

NRA 技術報告

NRA Technical Report Series

防潮堤に作用する最大持続波圧評価式の提案

Proposal of new evaluation equation for maximum continuous wave pressure acting on seawalls

鳥山 拓也 石田 暢生 山下 啓 高松 直丘
日比野 憲太

TORIYAMA Takuya, ISHIDA Nobuo, YAMASHITA Kei, TAKAMATSU Naotaka,
and HIBINO Kenta

地震・津波研究部門

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

令和4年7月

July 2022

本報告は、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、別途原子力規制委員会の判断が行われることとなります。

本報告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 地震・津波研究部門
〒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

防潮堤に作用する最大持続波圧評価式の提案

原子力規制庁 長官官房技術基盤グループ
地震・津波研究部門

鳥山 拓也 石田 暢生 山下 啓 高松 直丘 日比野 憲太

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防止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 28 年 12 月に原子力規制庁が公開した「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（NTEC-2016-4001）では持続波圧を対象に、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として、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数と水深係数の関係に係る評価式を導出し、複数の評価式を例示した。なお、これら複数の評価式は例示であり、設計条件として用いる最大持続波圧の妥当性評価等への活用にあたっては、別途詳細な検討が必要であった。また、評価式の基となる回帰式の導出に最小二乗法を用いる一方で、対数標準偏差を基に評価式を策定しており、評価式の策定手法を見直す必要があった。

本 NRA 技術報告では、設計の妥当性評価等へ活用可能な防潮堤に作用する最大持続波圧の評価式を提案することを目的とした。評価式の策定にあたっては、既往研究（NTEC-2016-4001）の水理試験結果を用いた。まず、水理試験結果の分布を正規分布として取り扱った上で、最小二乗法を用いて回帰式を導出した。次に、回帰式に水理試験結果の分布（標準偏差+2 σ ）を含めることで、評価式を策定した。既往研究の水理試験結果に基づく回帰式と、ナビエ・ストークス方程式を基にした理論式との間に差が見られたことから、理論式を導出する過程で除外した因子（例えば、時間項）を整理することによって、水理試験結果と理論式の乖離が生じる要因を考察した。

以上の検討により、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数から、防潮

堤に作用する最大持続波圧に係る水深係数を評価可能な式を提案した。また、理論式と水理試験結果の乖離要因の考察の結果を示した。フルード数 2.5 程度までの領域では、水理試験結果は理論式を上回った。この乖離は、主に落水現象による影響によって生じたと考えた。落水現象は、堤体衝突後に打ち上がった水が、後続の水表面へ着水する時に、衝撃的な圧力を持続波圧に加える現象を意味する。一方、フルード数が大きくなるにつれて、打ち上がった水が砕けて飛沫となる影響が顕著になり、フルード数が 2.5 程度を超えると、理論式を下回った。落下する水が飛沫となることにより、落水現象の圧力増加影響が抑制されたためと考えた。

なお、本 NRA 技術報告で用いた水理試験及び水理試験データの整理は、平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費（耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験（その 1））事業の受託者である大成建設株式会社が実施した。

Proposal of new evaluation equation for maximum continuous wave pressure acting on seawalls

TORIYAMA Takuya, ISHIDA Nobuo, YAMASHITA Kei, TAKAMATSU Naotaka,
and HIBINO Kenta

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 tsunami protection structures used to prevent flooding at nuclear power plant sites. In order to maintain the tsunami protection function, it is necessary to thoroughly understand the characteristics of the tsunami wave force and evaluate the structural integrity of the seawall. For design of tsunami protection measures, Regulatory Guide for Reviewing Design Basis Tsunami and Tsunami-Resistant Design, issued in June 2013, stipulates the needs for confirmation of the “technical bases to be considered when setting tsunami loads such as wave pressure and impact force (for example, the interim guideline* of the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT) among others) and their applicability”.

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

NRA Technical Report “Water Depth Coefficients for Evaluating Tsunami Pressure on Seawall” (NTEC-2016-4001, published in Dec. 2016) demonstrated evaluation equations that wave pressure on a seawall can be evaluated using the Froude number and water depth coefficient related to a maximum specific energy of the wave without consideration of the seawall effect (herein after referred to “run-up wave”) under the condition that the Froude number exceeds 1. Since the evaluation equations were given as examples, it is necessary to justify them when they are applied to check the maximum continuous wave pressure acting on the seawall as the design requirements. It is also necessary to reconsider the method for deriving the evaluation equation, as the equation was developed on the basis of a lognormal distribution while the the least-squares method was used to derive the regression equation which was the base of the evaluation equation.

This NRA Technical Report aims to develop an evaluation equation for the maximum continuous wave pressure acting on the seawall which can be applied to check the adaptability to the design requirements. The evaluation equation was based on the previous hydraulic flume test

results in NTEC-2016-4001. First, the regression equation was derived from test results considering that the test results follow a normal distribution. Next, the evaluation equation was developed by including the standard deviation $+2\sigma$ into the regression equation. Since, discrepancies were seen between the regression equation and the theoretical formula derived from the Navier-Stokes equation, the terms that were assumed negligible in the derivation process of the theoretical formula, such as the time rate of increase of momentum, were reviewed and the cause of the discrepancies were discussed.

As a result, an evaluation equation for the maximum continuous wave pressure acting on the seawall was proposed based on evaluation of the relationship between the Froude number and water depth coefficient at the time of maximum specific energy of the run-up wave. As for the discrepancies between the theoretical formula and the test results, it was demonstrated that the test results tend to exceed the theoretical formula when the Froude number is smaller than 2.5. It is considered that a maximum continuous wave pressure mainly includes a falling water phenomenon which causes a water mass to fly upward in colliding with a seawall and tends to add an impact force to a continuous wave pressure when a water mass touches onto a water surface. As the Froude number increases, the test results become smaller than the theoretical formula mainly due to increase of the water splash effect. The water splash effect reduces subsequent additional wave pressure induced by a falling water phenomenon when the Froude number is larger than 2.5 since an amount of falling water mass breaks into droplets.

The hydraulic flume tests referred to in this study were conducted by the Taisei Corporation under the auspices of the NRA. The test results were summarized in “The hydraulic flume tests to develop the evaluation method for the tsunami design and the fragility of the seawall (part 1), FY2015” by the Taisei Corporation.

目 次

1. 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 研究の目的.....	3
1.3 報告書の構成.....	4
2. 研究の概要.....	6
2.1 研究の適用範囲.....	6
2.2 研究の着眼点.....	6
2.2.1 段波波圧と持続波圧の分類.....	6
2.2.2 国交省の暫定指針.....	7
2.2.3 通過波の代表時刻.....	7
2.2.4 第三報における最大持続波圧評価式の導出について.....	11
2.2.5 水理試験の選定について.....	11
2.3 研究の手順.....	13
2.3.1 水理試験の概要.....	13
2.3.2 理論式の導出.....	13
2.3.3 評価式の策定.....	13
2.3.4 考察.....	14
3. 水理試験概要.....	15
3.1 水理試験の実施方針.....	15
3.2 水理試験条件.....	15
3.3 水理試験結果.....	21
3.3.1 通過波試験.....	21
3.3.2 波圧試験.....	22
4. 理論式の導出.....	29
4.1 導出過程.....	29
4.2 影響を除外した因子の整理.....	33
5. 評価式の策定.....	34
5.1 水理試験結果と理論式の比較.....	34
5.2 評価式の策定手順.....	35
5.2.1 水理試験結果の包絡方法.....	35
5.2.2 回帰分析の対象とする水理試験結果の範囲.....	36
5.2.3 全水理試験結果を回帰分析の対象とした場合.....	36
5.2.4 フルード数 2.5 までの水理試験結果を回帰分析の対象とした場合.....	37

5.2.5	標準偏差を含めた式の比較	38
5.3	評価式の策定	40
5.3.1	評価の容易性	40
5.3.2	既往の評価手法との関係	40
5.3.3	評価式の提案	41
5.3.4	評価式の位置づけについて	42
6.	考察	43
6.1	理論式と水理試験結果の乖離について	43
6.1.1	理論式導出の過程で除外した因子の整理	43
6.1.2	その他の影響について	53
6.1.3	落水現象について	55
6.1.4	まとめ	63
6.2	導出した二つの回帰式の解釈について	66
7.	結論	68
	謝辞	69
	参考文献一覧	70
	付録 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	72
	執筆者一覧	76

表 目 次

表 2.1	防潮堤の設置条件（実機プラント 13 件）	12
表 3.1	通過波試験条件.....	16
表 3.2	波圧試験条件.....	17
表 6.1	ナビエ・ストークス方程式と理論式の比較	44
表 6.2	理論式と水理試験結果の乖離要因の整理	48
表 6.3	その他の因子による影響.....	54
表 6.4	落水現象に起因する因子の整理	59
表 6.5	水深係数への影響が生じる要因の整理	65

目 次

図 1.1	報告書の構成.....	5
図 2.1	津波波圧の時間変化.....	6
図 2.2	水深係数 3 の概念図.....	7
図 2.3	フルード数 (Fr) と水深係数 (α) の関係.....	10
図 2.4	フルード数 (FrE) と水深係数 (αE) の関係.....	11
図 3.1	水理試験設備の概要.....	18
図 3.2	堤体に設置した波圧計の位置.....	19
図 3.3	入力波形状 (孤立波、正弦波、長周期波)	20
図 3.4	各計測位置における通過波の浸水深、流速、比エネルギー及びフルード数 (直立護岸、孤立波 : W02)	22
図 3.5	津波波力時刻歴及び堤体前面浸水深時刻歴 (孤立波 : W02)	24
図 3.6	衝突直前、最大堤体前面浸水深、最大津波波力の時刻近傍での画像 (直立護岸、孤立波 : W02)	25
図 3.7	遡上時、最大堤体前面浸水深発生時刻、最大持続波力発生時刻での画像 (単純勾配、孤立波 : W02)	26
図 3.8	最大持続波力発生時刻における津波波圧分布 (孤立波 : W02)	28
図 5.1	水理試験結果と理論式の乖離.....	35
図 5.2	全水理試験結果を対象とする回帰式及び標準偏差+ 2σ の式.....	37
図 5.3	フルード数 0~2.5 の領域における回帰式及び標準偏差+ 2σ の式.....	38
図 5.4	フルード数 0~2.5 の領域における標準偏差+ 2σ の式と全領域における標準偏差+ 2σ の式の関係.....	39
図 5.5	フルード数 0~2.5 の領域における標準偏差+ 2σ の式と国交省の暫定指針の関係.....	41
図 5.6	最大持続波圧評価式と水理試験結果の関係.....	42
図 6.1	通過波の最大比エネルギー発生時刻における波圧と最大持続波圧の比較....	50
図 6.2	通過波の最大比エネルギー発生時刻における波圧と最大持続波圧の比較....	51
図 6.3	フルード数と浸水深比の関係.....	52
図 6.4	落水現象が顕著な場合の津波波圧時刻歴の概念図.....	60
図 6.5	フルード数と通過波の比エネルギー差の関係.....	60
図 6.6	各計測位置における浸水深、流速、比エネルギー及びフルード数 (直立護岸、孤立波 : W01、W02)	61
図 6.7	砕波影響を除外した場合の水理試験結果.....	62
図 6.8	フルード数と落水影響の関係 (汀線砕波条件を除外)	62

用語の定義

(か行)

孤立波 (solitary wave) 水深一定の条件の下で、その形を変えず一定の速度で伝播する単独波。

(さ行)

持続波 (continuous wave) 段波の後の津波本体の波。

持続波圧 持続波によって防潮堤に作用する継続時間の長い波圧。

(continuous wave pressure) 防潮堤には長時間で一定範囲の波圧が作用する。 [kPa]

持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) 堤体が無い場合の持続波における浸水深の最大値。 [m]

浸水深 ($\eta(t)$) 陸側における入力波による高さの時刻歴。 [m]

(inundation depth)

水深係数 (α) 津波波圧と、堤体を設置しない条件による代表浸水深に相当する静水圧との比を表す無次元数。

(water depth coefficient)

静水圧を与える水深に乗じる係数であり、津波波圧に含まれる静水圧成分以外の影響の大きさを意味する。

$$\alpha = \frac{P}{\rho g \eta}$$

P : 津波波圧

η : 堤体を設置しない条件による代表浸水深

ρ : 流体密度

g : 重力加速度

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。

静水圧 静止流体中に重力によって発生する圧力。

水深 (h) を有する流体底面に生じる静水圧 (p) は以下で表される。

$$p = \rho g h$$

p : 流体底面に生じる静水圧

h : 水深

ρ : 流体密度

g : 重力加速度

(た行)

段波 津波先端部の波。

段波波圧	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。 [kPa]
堤体 (seawall model)	水理試験で用いた模擬防潮堤。
汀線 (shoreline)	海岸線。 水理試験においては、水路底面が静水面と同一の高さとなる位置。
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。
津波波圧 (wave pressure)	津波により防潮堤に生じる波圧及び入力波により堤体に生じる波圧。 段波波圧及び持続波圧を含む。 [kPa]
津波波力 (wave force)	津波により防潮堤に生じる波力及び入力波により堤体に生じる波力。 単位幅当たりの荷重を表す。 [kN/m]
通過波試験 (run-up wave tests)	堤体を設置しない条件による水理試験。 陸側における浸水深や流速等を計測し、津波の特性の把握に用いる。
(な行)	
ナビエ・ストークス方程式	密度及び粘性係数が一定の非圧縮性流体を対象に導出された運動方程式。
入力波	水理試験に用いた模擬津波。
(は行)	
波圧試験 (wave pressure tests)	堤体を設置する条件による水理試験。 堤体に作用する津波波圧の計測に用いる。
比エネルギー ($E(t)$) (specific energy)	速度水頭及び位置水頭の和で表されるエネルギー水頭 運動エネルギーと位置エネルギーの和を意味するが、水頭は水の有するエネルギーを等価な位置エネルギーを有する水柱の高さに変換したものであるため、比エネルギーは、長さの次元を有する。 [m]

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

$\eta(t)$: 堤体を設置しない条件による浸水深の時刻歴

	<p>$v(t)$: 堤体を設置しない条件による流速の時刻歴</p> <p>g : 重力加速度</p>
フルード数 (Fr) (Froude number)	<p>流体の慣性力 (勢い) と重力との比を表す無次元数。</p> <p>流体の性状を示す指標の一つであり、数値が高いほど流体の勢いが強いことを意味する。</p> $Fr = \frac{v}{\sqrt{g\eta}}$ <p>η : 堤体を設置しない条件による代表浸水深</p> <p>v : 堤体を設置しない条件による代表流速</p> <p>g : 重力加速度</p>
防潮堤 (seawall)	<p>原子力発電所の外郭防護に係る施設及び設備のうち、津波波圧の影響を直接受ける陸域の構築物。</p>

1. 序論

1.1 研究の背景

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」¹（原子力規制委員会規則第 5 号、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。「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」²（原規技発第 1306193 号、平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）別記 3 の第 5 条第 3 項第 1 号において、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」³（原子力規制委員会規則第 6 号、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」⁴（原規技発第 1306194 号、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、耐津波設計方針の原子力規制庁による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」⁵（原管地発第 1306193 号、平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）では、防潮堤等への津波による荷重の設定に関して、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」⁶（以下「国交省の暫定指針」という。）を踏まえて、「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等）及びそれらの適用性」を審査の観点とし、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、耐津波設計の原子力規制庁による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」⁷（原管地発第 1306196 号、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」⁸（NTEC-2014-4001。以下「第一報」という。）では、持続波圧を対象に、国交省の暫定指針に示される、水深係数を 3 とする考え方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つれ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」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。これは、段波波圧が持続波圧よりも堤体底面側の範囲で作用することから、段波波圧で生じる構造健全性に影響を与えるひずみは、持続波圧のそれよりも小さくなるためと考えられる。ただし、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で砕波が発生する等、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。

平成 28 年 12 月に原子力規制庁が公開した 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について」¹⁰（NTEC-2016-4001。以下「第三報」という。）では持続波圧を対象に、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について、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数と水深係数の関係を用いた整理は、適正であることを確認した。さらに、最大持続波圧に係る評価式の導出例を複数示した。評価式の例示に当たっては、最小二乗法を用いて、フルード数と水深係数の関係についての回帰式を導出するとともに、その回帰式から水理試験結果の乖離を対数標準偏差として評価した。

一方、複数示した最大持続波圧評価式について詳細な検討はしておらず、設計条件として用いる最大持続波圧の妥当性評価等へ活用する場合、適切な評価式の選択ができなかった。また、最小二乗法を用いながら対数標準偏差を基に評価式を策定しており、評価式の策定手法を見直す必要があった。

1.2 研究の目的

前節の研究の背景を踏まえ、本 NRA 技術報告では、設計の妥当性評価等へ活用可能な防潮堤に作用する最大持続波圧の評価式を提案することを目的とした。

第三報では、同検討の一環として実施した水理試験で堤体に生じた最大持続波圧を、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数及び水深係数を用いて整理した。また、水理試験結果の分布を対数正規分布として取り扱いながら、最小二乗法を用いて回帰式を導出していた。

本 NRA 技術報告では、水理試験結果の分布を正規分布に見直した上で、ナビエ・ストークス方程式を基にいくつかの仮定を置いて導出した理論式を踏まえた回帰式を用いて、評価式を提案した。また、理論式を導出する過程で除外した因子等を整理するとともに、水理試験結果と理論式の乖離が生じる要因を考察した。

なお、本 NRA 技術報告で用いた水理試験及び水理試験データの整理は、平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費（耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験（その 1））事業の受託者である大成建設株式会社が実施し、成果報告書¹¹として取り纏めたものを用いた。

1.3 報告書の構成

本 NRA 技術報告は、図 1.1 に示すように、第 1 章（序論）、第 2 章（研究の概要）、第 3 章（水理試験概要）、第 4 章（理論式の導出）、第 5 章（評価式の策定）、第 6 章（考察）、第 7 章（結論）及び付録の構成とした。

第 1 章では、序論として、研究の背景、研究の目的及び本 NRA 技術報告の構成を説明した。

第 2 章では、研究の概要として、研究の適用範囲、研究の着眼点及び研究の手順を説明した。

第 3 章では、第三報で実施した水理試験の概要を説明するとともに、最大津波波力発生時刻近傍での画像確認等、新たにデータ整理を実施した。

第 4 章では、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数及び水深係数に係る理論式を、ナビエ・ストークス方程式を基に導出するとともに、導出に当たって除外した因子について整理した。

第 5 章では、第 3 章で示した水理試験結果と第 4 章で導出した理論式を比較し、両者の乖離を踏まえた理論式に基づく回帰式を用いて、最大持続波圧に係る評価式を提案した。

第 6 章では主に、理論式を導出する過程で除外した因子等のうち、水理試験で乖離として顕在化した結果について整理し、水理試験結果と理論式の乖離の要因等について考察した。

