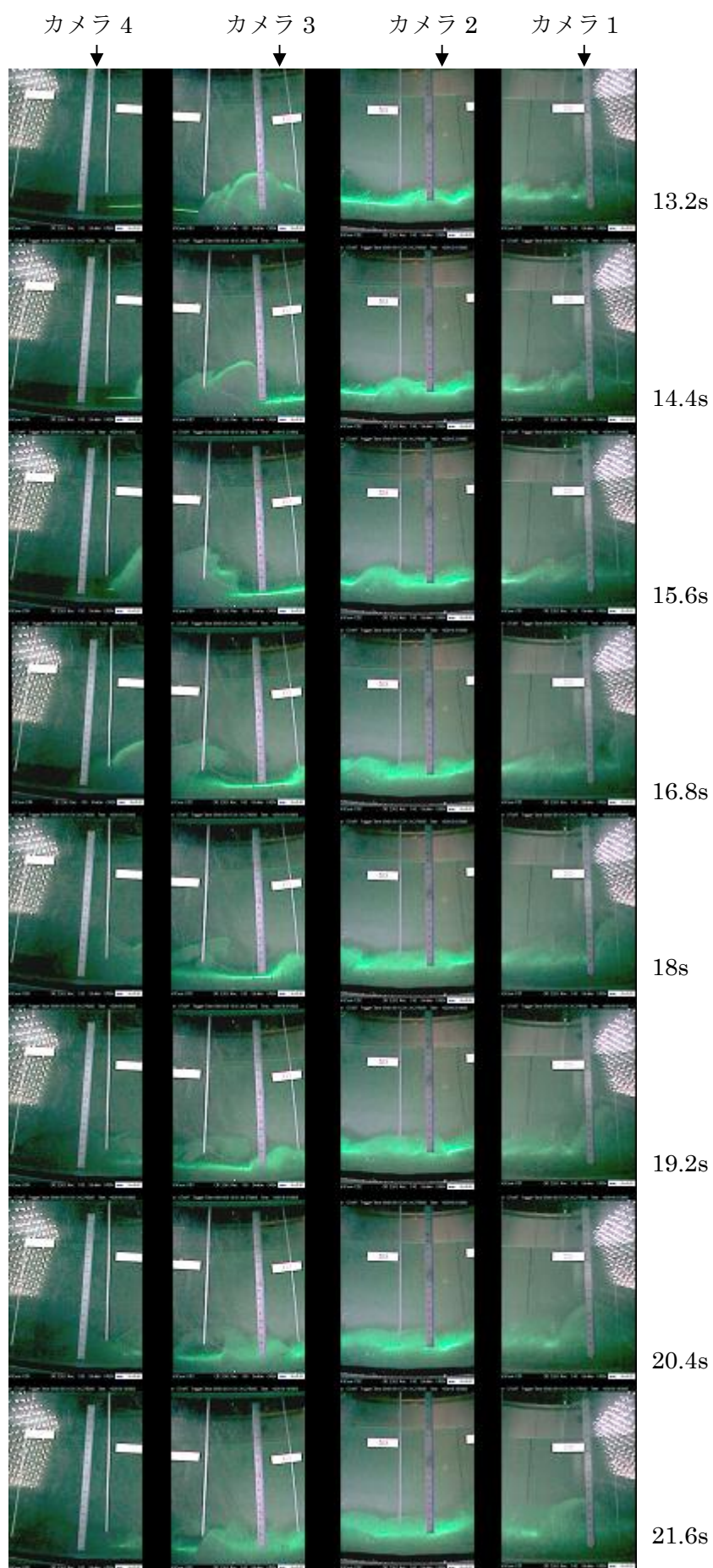


写真-7.12(2) 土砂の流動状況, ケース2, 13.2s~21.6s

ケース 2, その 3

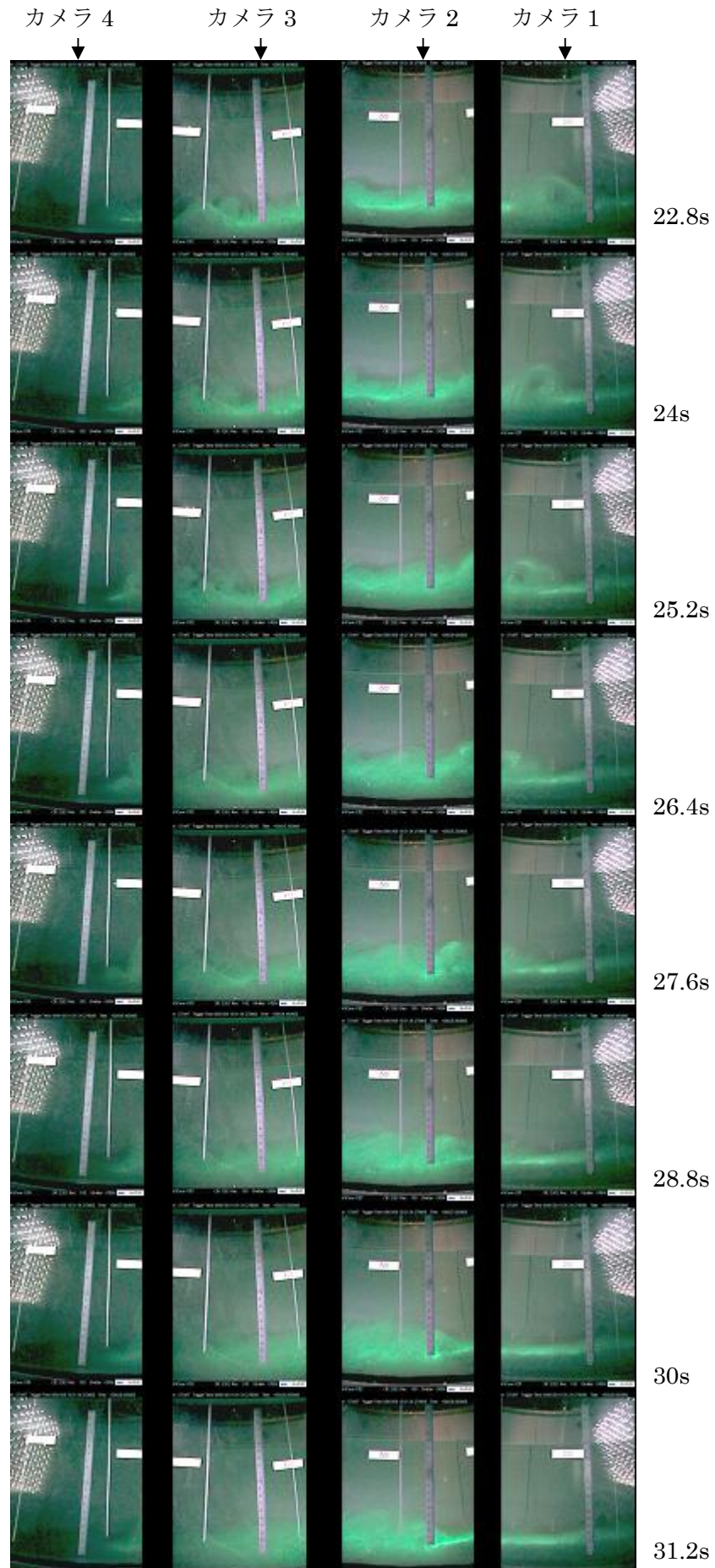


写真-7.12(3) 土砂の流動状況, ケース2, 22.8s~31.2s

ケース 3, その 1
(初期含水比 120%)

