

NRA 技術報告

NRA Technical Report Series

防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる 水深係数について

Water Depth Coefficients for Evaluating Tsunami Pressure on Seawall

石田 暢生、森谷 寛、東 喜三郎、鳥山 拓也、中村 英孝

Nobuo ISHIDA, Hiroshi MORITANI, Kisaburo AZUMA, Takuya TORIYAMA and Hidetaka NAKAMURA

安全技術管理官(地震・津波担当)付

Division of Research for Earthquake and Tsunami

原子力規制庁

長官官房技術基盤グループ

Regulatory Standard and Research Department,
Secretariat of Nuclear Regulation Authority(S/NRA/R)

原子力規制委員会

Nuclear Regulation Authority

平成 28 年 12 月

December 2016

本技術報告は、原子力規制庁長官官房技術基盤グループが行った安全研究等の成果をまとめたものです。原子力規制委員会は、これらの成果が広く利用されることを期待し適時に公表することとしています。

なお、本技術報告の内容を規制基準、評価ガイド等として審査や検査に活用する場合には、改めて原子力規制委員会としての判断が行われます。

本レポートの内容に関するご質問は、下記にお問い合わせください。

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ 安全技術管理官（地震・津波担当）付
〒106-8450 東京都港区六本木 1-9-9 六本木ファーストビル
電 話：03-5114-2226
ファックス：03-5114-2236

防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる 水深係数について

原子力規制庁 長官官房技術基盤グループ
安全技術管理官（地震・津波担当）付
石田 暢生 森谷 寛 東 喜三郎 鳥山 拓也 中村 英孝

要旨

防潮堤は、津波防護施設の一つであり、原子力発電所敷地内への津波の浸水を抑制する重要な構造物である。そのため、津波に対して防潮堤の防護機能が十分保持できるよう、津波の波圧特性を適切に把握し、防潮堤の津波に対する構造健全性を評価する必要がある。

平成25年6月に制定された「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」では、津波防護施設の設計に当たって、「津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば国交省の暫定指針*等）及びそれらの適用性」を確認することとしており、さらに、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」でも「施設に作用する津波波圧の経時変化（段波波圧、持続波圧）に留意」することが明示されている。

*：国土交通省「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」（平成23年11月17日）

平成26年12月に原子力規制庁より公開した「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」（NTEC-2014-4001）では、持続波を対象にフルード数が1以下の範囲であれば、国交省の暫定指針の考え方を適用できることを確認した。なお、フルード数が1を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を今後の検討課題として挙げた。

平成27年10月に原子力規制庁より公開した「防潮堤に作用する津波段波の影響について」（NTEC-2015-4001）では、段波が防潮堤の構造健全性に与える影響について、概して持続波による影響よりも小さいことを確認した。さらに、段波による影響が持続波より大きくなる場合においても、国交省の暫定指針の考え方を適用できることを確認した。

本研究では持続波を対象に、フルード数が1を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため、水理試験及び解析を実施した。

この結果、防潮堤が無い場合の通過波の最大比エネルギー発生時刻に基づいたフルード数及び水深係数を用いて、防潮堤に対する作用波圧を評価できることを確認した。

Water Depth Coefficients for Evaluating Tsunami Pressure on Seawall

Nobuo ISHIDA, Hiroshi MORITANI, Kisaburo AZUMA, Tkuya TORIYAMA
and Hidetaka NAKAMURA

Division of Research for Earthquake and Tsunami

Regulatory Standard and Research Department,
Secretariat of Nuclear Regulation Authority (S/NRA/R)

Abstract

A seawall is one of the important structures for tsunami protection to prevent flooding in the nuclear power plant site. In order to maintain the tsunami protection function, it is necessary to well understand the characteristics of the tsunami wave force and evaluate the structural integrity of the seawall.

Regarding design and evaluation of tsunami protection measures, Regulatory Guide for Reviewing Design Basis Tsunami and Tsunami-Resistant Design, issued in June 2013, requires to “confirm the technical basis to be considered on the loads due to tsunami such as wave pressure and impact force, (for example, the interim guideline* of the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT) and so forth) and its applicability”. Regulatory Guide for Reviewing Tsunami-Resistant Design on Construction Plan also provides the same requirement, and requires that the load of bore wave pressure and continuous wave pressure on a structure, which changes with time, shall be paid attention to.

* “The interim guideline for the structural conditions of tsunami evacuation buildings etc, based on the building damage from the tsunami in the Tohoku earthquake”, MLIT, Nov. 17, 2011.

NRA Technical Report “Applicability of Water Depth Coefficient in Evaluation for Tsunami Wave Force Acting on Seawall” (NTEC-2014-4001, in Dec., 2014) confirms that MLIT’s interim guideline issued in 2011 can be applied to evaluation of continuous wave when $Fr \leq 1$, where Fr is the Froude number. According to the report, further consideration is required to establish the method for evaluating the continuous wave pressure on the seawall when $Fr > 1$, and to clarify bore wave pressure effects on structural integrity of the seawall.

NRA Technical Report “Effects of Bore Pressure of Tsunami on Seawall” (NTEC-2015-4001, in Dec., 2015) confirms that the effects of bore wave pressure on the seawall are generally smaller than those of continuous wave pressure. Even when the bore wave pressure has larger effects than continuous wave pressure, the method provided by the MLIT’s interim guideline can be used.

In this study, hydraulic flume tests and numerical simulations were conducted in order to investigate the method for evaluating the continuous wave pressure on the seawall when $Fr > 1$. The results demonstrate that wave pressure on the seawall can be evaluated by the Froude number and water depth coefficient, which are related to a maximum specific energy of the wave without consideration of the seawall effect.

目 次

1. 序論	1
2. 防潮堤に作用する津波.....	3
2. 1 防潮堤に作用する津波波圧の概要.....	3
2. 2 防潮堤設計に係る設計波圧算定手法.....	4
3. 研究の概要	6
3. 1 研究の対象.....	6
3. 2 研究の着眼点.....	6
3. 3 研究の構成.....	7
4. 水理試験	10
4. 1 水理試験設備.....	10
4. 2 水理試験ケース.....	13
4. 3 水理試験結果.....	16
4. 4 水理試験のまとめ.....	44
5. シミュレーション解析.....	46
5. 1 シミュレーション解析方法.....	46
5. 2 シミュレーション解析条件.....	47
5. 3 シミュレーション解析結果.....	49
6. 実規模モデルによる試解析.....	75
6. 1 試解析方法.....	75
6. 2 試解析条件.....	75
6. 3 試解析結果.....	76
7. 考察	79
7. 1 第一報評価方法による水理試験結果の整理及び既往研究式との比較.....	79
7. 2 フルード数 (Fr) が 1 を超える場合の作用波圧の評価.....	81
7. 3 フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係の整理	85
7. 4 水理試験結果及び理論式の関係の分析.....	86

8. フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いた作用波圧評価式導出例	87
8. 1 理論式に基づく評価式導出例.....	87
8. 2 その他の評価式導出例.....	89
8. 3 評価式導出例のまとめ.....	91
8. 4 作用波圧評価に当たっての留意事項.....	91
9. 結論	92
謝 辞	92
参考文献	93
付録 1 水理試験で採用されている相似則及び縮尺の考え方について	94
付録 2 上り勾配地形における津波波圧の評価について.....	97
付録 3 盛土地形における津波波圧の評価について.....	99
付録 4 堤体隙間の影響について	101
付録 5 フルード数が 1 を超える場合の作用波圧の参考評価例.....	109
「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」の執筆者.....	113

表 目 次

表 4. 1 通過波検定試験ケース一覧	14
表 4. 2 波圧試験ケース一覧	15
表 5. 1 解析方法.....	46
表 5. 2 水の物性値.....	46
表 5. 3 水理試験シミュレーション解析ケース一覧.....	48
表 6. 1 実規模モデルによる試解析ケース一覧.....	75

図 目 次

図 2. 1	防潮堤に作用する津波波圧	3
図 2. 2	国交省の暫定指針における設計波圧算定手法	4
図 2. 3	フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係 (第一報及び既往研究評価式) ...	5
図 3. 1	本研究の構成	7
図 4. 1	水理試験設備の概要 (通過波検定試験及び波圧試験)	11
図 4. 2	堤体に設置した波圧計の位置 (波圧試験)	12
図 4. 3	通過波検定試験及び波圧試験の状況	12
図 4. 4	作用波の種類 (孤立波、正弦波、長周期波) 及び形状	13
図 4. 5	通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) (水路底面勾配 : 0、孤立波 : W01、W02)	16
図 4. 6	通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) (水路底面勾配 : 0、正弦波 : W03~W05)	17
図 4. 7	通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) (水路底面勾配 : 0、正弦波 : W06~W08)	18
図 4. 8	通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) (水路底面勾配 : 0、長周期波 : W09~W12)	19
図 4. 9	通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、孤立波 : W01、W02)	20
図 4. 10	通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、正弦波 : W03~W05)	21
図 4. 11	通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、正弦波 : W06~W08)	22
図 4. 12	通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、長周期波 : W09~W12)	23
図 4. 13	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及び フルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、孤立波 : W01、W02)	24
図 4. 14	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及び フルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、正弦波 : W03、W04)	25
図 4. 15	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及び フルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、正弦波 : W05、W06)	26
図 4. 16	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及び フルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、正弦波 : W07、W08)	27

図 4. 17	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、長周期波 : W09、W10)	28
図 4. 18	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、長周期波 : W11、W12)	29
図 4. 19	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、孤立波 : W01、W02)	30
図 4. 20	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、正弦波 : W03、W04)	31
図 4. 21	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、正弦波 : W05、W06)	32
図 4. 22	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、正弦波 : W07、W08)	33
図 4. 23	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、長周期波 : W09、W10)	34
図 4. 24	堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、長周期波 : W11、W12)	35
図 4. 25	堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係 (水路底面勾配 0、孤立波 : W01、W02)	36
図 4. 26	堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係 (水路底面勾配 0、正弦波 : W03～W05)	37
図 4. 27	堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係 (水路底面勾配 0、正弦波 : W06～W08)	38
図 4. 28	堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係 (水路底面勾配 0、長周期波 : W09～W12)	39
図 4. 29	堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係 (水路底面勾配 1/20、孤立波 : W01～W02)	40
図 4. 30	堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係 (水路底面勾配 1/20、正弦波 : W03～W05)	41
図 4. 31	堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係 (水路底面勾配 1/20、正弦波 : W06～W08)	42
図 4. 32	堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係 (水路底面勾配 1/20、長周期波 : W09～W12)	43
図 5. 1	水理試験シミュレーション解析モデル (水路底面勾配 0)	47
図 5. 2	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-1)	50

図 5. 3	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-2)	51
図 5. 4	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-3)	52
図 5. 5	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-4)	53
図 5. 6	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-5)	54
図 5. 7	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-6)	55
図 5. 8	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-7)	56
図 5. 9	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-8)	57
図 5. 10	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-9)	58
図 5. 11	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-10)	59
図 5. 12	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-11)	60
図 5. 13	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case1-12)	61
図 5. 14	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case2-1)	62
図 5. 15	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case2-2)	63
図 5. 16	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case2-3)	64
図 5. 17	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case2-4)	65
図 5. 18	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case2-5)	66
図 5. 19	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case2-6)	67
図 5. 20	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$)	
	(Case2-7)	68

図 5. 21	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-8)	69
図 5. 22	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-9)	70
図 5. 23	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-10)	71
図 5. 24	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-11)	72
図 5. 25	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-12)	73
図 5. 26	作用波先端の状況	74
図 6. 1	実規模モデルによる試解析モデル (Case3-1, 3-2)	75
図 6. 2	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case3-1)	77
図 6. 3	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case3-2)	78
図 7. 1	フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係 (水理試験結果及び既往研究評価式)	79
図 7. 2	最大比エネルギー ($E_{\max}$) 及び持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の発生時刻の関係 (フルード数 (Fr) ≤ 1 における水理試験結果の一例)	82
図 7. 3	最大比エネルギー ($E_{\max}$) 及び持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の発生時刻の関係 (フルード数 (Fr) > 1 における水理試験結果の一例)	82
図 7. 4	フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) 並びに理論式及び回帰式の関係	85
図 8. 1	フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いた評価例 (対数標準偏差+2 σ)	87
図 8. 2	フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いた評価例 (対数標準偏差+3 σ)	88
図 8. 3	フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いたその他の評価例 (対数標準偏差+2 σ)	90

用語の定義

波圧 (wave pressure)	津波により防潮堤に作用する水平方向の圧力の総称
段波 (bore wave)	津波先端部の波
持続波 (continuous wave)	段波の後の津波本体の波
段波波圧 (bore wave pressure)	段波によって防潮堤に作用する、短時間で大きく変化する波圧 本研究では、堤体前面最大浸水深となる時刻より前の時間帯に 生じるものとして整理した。
持続波圧 (continuous wave pressure)	持続波によって防潮堤に作用する、長時間で一定の範囲の波圧 本研究では、堤体前面最大浸水深となる時刻より後の時間帯に 生じるものとして整理した。
堤体 (seawall model)	水理試験に用いた模擬防潮堤
汀線 (shoreline)	本研究では、海岸線を意味する用語として水理試験及び解析に 使用
作用波	水理試験及び解析に用いた模擬津波
孤立波 (solitary wave)	水深一定の条件の下では、単独の山又は谷だけが波形を変えず 一定の速度で伝播する波。水理試験では、孤立波形状の波形と して津波造波装置前面（水深 0.6m）における水位変動が

$$\eta = a \cosh^{-2} 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{1}{2} \right)$$

となるように造波信号を与えた。

a : 作用波の波高 T : 代表周期

t : 時間 ($0 \leq t \leq T$)

正弦波 (sine wave)	正弦関数の半周期分（押し波）の波形が一定の速度で伝播する 波 水理試験では、津波造波装置前面（水深 0.6m）における水位変 動が
--------------------	--

$$\eta = a \cos 2\pi \left(\frac{t}{2T} - \frac{1}{4} \right)$$

となるように造波信号を与えた。

a : 作用波の波高 T : 代表周期

t : 時間 ($0 \leq t \leq T$)

長周期波 (long period wave)	孤立波及び正弦波に対し、周期が長く、高い水位を保持したま ま水位が低下しない波 水理試験では、津波造波装置前面（水深 0.6m）における水位変
----------------------------	---

動が

$$\eta = \begin{cases} a \cosh^{-2} 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{1}{2} \right) & \text{or } a \cos 2\pi \left(\frac{t}{2T} - \frac{1}{4} \right) & \text{when } t < T/2 \\ a & & \text{when } t \geq T/2 \end{cases}$$

となるように造波信号を与えた。

a : 作用波の波高 T : 代表周期

t : 時間 ($0 \leq t \leq T$)

沖側波高 ($h(t)$)	沖側における作用波の高さの時刻歴
浸水深 ($\eta(t)$)	堤体が無い場合の陸側における作用波の深さの時刻歴
持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$)	堤体が無い場合の作用波の持続波領域における深さの最大値
最大比エネルギー発生時刻における浸水深 (η_{E_max})	堤体が無い場合の作用波の最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻における深さ
流速 ($v(t)$)	作用波の沖側及び陸側の流速の時刻歴
最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$)	持続波により堤体の各測定点で計測される波圧の最大値
堤体前面最大浸水深 (η_{h_max})	堤体前面における作用波の深さの最大値
水深係数 3 (water depth coefficient 3)	水深係数は、津波波圧と浸水深に相当する静水圧との比を表す無次元数。 国土交通省の「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」(参1) (以下「国交省の暫定指針」という。)では、防潮堤に作用する津波波圧は設計用浸水深の3倍の高さに相当する静水圧より求めることとしており、この3を「水深係数3」とする。
水深係数 (α) (water depth coefficient α)	最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) と持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) に相当する静水圧との比を表す無次元数 本研究では、以下の式より水深係数 (α) を求めた。

$$\alpha = \frac{P_{\max_2nd}}{\rho g \eta_{\max_2nd}}$$

$P_{\max_2nd}$: 堤体の圧力測定点で計測した持続波圧の最大値

$\eta_{\max_2nd}$: 堤体が無い場合の作用波の持続波領域における深さの最大値

ρ : 流体密度 g : 重力加速度

水深係数 (α_E)
(water depth coefficient α_E)

最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) と最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻における浸水深 (η_{E_max}) に相当する静水圧との比を表す無次元数
本研究では、以下の式より水深係数 (α_E) を求めた。

$$\alpha_E = \frac{P_{\max_2nd}}{\rho g \eta_{E_max}}$$

$P_{\max_2nd}$: 堤体の圧力測定点で計測した持続波圧の最大値

η_{E_max} : 堤体が無い場合の作用波の最大比エネルギー発生時刻における深さ

ρ : 流体密度 g : 重力加速度

フルード数 (Fr)
(Froude number Fr)

流体の慣性力 (勢い) と重力との比を表す無次元数で、流体の性状を示す指標の一つ

本研究では、以下の式よりフルード数 (Fr) を求めた。

$$Fr = \frac{V_{\eta_max_2nd}}{\sqrt{g \eta_{\max_2nd}}}$$

$\eta_{\max_2nd}$: 堤体が無い場合の作用波の持続波領域における深さの最大値

$v_{\eta_max_2nd}$: 堤体が無い場合の作用波の深さの最大値発生時刻における流速

g : 重力加速度

フルード数 (Fr_E)
(Froude number Fr_E)

最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻を基準としたフルード数

本研究では、以下の式よりフルード数 (Fr_E) を求めた。

$$Fr_E = \frac{V_{E_max}}{\sqrt{g \eta_{E_max}}}$$

η_{E_max} : 堤体が無い場合の作用波の最大比エネルギー発生時刻における深さ

v_{E_max} : 堤体が無い場合の作用波の最大比エネルギー発生時刻における流速

g : 重力加速度

フルード数 ($Fr(t)$)
(time-dependent Froude number Fr)

フルード数の時刻歴

本研究では、以下の式よりフルード数 ($Fr(t)$) を求めた。

$$Fr(t) = \frac{v(t)}{\sqrt{g \eta(t)}}$$

$\eta(t)$: 堤体が無い場合の陸側における作用波の深さの時刻歴

$v(t)$: 堤体が無い場合の陸側における作用波の流速の時刻歴

g : 重力加速度

比エネルギー ($E(t)$)
(time-dependent specific
energy)

単位体積重量の水の持つ全エネルギー（全水頭）
ベルヌーイの定理を基に非粘性、定常及び一次元流れを対象と
し、本研究では、以下の式より比エネルギー ($E(t)$) を求めた。

$$E(t) = \frac{v(t)^2}{2g} + \eta(t)$$

$\eta(t)$: 堤体が無い場合の陸側における作用波の深さ
の時刻歴

$v(t)$: 堤体が無い場合の陸側における作用波の流速
の時刻歴

g : 重力加速度

最大比エネルギー ($E_{\max}$)
(maximum specific energy)

単位体積重量の水の持つ全エネルギー（全水頭）の最大値
ベルヌーイの定理を基に非粘性、定常及び一次元流れを対象と
し、本研究では、以下の式より最大比エネルギー ($E_{\max}$) を求
めた。

$$E_{\max} = \frac{v_{E_{\max}}^2}{2g} + \eta_{E_{\max}}$$

$\eta_{E_{\max}}$: 堤体が無い場合の作用波の最大比エネルギー
発生時刻における深さ

$v_{E_{\max}}$: 堤体が無い場合の作用波の最大比エネルギー
発生時刻における流速

g : 重力加速度

1. 序論

平成 25 年 7 月に施行された「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」^(参2)（平成 25 年原子力規制委員会規則第 5 号。以下「設置許可基準規則」という。）の第 5 条では、津波による損傷の防止のため、「設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波（以下「基準津波」という。）に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。」と規定している。この規定は「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈」^(参3)（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）で「別記 3 のとおりとする。」とされ、別記 3 の第 5 条第 3 項第 1 号に、この規定を満たすための基準津波に対する設計基準対象施設の設計に当たっての方針として、S クラスに属する設備を内包する建屋及び S クラスに属する設備に対しては、「基準津波による遡上波が到達する高さにある場合には、防潮堤等の津波防護施設及び浸水防止設備を設置すること。」を求めている。

また、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」^(参4)（平成 25 年原子力規制委員会規則第 6 号）の第 6 条においても、津波による損傷の防止のため、「設計基準対象施設が基準津波によりその安全性が損なわれるおそれがないよう、防護措置その他の適切な措置を講じなければならない。」と規定し、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」^(参5)（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）では第 6 条として、上述の設置許可基準規則の解釈と同様の内容を求めている。

これらの規定に関して、基準津波策定の厳格な妥当性確認に活用することを目的として策定した「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」^(参6)（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）では、荷重の設定に関して、「5. 施設・設備の設計・評価の方針及び条件」の 5.1 (2) ②において、「a) 津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば国交省の暫定指針^(参1)等）及びそれらの適用性」とし、その設定の考え方を確認することとしている。

さらに、工事計画認可に係る審査において、耐津波設計の厳格な妥当性確認に活用することを目的として策定した「耐津波設計に係る工認審査ガイド」^(参7)（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）では、「4.5 荷重評価」の ①において、「d) 入力津波の伝播及び遡上解析では、施設に作用する津波波圧の経時変化（段波波圧、持続波圧）に留意し、特に波圧が大きくなる段波波圧（衝撃波圧）が発生する場合、施設への影響を検討していることを確認する。また、衝撃的な波圧については、ばらつきが大きくなることから、規格及び基準類、既往の研究等を参考にして、衝撃的な波圧を考慮した、荷重係数等の安全係数を設定していることを確認する。」等を求めている。

そこで、原子力発電所の防潮堤に作用する津波の波圧特性を明らかにするため、津波波圧の経時変化に着目して段波波圧と持続波圧に分類し、水理試験及び解析による検討を進めてきた。

平成 26 年 12 月に公開した NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」^(参8) (NTEC-2014-4001。以下「第一報」という。)では、持続波圧を対象に、国交省の暫定指針の水深係数 3 を防潮堤設計に適用するに当たって、その適用範囲を明確にするため水理試験及び解析を実施した。この結果、フルード数が大きくなるに従って水深係数も大きくなるが、フルード数が 1 以下の範囲では水深係数は 3 を超えないことを確認した。また、今後の検討課題として、持続波を対象とした、フルード数が 1 を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法及び段波が防潮堤の構造健全性に与える影響を挙げた。

平成 27 年 10 月に公開した NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波段波の影響について」^(参9) (NTEC-2015-4001。以下「第二報」という。)では、上記課題の段波が防潮堤の構造健全性に与える影響を明確にするため、水理試験及び解析を実施した。この結果、段波が防潮堤の構造健全性に与える影響は、概して持続波による影響よりも小さいことを確認した。ただし、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で碎波が発生する等、複数の条件の重畳によっては持続波による影響よりも大きくなる場合があるが、この場合においても、国交省の暫定指針の考え方を適用できることを確認した。

本研究では、上記課題の持続波圧を対象としたフルード数が 1 を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を検討するため、防潮堤が無い場合の通過波の比エネルギーに着目した水理試験及び解析を実施した。

2. 防潮堤に作用する津波

2. 1 防潮堤に作用する津波波圧の概要

防潮堤に作用する津波波圧には図 2.1 に示すように、段波波圧と持続波圧がある。段波波圧は、最初に防潮堤に衝突する津波が与える短時間で大きく変化する波圧のことである。一方、持続波圧は、段波波圧の後の継続時間の長い波圧のことであり、防潮堤には長時間で一定の範囲の波圧が作用する。防潮堤の設計に当たっては、このような二種類の津波波圧を考慮する必要がある。

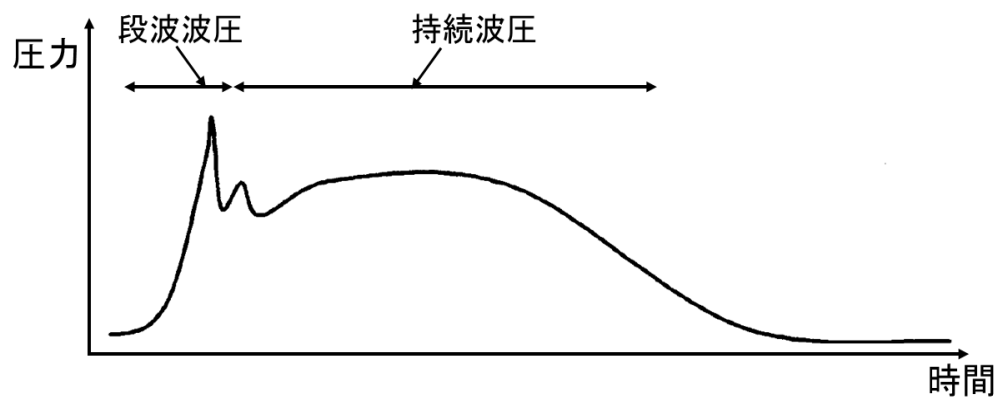


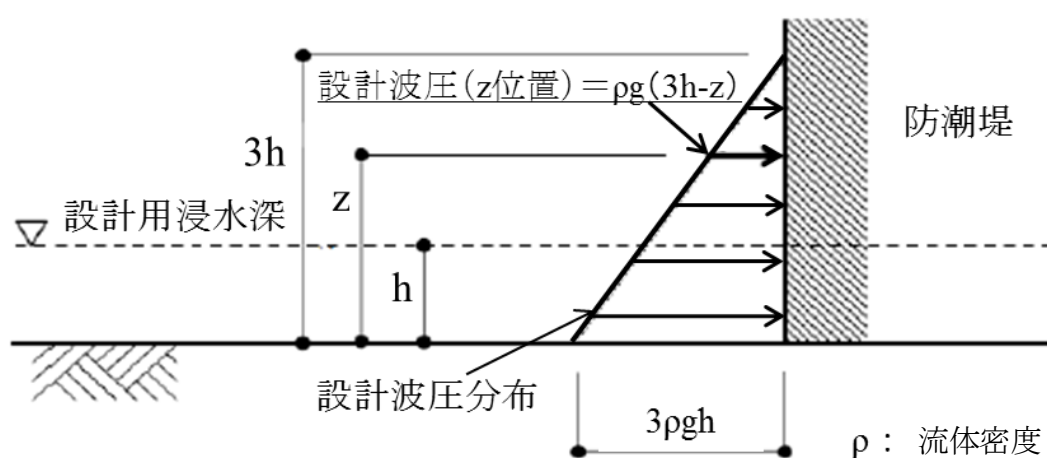
図 2. 1 防潮堤に作用する津波波圧

Figure 2.1 Wave pressure acting on a seawall.

2. 2 防潮堤設計に係る設計波圧算定手法

国交省の暫定指針では、防潮堤に作用する設計波圧は図 2.2 に示すように、設計用浸水深を防潮堤が無い場合の設計津波の敷地内への遡上解析から求めた浸水深に基づき設定し、この設計用浸水深の 3 倍の高さに相当する静水压（以下「水深係数 3」という。）より求めることとしている。

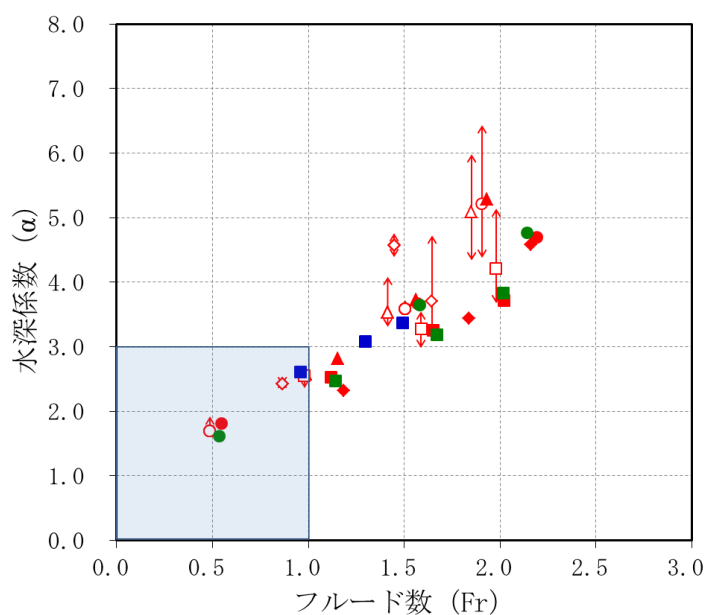
図 2.3 にフルード数 (Fr) と水深係数 (α) の関係について、第一報の結果を示す。フルード数 (Fr) が大きくなると水深係数 (α) も大きくなるが、フルード数 (Fr) が 1 以下の領域では水深係数 (α) は 3 を超えないことが分かった。



※出典：国交省の暫定指針^(参1) 1.4 図 4-1 に対して一部加筆

図 2. 2 国交省の暫定指針における設計波圧算定手法

Figure 2.2 Evaluation methods for design pressure by the interim guideline.



<中規模水理試験結果：各ケースに対し15回実施> 水路底面勾配0 ○：平均（孤立波：WG₁波高0.2m） 水路底面勾配1/10 ◇：平均（孤立波：WG₁波高0.2m） 水路底面勾配1/20 △：平均（孤立波：WG₁波高0.2m） 水路底面勾配1/40 □：平均（孤立波：WG₁波高0.2m） ↑↓：最大・最小	
<中規模水理試験シミュレーション解析結果> 水路底面勾配0 ●（孤立波：WG₁波高0.2m） 水路底面勾配1/10 ◆（孤立波：WG₁波高0.2m） 水路底面勾配1/20 ▲（孤立波：WG₁波高0.2m） 水路底面勾配1/40 ■（孤立波：WG₁波高0.2m）	
<大規模水理試験シミュレーション解析結果> 水路底面勾配1/40 ■（正弦波：周期20s・WG₃波高0.4m）	
<実規模モデルの試験解析結果> 海底面勾配0 ●（孤立波：沖側1,224mでの波高8.0m） 海底面勾配1/40 ■（孤立波：沖側1,224mでの波高8.0m）	

図 2. 3 フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係（第一報及び既往研究評価式）

Figure 2.3 Reported relationships between the Froude number Fr and the water depth coefficient α .

3. 研究の概要

3. 1 研究の対象

津波は陸側への遡上距離が長くなるほど浸水深 ($\eta(t)$) が低下する一方で、流速 ($v(t)$) は増加する傾向がある。したがって、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) は陸側への遡上距離が長くなるほど大きくなり、フルード数 (Fr) が 1 を超える領域では水深係数 (α) が 3 を超える場合がある。

第一報では、国交省の暫定指針の「防潮堤に作用する設計波圧は設計用浸水深の 3 倍の高さに相当する静水圧より求める」に対して、適用範囲があることを示した。

本研究では、第一報及び既往研究を踏まえ、持続波圧を対象としてフルード数 (Fr) が 1 を超える場合の防潮堤に対する作用波圧について検討した。

3. 2 研究の着眼点

フルード数 (Fr) が 1 を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を検討するため、以下の観点から水理試験及び解析を実施した。

第一報では、堤体に作用する最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) と堤体が無い場合の持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) 発生時刻に基づき、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係を整理した。この評価方法では、フルード数 (Fr) が 1 を超える場合、ほぼ同じフルード数 (Fr) でも、作用波の種類や堤体位置等の違いによっては水深係数 (α) は広範囲に分布し、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係が把握しにくいことが分かった。これは、フルード数 (Fr) が 1 を超える領域では流速 ($v(t)$) の効果が大きくなる一方で、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) に基づき算出したフルード数 (Fr) は流速の効果が適切に考慮されていないためと考えられる。

また、最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) は作用波の有するエネルギーに関係すると考えられる。そこで、特にフルード数 (Fr) が 1 を超える領域において、作用波圧に係る流れの特性を正確に把握するには、浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) の両者を適切に勘案したエネルギー特性に係る指標が適切と考えた。

したがって、作用波圧に係る流れの有するエネルギー特性を適切に把握することを目的に、最大比エネルギー ($E_{\max}$) に着目し、従来のフルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) に係る評価時刻の見直しについて検討した。

また、防潮堤に作用する津波波圧は、津波先端が防潮堤に到達してから比較的短い時間の範囲の影響が卓越する傾向があることから、孤立波、正弦波及び長周期波の津波を対象に、津波先端部の勾配及び津波波高に着目し検討を行った。

3. 3 研究の構成

本研究は図 3.1 に示すように、水理試験、解析並びにフルード数及び水深係数による評価から構成される。

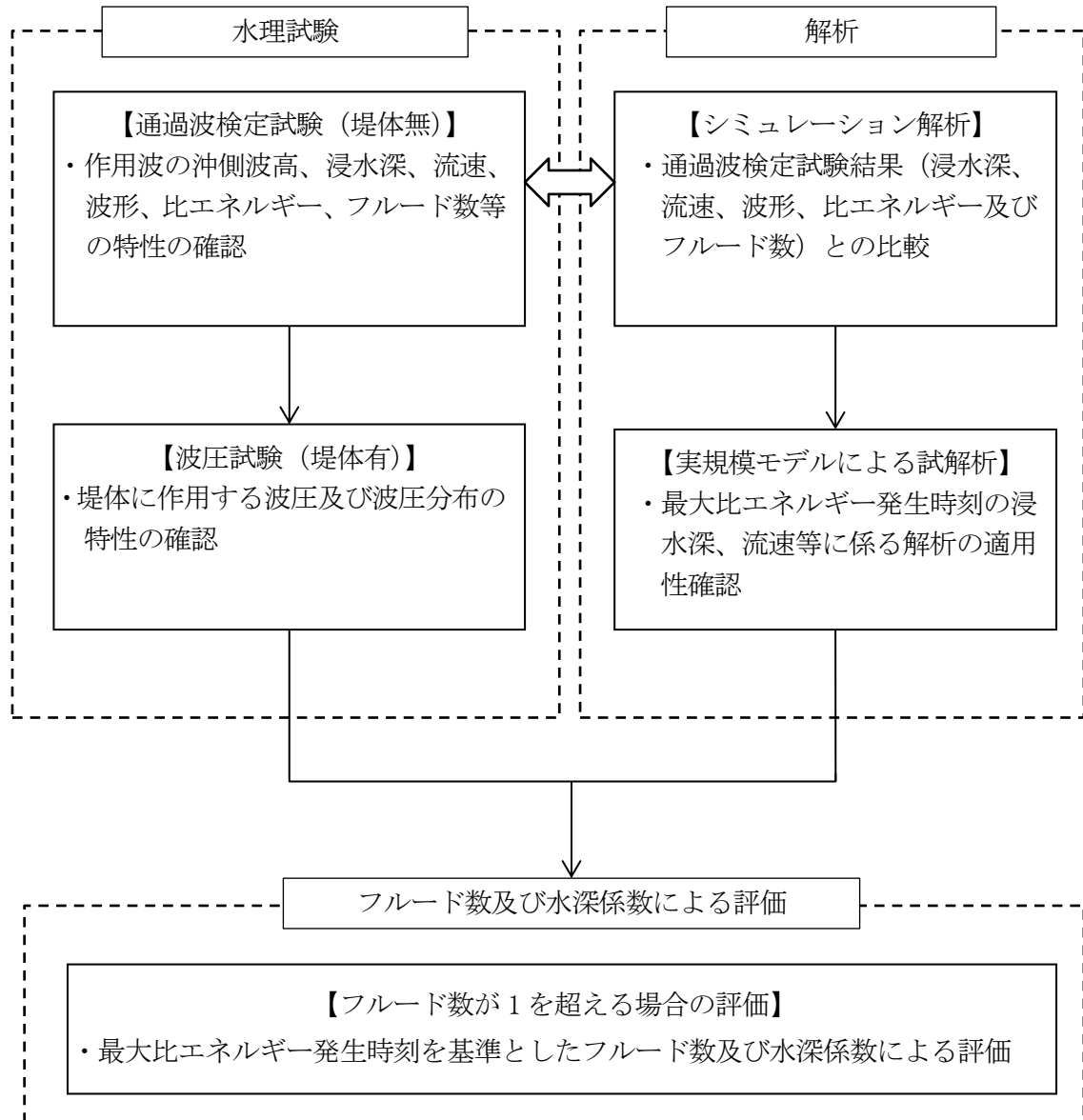


図 3. 1 本研究の構成

Figure 3. 1 Framework of the study.

3. 3. 1 水理試験

(1) 水理試験の概要

通過波検定試験及び波圧試験の二種類を実施した。水理試験は、津波の海上伝播及び陸への遡上を模擬することのできる水路を用い、造波装置により津波を模擬した作用波を発生させた。作用波の種類、水路底面勾配等を試験パラメータとし、実規模に換算して海岸線近傍から陸側 100m 程度までを模擬した（対実規模縮尺：1/40）（付録 1 参照）。

なお、水理試験及び水理試験データの整理は、委託研究事業の受託者である大成建設株式会社が実施した。

(2) 水理試験における考慮事項

作用波の沖側波高 ($h(t)$)、浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$) 及び堤体に作用する波圧の特性は、作用波の種類及び水路底面勾配と関係がある。通過波検定試験及び波圧試験では上記の関係を把握するため、複数の作用波及び複数の水路底面勾配を設定した。

また、陸側は平坦地形とし、上り勾配地形並びに上り勾配及び下り勾配の複合地形の場合に比べ、作用波圧が大きな値となる保守的な設定とした（付録 2 及び付録 3 参照）。

(3) 水理試験の手順

水理試験ケースごとに、通過波検定試験及び波圧試験を実施した。また、作用波及び堤体に作用する波圧の特性の確認を行った。さらに、堤体位置での持続波最大浸水深 ($\eta_{\max, 2nd}$) 及び最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻を基準とした浸水深 ($\eta(t)$) 並びに流速 ($v(t)$) の特性の確認を行った。これらの結果を踏まえ、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係並びにフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係についての評価を行った。

①通過波検定試験

堤体が無い場合の複数の作用波の沖側波高 ($h(t)$)、浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) を測定し、比エネルギー ($E(t)$) を算出するとともに、作用波の特性を確認した。

さらに、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max, 2nd}$) 発生時刻を基準にフルード数 (Fr) を算出するとともに、最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻を基準にフルード数 (Fr_E) を算出した。

②波圧試験

堤体壁面の波圧測定点に作用する最大持続波圧 ($P_{\max, 2nd}$) を計測した。

最大持続波圧 ($P_{\max, 2nd}$) の波圧分布より作用波圧の特性を確認するとともに、①通過波検定試験で求めた持続波最大浸水深 ($\eta_{\max, 2nd}$) から水深係数 (α) を算出した。

さらに、最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻における浸水深 ($\eta_{E, \max}$) から水深係数 (α_E) を算出した。

3. 3. 2 水理試験結果のシミュレーション解析

通過波検定試験における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) のシミュレーション解析を行い、水理試験結果と比較することでモデル化手法及び解析手法の妥当性を確認した。

3. 3. 3 実規模モデルによる試解析

3. 3. 2 で妥当性が確認されたモデル化手法及び解析手法を用いて、実規模モデルに対する浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) に係る試解析を行った。

3. 3. 4 水深係数による評価

通過波検定試験及び波圧試験の結果から、以下の評価を行った。

- (1) 持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) を基準としたフルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) による評価
- (2) 最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻における浸水深 (η_{E_max}) を基準としたフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) による評価

4. 水理試験

4. 1 水理試験設備

図 4.1 に通過波検定試験及び波圧試験を実施した水理試験設備の概要、図 4.2 に堤体に設置した波圧計の位置、図 4.3 に水理試験の状況を示す。水理試験に用いた水路は全長 47m、幅 0.8m で、波高計 WG₁ 位置（堤体位置から 21m）での水深は 0.6m である。堤体は、高さ 0.8m、幅 0.79m、厚さ 0.01m のアルミ製の壁とした。

通過波検定試験は、二種類の水路底面勾配で堤体を設置せずに実施した（表 4.1 参照）。波圧試験は、二種類の水路底面勾配で、堤体位置を汀線、汀線から陸側へ 1.25m 及び 2.5m に設置した全 72 ケースを実施した（表 4.2 参照）。なお、二種類の水路底面勾配のうち、水路底面勾配 0 は沖側 10m から汀線までが勾配 0（水深 0.3m）で、汀線位置は直立護岸とした。また、水路底面勾配 1/20 は沖側 12m（水深 0.6m）から汀線まで勾配 1/20 で浅くなり、汀線位置で水深 0m とした。

（1）計測項目及び計測データ収録

計測項目は、沖側波高（ $h(t)$ ）、浸水深（ $\eta(t)$ ）、持続波最大浸水深（ $\eta_{\max, 2nd}$ ）、流速（ $v(t)$ ）及び最大持続波圧（ $P_{\max, 2nd}$ ）であり、データ収録のサンプリング間隔は、0.001 秒（1000Hz）とした。

（2）計測センサ

通過波検定試験での波高、浸水深及び流速の計測には、波高計 10 個及び流速計 8 個の計測センサを用いた。波圧試験での波高、浸水深、流速及び波圧の計測には、波高計 6 個、流速計 8 個及び波圧計 24 個の計測センサを用いた。これらには、ノイズ対策と防水対策を施した。

①波高計

水路上の波高及び遡上後の浸水深は、容量式波高計を用いて測定した。波高計は、図 4.1 に示した位置に設置しており、通過波検定試験では 10 個（WG₁～WG₁₀）及び波圧試験では 6 個（WG₃、WG₅、WG₇～WG₁₀）とした。波高計の測定範囲は 0～1800mm であり、精度は±0.5%/FS（FS：フルスケール）である。

②流速計

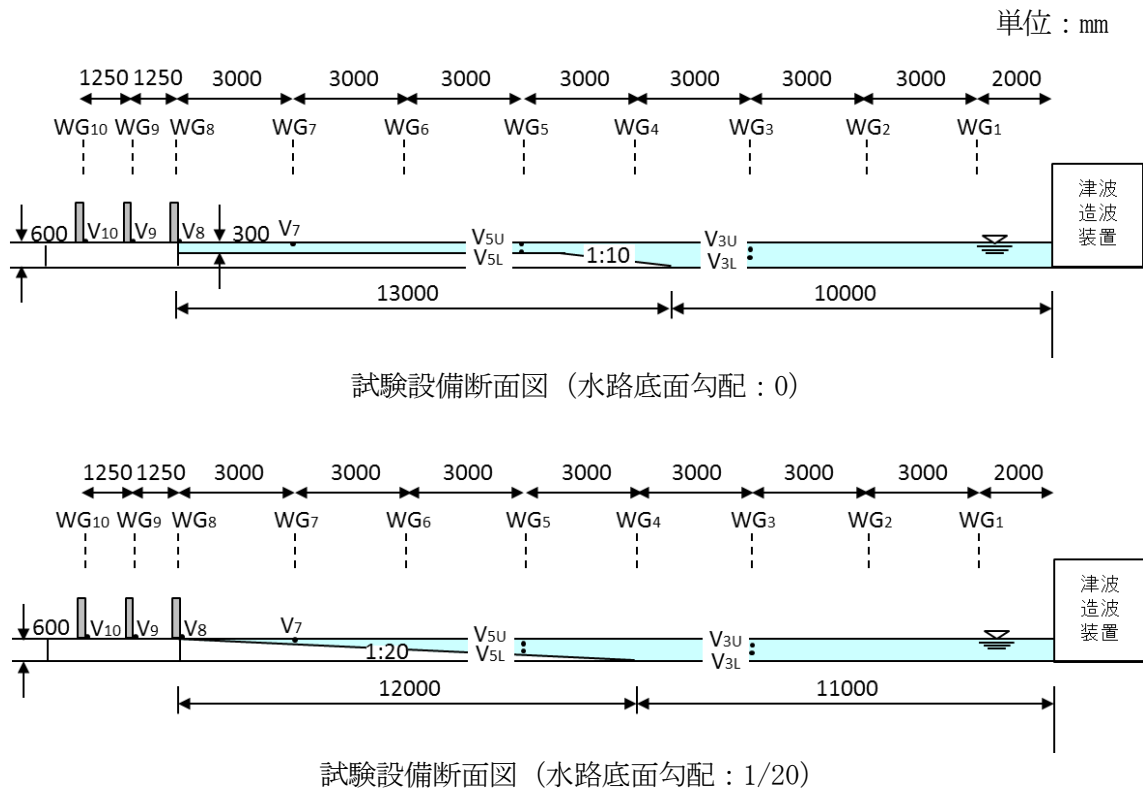
水路上の流速は、電磁流速計、プロペラ式流速計及び底面電磁流速計を用いて測定した。

電磁流速計の測定範囲は 0～±2000mm/s であり、精度は±2%/FS である。プロペラ式流速計の測定範囲は±30～±4000 mm/s であり、精度は±30 mm/s 以内である。底面

電磁流速計の測定範囲は $0 \sim \pm 2000 \text{ mm/s}$ であり、精度は $\pm 3\%/\text{FS}$ 以内である。図 4.1 に示した位置に流速計を 8 個設置した。 V_{3U} 、 V_{3L} 、 V_{5U} 、 V_{5L} 及び V_7 は電磁流速計、 V_8 はプロペラ式流速計、 V_9 及び V_{10} は底面電磁流速計である。 V_{3U} 及び V_{3L} 並びに V_{5U} 及び V_{5L} は造波装置からの距離は同じであるが、流速の高さ方向の違いを確認するため異なる設置高さとした。 V_{3U} 及び V_{5U} は初期水深の $1/3$ 、 V_{3L} 及び V_{5L} は初期水深の $2/3$ の高さに設置した。

③波圧計

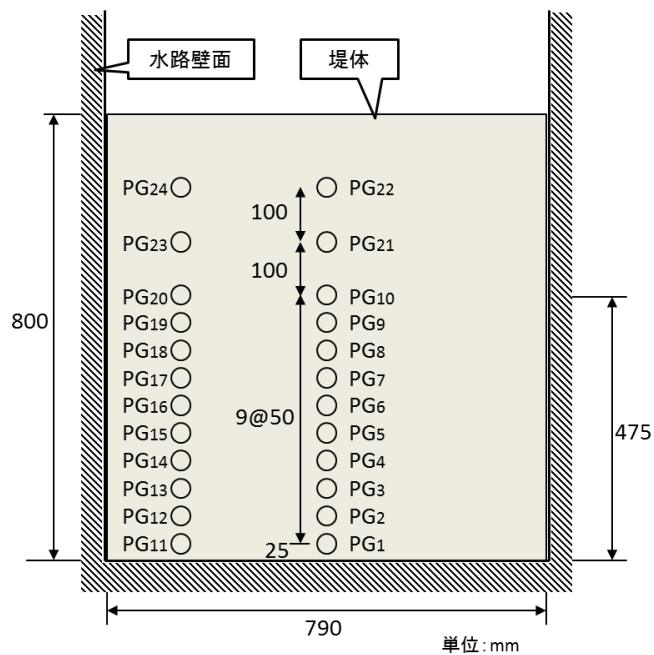
堤体に作用する波圧は、超小型圧力計を用いて測定した。図 4.2 に示した堤体の壁面に波圧計を 24 個 ($\text{PG}_1 \sim \text{PG}_{24}$) 設置した。波圧計の測定範囲は、 $0 \sim 19.6 \text{ kN/m}^2$ であり、精度は $\pm 1\%/\text{FS}$ 程度である。



※ WG_i ($i=1 \sim 10$) は波高計、
 V_{3U} 、 V_{3L} 、 V_{5U} 、 V_{5L} 、 V_7 は電磁流速計、
 V_8 はプロペラ式流速計、
 V_9 、 V_{10} は底面電磁流速計を示す。

図 4. 1 水理試験設備の概要（通過波検定試験及び波圧試験）

Figure 4. 1 Schematics of the hydraulic flume for run-up and wave pressure tests.



※ PG_n (n=1~24) は波圧計を示す。

図 4. 2 堤体に設置した波圧計の位置 (波圧試験)

Figure 4.2 Positions of gauges on the seawall model for wave pressure tests.



通過波検定試験



波圧試験

(大成建設株式会社提供)

図 4. 3 通過波検定試験及び波圧試験の状況

Figure 4.3 Examples of flume tests for wave run-up and pressure.