第 7 章では、本 NRA 技術報告で得られた結論を示した。

付録では、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示した。

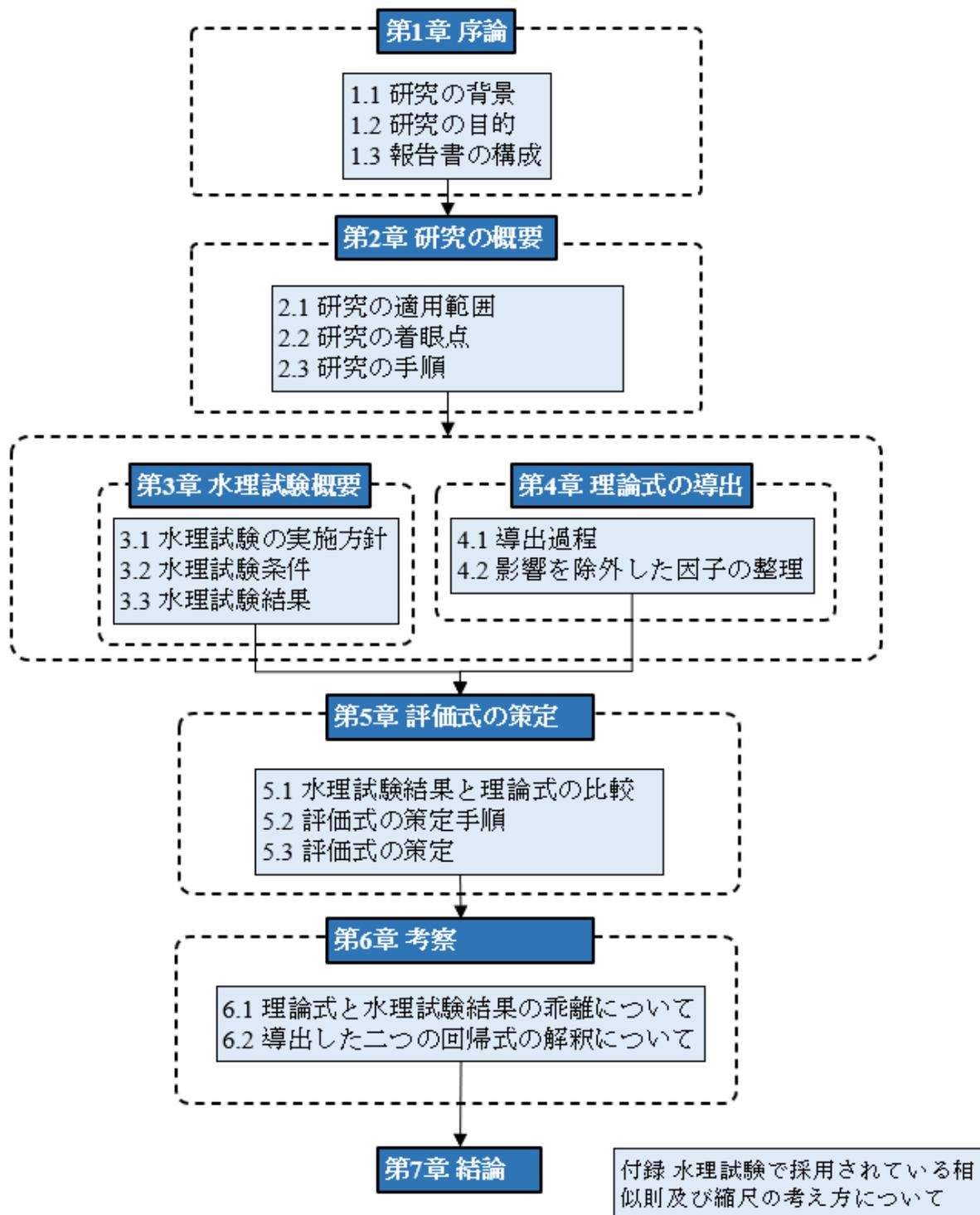


図 1.1 報告書の構成
 Fig. 1.1 Overall framework of this report

2. 研究の概要

2.1 研究の適用範囲

本 NRA 技術報告では、原子力発電所の外郭防護に係る施設及び設備のうち、最大津波波圧の影響を直接受ける、陸域の構築物を評価対象として想定した。

なお、海域の構築物のうち、防波堤のように引き波時に設置面が露出する可能性を有する構築物等も防潮堤と同様に扱うことも可能と考える。

さらに、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」⁷（原管地発第 1306196 号、平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）等に基づき確認することとなる、最大持続波圧を評価対象とした。

2.2 研究の着眼点

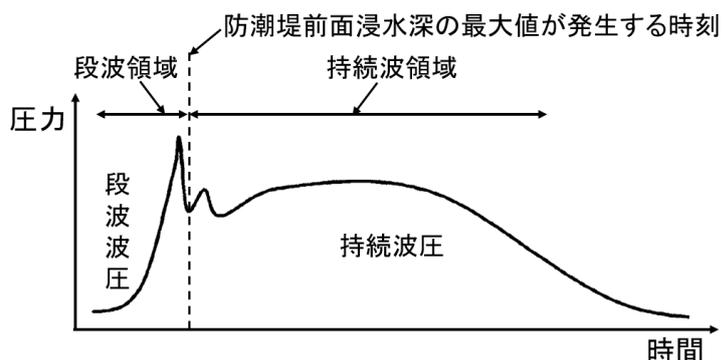
本 NRA 技術報告では、防潮堤に作用する最大持続波圧評価における前提として、これまで得られた技術的知見を基に、以下に示す方針に従い研究を実施した。

2.2.1 段波波圧と持続波圧の分類

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。

これまでの NRA 技術報告と同様に、段波波圧と持続波圧の分類として、津波が防潮堤に作用してせり上がった際の防潮堤前面における津波の高さ（防潮堤前面浸水深）の最大値が発生する時刻より前の時間帯（段波領域）に生じる津波波圧を段波波圧、それよりも後の時間帯（持続波領域）に生じる津波波圧を持続波圧とした。



出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

図 2.1 津波波圧の時間変化

Fig. 2.1 Time history of tsunami pressure

2.2.2 国交省の暫定指針

国交省の暫定指針では、防潮堤に作用する津波波圧は図 2.2 に示すように、設計用浸水深の 3 倍の高さに相当する静水圧から求めることとしている。国交省の暫定指針等に基づき、水深係数を一律 3 とする考え方を「水深係数 3」と記載する。津波波圧の分類（段波波圧及び持続波圧）には言及していないため、両者とも水深係数 3 の考え方で、評価が可能とみなした。また、設計用浸水深については、地方公共団体によるハザードマップ等に示された想定浸水深により津波の設計用浸水深を設定するとあるが、その詳細には言及していない。一方、国交省の暫定指針が参照する朝倉らの研究¹²では、防潮堤等がない場合を想定し、防潮堤等設置位置での津波の通過波の浸水深を設計用浸水深に設定している。そのため、ハザードマップ等に示された想定浸水深を用いない場合、新規制基準の適合性審査実績等によれば、水理試験及び解析あるいはその他の知見等を用いて、防潮堤が無い場合における敷地内の浸水深に基づき設定することが通例行われている。防潮堤が無い場合における浸水深及び流速等の、入力波の性質を表すパラメータを用いて、防潮堤に作用する津波波圧を評価する国交省の暫定指針に基づく手法は、防潮堤がある場合の複雑な流れでの水理試験又はシミュレーション解析を必要としなくなるため、評価の容易性を満たすとともに、入力波の性質に基づいて津波波圧を評価できる手法となる。

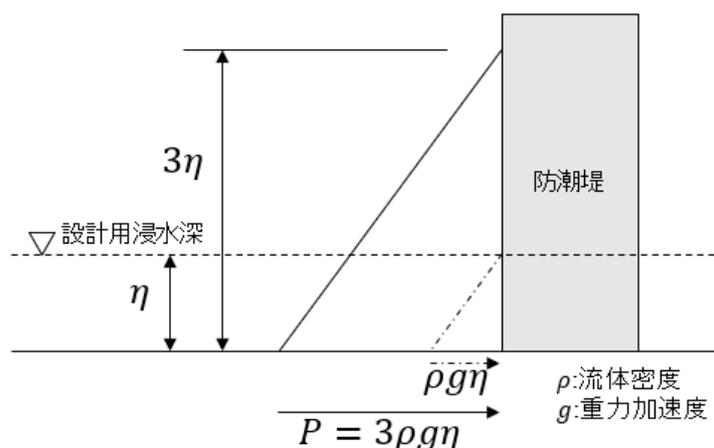


図 2.2 水深係数 3 の概念図

Fig. 2.2 Schematics of water depth coefficient 3

2.2.3 通過波の代表時刻

第一報では、既往実績等を踏まえ通過波の持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) 発生時刻を代表時刻とし、代表時刻における浸水深及び流速を代表浸水深及び代表流速として、フルード数 (Fr) と水深係数 (α) の関係を評価した。

フルード数 (Fr) は、式(2.1)のとおり、通過波の持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) 及びその発生時刻における通過波の堤体位置における流速 (v_{max_2nd}) を用いて評価した。水深係数 (α) は、式(2.2)のとおり、堤体への最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を用いて評価した。

$$Fr = \frac{v_{max_2nd}}{\sqrt{g\eta_{max_2nd}}} \quad (2.1)$$

$$\alpha = \frac{P_{max_2nd}}{\rho g \eta_{max_2nd}} \quad (2.2)$$

一方、第三報では、フルード数 (Fr) が 1 を超える領域では、同じフルード数 (Fr) でも入力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) と水深係数の関係が把握しにくくなる課題が明らかとなった。

これは、フルード数 (Fr) が 1 を超える領域では、入力波の流速による最大持続波圧 (P_{max_2nd}) への寄与が大きくなり、通過波の持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) が適切な代表時刻とならない場合があることに起因する。最大持続波圧 (P_{max_2nd}) は入力波の有するエネルギーに関係するため、浸水深及び流速の両者を適切に勘案したエネルギー特性に係る代表時刻を提案し、その適切性を検討する必要があった。

そこで、通過波の最大比エネルギー発生時刻における浸水深 (η_E) 及び流速 (v_E) を、それぞれ代表浸水深及び代表流速として、式(2.3)のとおり、フルード数 (Fr_E) を評価した。水深係数 (α_E) は式(2.4)を用いて評価し、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係を整理した。この結果、フルード数 (Fr) が 1 を超えると、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対して、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。

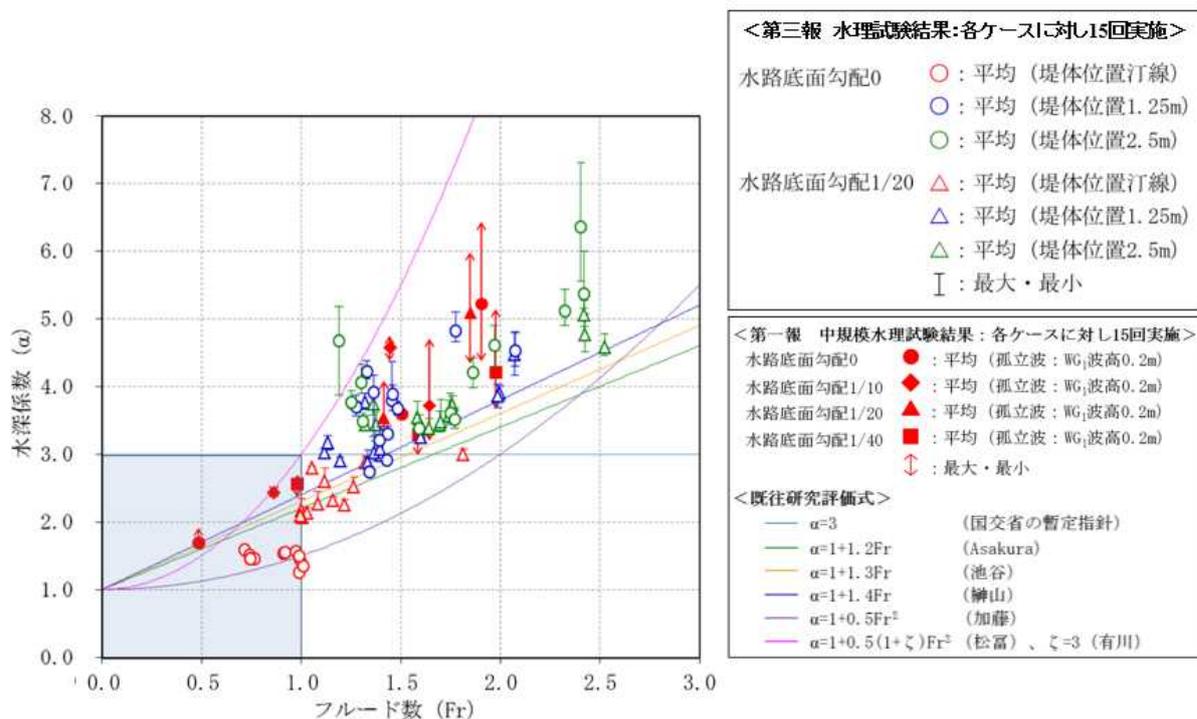
代表時刻を通過波の持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) 発生時刻とした場合のフルード数 (Fr) と水深係数 (α) の関係を図 2.3 に示す。図 2.3 には、第一報で得た結果と第三報で得た結果の両者を示すと共に、フルード数 (Fr) と水深係数 (α) の関係に係る既往研究評価式^{6,12,13,14,15,16,17}も併せて示す。一方、代表時刻を通過波の最大比エネルギー発生時刻とした場合のフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係を図 2.4 に示す。図には第三報で得た結果を示すと共に、第三報で示した理論式及び回帰式も併せて示す。

上述した従来の評価方法は、フルード数 (Fr) が 1 を超える領域では流速の効果が大きくなる一方で、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_{max_2nd}) を用いて評価されるため、水深係数 (α_E) に寄与する流速の効果が適切に考慮されていないと考えた。また、図 2.3 及び図 2.4 に示す第三報の水理試験結果の比較から、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) は、防潮堤が陸域の奥側に設置されている場合、フルード数 (Fr) よりも大きい値となる傾向にあることが分かった。

したがって本 NRA 技術報告でも、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) に着目した。

$$Fr_E = \frac{v_E}{\sqrt{g\eta_E}} \quad (2.3)$$

$$\alpha_E = \frac{P_{max_2nd}}{\rho g \eta_E} \quad (2.4)$$



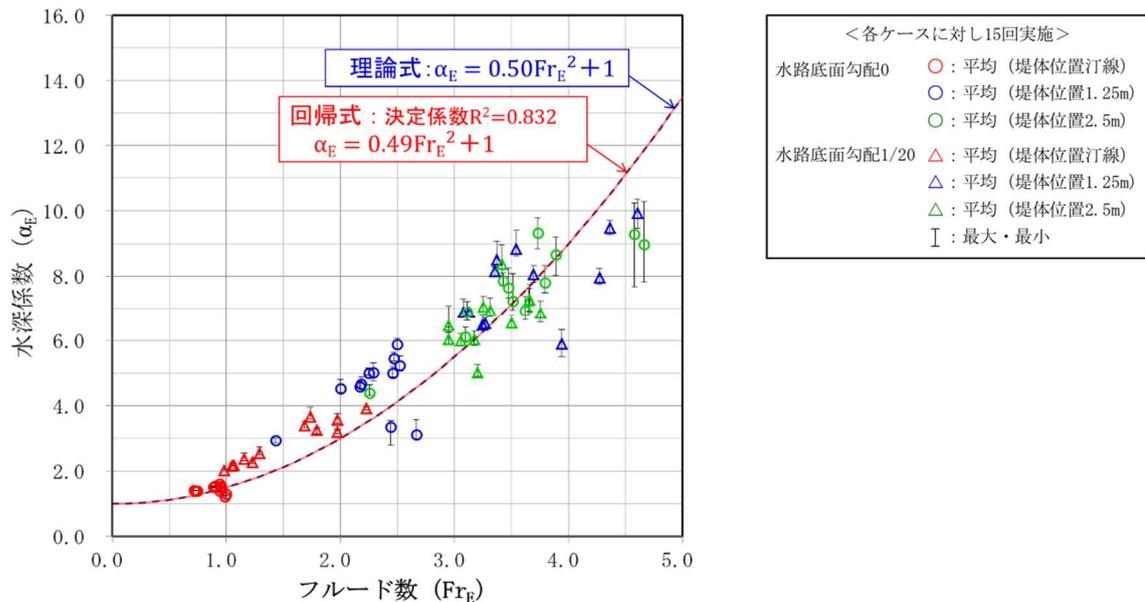
出典) 独立行政法人原子力安全基盤機構、独立行政法人港湾空港技術研究所、“津波対策設備の耐力試験 (基礎水理試験) 成果報告書”、2012.¹⁸

出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

図 2.3 フルード数 (Fr) と水深係数 (α) の関係

Fig. 2.3 Relationship between Froude number (Fr) and water depth coefficient (α)



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、
2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

図 2.4 フルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係

Fig. 2.4 Relationship between Froude number (Fr_E) and water depth coefficient (α_E)

2.2.4 第三報における最大持続波圧評価式の導出について

第三報での最大持続波圧評価式の導出においては、図 2.4 に示す通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係から、正規分布を前提とした最小二乗法を用いて回帰式を評価した。その回帰式と水理試験結果の乖離を対数標準偏差として評価し、対数標準偏差を用いて最大持続波圧評価式を導出した。しかしながら、最小二乗法は正規分布を前提としており、回帰式と水理試験結果の乖離は、正規分布として取り扱う必要があった。

本 NRA 技術報告では、水深係数 (α_E) が正規分布に従うと仮定し、最小二乗法を用いた回帰式に基づく標準偏差 σ を用いて、評価式を策定した。なお本来は、分布の傾向に係る因子を特定し、その因子に応じた確率分布形状を選択すべきであるが、水深係数 (α_E) は様々な因子の複合影響を受けていると考えられ、最適な確率分布形状を、分布の傾向に係る因子から判断するには至らなかった。

2.2.5 水理試験の選定について

防潮堤に作用する最大持続波圧に関わる評価式を提案するに当たり、参照した水理試験

は、これまでの研究に関する連続性の観点から、第三報で実施した水理試験結果を選定した。さらに、第三報で実施した水理試験は、表 2.1 に示すとおり、フルード数 (Fr_E) に影響を与える海底形状及び防潮堤設置位置に着目し、考えられる範囲で網羅的な試験条件を設定した。入力波の条件についても波高、周期及び波形を複数設定した。

また、汀線付近での顕著な碎波が生じる場合、衝撃力である段波波圧が大幅に増加することが知られている。対象とする持続波圧とは異なるものの、津波波圧の増加に寄与する現象まで含めた試験条件を設定した。

表 2.1 防潮堤の設置条件 (実機プラント 13 件)

Table. 2. 1 Settings of seawall locations (13 plants)

設置条件	分類	件数
海底形状	直立護岸 ^{*1}	11 件
	直立護岸以外 ^{*2}	2 件
防潮堤設置位置	汀線	7 件
	汀線～陸側 50m	2 件
	陸側 50m～陸側 100m	4 件

*1 : 図 3.1 試験設備 (A) : 水路底面勾配 0 参照

*2 : 図 3.1 試験設備 (B) : 水路底面勾配 1/20 参照

2.3 研究の手順

本 NRA 技術報告では、防潮堤に作用する最大持続波圧を評価するため、第三報で検討した通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係に着目し、水理試験結果を整理した。さらに、フルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係を表す理論式を導出した。そのうえで、理論式を踏まえた回帰式を用いて、評価式を策定した。本項では、各章で実施した内容について、概要を説明する。なお、第3章に示す水理試験は、平成27年度原子力施設等防災対策等委託費（耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験（その1））事業の受託者である大成建設株式会社によって実施され、その結果は、成果報告書¹¹に取り纏められた。

2.3.1 水理試験の概要

第3章では、第三報で実施した水理試験の概要を示すとともに、波圧試験の結果においては、考察に資する結果を新たに示した。また、通過波試験及び波圧試験を実施しており、通過波試験では通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード (Fr_E) 数を評価し、波圧試験では堤体底面の最大持続波圧 (P_{max_2nd}) をそれぞれ評価した。

2.3.2 理論式の導出

第4章では、第3章で示した水理試験の結果を、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係で整理するに当たって、理論的な検討を実施した。

具体的には、ナビエ・ストークス方程式を基に、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係についての理論式を導出した。理論式自体は第三報でベルヌーイの定理を基に導出した式と同一であるが、本 NRA 技術報告ではナビエ・ストークス方程式を基に導出するとともに、理論式導出の過程で除外した因子について整理した。

2.3.3 評価式の策定

第5章では、水理試験結果を通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係で整理し、理論式と比較した。さらに、最小二乗法に基づく回帰式を用いて、設計の妥当性評価等に活用可能な最大持続波圧に係る評価式を提案した。

なお、評価式はフルード数 (Fr_E) 1.24 以下の領域は国交省の暫定指針の水深係数3の式とし、フルード数 (Fr_E) 1.24 を超える領域は、フルード数 (Fr_E) 0~2.5 の水理試験結果を対象とした回帰式に標準偏差 ($+2\sigma$) を考慮した式とした。

2.3.4 考察

第6章では、理論式導出の過程で除外した因子等のうち、水理試験で試験結果と理論式の乖離として顕在化した結果について整理し、乖離の要因等について考察した。

その結果、理論式と水理試験結果で乖離が生じる要因については、パラメータの代表時刻の影響、落水により生じた圧力が加わる影響、多次元性が顕著になる影響等、様々な因子の複合影響により生じたことを示した。

3. 水理試験概要

防潮堤に作用する最大持続波圧に関わる評価式を提案するに当たり、参照する水理試験として第三報で実施した水理試験結果を選定した。本章では、第三報で実施した水理試験の概要を記すことで、実施した試験条件の範囲とその結果を示した。また、波圧試験結果に影響を及ぼす特徴的な現象について、新たに示した。