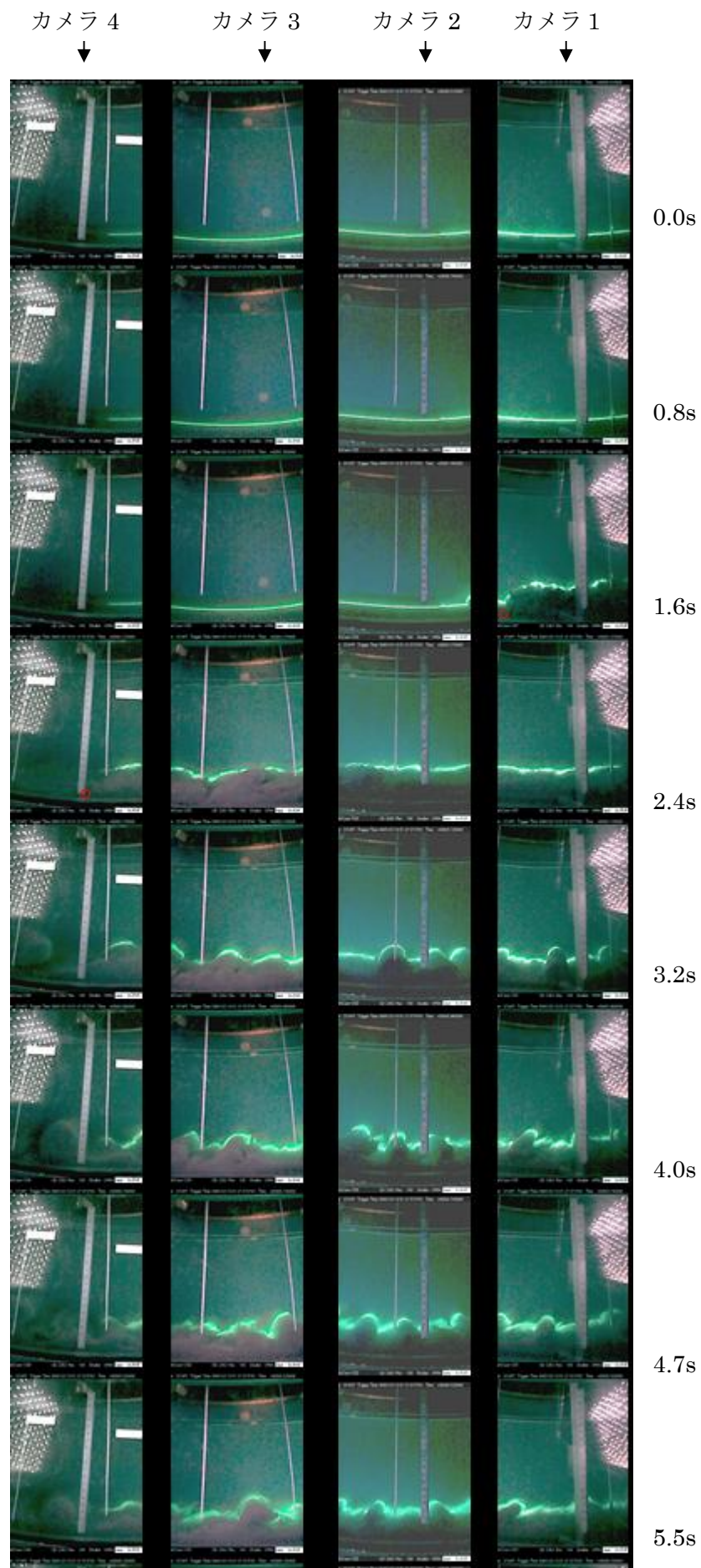


写真-7.13(1) 土砂の流動状況, ケース3, 0s~5.5s

ケース 3, その 2

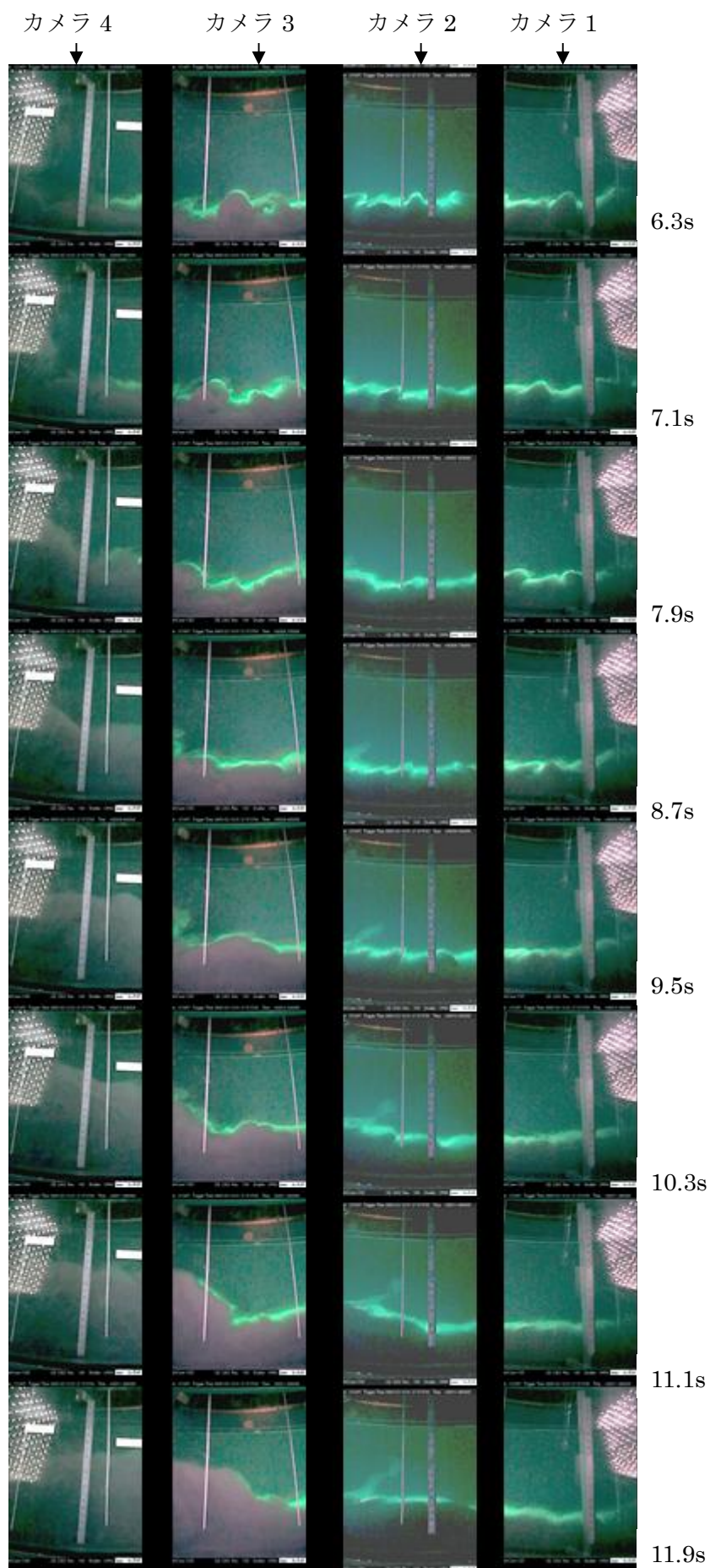


写真-7.13(2) 土砂の流動状況, ケース3, 6.3s~11.9s

ケース 3, その 3

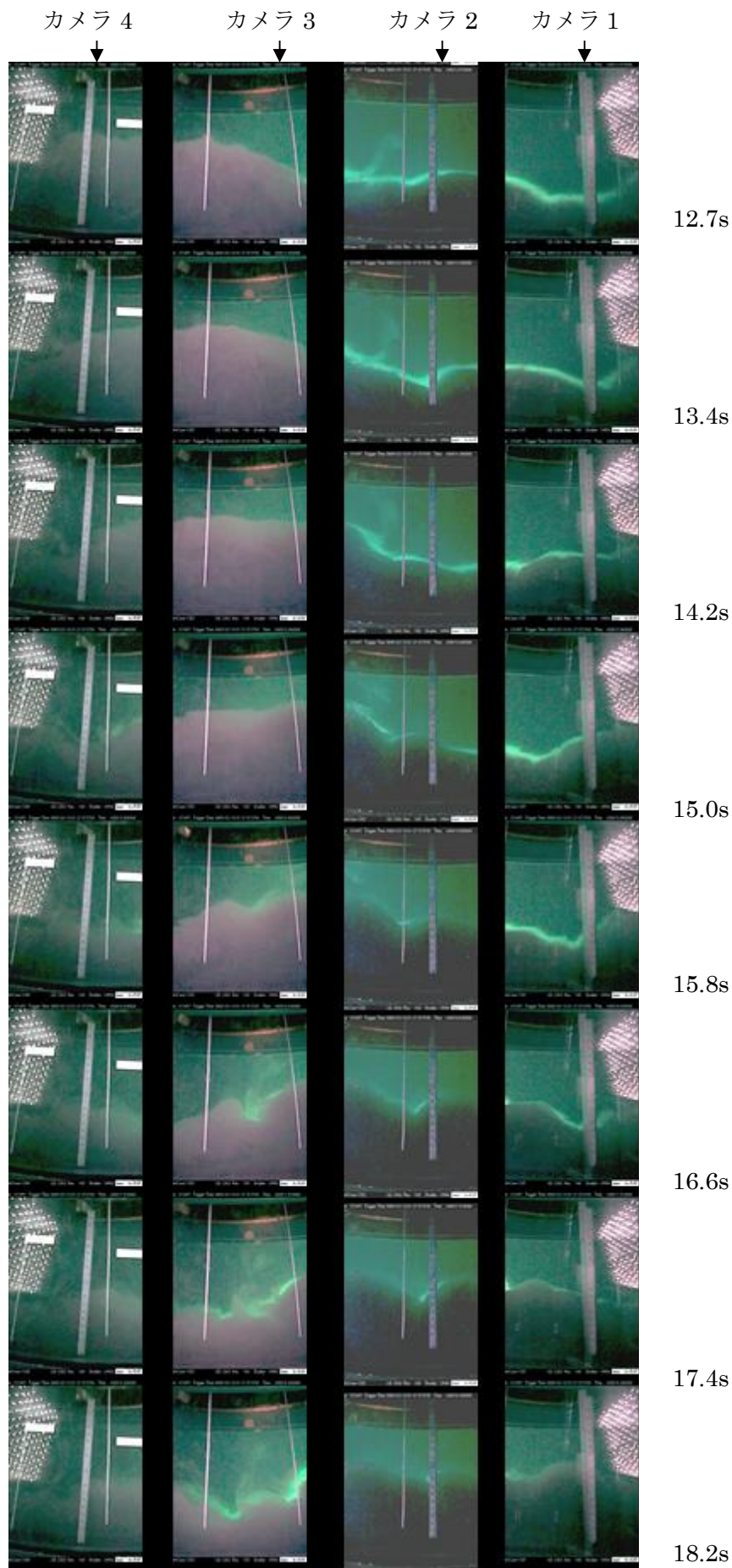


写真-7.13(3) 土砂の流動状況, ケース3, 12.7s~18.2s

(2)流動停止後の堆積形状

実験終了後の堆積土砂の状況を写真-7.14～写真-7.16.に示す。ケース 3 について容器の回転停止とともに一部が容器下方へと流れている箇所もあるが、ケース 1, 2 についてはほぼ形状を維持した状態で流動層が堆積していた。流動土砂の移動距離としては、ケース 1 で約 55cm, ケース 2 で約 62cm, ケース 3 では約 151cm であった。ケース 1, 2 でさほど流動距離に差はなかったが、ケース 3 でかなりの距離まで流動した。流動層の地表面はいずれのケースもなめらかではなく、凹凸が激しい。ケース 1 ではフロント部分がめくれ上がる、あるいは先頭の土砂が後続の土砂に押し出されたかのように崖状になっている。一方で、ケース 2 ではフロントは舌状であり、中央を先頭に両サイドに円弧状に拡がっている。また、ケース 2 では先端から離れるほど波状の様子が確認できる。流動時において、背後から少しずつ送り出されるように土砂が進行していった結果このような波状模様が形成されたものとも考えられるが、今後他の含水比条件でも調べる必要がある。

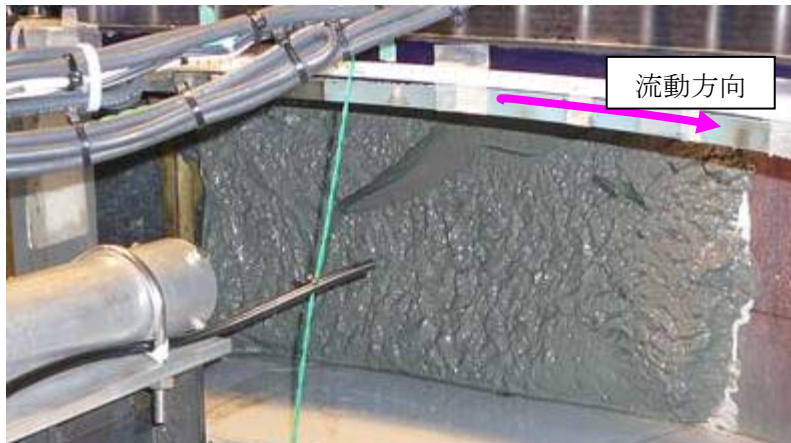


写真-7.14 土砂の堆積状況（実験後）ケース1,

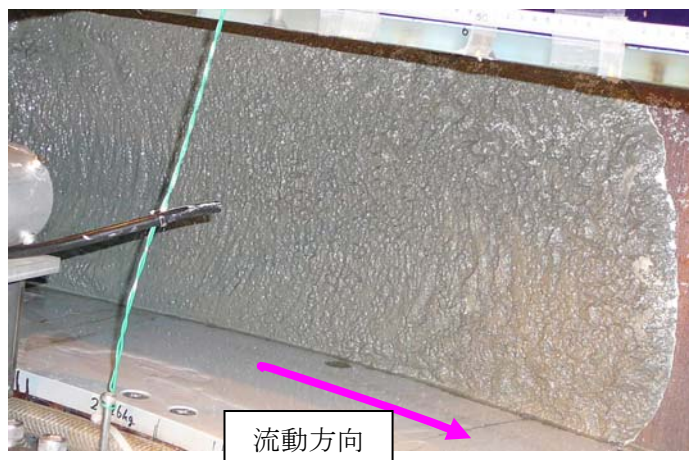