4. 2 水理試験ケース

水理試験に当たっては、作用波の形状、水路底面勾配及び堤体位置を試験パラメータとした。作用波の種類は孤立波、正弦波及び長周期波とした。図 4. 4 に作用波の種類及び形状を示す。水路底面勾配は、0 及び 1/20 とした。また、堤体位置は、汀線位置、汀線から陸側へ 1.25m 及び 2.5m とした。

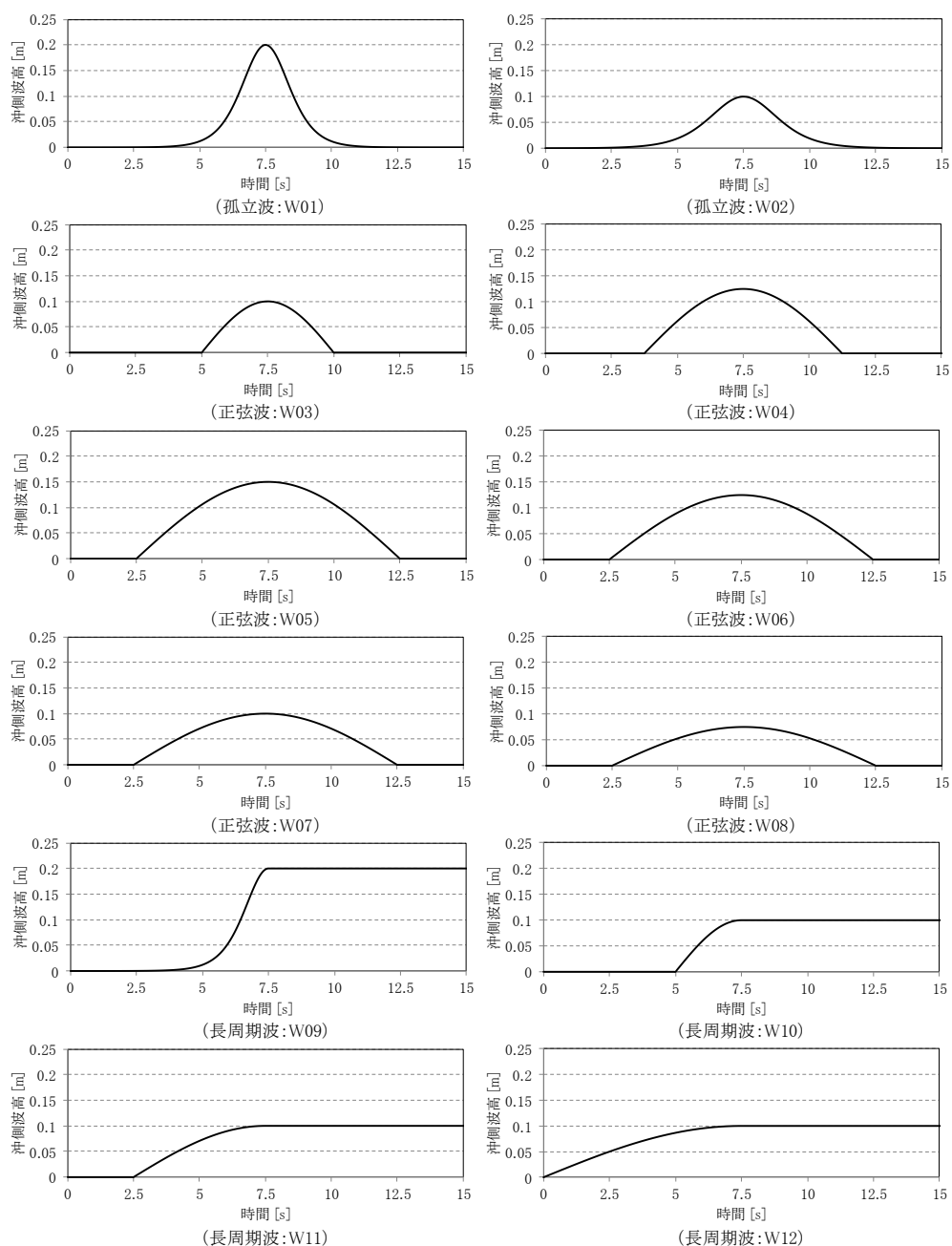


図 4. 4 作用波の種類（孤立波、正弦波、長周期波）及び形状

Figure 4. 4 Waveforms for flume tests: solitary waves, sine waves, and long period waves.

4. 2. 1 通過波検定試験

堤体が無い場合の各測定点における沖側波高 ($h(t)$)、浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) を測定した。試験ケースを表 4. 1 に示す。

表 4. 1 通過波検定試験ケース一覧

Table 4. 1 Settings of run-up tests.

試験条件					試験回数
試験	水路底面 勾配	堤体位置 (m)	沖側波高 (沖側 15m 位置での目標値 : m)		
通過波 検定試験	0 (汀線での 水深 0.3m)	無し	孤立波 (W01、W02)	0.1、0.2 (計 2 波)	各波 2 回
			正弦波 (W03～W08)	0.08、0.1 (2 波)、0.12、 0.13、0.15 (計 6 波)	各波 2 回
			長周期波 (W09～W12)	0.1 (3 波)、0.2 (計 4 波)	各波 2 回
	1/20 (汀線での 水深 0m)	無し	孤立波 (W01、W02)	0.1、0.2 (計 2 波)	各波 2 回
			正弦波 (W03～W08)	0.08、0.1 (2 波)、0.12、 0.13、0.15 (計 6 波)	各波 2 回
			長周期波 (W09～W12)	0.1 (3 波)、0.2 (計 4 波)	各波 2 回

4. 2. 2 波圧試験

堤体壁面の波圧測定点（図 4.2 参照）における最大持続波圧（ $P_{\max_2nd}$ ）を測定した。試験ケースを表 4.2 に示す。

表 4. 2 波圧試験ケース一覧

Table 4. 2 Settings of tsunami pressure tests.

試験条件					試験回数
試験	水路底面 勾配	堤体位置 (m)	沖側波高 (沖側 15m 位置での目標値 : m)		
波圧試験	0 (汀線での 水深 0.3m)	汀線 1.25 2.50	孤立波 (W01、W02)	0.1、0.2 (計 2 波)	各堤体位置に対し て各波 15 回
			正弦波 (W03～W08)	0.08、0.1 (2 波)、0.12、 0.13、0.15 (計 6 波)	各堤体位置に対し て各波 15 回
			長周期波 (W09～W12)	0.1 (3 波)、0.2 (計 4 波)	各堤体位置に対し て各波 15 回
	1/20 (汀線での 水深 0m)	汀線 1.25 2.50	孤立波 (W01、W02)	0.1、0.2 (計 2 波)	各堤体位置に対し て各波 15 回
			正弦波 (W03～W08)	0.08、0.1 (2 波)、0.12、 0.13、0.15 (計 6 波)	各堤体位置に対し て各波 15 回
			長周期波 (W09～W12)	0.1 (3 波)、0.2 (計 4 波)	各堤体位置に対し て各波 15 回

4. 3 水理試験結果

通過波検定試験及び波圧試験の結果を以下に示す。

4. 3. 1 通過波検定試験

表 4.1 に示す条件で試験を行った。試験から得た各測定点における作用波の沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) を図 4.5～図 4.12 に示す。各堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) を図 4.13～図 4.24 に示す。

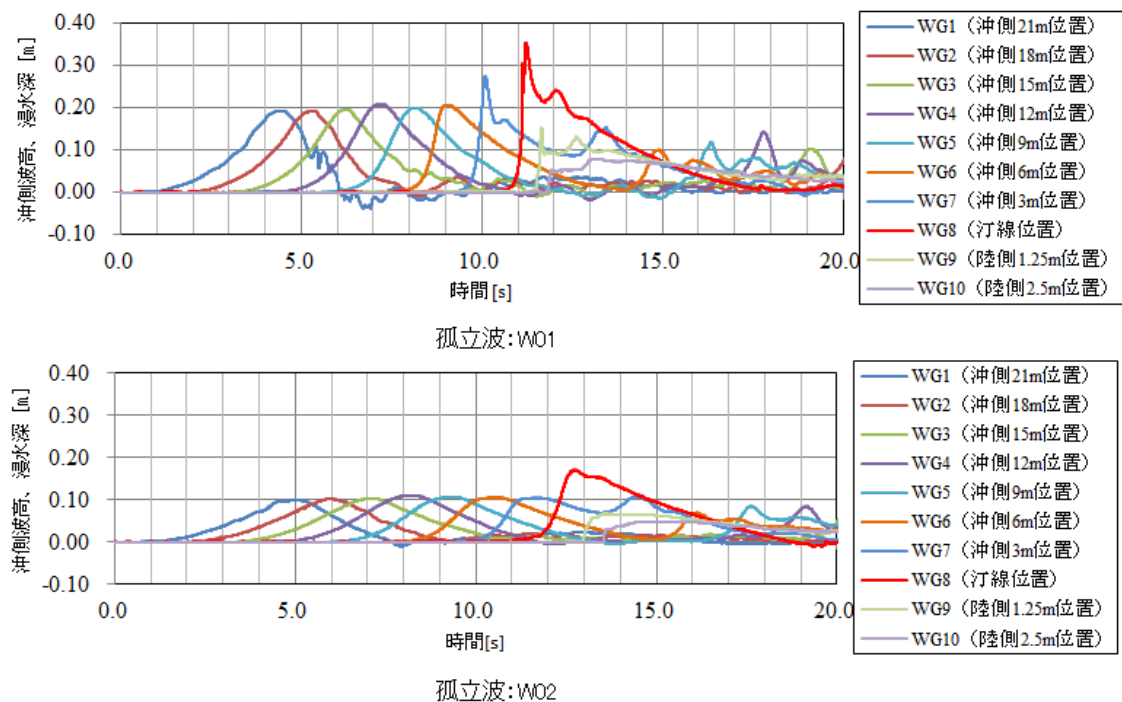


図 4. 5 通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)
(水路底面勾配 : 0、孤立波 : W01、W02)

Figure 4. 5 Time histories of offshore wave height and inundation depth for tsunami run-up tests
(solitary waves for the zero slope cases: W01–W02).

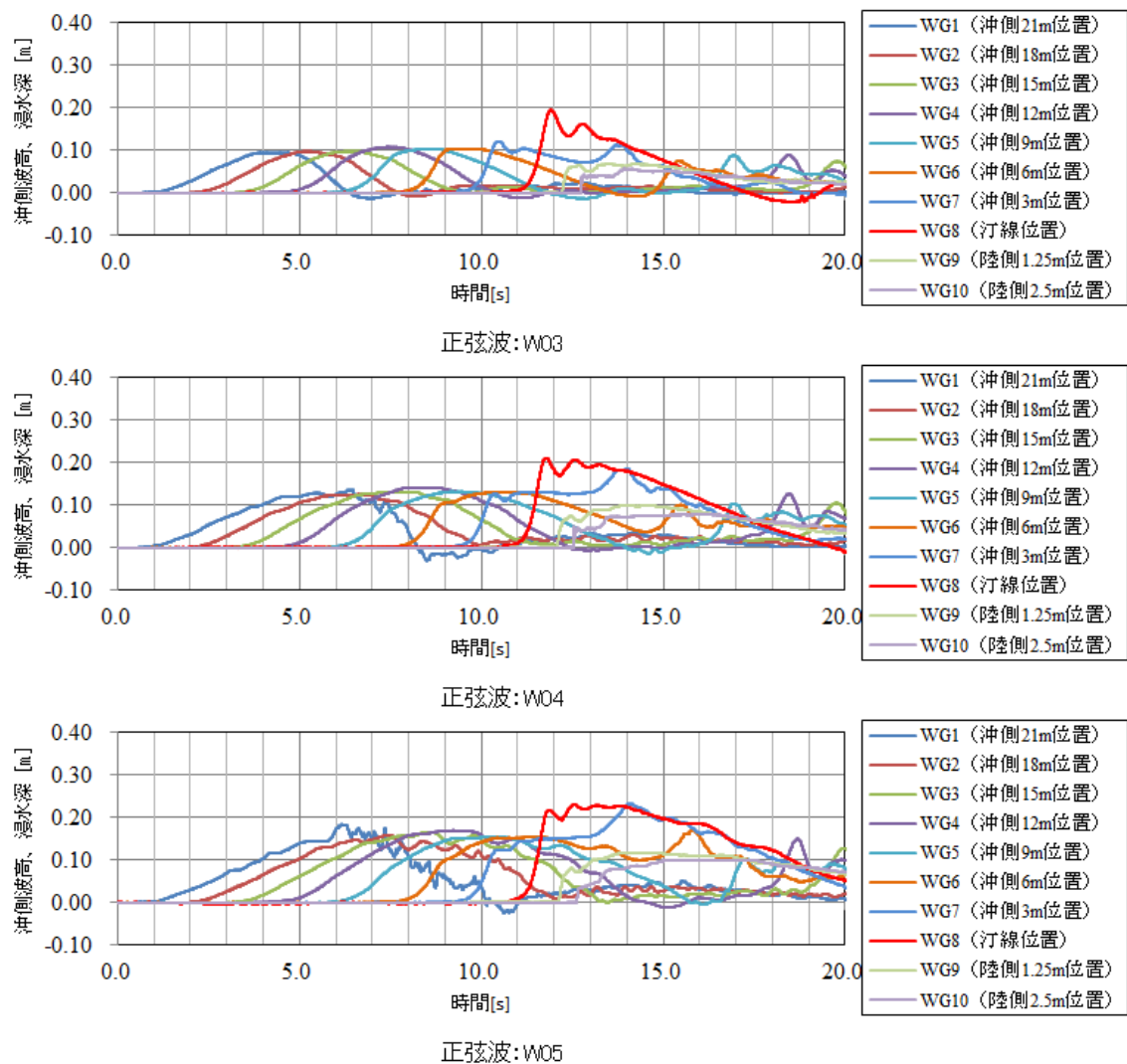


図 4. 6 通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)
(水路底面勾配 : 0、正弦波 : W03~W05)

Figure 4. 6 Time histories of offshore wave height and inundation depth for tsunami run-up tests
(sine waves for the zero slope cases: W03–W05).

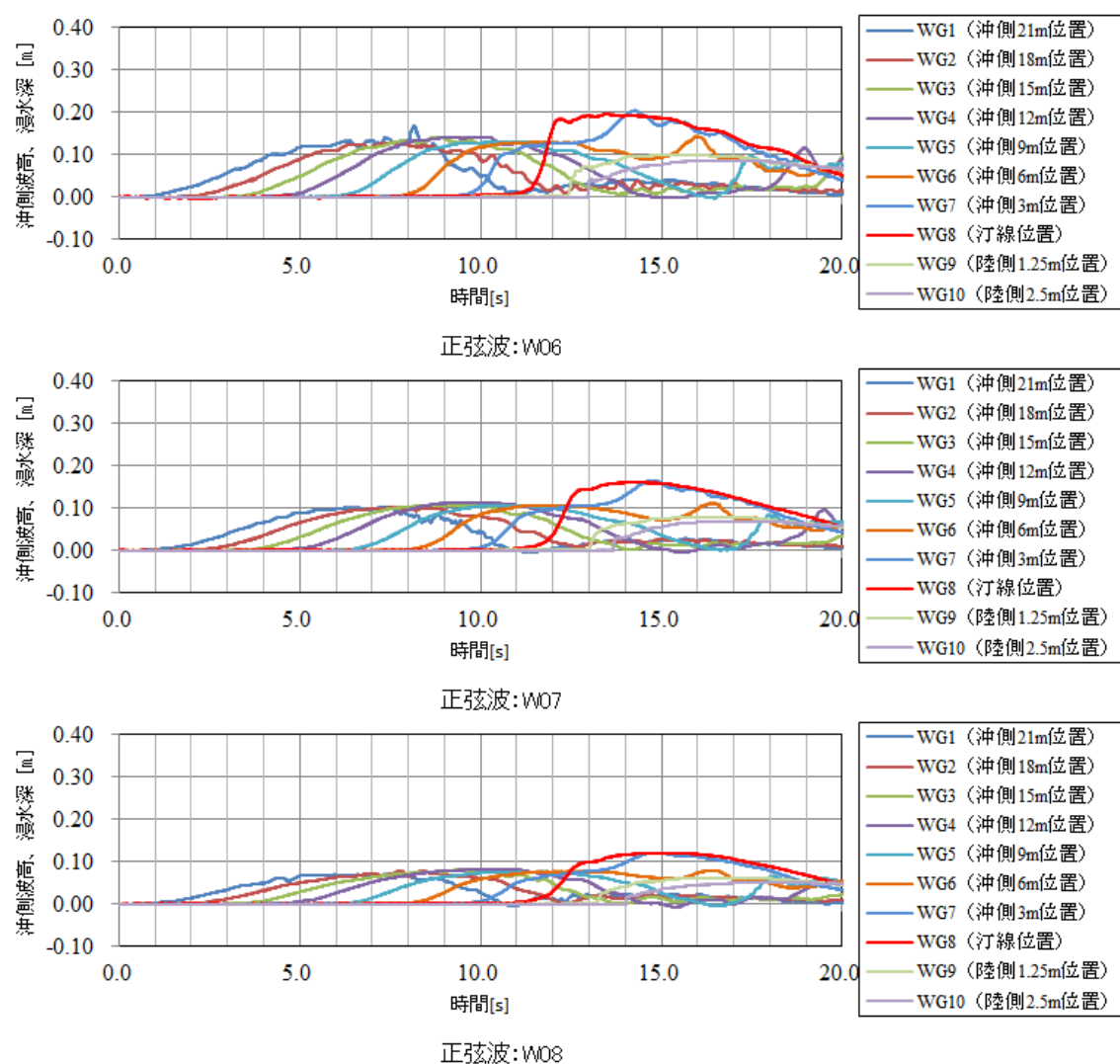


図 4. 7 通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)
(水路底面勾配 : 0、正弦波 : W06~W08)

Figure 4. 7 Time histories of offshore wave height and inundation depth for tsunami run-up tests
(sine waves for the zero slope cases: W06–W08).

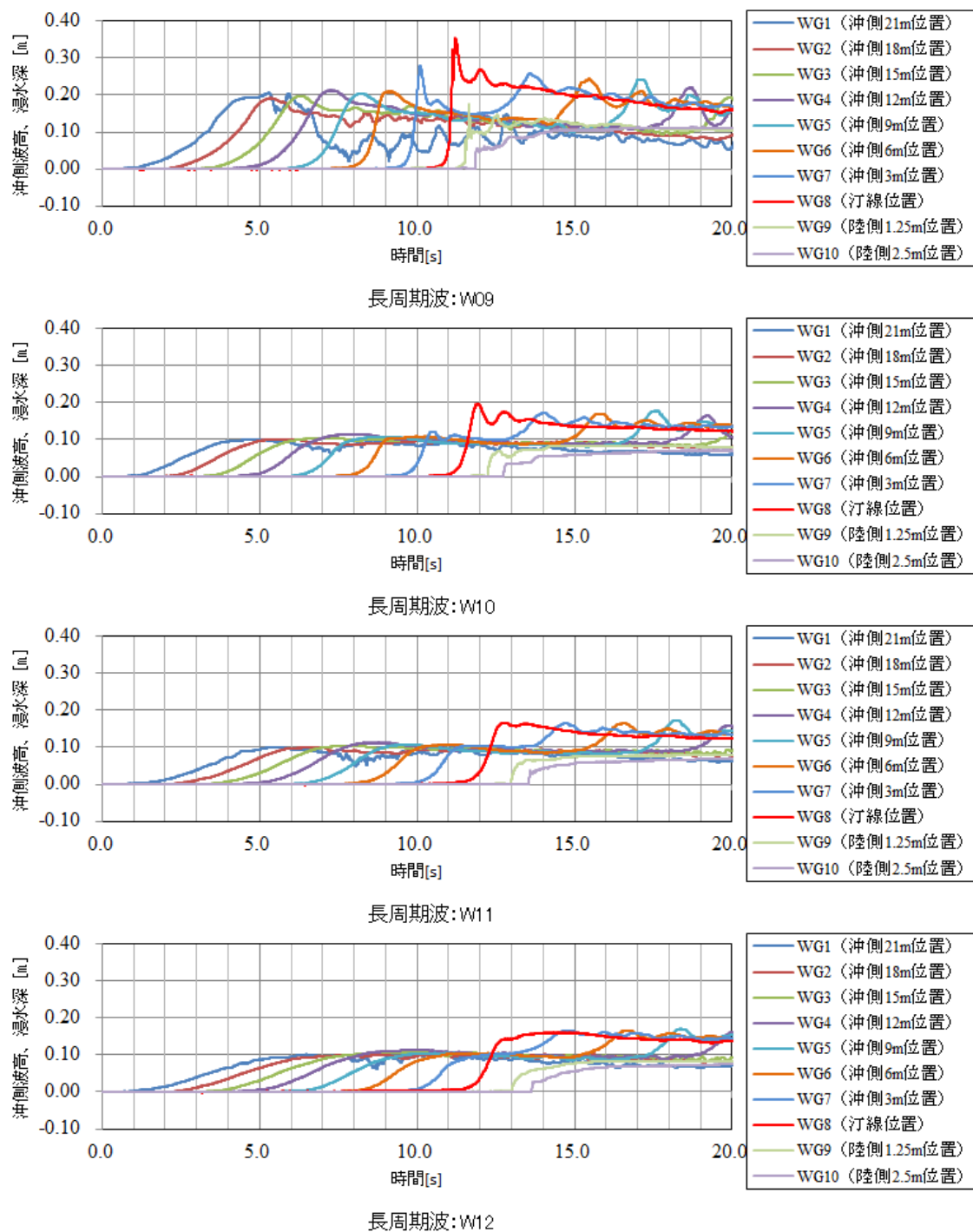


図 4. 8 通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)
(水路底面勾配: 0、長周期波: W09~W12)

Figure 4. 8 Time histories of offshore wave height and inundation depth for tsunami run-up tests
(long period waves for the zero slope cases: W09–W12).

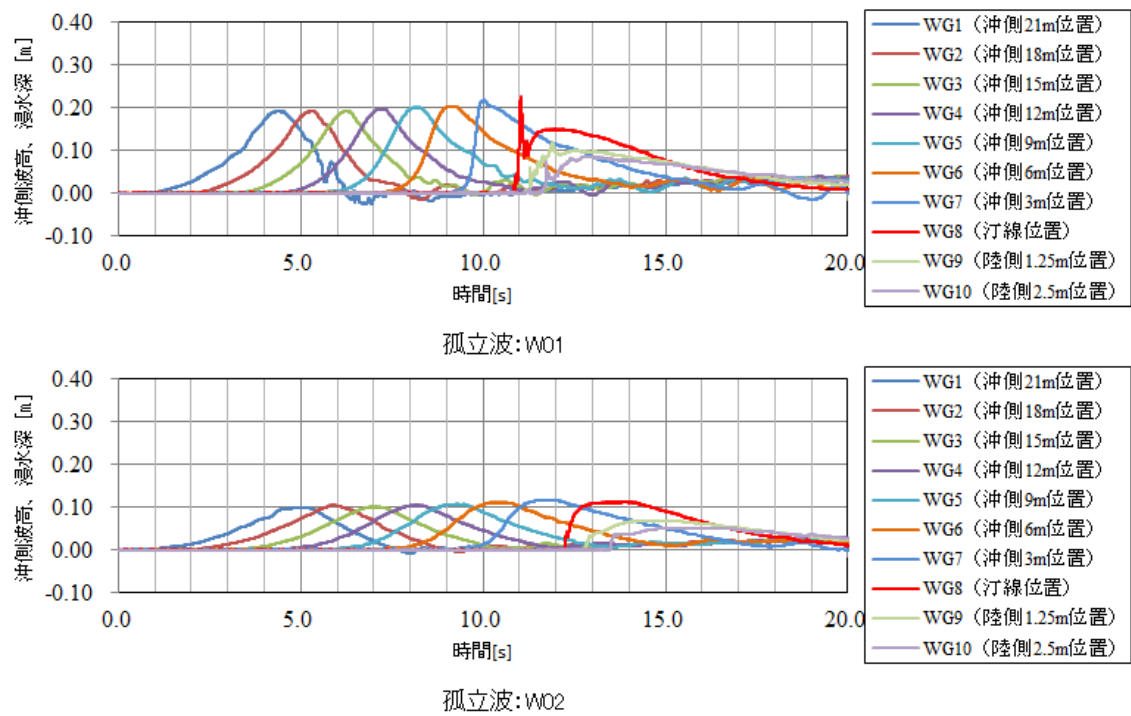


図 4. 9 通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)
(水路底面勾配 : 1/20、孤立波 : W01、W02)

Figure 4. 9 Time histories of offshore wave height and inundation depth for tsunami run-up tests
(solitary waves for the 1/20 slope cases: W01–W02).

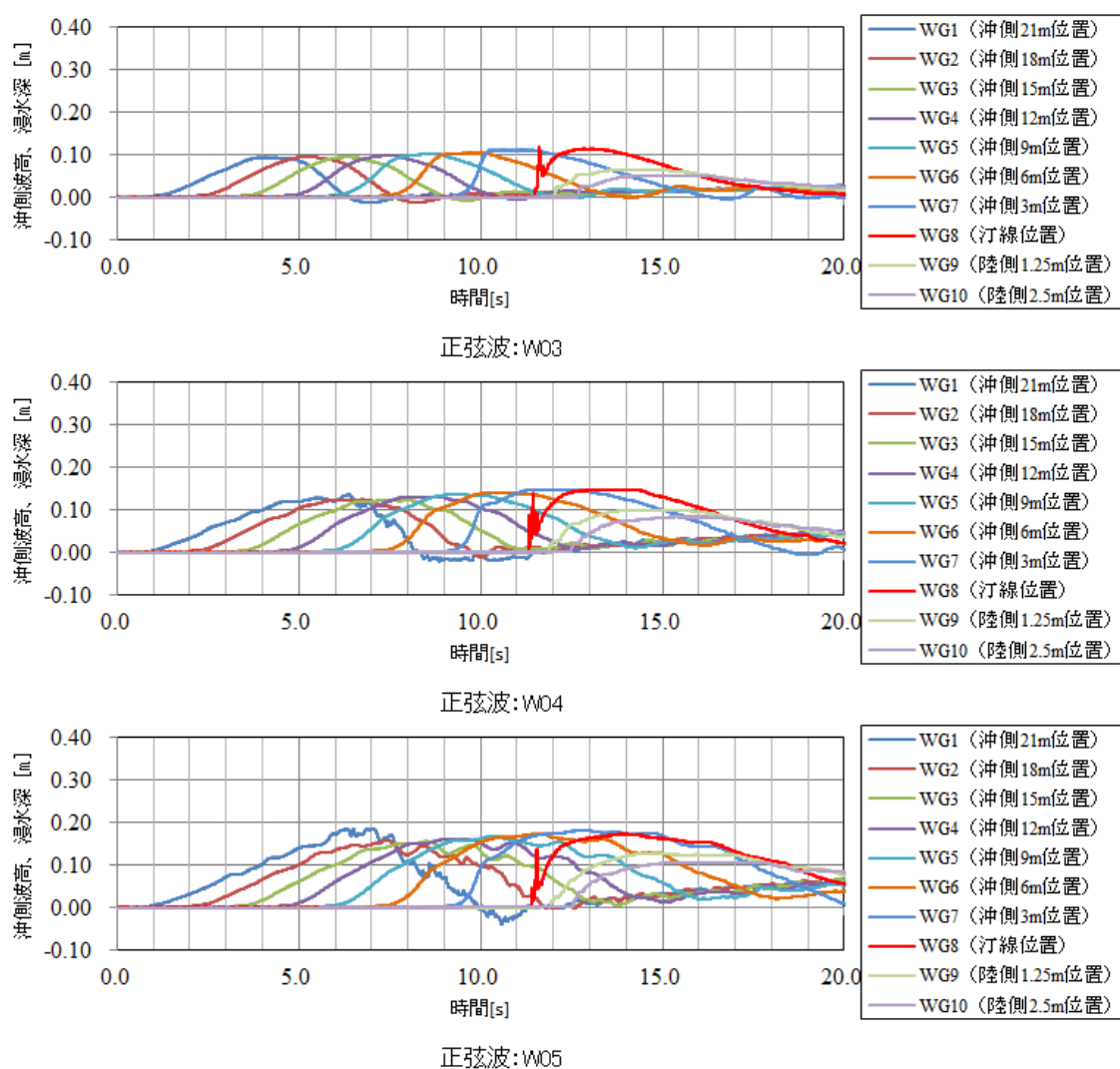


図 4. 10 通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)
(水路底面勾配: 1/20、正弦波: W03~W05)

Figure 4. 10 Time histories of offshore wave height and inundation depth for tsunami run-up tests
(sine waves for the 1/20 slope cases: W03~W05).

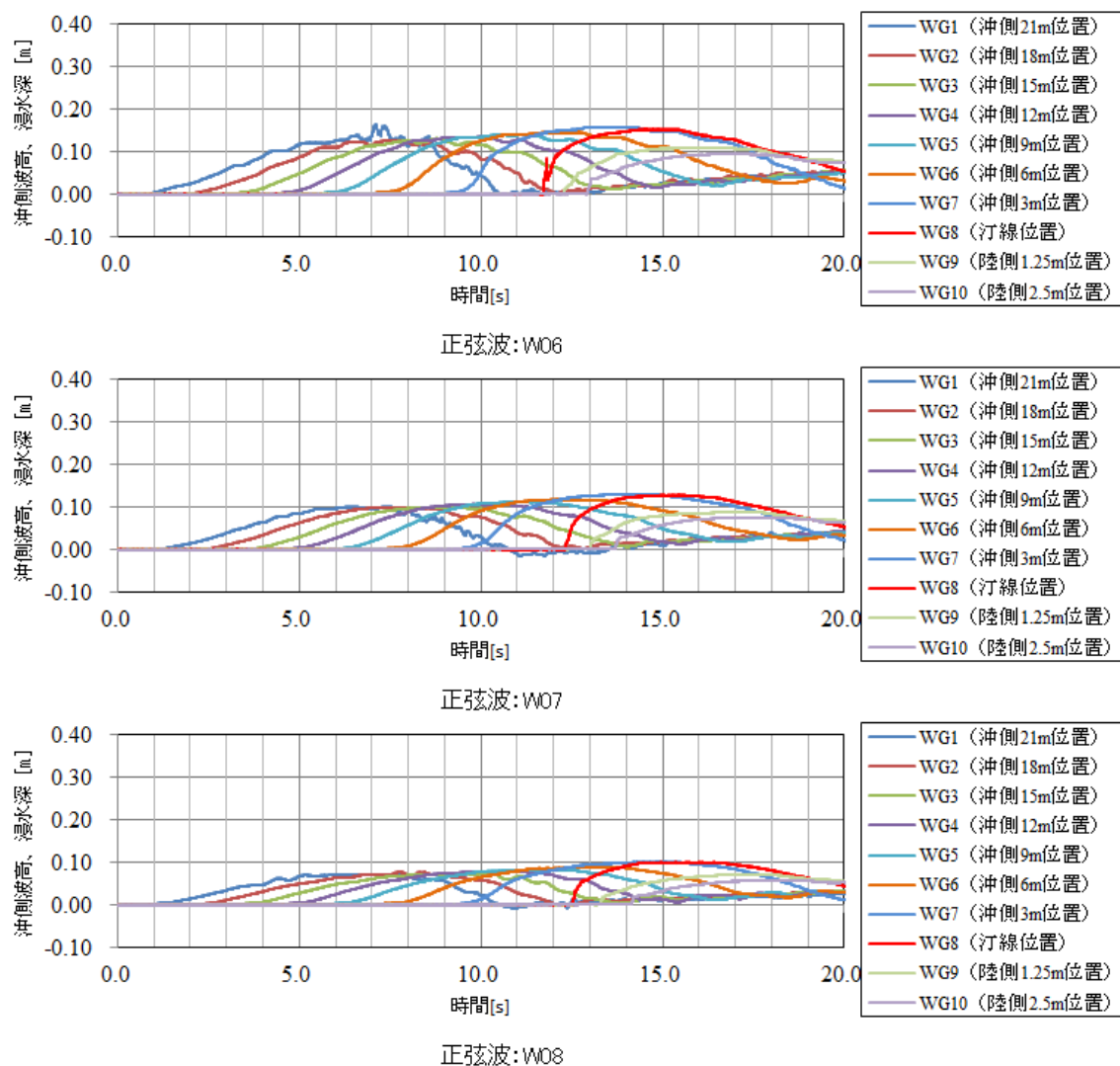


図 4. 11 通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)
(水路底面勾配: 1/20、正弦波: W06~W08)

Figure 4. 11 Time histories of offshore wave height and inundation depth for tsunami run-up tests
(sine waves for the 1/20 slope cases: W06–W08).

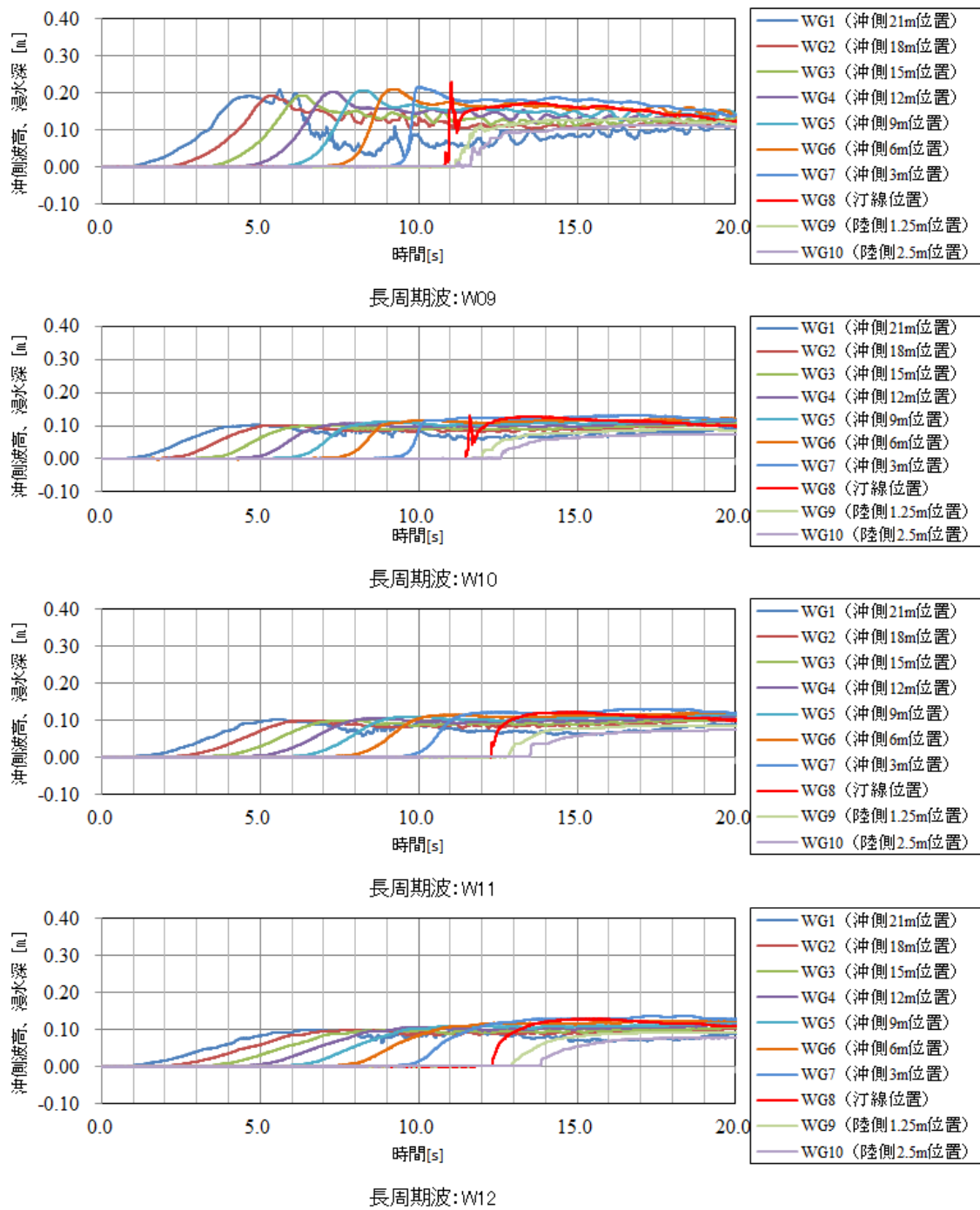


図 4. 12 通過波検定試験における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)
(水路底面勾配: 1/20、長周期波: W09~W12)

Figure 4. 12 Time histories of offshore wave height and inundation depth for tsunami run-up tests
(long period waves for the 1/20 slope cases: W09~W12).

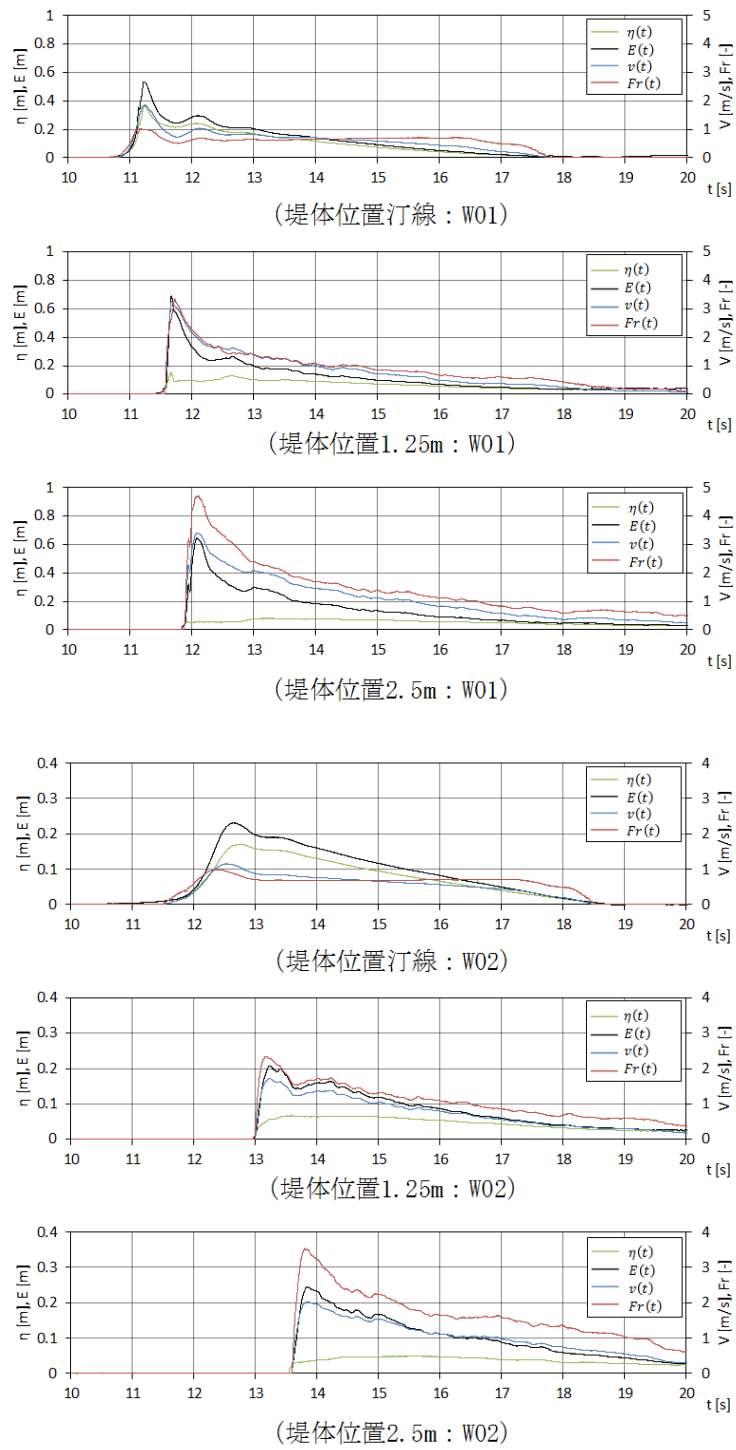


図 4. 13 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、孤立波 : W01、W02)

Figure 4. 13 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (solitary waves for the zero slope cases: W01–W02).

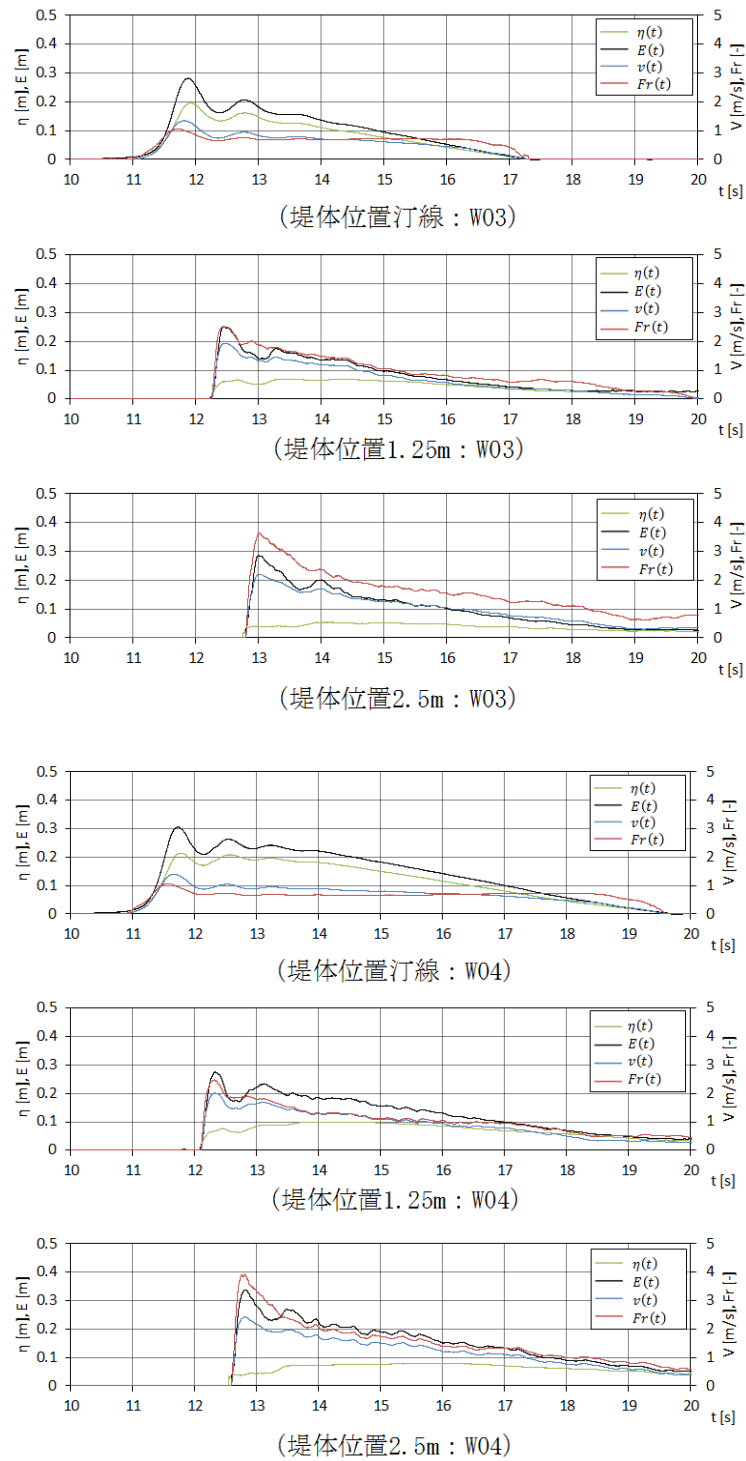


図 4. 14 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフールド数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、正弦波 : W03、W04)

Figure 4. 14 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (sine waves for the zero slope cases: W03–W04).

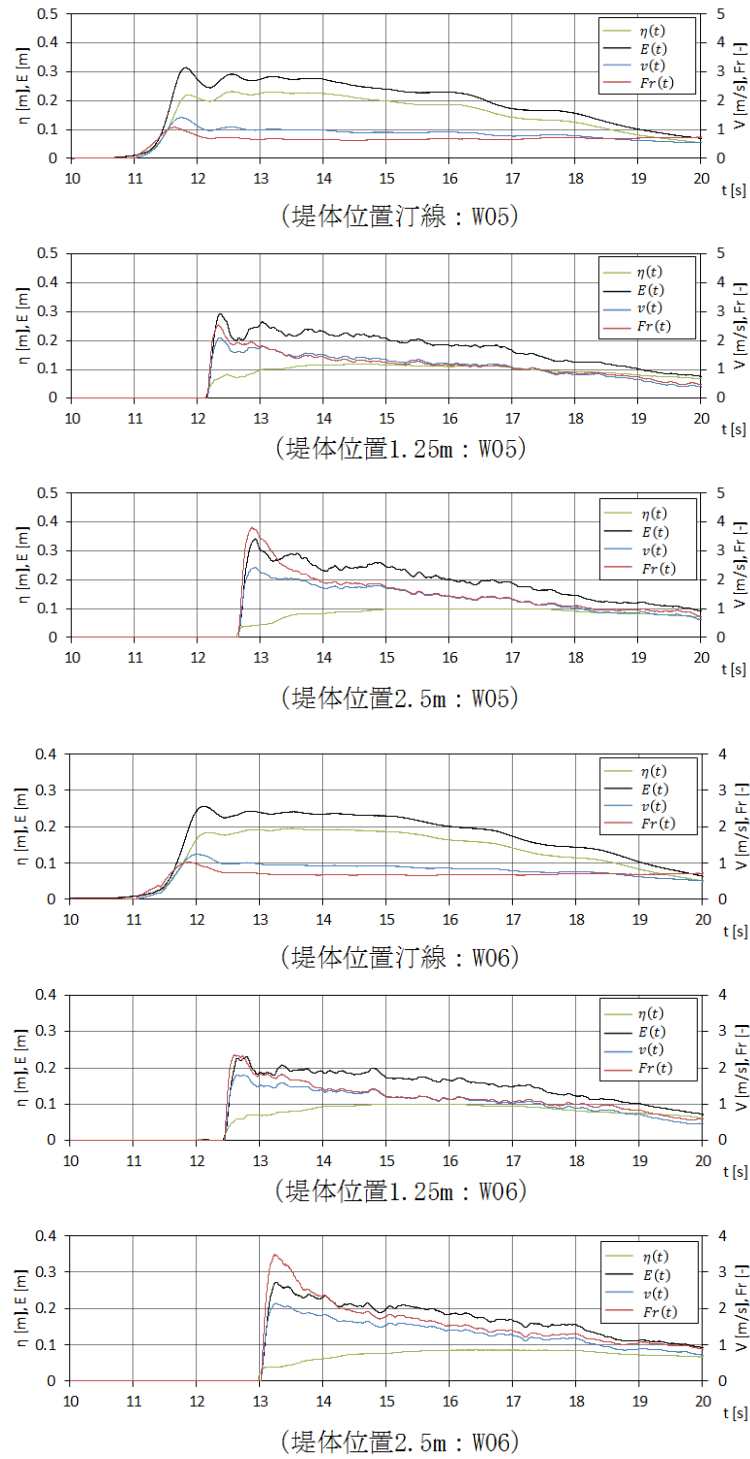


図 4. 15 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフールド数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、正弦波 : W05、W06)

Figure 4. 15 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (sine waves for the zero slope cases: W05–W06).

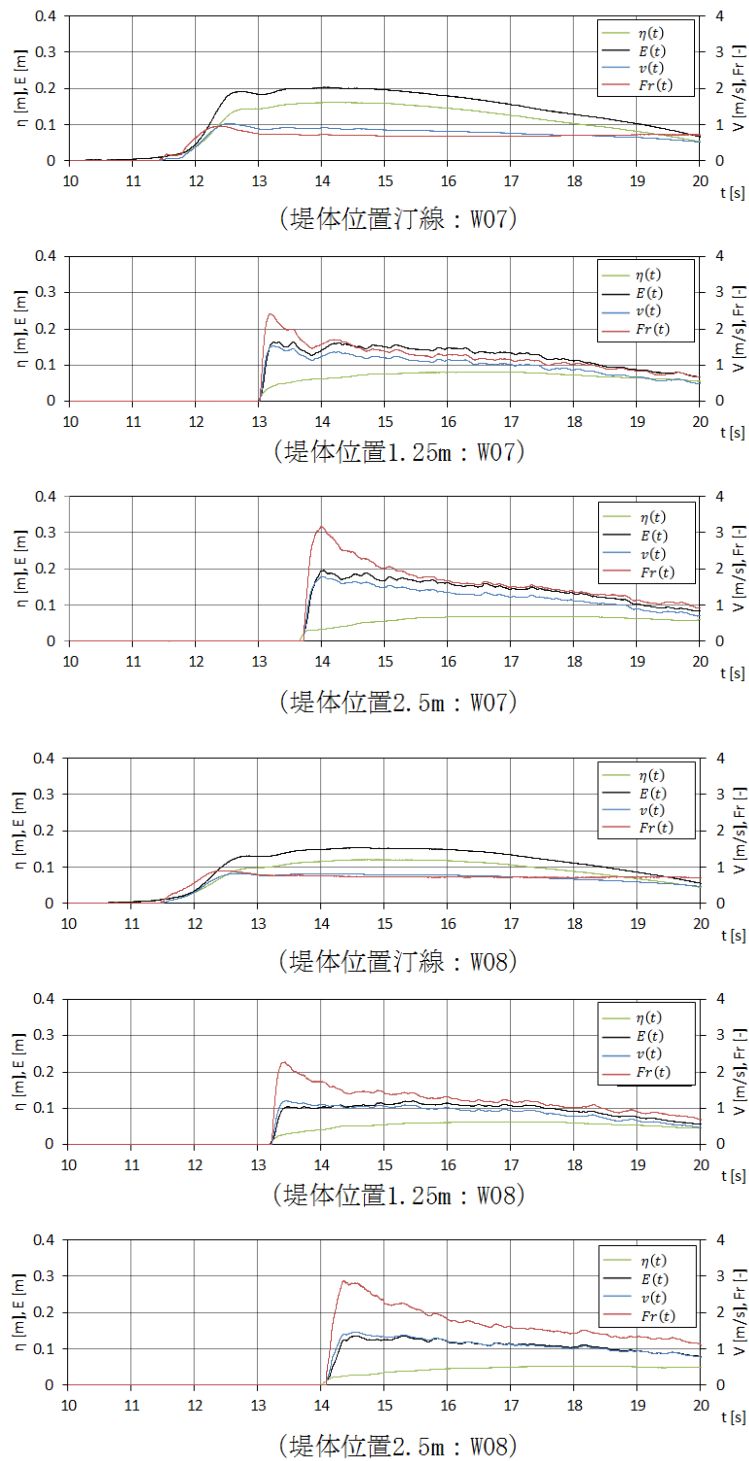


図 4. 16 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフールド数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、正弦波 : W07、W08)

Figure 4. 16 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (sine waves for the zero slope cases: W07–W08).