なお、本試験は、大成建設株式会社に委託して実施したものである¹⁾。

3.1 水理試験の実施方針

水理試験では、通過波試験及び波圧試験の二種類を実施した。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入力波を発生させた。入力波の種類、水路底面勾配等を試験パラメータとし、付録に示した相似則及び縮尺の考え方を用いて、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）。入力波の浸水深（ $\eta(t)$ ）、流速（ $v(t)$ ）及び堤体に作用する波圧（ $P(t)$ ）の特性は、入力波の種類、堤体位置及び水路底面勾配と関係する。通過波試験及び波圧試験では上記の関係を把握するため、複数の入力波及び複数の水路底面勾配を設定した。

3.2 水理試験条件

図 3.1 に通過波試験及び波圧試験を実施した水理試験設備の概要、図 3.2 に堤体に設置した波圧計の位置を示す。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。

水理試験に当たっては、入力波の形状、水路底面勾配及び堤体位置を試験パラメータとした。入力波の種類は孤立波、正弦波及び長周期波とした。図 3.3 に入力波の種類及び形状を示す。このうち、W01 及び W09 は、汀線位置で碎波する入力波となっている。

通過波試験では、二種類の水路底面勾配で堤体を設置せず、各計測位置における浸水深（ $\eta(t)$ ）及び底面付近の流速（ $v(t)$ ）を測定した。計測位置は、波圧試験における堤体設置位置となる汀線位置、汀線から陸側 1.25m 位置及び汀線から陸側 2.5m 位置の 3 つとした。試験ケースを表 3.1 に示す。なお、二種類の水路底面勾配のうち、水路底面勾配 0（以下「直立護岸」という。）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（以下「単純勾配」という。）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。

波圧試験では、各計測位置における浸水深（ $\eta(t)$ ）及び底面付近の流速（ $v(t)$ ）を測定するとともに、堤体壁面の波圧測定点（図 3.2 参照）における津波波圧をそれぞれ測定した。試験ケースを表 3.2 に示す。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 3.1 通過波試験条件

Table. 3. 1 Settings of run-up wave 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 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

出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・
 フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、
 2016.¹¹

出典) 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
 深係数について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

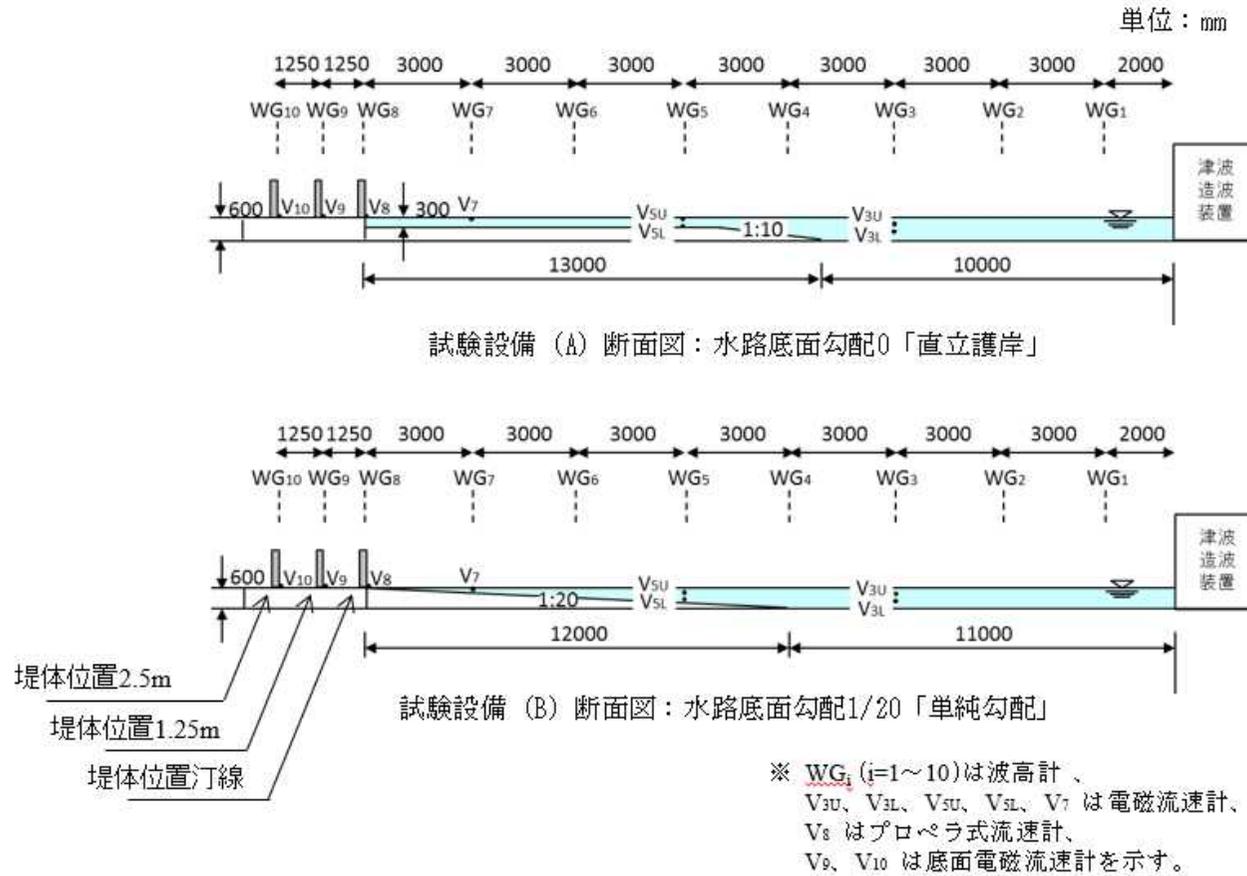
表 3.2 波圧試験条件

Table. 3.2 Settings of wave 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

出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、
2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

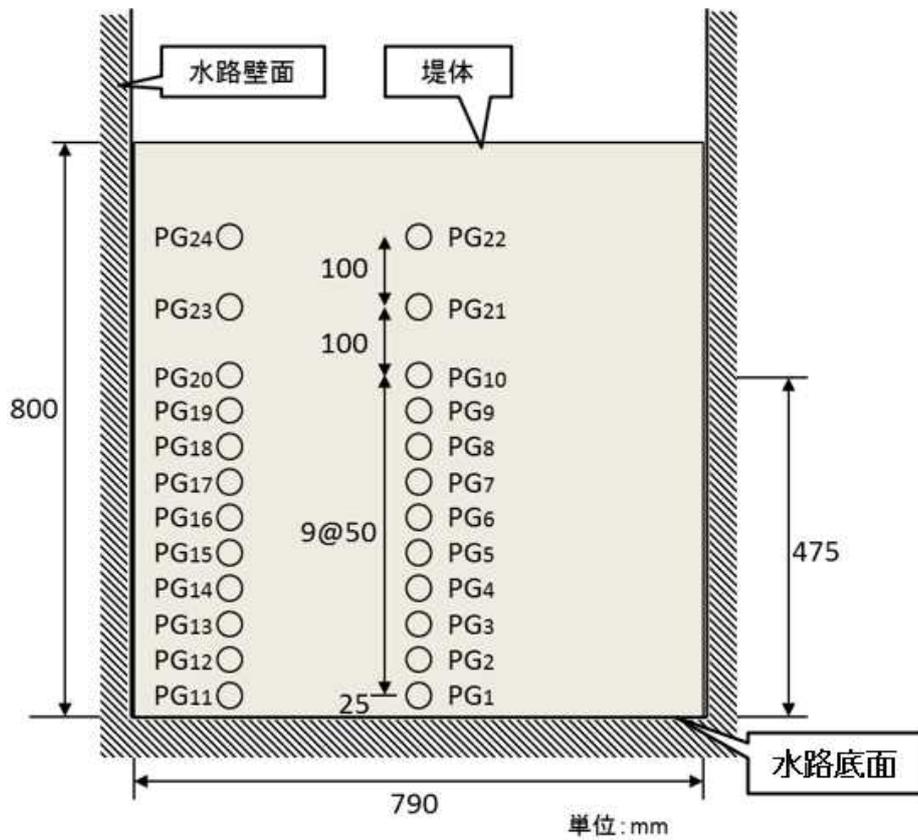


出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

図 3.1 水理試験設備の概要

Fig. 3.1 Schematics of the hydraulic flume



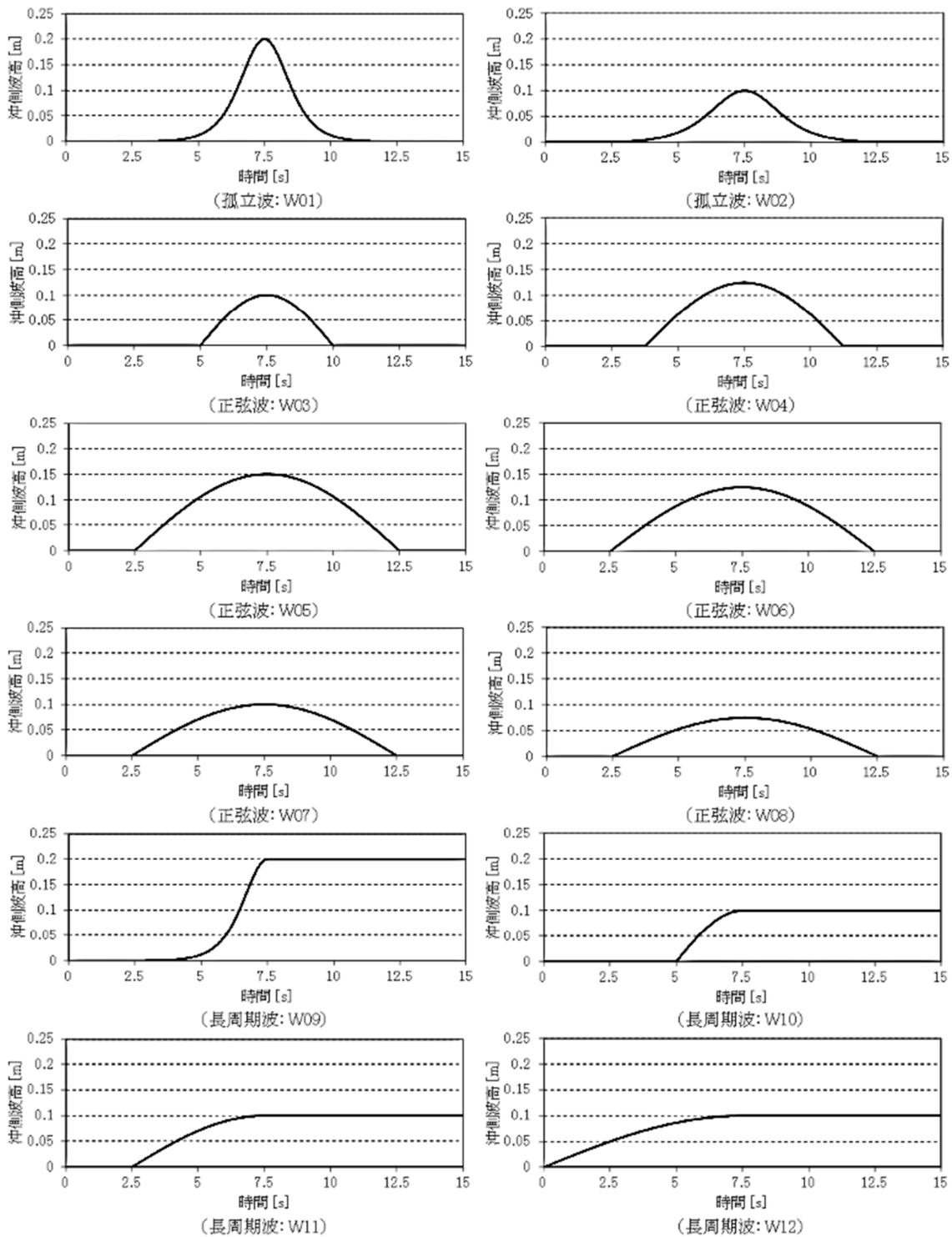
※ PG_n (n=1~24) は波圧計を示す。

出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

図 3.2 堤体に設置した波圧計の位置

Fig. 3.2 Positions of gauges on the seawall model



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

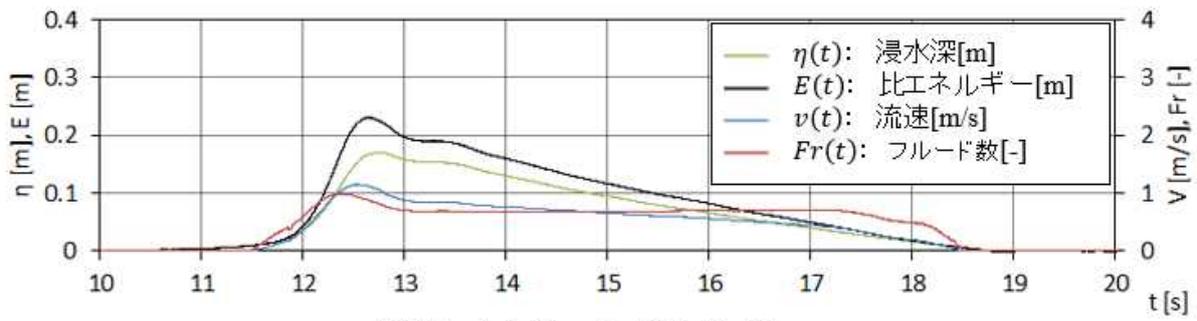
図 3.3 入力波形形状 (孤立波、正弦波、長周期波)

Fig. 3.3 Waveforms for flume tests: solitary waves, sine waves, and long period waves

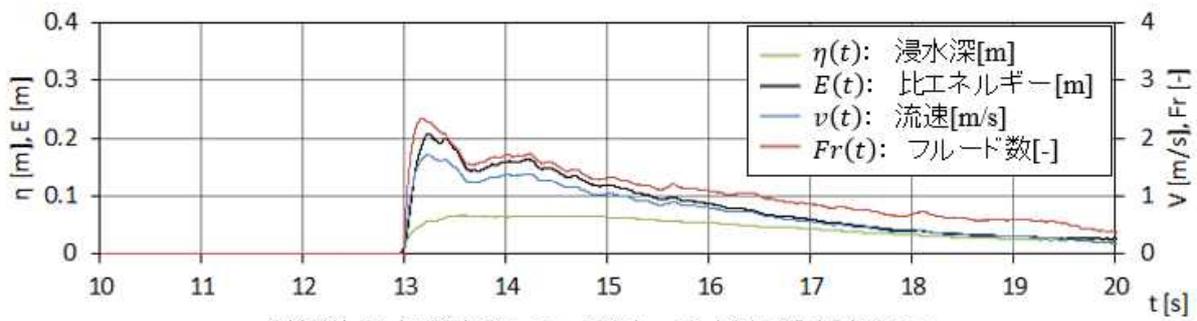
3.3 水理試験結果

3.3.1 通過波試験

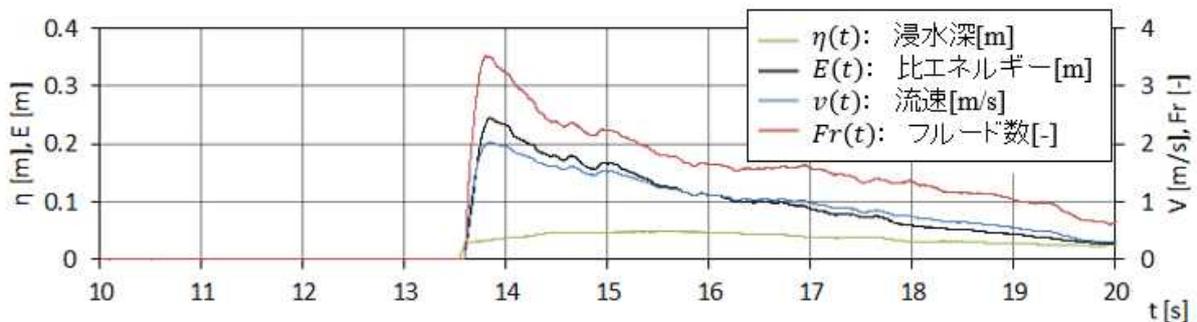
通過波試験から得た堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$) 及びフルード数 ($Fr(t)$) につれて、一例を図 3.4 に示す。計測位置が汀線から離れるにつれて、浸水深 ($\eta(t)$) が全体的に小さくなり、流速 ($v(t)$) が全体的に大きくなることにより、フルード数 ($Fr(t)$) が全体的に大きくなることが分かる。繰り返しによる差異はごく小さく、通過波の最大比エネルギー発生時刻における浸水深 (η_E) 及び流速 (v_E) は、3 回の繰り返し平均を用いて、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を評価した。



計測位置:汀線、入力波:孤立波(W02)



計測位置:汀線から1.25m陸側、入力波:孤立波(W02)



計測位置:汀線から2.5m陸側、入力波:孤立波(W02)

出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

図 3.4 各計測位置における通過波の浸水深、流速、比エネルギー及びフルード数 (直立護岸、孤立波: W02)

Fig. 3.4 Run-up wave test results: Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number at each location (solitary waves for the zero slope cases: W02)

3.3.2 波圧試験

波圧試験から得た、津波波力時刻歴及び堤体前面浸水深時刻歴を図 3.5 に示す。津波波力の時刻歴は、計測した津波波圧の鉛直分布を積分し、試験回数 15 回で平均することで評

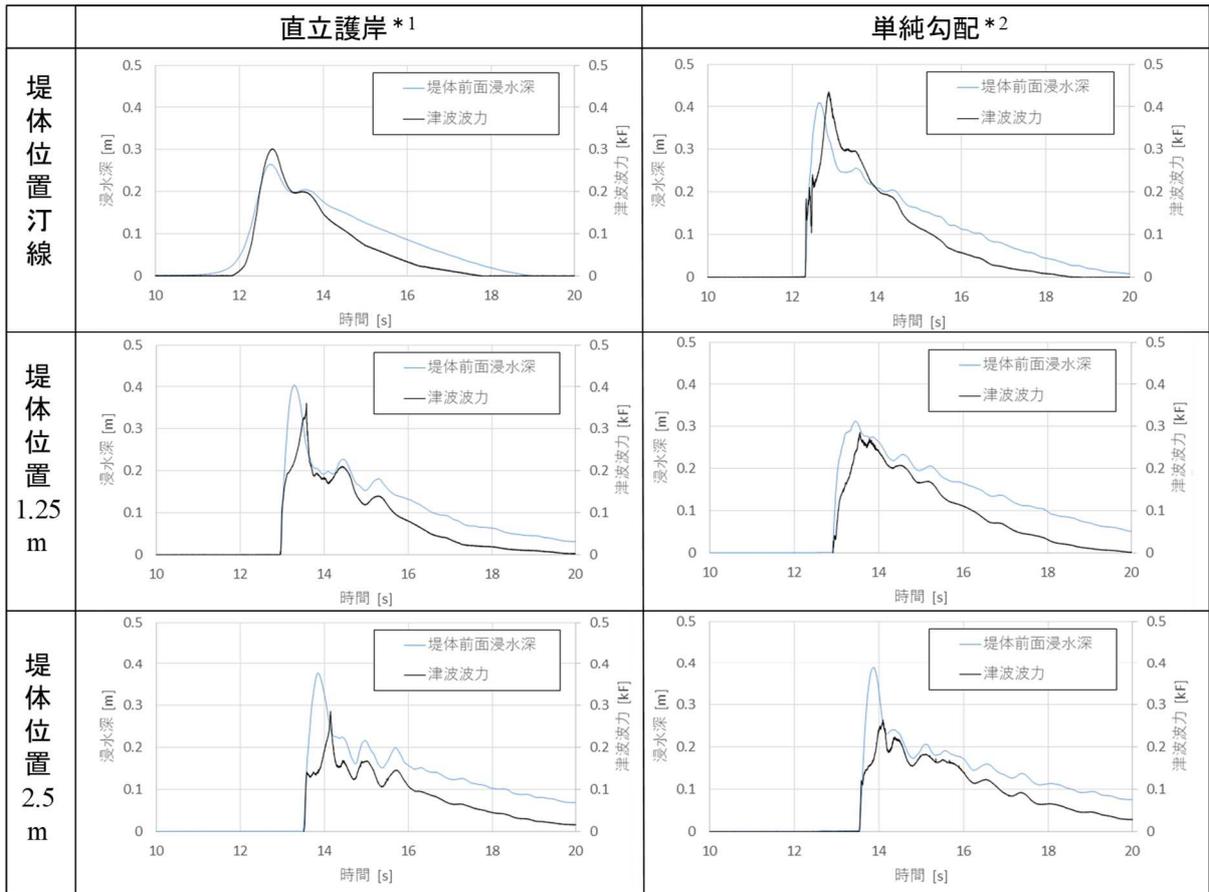
価した。図 3.5 に示すとおり、直立護岸における堤体位置汀線では、津波波力と堤体前面浸水深の最大値がほとんど同時刻で発生した。それ以外の条件では、最大持続波力は堤体前面浸水深の最大値の発生時刻から、時間遅れで発生した。