写真-7.15 土砂の堆積状況（実験後）ケース2,



写真-7.16 土砂の堆積状況（実験後）ケース3,

(3) 堆積土砂の断面勾配

図-7.20 は、実験終了後の堆積土砂の断面形状である。ケース3については、含水比が高いために実験後に堆積形状を維持できずに一部欠落している箇所もあったが（水平45～85cm 区間）、計測できた部分についてはプロットした。図において、水平方向の起点0はシャッター板の位置である。初期含水比が高くなるにつれ長距離まで流れ、ケース3では止水壁直前まで流動した。実験時に底面で49Gの加速度が作用しているものと換算すると、ケース1で27m、ケース2で30m、ケース3で69mに相当する。一方、層厚は含水比の低いケースほど高くなっており、シャッター板位置において、ケース1で換算層厚約2.2m、ケース2で約1.4m、ケース3で約1mであった。堆積形状としては、いずれも中間部分に平坦な箇所を有する2段階勾配の形状となっている。これを仮に一樣として勾配を算定すると、ケース1で1/12、ケース2で1/21、ケース3で1/69となる。

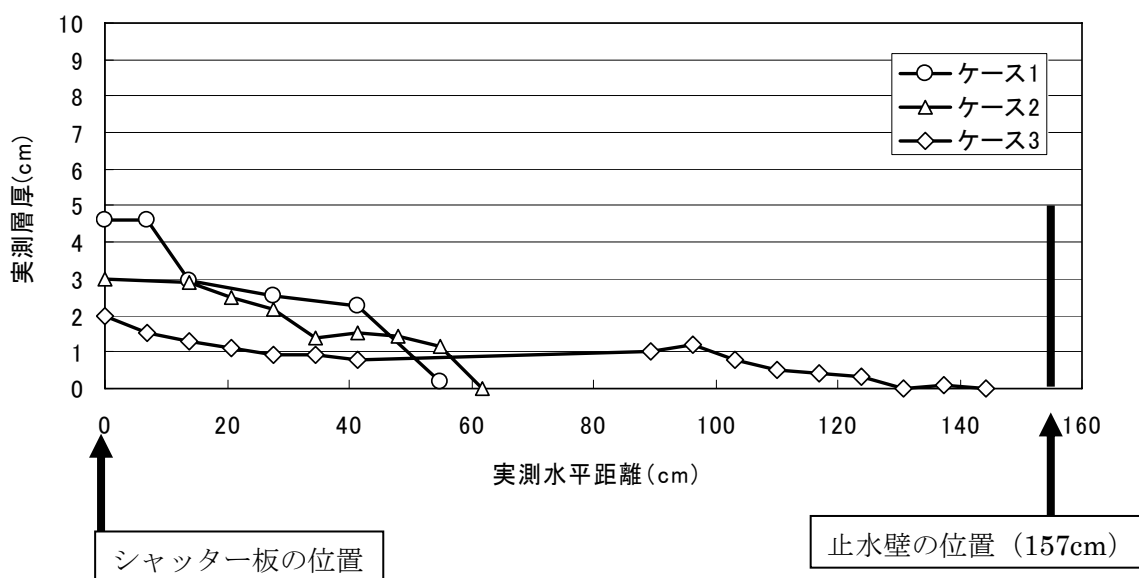


図-7.20 実験後の土砂の堆積形状,

以上の結果について、7.4 に示したビーム型遠心装置での安定勾配実験と比較すると、同程度の層厚（換算で 2m）の粘性土のフロー実験と比較して、断面勾配は緩い結果となった。その理由として、容器の壁の影響もあげられるが、その他にシャッターの開閉速度も考えられる。ビーム型では、モータジャッキを利用しており、その開閉速度は 1cm/s である。図-7.21 (1), (2) にドラム型の各ケースの実験結果を示す。シャッター板の開放速度はビーム型と比べるとかなり早い。シャッター板の開放とともに土砂が高速で水路側へと流れ出したことが予想される。ただこれについては、計測されたものではないため、今後、他の計測値との比較を行う必要がある。