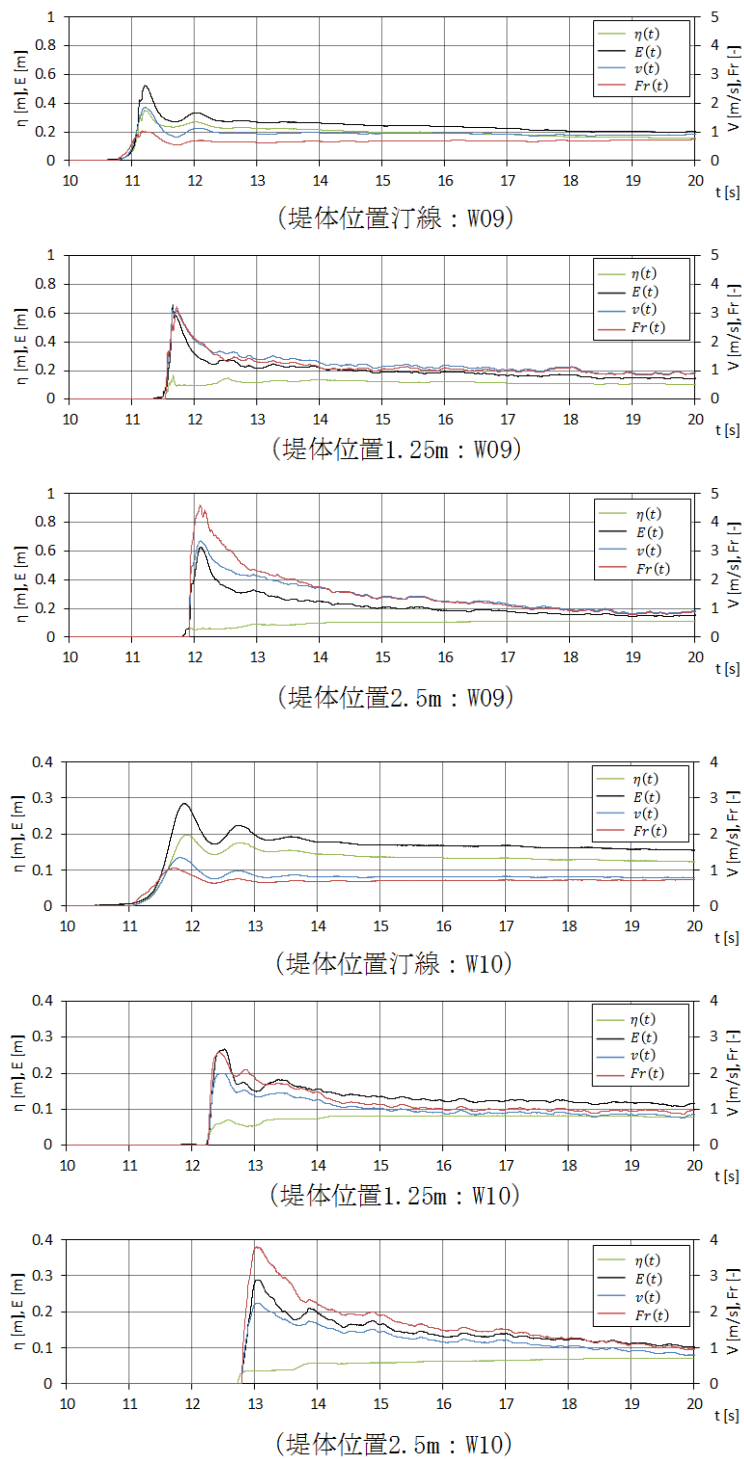


図 4. 17 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフールド数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、長周期波 : W09、W10)

Figure 4. 17 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (long period waves for the zero slope cases: W09–W10).

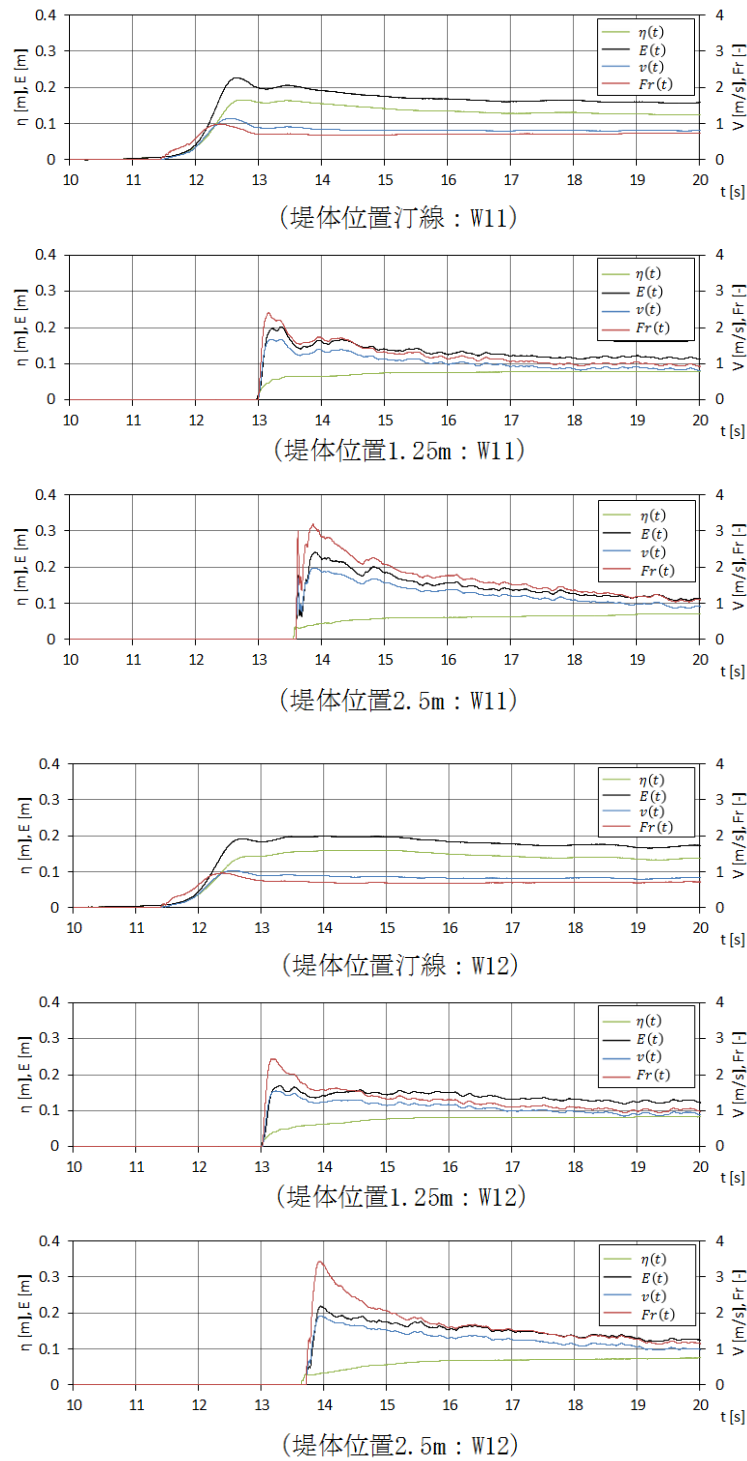


図 4. 18 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフールド数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 0、長周期波 : W11、W12)

Figure 4. 18 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (long period waves for the zero slope cases: W11–W12).

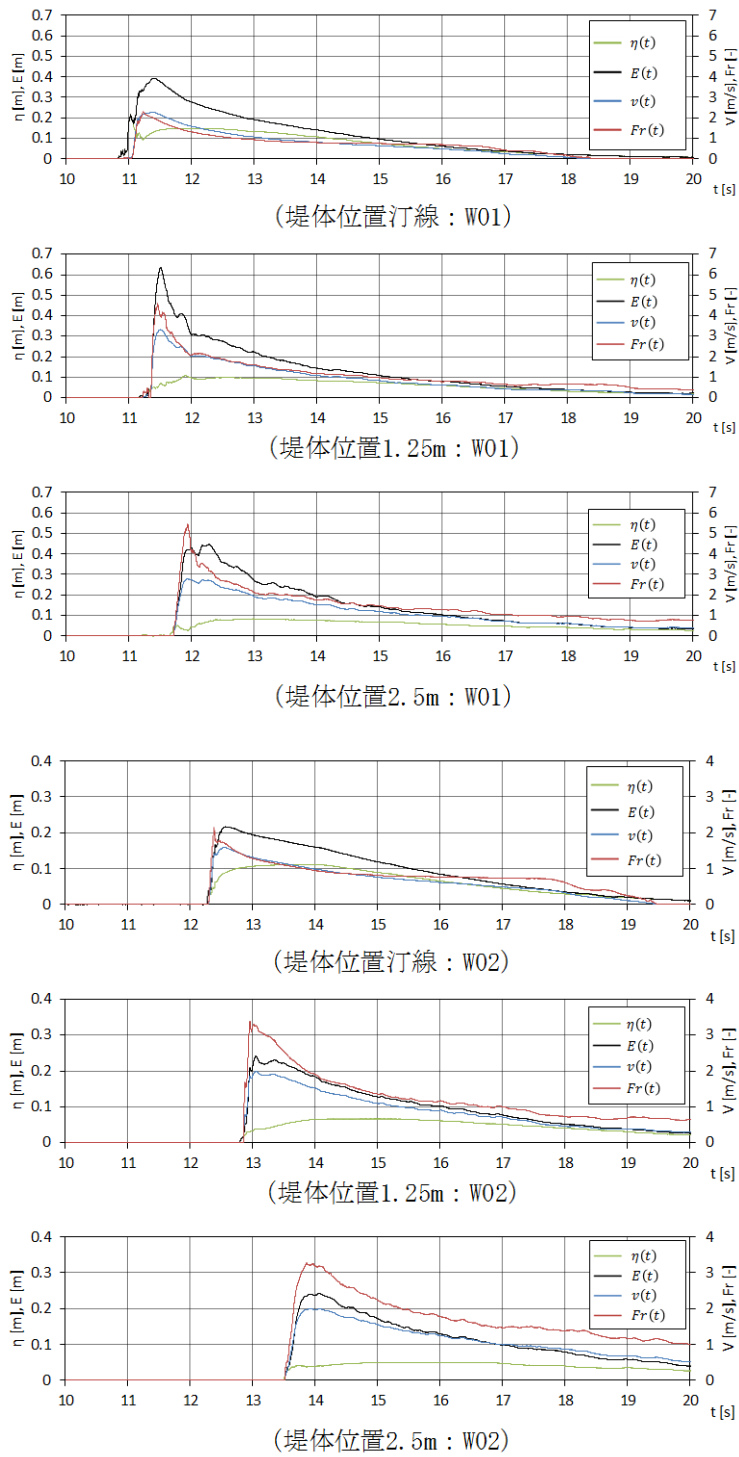


図 4. 19 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、孤立波 : W01、W02)

Figure 4. 19 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (solitary waves for the 1/20 slope cases: W01–W02).

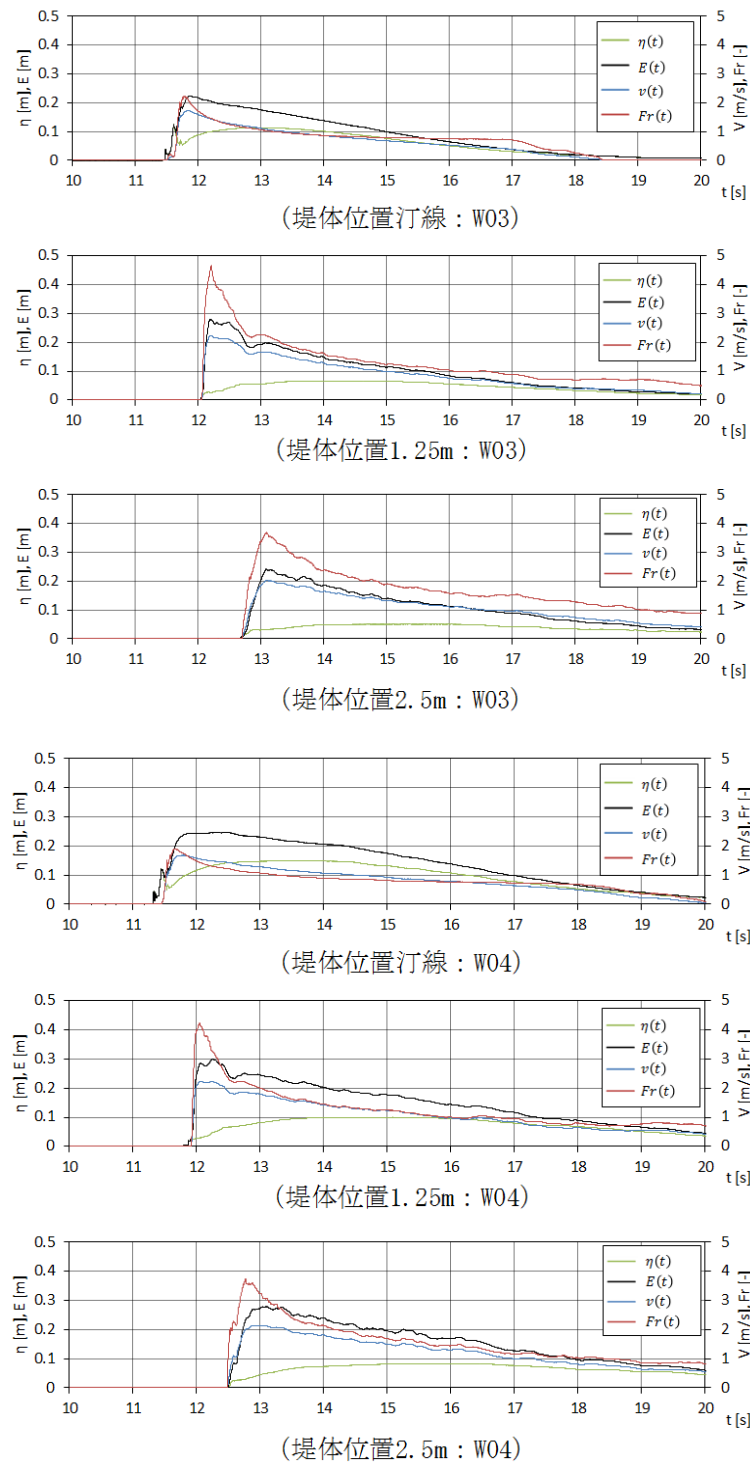


図 4. 20 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、正弦波 : W03、W04)

Figure 4. 20 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (sine waves for the 1/20 slope cases: W03–W04).

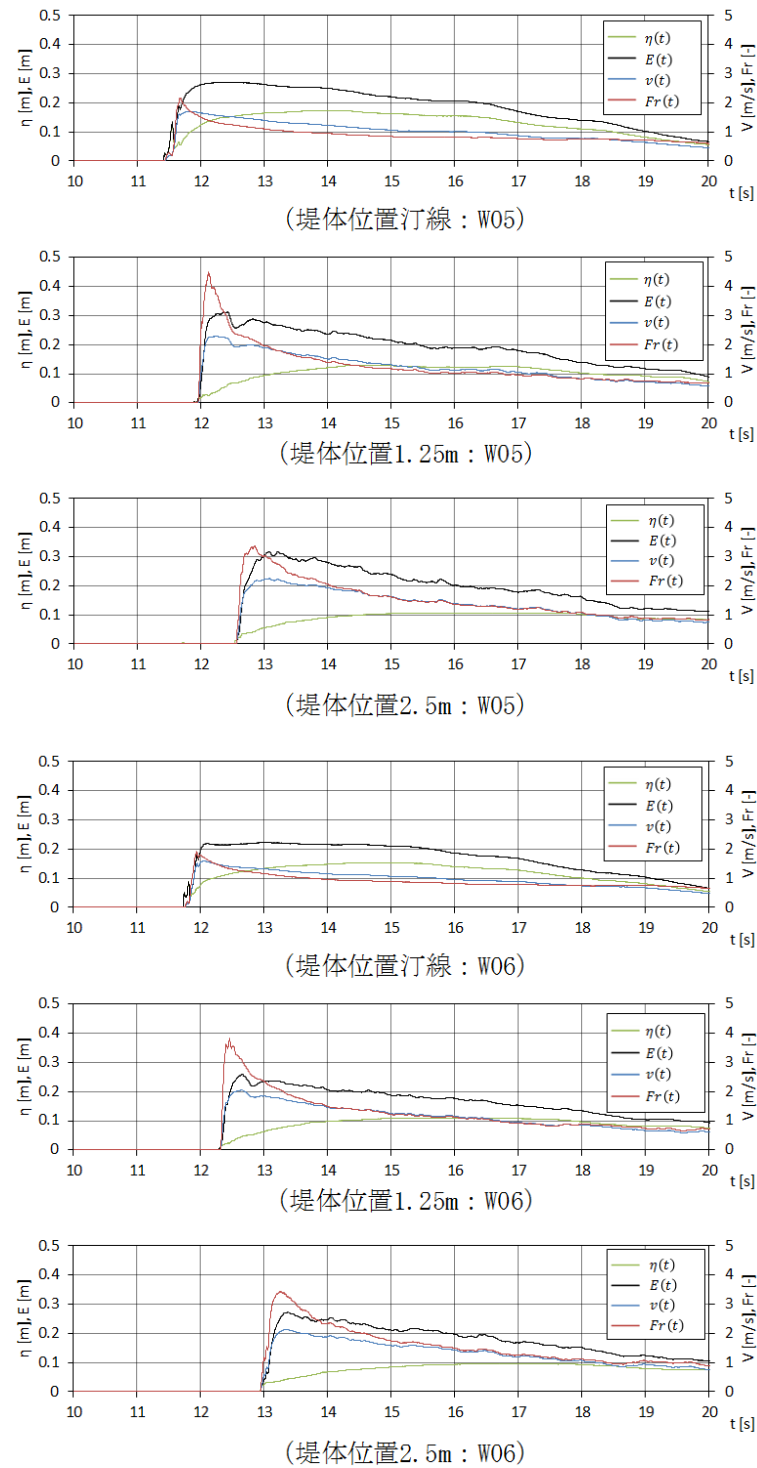


図 4. 21 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、正弦波 : W05、W06)

Figure 4. 21 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (sine waves for the 1/20 slope cases: W05–W06).

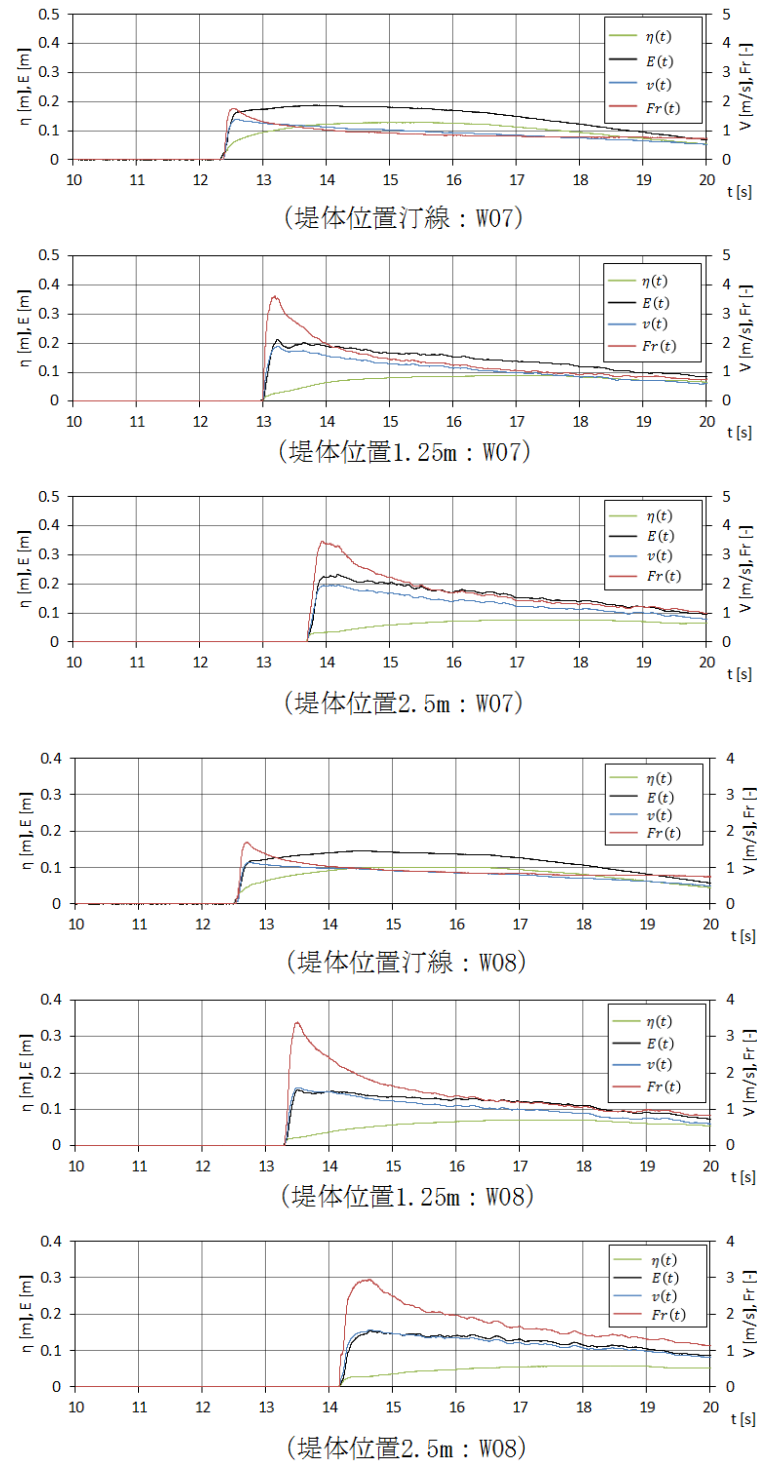


図 4. 22 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、正弦波 : W07、W08)

Figure 4. 22 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (sine waves for the 1/20 slope cases: W07–W08).

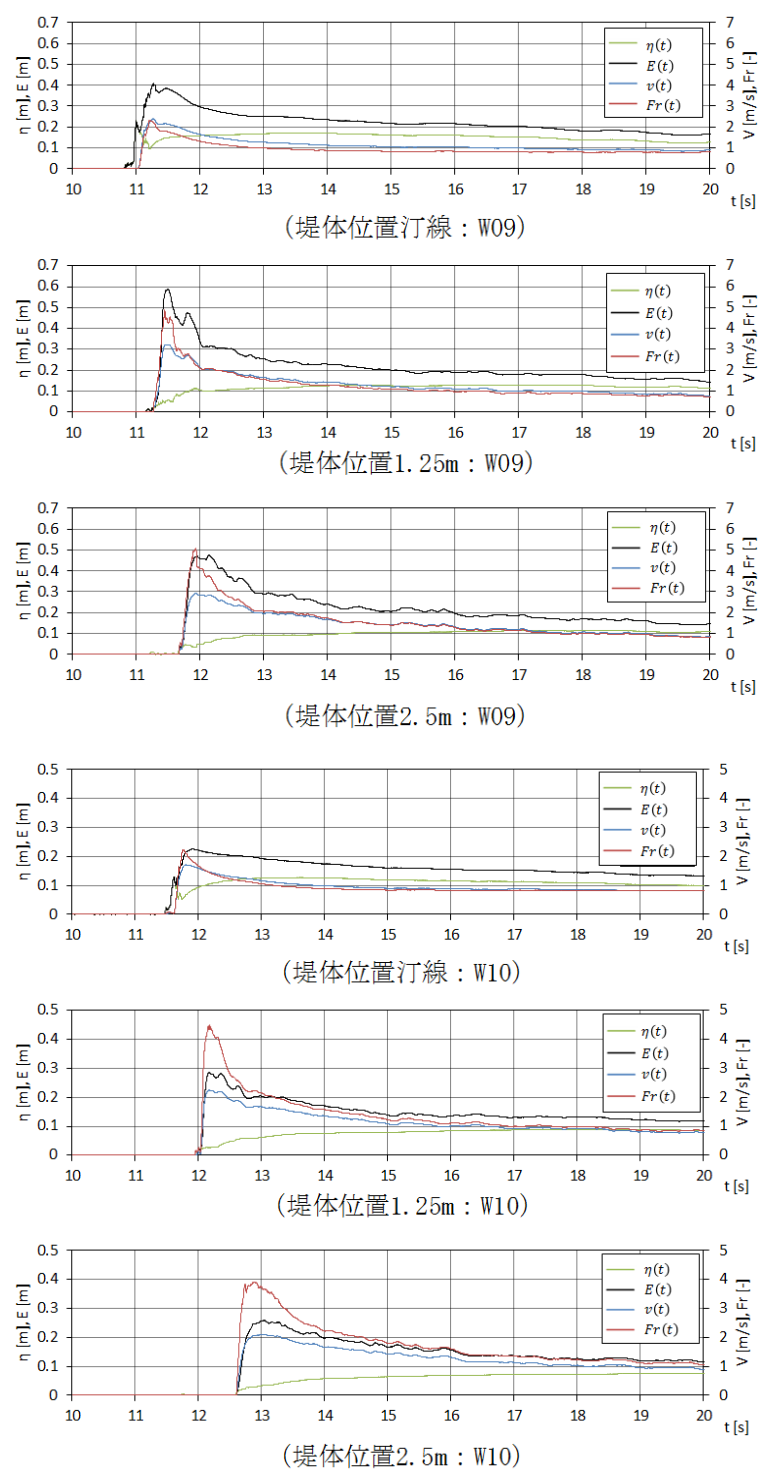


図 4. 23 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフールド数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、長周期波 : W09、W10)

Figure 4. 23 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (long period waves for the 1/20 slope cases: W09–W10).

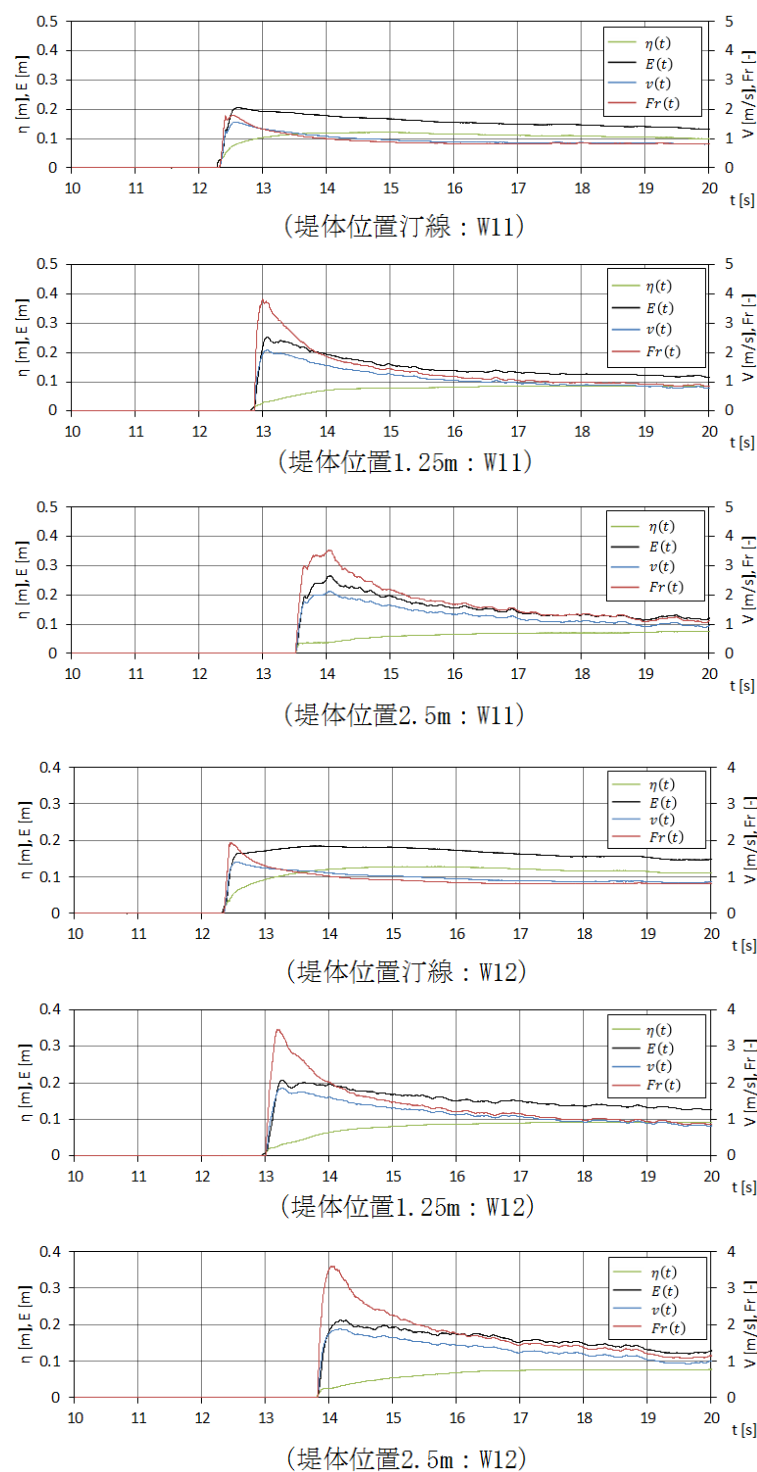


図 4. 24 堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフールド数 ($Fr(t)$) (水路底面勾配 : 1/20、長周期波 : W11、W12)

Figure 4. 24 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number Fr at the seawall models (long period waves for the 1/20 slope cases: W11–W12).

4. 3. 2 波圧試験

表 4.2 に示す条件で試験を行った。

図 4.25～図 4.32 に作用波による堤体に対する最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の計測値の鉛直方向分布を示す。

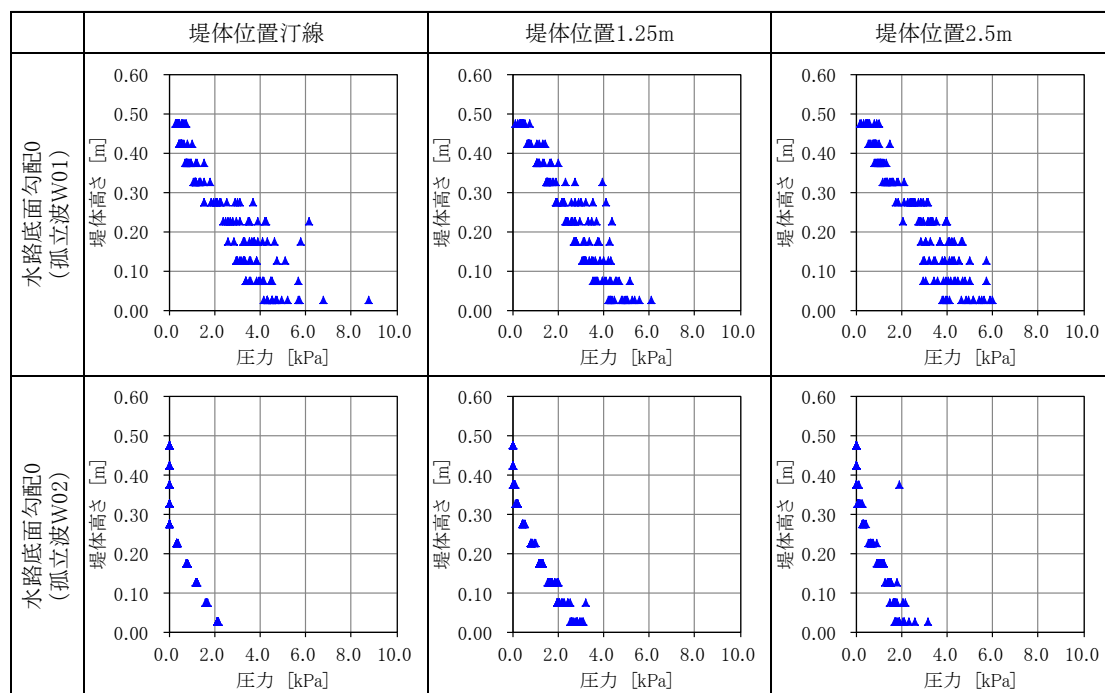


図 4.25 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 0、孤立波：W01、W02)

Figure 4.25 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure (solitary waves for the zero slope cases: W01–W02).

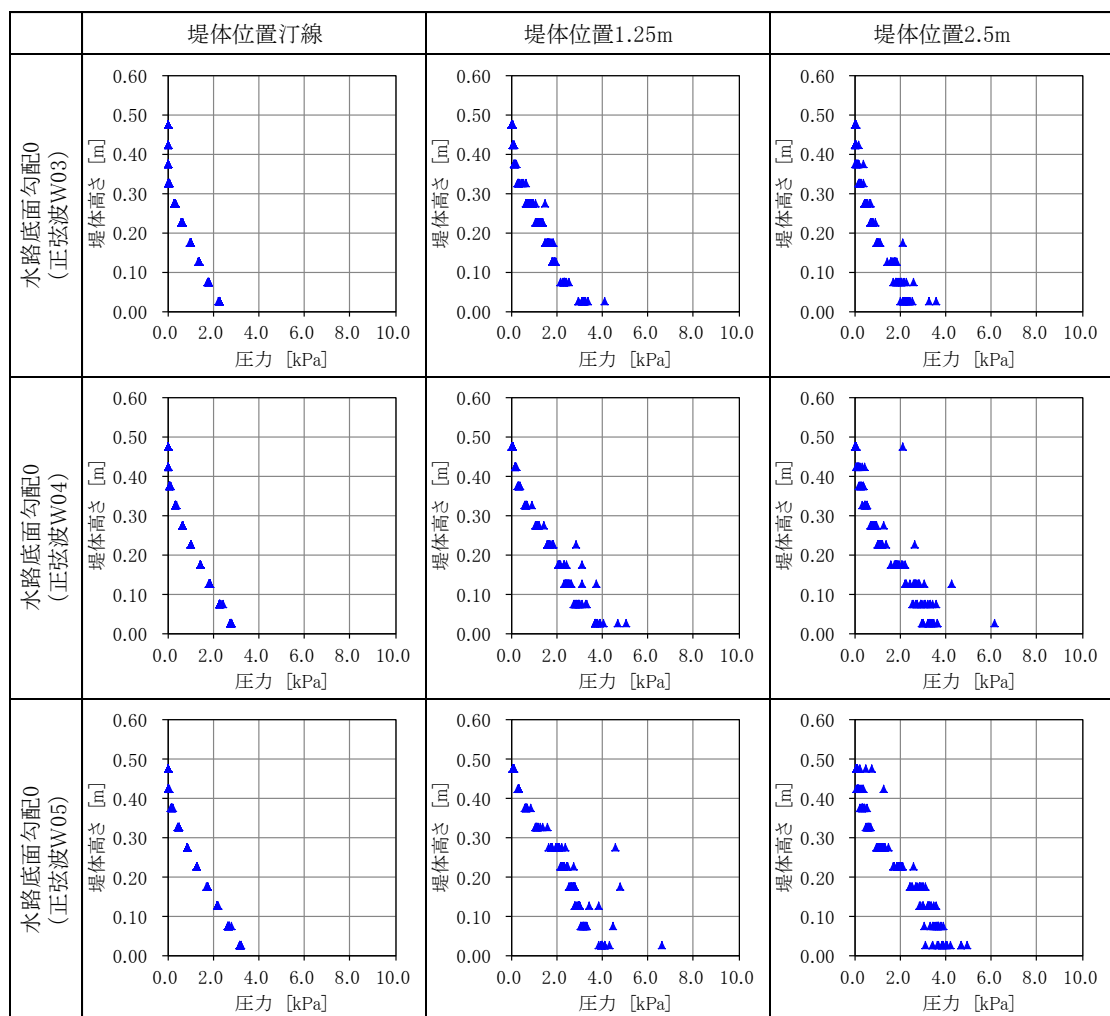


図 4. 26 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 0、正弦波：W03～W05)

Figure 4. 26 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure
(sine waves for the zero slope cases: W03–W05).

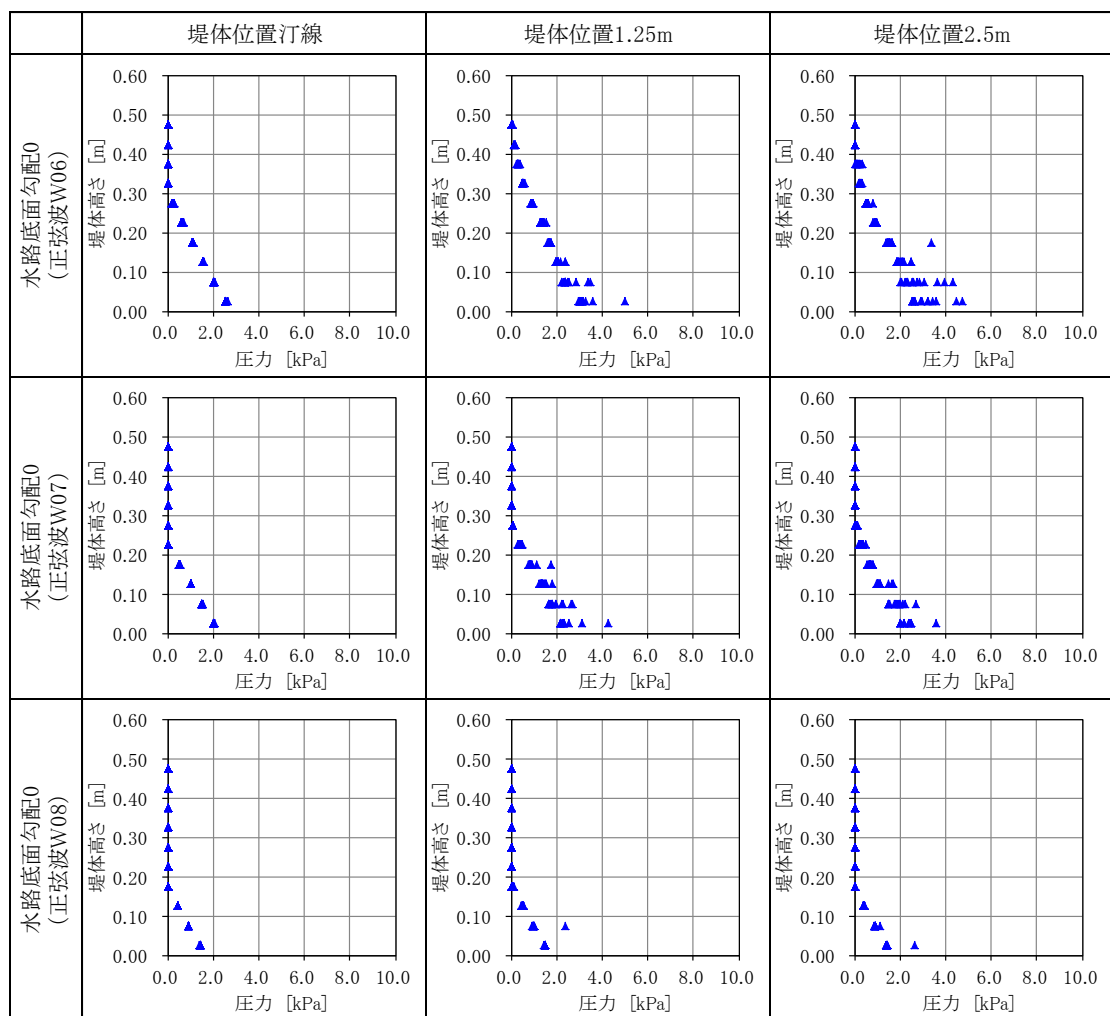


図 4. 27 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 0、正弦波：W06～W08)

Figure 4. 27 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure
(sine waves for the zero slope cases: W06–W08).

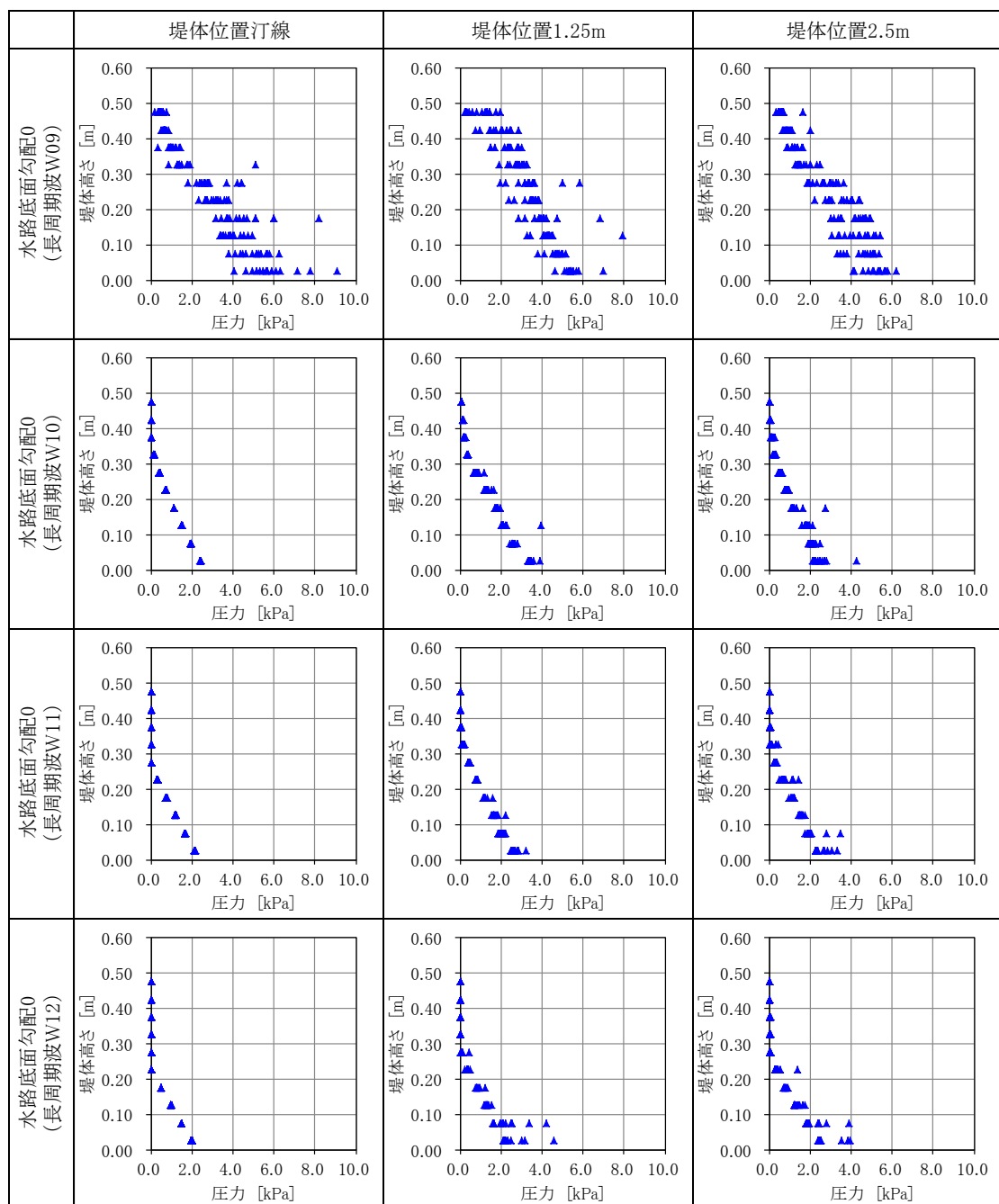


図 4. 28 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 0、長周期波 : W09～W12)

Figure 4. 28 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure
(long period waves for the zero slope cases: W09–W12).

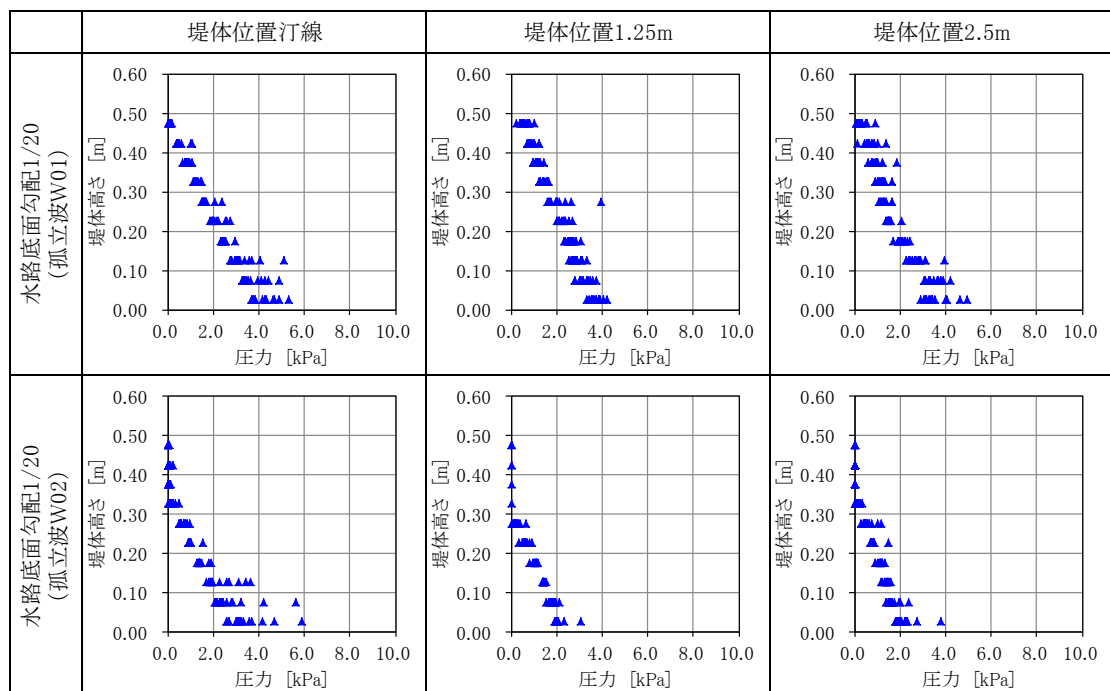


図 4. 29 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 1/20、孤立波 : W01～W02)

Figure 4. 29 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure
(solitary waves for the 1/20 slope cases: W01–W02).