津波先端の衝突直前、最大堤体前面浸水深及び最大持続波力の各発生時刻近傍での画像について、孤立波（W02）を用いた直立護岸条件を図 3.6 に、単純勾配条件を図 3.7 に示す。遡上時に流れの乱れが目視で確認できたケースについては、流れ方向を表す矢印に縞々を追加した。

直立護岸の堤体位置汀線で浸水深が大きくなる条件では、入力波は堤体をせり上げることなく沖へ戻った。それ以外の条件では、入力波は、最大堤体前面浸水深発生後すぐには沖へ戻らず、堤体をせり上がった。せり上がった水が着水した時刻にて、最大持続波力を計測した。単純勾配においては、堤体位置汀線の条件においても、入力波による堤体のせり上がりを確認した。

また、遡上が進むにつれて、浸水深が小さくなり、流れの勢いが強くなると共に、流れの乱れが発生した。流れの勢いが強くなるとともに、顕著な流れの乱れが発生した状態で堤体に衝突すると、水が細かく砕けた状態で着水したことが確認できた。

単純勾配では、汀線には段差がなく、汀線到達前に砕波が発生する条件では、陸上遡上時に流れの勢いが強く乱れた状態になった。単純勾配の堤体位置 1.25m では、直立護岸と異なり、水が細かく砕けた状態で着水したことが確認できた。



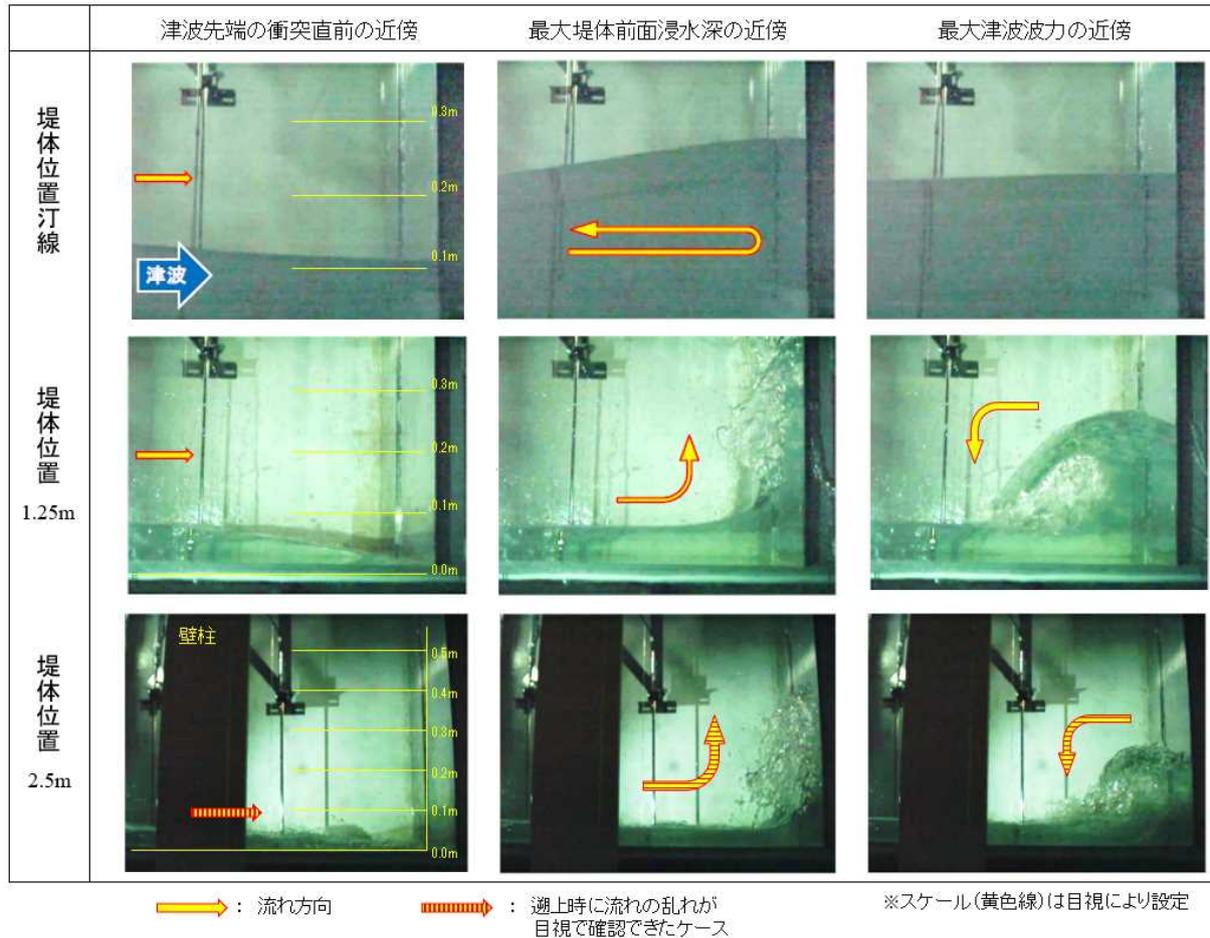
* 1 : 図3.1 試験設備(A):水路底面勾配0 参照

* 2 : 図3.1 試験設備(B):水路底面勾配1/20 参照

出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・
 フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、
 2016.¹¹

図 3.5 津波波力時刻歴及び堤体前面浸水深時刻歴 (孤立波: W02)

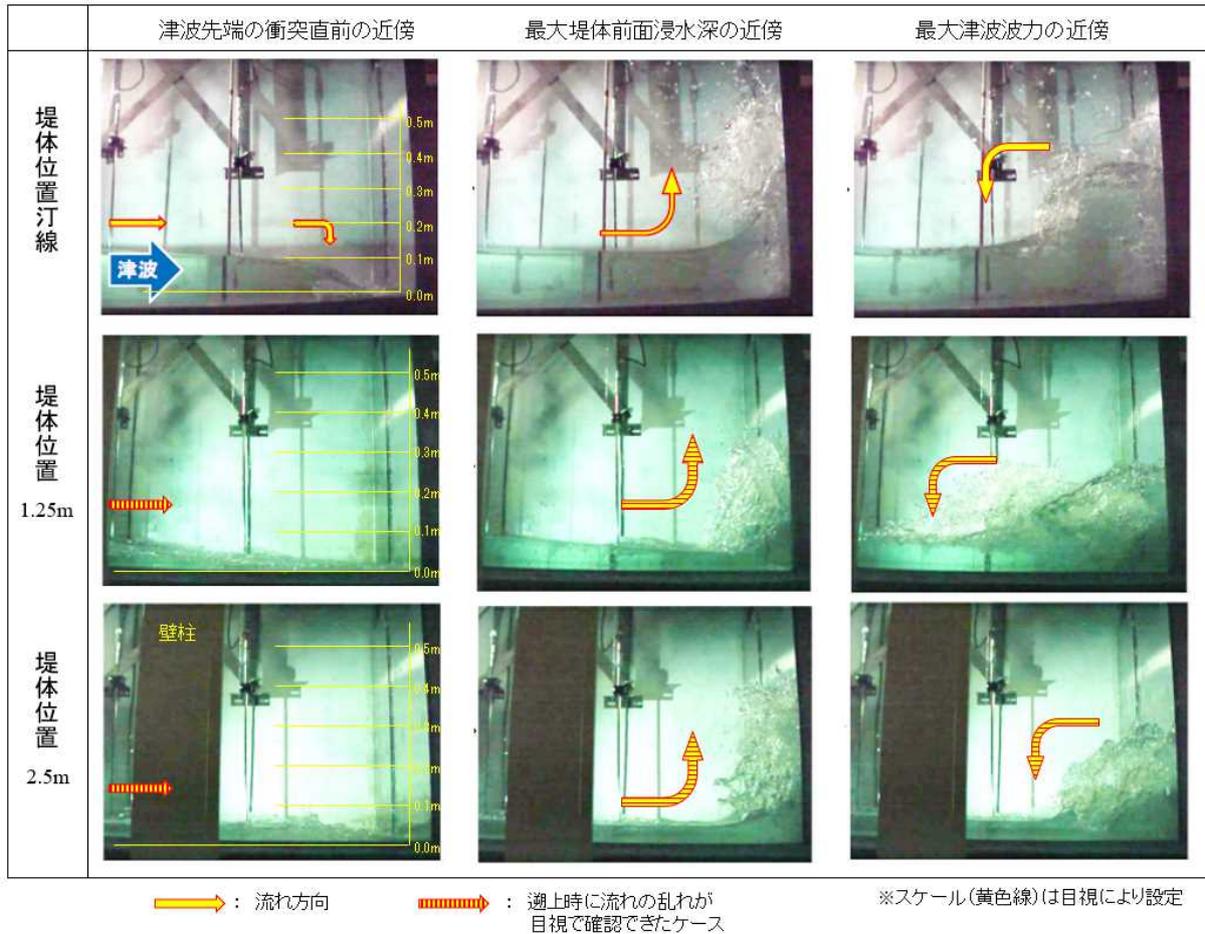
Fig. 3.5 Time histories of wave forces and inundation depths in front of the seawall models
 (solitary waves: W02)



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・脆弱性評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、
2016.¹¹⁾

図 3.6 衝突直前、最大堤体前面浸水深、最大津波波力の時刻近傍での画像 (直立護岸、孤立波 : W02)

Fig. 3.6 Snapshots of wave front before collision, when the maximum inundation depth in front of the seawall models occurs and when the maximum wave force (solitary waves for the zero slope cases: W02)



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・脆弱性評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、
2016.¹¹⁾

図 3.7 遡上時、最大堤体前面浸水深発生時刻、最大持続波力発生時刻での画像 (単純勾配、孤立波 : W02)

Fig. 3.7 Snapshots of wave front before collision, when the maximum inundation depth in front of the seawall models occurs and when the maximum wave force (solitary waves the 1/20 slope cases: W02)

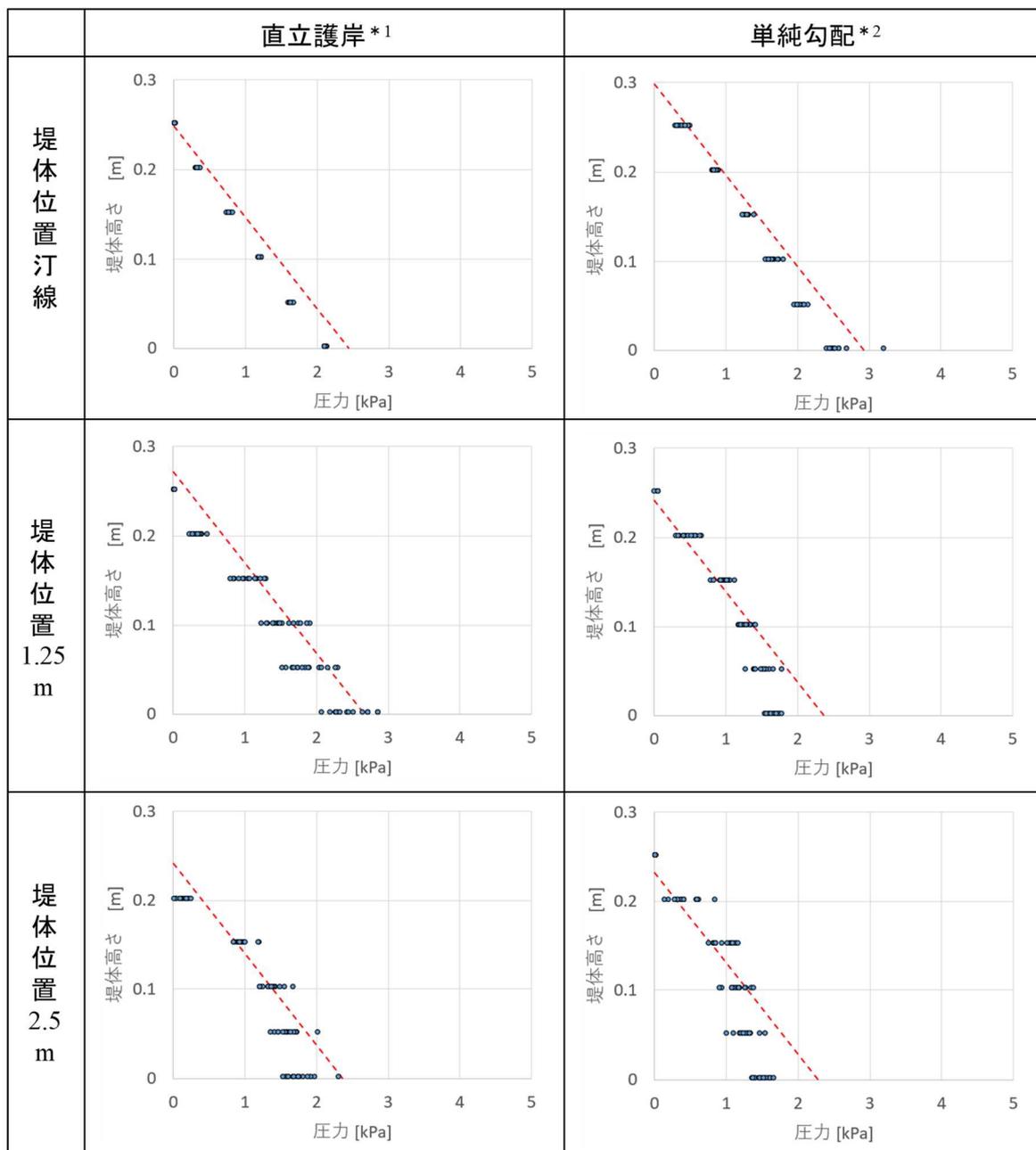
波圧試験から得た、最大持続波力発生時刻における堤体への津波波圧の鉛直分布の例を図 3.8 に示す。ここで、最大持続波力 (F) が急激な浸水深や流速の増減等の影響を受けない場合、その鉛直分布は静水圧分布に近づく。

赤の点線で、最大持続波力 (F) と等価な静水圧分布を示した。静水圧分布は、堤体底面で最大持続波圧 (P_{max_2nd}) をとり、傾き $-\rho g$ の直線とした。最大持続波圧 (P_{max_2nd}) は、最大持続波力 (F) と等価な堤体底面の最大持続波圧であり、式(3.1)で評価した。最大持続波力 (F) は、堤体への津波波圧の計測値を矩形補間して鉛直積分することにより評価した。なお、直立護岸の堤体位置汀線条件などで、静水圧分布が計測津波波圧を上回った原因は、最大持続波力 (F) を保守的に評価できるように、圧力計の計測値を矩形補間したためである。

$$P_{max_2nd} = \sqrt{0.5\rho g F / 10^3} \quad (3.1)$$

堤体位置汀線の条件においては、おおむね堤体底面にて最大値を示す静水圧分布となったが、堤体位置が汀線から離れた条件においては、繰り返しごとの分布が広範囲に及ぶとともに、堤体中心部の津波波圧が相対的に大きくなり、観測された津波波圧の鉛直分布が、静水圧分布と異なる形状を示した。したがって、堤体位置が汀線から離れた条件においては、最大持続波力 (F) は急激な浸水深や流速の増減等の影響を受けたと考えられる。

本 NRA 技術報告では、入力波の種類及び堤体位置により分布形状に差異はあるが、構造物に作用する津波波圧が、浸水深に基づく静水圧になると仮定し、最大持続波力 (F) を、一律に式(3.1)を用いて最大持続波圧 (P_{max_2nd}) に変換した。これは、後述する第 4 章で、理論式の導出に当たり、津波波圧を静水圧分布と仮定したことに関連する。ただし、堤体位置が汀線から離れる条件では、計測した津波波圧は、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) に基づく静水圧分布と異なる部分があった。



* 1 : 図3.1 試験設備(A):水路底面勾配0 参照

* 2 : 図3.1 試験設備(B):水路底面勾配1/20 参照

出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・
 フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、
 2016.¹¹

図 3. 8 最大持続波力発生時刻における津波波圧分布 (孤立波 : W02)

Fig. 3. 8 Pressure distributions when the maximum continuous wave pressure occurs (solitary waves: W02)

4. 理論式の導出

第3章で示した水理試験の結果を、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係で整理するに当たり、まず本章では、密度 (ρ) 及び粘性係数 (μ) が一定の非圧縮性流体に対するナビエ・ストークス方程式を基に、理論的な検討を実施した。導出した理論式自体は第三報でベルヌーイの定理を基に導出した式と同一であるが、本 NRA 技術報告ではナビエ・ストークス方程式を基に導出するとともに、理論式導出の過程で、ナビエ・ストークス方程式から除外した因子について整理した。

なお、本 NRA 技術報告では、ナビエ・ストークス方程式を用いるに当たり、前提として、気相は考慮せず液相単相を取り扱うとともに、液相の状態は連続している状態を想定した。

4.1 導出過程

密度 (ρ) 及び粘性係数 (μ) が一定の非圧縮性流体に対する、三次元場 $[x, y, z]$ における三次元ナビエ・ストークス方程式(4.1)を示す。

$$\begin{cases} \rho \left(\frac{\partial v_x}{\partial t} \right) + \rho \left(v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \right) + \rho g_x \\ \rho \left(\frac{\partial v_y}{\partial t} \right) + \rho \left(v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial y} + \mu \left(\frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial z^2} \right) + \rho g_y \\ \rho \left(\frac{\partial v_z}{\partial t} \right) + \rho \left(v_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial z} + \mu \left(\frac{\partial^2 v_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} \right) + \rho g_z \end{cases} \quad (4.1)$$

左辺第一項は運動量の変化率を表し、時間項と呼ぶ。左辺第二項は運動量の移流による変化率を表し、移流項と呼ぶ。右辺第一項及び第二項は分子運動による運動量の変化率を表し、右辺第一項を圧力項、右辺第二項を粘性項と呼ぶ。右辺第三項は流体にかかる外力を表し、重力の影響が大きい重力場を想定し重力項と呼ぶ。これより、時間項は流れの時間変化によって生じる運動量の変化、移流項は流体の総体的流入出で生じる運動量の変化、圧力項は単位体積当たりに作用する圧力の合力、粘性項は単位体積当たりに作用する粘性力の合力、重力項は単位体積当たり、単位質量当たりに作用する重力をそれぞれ表す。

式(4.1)は、左辺の運動量増減と右辺の運動量増減を生み出す駆動力の釣り合いを表し、単位は $[\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s})^2]$ である。

ここで、底面及び側面から離れた開渠の水運動を考える場合、重力の影響が大きく、重力項と比較して粘性項の影響が相対的に小さくなるため、粘性項を除外すると、式(4.1)は式(4.2)と表すことができる。

$$\begin{cases} \rho \left(\frac{\partial v_x}{\partial t} \right) + \rho \left(v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x \\ \rho \left(\frac{\partial v_y}{\partial t} \right) + \rho \left(v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y \\ \rho \left(\frac{\partial v_z}{\partial t} \right) + \rho \left(v_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z \end{cases} \quad (4.2)$$

また式(4.2)は、移流項をスカラー量で表される運動エネルギー勾配と、ベクトル量である渦度に分離することによって、式(4.3)のようにも表すことができる。

$$\begin{cases} \rho \frac{\partial v_x}{\partial t} + \rho \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) + v_z \left(\frac{\partial v_x}{\partial z} - \frac{\partial v_z}{\partial x} \right) - v_y \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} \right) \right\} = -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x \\ \rho \frac{\partial v_y}{\partial t} + \rho \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) + v_x \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} \right) - v_z \left(\frac{\partial v_z}{\partial y} - \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) \right\} = -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y \\ \rho \frac{\partial v_z}{\partial t} + \rho \left\{ \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) + v_y \left(\frac{\partial v_z}{\partial y} - \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) - v_x \left(\frac{\partial v_x}{\partial z} - \frac{\partial v_z}{\partial x} \right) \right\} = -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z \end{cases} \quad (4.3)$$