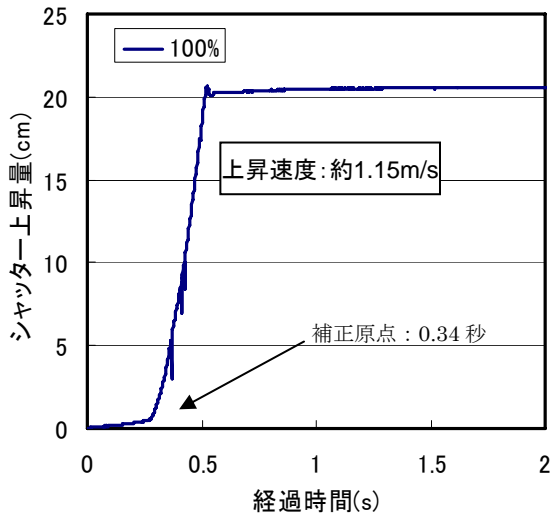


図-7.21 (1) ケース1のシャッター板変位

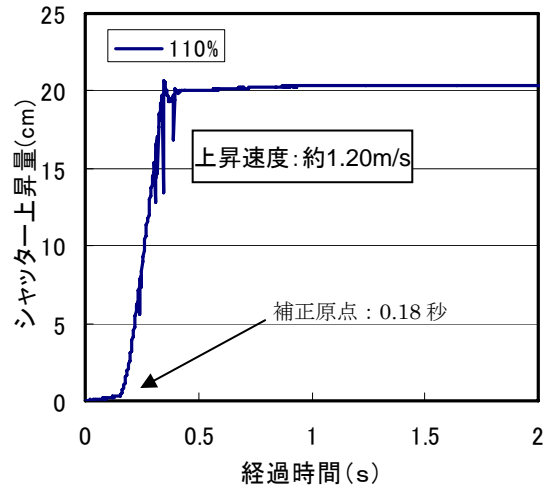


図-7.21 (2) ケース2のシャッター板変位

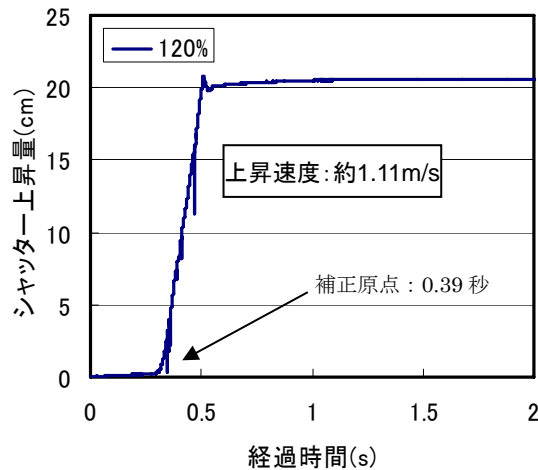


図-7.21 (3) ケース3のシャッター板変位

(4) 堆積土砂の含水比分布

図-7.22 (1) ~図-7.22 (3) に実験後の堆積土砂の含水比分布を示す。それぞれの初期含水比はケース1が100%，ケース2が110%，ケース3が120%である。各図より平均的にみると初期含水比と堆積土砂の含水比はさほど変化しておらず，そのままの含水比をほぼ維持した状態で流動していったことが伺える。ただ，先端部は含水比の低い部分が形成されており，圧密による含水比の低下→土砂のせん断強度の増加→流動体のブレーキング効果として作用→流動体の停止といった経緯で土砂の移動が止まったことも予想される。

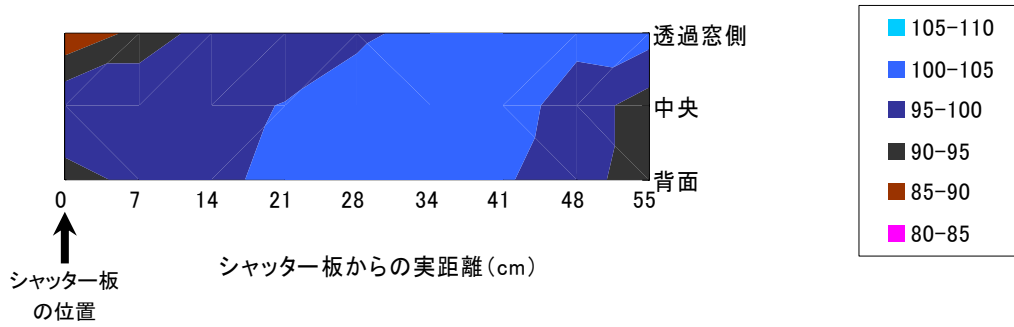


図-7.22 (1) ケース1の実験後の堆積土砂の含水比分布，

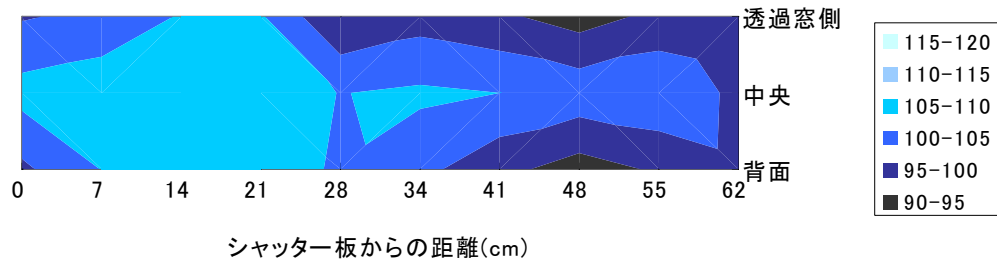


図-7.22 (2) ケース2の実験後の堆積土砂の含水比分布，

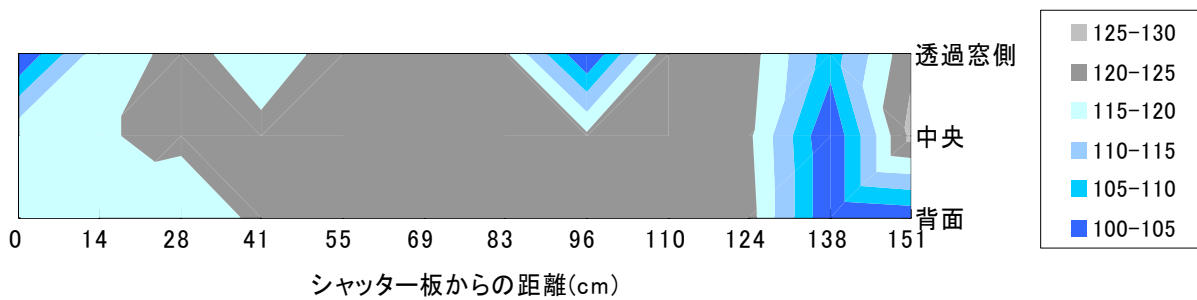


図-7.22 (3) ケース3の実験後の堆積土砂の含水比分布，

7.5.7 堆積土砂の断面勾配

今回の実験においては、前述したようにケース 1 では断面勾配が約 1/12 にて、ケース 2 では約 1/21 およびケース 3 では約 1/69 にて流動土砂は安定し、ほぼ移動を停止していた。ここでは移動停止条件について、文献²⁷⁾を参考に地すべりモデルにて検討した。

図-7.23 に示す地すべりの形態の 1 つとしての表層すべりの安定性評価手法を参考にすると、厚さ H で勾配が β である無限長斜面において、地下水面が地表より h_w の深さにあるとき、想定すべり面での各応力の成分は、