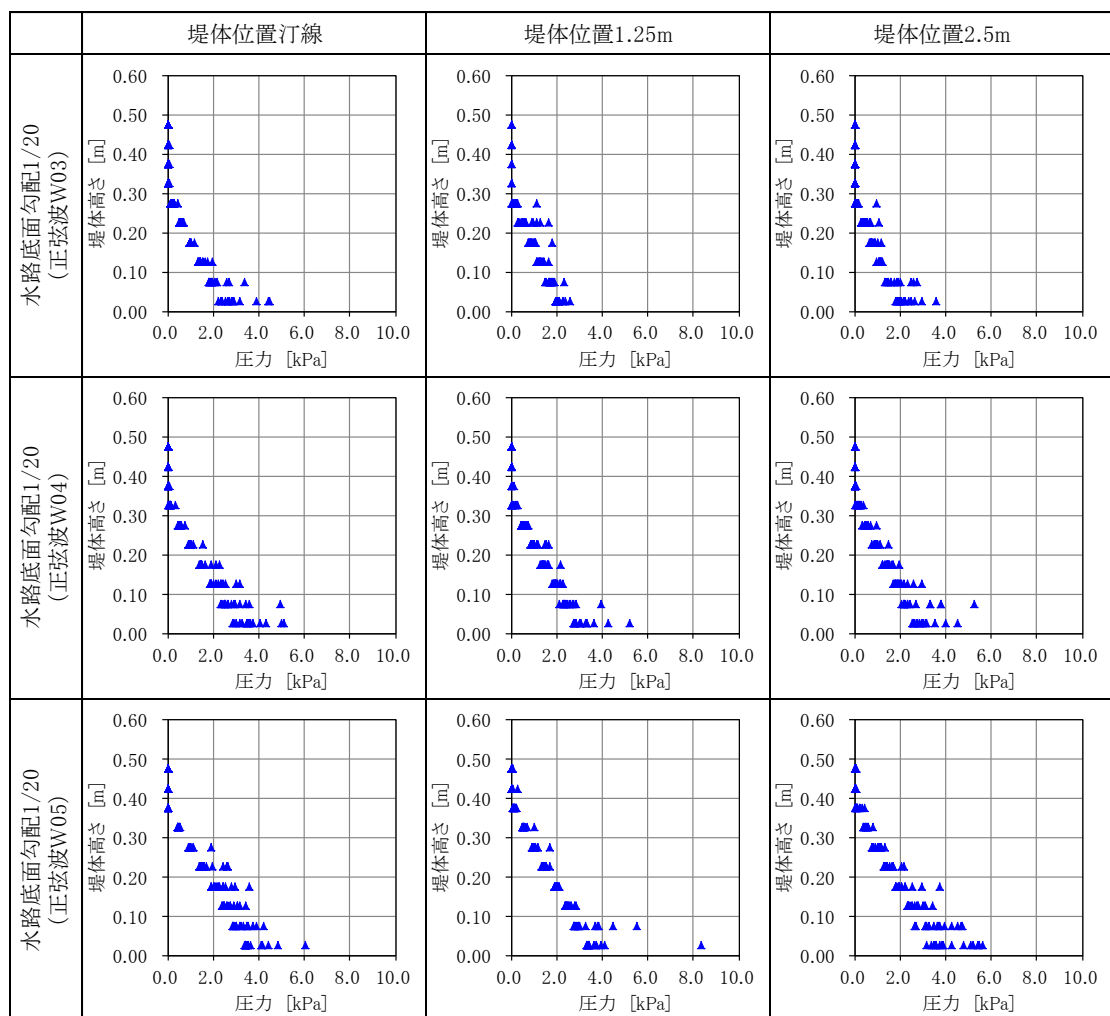


図 4. 30 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 1/20、正弦波 : W03~W05)

Figure 4. 30 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure
(sine waves for the 1/20 slope cases: W03–W05).

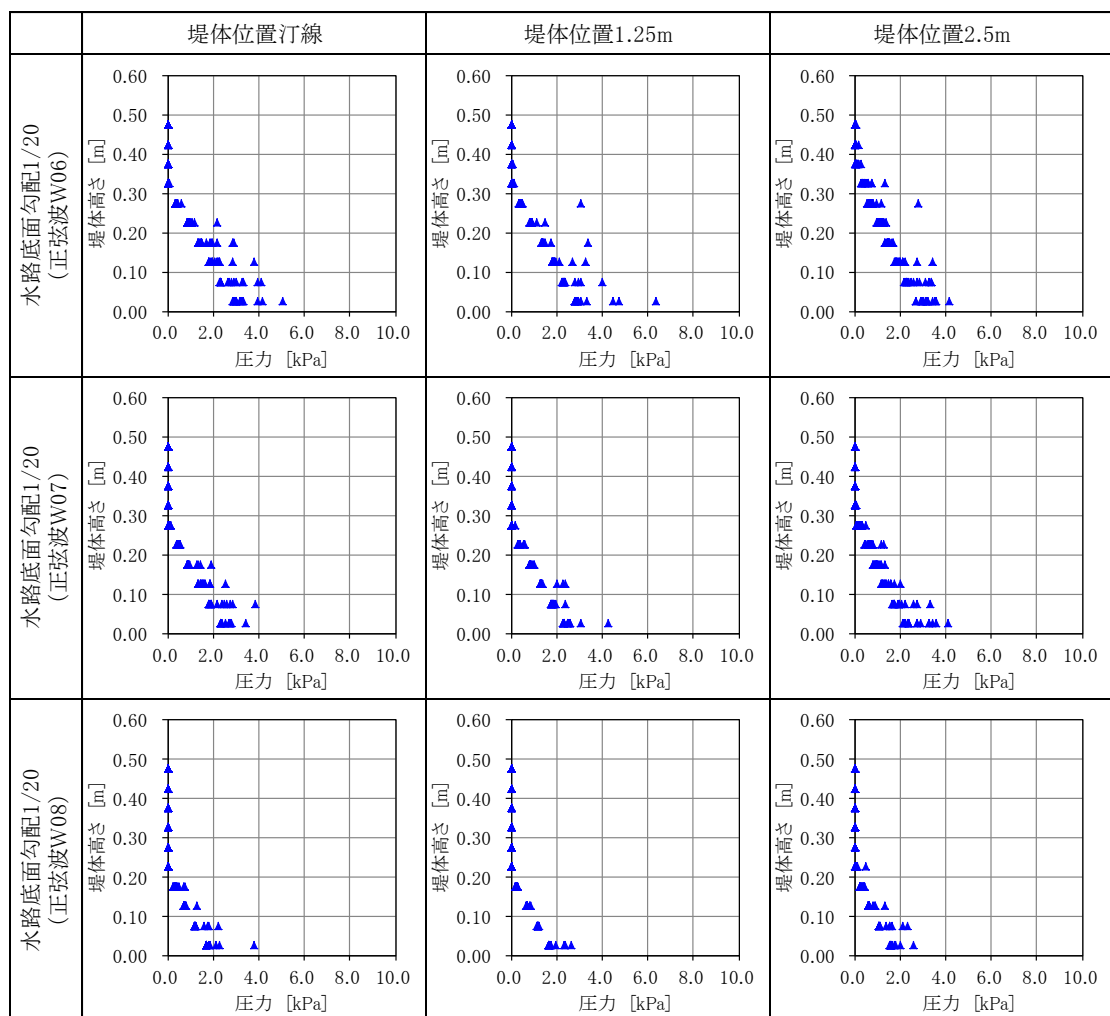


図 4. 31 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 1/20、正弦波 : W06～W08)

Figure 4. 31 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure
(sine waves for the 1/20 slope cases: W06–W08).

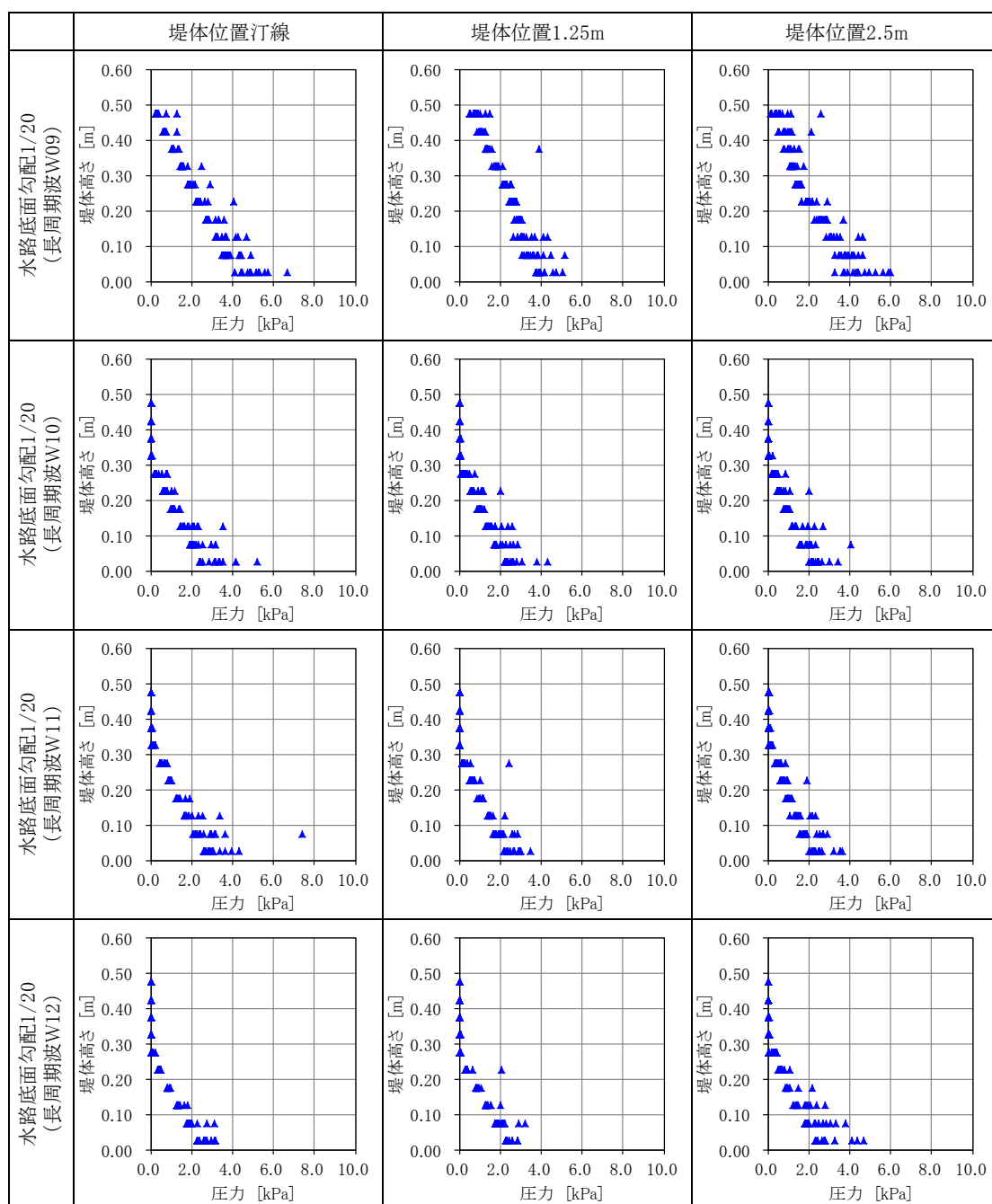


図 4. 32 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 1/20、長周期波 : W09～W12)

Figure 4. 32 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure
(long period waves for the 1/20 slope cases: W09–W12).

4. 4 水理試験のまとめ

4. 4. 1 通過波検定試験

図 4. 5～図 4. 24 に示す通過波検定試験の結果から以下が分かった。

(1) 作用波の沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$)

水路底面勾配 0 における孤立波 W01 及び長周期波 W09 では、沖側波高 ($h(t)$) が汀線近傍で上昇し、周期が短くなる砕波直前の状態が計測された (図 4. 5 及び図 4. 8 参照)。これは、作用波が汀線よりやや沖側で短い周期の高い波高に成長したことに加え、汀線部が直立した護岸形状であるため、護岸部分での作用波の反射により先端部の波高が更に上昇したことによるもので、この砕波直前の状態は、堤体を設置した場合の作用波圧特性に影響することが考えられる。

(2) 各堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$)

持続波最大浸水深 ($\eta_{\max, 2nd}$) は、特に堤体位置汀線における約半数のケースで作用波の先端付近の時刻で発生していた (例えば図 4. 13、堤体位置汀線 : W01 参照)。一方、堤体位置が陸側になるほど、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max, 2nd}$) は作用波の先端から遅れた時刻で発生する傾向が認められた (例えば図 4. 15、堤体位置 2. 5m : W06 参照)。

最大比エネルギー ($E_{\max}$) は、ほとんどのケースで作用波の先端付近の時刻で発生していた。

持続波最大浸水深 ($\eta_{\max, 2nd}$) 及び最大比エネルギー ($E_{\max}$) は、両者の発生時刻を比較すると、堤体位置汀線ではほとんどの水理試験ケースでほぼ同じ時刻に発生していた (例えば図 4. 13、堤体位置汀線 : W01 参照)。一方、堤体位置が陸側になるほど、両者の発生時刻は乖離する傾向が認められた (例えば図 4. 15、堤体位置 2. 5m : W06 参照)。

フルード数 ($Fr(t)$) 及び流速 ($v(t)$) は、作用波の種類及び堤体位置の違いによらず、作用波の先端近傍で最大となった後、時間の経過とともにほぼ連続的に低下する傾向だった。

4. 4. 2 波圧試験

図 4. 25～図 4. 32 に示す波圧試験の結果から以下が分かった。

堤体に作用する最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の値は、作用波の種類及び堤体位置により異なるが、いずれの水理試験ケースにおいてもほぼ静水圧分布となった。また、作用波及び水路底面勾配が同じ水理試験ケースでは、堤体位置汀線、1. 25m 及び 2. 5m での最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) 分布には、大きな差異はないことが分かった。

水路底面勾配 0 の孤立波 W01 及び長周期波 W09 では、15 回の計測における最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の分布は、他のケースに比べ顕著なばらつきが認められた (図 4. 25 及び図 4. 28 参照)。これは通過波検定試験において、水路底面勾配 0 における孤立波 W01 及び長周期波 W09 では、碎波直前の特徴的な状態が計測されたことに関連しており (4. 4. 1 (1) 参照)、碎波に伴う流れの不規則な乱れにより生じたものと考えられる (図 4. 5 及び図 4. 8 参照)。

5. シミュレーション解析

5. 1 シミュレーション解析方法

通過波検定試験結果の再現を目的に、シミュレーション解析により浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) を求めた。

水を非圧縮性粘性流体と仮定した数値流体解析を実施した。解析コードは数値流体力学 (CFD: Computational Fluid Dynamics) に基づいた CADMAS-SURF/2D (参¹⁰) を用いた。

解析方法を表 5.1、解析に用いた水の物性値を表 5.2 に示す。CADMAS-SURF/2D は、二次元非圧縮性粘性流体に対する連続の式及び Navier-Stokes 方程式を基礎式とした解析コードであり、自由表面の取扱いに VOF (Volume of Fluid) 法を採用している。境界条件としては、ノンスリップ境界条件、任意の波形が入力可能な造波境界条件及び圧力がゼロとなるフリー境界条件を用いることができる。ここでは、水路底面と流体の境界部をノンスリップ境界条件、津波が流入する側の解析モデル端部を造波境界条件、その他をフリー境界条件とした。造波境界には、水理試験で計測された沖側波高 ($h(t)$) 及び流速 ($v(t)$) の波形を入力した。なお、解析の簡易性の観点より乱流モデルは用いていない。

表 5. 1 解析方法

Table 5. 1 Outline of the analysis.

基礎方程式	二次元非圧縮性粘性流体の Navier-Stokes 方程式及び連続の式
空間の離散化	有限差分法
界面捕捉法	VOF 法
境界条件	水路底面と流体との境界部：ノンスリップ境界条件 上記以外の境界部：造波境界条件又はフリー境界条件
造波方法	造波境界に水理試験で計測された沖側波高 ($h(t)$) 及び流速 ($v(t)$) 波形を入力

表 5. 2 水の物性値

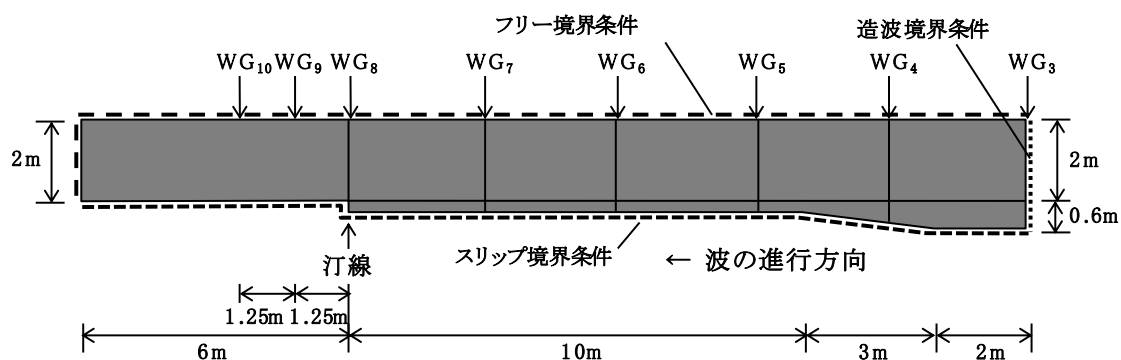
Table 5. 2 Physical properties of water.

物性	水
密度 [kg/m^3]	1.0×10^3
分子動粘性係数 [m^2/s]	1.0×10^{-6}

5. 2 シミュレーション解析条件

解析ケース一覧を表 5.3 に示す。また、代表ケースとして水路底面勾配 0 の解析モデルを図 5.1 に示す。

解析では、水理試験で設定した汀線を基準に沖側へ 15m まで及び陸側へ 6m までの範囲をモデル化した。また、沖側のモデル端部の境界面に水理試験の通過波検定試験で計測された沖側波高 ($h(t)$) 及び流速 ($v(t)$) に基づいた波形を入力した。堤体設置位置 (WG_8 、 WG_9 及び WG_{10}) 近傍のメッシュサイズは、波形の変化を詳細に模擬するため $1\text{cm} \times 1\text{cm}$ とした。



※ WG_n ($n=3 \sim 10$) は沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) 出力位置を示す。

図 5. 1 水理試験シミュレーション解析モデル (水路底面勾配 0)

Figure 5. 1 Simulation model of the flume test for the zero slope case.

表 5. 3 水理試験シミュレーション解析ケース一覧

Table 5. 3 Analysis conditions for flume test simulations.

解析ケース	水路底面勾配	沖側波高 (沖側 15m 位置での計測値 : m)
Case1-1	0 (汀線での水深 0.3m)	0.2 (孤立波 : W01)
Case1-2	同上	0.1 (孤立波 : W02)
Case1-3	同上	0.1 (正弦波 : W03)
Case1-4	同上	0.13 (正弦波 : W04)
Case1-5	同上	0.15 (正弦波 : W05)
Case1-6	同上	0.12 (正弦波 : W06)
Case1-7	同上	0.1 (正弦波 : W07)
Case1-8	同上	0.08 (正弦波 : W08)
Case1-9	同上	0.2 (長周期波 : W09)
Case1-10	同上	0.1 (長周期波 : W10)
Case1-11	同上	0.1 (長周期波 : W11)
Case1-12	同上	0.1 (長周期波 : W12)
Case2-1	1/20 (汀線での水深 0m)	0.2 (孤立波 : W01)
Case2-2	同上	0.1 (孤立波 : W02)
Case2-3	同上	0.1 (正弦波 : W03)
Case2-4	同上	0.13 (正弦波 : W04)
Case2-5	同上	0.15 (正弦波 : W05)
Case2-6	同上	0.12 (正弦波 : W06)
Case2-7	同上	0.1 (正弦波 : W07)
Case2-8	同上	0.08 (正弦波 : W08)
Case2-9	同上	0.2 (長周期波 : W09)
Case2-10	同上	0.1 (長周期波 : W10)
Case2-11	同上	0.1 (長周期波 : W11)
Case2-12	同上	0.1 (長周期波 : W12)

5. 3 シミュレーション解析結果

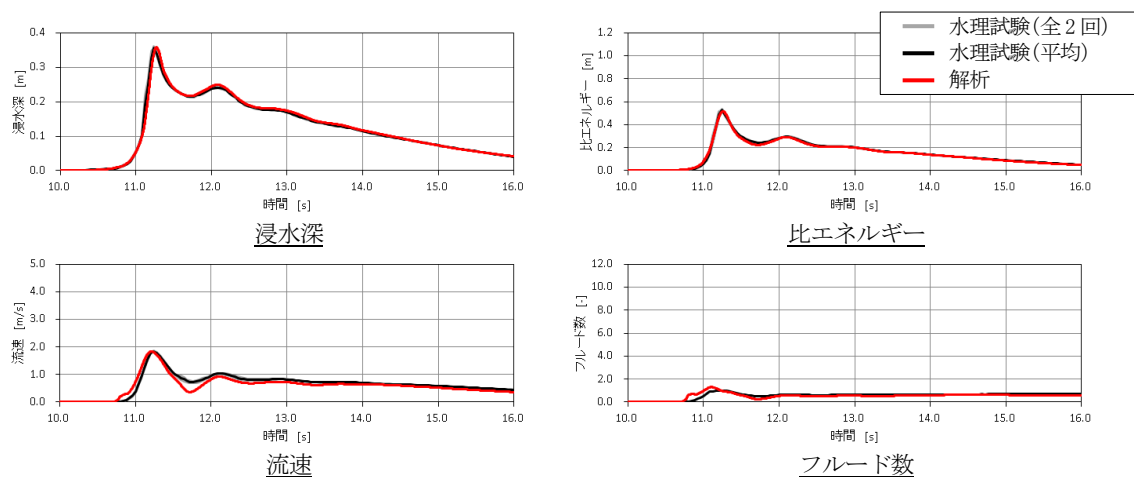
図 5.2～図 5.25 に、通過波検定試験のシミュレーション解析結果と水理試験結果の浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) の比較を示す。

シミュレーション解析による浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) の再現性は概して高かった。

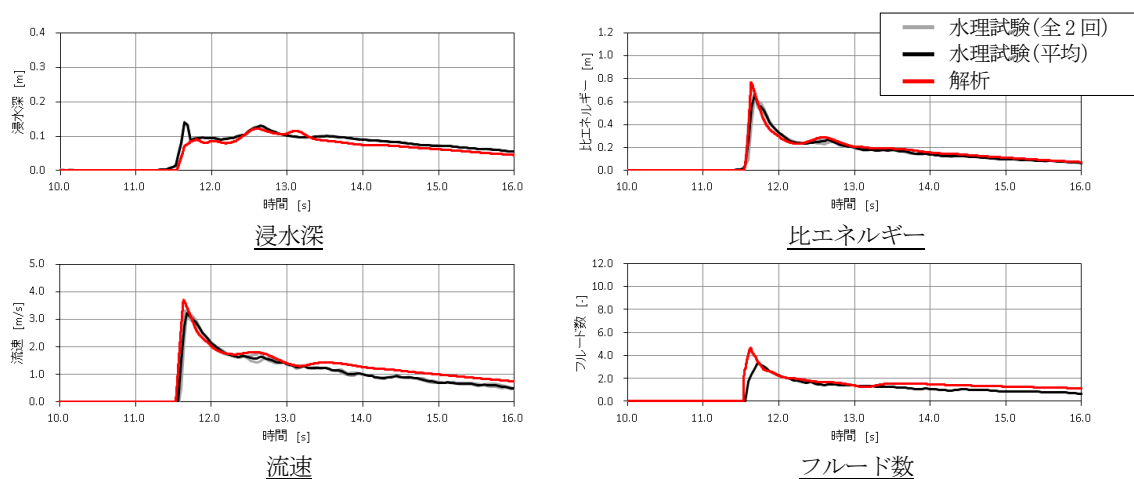
ただし、砕波等の影響を受け作用波が乱れた状態になる場合（例えば Case1-1 の汀線から 1.25m 及び 2.5m 位置）は、作用波の先端部でシミュレーション解析の再現性が低下した（図 5.2 参照）。これは、作用波の先端部が水飛沫をあげながら遡上していくような場合は、解析においても先端部での水飛沫の運動を含めた複雑な性状を精度良く計算できないため（図 5.26 参照）、再現性が低下したものと考えられる。

また、作用波の先端部では、浸水深 ($\eta(t)$) が浅い一方で、瞬間的に流速 ($v(t)$) が大きくなる場合があった。解析によりフルード数 ($Fr(t)$) を算定する場合においても、先端部での過小な浸水深 ($\eta(t)$) 及び過大な流速 ($v(t)$) の効果で、例えば図 5.4 の汀線から 1.25m や 2.5m のように、過大なフルード数 ($Fr(t)$) が算定されることがあった。比エネルギー ($E(t)$) の算定においても同様のことが言え、最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻におけるフルード数 ($Fr(t)$) を解析により算定する場合には、作用波全体の性状から大局的に適切な浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) を選択するよう留意することが必要と考えられる（参 11）。

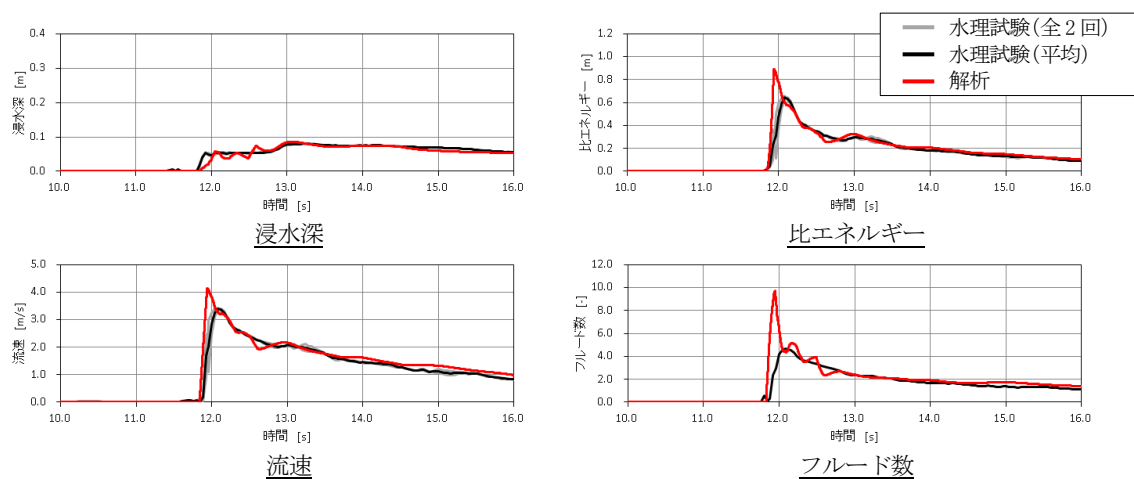
作用波の先端部における比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) を算定する際には、上記のように留意事項はあるが、全体として、シミュレーション解析結果は水理試験結果を良く再現できており、モデル化とそのシミュレーション解析手法は妥当であると考えられる。



(堤体位置汀線)



(堤体位置 1.25m)



(堤体位置 2.5m)

図 5. 2 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-1)

Figure 5. 2 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-1.

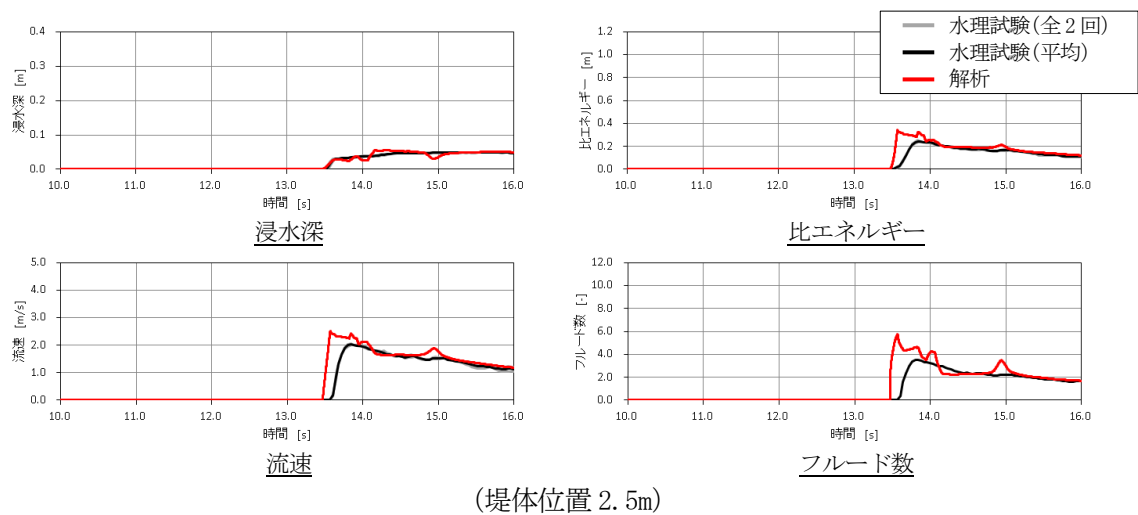
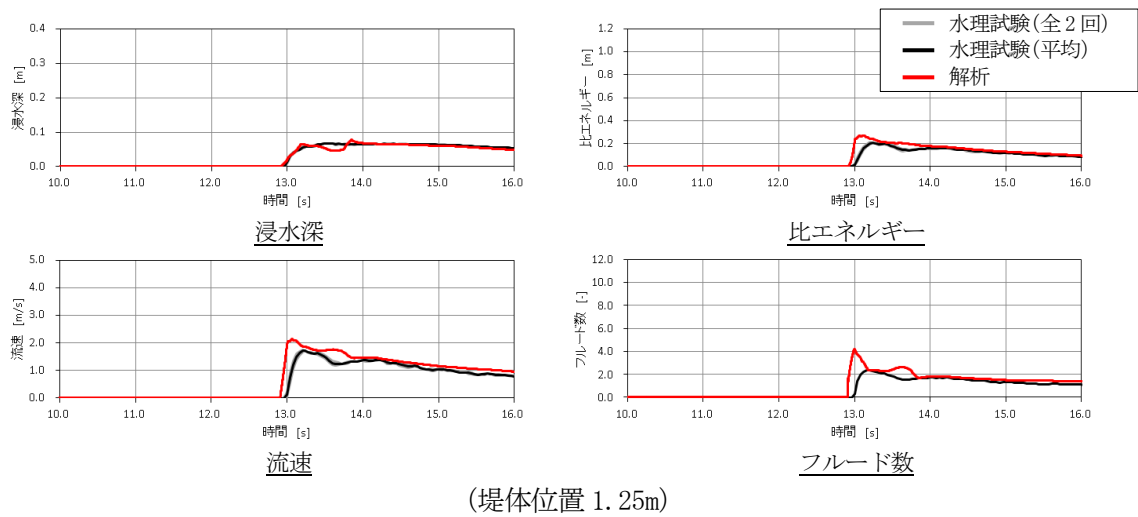
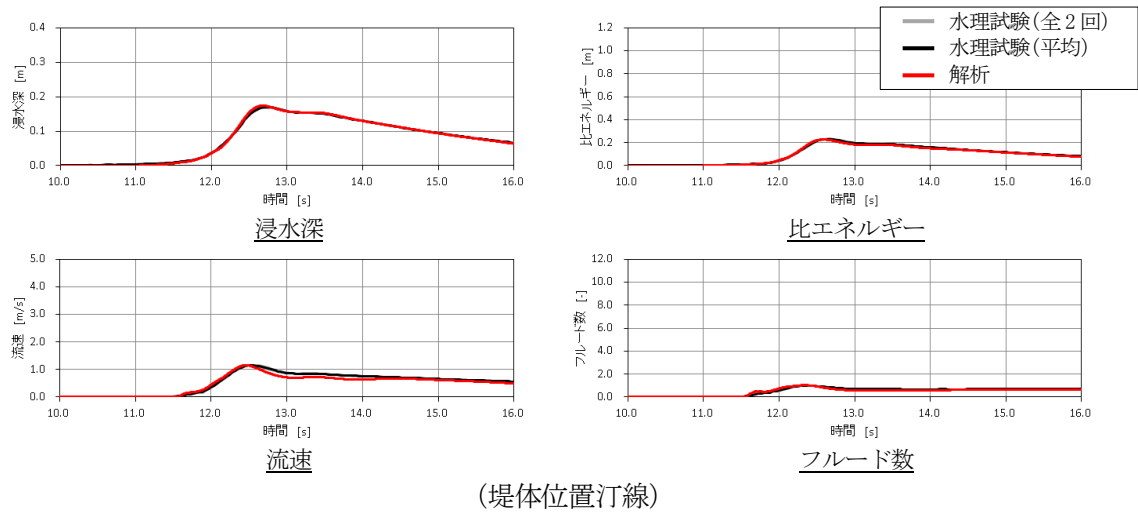


図 5. 3 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-2)

Figure 5.3 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-2.

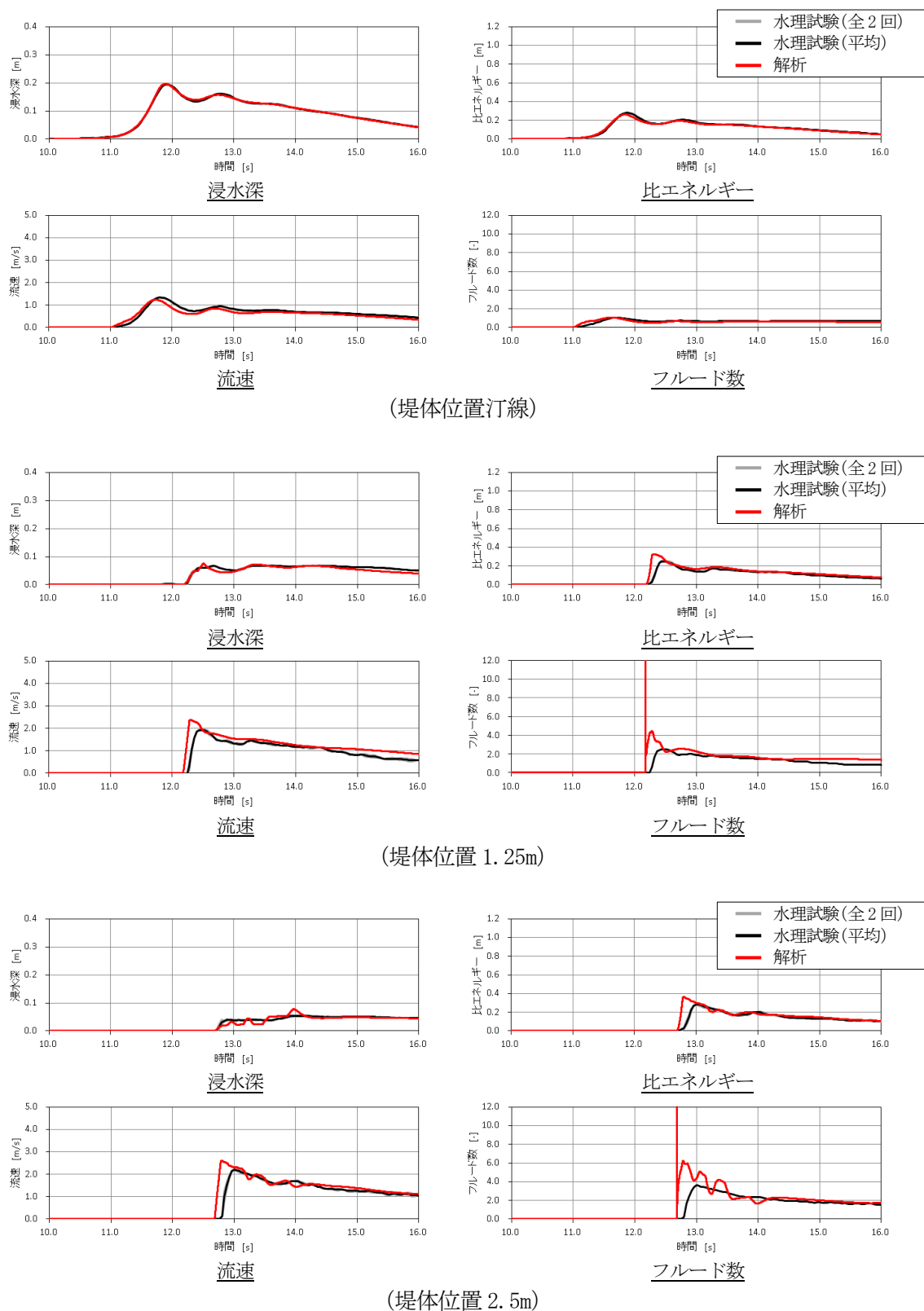


図 5. 4 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-3)

Figure 5. 4 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-3.

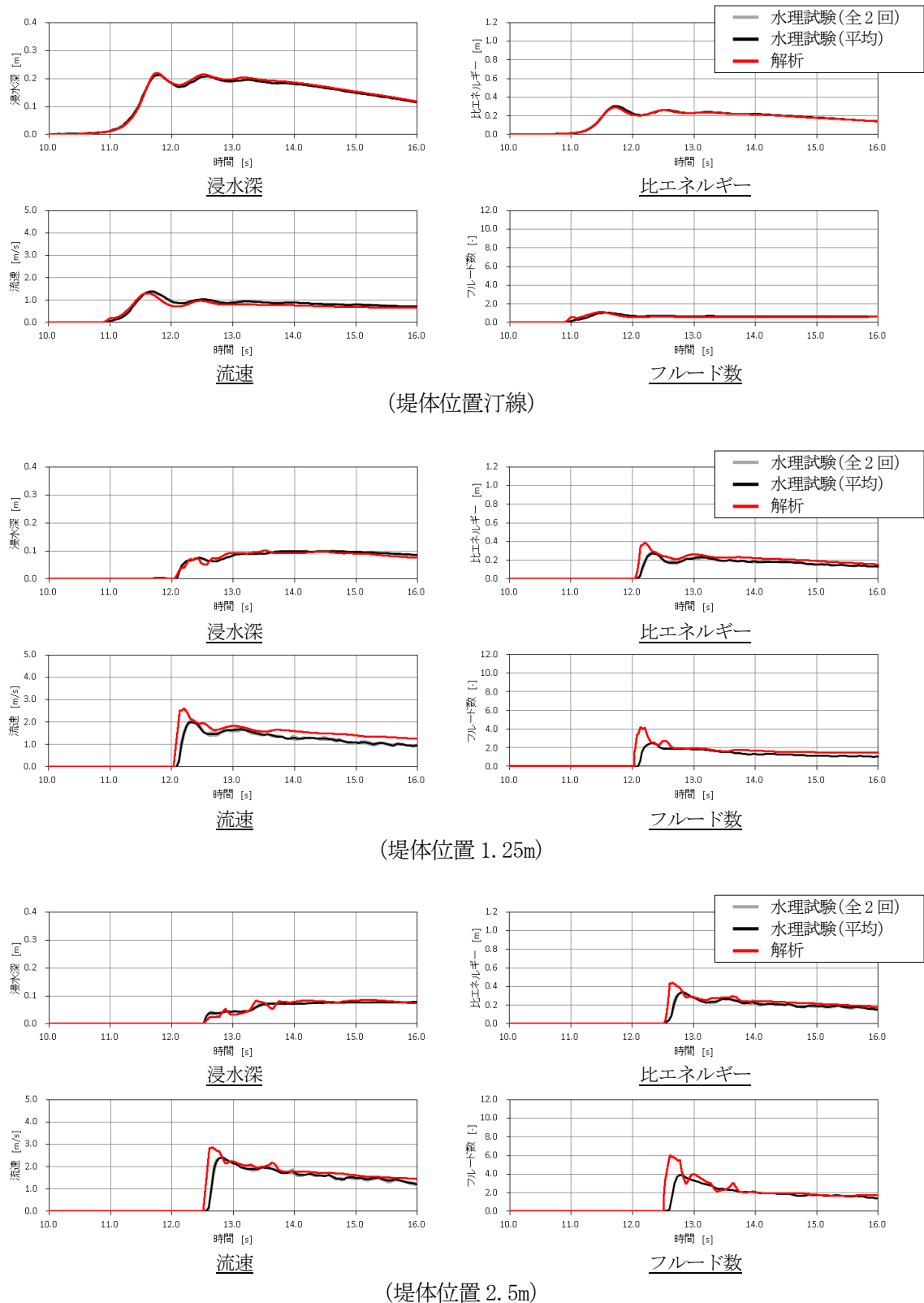


図 5. 5 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-4)

Figure 5. 5 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-4.

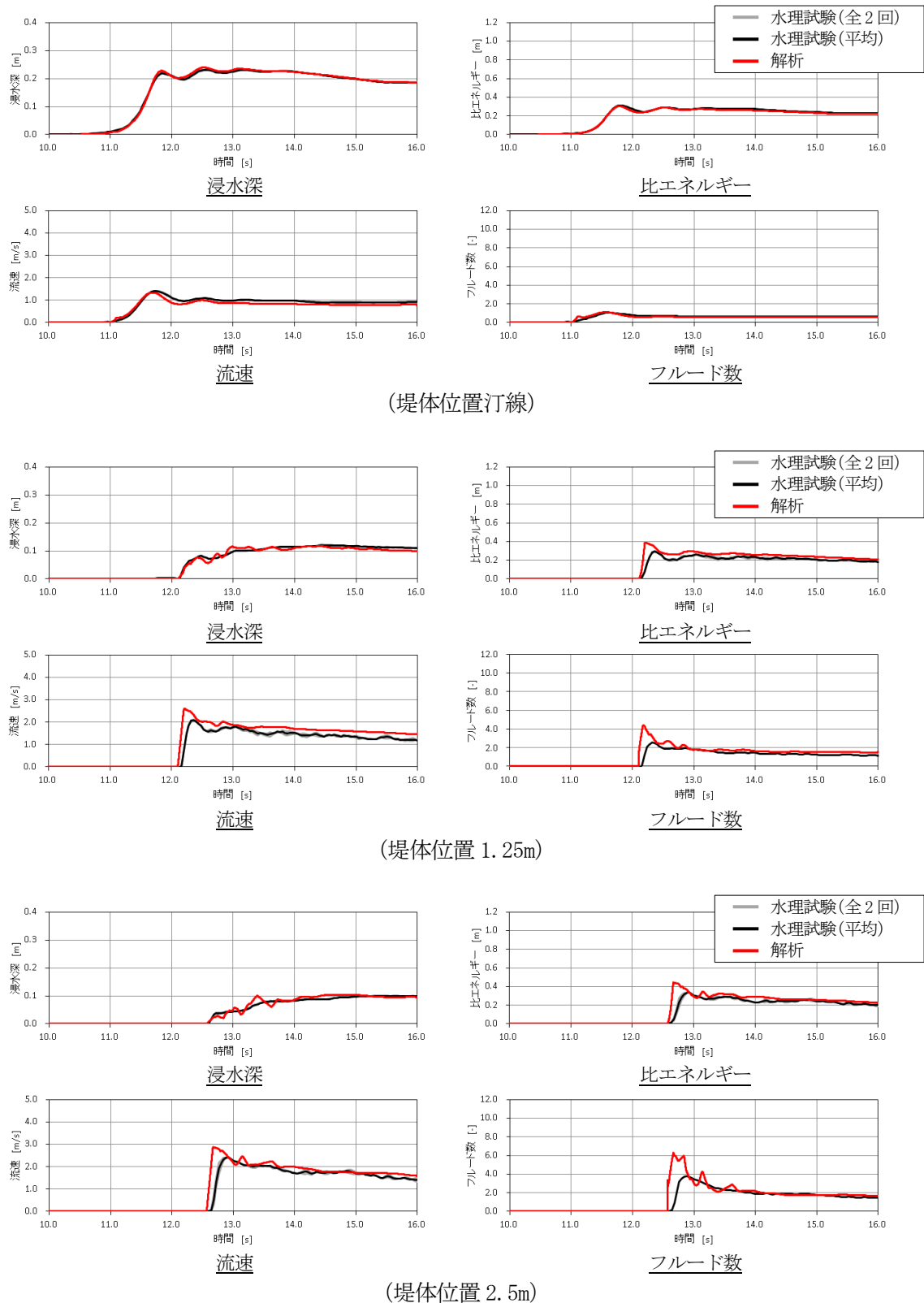


図 5. 6 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-5)

Figure 5.6 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-5.

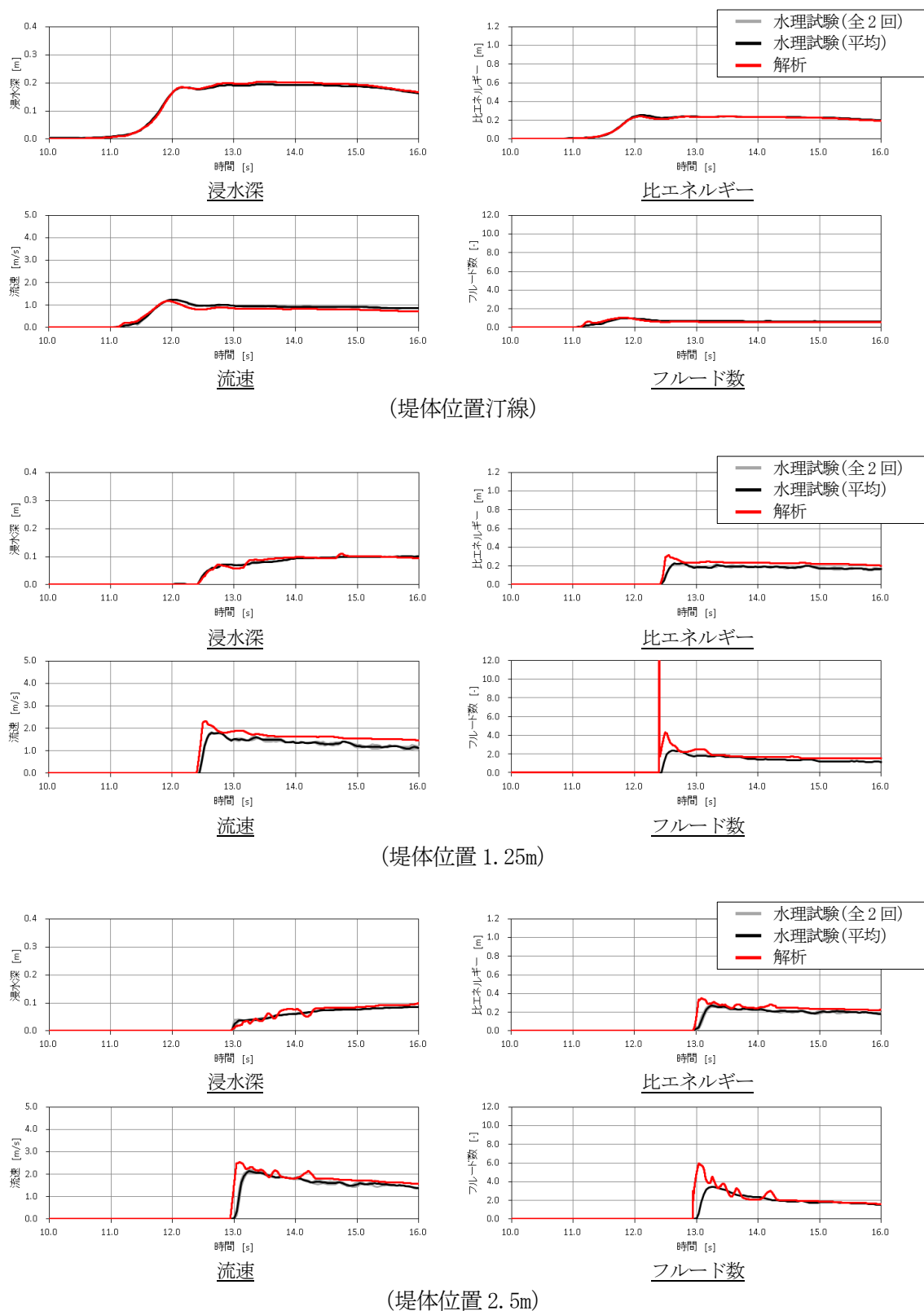


図 5. 7 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-6)

Figure 5. 7 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-6.

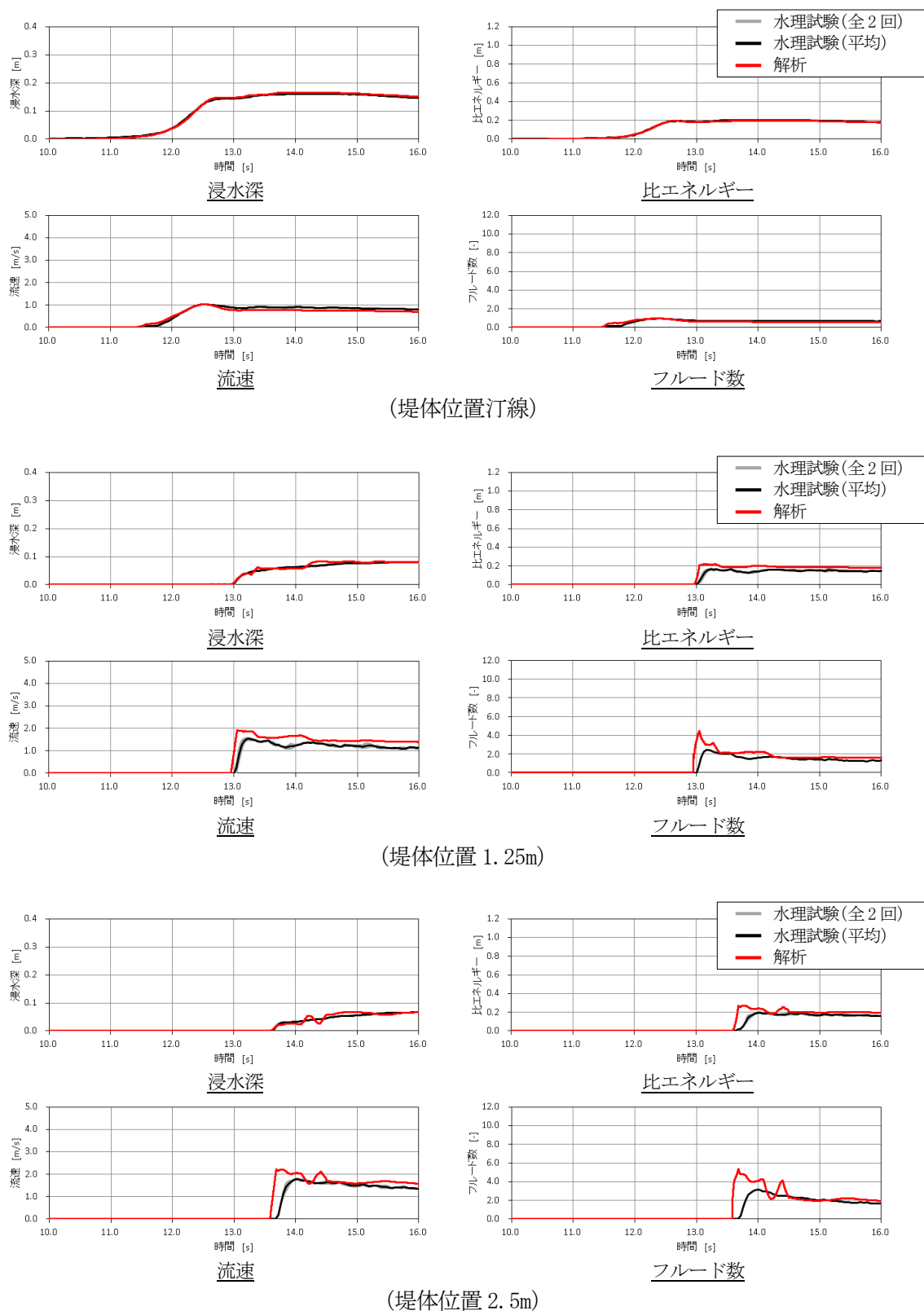


図 5. 8 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-7)

Figure 5.8 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-7.