ここで、式(4.3)の左辺第二項は運動エネルギー勾配を表し、左辺第三項及び第四項は、渦度と呼ばれ、水粒子に加わる回転力を表す。初期条件として水粒子が回転していない条件を仮定すると、密度一様及び非粘性流体であるため、渦無し流れと仮定でき、式(4.3)の左辺第三項及び第四項を除外した式(4.4)のように表すことができる。

$$\begin{cases} \rho \frac{\partial v_x}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) = -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x \\ \rho \frac{\partial v_y}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) = -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y \\ \rho \frac{\partial v_z}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) = -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z \end{cases} \quad (4.4)$$

さらに、流速の時間変化が無い定常流として、時間項が 0 と仮定すると、式(4.4)の時間項を除外した式(4.5)のように表すことができる。

$$\begin{cases} \rho \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) = -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x \\ \rho \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) = -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y \\ \rho \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} \right) = -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z \end{cases} \quad (4.5)$$

さらに、式(4.5)は右边を左辺に移行することによって、式(4.6)のように表すことができる。単位は[m/s²]である。ここに、式(4.7)を用いた。

$$\begin{cases} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \Omega \right) = 0 \\ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \Omega \right) = 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \Omega \right) = 0 \end{cases} \quad (4.6)$$

$$\begin{cases} \frac{\partial \Omega}{\partial x} = -g_x \\ \frac{\partial \Omega}{\partial y} = -g_y \\ \frac{\partial \Omega}{\partial z} = -g_z \end{cases} \quad (4.7)$$

この場合、式(4.6)の括弧内は同じ形となる。重力場では $\Omega = gz$ であるため、式(4.6)の括弧内の式を取り出すことによって、式(4.8)のように表すことができ、三次元場 $[x, y, z]$ における定常ベルヌーイの式となる。単位は $[m^2 / s^2]$ である。また、第1項はベルヌーイの定理における速度水頭、第2項はベルヌーイの定理における圧力水頭及び第3項はベルヌーイの定理における位置水頭にそれぞれ相当する。

$$\frac{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}{2} + \frac{p}{\rho} + gz = const. \quad (4.8)$$

ここで、運動は幅方向 (y) に影響しないと考え、進行方向 (x) 及び鉛直方向 (z) の二次元場 $[x, z]$ を考える。この場合、式(4.8)の幅方向 (y) を除外することによって、式(4.9)のように表すことができる。ここに、式(4.10)を用いた。

$$\frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} + gz = const. \quad (4.9)$$

$$\begin{cases} v_x = u \\ v_z = w \end{cases} \quad (4.10)$$

ここで、底面位置 ($z = 0$) での x 軸方向一次元流れを仮定すると、底面位置での鉛直方向流速 (w) は0となる。また、底面での圧力 (p) は浸水深 (h) による静水圧 (式(4.11)) となるため、式(4.9)は式(4.12)と表すことができる。

$$p = gh \quad (4.11)$$

$$\frac{1}{2}u^2 + gh = const. \quad (4.12)$$

ここで、式(4.12)の左辺第一項は流体の有する運動エネルギーを、左辺第二項は位置エネ

ルギーをそれぞれ表しており、エネルギー保存則を意味する。

ここで、堤体が設置された水路上の流れを仮想し、堤体からある程度離れた代表位置 (h_0, u_0) と堤体位置 (h_2, u_2) で、エネルギーが保存されると考える。構造物表面で流速 (u_2) は 0 とし、堤体位置での位置エネルギーは浸水深 (h_2) に基づく位置水頭のみが作用すると仮定すると、式(4.12)を用いて、式(4.13)のように表すことができる。

$$\frac{1}{2g}u_0^2 + h_0 = h_2 \quad (4.13)$$

この場合、式(4.13)は、代表位置における流れが有する速度水頭及び位置水頭の和による全エネルギーを、堤体位置における位置水頭に全変換したことを意味する。

ここで、式(4.13)を代表浸水深 (h_0) で無次元化することで、式(4.14)を得る。さらに、代表浸水深 (h_0) 及び代表流速 (u_0) から求まるフルード数 (Fr_0) を用いて、式(4.15)を得る。

$$\frac{h_2}{h_0} = \frac{u_0^2}{2gh_0} + 1 \quad (4.14)$$

$$\frac{h_2}{h_0} = \frac{1}{2}Fr_0^2 + 1 \quad (4.15)$$

ここで、構造物に作用する津波波圧と代表浸水深 (h_0) に相当する静水圧との比を表す無次元数として、水深係数がある。構造物に作用する津波波圧が、浸水深 (h_2) に基づく静水圧になると仮定すると、水深係数 (α_0) は式(4.16)に示すとおり、代表位置と構造物表面の浸水深比となる。

$$\alpha_0 = \frac{h_2}{h_0} \quad (4.16)$$

式(4.15)及び式(4.16)より、式(4.17)を導出できる。ここで、式(4.17)の左辺は堤体底面位置の圧力を無次元化したものを表し、右辺第一項は運動エネルギーを無次元化したものを表し、右辺第二項は位置エネルギーを無次元化したものを表す。これは、代表位置における流体の運動エネルギー及び位置エネルギーの和が、構造物表面における位置エネルギーに全変換されると考える式を意味する。

$$\alpha_0 = \frac{1}{2}Fr_0^2 + 1 \quad (4.17)$$

ここで、式(4.18)に示すとおり、設計用浸水深として通過波の最大比エネルギー発生時刻における浸水深 (η_E) 、津波波圧として最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を適用した水深係数 (α_E) を考える。

$$\alpha_E = \frac{P_{max_2nd}}{\rho g \eta_E} \quad (4.18)$$

第3章に示すとおり、本 NRA 技術報告では、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) は、最大持続波力と等価な静水圧分布の底面圧力を意味する。そのため、その時の浸水深 (h_{pmax}) を用いて、式(4.19)のように表すことができる。

$$P_{max_2nd} = \rho g h_{pmax} \quad (4.19)$$

ここで、浸水深 (h_{pmax}) が、式(4.20)のとおり、構造物表面での浸水深 (h_2) と一致すると仮定する。これは、代表時刻の流れの有する全エネルギーと等価な圧力が、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) と一致すると仮定したことを意味する。

$$P_{max_2nd} = \rho g h_2 \quad (4.20)$$

さらに、代表浸水深及び代表流速として、通過波試験の堤体位置における通過波の最大比エネルギー発生時刻における浸水深 (η_E) 及び流速 (v_E) を適用すると、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) を用いて、第三報に記載した理論式(4.21)を導出できる。本 NRA 技術報告でも、この式(4.21)のことを、以下、単に「理論式(4.21)」という。

理論式(4.21)は、通過波の堤体位置における最大比エネルギー（運動エネルギー及び位置エネルギーの和）を静水圧に全変換することによって、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) に基づく水深係数 (α_E) を評価できると仮定した式を表す。

$$\alpha_E = \frac{1}{2} Fr_E^2 + 1 \quad (4.21)$$

4.2 影響を除外した因子の整理

前項に示したとおり、理論式(4.21)を導出するに当たり、粘性項が重力項に比較して小さいと仮定して粘性項を 0 とし、流れは定常状態とし時間項は 0 とした。さらに、一次元方向流れとし、幅方向流速 (v_y) 及び鉛直方向流速 (w) を 0 とし、水粒子に回転がかからないと仮定して渦度は 0 とした。堤体位置での流速は 0 とした。パラメータの代表時刻は、通過波の堤体位置における最大比エネルギー発生時刻を想定し、その時の津波波圧 (P_E) と最大持続波圧 (P_{max_2nd}) が一致すると仮定した。

さらに、ナビエ・ストークス方程式を用いるに当たり、液相单相を取り扱うとともに、液相の状態は連続していると仮定した。除外した因子及びそれらの影響分析等については、第6章に記載する。

5. 評価式の策定

本章では、第3章で示した水理試験結果を通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) で整理し、第4章で示した理論式(4.21)との乖離について確認した。その結果を踏まえて、設計の妥当性評価等へ活用可能な最大持続波圧 (P_{max_2nd}) に係る評価式を提案した。

なお、本章で用いる水理試験データは、大成建設株式会社に委託して取得したものである¹¹。

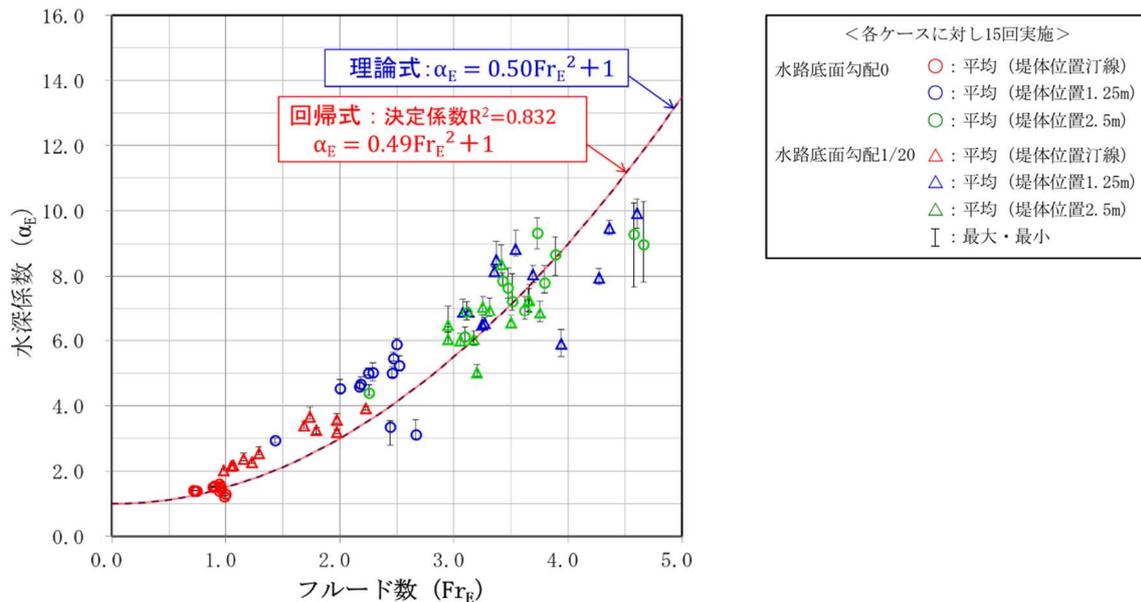
5.1 水理試験結果と理論式の比較

第三報では、波圧試験から得た最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を、通過波の最大比エネルギー発生時刻における浸水深 (η_E) で除することによって、水深係数 (α_E) を算出した。また、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係に係る回帰式(5.1)を、理論式(4.21)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導出した。

$$\alpha_E = 0.49Fr_E^2 + 1 \quad (5.1)$$

フルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係を用いた、水理試験結果及び理論式(4.21)、回帰式(5.1)を図5.1に示す。その結果、理論式(4.21)と同じ構造の回帰式(5.1)がほぼ一致したことから、最大比エネルギーに基づく整理が、適正であることを確認した。

水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は、フルード数 (Fr_E) 2.5 程度までの領域では、理論式(4.21)の水深係数 (α_E) を上回る傾向がある一方で、フルード数 (Fr_E) 2.5 を超えて大きくなるにつれて、水理試験に基づく水深係数 (α_E) が理論式(4.21)と近づき、フルード数 (Fr_E) 4 程度を超える領域では、下回る傾向が認められた。



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

図 5.1 水理試験結果と理論式の乖離

Fig. 5.1 Relationship between test results and theoretical formula

5.2 評価式の策定手順

5.2.1 水理試験結果の包絡方法

通過波試験による最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) を用いて、水深係数 (α_E) をおおむね保守的に評価可能な評価式を策定するに当たっては、水理試験結果を用いて、以下の手順で策定した。

- 水理試験結果が正規分布に従うとした場合の回帰式を、中央値として適用した。
- 回帰式として、理論式(4.21)と同じ構造の二次項と定数項 1 の二次関数 ($y = ax^2 + 1$) を適用した。
- 水理試験結果の乖離については、水理試験結果をおおむね包絡できるように、回帰式に対する標準偏差 ($+2\sigma$) を適用した。

図 5.1 は、入力波の種類、堤体位置及び水路底面勾配の条件を変化させながら実施した水理試験結果を、フルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の二変数で整理した。一方、水深係数 (α_E) に含まれる最大持続波圧 (P_{max_2nd}) は、第 6 章に示すとおり、様々な要因に影響されることから、フルード数 (Fr_E) のみとの対応で整理することは難しい。本 NRA 技術報告では、水深係数 (α_E) とフルード数 (Fr_E) の関係で表現しきれない分布を、正規分

布と仮定した。正規分布との仮定の下、最小二乗法を用いて回帰分析を実施した。回帰式の構造については、理論式(4.21)と同じ構造の回帰式(5.1)がほぼ一致したこと及びフルード数 (Fr_E) が 0 の時は静水頭圧を表す切片 1 を有することから、二次関数 ($y = ax^2 + 1$) を適用した。評価式に含める乖離の程度としては、水深係数 (α_E) をおおむね保守的に評価可能となるように、95%信頼区間として表される標準偏差 ($+2\sigma$) を適用した。

5.2.2 回帰分析の対象とする水理試験結果の範囲

評価式策定に当たり、回帰分析の対象とする水理試験結果の範囲については、以下の二つを検討した。

- 全水理試験結果を回帰分析の対象とした。
- フルード数 (Fr_E) 0~2.5 の水理試験結果を回帰分析の対象とした。

ここで、フルード数 (Fr_E) 0~2.5 を回帰分析の対象とした理由は、フルード数 (Fr_E) の大きい領域で、顕著な水深係数 (α_E) の低減が認められたためである。全水理試験結果を回帰分析の対象とすると、フルード数 (Fr_E) の大きい領域で水深係数 (α_E) の低減が顕著になる現象まで含めて、フルード数 (Fr_E) 全領域における乖離として評価することとなる。

ここで、フルード数 (Fr_E) の範囲として、これまでの審査で確認された実プラントの防潮堤設置位置におけるフルード数 (Fr) は 1.5 程度までであった。ここに示すフルード数 (Fr) は、持続波最大浸水深 ($\eta_{max,2nd}$) 発生時刻を基にしたものであり、通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数 (Fr_E) は、防潮堤が陸域の奥側に設置されている場合、フルード数 (Fr) よりも大きい値を示す傾向があった。これに加えて、防潮堤の設置位置、周辺地形等の違いによる影響も考慮し、フルード数 (Fr_E) 0~2.5 の水理試験結果を回帰分析の対象とした。

5.2.3 全水理試験結果を回帰分析の対象とした場合

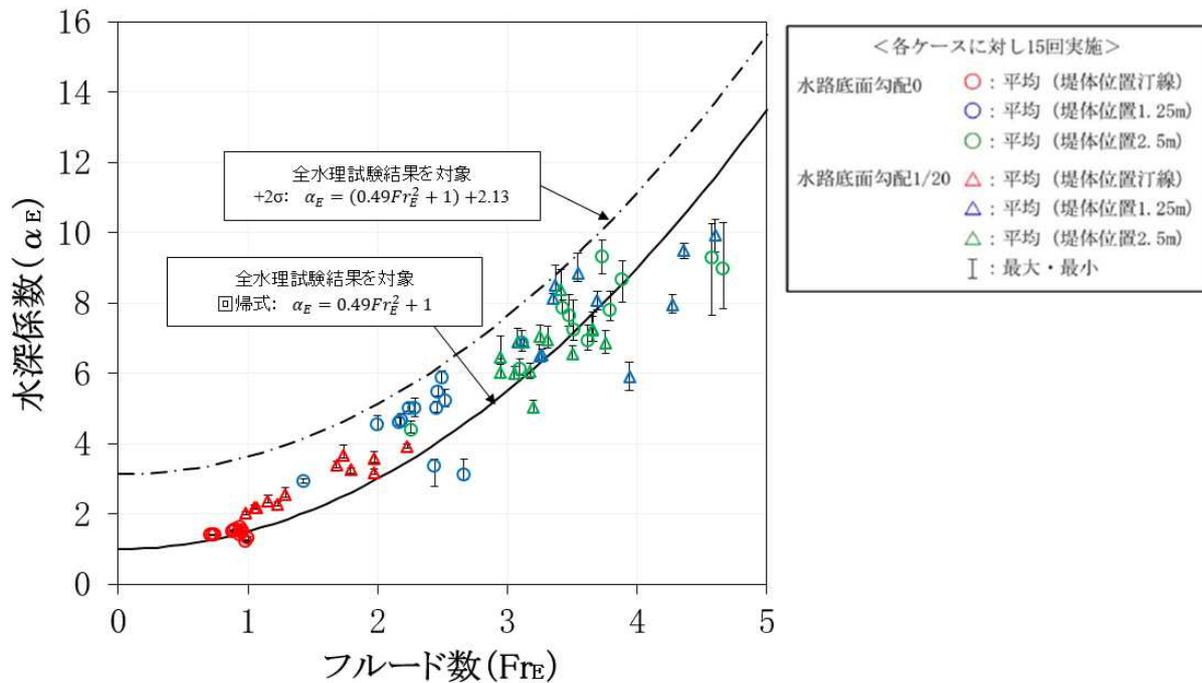
5.2.1 項及び 5.2.2 項に基づき、全水理試験結果を対象に水理試験結果が正規分布であるとした場合の回帰式(5.1)を導出した。さらに、回帰式(5.1)に対し標準偏差 $+2\sigma$ を考慮した式(5.2)を導出した。回帰式(5.1)及び標準偏差 $+2\sigma$ の式(5.2)を、図 5.2 に示す。

図 5.2 に示すとおり、全水理試験結果を対象とした回帰式(5.1)に対する標準偏差 $+2\sigma$ の式(5.2)は、全水理試験結果をおおむね包絡した一方で、フルード数 (Fr_E) 1 付近の領域では水理試験結果を大きく上回った。これは、全水理試験結果を対象として回帰分析したことにより、水理試験結果の分布が広範囲に及ぶ、フルード数 (Fr_E) の大きい領域を含めて標準偏差 $+2\sigma$ を評価したことにより起ると考えられる。また、水理試験結果の全体傾向と異なり、回帰式(5.1)は、フルード数 (Fr_E) 2.5 程度を境に生じる水深係数 (α_E) の増減傾向の違いを区別していないことにも起ると考えられる。回帰式(5.1)が、フルード数 (Fr_E) の大きい領域と小さい領域での傾向の違いを表現していないことから、回帰式(5.1)は水理

試験で生じる主要な現象を適切に踏まえて設定した回帰式といえない可能性がある。

したがって、全水理試験結果を対象とした回帰式(5.1)に対する標準偏差+2σの式(5.2)は、各領域における現象を適切に踏まえて設定した包絡式とは言えないと考えられる。

$$\alpha_E = (0.49 \times Fr_E^2 + 1) + 2.13 \quad (5.2)$$



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 5.2 全水理試験結果を対象とする回帰式及び標準偏差+2σの式

Fig. 5.2 Regression equation for all test results and equation including standard deviation +2σ

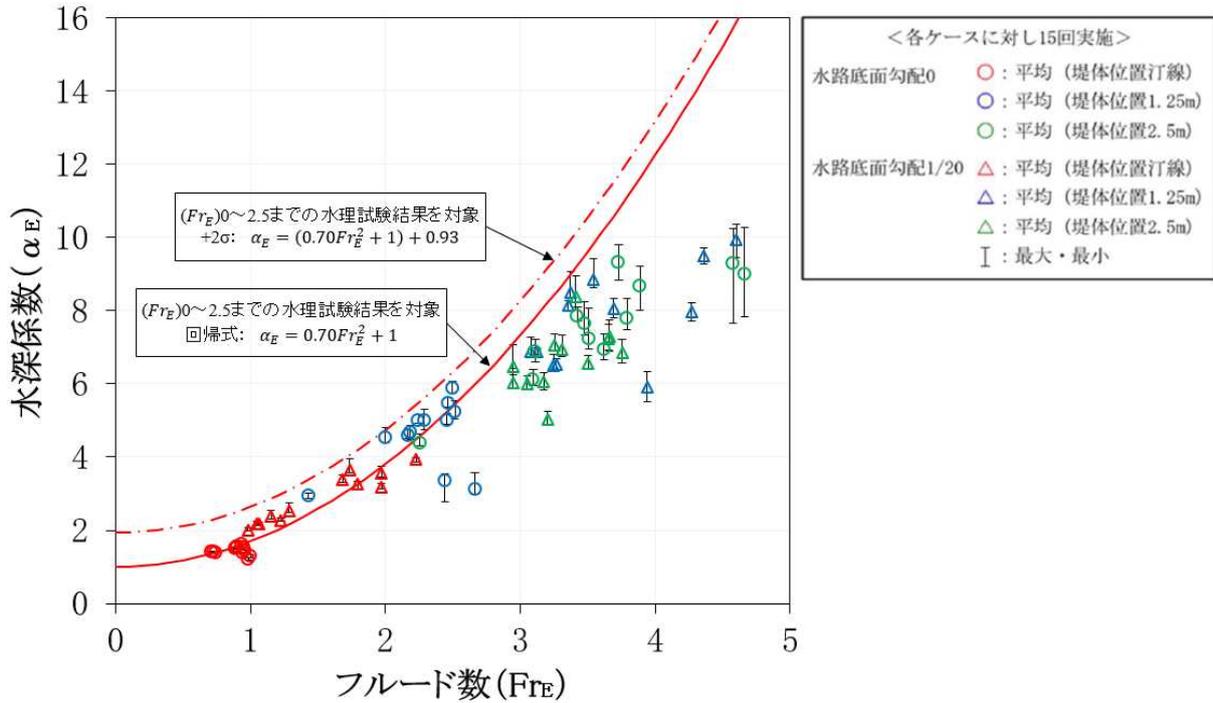
5.2.4 フルード数2.5までの水理試験結果を回帰分析の対象とした場合

5.2.1 項～5.2.2 項に基づき、フルード数 (Fr_E) 0～2.5 の水理試験結果を対象に水理試験結果が正規分布であるとした場合の回帰式(5.3)を導出した。さらに、回帰式(5.3)に対し標準偏差+2σを考慮した式(5.4)を導出した。回帰式(5.3)及び標準偏差+2σの式(5.4)を、図 5.3 に示す。