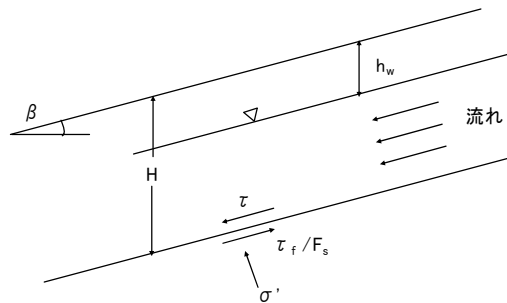


図-7.23 地すべり安定モデル

$$\sigma' = \{\gamma_t h_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H - h_w)\} \cos^2 \beta \quad (7.1)$$

$$\tau = \{\gamma_t h_w + \gamma_{sat}(H - h_w)\} \cos \beta \sin \beta \quad (7.2)$$

であらわされる。ここで、今回の実験条件から $h_w=0$ である。さらに $\tau = \tau_f / F_s = (c' + \sigma' \tan \phi') / F_s$ であるが、この場合の土層は練り返し粘土で構成されており、圧密による強度増加はないものとする、そのせん断強度は粘着力 c' のみの表現となる。すなわち $\phi'=0$ より、 $\tau=c'/F_s$ となる。

よって、

$$F_s = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos \beta \sin \beta} \quad (7.3)$$

である。今回の実験条件を当てはめると以下の図-7.24 となる。図において、 $F_s=1$ で勾配が形成される限界と仮定すると、ケース 1 およびケース 2 については実験結果と比較的良く合っているようである（ケース 1：1/12 勾配，ケース 2：1/21 勾配）。一方でケース 3 については異なる結果（実験：1/69 勾配）となった。ケース 1, 2 が比較的原型を保ったまま地盤が緩慢に移動する地すべりの変形挙動を示したのに対して、ケース 3 については、土砂は非常に高速流動しており、固・液混濁流となったことによって遠方まで移動した可能性がある。

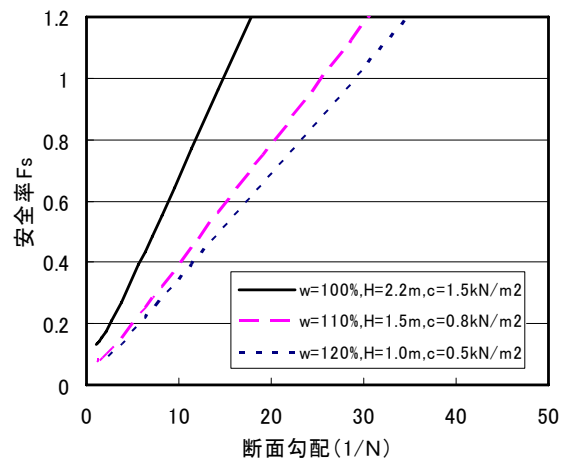


図-7.24 地すべりモデルから算定される断面勾配

7.5.8 土砂流動速度および混濁流について

ここでは、土砂流動速度および混濁流について整理する。

図-7.25はSimpsonが示した重力流れが流動していく過程におけるフロント形状の2つのタイプである²⁸⁾。(A)が、密な流動体のフロント部に形成される“billows”，(B)が、混濁がさらに進化したパターンの“lobes and clefts”である。一方下部の写真-7-17(A)，(B)は、今回の実験で得られたフロントの映像である。(A)がケース2($w_0=110\%$)，(B)がケース3($w_0=120\%$)である。図-7.25シリーズと写真-7.17シリーズは、若干図-7.25(B)のフロントが丸みを帯びているが、形状は良く似ている。

図-7.26は、ケース1およびケース2のシャッター板開放直後(初期補正した開始時点)からの実測時間とフロントの移動距離の関係を表している。これより水路側への流出直後から約6cm/sの一定速度で移動している。ただし、開放直後とその後の移動点の間にはギャップがある(近似線に切片が存在する)。これは、シャッター板開放後、瞬間的に土砂が自重によって押し出されるものの、全体的な土粒子間の骨格構造を失うほどのものではなく、土砂の運動形態は直ちに定速へと落ち着くものと想像できる。その理由として、直後においては、土砂が高速で押し出されたことによる衝撃によって発生した混濁流の渦が、フロント部分に存在しているが、その後続には混濁流はあまり認められず、水路中の濁りも小さい。一方、図-7.27に同じくケース3のシャッター開放直後からの経過時間とフロントの移動距離を示す。こちらについてはケース1およびケース2と異なり、約180cm/sの高速で水路を“駆け抜ける”ように混濁流が移動するとともに、通過後の水路内は濁りによって堆積土砂等の確認は困難であった。図-7.27において、流速を示す近似線は、原点を通過するような直線であり、シャッター開放直後から、土砂はほぼ一定速度で流動したことが伺える。自重のみでこれだけの高速移動となると土砂はもはや骨格構造を維持することはできず、固・液混濁流となって移動したことが想像できる。この場合の粘性土の非排水せん断強度は図-7.16より $\tau_f=0.47\text{kN/m}^2$ である。この程度の材料強度に対し、層中間の深さ6.5cm位置において約 11kN/m^2 ($\gamma'=4\text{kN/m}^3$ ，遠心加速度45G)の鉛直上載荷重がシャッター板開放とともに瞬間的に非拘束となった土砂に作用し、突発的に流動したものと考えられる。以上より、今回の実験ケースにおいて、ケース1およびケース2については一定速度の緩慢な流動形態としての「地すべり型流動」、ケース3は高速の流動形態としての「土石流型流動」に分けられる。先述の図-7.24に示した地すべりモデルによる安定勾配算定に関して、ケース1およびケース2については実験結果と算定結果は比較的良く合うが、ケース3は土砂の移動形態がケース1およびケース2とは異なったために、算定よりも遠方まで流動し、結果として勾配が緩くなったことがあげられる。

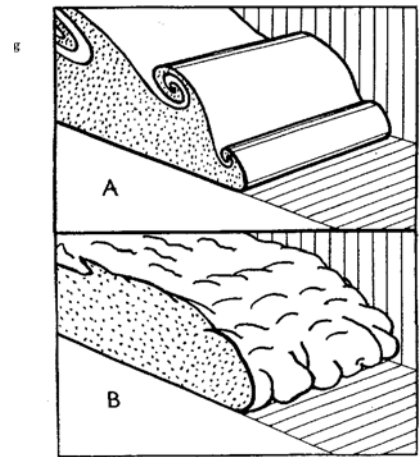


図-7.25 重力流れフロント
A:billows, B:lobes and clefts

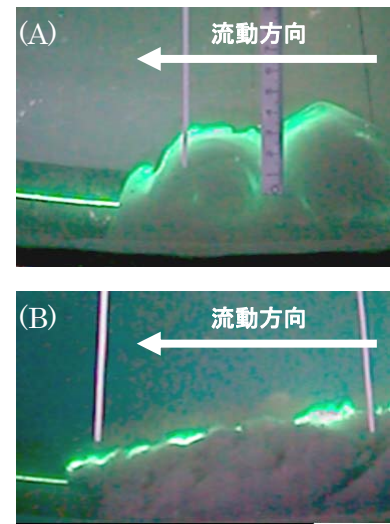


写真-7.17 実験結果
A:ケース2, B:ケース3

ただ一方で不思議なのは実験後の堆積土砂の含水比がほぼ初期の $w=120\%$ の状態を維持していたことである。もう少し高い含水比での土砂の堆積を想定していたが、ケース1およびケース2同様に初期含水比とほぼ同等であった(図-7.)。単に実験終了時の排水とともに浮泥層が取り除かれただけなのかは不明であるが、今後、他の含水比(濃度)でも確認する必要がある。

一方、フロント部の混濁渦は形を崩さずかなりの長距離を移動した。今回観察された混濁流は、海洋工事などにおける土砂投下による濁りの発生や拡散の問題などへのアプローチとして今後、参照できる可能性がある。