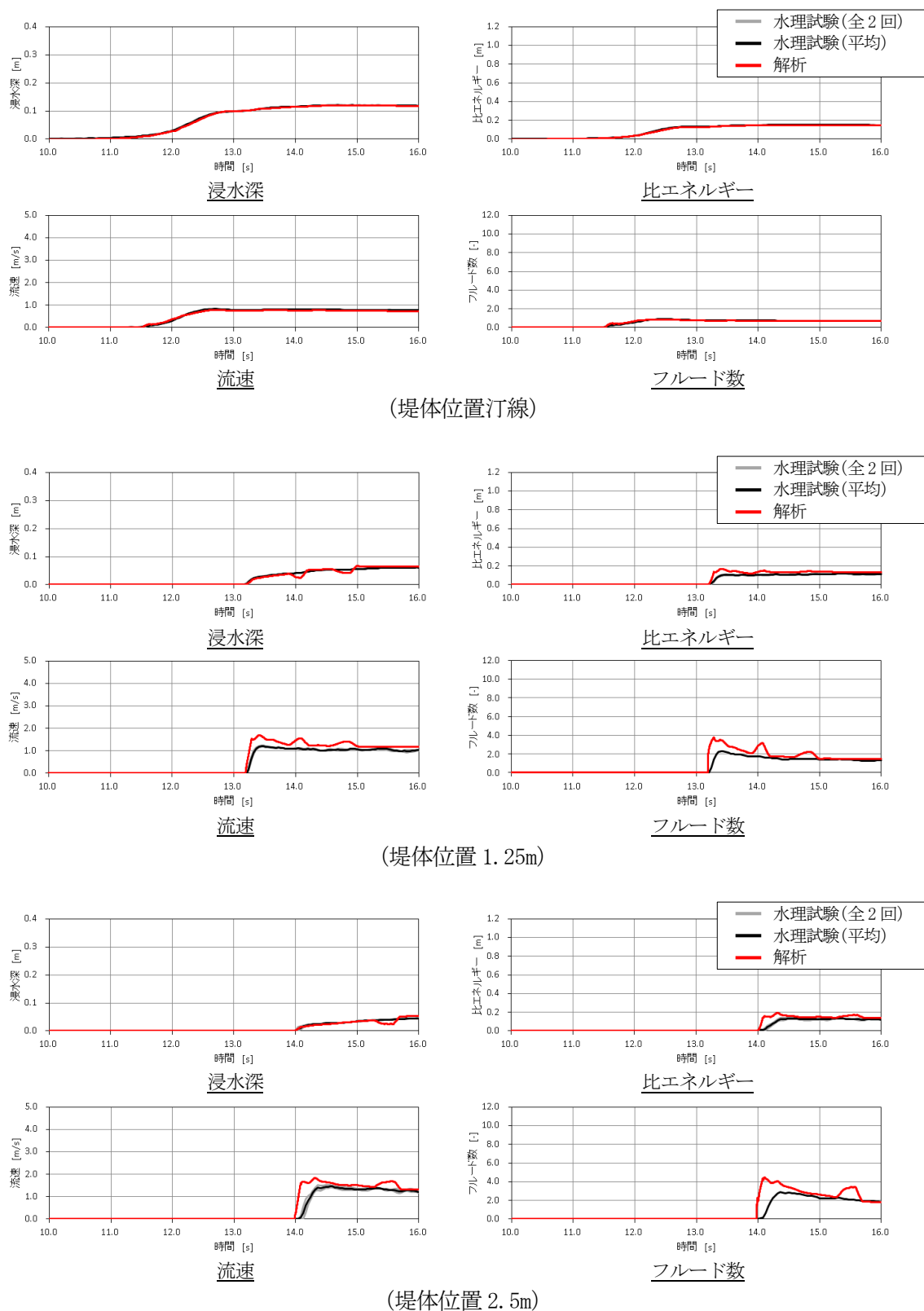


図 5. 9 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-8)

Figure 5. 9 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-8.

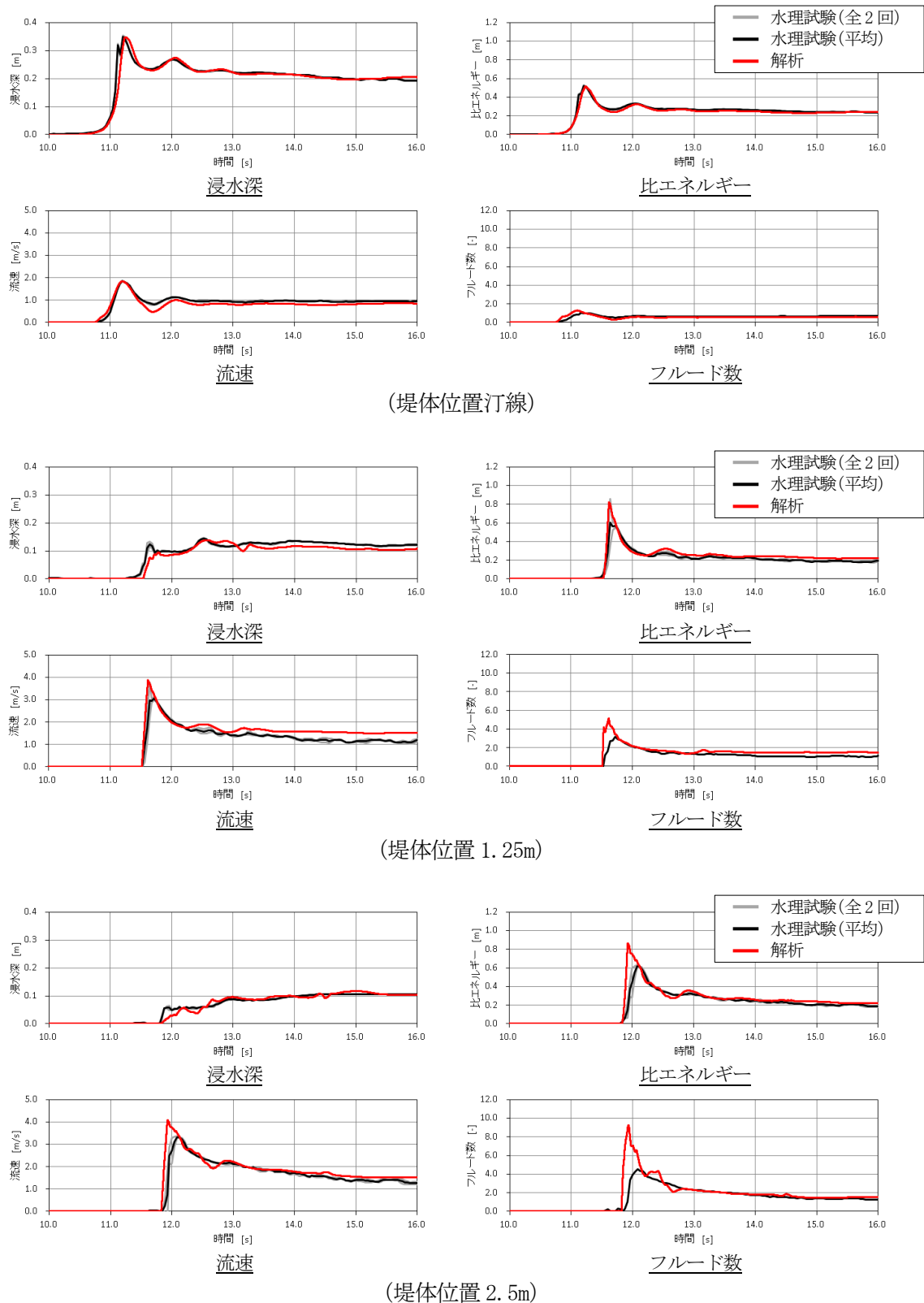


図 5. 10 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case1-9)
 Figure 5.10 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-9.

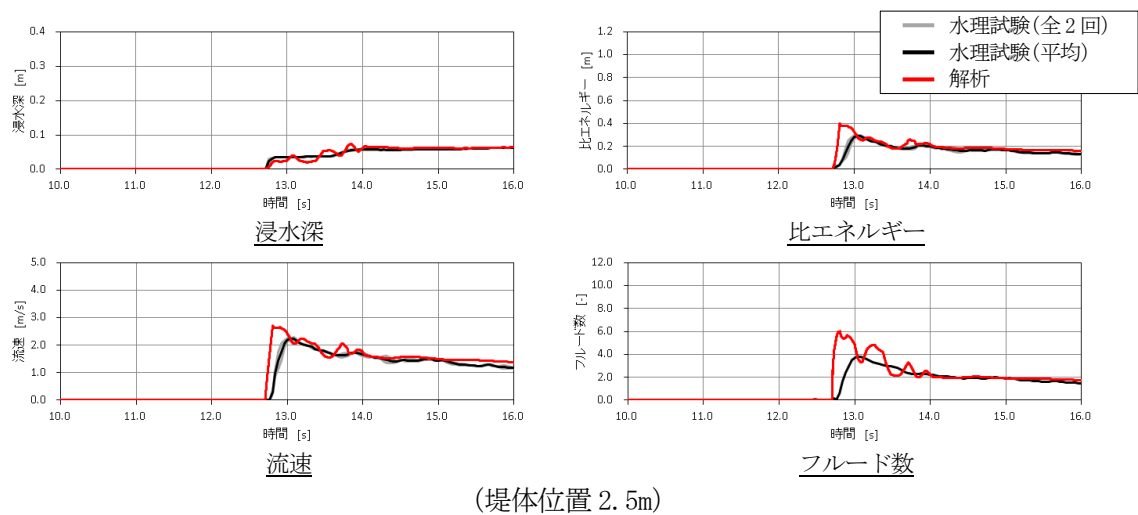
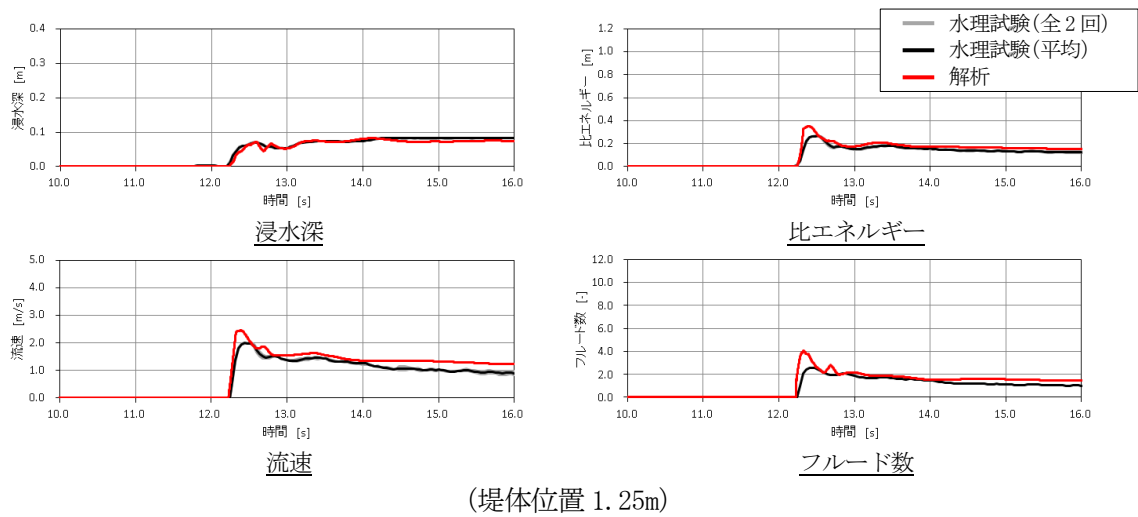
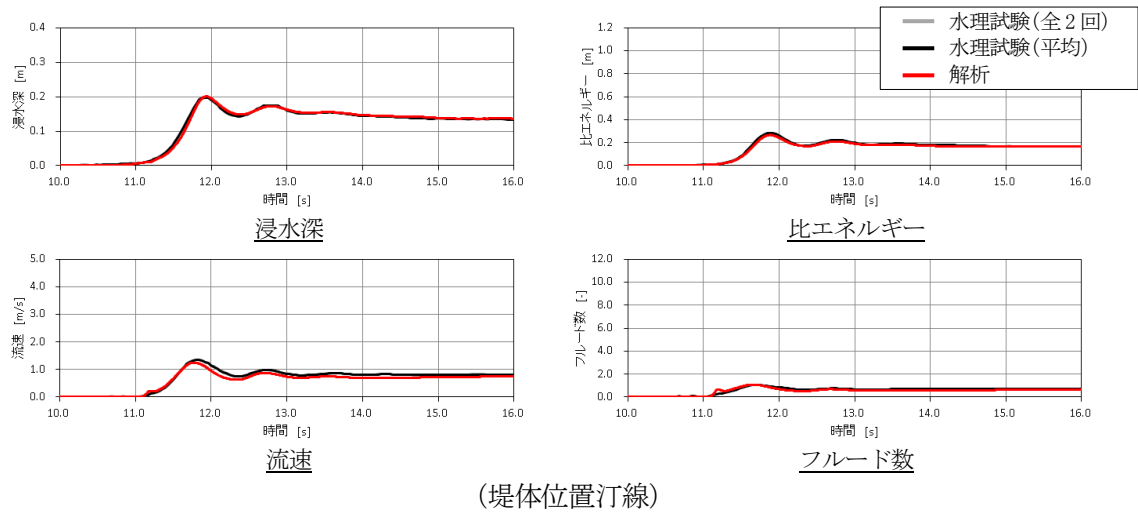


図 5. 11 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case1-10)

Figure 5. 11 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-10.

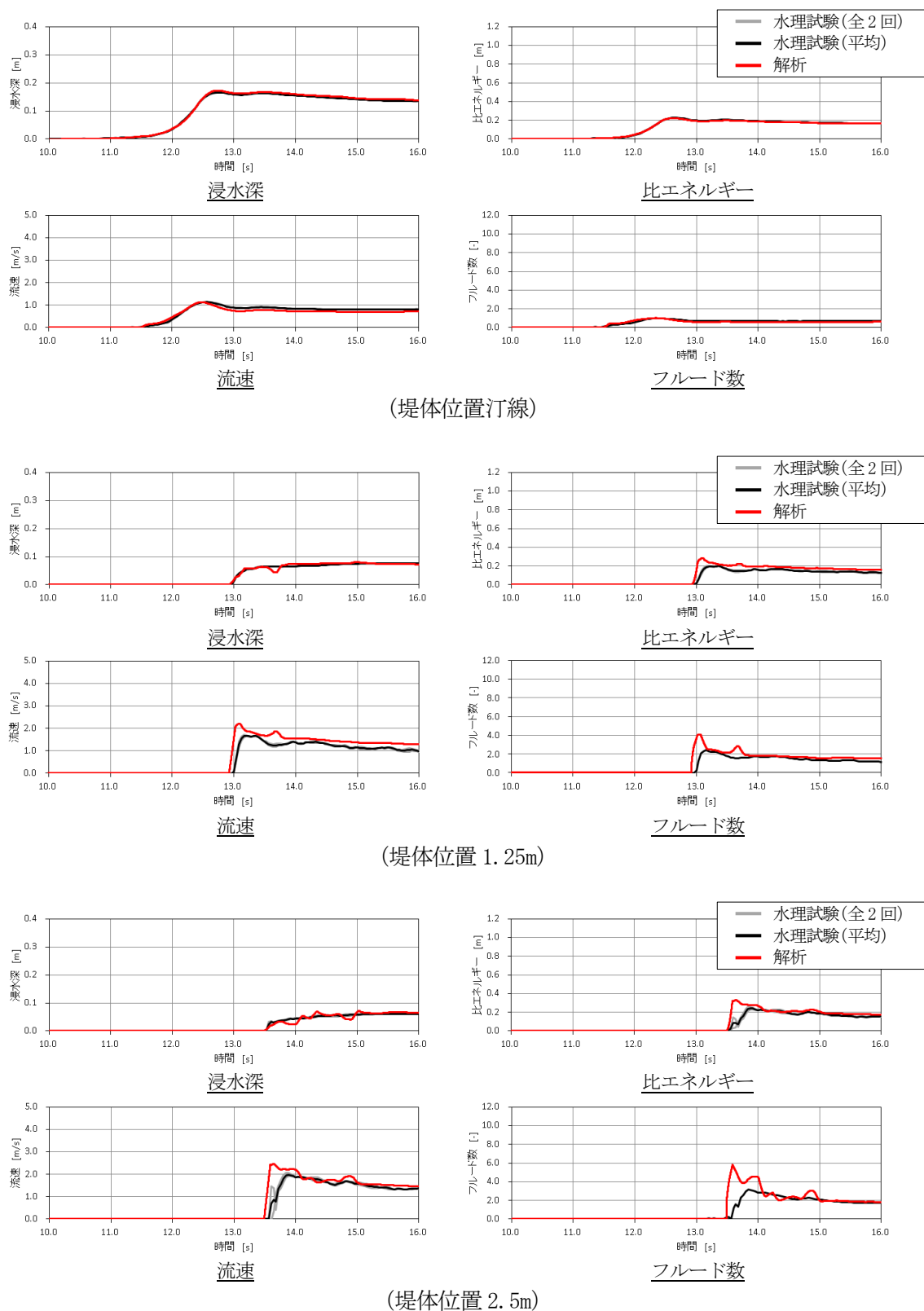


図 5. 12 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case1-11)

Figure 5. 12 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-11.

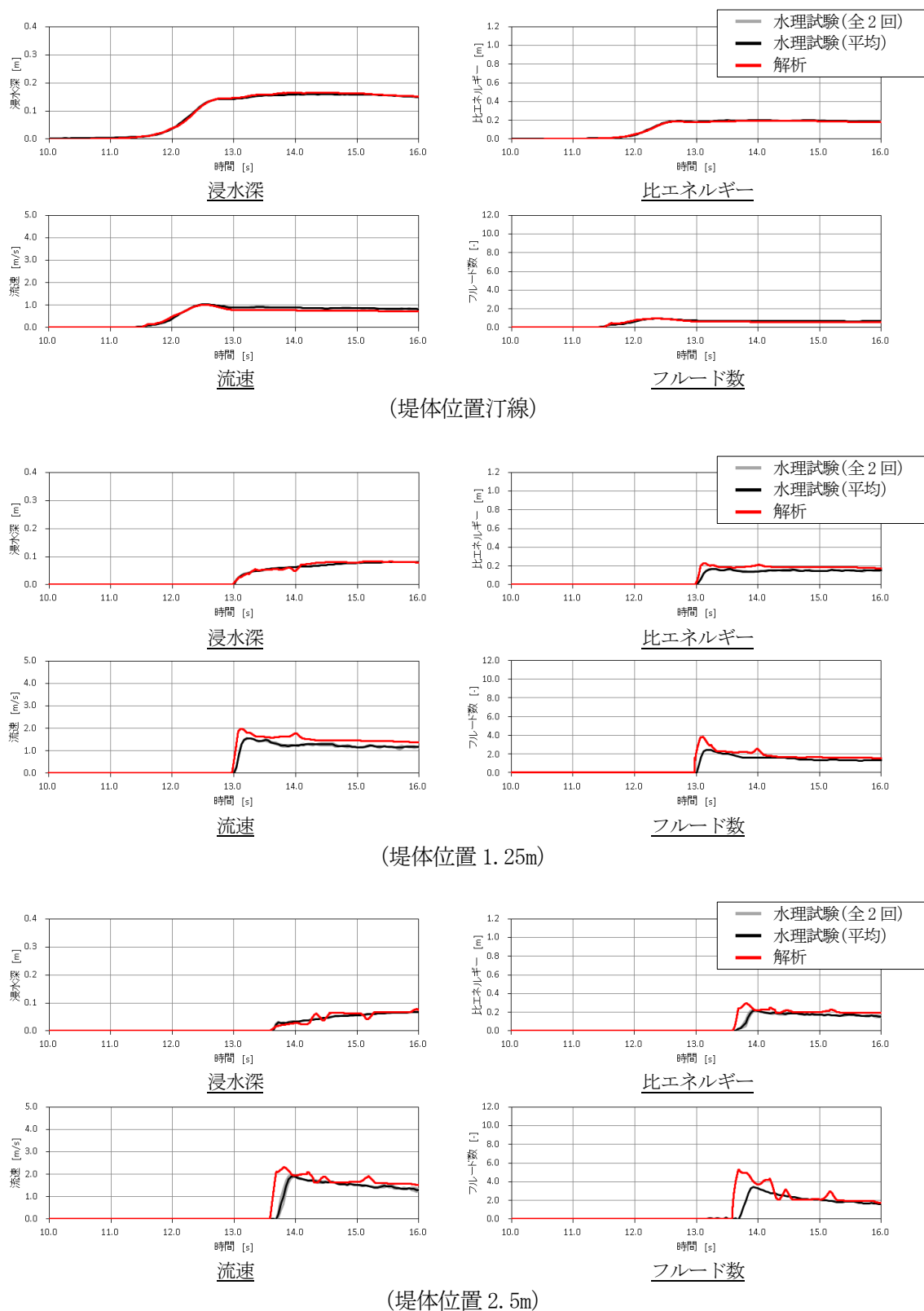


図 5. 13 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case1-12)

Figure 5. 13 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case1-12.

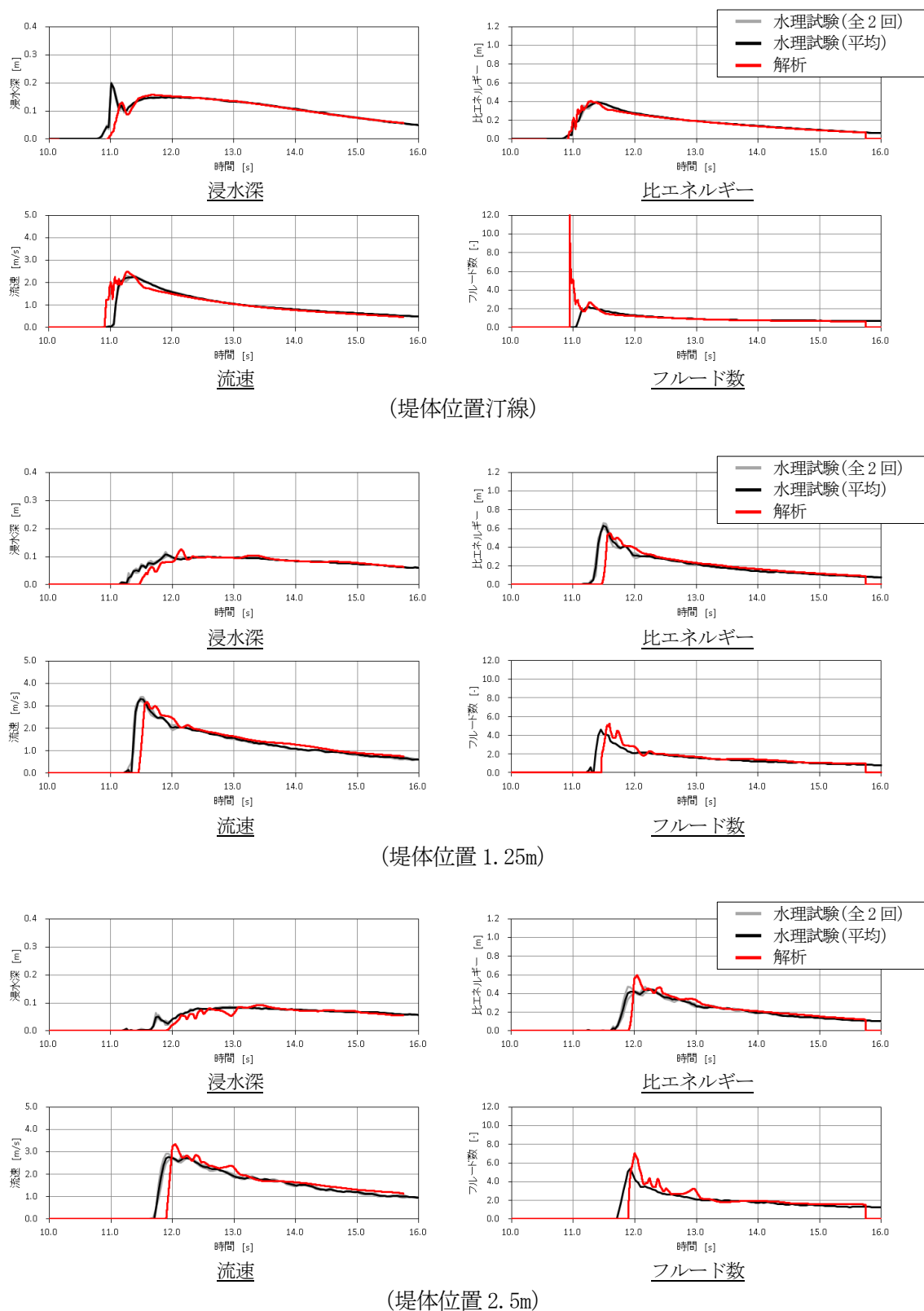


図 5. 14 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-1)

Figure 5. 14 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-1.

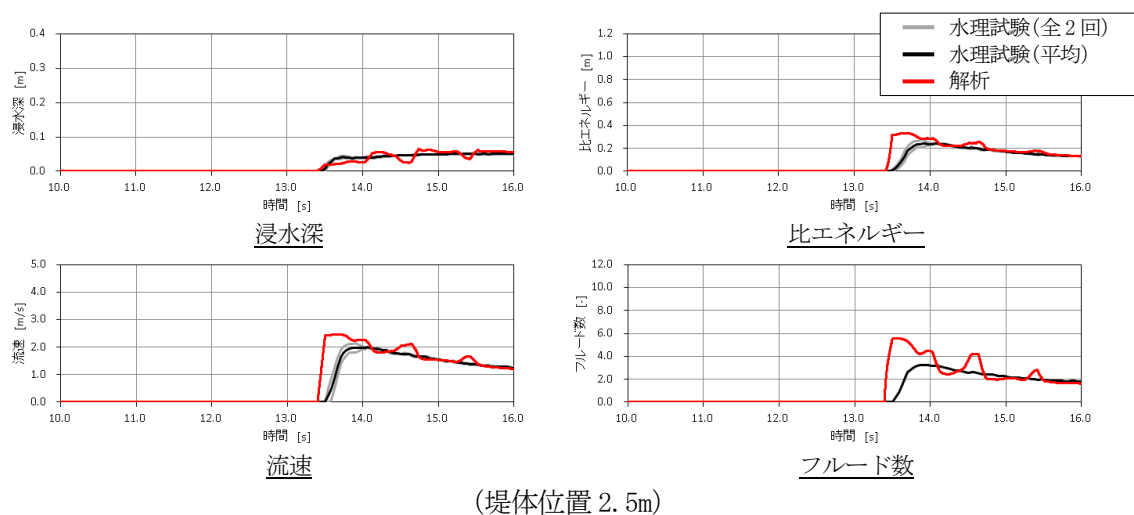
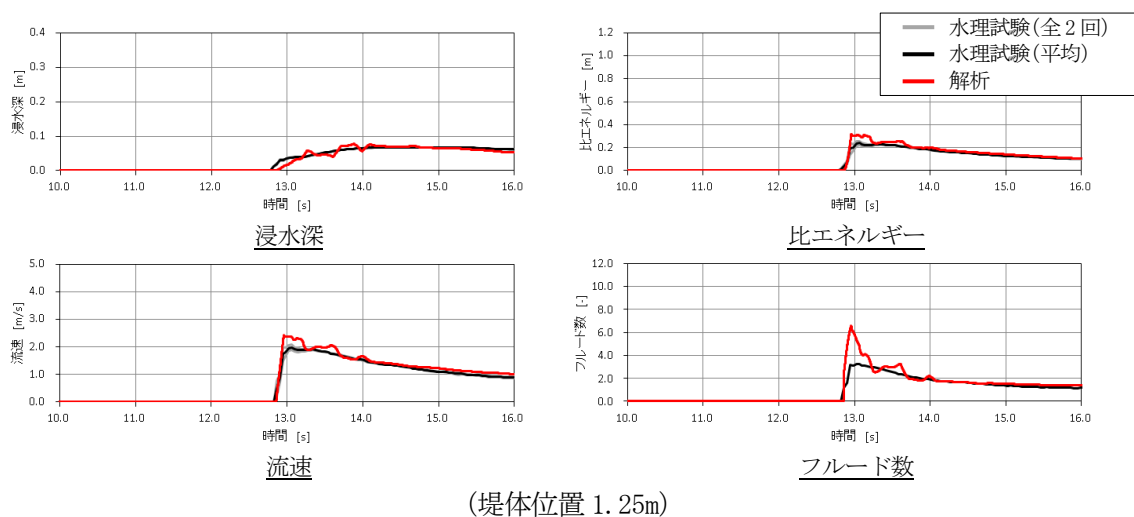
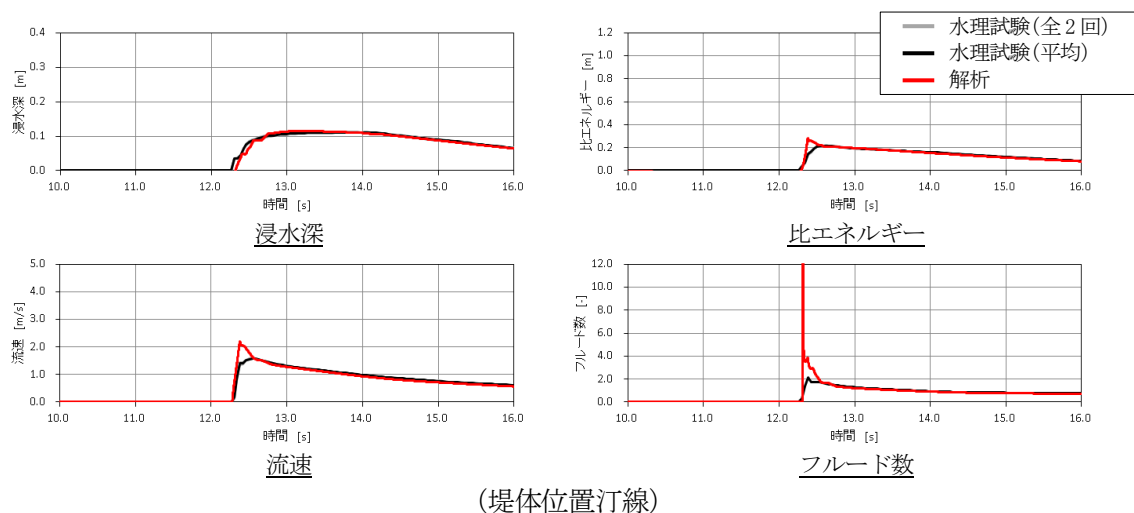


図 5. 15 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case2-2)
 Figure 5. 15 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-2.

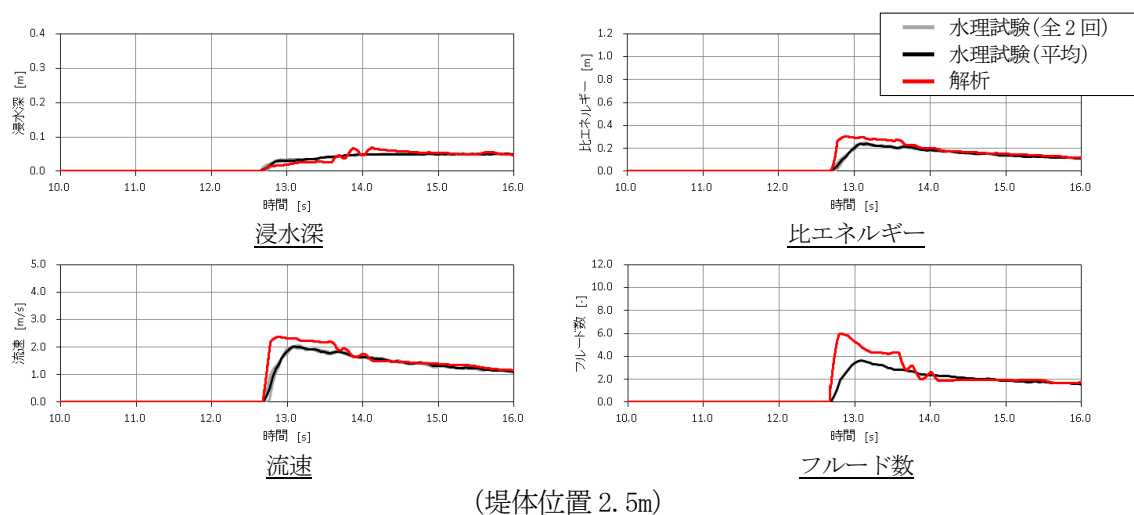
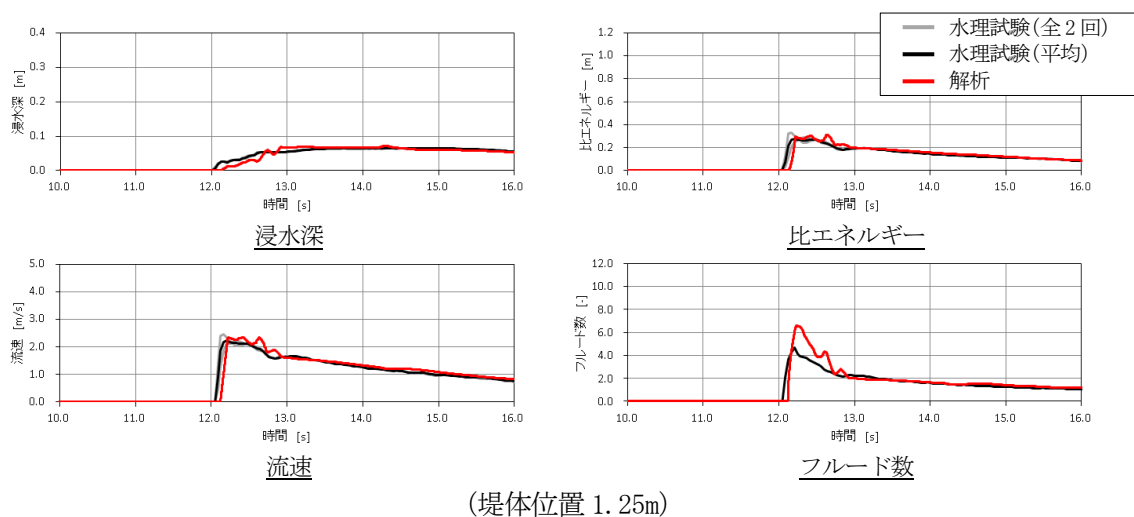
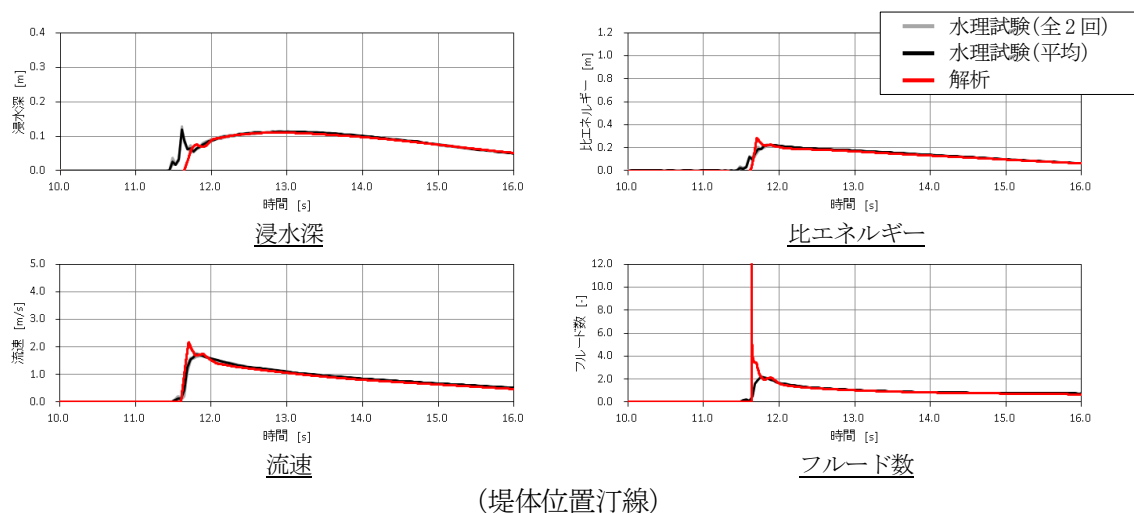


図 5. 16 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case2-3)

Figure 5. 16 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-3.

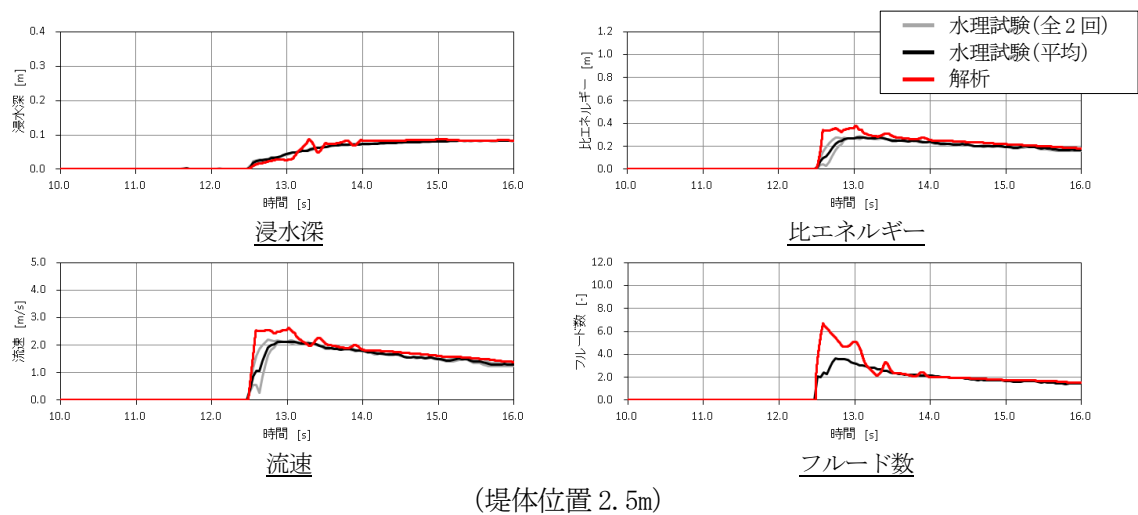
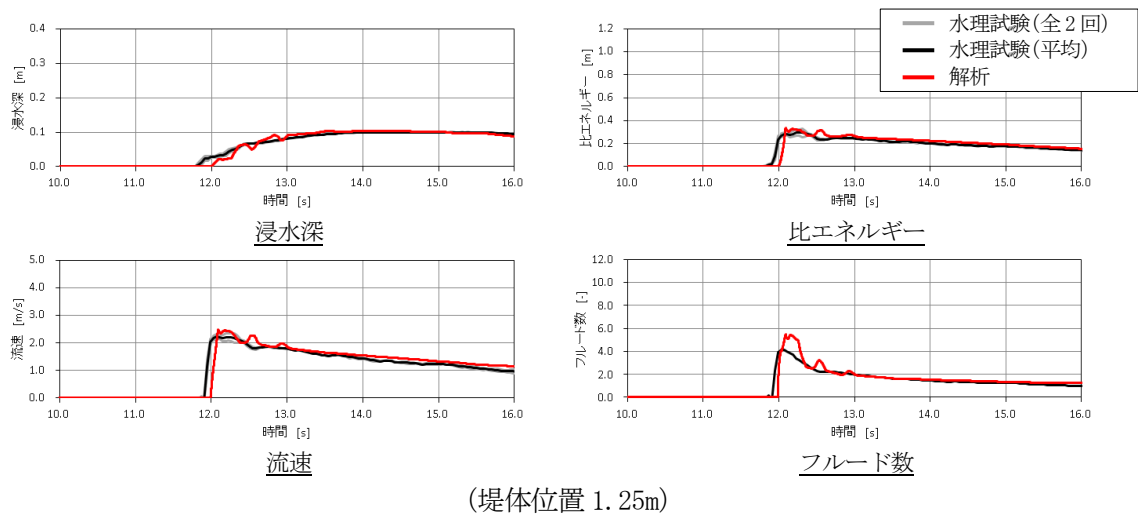
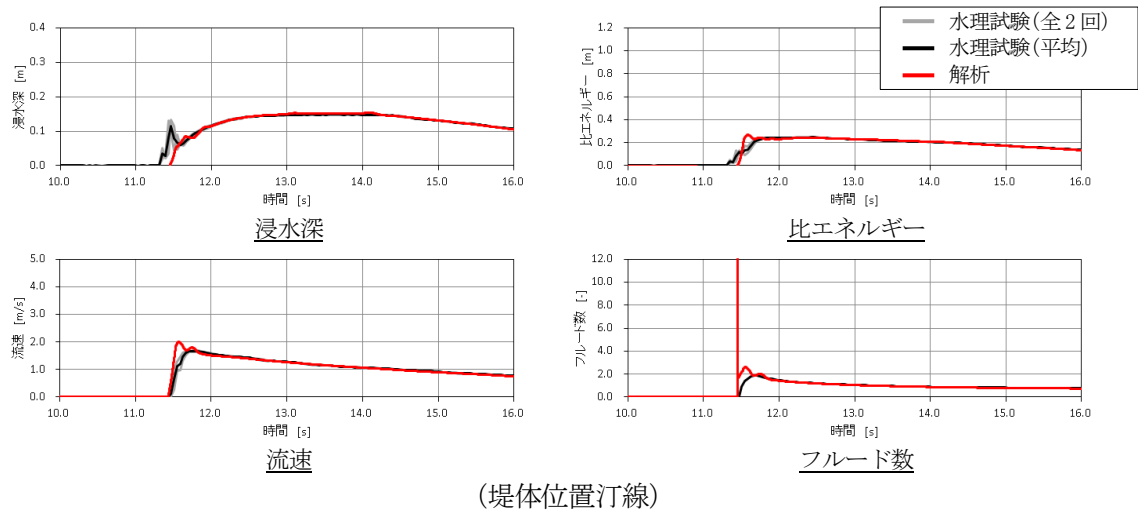


図 5. 17 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case2-4)

Figure 5. 17 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-4.

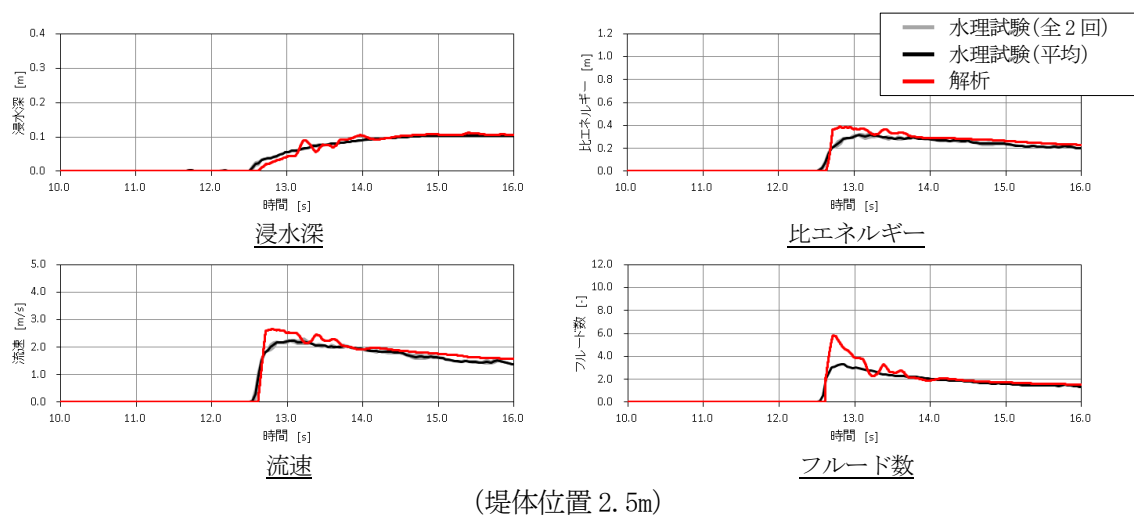
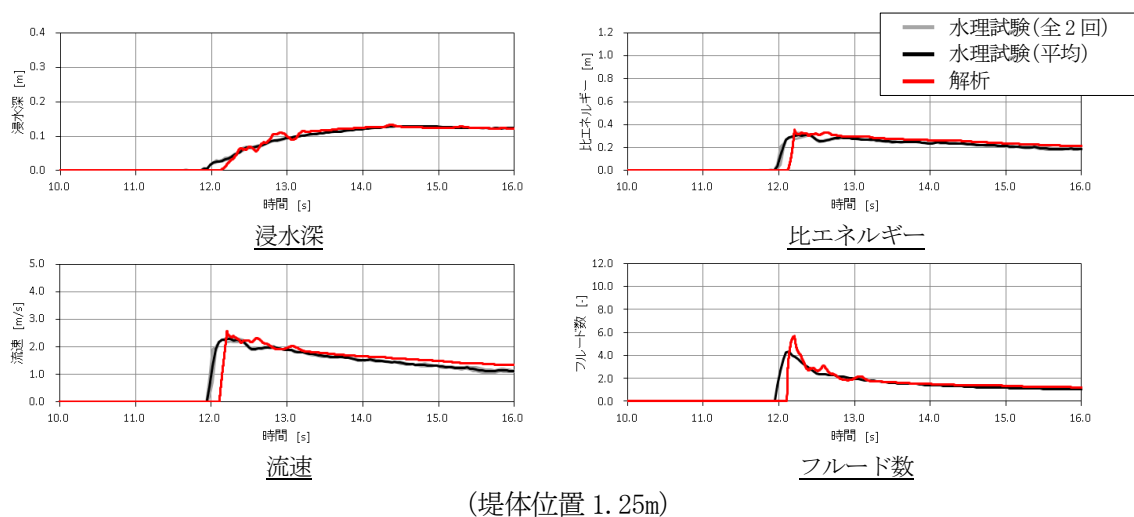
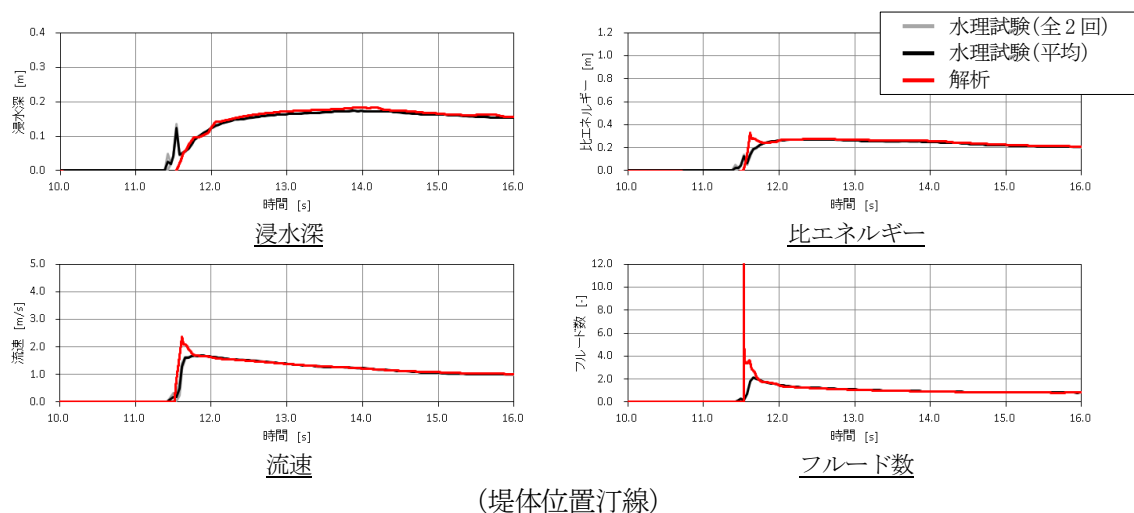


図 5. 18 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-5)

Figure 5. 18 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-5.