図 5.3 に示すとおり、フルード数 (Fr_E) 0～2.5 の水理試験結果を対象とした回帰式(5.3)に対する標準偏差+2σの式(5.4)は、フルード数 (Fr_E) 0～2.5 の水理試験結果をおおむね包絡するとともに、全水理試験結果をおおむね包絡している。また、フルード数 (Fr_E) の大きい領域で顕著になる水深係数 (α_E) の低減傾向の影響を含んでおらず、フルード数 (Fr_E) 1 付近の領域で水理試験結果に近づく傾向となった。

$$\alpha_E = 0.70 \times Fr_E^2 + 1 \quad (5.3)$$

$$\alpha_E = (0.70 \times Fr_E^2 + 1) + 0.93 \quad (5.4)$$



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 5.3 フルード数 0～2.5 の領域における回帰式及び標準偏差+2σの式

Fig. 5.3 Regression equation for the Froude number 0 – 2.5 and equation including standard deviation +2σ

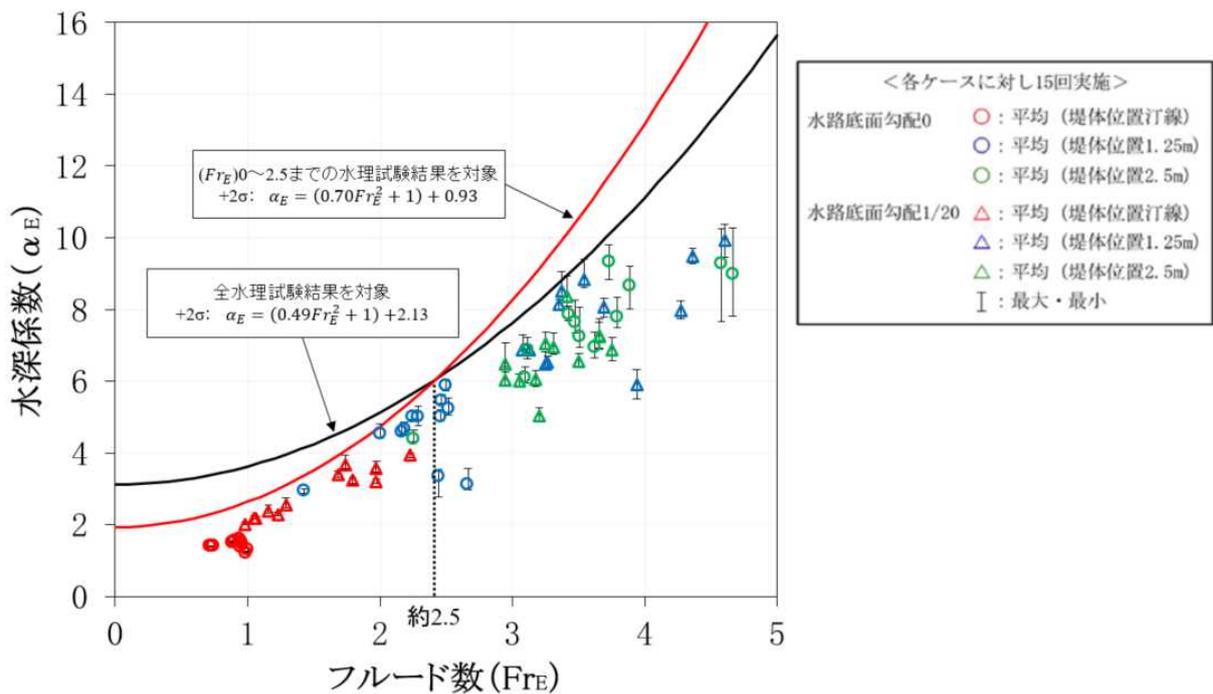
5.2.5 標準偏差を含めた式の比較

全水理試験結果を対象とした回帰式(5.1)に対する標準偏差+2σの式(5.2)は、各領域における現象を適切に踏まえて設定した包絡式とは言えないと考えられる。一方、フルード数 (Fr_E) 0～2.5 の水理試験結果を対象とした回帰式(5.3)に対する標準偏差+2σの式(5.4)は、全水理試験結果をおおむね包絡するとともに、フルード数 (Fr_E) の大きい領域で顕著になる水深係数 (α_E) の低減傾向の影響を含んでおらず、フルード数 (Fr_E) 1 付近の領域において、水理試験結果に近づく傾向にあった。

図 5.4 に、全水理試験結果を対象とした標準偏差+2σの式(5.2)及びフルード数 (Fr_E) 0～2.5 の水理試験結果を対象とした標準偏差+2σの式(5.4)の比較を示す。図 5.4 より、フルード数 (Fr_E) 2.5 付近で二式の水深係数 (α_E) の大小関係が入れ替わっており、フルード数 (Fr_E) 約 2.5 以下の領域ではフルード数 (Fr_E) 0～2.5 の水理試験結果を対象とした標準偏差+2σの式(5.4)が水理試験結果と近い値を示し、フルード数 (Fr_E) 約 2.5 を超える領

域では全水理試験結果を対象とした標準偏差+2 σ の式(5.2)が水理試験結果と近い値を示すことから、式(5.2)及び式(5.4)はフルード数 (Fr_E) 2.5 付近を境界とした各領域の現象を適切に踏まえて設定した包絡式と考えられる。

そのため、フルード数 (Fr_E) 約 2.5 以下の領域ではフルード数 (Fr_E) 0~2.5 の水理試験結果を対象とした標準偏差+2 σ の式(5.4)を用い、フルード数 (Fr_E) 約 2.5 を超える領域では全水理試験結果を対象とした標準偏差+2 σ の式(5.2)を用いることを可能としたうえで、評価式の策定を実施した。



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 5.4 フルード数 0~2.5 の領域における標準偏差+2 σ の式と全領域における標準偏差+2 σ の式の関係

Fig. 5.4 Relationship between regression equation with standard deviation +2 σ for the Froude number 0 – 2.5 and regression equation with standard deviation +2 σ for all test results

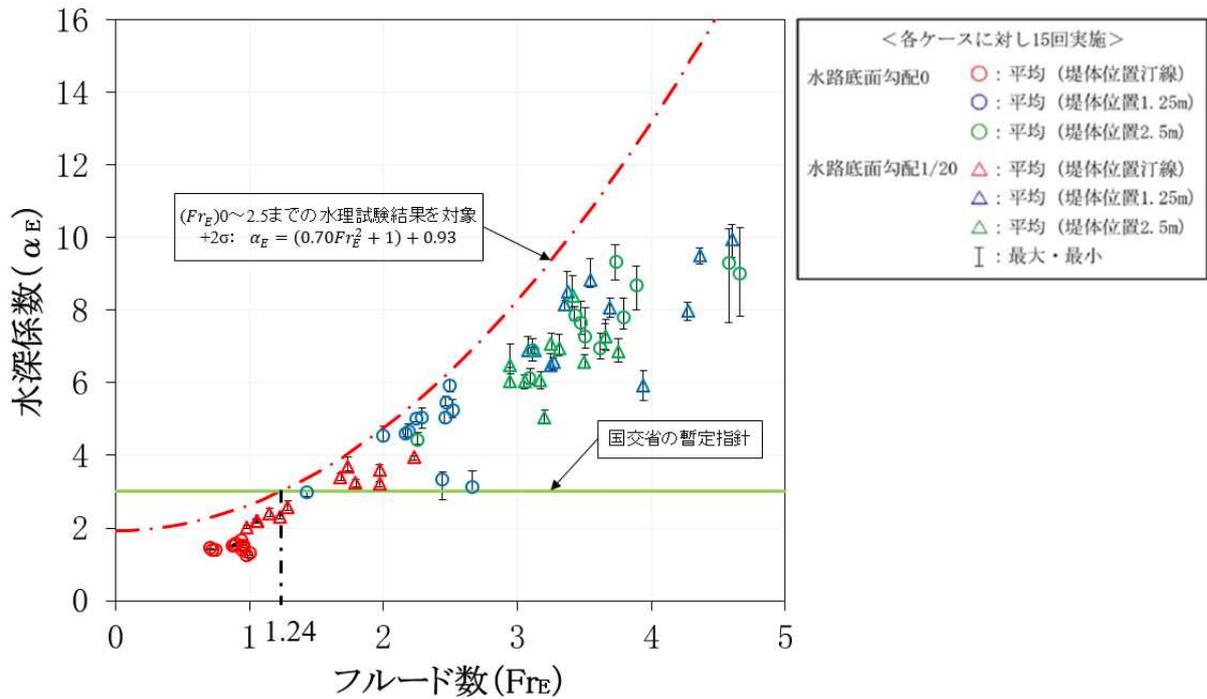
5.3 評価式の策定

5.3.1 評価の容易性

前項では、フルード数 (Fr_E) 2.5 付近を境界として、二つの二次関数を用いて評価する手法を示した。一方、設計の妥当性評価で活用するためには、評価の簡易性の観点も重要となる。評価の容易性を鑑み、一つの二次関数の式で代表させることが適当と考えられる。これより、審査で確認された実プラントの防潮堤設置位置におけるフルード数 (Fr) が 1.5 程度までの範囲であること及び、フルード数 (Fr_E) 約 2.5 を超える領域において、フルード数 (Fr_E) 0~2.5 の水理試験結果を対象とした標準偏差+ 2σ の式(5.4)が全水理試験結果を包絡していることを考慮し、評価式の策定に当たっては、フルード数 (Fr_E) 0~2.5 を対象とした標準偏差+ 2σ の式(5.4)で代表させることが適当と考えられる。

5.3.2 既往の評価手法との関係

従来、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) の評価に当たっては、国交省の暫定指針に示される水深係数 3 を適用する手法が一般的に用いられてきた。一方、フルード数 (Fr_E) の適用範囲については言及されていない。ここで、前項で導出したフルード数 (Fr_E) 0~2.5 の水理試験結果を対象とした標準偏差+ 2σ の式(5.4)及び、国交省の暫定指針における水深係数 3 の比較図を図 5.5 に示す。図 5.5 に示すとおり、標準偏差+ 2σ の式(5.4)及び国交省の暫定指針における水深係数 3 は、フルード数 (Fr_E) 1.24 で大小関係が入れ替わった。フルード数 (Fr_E) 1.24 までの領域では、国交省の暫定指針の方が保守的な評価が可能であり、フルード数 (Fr_E) 1.24 からは、式(5.4)の方が保守的な評価が可能となる。式(5.4)は標準偏差+ 2σ を含み、フルード数 (Fr_E) 1.24 までの領域においても、十分保守的な評価は可能なものの、従来用いられていた国交省の暫定指針から保守性を下げる必要性は生じないと考えた。このため、国交省の暫定指針に示される水深係数 3 の適用範囲をフルード数 (Fr_E) 1.24 までとするとともに、フルード数 (Fr_E) 1.24 からは式(5.4)を適用することで、国交省の暫定指針の水深係数 3 との連続性を確保することとした。これより、フルード数 (Fr_E) 1.24 を境界に二式を切り換えることによって、水深係数 (α_E) をより保守的に評価可能な式を、評価式として適用した。



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費（耐津波設計・脆弱性評価手法の整備に係る防潮堤水理実験（その 1））事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 5.5 フルード数 0～2.5 の領域における標準偏差+2σの式と国交省の暫定指針の関係
 Fig. 5.5 Relationship between regression equation with standard deviation +2σ for the Froude number 0 – 2.5 and equation in interim guideline of MLIT

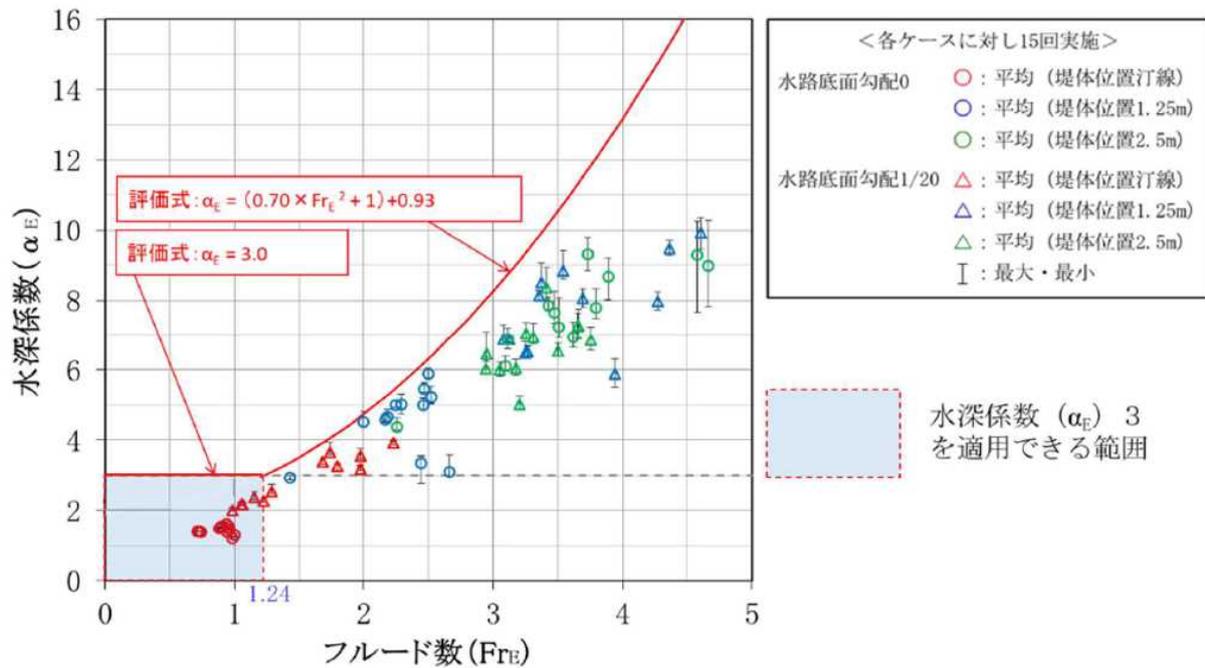
5.3.3 評価式の提案

5.3.2 項の考え方を基に、フルード数 (Fr_E) 1.24 以下の領域は国交省の暫定指針の水深係数 3 とする式(5.5)を評価式として策定した。また、フルード数 (Fr_E) 1.24 を超える領域は、式(5.6)を評価式として策定した。なお、式(5.6)はフルード数 (Fr_E) 0～2.5 の水理試験結果を対象とした標準偏差+2σの式(5.4)に適用範囲を加えた式を表す。図 5. 6 に、水深係数 (α_E) に係る評価式 (式(5.5)及び式(5.6)) と水理試験結果の関係を示す。式(5.6)は、フルード数 (Fr_E) 0～2.5 の水理試験結果を基としたが、全水理試験結果も包絡した。

これより、式(5.5)及び式(5.6)を評価式として策定した。

$$\alpha_E = 3.0 \quad (Fr_E \leq 1.24) \quad (5.5)$$

$$\alpha_E = (0.70 \times Fr_E^2 + 1) + 0.93 \quad (Fr_E > 1.24) \quad (5.6)$$



出典) 大成建設株式会社、“平成27年度原子力施設等防災対策等委託費(耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験(その1))事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 5.6 最大持続波圧評価式と水理試験結果の関係

Fig. 5.6 Relationship between test results and evaluation formula for maximum continuous wave pressure

5.3.4 評価式の位置づけについて

評価式(式(5.5)及び式(5.6))は、最大持続波圧($P_{max,2nd}$)と等価な水深係数(α_E)をフルード数(Fr_E)で簡易に評価する手法となる。通過波の最大比エネルギー発生時刻におけるフルード数(Fr_E)は、通過波の浸水深(η_E)及び流速(v_E)から評価することが可能である。この二つの変数は通過波試験又はシミュレーション解析で評価することが可能であり、設計の妥当性評価で活用することを考慮すると、評価の容易性も満たす妥当な式と考えられる。

二つの変数及び変数項で表現できない因子については、理論式(4.21)と水理試験結果の乖離として顕在化する場合があるが、今回策定した評価式(式(5.5)及び式(5.6))は、理論式(4.21)と同じ構造の回帰式(5.3)に標準偏差 $+2\sigma$ を考慮することで、これらの乖離を包絡しており、簡易的ではあるが十分な合理性を有する評価手法と判断した。

6. 考察

水理試験結果をフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) で整理した図 5.1 は、入力波が作用して堤体に津波波圧が生じる現象を、二つの無次元量で整理したことを意味する。この無次元空間において水理試験結果がばらついて見える意味は、この二つの無次元量のみで水理試験結果を完全には表現できないことを表す。第三報に示す理論式(4.21)は、様々な仮定の基に複数の変数及び変数項を除外したが、これらが水理試験で除外できない影響として、理論式(4.21)と水理試験結果の乖離という形で顕在化したと考えられる。水理試験で影響の大きな変数や変数項を考察することは、水理試験結果の分布の程度を減少させ、より詳細な最大持続波圧 (P_{max_2nd}) の評価に資すると考えられる。

そこで第 6 章では、理論式(4.21)と水理試験結果の乖離の要因等について考察した。

6.1 理論式と水理試験結果の乖離について

理論式(4.21)は、通過波の堤体位置における最大比エネルギー（運動エネルギー及び位置エネルギーの和）を静水圧に全変換することによって、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) に基づく水深係数 (α_E) を評価できると仮定した式を表した。

本項では、理論式(4.21)と水理試験結果で乖離が生じる要因について、理論式(4.21)の導出の過程で除外した因子を整理し、水深係数 (α_E) にどのように影響したかを考察した。

まず、6.1.1 項では、ナビエ・ストークス方程式から理論式(4.21)を導出するに当たって除外した因子について、それらが水深係数 (α_E) に与える影響を考察した。

6.1.2 項では、理論式(4.21)の導出では関連しない因子について、それらが水深係数 (α_E) に与える影響を考察した。

6.1.3 項では、6.1.1 項及び 6.1.2 項を踏まえ、理論式(4.21)と水理試験結果で乖離が生じる大きな因子として考えられる、落水現象について、より詳細に考察した。

6.1.4 項では、6.1.1 項から 6.1.3 項までの結果を踏まえ、理論式(4.21)と水理試験結果で乖離を生じる主要な因子を整理するとともに、乖離を低減可能な変数及び変数項を考察した。

6.1.1 理論式導出の過程で除外した因子の整理

本 NRA 技術報告では、密度 (ρ) 及び粘性係数 (μ) が一定の非圧縮性流体のナビエ・ストークス方程式を基として、表 6.1 に示すような仮定をおき、理論式(4.21)を導出した。

粘性項が重力項に比較して小さいと仮定して粘性項を 0 とし、流れは定常状態とし時間項は 0 とした。さらに、一次元方向流れとし、幅方向流速及び鉛直方向流速を 0 とし、水粒子に回転がかからないと仮定して渦度は 0 とした。堤体位置での流速は 0 とした。パラメータの代表時刻は、通過波の堤体位置における最大比エネルギー発生時刻を想定し、その時の津波波圧 (P_E) と最大持続波圧 (P_{max_2nd}) が一致すると仮定した。