以上より、ドラム型遠心模型実験装置によって、実際と同等の応力条件下での土砂流動実験および混濁流の再現が室内実験レベルにおいて可能であることが示唆される。

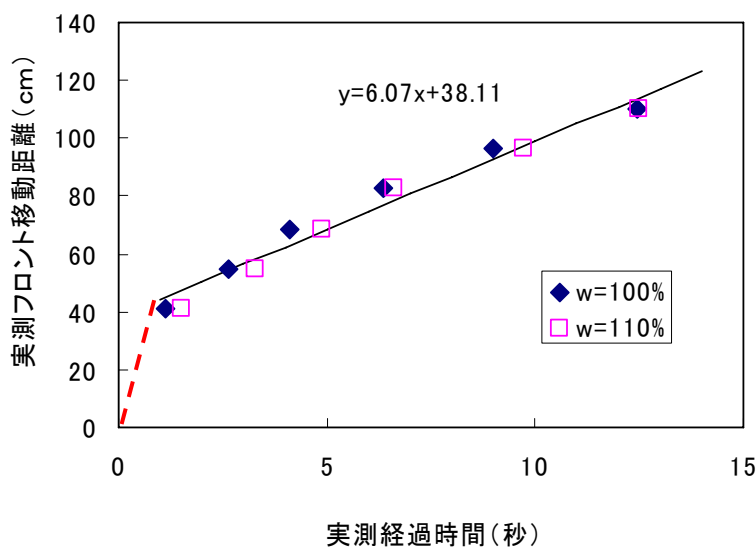


図-7.26 フロントの移動距離 ケース1 (w=100%) , ケース2 (w=110%)

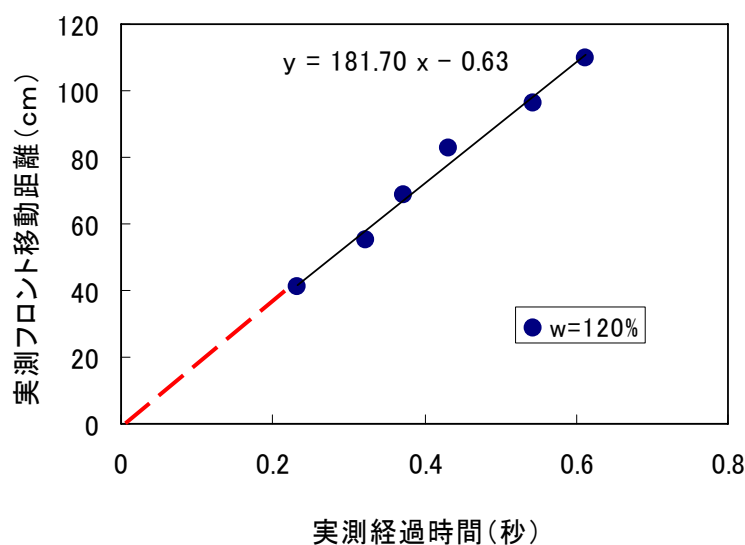


図-7.27 フロントの移動距離 ケース3 (w=120%)

7.6 まとめ

ドラム型遠心模型実験装置において、初期含水比の異なる3種類の粘性土を用いた土砂流動実験を行った。その結果、得られた主要な成果は以下である。

(1) ドラム型遠心模型装置内にシャッター板開閉装置を導入し、可搬式のドラム内周適合型の専用土槽を用いることによって、土砂流動実験が可能となった。

(2) 軟弱な粘性土のドラム遠心容器内への設置方法として、事前に土槽内に土砂を凍結させ、その後土槽ごと容器に設置する方法を採用した。凍結による体積膨張などが懸念されたが、表層のみの凍結に努めた結果そのような問題もなく、短期間での凍結および解凍時間での流動実験が可能となった。

(3) シャッター板開放後、水路内を移動する各ケース(以下、ケース1: $w_0=100\%$ 、ケース2: $w_0=110\%$ 、ケース3: $w_0=120\%$ と呼ぶ)の土砂のフロントについて、時間との関係で整理した結果、いずれのケースも開放後瞬間的に水路側へと流出する。ただしケース1およびケース2は速度を急減し、その後一定の速度(約6cm/s)で水路内を移動した。フロントに混濁渦が発生するが、後続にはあまりみられず水路内の濁りも少ない。一方、ケース3は初期の速度を維持したまま、水路内を高速(180cm/s)で移動する。全域における混濁流の発生により水路内は濁る。

(4) ケース1およびケース2は当初土砂と混濁渦とがほぼ同時に移動する。しばらくした後に土砂は移動を停止するが、混濁渦は形状および速度を維持したまま水路終端へと移動した。一方、ケース3については当初から混濁流しか確認できず、実験中の土砂の確認はできなかった。

(5) 実験終了後、堆積した土砂の断面形状は中央部に平坦部分を有する2段勾配の形状となった。いずれのケースも含水比は実験前と比べさほど変化がみられず、流動によってあまり解泥しなかったものと判断できる。全域に混濁流がみられたケース3においても同様の結果であった。

(6) 無限斜面の地すべりの安定性評価手法を参考に、非排水せん断強度をパラメータとして堆積土砂の安定勾配を算定した結果、ケース1およびケース2については実験での断面勾配に近い形状が予測されたが、ケース3は実験値が予測値と比較してかなり緩い勾配となった。これについては、ケース3が「地すべり型流動」ではなく、混濁流としての「土石流型流動」形態をとったため、遠方まで流動したことが要因と考えられる。

参考文献

- 1) Seibolt, E. & Berger, W. H. : Effects of waves and currents, The Sea Floor, Springer Verlag, pp.97-98, 1993.
- 2) Takahashi, T. : Mechanics and simulation of snow avalanches, pyroclastic flows and debris flows, Spec. Publ. Int. Ass. Sediment, No.31, pp.11-43., 2001.
- 3) Bowman, E. T., Laue, J., Imre, B., Zweidler, A., & Springman, S. M. : Debris flows in a geotechnical centrifuge, ICPMG '06, pp. 311-316, 2006.
- 4) Cundall, P., A. : A computer model for simulating progressive, large scale movement in blocky rocksystem, Symp. ISRM, Nancy, France, Proc.,2,pp.129-136,1971.
- 5) Gingold, R. A. & Monaghan, J. J. : Kernel estimates as a basis for general particle methods in hydrodynamics, J. Comput. Phys., Vol.46, pp. 429-453, 1982.
- 6) Koshizuka, S. & Oka, Y. : Moving-particle semi-implicit method for fragmentation of incompressible fluid, Nuclear Science and Engineering, Vol.123, pp.421-434, 1996.
- 7) Hirt, C. W. & Nichols, B. D. : Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, J. Comput. Phys., Vol. 39, pp. 201-225, 1981.
- 8) Sekiguchi, H, Phillips, R. : Generation of water waves in a drum centrifuge, Proc. Int. Conf. CENTRIFUGE 91, pp. 343-350, 1991.
- 9) Phillips, R. and Sekiguchi, H. : Generation of water wave trains in drum centrifuge, Proc. Int. Symp. Techno-Ocean 92, pp29-34, 1992.
- 10) Sekiguchi, H., Kita, K. & Okamoto, O. : Wave-induced instability of sand beds, Proc. Int. Conf. CENTRIFUGE 94, pp295-300, 1994.
- 11) 関口秀雄・北 勝利・下村泰造 : 遠心力場重複波実験による砂質地盤の間隙圧応答, 第 39 回土質工学シンポジウム発表論文集, pp. 29-36, 1994.
- 12) Sekiguchi, H., Kita, K. & Okamoto, O : Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, Soils and Foundations, Vol.35, No.3, pp.31-42, 1995.
- 13) Sassa, S. & Sekiguchi, H. : Wave-induced liquefaction of beds of sands in a centrifuge, Geotechnique, Vol. 49, No.5, pp.621-638, 1999.
- 14) Sassa, S. & Sekiguchi, H. : Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds, Geotechnique, Vol. 51, No.2, pp.115-126, 2001.
- 15) 宮本順司・佐々真志・関口秀雄 : 波浪作用下における液状化の進展および凝固・圧密過程, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.846-850, 2002.
- 16) 宮本順司・佐々真志・関口秀雄 : 液状化地盤における進行性凝固—波浪エネルギー消散と境界層内物質輸送への適用, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp.851-855, 2003.
- 17) Sassa, S., Miyamoto, J., & Sekiguchi, H. : The dynamics of liquefied sediment flow undergoing progressive solidification, In : Submarine Mass Movements and Their Consequences (Locat, J. & Mienart, J.eds.), Kluwer Academic Publishers, pp.95-102,2003.