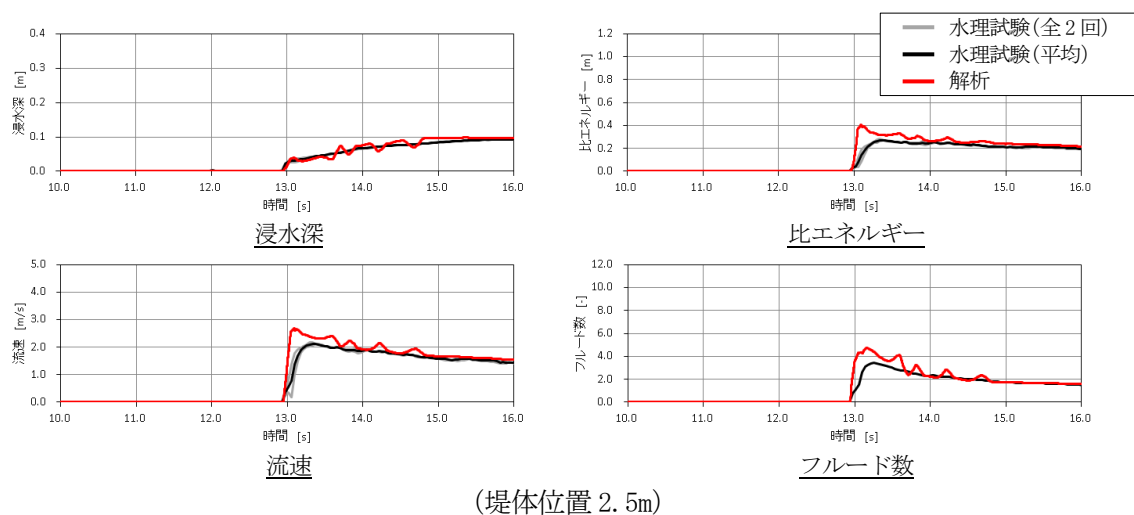
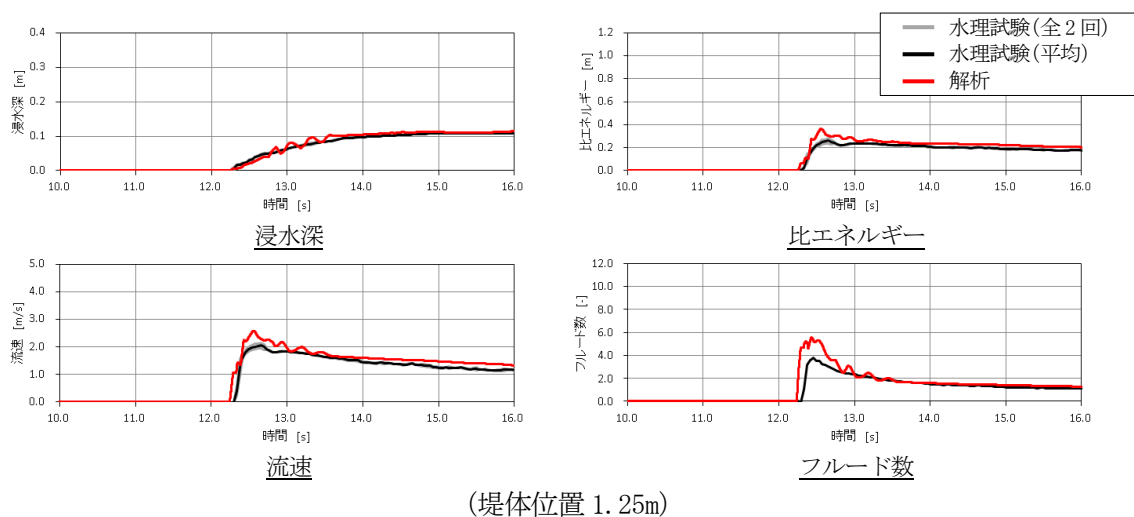
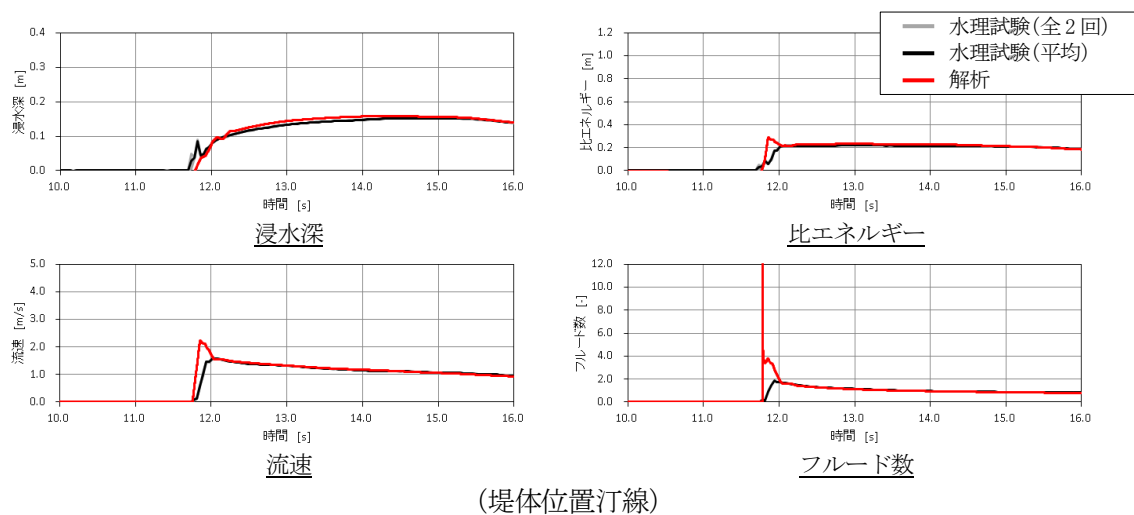


図 5. 19 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case2-6)

Figure 5. 19 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-6.

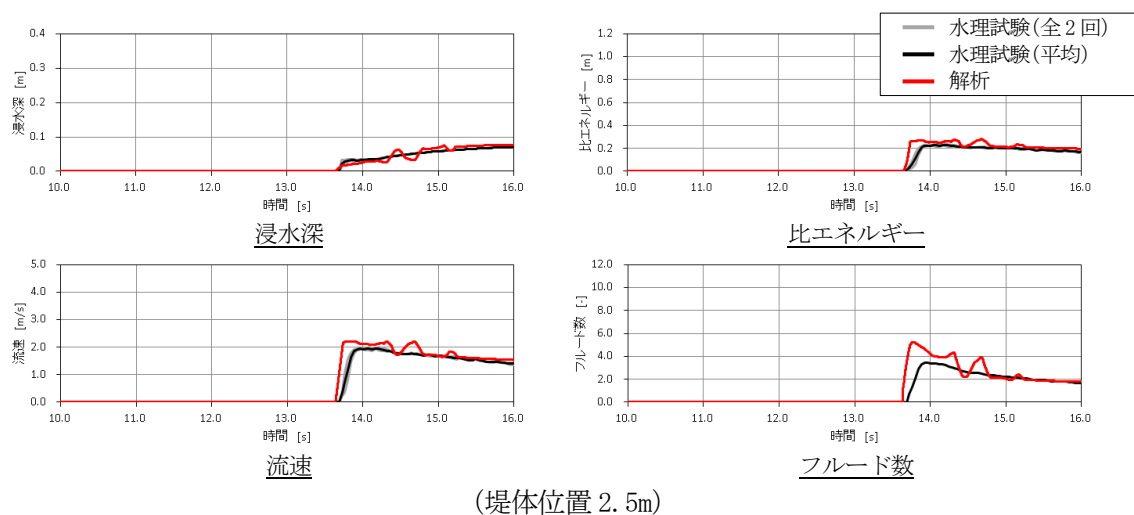
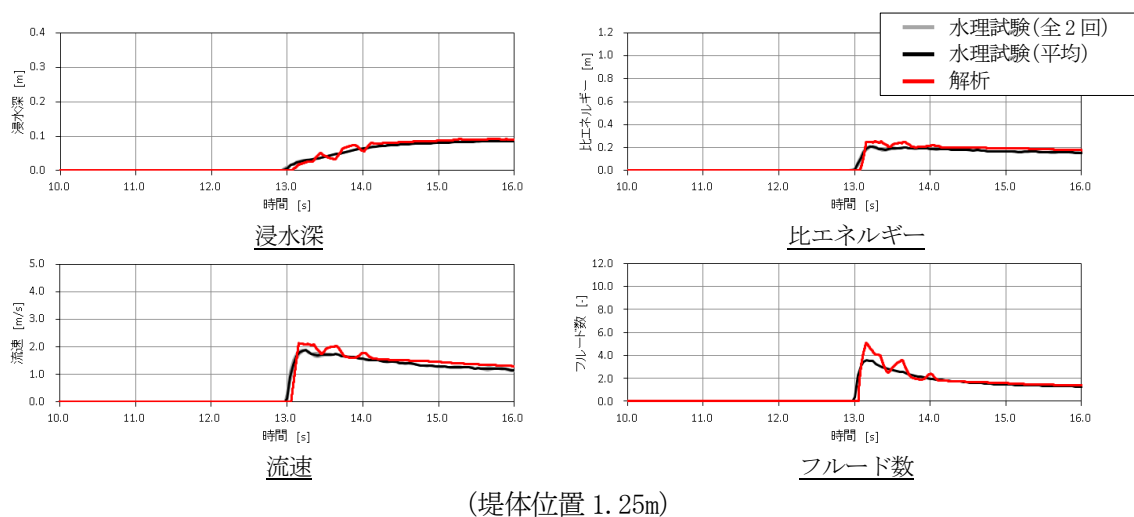
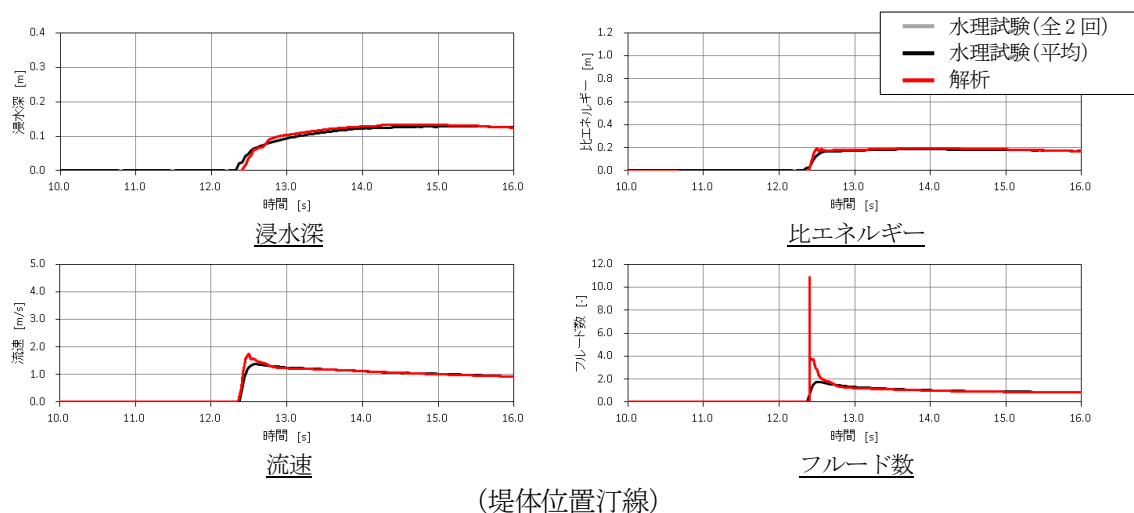


図 5. 20 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case2-7)

Figure 5. 20 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-7.

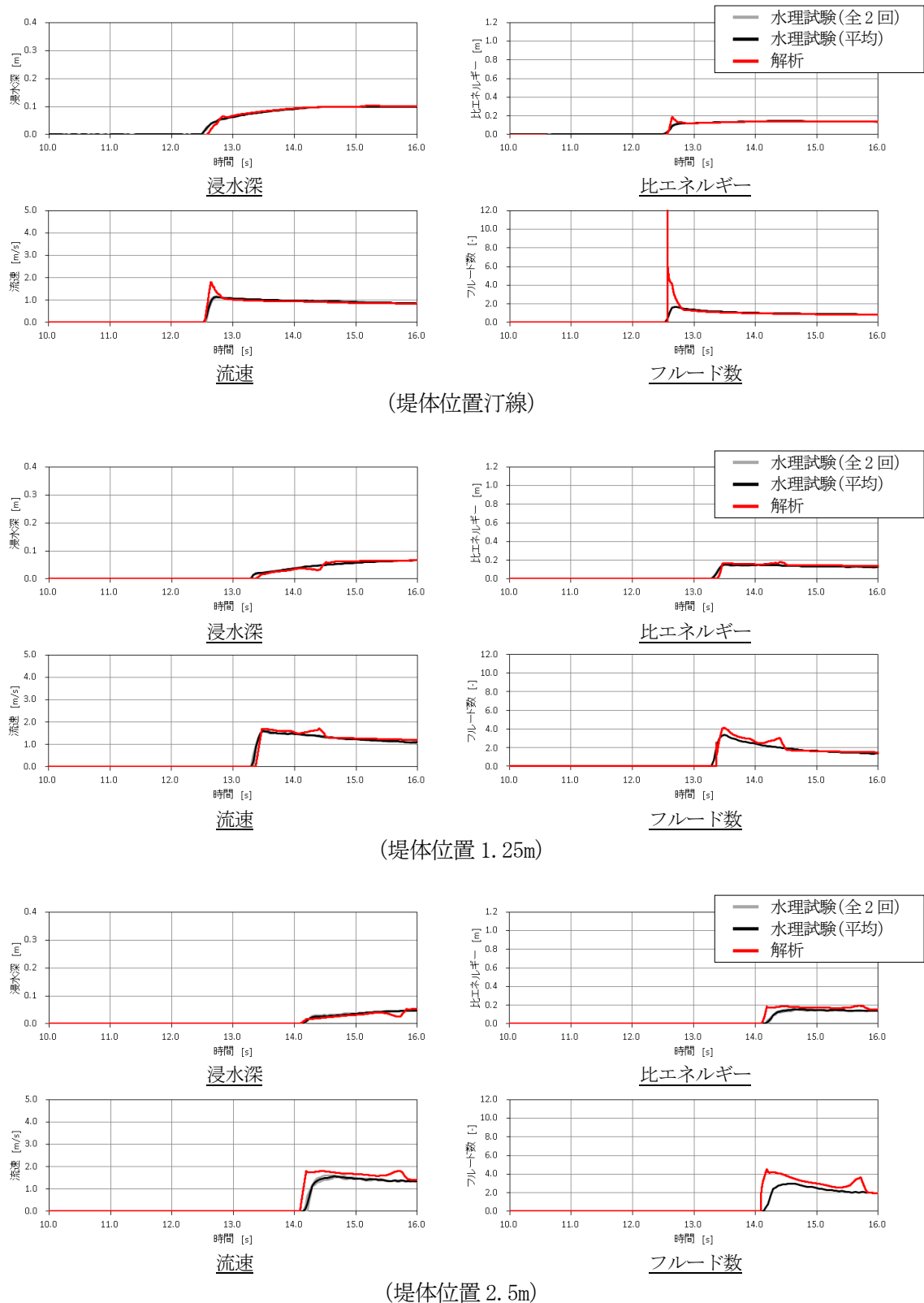


図 5. 21 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-8)

Figure 5. 21 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-8.

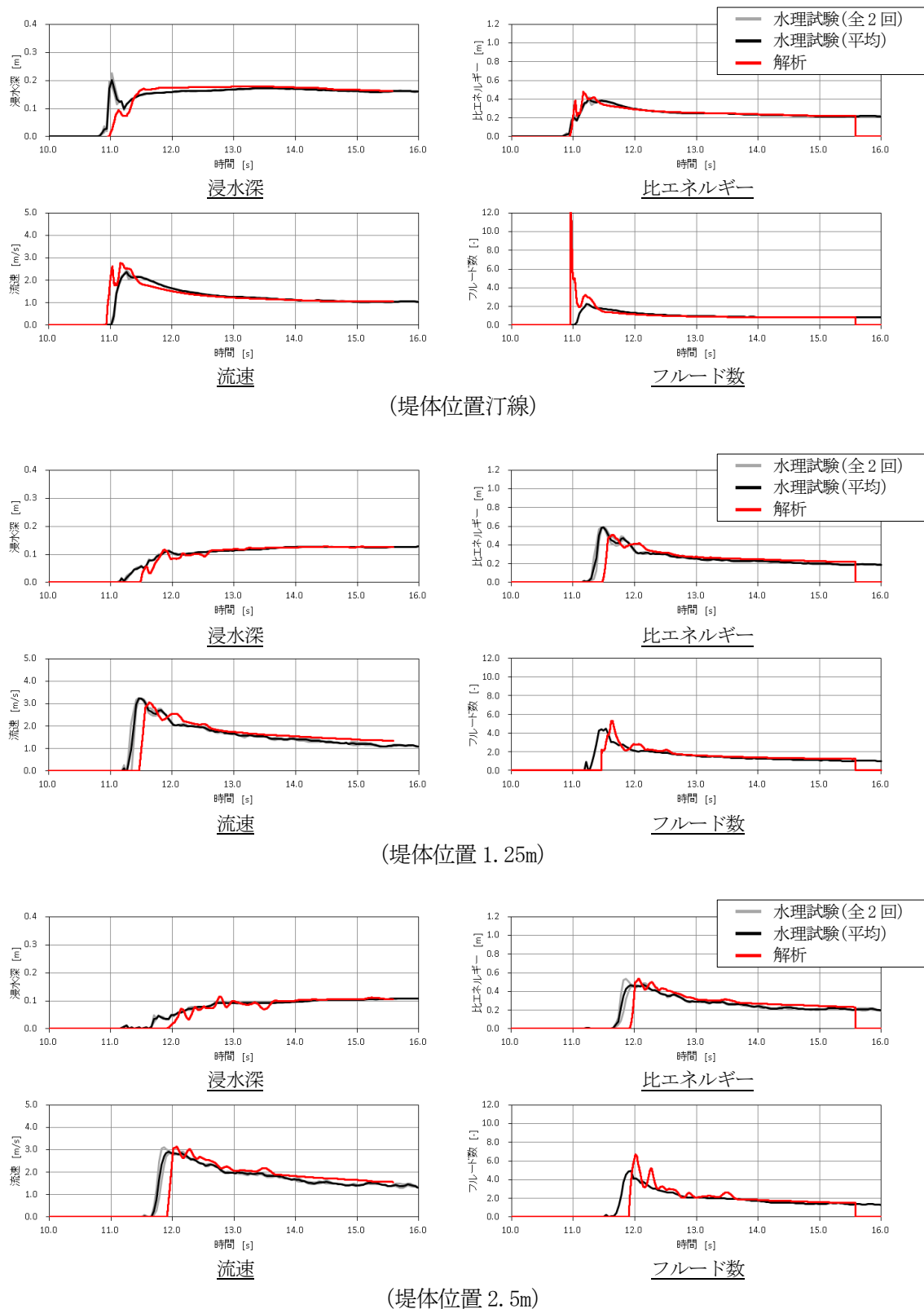


図 5. 22 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case2-9)

Figure 5.22 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-9.

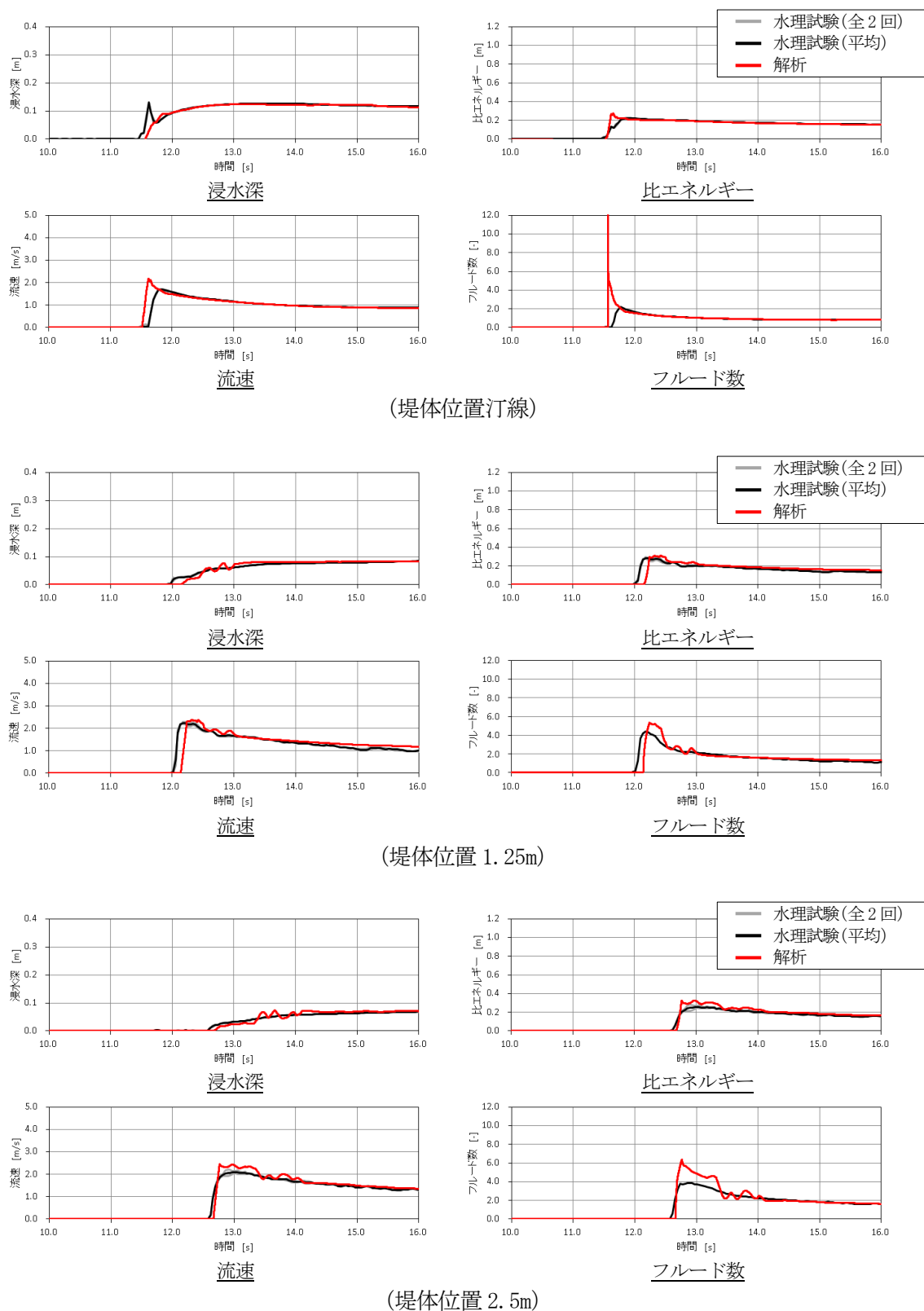


図 5. 23 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case2-10)

Figure 5. 23 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-10.

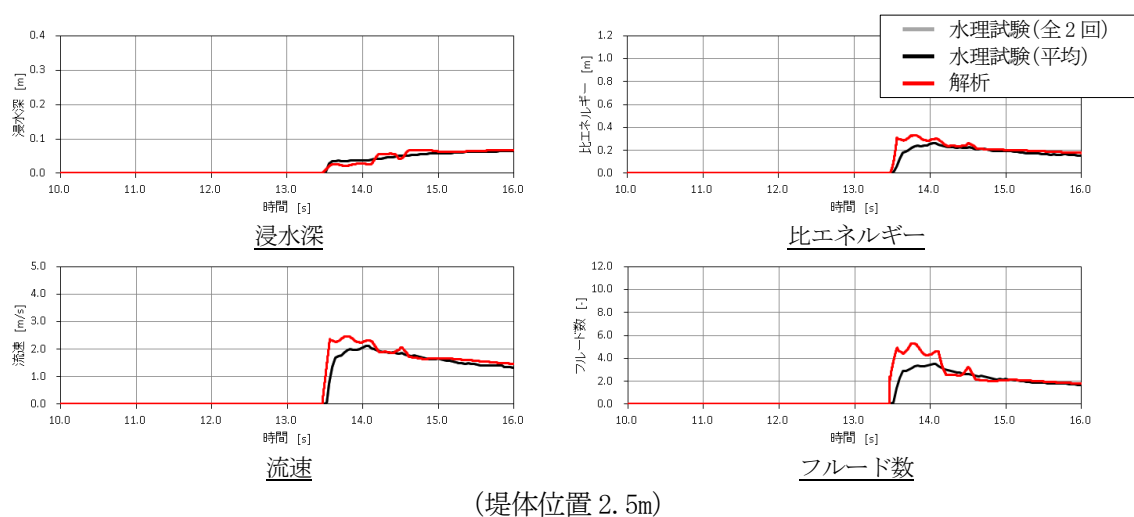
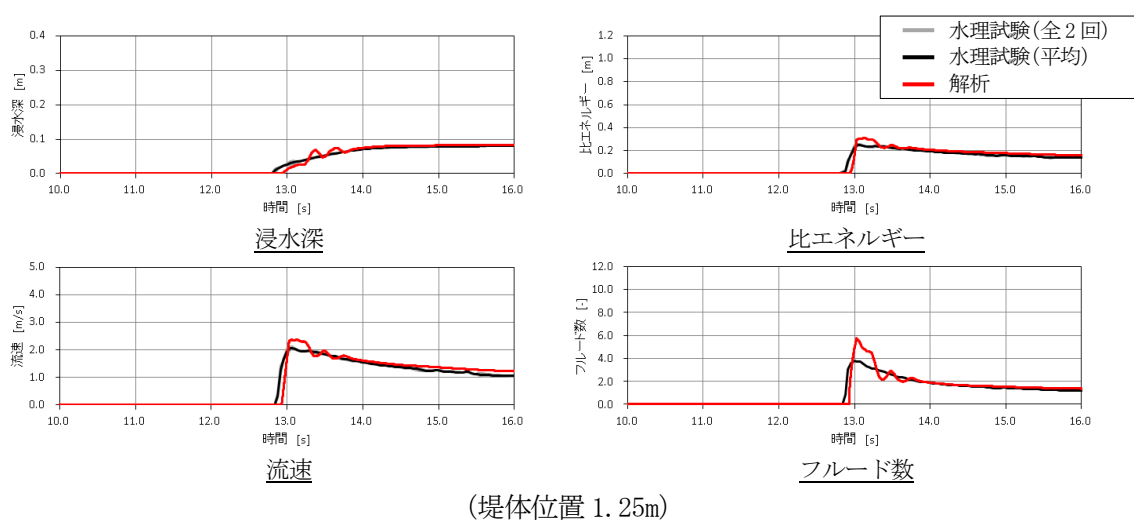
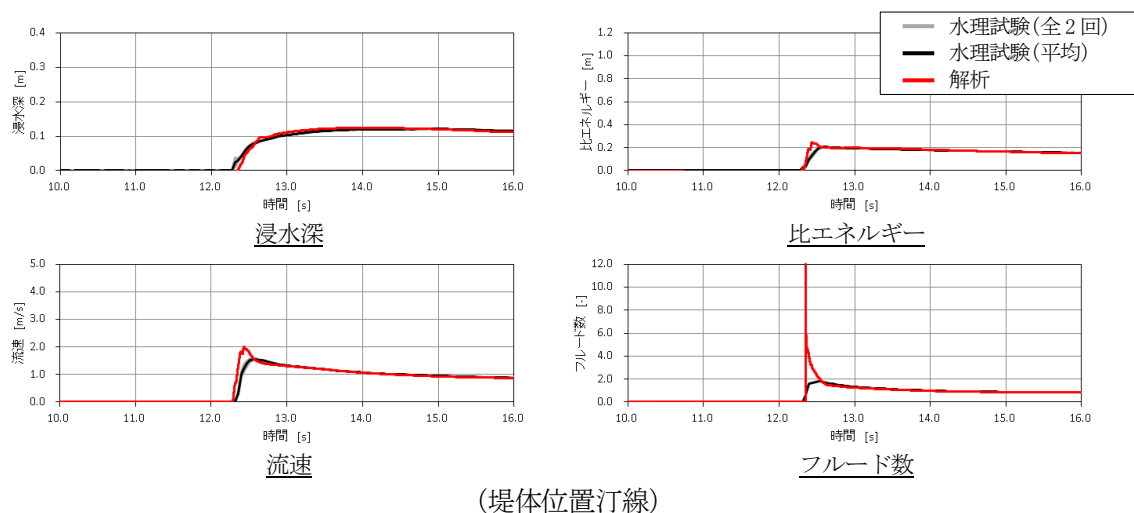


図 5. 24 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case2-11)
 Figure 5. 24 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-11.

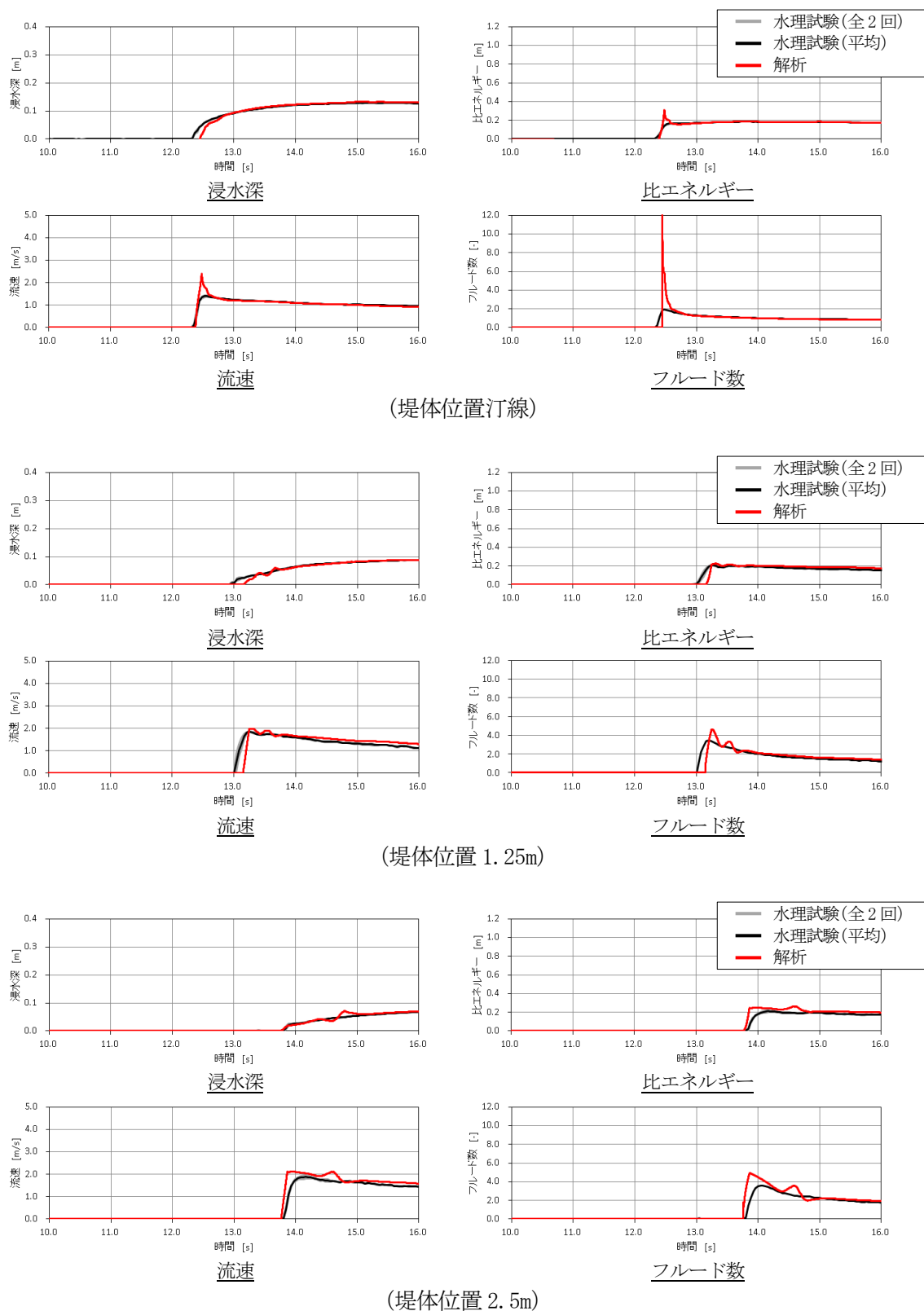


図 5. 25 浸水深($\eta(t)$)、流速($v(t)$)、比エネルギー($E(t)$)、フルード数($Fr(t)$) (Case2-12)

Figure 5. 25 Time histories of water depth, velocity, specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case2-12.

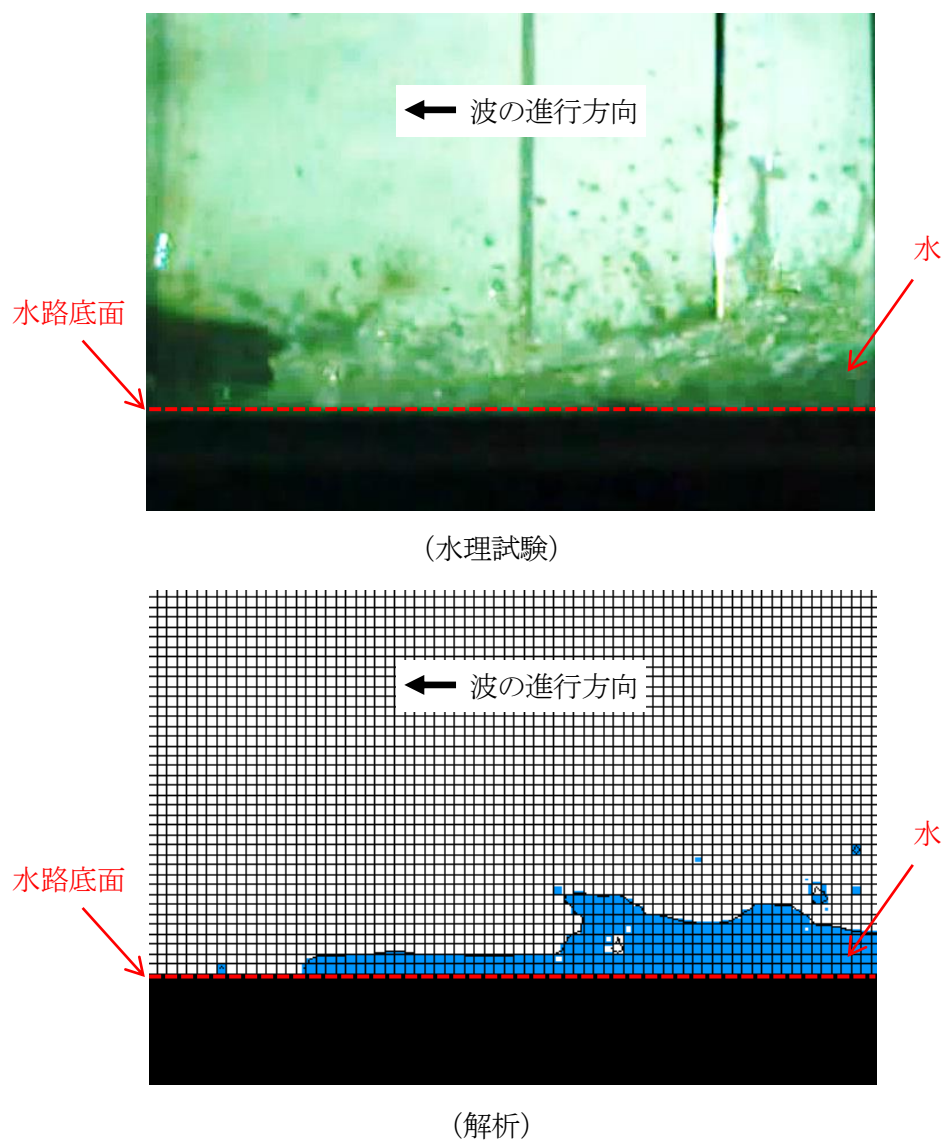


図 5. 26 作用波先端の状況
 (水路底面勾配 0、孤立波:W01、汀線から 2.5m 位置近傍)
 Figure 5. 26 Snapshots of the wave front 2.5 m away from the shoreline
 (solitary waves for the zero slope case: W01).

6. 実規模モデルによる試解析

6. 1 試解析方法

5. のシミュレーション解析から、その妥当性が確認されたモデル化手法及び解析手法を実規模モデルに適用し、試解析を実施した。

解析方法は5. 1と同様とし、実規模モデルには、水理試験シミュレーションで作成した解析モデルを、相似則（付録1参照）に従い実規模スケールに換算（40倍）したものを用いた。

6. 2 試解析条件

表6.1に解析ケース一覧を、図6.1に試解析モデルをそれぞれ示す。試解析では、汀線を基準に沖側へ600mまで及び陸側へ240mまでの範囲をモデル化し、沖側のモデル端部の境界面に、水理試験で計測された沖側波高（ $h(t)$ ）を40倍及び流速（ $v(t)$ ）を $\sqrt{40}$ 倍（水平方向長さを40倍、時間を $\sqrt{40}$ 倍）した時刻歴波形を入力した。防潮堤位置近傍のメッシュサイズは40cm×40cmとした。

表 6. 1 実規模モデルによる試解析ケース一覧

Table 6.1 Settings of full scale model analyses.

解析ケース	海底面勾配	沖側波高 (沖側600m位置での計測値：m)
Case3-1	0 (汀線での水深12m)	8 (実規模スケールに換算した 孤立波：W01)
Case3-2	同上	4 (実規模スケールに換算した 長周期波：W12)

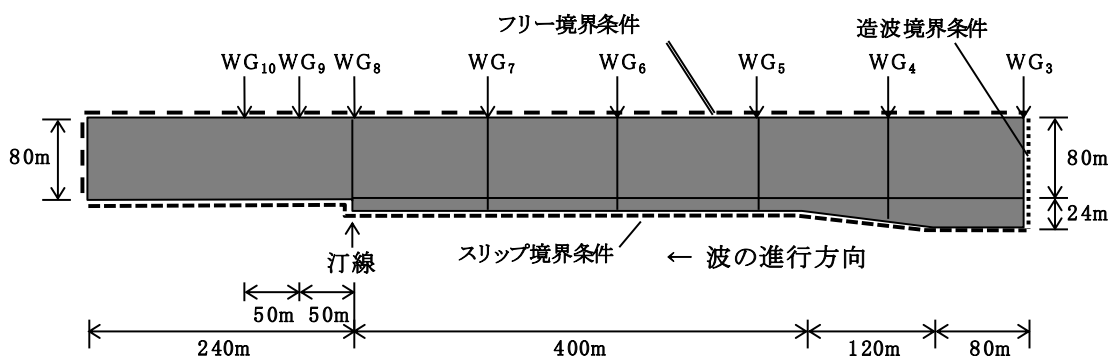


図 6. 1 実規模モデルによる試解析モデル (Case3-1, 3-2)

Figure 6.1 Preliminary analysis model using the full scale model (Case3-1, 3-2).

6. 3 試解析結果

図 6.2 及び図 6.3 に、実規模モデルによる試解析結果及び実規模スケールに換算した水理試験結果の浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) の比較を示す。

作用波の乱れが少ない汀線位置では、実規模モデルによる試解析結果は、実規模スケールに換算した水理試験結果と良く一致した (図 6.3 参照)。

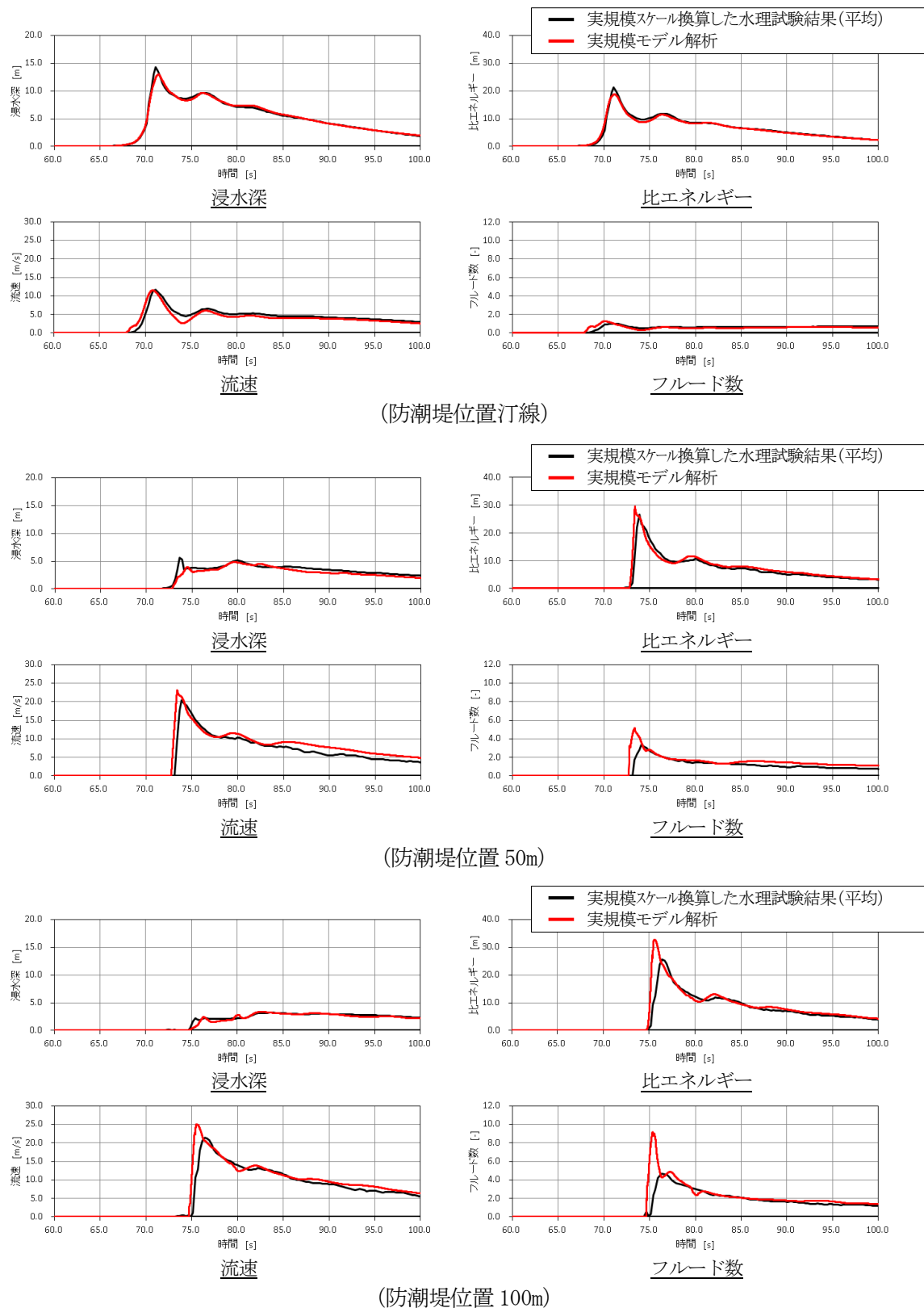


図 6. 2 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case3-1)

Figure 6. 2 Time histories of water depth , velocity ,specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case3-1.

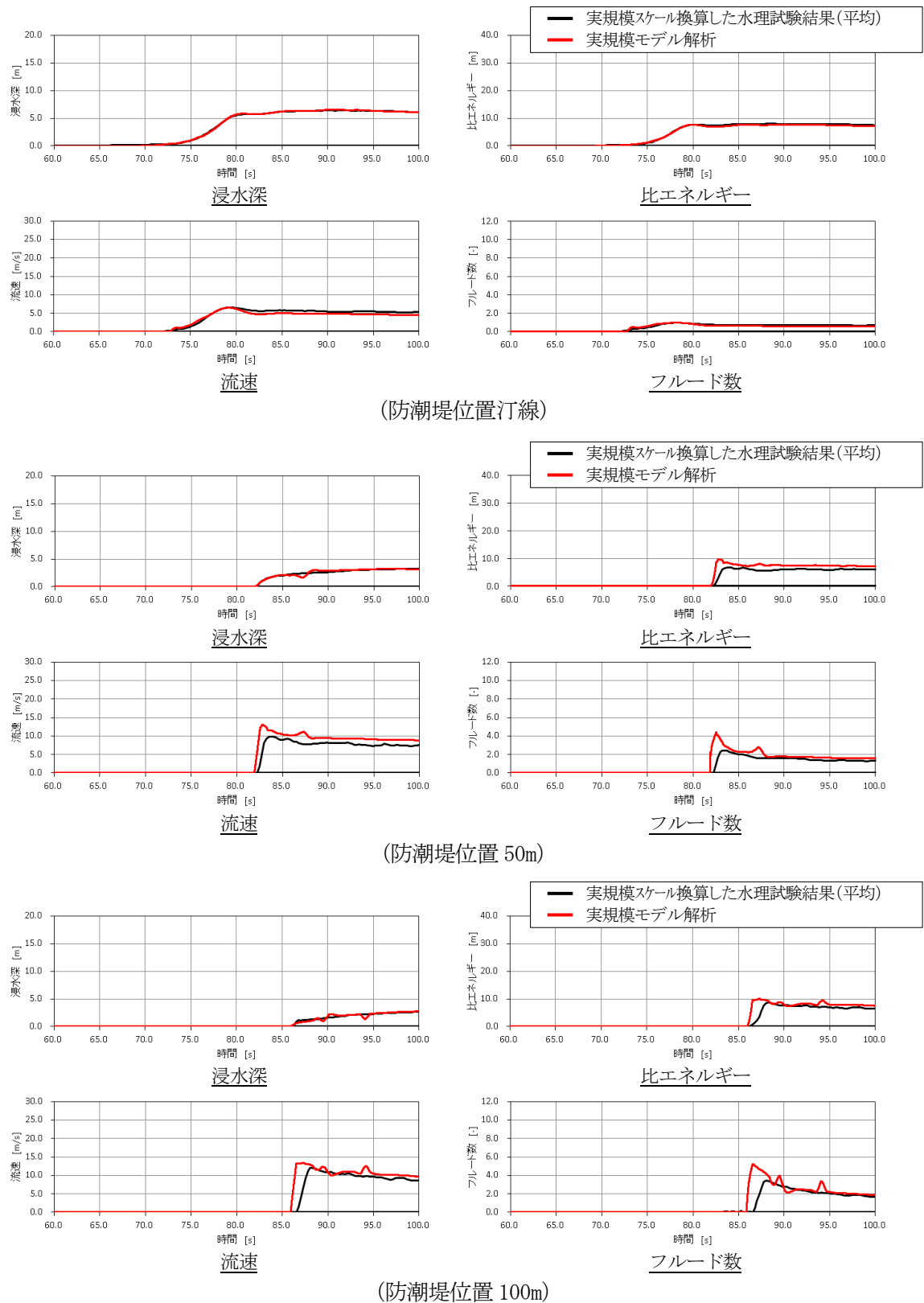


図 6. 3 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、フルード数 ($Fr(t)$) (Case3-2)

Figure 6. 3 Time histories of water depth , velocity ,specific energy and the Froude number Fr at the seawall positions: Case3-2.