また、本 NRA 技術報告では、ナビエ・ストークス方程式を用いるに当たり前提として、液相单相を取り扱うとともに、液相の状態は連続していると仮定した。

表 6.1 ナビエ・ストークス方程式と理論式の比較

Table. 6. 1 Differences between Navier-Stokes equation and theoretical formula

No.	項目	ナビエ・ストークス方程式での想定	理論式(4.21)での想定	理論式(4.21)における想定に至った理由
1	密度	一定	一定	
2	粘性項	一定	0 と仮定	外力項と比較して粘性項の影響が小さいため。
3	時間項	時間変化に伴う状態変化を考慮する x 方向： $\rho \left(\frac{\partial v_x}{\partial t} \right)$	定常状態とし0 (時間変化に伴う状態変化はない) と仮定	
4	次元	三次元	一次元流れを仮定し、幅方向流速及び鉛直方向流速は0 と仮定	
5	渦度	x 方向： $v_z \left(\frac{\partial v_x}{\partial z} - \frac{\partial v_z}{\partial x} \right)$ $- v_y \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} \right)$	水粒子に回転がかからない状態と仮定し、0 と仮定	
6	堤体位置水平方向流速	各位置で流速 (v_x) を想定	堤体位置での水平方向流速 (v_x) は0 と仮定	
7	圧力の一致仮定	—	通過波の堤体位置における最大比エネルギー発生時刻での津波波圧 (P_E) と最大持続波圧 (P_{max_2nd}) は一致すると仮定	
8	空気巻き込み	—	考慮しなかった。	液相単相を取り扱うこととしたため。
9	流体の浮き上がり	—	考慮しなかった。	液相の状態は連続していると仮定したため。

次に、理論式(4.21)と水理試験結果の乖離について、その要因を表 6.2 のように整理した。

(1) 密度

密度 (ρ) については、対象流体が常温・常圧の水であることから、理論式(4.21)と同様に一定とみなせると考えられる。

(2) 粘性項

粘性項については、壁面摩擦の影響に着目した。壁面摩擦は液相との境界部における摩擦を表し、底面摩擦、側面摩擦及び堤体面摩擦を対象とした。底面摩擦については、遡上距離が長いほど大きく影響する。そのため、水深係数 (α_E) の評価に用いたパラメータの計測位置が堤体位置から離れ、衝突までの遡上距離が長くなるほど、その影響は大きくなると考えられる。今回、水深係数 (α_E) の評価に当たっては、通過波の堤体位置における浸水深及び流速を、パラメータとして用いた。そのため、水理試験装置の水路における底面摩擦の影響は小さいと考えられる。

また、圧力計と同じく、側壁から離隔のある中央側線で浸水深及び流速を用いたため、側面摩擦の影響は小さいと考えられる。

堤体面摩擦については、アルミ製の堤体を用いており、作用長さは最大でも堤体高さの 0.8m で短いことから、影響は小さいと考えられる。

(3) 時間項

時間項については、水理試験では浸水深や速度が時間経過に伴い変化するため、理論式(4.21)での定常状態の仮定と異なった。水理試験は大きな非定常性を有するため、水深係数 (α_E) にも影響を与えたと考えられるが、その程度を明確にするまでは至らなかった。

(4) 次元

水理試験の結果から、砕波後の波や遡上後の波は乱れが生じ、フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、水平方向以外の流速影響が生じたと考えられる。一方、水深係数 (α_E) に与える影響は、流れ方向である水平方向流速だけでなく、今回の水理試験では計測していない方向成分流速を用いる必要があり、把握することは難しい。

(5) 渦度

水理試験では、砕波後の波や遡上後の波は乱れを生じるため、フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、水粒子は回転して渦度は 0 にならないと考えられる。一方、水深係数 (α_E) に与える影響は、流れ方向である水平方向流速だけでなく、今回の水理試験では計測していない方向成分流速を用いる必要があり、把握することは難しい。

(6) 堤体位置水平方向流速

水理試験では、堤体衝突後の波は乱れを生じるものの、水平方向流速については、堤体位置において 0 に近づくと考えられる。

(7) 圧力の一致仮定

理論式(4.21)の導出に当たって、通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧

(P_E) が、最大持続波圧 ($P_{max,2nd}$) と一致すると仮定した。一方、第 3 章で示したとおり、落水現象が生じる場合、入力波は堤体前面をせり上がり、着水時は通過波の最大比エネルギー発生時刻から時間遅れが生じるとともに、津波波力の増加が生じた。

ここで、直立護岸で孤立波 (W02) を用いた場合の、汀線位置における通過波の比エネルギー時刻歴を図 6.1 に示す。図 6.1 では、通過波試験と時刻を同期させた波圧試験結果である、堤体前面浸水深及び津波波圧の時刻歴も併せて示した。計測位置が汀線から 1.25m 離れた条件については、図 6.2 に示す。

図 6.1 に示すとおり、直立護岸の汀線位置に堤体が設置される条件では、最大持続波圧発生時刻と通過波の最大比エネルギー発生時刻の時間遅れがほとんどなく、最大持続波圧 ($P_{max,2nd}$) は通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧 (P_E) と比べて 5% 程度増加したのみであった。この時間遅れについては、堤体の存在により一時的に水が堤体前面に留まることが主な要因と考えられる。一方、直立護岸の堤体位置 1.25m では、最大持続波圧 ($P_{max,2nd}$) は通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧 (P_E) と比べて 30% 程度増加するとともに、顕著な時間遅れが生じた。この時間遅れ及び津波波圧の大幅な増加は、第 3 章に示した落水現象による影響が大きいと考えられる。落水による衝撃的な力が大きく付加され、最大持続波圧 ($P_{max,2nd}$) は通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧 (P_E) より大きく増加した。落水現象は、入力波が堤体に衝突後、堤体をせり上がることにより生じる現象である。一方、堤体の無い通過波では落水現象は発生しないため、通過波を基にしたモデル化と実態には乖離が生じたと考えられる。なお、全体的な傾向として、フルード数 (Fr_E) が大きくなると、波圧比 ($P_{max,2nd}/P_E$) が大きくなった。

落水現象等の影響により、通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧 (P_E) より最大持続波圧 ($P_{max,2nd}$) は大きくなるため、これを用いて水深係数 (α_E) を評価することによって、水理試験結果は理論式(4.21)を上回る傾向になったと考えられる。

(8) 空気巻き込み

水理試験では、砕波後の波や遡上後の波は乱れが生じ、フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、気相を巻込んだ気液二相状態になり、液相単相と仮定した理論式(4.21)と乖離したと考えられる。気液二相状態となり総体的に密度が低下することで津波波圧が低減し水深係数が低減する影響も考えられたが、水深係数 (α_E) に与える影響を明確にするまでは至らなかった。

(9) 流体の浮き上がり

入力波が堤体衝突後に、鉛直方向の加速度を有してせり上がる場合、相対的に重力の影響が小さくなり、計測する津波波圧が減少すると考えられる。せり上がった水が水塊となり完全に分離して浮き上がる場合、津波波圧は計測されない。これは、入力波のエネルギーが位置エネルギーとして変換されたが、津波波圧として計測されなかったことを意味する。流体の浮き上がりは、入力波が堤体に衝突後、堤体をせり上がることにより生じる現

象である。一方、堤体の無い通過波では、せり上がりは発生しないため、通過波を基にしたモデル化と実態には乖離が生じたと考えられる。

ここで、通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧 (P_E) が静水圧分布すると仮定した等価な浸水深 (η_{PE}) と、通過波の最大比エネルギー発生時刻における堤体前面浸水深 (η_{Eup}) の浸水深比 (η_{PE}/η_{Eup}) を図 6.3 に示す。フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、浸水深比 (η_{PE}/η_{Eup}) が減少し、流体の浮き上がりによる影響が大きくなったことが分かる。したがって、通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧 (P_E) は、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) を全変換した圧力値よりも、低減する傾向を有すると考えられる。

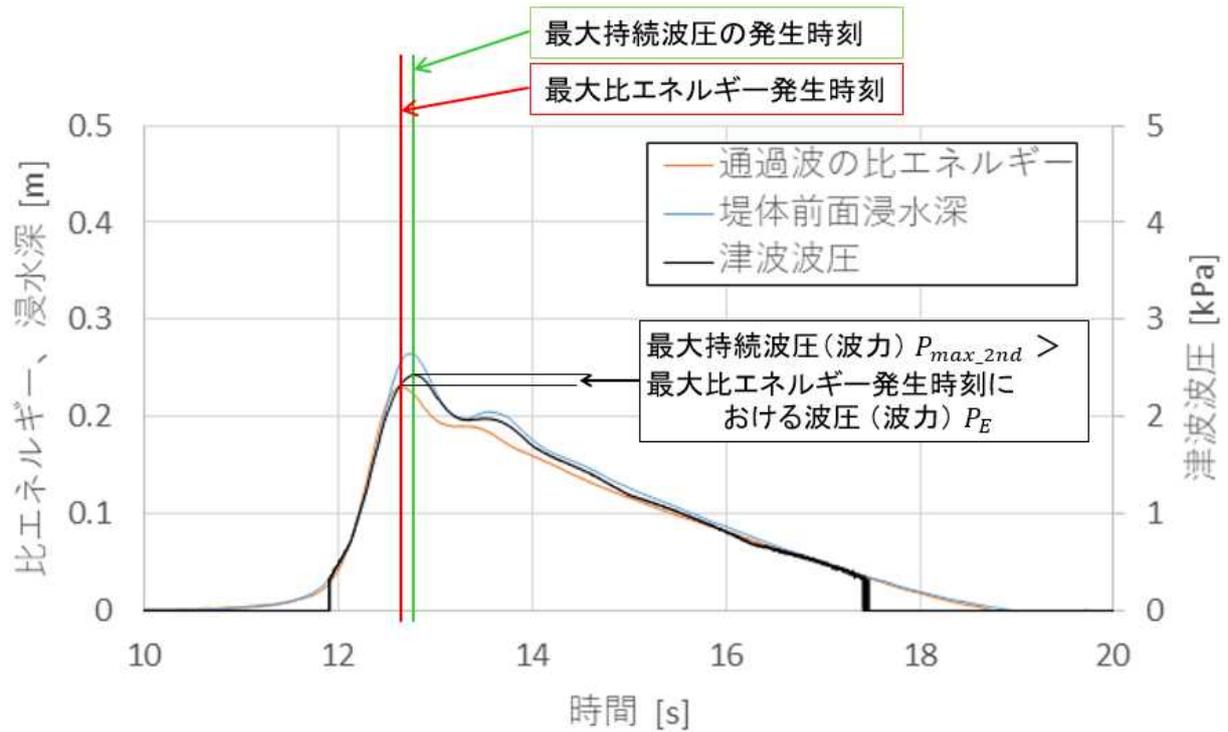
一方、水理試験では、第 3 章で示したとおり、着水時に最大持続波圧 ($P_{max,2nd}$) を計測する傾向を確認した。そのため、着水に先行して生じる流体の浮き上がりが、水深係数 (α_E) に与える影響は小さいと考えられる。

表 6.2 理論式と水理試験結果の乖離要因の整理

Table. 6.2 Factors causing differences between the theoretical formula and test results

No.	項目	理論式(4.21)での想定	水理試験結果	水深係数 (α_E) への影響
1	密度	一定	一定とみなせる。	影響は小さい。
2	粘性項	0 と仮定	影響は小さい。	影響は小さい。
3	時間項	定常状態とし 0 (時間変化に伴う状態変化はない) と仮定	非定常状態であり、速度は時間変化し、時間項は 0 とならない。	影響は不明
4	次元	一次元流れを仮定し、幅方向流速及び鉛直方向流速は 0 と仮定	遡上後の波は、堤体衝突時に幅方向流速及び鉛直方向流速が生じるため、これらの方向の影響は除外できない。	影響は不明
5	渦度	水粒子に回転がかからない状態 (渦度が 0) と仮定	遡上後の波は、水粒子に回転がかかる状態となり、除外できない。	影響は不明
6	堤体位置水平方向流速	堤体位置での流速 (v_x) は 0 と仮定	堤体位置においては、水平方向流速は 0 に近づくと考えられる。	影響は小さい。
7	圧力の一致仮定	通過波の最大比エネルギー発生時刻での津波波圧 (P_E) と最大持続波圧 (P_{max_2nd}) が一致すると仮定	落水による衝撃的な力が付加された状態で計測した、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を用いた。	水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は理論式を上回る傾向を有する。
8	空気巻込み	考慮しなかった。	フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、空気を巻込んだ気液二相状態になる影響が生じる。	影響は不明
9	流体の浮き上がり	考慮しなかった。	津波波圧 (P_E) は、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) を全変換した圧力値よりも、低減する傾向を有する。フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、影響は大きくなる。	影響は小さい。

			ただし、着水時に最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を計測しているた め、影響は小さい。	
--	--	--	--	--

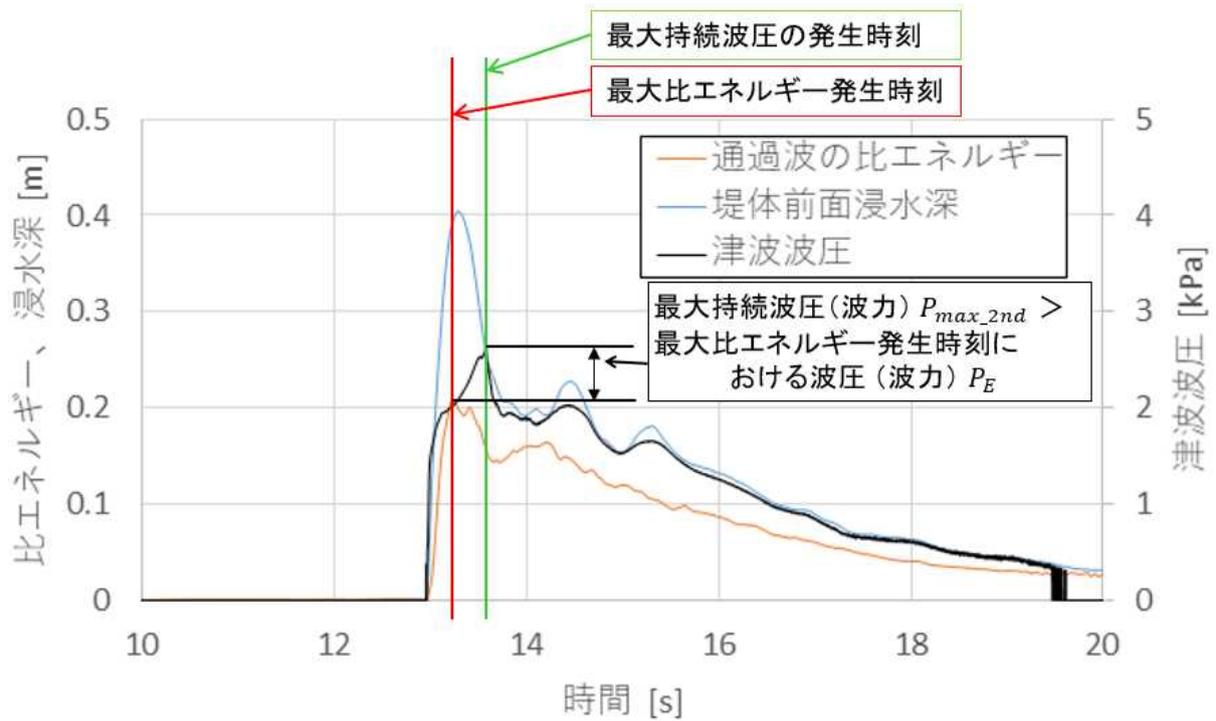


出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費（耐津波設計・脆弱性評価手法の整備に係る防潮堤水理実験（その 1））事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 6.1 通過波の最大比エネルギー発生時刻における波圧と最大持続波圧の比較
（直立護岸、孤立波：W02）

（波圧試験における堤体位置及び通過波試験における計測位置：汀線）

Fig. 6.1 Difference between maximum continuous wave pressure and wave pressure when the maximum specific energy of the run-up wave occurs
(solitary waves for the zero slope cases at shoreline: W02)

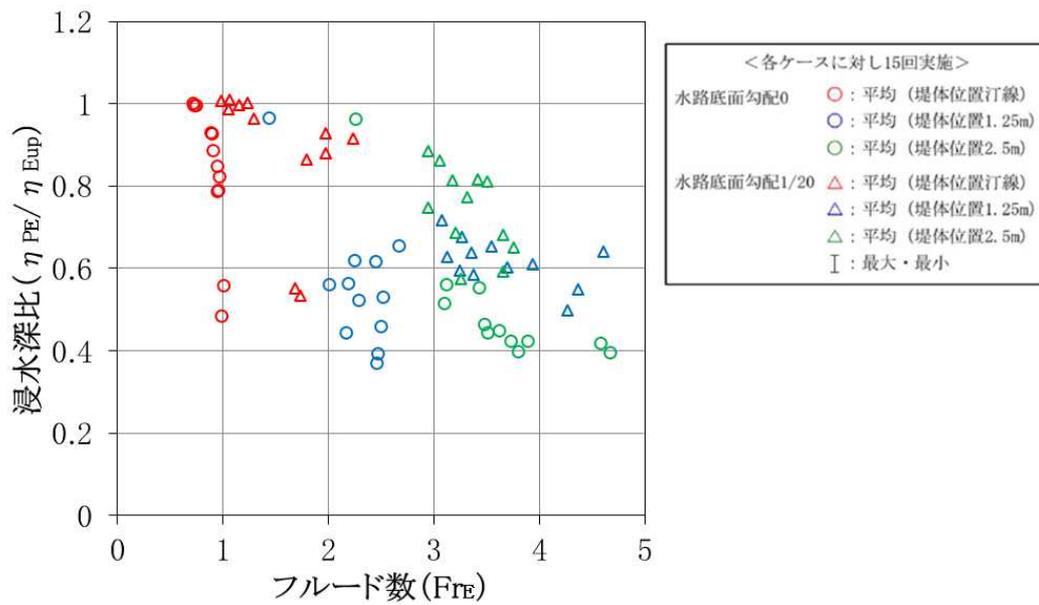


出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費（耐津波設計・脆弱性評価手法の整備に係る防潮堤水理実験（その 1））事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 6.2 通過波の最大比エネルギー発生時刻における波圧と最大持続波圧の比較
（直立護岸、孤立波：W02）

（波圧試験における堤体位置及び通過波試験における計測位置：汀線から陸側 1.25m）

Fig. 6.2 Difference between maximum continuous wave pressure and wave pressure when the maximum specific energy of the run-up wave occurs
(solitary waves for the 1/20 slope cases 1.25m away from shoreline: W02)



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 6.3 フルード数と浸水深比の関係

Fig. 6.3 Relationship between Froude number and inundation depth ratio

6.1.2 その他の影響について

計測装置の誤差について、水理試験特有の因子による現象が、水深係数 (α_E) に影響した可能性も考えられる。この因子による現象及びその影響について、表 6.3 のとおり整理した。

(1) 計測装置の誤差

計測装置の誤差については、水理試験結果で用いた流速計精度は $\pm 3\%/FS$ （フルスケール）、波高計精度は $\pm 0.5\%/FS$ 及び圧力計精度は $\pm 1\%/FS$ であった。例えば、今回用いた波高計のフルスケールは 180cm であり、計測誤差として $\pm 0.9cm$ 程度を有する。図 3.4 に示す孤立波 (W02) を用いた汀線位置での最大浸水深は 20cm 程度であり、5%程度の誤差を有するが、堤体位置が汀線から離れるにつれて浸水深 ($\eta(t)$) が減少し、計測誤差の影響が大きくなった。また、汀線付近での顕著な砕波を生じ、都度挙動の異なる不安定な気液二相状態となる場合などでは、これらを上回る誤差が生じた可能性もあるが、水理試験結果の水深係数 (α_E) は同じ条件での 15 回繰り返しの平均値を用いており、計測装置の特性による偏りが生じない限りは、水深係数 (α_E) への影響は小さいと考えられる。

(2) 計測津波波圧の積分方法

水理試験では、圧力計で計測した津波波圧を矩形補間し、最大持続波力 (F) を評価し、等価な最大持続波圧 ($P_{max,2nd}$) を評価した。そのため、水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は保守性を含んだ状態であり、理論式(4.21)を上回る傾向を有すると考えられる。この影響の程度については、計測した津波波圧の分布形状によって変化すると考えられる。なお、直立護岸における堤体位置汀線の条件で孤立波 (W02) を用いた場合において、線形補間による積分方法と比較した場合、矩形補間した最大持続波力 (F) は 10%程度増加した。