- 18) 宮本順司・佐々真志・徳山領一・関口秀雄：水中堆積物の重力流れと凝固・堆積過程の観察，海岸工学論文集，第 51 巻，2004.
- 19) Miyamoto, J., Sassa, S. & Sekiguchi, H. : Progressive solidification of a liquefied sand layer during continued wave loading, *Geotechnique*, Vol. 54(10), pp.617-629, 2004.
- 20) Amiruddin, Sassa, S. & Sekiguchi, H. : Analysis of three -dimensional sediment gravity flows, *Annals, DPRI, Kyoto University*, No.47 B, pp.617-633, 2004.
- 21) Amiruddin, Sassa, S. & Sekiguchi, H. : Fluidized sediment gravity flow, *Modeling and Validation, Proc. Int. Conf. on Monitoring, prediction and mitigation of water related disasters (MPMD), Kyoto*, pp.545-550, 2005.
- 22) Amiruddin, Sassa, S. & Sekiguchi, H. : Modeling of sediment gravity flows with progressive solidification, *Annals, DPRI, Kyoto University*, No.48 B, pp. 757-774, 2005.
- 23) Amiruddin, Sekiguchi, H. & Sassa, S. : Subaqueous sediment gravity flows undergoing progressive solidification, *Norwegian Journal of Geology*, Vol. 86, pp. 285-293, 2006.
- 24) 高橋武一・工藤公秀・鶴ヶ崎和博・大石富彦・原口和靖：浚渫粘土を用いた人工干潟造成における地表面勾配の検討，土木学会第 59 回年次講演会，VI，pp493-494，2004.
- 25) 鶴ヶ崎和博・高橋武一・大石富彦・原口和靖：人工干潟造成における地盤の安定勾配に関する室内模型実験，土木学会第 59 回年次講演会，VI，pp495-496，2004.
- 26) エコポート（海域）技術 WG：港湾における干潟との共生マニュアル，（財）港湾空港高度化センター，pp82-83，1998.
- 27) 例えば，山口柏樹著：土質力学（全改訂），技報堂出版，pp300-302，1984.
- 28) Simpson J.E. : Gravity Currents, In the Environment and the Laboratory, Second Edition, Cambridge University Press, pp140-142, 1997.

第 8 章 結論

遠心模型実験装置を用いた模型実験の大きな特徴は、縮尺模型実験でありながら地盤の力学挙動の解明に不可欠である応力、ひずみに関しては実物との対応が一对一の関係で成立する。特にドラム型遠心模型実験装置は円周方向への境界の影響を極力抑えた構造であり、非常に長大な実験領域を確保できるとともに、二次元水路としての適用が可能である。本論文は、このドラム型遠心模型実験装置を用いて、新規に開発した手法や設備を導入し、地盤系と流体系の相互作用の影響が大きい沿岸域の各種問題の解明に取り組んだ成果である。各章で得られた主要な結論を以下に示す。

第 1 章は序論であり、本論文の位置づけと研究の背景について述べている。またフローチャートによって、本論文の構成について述べた。

第 2 章では、遠心模型実験装置に関して、利用の背景や目的およびモデル化を図る上で重要となる相似則について述べた。また、利用するうえでの適用限界について述べた。

第 3 章では、以降の章において利用するドラム型遠心模型実験装置に関して、その特徴や諸元およびビーム型遠心装置と比較しての長所や二次元水路としての適用性について述べるとともに、沿岸域の各種問題解明において開発、使用した付属設備および計測器等について述べた。

第 4 章では、ドラム遠心装置を用いた 1 つ目の沿岸域実問題への適用事例として、水中土砂投入による埋立施工に関する模型実験例を示した。具体的には、直投工法による海底地盤の安定性を評価する際、必要となる衝撃荷重と荷重分布形状（のり面の荷重勾配）の予測を遠心模型実験により行った。一連の実験結果より、その成果は以下のようにまとめられる。

- (1) 直投土砂の海底地盤への到達時間や堆積形状に関して、模型および現場実験の結果は良く一致しており、遠心模型実験は直投工法による土砂の挙動を精度良く予測できる。
- (2) 土砂投下実験における D/S (衝撃荷重/静的荷重) の値は水深が 20m から 6m へと浅くなるにつれ、1.0 から 1.3 へと大きくなる。また、荷重勾配も水深の減少に伴い増加する。
- (3) 以上の結論は海底地盤条件の剛・軟に依存しない。
- (4) 衝撃荷重を考慮した安定解析として、著者らが提案している堆積形状予測式と、 D/S および荷重勾配の関係から荷重条件を決定し、修正フェレニウス法を適用することにより可能となる。

第 5 章では、ドラム型遠心力模型実験装置による波浪実験手法について説明するとともに、波浪場を再現した実例として、管理型廃棄物埋立護岸の背面地盤に及ぼす波浪の影響に関する実験ならびにその数値解析事例をとりあげた。一連の実験結果および数値解析結果より、その成果は以下のようにまとめ

られる。

- (1) 波浪・地盤・構造物の相互作用を実規模レベルで検討するため、ドラム型遠心模型実験装置を用いた波浪実験手法を開発した。造波はプランジャー方式を採用した。造波ピストンの先端には軽量フロートを採用し、浮力によるピストン・モーターへの負荷を極力低減させる構造とした。その結果、遠心加速度 100G 場において、周期 0.05s (実換算 5s)、波高約 4cm (実換算 4m) の造波が可能となるとともに、波形の安定性にも問題はなく、本装置の波浪実験装置としての本格的運用が可能であることを確認した。
- (2) 管理型廃棄物埋立護岸の波浪に対する安定性評価において、遠心力場波浪実験の結果、ケーソン前趾波圧は同条件での水理模型実験および数値波動水路から導き出された波圧とほぼ同一の値を示したことから、実施した遠心力場波浪実験は波浪場を良く再現しており、波浪・地盤・構造物の相互作用問題に対して、有効な実験方法である。
- (3) 遠心力場波浪実験と数値解析の結果より、それぞれの構造物、地盤内に発生する圧力等の一致度は良好であり、用いた数値解析手法は波浪・地盤・構造物の相互作用問題に対して有効な手法である。
- (4) 両結果において、腹付け部の転炉スラグおよび遮水シートに作用する圧力は低減される。ケーソン前趾波圧と比較して、最大で 50%程度であった。ただし、両結果とも遮水シート付近中間から上部層にかけて圧力が高くなること、下部の裏込石との境界部分に圧力の高い部分が存在することなど、特徴的な分布傾向がみられた。
- (5) 同様に、両結果とも海底地盤内に発生する過剰間隙水圧は護岸前面側から背面側に移行するに従って逐次低減していく。ただし、発生する圧力は今回のモデルの領域においては、完全には消散せず、ケーソン前趾波圧に対して、実験では 5%、数値計算では 10%の圧力の発生がみられた。
- (6) ケーソン背面側に圧抜き口がない場合は、背面地盤や遮水シートには高い圧力が全域にわたり作用することが計算結果より明らかとなった。

第 6 章では、ドラム型遠心模型実験装置において、水塊流動に関する段波実験およびダムブレイク実験を試みた。得られた主要な成果は以下である

- (1) 水塊流動実験における開放扉の構造として、エアジャッキによるシャッター板開閉方式を採用した。ただし、シャッター板の開放スピードが水塊移動に影響を与えることが懸念されたため、開放スピードの向上と遠心力場におけるエアジャッキへの負荷を考慮し、カウンターウエイトをシャッター板へと連結するとともに、浮力の効果を得るために、一定水深以上にて実験を行った。その結果、シャッター板の上昇スピードは遠心加速度 45G 場において約 1m/s、100G 場において約 0.6m/s であった。
- (2) 水塊流動実験のように遠心容器内において物質の急速な移動現象を再現する場合は、重量バランス上の観点から遠心装置への負荷が大きいことが予想された。そこで容器全域に常に一定レベル以上の水位を保たせることによって、慣性力による装置の安定性向上を図るとともに、実験容器内を貯水槽、水路、外周部の 3 つに区分し、各部分の水位をコントロールしつつ実験は実施した。その結果、遠心加速度 100G 場での段波実験においても、装置は安定した運転が可能であった。
- (3) 遠心加速度 100G 場における水位差 2.8cm (換算 2.8m) の段波実験において、波高計および波圧計

の2種類の異なる計測器から得られた波速はいずれも福井らの提案する段波波速よりも若干遅くなった。一方、鉛直壁に作用する波圧に関しては、水深に無関係に一応な波圧分布となり、段波波圧の傾向を示した。