7. 考察

7. 1 第一報評価方法による水理試験結果の整理及び既往研究式との比較

(1) 既往研究との関係

既往研究ではフルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係について、水深係数 (α) はフルード数 (Fr) の1乗又は2乗の関数とする評価式が報告されている (例えば Asakura^(参12)、池谷^(参13)、榊山^(参14)、加藤^(参15)、松富^(参16)、有川^(参17))。

また、既往研究では一般的に、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) は、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) 及びその発生時刻における流速 ($v_{\eta_{\max_2nd}}$) から求められており、第一報もこれを踏襲した。

図7.1に、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係について、本研究の水理試験結果 (第一報の水理試験結果を含む。) 及び既往研究式を示す。

本研究の水理試験結果 (第一報の水理試験結果を含む。) では、フルード数 (Fr) が1を超えると水深係数 (α) が水深係数3の適用範囲から外れることを確認した。この結果は既往研究における評価式とも整合した。

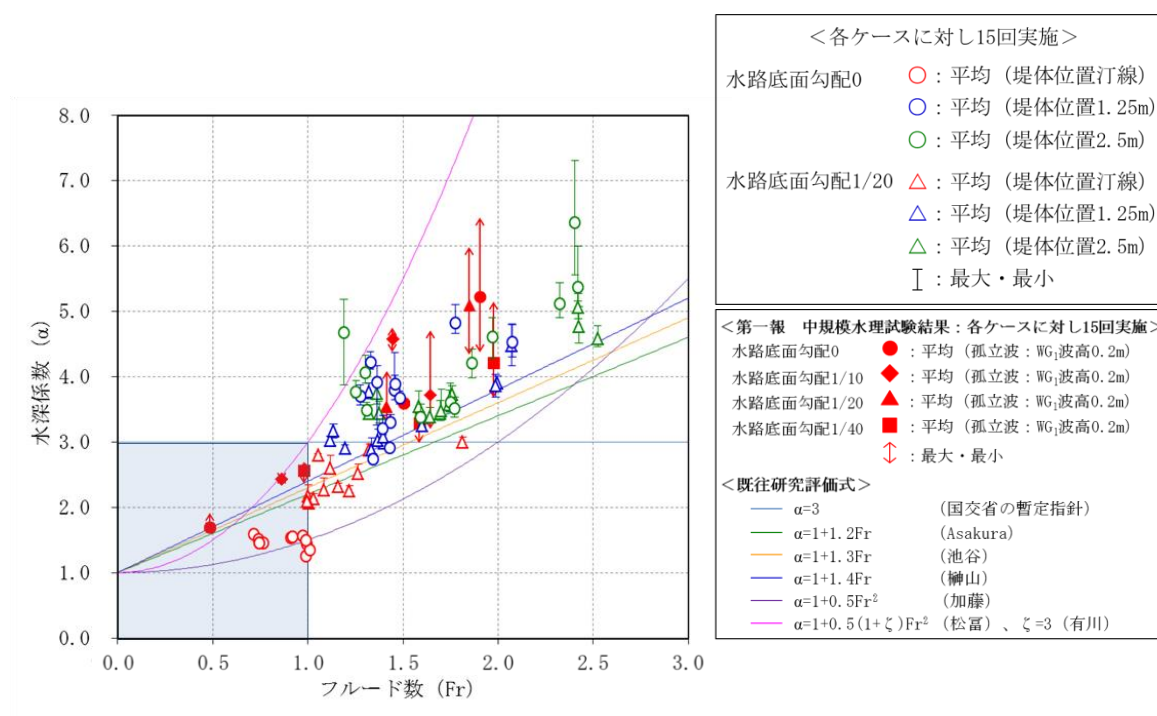


図7.1 フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係 (水理試験結果及び既往研究評価式)

Figure 7.1 Relationships between the Froude number Fr and the water depth coefficient α (flume test and proposed expressions).

(2) 第一報評価方法における課題と作用波圧評価に係る着眼点

図 7.1 に示すフルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係から以下のことが分かった。

フルード数 (Fr) が 1 以下の領域では、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係を比較的把握しやすい一方で、フルード数 (Fr) が 1 を超える領域では、ほぼ同じフルード数 (Fr) でも作用波の種類や堤体位置等の違いにより水深係数 (α) は広範囲に分布し、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係が把握しにくくなる。

第一報評価方法におけるフルード数 (Fr) は式 (7.1) に示すように、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) と重力加速度の積の平方根とその発生時刻における流速 ($v_{\eta_{\max_2nd}}$) の比によって表される。したがって、フルード数 (Fr) が 1 を超えるほど、流速成分の影響が大きくなることが分かる。

$$Fr = \frac{V_{\eta_{\max_2nd}}}{\sqrt{g\eta_{\max_2nd}}} \quad (7.1)$$

また、最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) は作用波の有するエネルギーに関係すると考えられる。そこで、特にフルード数 (Fr) が 1 を超える領域において、作用波圧に係る流れの特性を正確に把握するには、浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) の両者を適切に勘案したエネルギー特性に係る指標が適切と考えた。

7. 2 フルード数 (Fr) が 1 を超える場合の作用波圧の評価

(1) 最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻に基づいた水理試験結果の分析

7. 1 (2) に記したとおり、作用波圧に係る流れの特性を正確に把握するには、浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) の両者を適切に勘案したエネルギー特性に係る指標が適切であると考え、通過波の比エネルギー ($E(t)$) に着目した。

ベルヌーイの定理によれば、密度が一定の非圧縮性流体の一次元の定常流では、同一流線上でエネルギーが保存されることから、以下の式が成り立つ。

$$E(\text{const.}) = \frac{v^2}{2g} + z + \frac{p}{\rho g} \quad (7.2)$$

ここで、第一項は速度水頭、第二項は位置水頭、第三項は圧力水頭を表す。また、勾配の無い平坦な開水路の流れで水路底面を基準とした場合、鉛直方向の圧力が静水圧分布になると仮定すれば、式 (7.2) は

$$E(\text{const.}) = \frac{v^2}{2g} + \eta \quad (7.3)$$

と表せる。式 (7.3) の左辺は比エネルギー (E) であり、定常流では一定値をとる。一方で、非定常流を対象とした場合、比エネルギー (E) は時間の関数となるから、

$$E(t) = \frac{v(t)^2}{2g} + \eta(t) \quad (7.4)$$

と表せる。

本研究では、作用波圧として最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) を評価対象とすることから、作用波の有するエネルギーが最大となる最大比エネルギー ($E_{\max}$) (式 (7.5)) 及びその発生時刻に着目した。

$$E_{\max} = \frac{V_{E_{\max}}^2}{2g} + \eta_{E_{\max}} \quad (7.5)$$

最大比エネルギー ($E_{\max}$) 発生時刻における流れの特性として、図 7.2 にフルード数 (Fr) が 1 以下の場合及び図 7.3 にフルード数 (Fr) が 1 を超える場合の通過波の比エネルギー ($E(t)$)、浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) の水理試験結果の例を示す。

フルード数 (Fr) が 1 以下の場合の水理試験ケースでは、最大比エネルギー ($E_{\max}$) と持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の発生時刻はほぼ同じだった (図 7.2 参照)。両者の発生時刻がほぼ同じであることから、いずれの発生時刻を基準としてフルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) を算出しても、作用波圧に係る流れの特性は比較的正確に把握できると考えられる。

一方、フルード数 (Fr) が 1 を超える場合の水理試験ケースでは、最大比エネルギー ($E_{\max}$) と持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の両者の発生時刻に乖離が見られる (図 7.3 参照)。持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の発生時刻を基準としてフルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) を算出

した場合に、作用波圧に係る流れの特性を正確に把握することができないのは、この乖離に起因するものと推定される。

そこで、通過波の最大比エネルギー ($E_{\max}$) の発生時刻に基づき、フルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係を整理することとした。

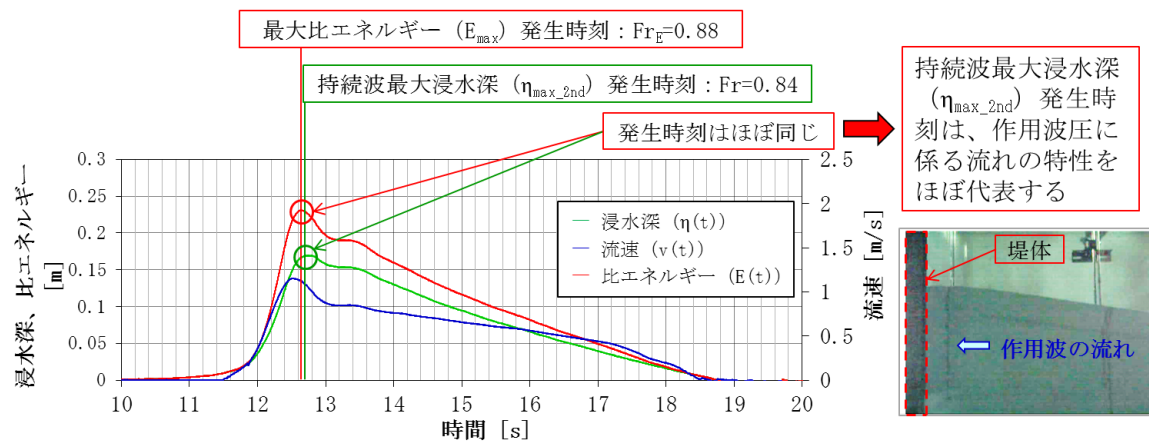


図 7. 2 最大比エネルギー ($E_{\max}$) 及び持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の発生時刻の関係 (フルード数 (Fr) ≤ 1 における水理試験結果の一例)

Figure 7. 2 Time of the maximum specific energy and inundation depth of a run-up wave (Typical test results for $Fr \leq 1$).

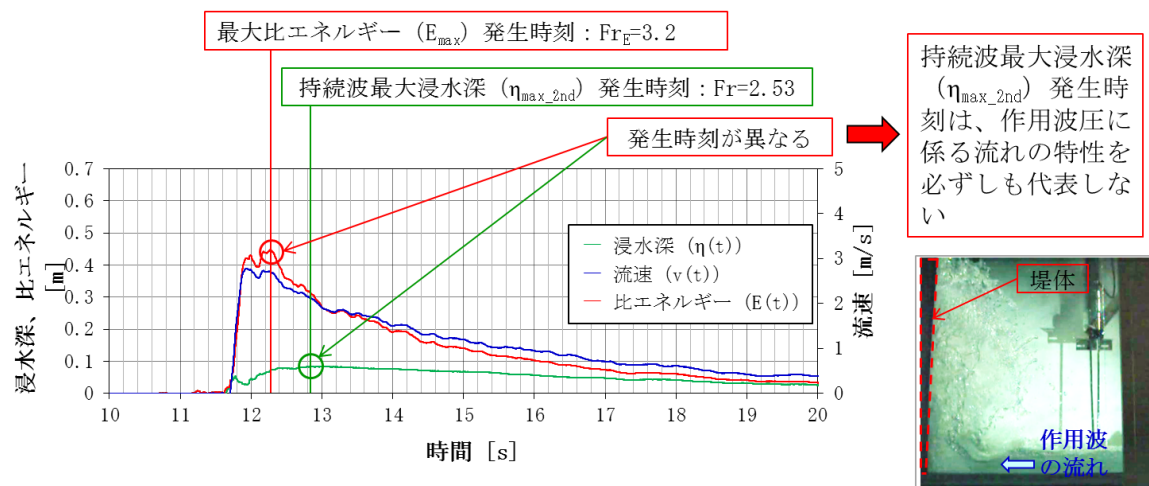


図 7. 3 最大比エネルギー ($E_{\max}$) 及び持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の発生時刻の関係 (フルード数 (Fr) > 1 における水理試験結果の一例)

Figure 7. 3 Time of the maximum specific energy and inundation depth of a run-up wave (Typical test results for $Fr > 1$).

(2) フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) に係る理論式の導出

通過波の最大比エネルギー ($E_{\max}$) の発生時刻に基づき、フルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係を整理するに当たり、以下のようにフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) に係る理論式を導出した。なお、理論式の導出に当たっては、堤体を設置しない場合の、勾配の無い平坦な開水路における理想的な一次元流れの通過波を考えた。

式 (7.3) において、水路及び大気との界面での摩擦項等が無い定常の通過波を仮定すれば、各地点の比エネルギー (E) は保存されることから、以下の式が成り立つ。

$$\frac{v^2}{2g} + \eta = \frac{v_0^2}{2g} + \eta_0 \quad (7.6)$$

ここで、式(7.6)の左辺は堤体設置位置における通過波の比エネルギー (E) であり、(v) 及び (η) はその流速及び浸水深を表す。また、式(7.6)の右辺は堤体設置位置よりも上流側の任意の地点における通過波の比エネルギー (E) であり、(v_0) 及び (η_0) はその流速及び浸水深を表す。この流れに対し、仮想的に堤体を設置することを考える。堤体前面では、流れの進行方向の流速 (v) が無くなるため、速度水頭は ($v^2/2g$) は0になる。エネルギー保存が成り立つと仮定すれば、速度水頭 ($v^2/2g$) の全てがこれと等価な位置水頭に変化するため、このときの比エネルギー (E) は堤体前面最大浸水深 ($\eta_{h_{\max}}$) で表せる。

ゆえに、式(7.7)が成り立つ。右辺は堤体設置位置での通過波の比エネルギー (E) である。

$$\eta_{h_{\max}} = \frac{v^2}{2g} + \eta \quad (7.7)$$

また、流速 (v) が小さく比較的穏やかな持続波領域では、堤体前面最大浸水深 ($\eta_{h_{\max}}$) と等価な静水圧が堤体前面に生じると考えられる。よって、堤体前面の底面における圧力 (P) は、堤体前面最大浸水深 ($\eta_{h_{\max}}$) を用いて式(7.8)で表せる。

$$\frac{P}{\rho g} = \eta_{h_{\max}} \quad (7.8)$$

式(7.7)に式(7.8)を代入し、式(7.9)を得る。

$$\frac{P}{\rho g} = \frac{v^2}{2g} + \eta \quad (7.9)$$

一方、水理試験に用いた作用波は非定常流であるため、比エネルギー (E) は一定ではない。さらに、理想的な一次元流れとは挙動が異なる多次元流れであるため、厳密には式(7.9)は成立しないが、流れの時間的变化が十分に小さい場合には、両辺の最大値を用いて、

$$\frac{P_{\max}}{\rho g} \approx \max \left(\frac{v^2}{2g} + \eta \right) \quad (7.10)$$

と近似できると仮定する。さらに、に式(7.10)の両辺を最大比エネルギー発生時刻における浸水深 (η_{E_max}) で割れば、

$$\frac{P_{max}}{\rho g \eta_{E_max}} \approx \frac{v_{E_max}^2}{2g \eta_{E_max}} + 1 = 0.50 Fr_E^2 + 1 \quad (7.11)$$

と表せる。ここで、(Fr_E) は最大比エネルギー (E_{max}) 発生時刻に基づいたフルード数 (Fr_E) である。

ゆえに、最大比エネルギー発生時刻に基づいた水深係数 (α_E) はフルード数 (Fr_E) の関数として表すことができ、理論式(7.12)を導出した。

$$\text{理論式：} \alpha_E = 0.50 Fr_E^2 + 1 \quad (7.12)$$

7. 3 フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係の整理

作用波圧に係る流れの特性を適切に把握するため、最大比エネルギー (E_{max}) に着目し、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) 発生時刻に基づいたフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いて水理試験結果を整理した (図 7. 4 参照)。この結果、7. 1 (2) に記したとおり、フルード数 (Fr) が 1 を超えると、ほぼ同じフルード数 (Fr) でも水深係数 (α) は広範囲に分布したことに對して、フルード数 (Fr_E) に対する水深係数 (α_E) は狭い範囲の分布となった。

また、水理試験結果に対するフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係に係る回帰式を、理論式 (7. 12) と同様に二次項と定数項 1 の二次関数 ($y=ax^2+1$) とし、水理試験結果の最小二乗法により回帰式 (7. 13) を導出した。

$$\text{回帰式: } \alpha_E = 0.49Fr_E^2 + 1 \quad (7. 13)$$

この結果、理論式 (7. 12) と回帰式 (7. 13) はほぼ一致した。これより、本水理試験結果の整理は、理論的に適正であることが分かった。

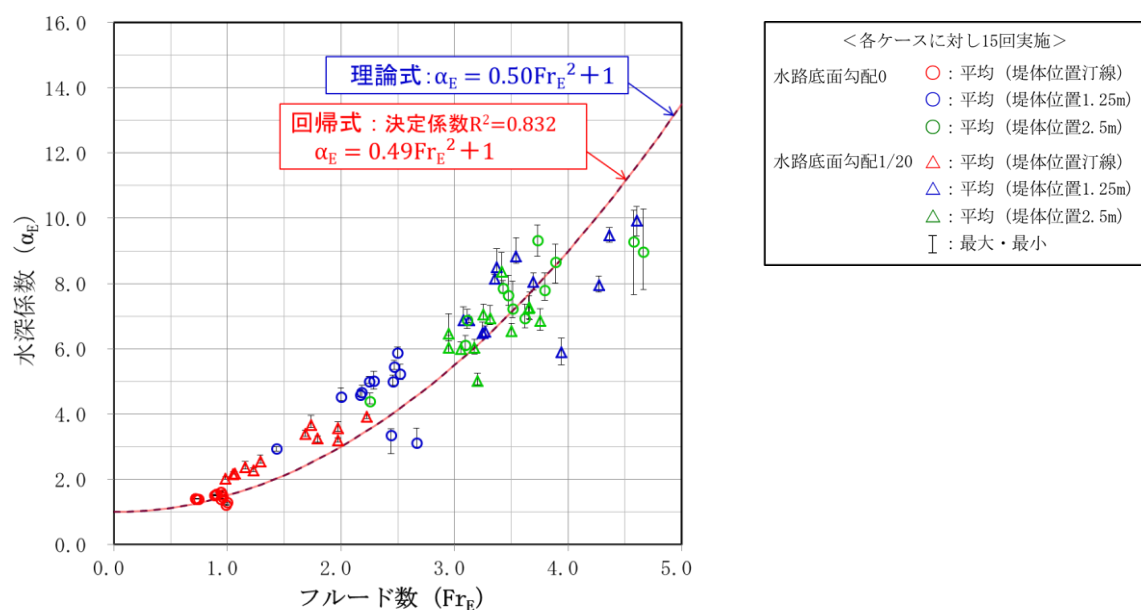


図 7. 4 フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) 並びに理論式及び回帰式の関係
Figure 7. 4 Theoretical and regression equations for predicting the water depth coefficient α_E from the Froude number Fr_E .

7. 4 水理試験結果及び理論式の関係の分析

7. 3に記したとおり、フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係整理では、理論式(7. 12)と回帰式(7. 13)はほぼ一致し、理論的に適正であることが分かった。

水理試験結果及びベルヌーイの定理に基づく理論式(7. 12)の関係については以下が考えられる。

(1) フルード数 (Fr_E) が1以下の場合

水理試験結果は理論式(7. 12)と良く整合した。この場合の流れの状態は比較的穏やかであり、理論式(7. 12)で仮定した定常の一次元流れに近かったため、結果も良く整合したと考えられる。

(2) フルード数 (Fr_E) が1を超える場合

フルード数 (Fr_E) が1を超え4程度までの水理試験結果は、理論式(7. 12)と比較的良好に整合した。なお、フルード数 (Fr_E) は大きくなるほど、非定常性及び多次元性が顕著となる複雑な流れの状態が考えられる。さらに、フルード数 (Fr_E) が4を超えるような流速($v(t)$)の速い領域では、流速成分が作用波圧に変化する際の損失が大きくなることが考えられる。

一方、理論式(7. 12)は、理想的な定常の一次元流れであり、かつ全ての流速成分は堤体作用波圧に変化し、その際の損失は無いとの仮定に基づいている。

フルード数 (Fr_E) が4を超える領域では、水深係数 (α_E) が理論式(7. 12)を下回ったが、これは、流れの非定常性及び多次元性や流速成分が波圧に変化する際の損失等に起因すると推定される。

(1)(2)に記すとおり、本研究の水理試験結果からは、理論式(7. 12)には適用範囲があり、フルード数 (Fr_E) 4程度までと考えられる。

水理試験では、フルード数 (Fr_E) が大きくなる場合を想定し、意図的に条件を設定した。また、水理試験結果でフルード数 (Fr_E) が大きな値になったのは堤体位置 1. 25m 及び 2. 5m の場合で、これは実規模では陸側 50m 及び 100m に相当する。

実規模での陸側 50m 及び 100m においては、地形効果等によるフルード数 (Fr_E) の減衰が考えられ、実際にフルード数 (Fr_E) が4を超えるような状況は想定しづらいことから、この適用範囲による影響は無いと考えられる。

8. フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いた作用波圧評価式導出例

8. 1 理論式に基づく評価式導出例

フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いた作用波圧の評価として、理論式 (7.12) に基づいた評価式について検討した。

(1) 理論式に対数標準偏差+2 σ を考慮した評価式導出例

理論式 (7.12) に対して、水理試験結果のばらつきとして対数標準偏差+2 σ を考慮した評価式 (8.1) を導出した。

$$\text{評価式: } \alpha_E = 1.53 \times (0.50Fr_E^2 + 1) \quad (8.1)$$

さらに、第一報のフルード数 (Fr) と水深係数 (α) による評価との整合を考慮し、以下の評価方法を用いることができると考えた (図 8.1 参照)。

①フルード数 (Fr_E) が 1.3^{*1}以下の領域

- ・水深係数 (α_E) 3^{*2}を適用することが可能

*1: フルード数 (Fr_E) 1.3 は水深係数 (α_E) 3 と評価式 (8.1) との交点より設定した。

*2: フルード数 (Fr) が 1 以下の領域では、最大比エネルギー (E_{max}) と持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) の発生時刻はほぼ同じであることから、フルード数 (Fr) 1 における水深係数 (α) 3 と、フルード数 (Fr_E) 1.1~1.3 における水深係数 (α_E) 3 はほぼ同じと見なせる。

②フルード数 (Fr_E) が 1.3 を超える領域

- ・評価式 (8.1) を適用することが可能

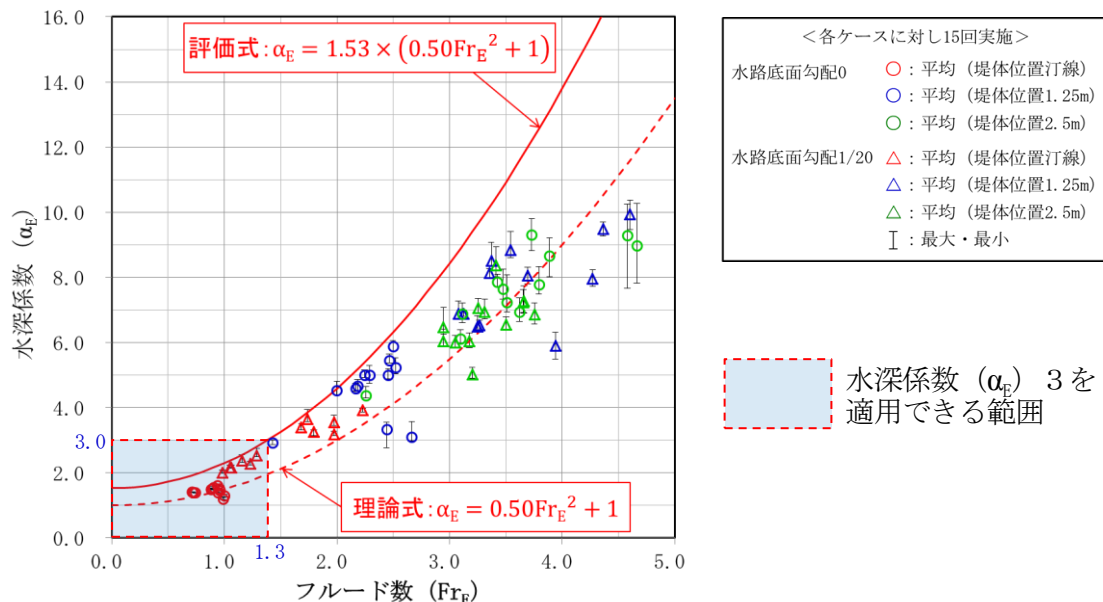


図 8. 1 フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いた評価例 (対数標準偏差+2 σ)

Figure 8.1 Evaluation examples for the water depth coefficient α_E with two standard deviations, assuming a lognormal distribution.

(2) 理論式に対数標準偏差+3 σ を考慮した評価式導出例

理論式 (7.12) に対して、水理試験結果のばらつきとして対数標準偏差+3 σ を考慮した評価式 (8.2) を導出した。

$$\text{評価式: } \alpha_E = 1.90 \times (0.50Fr_E^2 + 1) \quad (8.2)$$

(1) と同様に、第一報のフルード数 (Fr) と水深係数 (α) による評価との整合を考慮し、以下の評価方法を用いることができると考えた (図 8.2 参照)。

①フルード数 (Fr_E) が 1.1^{*1}以下の領域

・水深係数 (α_E) 3^{*2}を適用することが可能

*1: フルード数 (Fr_E) 1.1 は水深係数 (α_E) 3 と評価式 (8.2) との交点より設定した。

*2: フルード数 (Fr) が 1 以下の領域では、最大比エネルギー ($E_{\max}$) と持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の発生時刻はほぼ同じであることから、フルード数 (Fr) 1 における水深係数 (α) 3 と、フルード数 (Fr_E) 1.1~1.3 における水深係数 (α_E) 3 はほぼ同じと見なせる。

②フルード数 (Fr_E) が 1.1 を超える領域

・評価式 (8.2) を適用することが可能

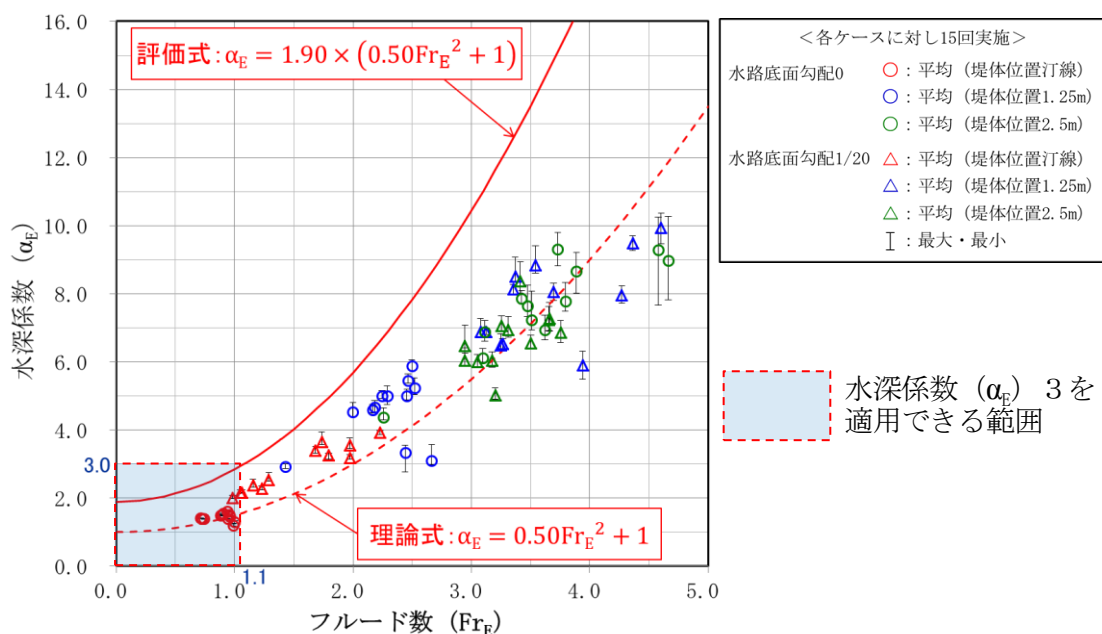


図 8.2 フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いた評価例 (対数標準偏差+3 σ)

Figure 8.2 Evaluation examples for the water depth coefficient α_E with three standard deviations, assuming a lognormal distribution.

8. 2 その他の評価式導出例

フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いたその他の作用波圧の評価として、以下の評価式について検討した。

(1) 回帰式導出例

フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係をより適切に表すことのできる一次関数 ($y=ax+b$)、二次関数 ($y=ax^2+bx+c$)、三次関数 ($y=ax^3+bx^2+cx+d$) の回帰式(8.3)、(8.4)及び(8.5)を水理試験結果の最小二乗法により導出した。

$$\text{回帰式(一次)} : \alpha_E = 2.17Fr_E - 0.36 \quad (8.3)$$

$$\text{決定係数 } R^2 = 0.923$$

$$\text{回帰式(二次)} : \alpha_E = -0.05Fr_E^2 + 2.42Fr_E - 0.60 \quad (8.4)$$

$$\text{決定係数 } R^2 = 0.924$$

$$\text{回帰式(三次)} : \alpha_E = -0.07Fr_E^3 + 0.53Fr_E^2 + 1.05Fr_E + 0.27 \quad (8.5)$$

$$\text{決定係数 } R^2 = 0.925$$

回帰式(8.3)、(8.4)及び(8.5)はいずれも、決定係数(回帰分析の精度を表す指標)は0.9を超えており、水理試験結果を十分に説明できていると言える。

(2) 回帰式(8.3)、(8.4)及び(8.5)に対数標準偏差 $+2\sigma$ を考慮した適用例

回帰式(8.3)、(8.4)及び(8.5)に対して、水理試験結果のばらつきとして対数標準偏差 $+2\sigma$ を考慮した評価式(8.6)、(8.7)及び(8.8)を導出した。

$$\text{評価式(一次)} : \alpha_E = 1.34 \times (2.17Fr_E - 0.36) \quad (8.6)$$

$$\text{評価式(二次)} : \alpha_E = 1.35 \times (-0.05Fr_E^2 + 2.42Fr_E - 0.60) \quad (8.7)$$

$$\text{評価式(三次)} : \alpha_E = 1.34 \times (-0.07Fr_E^3 + 0.53Fr_E^2 + 1.05Fr_E + 0.27) \quad (8.8)$$

第一報のフルード数 (Fr) と水深係数 (α) による評価との整合を考慮し、以下の評価方法を用いることができると考えた(図8.3参照)。

①フルード数 (Fr_E) が1.2^{*1}以下の領域

- ・水深係数 (α_E) 3^{*2}を適用することが可能

*1: フルード数 (Fr_E) 1.2は水深係数 (α_E) 3と評価式(8.6)、(8.7)及び(8.8)との交点より設定した。

*2: フルード数 (Fr) が1以下の領域では、最大比エネルギー (E_{max}) と持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) の発生時刻はほぼ同じであることから、フルード数 (Fr) 1における水深係数 (α) 3と、フルード数 (Fr_E) 1.1～1.3における水深係数 (α_E) 3はほぼ同じと見なせる。

②フルード数 (Fr_E) が1.2を超える領域

- ・評価式(8.6)、(8.7)及び(8.8)を適用することが可能

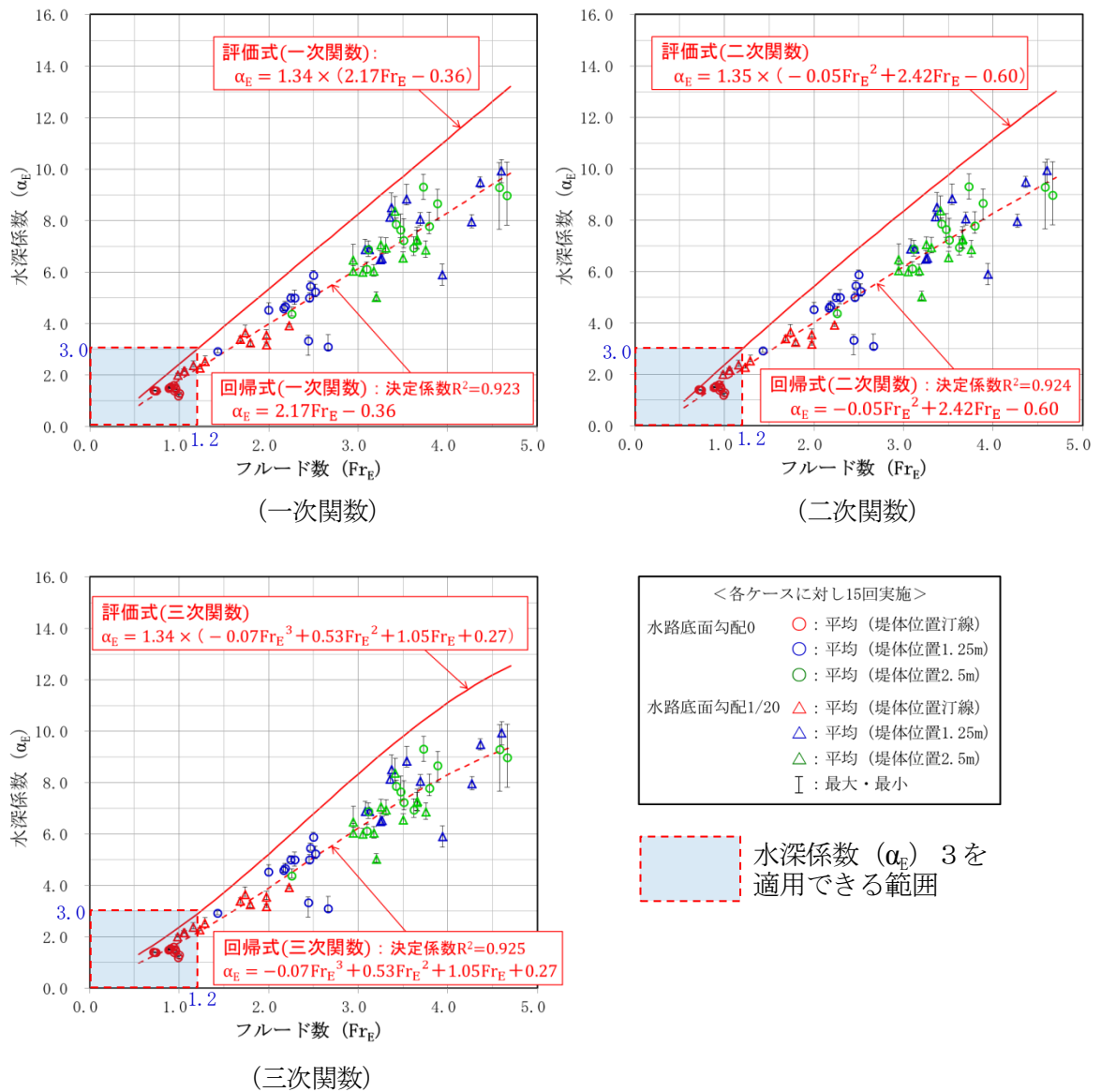


図 8. 3 フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いたその他の評価例
 (対数標準偏差+2 σ)

Figure 8. 3 Evaluation examples for the water depth coefficient α_E with two standard deviations, assuming a lognormal distribution.

8. 3 評価式導出例のまとめ

フルード数 (Fr) が 1 以下の領域では、流速の影響は比較的小さく、最大比エネルギー ($E_{\max}$) と持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) の発生時刻はほぼ同じとなるため、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) 並びにフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係はほぼ同じと見なせる。

一方、フルード数 (Fr) が 1 を超える領域では、フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いた作用波圧評価の方が、流れの特性を正確に把握できることから有効な方法と言える。

8. 4 作用波圧評価に当たっての留意事項

作用波圧評価に当たって、フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いる場合には、8. 1 及び 8. 2 に例示した評価式を含め、フルード数 (Fr) が 1 以下の範囲では水深係数 (α) には国交省の暫定指針の水深係数 3 を適用できるとする従来評価手法との整合、保守性の程度及び評価の容易性等を勘案のうえ適切に選定することが重要と考える。

9. 結論

本研究では持続波圧を対象としたフルード数 (Fr) が 1 を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため、水理試験及び解析を実施した。

本研究結果から、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) 発生時刻に基づいたフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いた水理試験結果の整理は、理論的に適正であることが分かった。さらに、堤体位置におけるフルード数 (Fr) が 1 を超える領域の作用波圧の評価方法として、フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係に係る評価式を導出し例示した。したがって、これらの評価式等を用いることで、作用波圧の評価ができると考える。

また、フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いた評価に当たって、津波の通過波の最大比エネルギー発生時刻における浸水深及び流速は、プラントごとに海陸の条件を考慮した解析等により算定できると考える。

なお、フルード数 (Fr) が 1 以下の領域では、流速の効果は比較的小さく従来評価方法と本研究による評価方法はほぼ同じとみなせる。したがって、従来評価方法でフルード数 (Fr) が 1 以下になることが確認済であれば、水深係数 (α) には国交省の暫定指針の水深係数 3 を適用でき、これまでの評価を変える必要はない。

謝 辞

本技術報告の水理試験に係る記載に当たっては、大成建設株式会社への委託研究事業で実施した水理試験から得られたデータの整理結果を使用した。

また、京都大学平石哲也教授、間瀬肇教授、米山望准教授より、本技術報告作成に当たり有益な意見を受けた。ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 参 1 国土交通省、東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針、平成 23 年 11 月 17 日
- 参 2 原子力規制委員会、実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則、原子力規制委員会規則第 5 号、平成 25 年 6 月 28 日
- 参 3 原子力規制委員会、実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈、原規技発第 1306193 号、平成 25 年 6 月 19 日
- 参 4 原子力規制委員会、実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則、原子力規制委員会規則第 6 号、平成 25 年 6 月 28 日
- 参 5 原子力規制委員会、実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈、原規技発第 1306194 号、平成 25 年 6 月 19 日
- 参 6 原子力規制委員会、基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド、原管地発第 1306193 号、平成 25 年 6 月 19 日
- 参 7 原子力規制委員会、耐津波設計に係る工認審査ガイド、原管地発第 1306196 号、平成 25 年 6 月 19 日
- 参 8 原子力規制委員会、NRA 技術報告、防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について、NTEC-2014-4001、平成 26 年 12 月
- 参 9 原子力規制委員会、NRA 技術報告、防潮堤に作用する津波段波の影響について、NTEC-2015-4001、平成 27 年 10 月
- 参 10 磯部雅彦・高橋重雄・余錫平・榊山勉・藤間功司・川崎浩司・蔣勤・秋山実・大山洋志、数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究-VOF 法基本プログラムの作成-、海洋開発論文集、土木学会、vol. 15、pp. 321-326、平成 11 年
- 参 11 国土交通省、津波防災地域づくりに係る技術検討報告書、平成 24 年 1 月 27 日
- 参 12 Ryouzuke ASAKURA, The tsunami wave force acting on land structures, Coastal Engineering, ASCE, pp. 1191-1202, 2002
- 参 13 池谷毅、陸上構造物に作用する津波持続波圧に関する水理学的考察、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol169、No2、pp. I_816-I_820、2013
- 参 14 榊山勉、陸上遡上津波の伝播と構造物に作用する津波波圧に関する研究、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol168、No2、pp. I_771-I_775、2012
- 参 15 加藤史訓、建築物等による津波のせき上げの評価方法、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol168、No2、pp. I_331-I_335、2012
- 参 16 松富、開口部を有する鉄筋コンクリート造建物に働く津波流体力に関する基礎実験、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol169、No2、pp. I_326-I_330、2013
- 参 17 有川、水理模型実験による防潮壁に作用する孤立波の波圧特性に関する検討、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol171、No2、pp. I_889-I_894、2015

付録1 水理試験で採用されている相似則及び縮尺の考え方について

本研究では、大成建設株式会社への委託研究事業として、対象とする実規模の系（以下「実機系」という。）を縮尺 1/40 で模擬する水理試験を実施した。

以下、これらの試験装置の設計で採用されている実機系との相似則及び縮尺の考え方について解説する。なお、当該試験装置は、実機系を水平方向（流れ方向）と鉛直方向の二次元で模擬しており、両方向の縮尺は同じ値（1/ n ）となるように設計されている。

相似則は、一般には、流れの基礎方程式を無次元化し、その係数として現れる無次元数から導出される。ただし、自由液面を有する水平流れはフルード数 Fr により特徴付けられることが知られており、当該試験装置も、そこでのフルード数 Fr_m が実規模の系でのフルード数 Fr_p と同じとなるように設計されている。すなわち、以下の相似則が採用されている。

$$Fr_m = Fr_p \quad (1.1)$$

ここで、添字 p は実機系を、 m は当該試験装置の系（以下「モデル系」という。）を意味する。また、 Fr は次式で定義される。

$$Fr = v_0 / \sqrt{gH_0} \quad (1.2)$$

ここで、 v_0 は代表速度 (m/s)、 H_0 は鉛直方向の代表長さ (m)、 g は重力加速度 (m/s²)を示す。本付録1では、対象とする流れの基礎方程式を無次元化し、上記相似則を導出する。一般に、こうした試験装置の設計では、相似則を満足するように、幾何形状の縮尺や、モデル系での物理量の実機系での物理量に対する比（以下「物理量の比」という。）を決めることになるが、その方法は単一ではない。そのうち、当該水理試験で採用されているものについて、1.に示す。2.では、対象とする構造体の基礎方程式を無次元化し、同様に物理量の比を決定する。以下の付録表 1.1 にその結果のまとめを示す。

付録表 1.1 幾何形状の縮尺及び各物理量の比

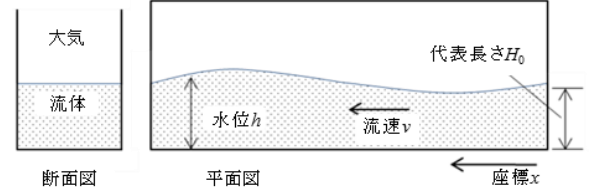
Appendix Table 1.1 Scale ratios of geometry and physical quantities.

物理量	記号	単位	縮尺/物理量の比	実機系(p)での物理量と モデル系(m)での物理量の関係
鉛直方向長さ	H	m	1/ n	$H_m = H_p / n$
水平方向長さ	L	m	1/ n	$L_m = L_p / n$
時間	t	s	1/ $\sqrt{n}$	$t_m = t_p / \sqrt{n}$
流速	v	m/s	1/ $\sqrt{n}$	$v_m = v_p / \sqrt{n}$
圧力	P	N/m ²	1/ n	$P_m = P_p / n$
流体密度	ρ	kg/m ³	1.0	$\rho_m = \rho_p$

付録表 1.1 に示すとおり、当該水理試験では、幾何形状の縮尺は $1/n$ としているのに対し、時間の比は $1/\sqrt{n}$ である。すなわち、時間を歪ませる縮尺法(time-distorted scaling)を採用している点に特徴がある。

1. 流体の基礎方程式の無次元化と相似則の導出

付録図 1.1 に、開渠内の水平層状流を模式的に示す。この場合、流体の一次元運動方程式は、流速 $v(\text{m/s})$ 、水位 $h(\text{m})$ 及び圧力 $P(\text{N/m}^2)$ を従属変数として、次式で表現できる (付参 1-1、1-2)。



付録図 1.1 開渠内の水平層状流の模式図

Appendix Figure 1.1 Profile of flow in a flume.

$$\rho \left(\frac{\partial}{\partial t} v + v \frac{\partial}{\partial x} v \right) = - \frac{\partial}{\partial x} P - \Delta \rho g \frac{\partial}{\partial x} h \quad (1.3)$$

ここで、 t は時間(s)、 x は流れ方向の座標(m)、 $\Delta \rho$ は流体と大気の密度差(kg/m^3)である。簡略化のため、流体は非圧縮性と仮定し、壁面及び大気との界面での摩擦項等は無視した。なお、右辺第 2 項は、重力により液面を水平に保つように流体に作用する力(lateral gravitational force)を表している。式(1.3)を基礎方程式として、無次元化する。

まず、以下の無次元時間 t^* 及び無次元座標 x^* を導入する。

$$t^* = v_0 t / L_0 \quad (1.4)$$

$$x^* = x / L_0 \quad (1.5)$$

ここで、 L_0 は流れ方向の代表長さ(m)、 v_0 は代表流速(m/s)である。さらに、無次元流速 v^* 、無次元水位 h^* 及び無次元圧力 P^* を次式で定義する。

$$v^* = v / v_0 \quad (1.6)$$

$$h^* = h / H_0 \quad (1.7)$$

$$P^* = P / (\rho v_0^2) \quad (1.8)$$

次に、式(1.4)から式(1.8)までを式(1.3)に代入して、次式に示す無次元基礎方程式を得る。ただし、 $\Delta \rho / \rho$ を 1 と近似した。

$$\frac{\partial}{\partial t^*} v^* + v^* \frac{\partial}{\partial x^*} v^* = - \frac{\partial}{\partial x^*} P^* - \frac{1}{Fr^2} \frac{\partial}{\partial x^*} h^* \quad (1.9)$$

本式の各項の係数には、フルード数 Fr のみが現れている。このことから、式(1.9)の解として求まる無次元量 v^* , h^* 及び P^* は、二つの異なる系で Fr が同一であれば、同一となることがわかる。すなわち、式(1.1)が満足されれば、実機系とモデル系で相似則が成立することが示された。

ただし、ここで採用した基礎方程式（式(1.3)）では、流路内の流れを一次元で模擬し、かつ、液体の圧縮率や、壁面及び大気との界面での摩擦項等を見落しているため、相似則はそうした近似が成立する範囲で成立することに留意する必要がある。

2. モデル系での物理量の実機系での物理量に対する比の導出

実機系とモデル系で、相似則（式(1.1)）が成り立つと仮定すると、式(1.2)より次式を得る。

$$\frac{v_{0,m}}{v_{0,p}} = \frac{Fr_m \sqrt{gH_{0,m}}}{Fr_p \sqrt{gH_{0,p}}} = \sqrt{\frac{H_{0,m}}{H_{0,p}}} = 1/\sqrt{n} \quad (1.10)$$

さらに、 t^* 及び x^* が両系で一致する条件より、式(1.4)、(1.5)及び(1.10)を用いて次式を得る。

$$t_m = t_p/\sqrt{n} \quad (1.11)$$

$$x_m = x_p/n \quad (1.12)$$

同様に、 v^* , h^* 及び P^* が両系で一致する条件より、式(1.6)から(1.8)及び(1.10)を用いて次式を得る。

$$v_m = v_p/\sqrt{n} \quad (1.13)$$

$$h_m = h_p/n \quad (1.14)$$

$$P_m = P_p/n \quad (1.15)$$

ただし、当該水理試験では流体として水を使っており、 $\rho_m = \rho_p$ で近似できるとした。

以上により、付録表 1.1 に示した物理量の比が導出された。

付録 1 の参考文献

付参 1-1 Hirano, M. and Watanabe, T., Numerical Study on Shock Phenomena and Void Wave Propagation in Horizontal Stratified Flow, Nucl. Eng. & Des., 122, pp. 53-66, 1990.

付参 1-2 Rousseau, J. C. and Ferch, R. L., A Note on Two-Phase Separated Flow Models, Int. J. Multiphase Flow, 5, pp. 489-493, 1979.

付録2 上り勾配地形における津波波圧の評価について

本研究では、陸側は平坦地形を対象として、津波の遡上により陸側に設置された堤体に作用する津波波圧に関する評価を行った。以下、陸側の地形が平坦な場合と連続的な上り勾配の場合について、津波が遡上する際の流体の有するエネルギーを比較し、平坦な場合の評価の保守性について解説する。

平坦地形における通過波の浸水深を η_1 、流速を v_1 、また上り勾配地形における通過波の浸水深を η_2 、流速を v_2 とし、上り勾配による地盤高の高低差を Δh とする(付録図 2.1 参照)。

平坦地形で、流体の有する単位流量のエネルギーである比エネルギー E_1 は、各流速 v 及び浸水深 η を用いてベルヌーイの定義より式 (2.1) 及び (2.2) で表される。

$$E_1 = \frac{v_1^2}{2g} + \eta_1 \quad (2.1)$$

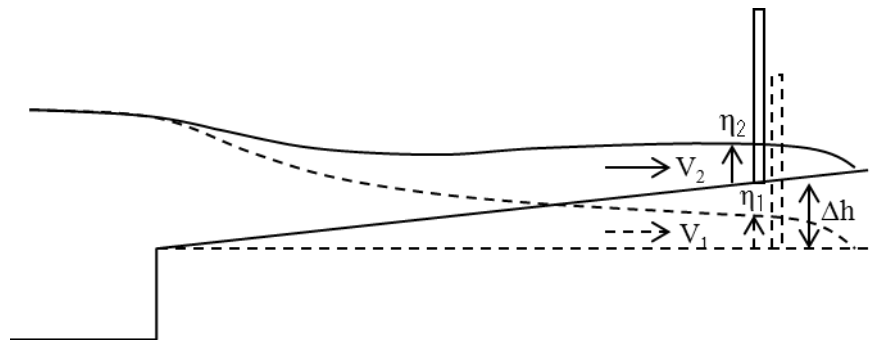
$$E_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \eta_2 + \Delta h \quad (2.2)$$

上り勾配地形での比エネルギーを E_2 とすると、式 (2.3) 及び式 (2.4) が成立する。

$$E_2 = \frac{v_2^2}{2g} + \eta_2 \quad (2.3)$$

$$E_1 = E_2 + \Delta h \quad (2.4)$$

式 (2.4) より、平坦地形における流れの比エネルギーは、上り勾配地形におけるそれよりも大きくなるため、水平勾配を流れる波と上り勾配を流れる波の流量が等しい場合、平坦地形において堤体に働く津波波圧（波力）は上り勾配地形のそれよりも大きくなる。したがって、平坦地形において堤体に働く津波波圧（波力）は、上り勾配地形と比較して保守性を有することが分かる。



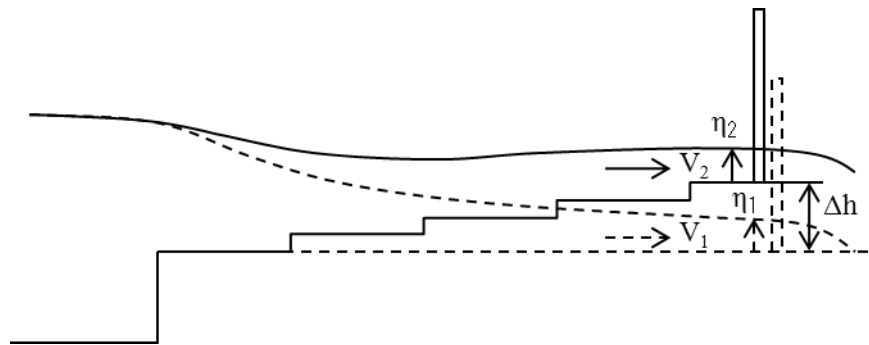
付録図 2.1 上り勾配地形の概念

Appendix Figure 2. 1 Schematic of a rising slope.