- (4) ダムブレイク実験の結果、フロントの到達時刻と距離の関係から、低加速度場においては比較的従来の1G場実験結果との整合がとれるものの、高加速度場になるにつれ、シャッター板の開放速度の影響と思われる移動距離の低減がみられた。
- (5) 実験および計算との比較の結果、シャッター開放速度が実験結果に影響を与えたものと予想され、今後、開閉速度の向上を図る必要がある。ただし、波速レベルや波圧レベルなどにおいて、通常の室内実験では再現しにくい高速、高応力レベルでの実験が本装置での運用により可能となり、津波実験装置としての適用性を十分有するものと思われる。また、計算手法に関しても、今後精度向上のための重要なデータが得られたものとする。

第7章では水際の軟弱堆積土砂の流動・安定化に関する研究に関して関口らの研究についてレビューするとともに、ドラム型遠心模型実験装置内での土砂流動実験について述べた。得られた主要な成果は以下である。

- (1) ドラム型遠心模型装置内にシャッター板開閉装置を導入し、可搬式のドラム内周適合型の専用土槽を用いることによって、土砂流動実験が可能となった。
- (2) 軟弱な粘性土のドラム遠心容器内への設置方法として、事前に専用土槽内に土砂を凍結させ、その後土槽ごと容器に設置する方法を採用した。凍結による体積膨張などが懸念されたが、表層のみの凍結に努めた結果そのような問題もなく、短期間での凍結および解凍時間での流動実験が可能となった。
- (3) シャッター板開放後、水路内を移動する各ケース（以下、ケース1： $w_0=100\%$ 、ケース2： $w_0=110\%$ 、ケース3： $w_0=120\%$ と呼ぶ）の土砂のフロントについて、時間との関係で整理した結果、いずれのケースも開放後瞬間的に水路側へと流出する。ただしケース1およびケース2は速度を急減し、その後一定の速度（約6cm/s）で水路内を移動した。フロントに混濁渦が発生するが、後続にはあまりみられず水路内の濁りも少ない。一方、ケース3は初期の速度を維持したまま、水路内を高速（180cm/s）で移動する。全域における混濁流の発生により水路内は濁る。
- (4) ケース1およびケース2は当初土砂と混濁渦とがほぼ同時に移動する。しばらくした後に土砂は移動を停止するが、混濁渦は形状および速度を維持したまま水路終端へと移動した。一方、ケース3については当初から混濁流しか確認できず、実験中の土砂の確認はできなかった。
- (5) 実験終了後、堆積した土砂の断面形状は中央部に平坦部分を有する2段勾配の形状となった。いずれのケースも含水比は実験前と比べさほど変化がみられず、流動によってあまり解泥しなかったものと判断できる。全域に混濁流がみられたケース3においても同様の結果であった。
- (6) 無限斜面の地すべりの安定性評価手法を参考に、非排水せん断強度をパラメータとして堆積土砂の安定勾配を算定した結果、ケース1およびケース2については実験での断面勾配に近い形状が予測されたが、ケース3は実験値が予測値と比較してかなり緩い勾配となった。これについては、ケース3が「地すべり型流動」ではなく、混濁流としての「土石流型流動」形態をとったため、遠方まで流動

したことが要因と考えられる。

以上、ドラム型遠心模型実験装置を用いた沿岸域の地盤工学的諸問題への適用事例について述べてきた。再三述べているように、遠心模型実験で全て解答が得られるわけではない。しかし、問題点を絞り込み、適切な相似則のもとで模型実験を行うことで、かなりの精度で実現現象を再現しうると考える。流体・地盤・構造物の相互作用の問題へは最も適した実験装置であると断言できる。特に水路そのものを遠心力場に取り込むことが可能なドラム型遠心装置は、その三者の融合が容易となる。

技術の進歩はめざましく、著者が携わった約 10 年の間にも計測・収録機器、画像撮影・解析機器など、遠心模型実験装置の可能性をさらに拡大せしめた。また、問題解決のための片側の車輪である数値解析技術の進歩もめざましい。さらに付け加えるならば、現場計測技術の進歩も然りである。三者のコラボレーションによって、今後ますます複雑化する問題へのアプローチが可能となる。山地が多く、四方を海に囲まれた我が国が今後も注力すべき場所は沿岸域であると思われるが、地震や津波、台風や土砂災害など解決すべき課題も依然として多い。また、今後はメンテナンスが主役の時代ともいわれている。地盤工学においても疲労やクリープといった非常に見えにくい現象を捉えることが要求される。遠心実験において現象を事前に予測し、現地での計測システムへとつなげ、数値解析技術によって早期の手当を行う、といった効果的、効率的な体制が将来至るところで図られることを期待したい。

今回取り挙げた事例には未だ途上のものも含まれ、装置としても改良の余地は依然として残されている。ただ、実流速並みの水塊流動の再現や波浪場の再現あるいは土砂流動実験における混濁渦の再現など、これまで室内実験での再現が困難であった各種の現象を不完全ながらも再現できた。問題解決のあらたな糸口として、今後装置のさらなる進化が必要であるとともに、実験技術の向上に努めていきたい。

本研究の成果が、各種の問題に対する解決への一助となれば幸いである。

謝辞

本論文を作成するにあたりまして、多くの方々にご教授とご協力をいただきました。ここに厚く、御礼申し上げます。

指導教官として大学院への編入学から論文のテーマ選定ならびに本論文作成まで懇切丁寧にご指導いただきました京都大学防災研究所教授関口秀雄博士におかれましては大変お世話になりました。先生からの大学院編入学に関するお誘いがなければ、このような榮譽にあずかることはありませんでした。まずは、感謝申し上げます。基本に立ち返ること、課題における **Science, Physics** としての着目点は何か、また、それを正確に、わかりやすく表現することを常に意識すること等、多くのことを学ばせていただきました。今後、ご指導いただきました点に関しまして、大いなる糧として心に留めおき、精進いたします。厚く、御礼申し上げます。

京都大学防災研究所教授井合進博士、間瀬肇博士には本論文をまとめるにあたり有益なご指導、ご助言をいただきました。御礼申し上げますとともに深く感謝いたします。

京都大学防災研究所関口研究室の東良慶博士、佐々真志博士（現 港湾空港技術研究所）、金夏永博士（現 Samsung Corporation）をはじめとして在席された皆様方にはお世話になりました。大学院進学以前より研究室に出入りし、ゼミへの参加など皆様方の研究をお聞かせいただき、大いに刺激を受けるとともに数値解析手法、現地計測手法などいろいろと勉強させていただきました。深く感謝いたします。

筆者が 1992 年から 1996 年までの 3 年半の間奉職しておりました神戸大学工学部地盤基礎工学研究室（当時）の軽部大蔵博士（現 神戸大学名誉教授）、田中泰雄博士、藤原照幸氏（現 地域地盤環境研究所）をはじめとして当時研究室に在席された皆様方には、大変お世話になりました。粘土・砂・礫材と様々な地盤材料を用い、飽和・不飽和、静的・動的、圧密・せん断等、地盤工学におけるあらゆる枠組や境界を取り払った幅広い研究内容やオリジナルの装置による実験スタイルなど、業務そっちのけで勉強させていただきました。業務上各種の材料や条件下での課題に対して、とりあえず何か実験でもやってみようか、という気分になれるのも、そこでの経験や研究の賜であると思っております。深く感謝いたします。

筆者が大学学部 4 年次および大学院 2 年間在席した広島大学工学部土質研究室（当時）の吉國洋博士（現 広島大学名誉教授）、森脇武夫博士（現 呉工業高等専門学校）、住岡宣博博士（現 中電技術コンサルタント）をはじめ当時研究室に在席された皆様方には、大変お

世話になりました。この世界に入るきっかけと、土質力学の奥深さとおもしろさと、研究の厳しさを学ぶことができました。深く感謝いたします。

東洋建設(株)取締役常務執行役員、井戸慎一技術本部長、同じく執行役員兼総合技術研究所長兼鳴尾研究所長三宅達夫博士におかれましては、厳しい社会情勢にも関わらず、学位取得に関する機会を与えていただきました。また、期間中におきましては、暖かい励ましと、懇切丁寧なご指導を賜りました。深く感謝いたします。

東洋建設(株)鳴尾研究所の皆様方にはお世話になりました。人手も時間も足りないなかで、このようなわがままを許していただきありがとうございました。また、実験やデータ整理など多大なるご協力をいただきましたことにつきまして非常に感謝をいたしております。皆様のサポートが無ければ到底ここまでたどり着くことは無かったと思います。厚く御礼申し上げます。

最後に、ここまで私を支えてくれた両親と妻と2人の娘達に感謝します。