付録図 2.2 に示す段丘 (階段状の上り勾配) においては、エネルギー損失 ΔE が生じる (ΔE は、各段丘において生じるエネルギー損失の合計値を示す)。したがって、式 (2.4) は段丘におけるエネルギー損失を考慮すると式 (2.5) となる。

$$\Delta h + \Delta E = E_1 - E_2 \quad (2.5)$$

これは、付録図 2.2 の説明において Δh が大きくなったのと同義であり、 $E_1 > E_2$ であるから、段丘における津波波圧 (波力) は、同様に平坦地形よりも小さく、さらに斜面の場合よりも小さくなる事が分かる。



付録図 2.2 段丘地形の概念

Appendix Figure 2.2 Schematic of a terrace.

付録3 盛土地形における津波波圧の評価について

本研究では、陸側は平坦地形を対象として、津波の遡上により陸側に設置された堤体に作用する津波波圧に関する評価を行った。以下、陸側の地形が平坦な場合及び盛土地形の場合で堤体に作用する最大波力について評価・比較した結果を示す。

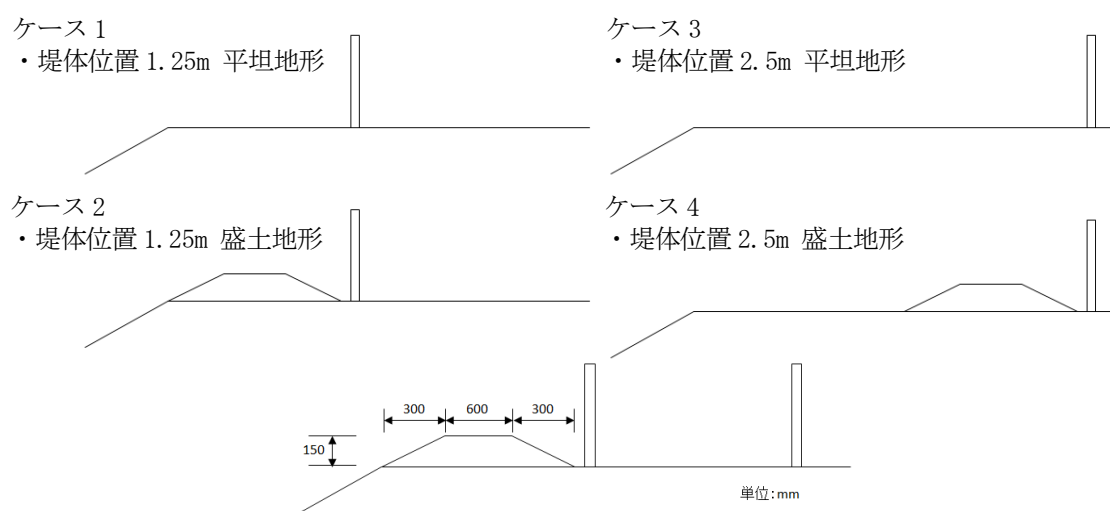
付録図 3.1 に示すように、堤体位置 1.25m と堤体位置 2.5m のケースにおいて、汀線位置に盛土を設置するケース（盛土地形）と設置しないケース（平坦地形）の波圧試験を実施し、波ごとに計 4 ケースの津波波圧を計測して最大波力を評価した。

付録図 3.2 に例として、W05（正弦波、設定波高 0.15m）を用いた時の 4 ケースの最大波力の関係を示す。盛土地形の場合に作用する最大波力は、平坦地形の場合に作用するそれよりも、小さい値又は同程度の値を示した。

付録図 3.3 にケース 1 とケース 2 における浸水深時刻歴及び波力時刻歴を示す。

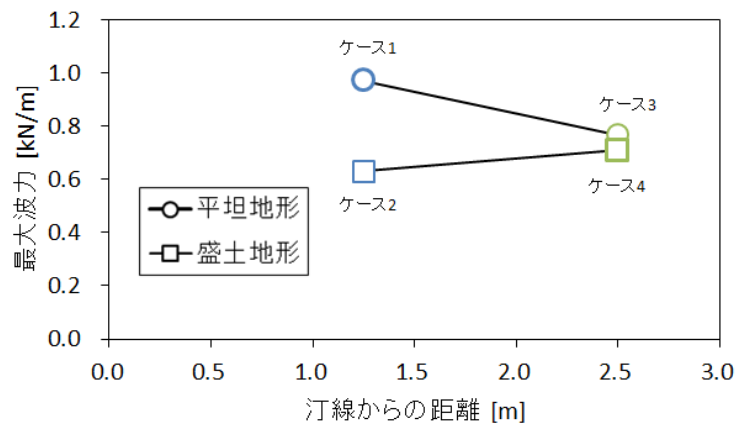
盛土地形の場合は波の到達が遅れるため、浸水深及び波力の時系列は全体に遅れた。ケース 2 では、盛土により流量が低下することや、斜面を滑り落ちることにより流速が下向きになり水塊の跳ね上げが低減すること等の要因により、持続波圧のうち水塊落下時に働く波圧（「セカンドピーク」という。）が小さくなった。一方、持続波圧のうち準定常時に働く波圧（「サードピーク」という。）に対しては盛土の影響は小さく、盛土の有無に関わらず同程度の値を示した。今回の水理試験ケースのようにセカンドピークが卓越するケースにおいては、盛土の影響により波力が低減されると言える。ケース 3 ではセカンドピークとサードピークが同程度であったため、最大波力はケース 4 と同程度となった。

したがって、本研究で実施した陸側を平坦地形とする津波波圧評価は、盛土地形における津波波圧評価を包含したものといえる。



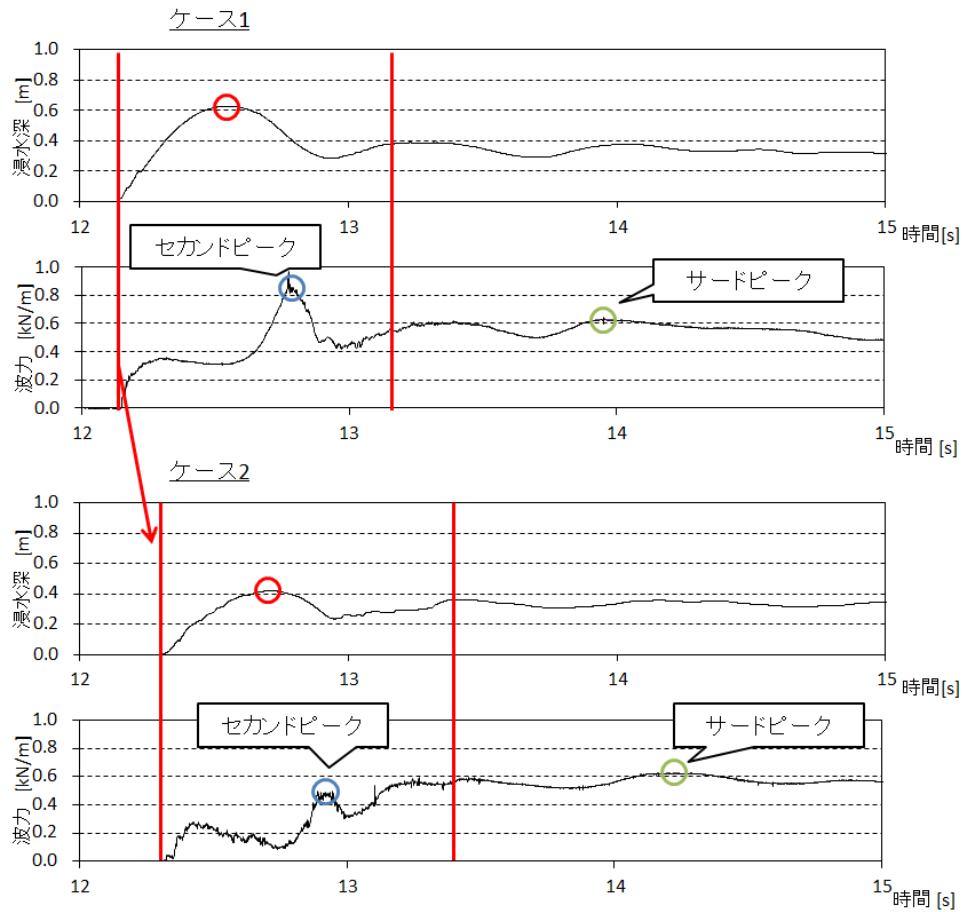
付録図 3. 1 盛土の有無と堤体位置との関係

Appendix Figure 3. 1 Positions of the fills and seawall models.



付録図 3. 2 盛土の有無と最大波力の関係

Appendix Figure 3. 2 Maximum wave pressure at the seawall model: on a flat land (circle) and behind a bank (square).



付録図 3. 3 盛土の有無と浸水深及び波力の関係

Appendix Figure 3. 3 Relationships between water depth and pressure at the seawall model: on a flat land (above) and behind a bank (below).

付録4 堤体隙間の影響について

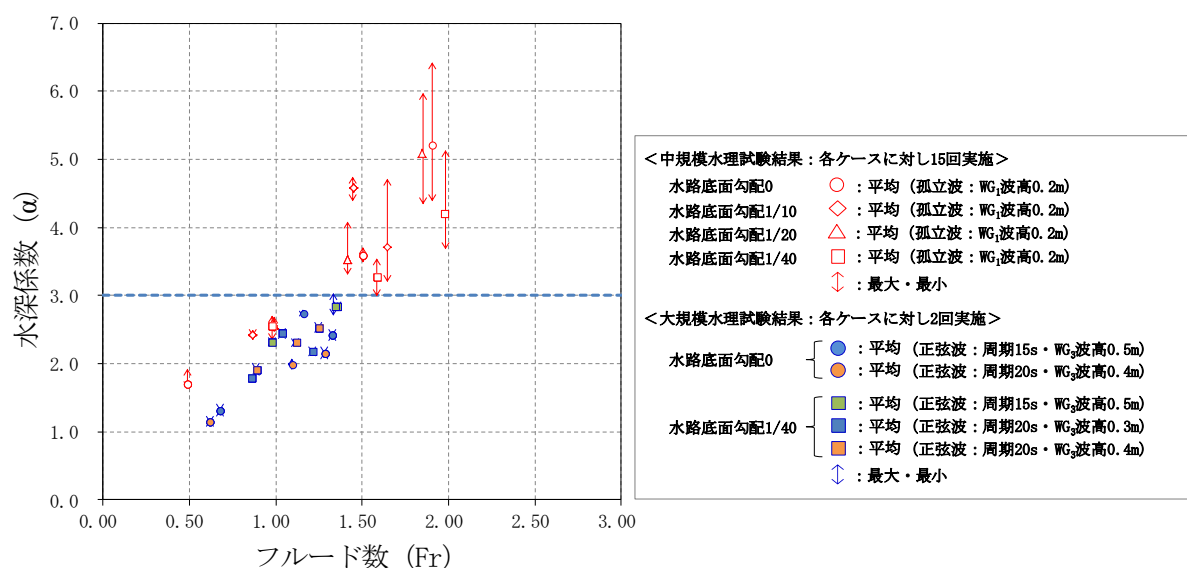
第一報では、中規模水理試験設備（対実規模縮尺：1/40）及び大規模水理試験設備（対実規模縮尺：1/10）を用い水理試験を実施した。付録図4.1に、フルード数（Fr）と水深係数（ α ）の関係を示す。中規模水理試験及び大規模水理試験の結果を比較すると、大規模水理試験結果の水深係数（ α ）はやや小さかった。

一方、大規模水理試験設備を用いた水理試験では、付録図4.2に示すように、3分割された堤体の隙間部及び堤体と壁面の隙間部から作用波のリークが認められた。

第一報では作用波のリークの影響により、大規模水理試験の水深係数（ α ）が中規模水理試験の水深係数（ α ）よりもやや小さくなったと考え、大規模水理試験の結果を除外し、中規模水理試験結果及び解析結果を用いて付録図4.3に示すようにフルード数（Fr）と水深係数（ α ）の関係を整理した。

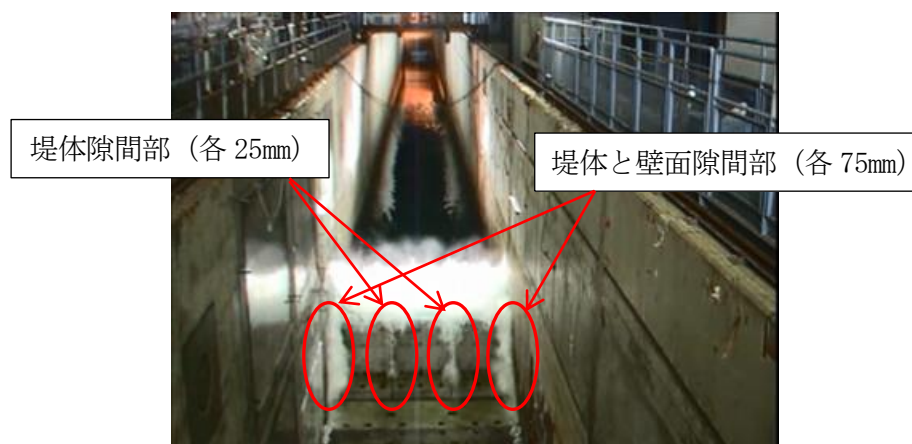
なお、7.1（1）に記したように、大規模水理試験の結果を除外し整理した結果は、本研究で実施した水理試験結果及び既往研究式とも整合した。

本研究では、作用波のリークによる影響を評価するため、第一報における水理試験を模擬し、堤体隙間の有及び無の条件で水理試験を実施した。



付録図4.1 フルード数（Fr）及び水深係数（ α ）の関係（水理試験）

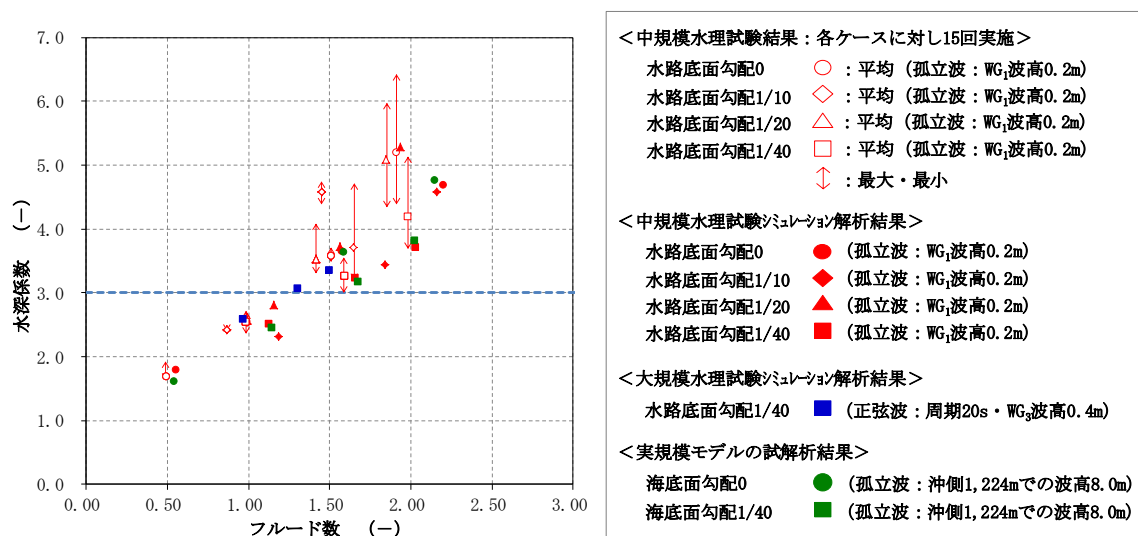
Appendix Figure 4.1 Relationships between the Froude number Fr and the water depth coefficient α (flume test).



(独立行政法人港湾空港技術研究所提供)

付録図 4. 2 大規模水理試験における堤体に作用する作用波のリーク状況 (第一報参照)

Appendix Figure 4. 2 Water leaks from the seawall model in the large-scale wave flume.



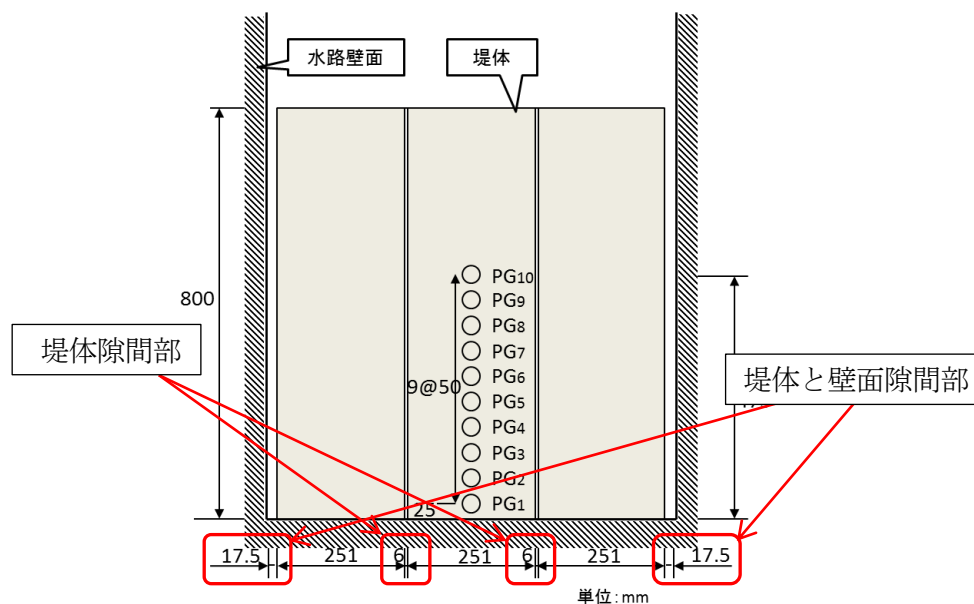
付録図 4. 3 フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係

Appendix Figure 4. 3 Relationships between the Froude number Fr and the water depth coefficient α.

1. 水理試験設備

4. 1の水理試験設備（対実規模縮尺：1/40）を用いた。堤体は付録図 4. 4 に示すように3分割された堤体間及び堤体と壁面の間に相似則に基づき隙間を設定した。

水路底面勾配は0(汀線での水深0.3m)の1ケースとした。



付録図 4. 4 堤体の隙間及び堤体に設置した波圧計の位置（波圧試験）

Appendix Figure 4. 4 Positions of gauges on and around the seawall model
for wave pressure tests.

2. 水理試験ケース

作用波には第一報の水理試験と同じ正弦波を用い、堤体位置は汀線、汀線から陸側へ1.25m 及び 2.5m とした。

2.1 通過波検定試験

堤体が無い場合の各測定点における沖側波高 ($h(t)$)、浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) を測定した。試験ケースは4. 2. 1の試験ケースの水路底面勾配0、正弦波、0.1m 及び 0.13m（計2波）の結果を用いた。

2.2 波圧試験

付録図 4. 4 に示す堤体壁面の波圧測定点における最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) を測定した。試験ケースを付録表 4. 1 に示す。

付録表 4. 1 波圧試験ケース一覧

Appendix Table 4. 1 Settings of tsunami pressure tests.

試験条件					試験回数
試験	水路底面 勾配	堤体位置 (m)	沖側波高 (沖側 15m 位置での目標値 : m)		
波圧試験	0 (汀線での 水深 0.3m)	汀線 1.25 2.50	正弦波 (W04、W07)	0.1、0.13 (計 2 波)	各堤体位置に対し て各波 3 回

3. 水理試験結果

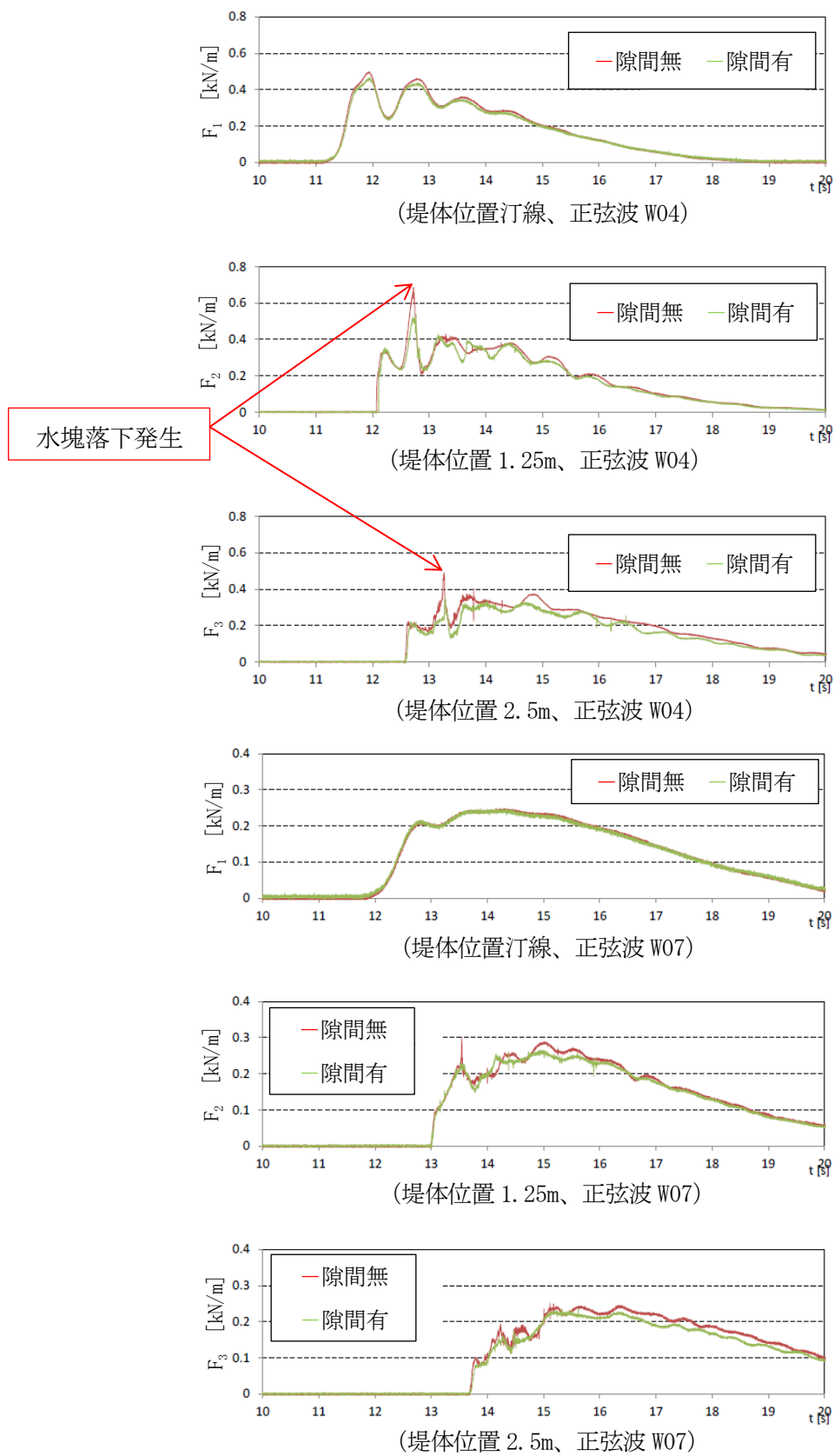
付録表 4.1 に示す条件で試験を行った。

付録図 4.5 に、作用波による堤体隙間の有無ごとの、各堤体に対する波力 ($F(t)$) を示す。なお、波力 ($F(t)$) は、堤体の各圧力測定点で計測される波圧の時刻歴から算出した。

付録図 4.6 に、作用波による堤体隙間の有無ごとの、各堤体に対する最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の計測値を示す。

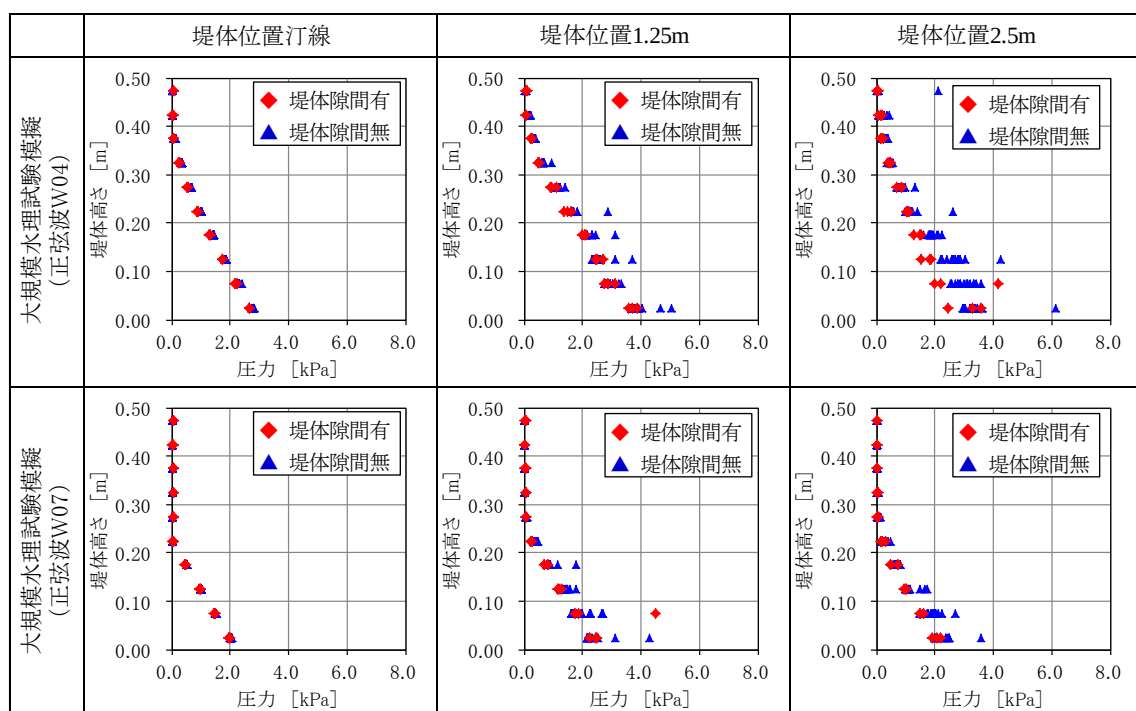
作用波による堤体隙間の有無ごとの、各堤体に対する最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の計測値と通過波検定試験で得た持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) を基準とした水深係数 (α) を算出した。付録図 4.7 に堤体位置と水深係数 (α) の関係を示す。

また、付録図 4.8 に、第一報の大規模水理試験結果及び大規模水理試験シミュレーション解析結果における堤体位置と水深係数 (α) の関係を示す。



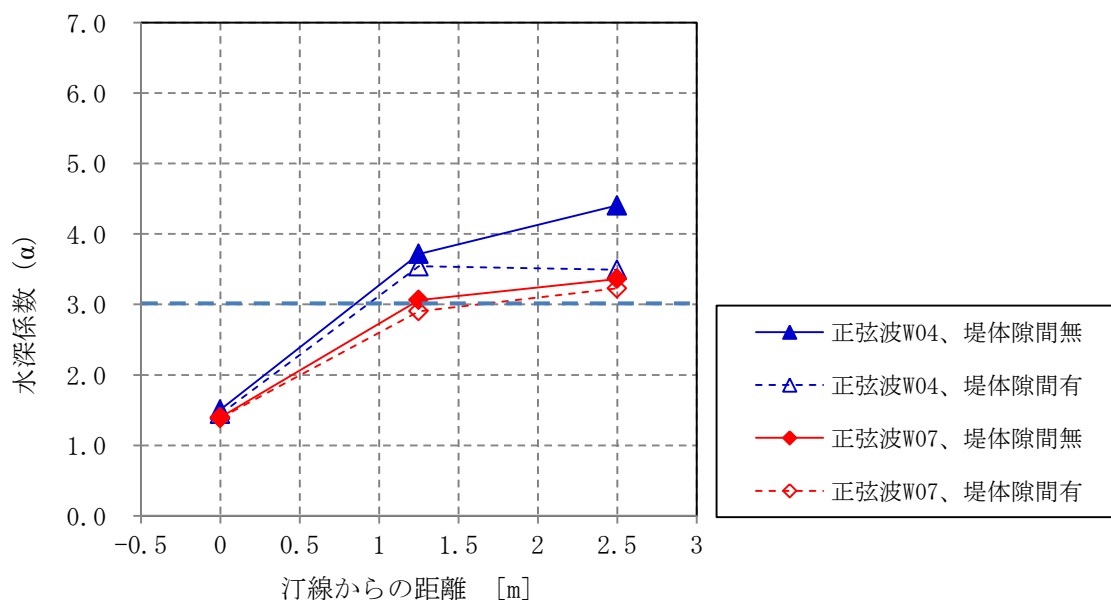
付録図 4. 5 堤体位置と波力 ($F(t)$) の関係

Appendix Figure 4. 5 Time histories of wave pressure on the seawall models.



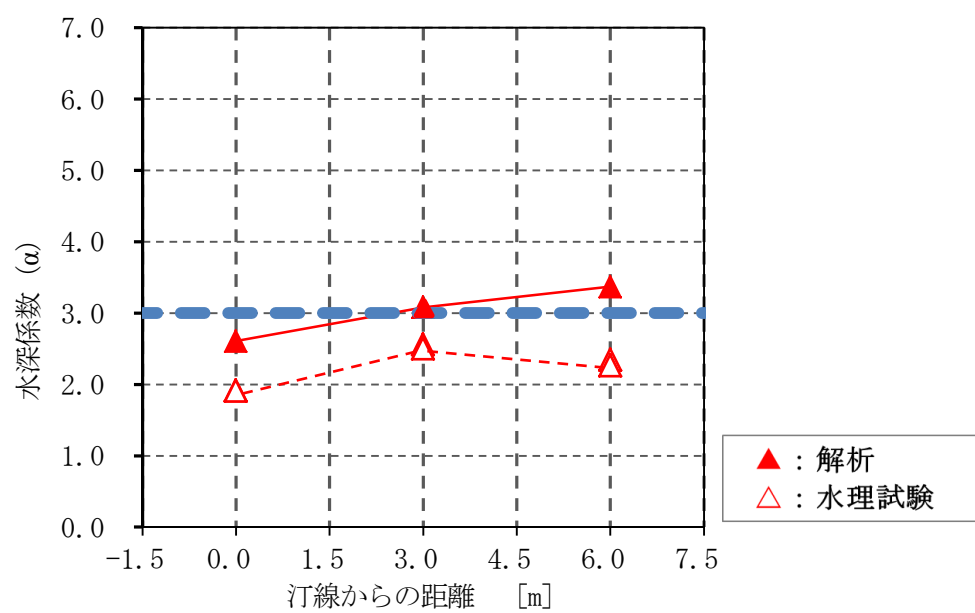
付録図 4. 6 堤体高さ及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) の関係
(水路底面勾配 0、正弦波：W04、W07)

Appendix Figure 4. 6 Relationships between height of the seawall models and the maximum continuous wave pressure.



付録図 4. 7 堤体位置及び水深係数 (α) の関係

Appendix Figure 4. 7 Relationships between the seawall position and the water depth coefficient α .



付録図 4. 8 堤体位置及び水深係数 (α) の関係 (水理底面勾配 1/40、正弦波)

Appendix Figure 4. 8 Relationships between the seawall position and the water depth coefficient α .

4. 水理試験のまとめ

付録図 4.5、4.6 及び 4.7 に示すように、堤体に隙間が有る場合と無い場合を比較すると、特に堤体位置 1.25m 及び 2.5m では、作用波による波力 ($F(t)$)、最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) 及び水深係数 (α) に有意な差異があった。これより、堤体の隙間から作用波がリークしたことにより、堤体に作用する波力 ($F(t)$) 及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) が低下し、水深係数 (α) が小さくなったことを確認した。さらに、第一報での堤体位置と水深係数 (α) の関係 (付録図 4.8 参照) と同様に、堤体位置 2.5m における水深係数 (α) が、堤体位置 1.25m の水深係数 (α) よりも低下する場合があることを確認した (付録図 4.7 参照)。

堤体位置汀線においては、隙間の有無による差異はほとんどなかった。これは、汀線位置では直立護岸と堤体が一体の壁状となっており、作用波の反射する面積に対する堤体の隙間の面積が相対的に小さかったため、作用波のリークによる影響も小さかったと推定した。

一方、堤体位置 1.25m 及び 2.5m では隙間の有無により波力 ($F(t)$)、最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) 及び水深係数 (α) に有意な差異があった。これは、堤体位置 1.25m 及び 2.5m では堤体位置汀線と異なり、作用波の流れに対し鉛直方向に一樣に隙間があるため作用波のリークによる影響が大きかったと推定した。特に、W04 の堤体位置 2.5m ではこの違いが顕著だった。

付録図 4.5 に示すように、W04 の堤体位置 1.25m 及び 2.5m では、波力 ($F(t)$) の最大値及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) は堤体前面最大浸水深 (η_{h_max}) を呈した後に、打ち上げられた水塊が落下する際に発生した。この落下時の圧力は、水塊の打ち上がり高さに依存し、さらに、この打ち上がり高さは作用波の流量と流速に依存する。堤体に隙間が有る場合には、作用波のリークにより流量が減少するだけでなく、作用波を打ち上げるための圧力も減少するため、打ち上がり高さも低くなり波力 ($F(t)$) の最大値及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) が低減したと考えた。なお、付録図 4.7 に示すように、堤体位置 2.5m では顕著な水深係数 (α) の低下が認められるが、これは隙間が無い場合には、打ち上げられた水塊の先端部が分離し、その水塊が落下する際に波力 ($F(t)$) の最大値及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) を呈したと推定した。一方、隙間が有る場合には、作用波の打ち上がり高さは低く分離した水塊を形成するに至らなかったため、波力 ($F(t)$) の最大値及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) も小さくなった結果、水深係数 (α) も小さくなったと考えた。

W07 の堤体位置 1.25m 及び 2.5m では、波力 ($F(t)$) の最大値及び最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) は、作用波が堤体に到達後 2 秒程度経過した準定常状態となった際に発生した。したがって、作用波のリークによる流量の減少分がそのままが波力 ($F(t)$)、最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) 及び水深係数 (α) の低下に影響したと考えた。

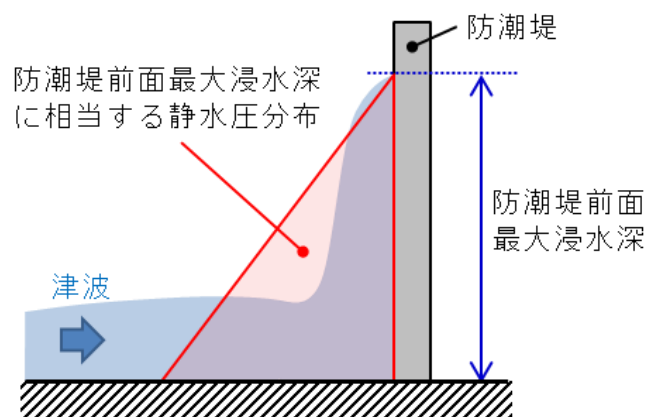
付録5 フルード数が1を超える場合の作用波圧の参考評価例

フルード数が1を超える場合の作用波圧の参考評価例として、ここでは防潮堤のせり上がり波高（以下、堤体前面最大浸水深（ η_{h_max} ）と呼ぶ）及び汀線位置における持続波最大浸水深（ η_{max_2nd} ）に着目し検討した結果を示す。なお、フルード数（Fr）は、持続波最大浸水深（ η_{max_2nd} ）発生時刻における流速（ $v_{\eta_{max_2nd}}$ ）と持続波最大浸水深（ η_{max_2nd} ）を用いて算出した。

1. 堤体前面最大浸水深基準の評価

既往知見では、構造物等に対する作用波圧は構造物等の前面浸水深に相当する静水圧分布で近似可能なことが知られている（付参5-1）。

これより、本研究では付録図5.1に示すように、防潮堤に作用する津波の波圧と防潮堤前面最大浸水深（ η_{h_max} ）の関係に着目し検討を行った。なお、本検討に用いる水深係数は本文の記述と区別するため、水深係数（ β ）と呼ぶ。



付録図 5. 1 防潮堤前面最大浸水深及び津波作用波圧の関係

Appendix Figure 5.1 Schematic of tsunami wave pressure and water depth in front of a seawall.

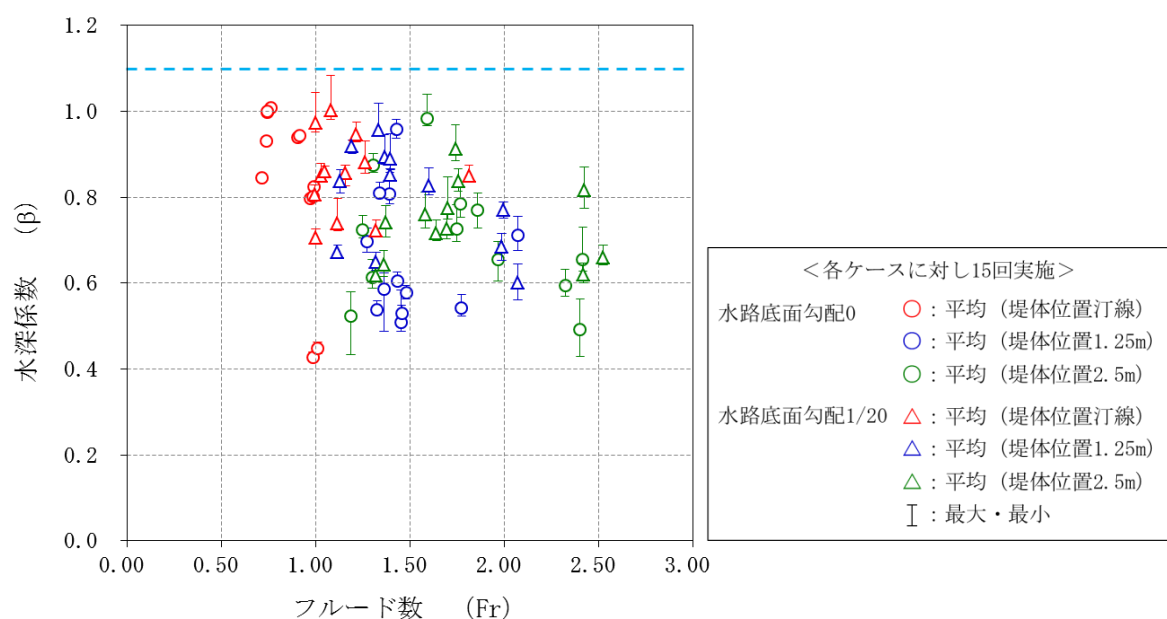
付録図5.2にフルード数（Fr）と堤体前面最大浸水深（ η_{h_max} ）を基準とした水深係数（ β ）の関係を示す。この結果、フルード数（Fr）が1以下のケースを含め、堤体前面最大浸水深（ η_{h_max} ）を基準とした水深係数（ β ）は1.1を超えなかった。

また、本研究における全ての水理試験ケースにおいて最大持続波圧（ P_{max_2nd} ）はほぼ静水圧分布を呈しており、堤体前面最大浸水深（ η_{h_max} ）に相当する静水圧分布により作用波圧の評価ができることが分かった。これは、作用波圧は前面浸水深に相当する静水圧分布で近似可能とする既往知見とも整合した（付参5-1）。

一方、堤体前面浸水深 ($\eta_h(t)$) に係るシミュレーション解析結果及び実規模モデルによる試解析では、比較的良好な結果が得られる場合と、水理試験結果と乖離する場合があった。なお、堤体前面浸水深 ($\eta_h(t)$) は堤体前面における作用波の深さの時刻歴を示す。

本検討においては、特に、砕波を伴う場合やフルード数 (Fr) が大きくなる領域では、堤体前面最大浸水深 (η_{h_max}) に係る計測及び解析結果に信頼性を欠く場合があった。

したがって、堤体前面最大浸水深 (η_{h_max}) を基準とした水深係数 (β) による作用波圧の評価を適用するに当たっては、計測及び解析結果の信頼性等が十分に確保できていることの確認及び検証が重要である。



付録図 5. 2 フルード数 (Fr) 及び水深係数 (β) の関係 (水理試験)

Appendix Figure 5. 2 Relationships between the Froude number Fr and the water depth coefficient β (flume test).

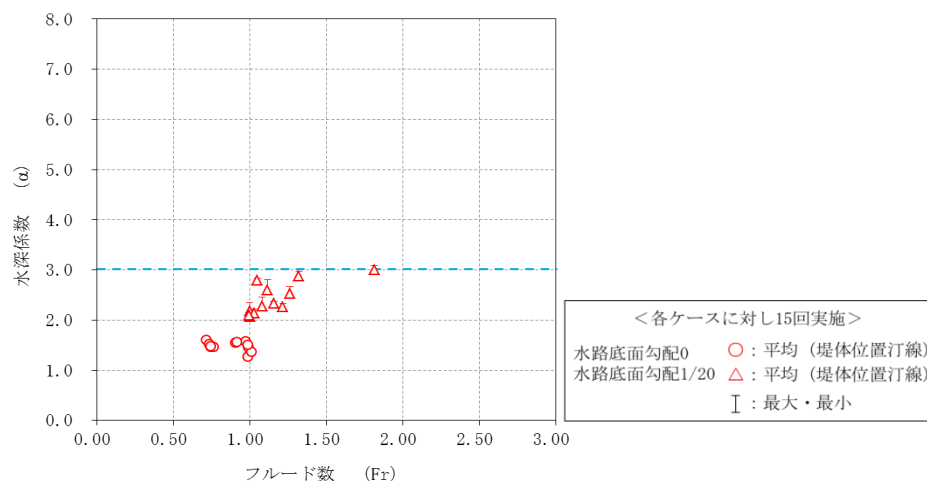
付録 5 の参考文献

付参 5-1 消防庁、東日本大震災を踏まえた危険物施設等の地震・津波対策のあり方に係る検討報告書、参考資料 7、屋外貯蔵タンクに作用する津波波力の算定方法、平成 23 年 12 月

2. 汀線位置における持続波最大浸水深基準の評価

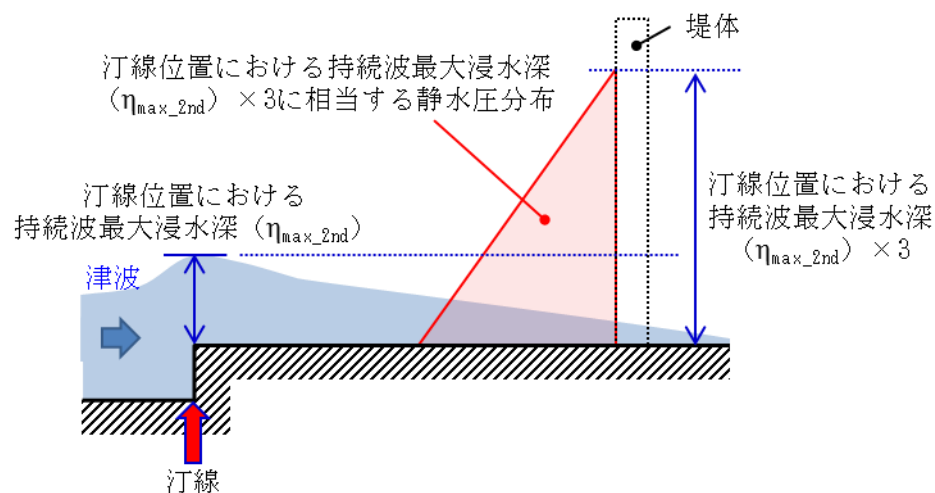
本文4. 3. 2 波圧試験において、堤体位置の違いによる最大持続波圧 ($P_{\max_2nd}$) 分布の比較では、計測値に大きな差異はなかった (図4. 25～図4. 32 参照)。また、堤体位置汀線における水深係数 (α) の関係に着目すると、付録図 5.3 に示すように水深係数 (α) は概ね3を超えないことが分かった。

そこで、本検討ではフルード数 (Fr) が1を超える堤体位置 1.25m 及び 2.5m のケースを対象に、付録図 5.4 に示すように作用波圧の評価に当たり、汀線位置における持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) を基準とした水深係数 (α) の検討を行った。



付録図 5. 3 堤体位置汀線におけるフルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係
(水理試験)

Appendix Figure 5. 3 Relationships between the Froude number Fr and the water depth coefficient α at the seawall models on the shoreline.



付録図 5. 4 津波作用波圧及び汀線位置における通過波の浸水深の関係

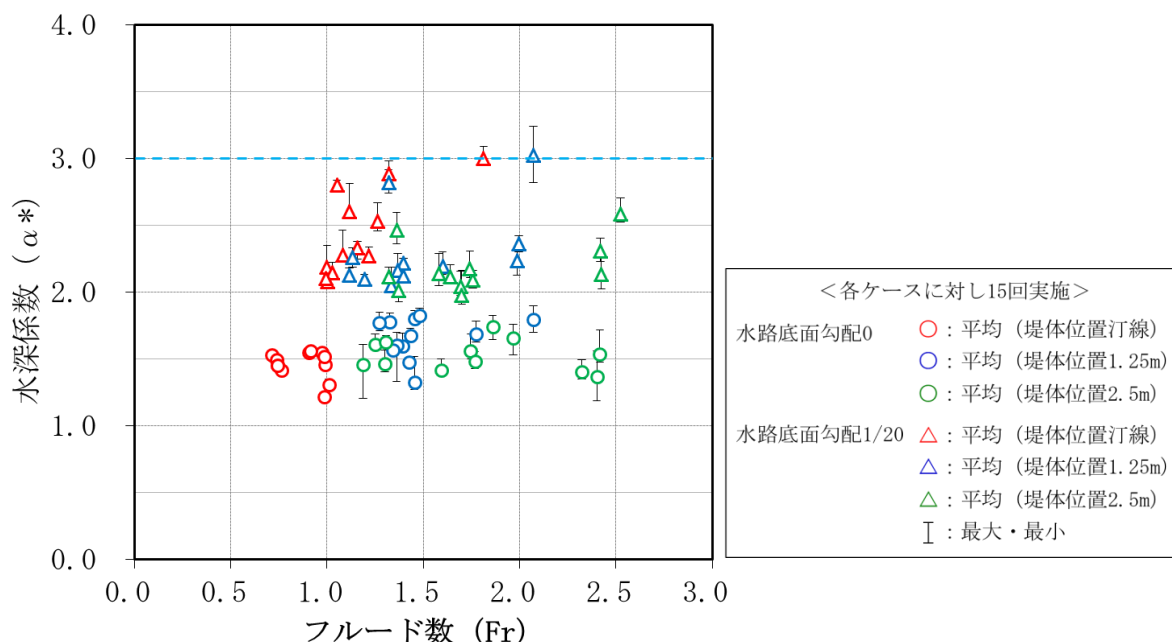
Appendix Figure 5. 4 Schematic of the relationship between wave pressure on the seawall model and the maximum run-up on the shoreline.

付録図 5.5 にフルード数 (Fr) と水深係数 (α^*) の関係を示す。なお、本検討に用いる水深係数は本文の記述と区別するため、水深係数 (α^*) と呼ぶ。

この結果、汀線位置における持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) を基準とした場合、堤体位置 1.25m 及び 2.5m における水深係数 (α^*) は概ね 3 を超えないことが分かった。

また、第二報で実施した汀線位置における浸水深 ($\eta(t)$) に係るシミュレーション解析結果は、通過波検定試験結果を良く再現した (第二報、図 5.2、5.3 及び 5.4 参照)。さらに、第二報で実施した感度解析結果は、同様の傾向を再現できることを確認した (第二報、図 5.6 及び 5.7 参照)。

したがって、解析により防潮堤が無い場合の汀線における津波の浸水深を求め、この汀線浸水深を基準とした水深係数 (α^*) を用いて、汀線より陸側の防潮堤に対する作用波圧を評価する方法が挙げられる。



付録図 5. 5 フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α^*) の関係 (水理試験)

Appendix Figure 5.5 Relationships between the Froude number Fr and the water depth coefficient α^* (flume test).

「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」の執筆者

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ

安全技術管理官（地震・津波担当）付

石田 暢生 上席技術研究調査官

森谷 寛 技術研究調査官

東 喜三郎 技術研究調査官

鳥山 拓也 技術研究調査官

中村 英孝 上席技術研究調査官