表 6.3 その他の因子による影響

Table. 6.3 Other factors which are not included in the theoretical formula

No.	項目	水理試験結果	水深係数 (α_E) への影響
1	計測装置の誤差	計測精度は高く誤差は小さい。 <ul style="list-style-type: none"> ・流速計精度：$\pm 3\%/FS$ ・波高計精度：$\pm 0.5\%/FS$ ・圧力計精度：$\pm 1\%/FS$ 	繰り返し平均値を用いているため、計測装置の特性による偏りが生じない限りは、影響は小さい。
2	計測津波波圧の積分方法	計測した津波波圧を矩形補間し、最大持続波力 (F) を評価した。	水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は理論式(4.21)を上回る傾向を有する。 津波波圧の分布形状によって影響の程度は変化するが、10%程度の影響を与える場合もあった。

6.1.3 落水現象について

落水現象は、波圧比 (P_{max_2nd}/P_E) の増加が生じる要因の一つであり、水深係数 (α_E) への影響も大きいと考えられる。本項では、理論式(4.21)と水理試験結果で乖離が生じる大きな因子として(7)圧力の一致仮定に着目し、圧力の不一致が生じる要因となる落水現象について、より詳細に考察した。

落水現象について考察するに当たり、落水現象が顕著に発生する波圧試験における津波波圧時刻歴と、落水現象の発生しない通過波試験における入力波の比エネルギーを津波波圧時刻歴に変換したものを比較する。図 6.4 に、落水現象が顕著な場合における、計測結果に基づく津波波圧の時刻歴と、通過波の比エネルギー相当の津波波圧の時刻歴に係る概念図を示す。計測結果に基づく津波波圧の時刻歴とは、津波波力を静水圧分布と仮定した場合の、底面における津波波圧の時刻歴を表す。通過波の比エネルギー相当の津波波圧とは、通過波の比エネルギーの時刻歴 ($E(t)$) を、式(6.1)を用いて圧力へ全変換した場合の、津波波圧時刻歴 ($P_{tra}(t)$) を表す。これは、通過波の浸水深及び流速の時刻歴を理論式(4.21)に代入した場合の、水深係数 (α_E) の時刻歴と等価となる。

$$P_{tra}(t) = \rho g E(t) \quad (6.1)$$

図 6.4 に示すとおり、落水現象が顕著な場合では、最大持続波圧の発生時刻に落水による時間遅れが発生し、その時間遅れの分、通過波の比エネルギーが減少することにより、式(6.1)で評価できる運動エネルギー及び位置エネルギーに基づく津波波圧が減少すると考えられる。この津波波圧に、堤体衝突後にせり上がった水が、着水時に津波波圧を加える影響が付与された状態で、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を計測する。

そのため、理論式と水理試験結果の乖離は、①時間遅れによる通過波の比エネルギー減少の影響及び②着水時に津波波圧を加える影響（以下「落水影響」という。）という、落水現象に起因する二つの因子による影響を受けると考えられる。

上記を踏まえて、落水現象により生じる二つの因子について、表 6.4 のとおり整理した。

(1) 時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少

落水現象が生じる場合、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) は増加するとともに、その発生時刻は最大比エネルギー (E_{max}) 発生時刻に対して時間遅れが生じた。一方、直立護岸で孤立波 (W02) を用いた汀線位置から堤体が 1.25m 離れた条件では、図 6.2 に示すとおり、最大持続波圧発生時刻における通過波の比エネルギー (E_p) は、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) から、25%程度小さい。ここで、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) と、上記時間遅れに相当する最大持続波圧発生時刻における通過波の比エネルギー (E_p) の差 ($E_{max} - E_p$) を図 6.5 に示す。図 6.5 では、それぞれの試験条件において、時間遅れによる比エネルギーの減少度合いが大きいほど、縦軸は大きい値となる。落水現象に基づく時間遅れが発生することにより、最大持続波圧発生時刻における通過波の比エネルギー (E_p) は、通

過波の最大比エネルギー (E_{max}) よりも、入力波の種類による差はあるものの、おおむね 0.1m 程度減少したことがわかる。

したがって、落水による時間遅れが発生し、それに伴って通過波の比エネルギーが減少することにより、比エネルギーを圧力に変換する理論式(4.21)に基づく津波波圧は、減少する傾向を有する。これにより、時間遅れが生じた時刻を含む水深係数 (α_E) は、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) を入力とする理論式(4.21)を下回る傾向を有すると考えられる。

特に、汀線付近で顕著な砕波が生じる入力波（孤立波：W01 及び長周期波：W09）については、図 6.6 に示すとおり、通過波の入力波先端部分において、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) はピークとなり、その後急激に減少する傾向を示した。そのため、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) からの、時間遅れによる通過波の比エネルギーに顕著な減少が生じたため、水深係数 (α_E) の顕著に減少したと考えられる。汀線位置で顕著な砕波を伴う孤立波 (W01) 及び長周期波 (W09) を除外した水理試験結果を、理論式(4.21)と共に図 6.7 に示す。図 5.1 と比較すると、汀線位置における顕著な砕波現象を除外することにより、理論式(4.21)を大幅に下回る水理試験結果が除外されたことが確認できた。孤立波 (W01) 及び長周期波 (W09) で水深係数 (α_E) が理論式(4.21)を下回った理由は、最大比エネルギー発生時刻に対して時間遅れによる通過波の比エネルギーが顕著に減少した影響が特に大きかったからと考えられる。

(2) 落水影響（全体傾向）

図 6.4 に示すとおり、落水現象が顕著な場合では、時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少を踏まえた津波波圧に、落水影響を加えた状態で、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を計測する。ここで、式(6.2)を用いて、時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少を踏まえた津波波圧を、最大持続波圧発生時刻における通過波の比エネルギー (E_p) に基づく津波波圧 (P_{base}) として評価した。

ここで、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) と津波波圧 (P_{base}) の差が、落水影響 ($P_{max_2nd} - P_{base}$) を表すと仮定した。落水影響とフルード数 (Fr_E) との関係を図 6.8 に示す。ただし、汀線付近での顕著な砕波が生じる孤立波 (W01) 及び長周期波 (W09) については、比較的大きな値を示したが、時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少の影響が強い条件であるため除外した。

$$P_{base} = \rho g E_p \quad (6.2)$$

図 6.8 に示すとおり、落水影響 ($P_{max_2nd} - P_{base}$) はフルード数 (Fr_E) の増加に伴い増加するが、フルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、増加影響が抑えられる傾向を示した。

フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、流れの勢いが強くなるため、堤体衝突時に入力波

が堤体前面をより高くせり上がり、上方に水塊が投げ出される。そして、その水塊の着水時に、より大きな津波波力が生じたと考えられる。

一方、落水影響はフルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、増加影響が抑えられる傾向を示したが、この傾向が生じる要因として、図 3.6 で示したとおり、水が細かく砕けた状態で着水したためと考えられる。着水のタイミングが分散することにより、落水影響による明確な津波波圧の増加が抑えられたと考えられる。

ただし、落水影響の評価に用いた津波波圧 (P_{base}) が、落水現象による衝撃力を除いた津波波圧を表すかは、十分に検討できていない。本 NRA 技術報告では、以降、図 6.8 に示す落水影響 ($P_{max_2nd} - P_{base}$) が、落水現象により生じる衝撃力の傾向を表すとして考えるが、その妥当性については、今後検討する必要がある。

ここで、図 5.1 に示したとおり、水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は、フルード数 (Fr_E) 2.5 程度までの領域では、理論式(4.21)の水深係数 (α_E) を上回る傾向がある一方で、フルード数 (Fr_E) 2.5 を超えて大きくなるにつれ、水理試験に基づく水深係数 (α_E) が理論式(4.21)と近づき、フルード数 (Fr_E) 4 程度を超える領域では下回る傾向が認められた。

落水影響がフルード数 (Fr_E) 2.5 程度を境に増減する傾向は、水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) と理論式(4.21)の乖離の全体傾向とおおむね一致した。

これより、落水影響が水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) と理論式(4.21)の乖離の主要因と考えられる。

(3) 落水影響（着水の時間分散）

第 3 章で示したとおり、単純勾配の条件や、直立護岸にあっても堤体位置 2.5m の条件では、最大津波波力発生時刻の画像では細かく砕けた水が着水したことが確認できた。これにより、着水のタイミングが分散し、落水影響による明確な津波波圧の増加が抑えられたと考えられる。

図 6.8 では、フルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、着水のタイミングが分散することによる増加抑制影響を確認した。陸上を長く遡上する条件では、フルード数 (Fr_E) は大きくなり、流れの勢いが強くなるため、堤体衝突時に、入力波が様々な方向へ飛沫として分散したことによって、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) が低減したと考えられる。

また、陸上を長く遡上して浸水深が小さくなると、底面摩擦の影響が大きくなり、水平方向以外の流速成分の影響が大きくなるため、流れの乱れが大きくなると考えられる。流れの乱れについても、堤体衝突時に入力波が様々な方向へ飛沫として分散した要因の一つとして考えられる。単純勾配は汀線で段差がなく、汀線到達前に碎波したことから、陸上遡上時に流れの勢いが強く乱れた状態になった。図 6.8 では、正弦波 (W08) を用いた単純勾配の堤体位置 1.25m のケースでは、直立護岸と同程度のフルード数 (Fr_E) であったが、落水影響は直立護岸の場合より小さくなった。

これより、フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、流れの勢いや乱れに基づく、着水タイミングの分散による影響が大きくなり、落水影響による水深係数 (α_E) の増加影響が抑えられたと考えられる。

表 6.4 落水現象に起因する因子の整理

Table. 6.4 Factors caused by the falling water phenomenon

No.	項目	水理試験結果	水深係数 (α_E) への影響
1	時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少	<p>落水による時間遅れが発生し、それに伴って通過波の比エネルギーが減少した。</p> <p>特に、汀線位置で砕波を伴う入力波については、時間遅れによる通過波の比エネルギーの顕著な減少が生じた。</p>	<p>時間遅れが生じた時刻を含む水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) を入力とする理論式(4.21)を下回る傾向を有すると考えられる。</p> <p>特に、汀線付近で顕著な砕波が生じる場合、その影響が顕著になる。</p>
2	落水影響	<p>フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、流れの勢いが強くなるため、堤体衝突時に入力波が堤体前面をより高くせり上がり、着水時に、より大きな津波波力が生じた。一方、フルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、水が細かく砕けた状態で着水し、着水のタイミングが分散することにより、増加影響が抑えられる傾向を示した。</p> <p>着水の時間分散影響は、流れの勢いだけでなく流れの乱れにも影響されると考えられる。</p>	<p>水深係数 (α_E) を増加させる影響は、フルード数 (Fr_E) の増加に伴い増加するが、フルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、増加影響が抑えられる傾向を示した。</p>

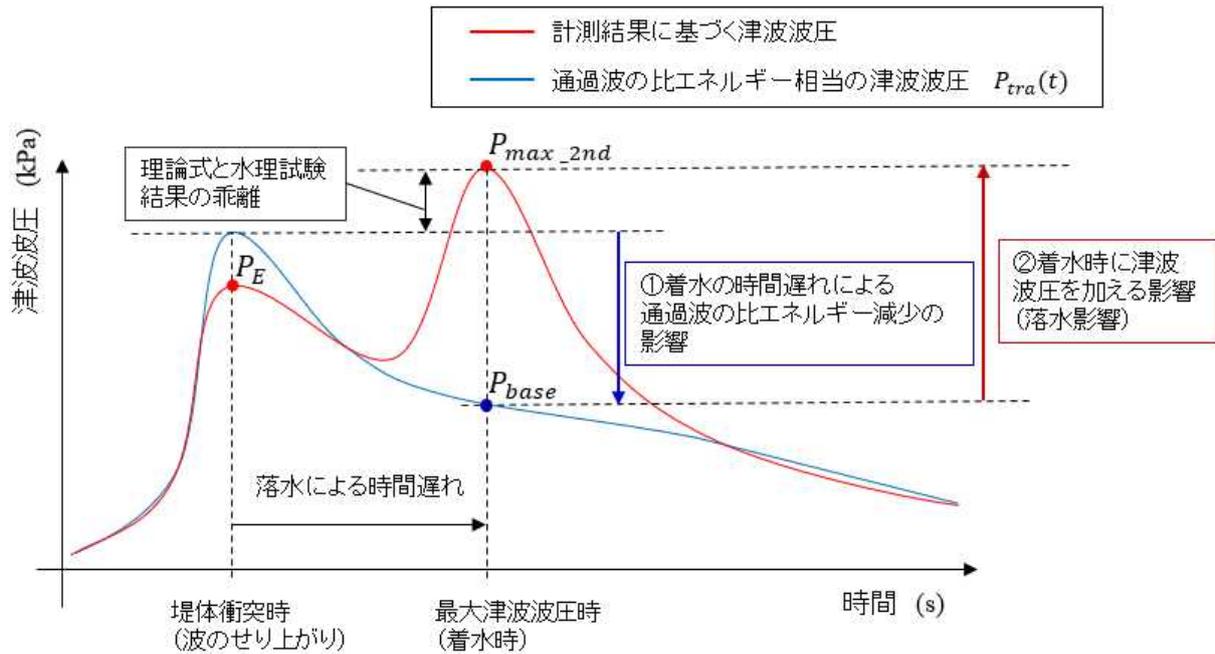
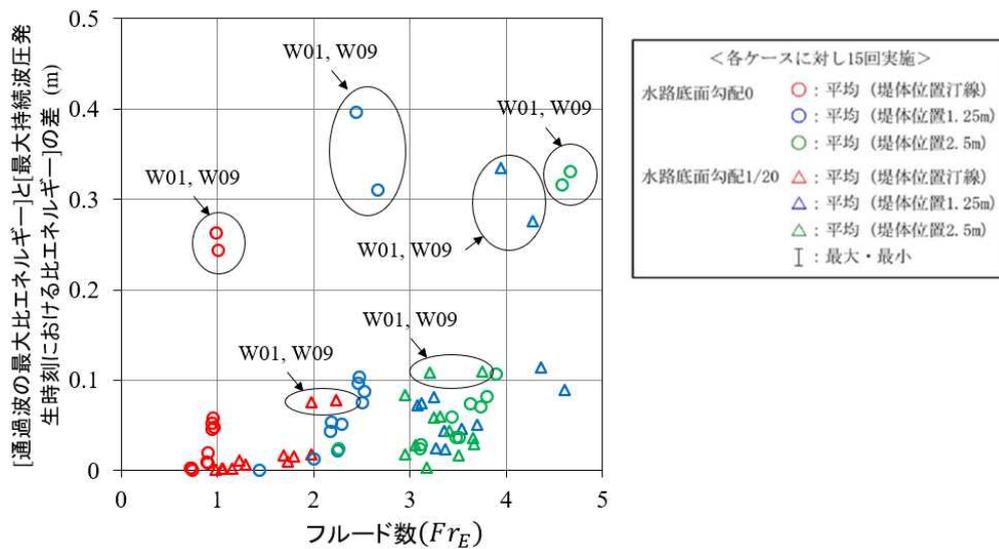


図 6.4 落水現象が顕著な場合の津波波圧時刻歴の概念図

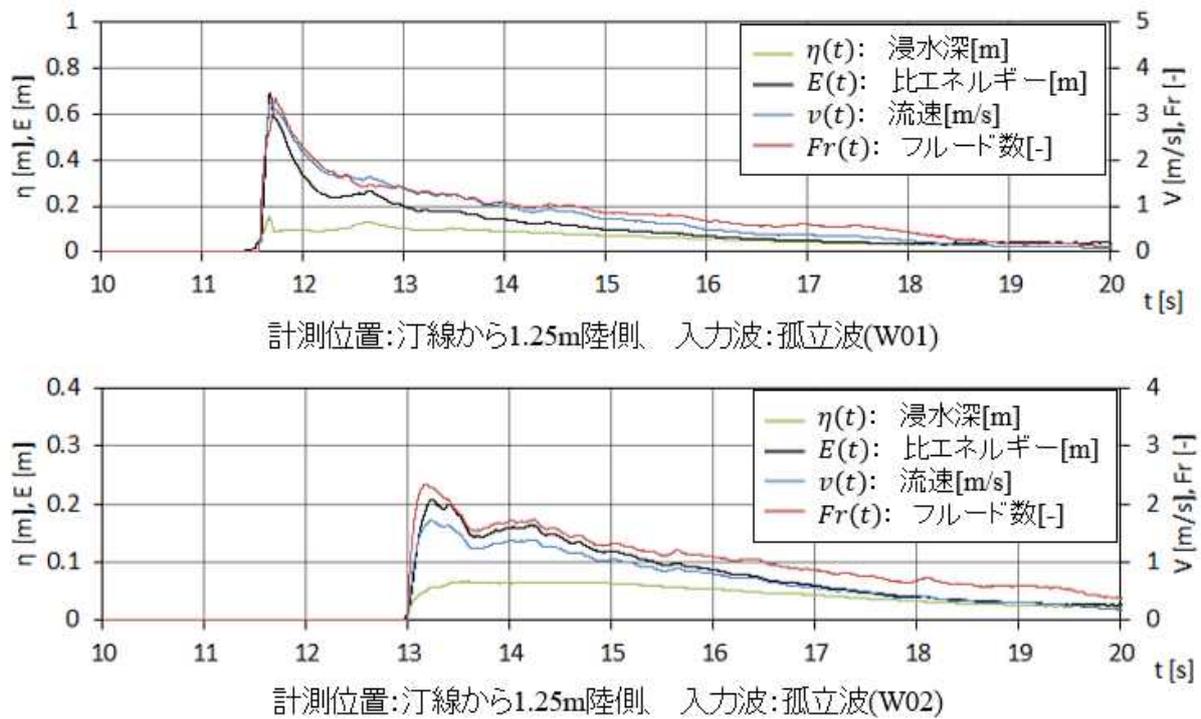
Fig. 6.4 Schematics of time histories of wave pressures when a falling water phenomenon obviously occurs



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 6.5 フルード数と通過波の比エネルギー差の関係

Fig. 6.5 Relationship between Froude number and difference of the specific energy

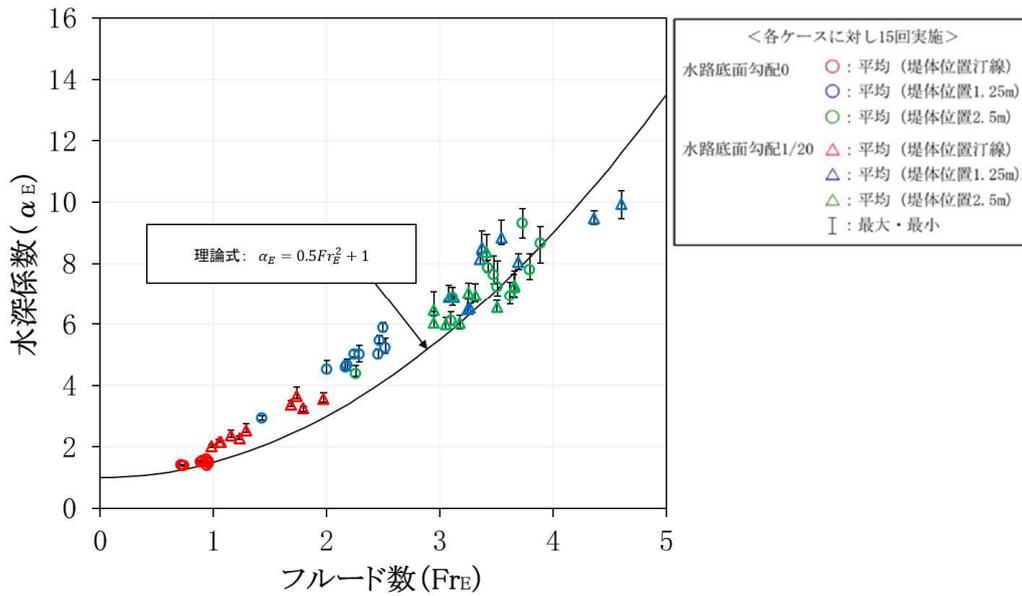


出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・脆弱性評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

出典) 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について”、NTEC-2016-4001、2016.¹⁰

図 6.6 各計測位置における浸水深、流速、比エネルギー及びフルード数 (直立護岸、孤立波 : W01、W02)

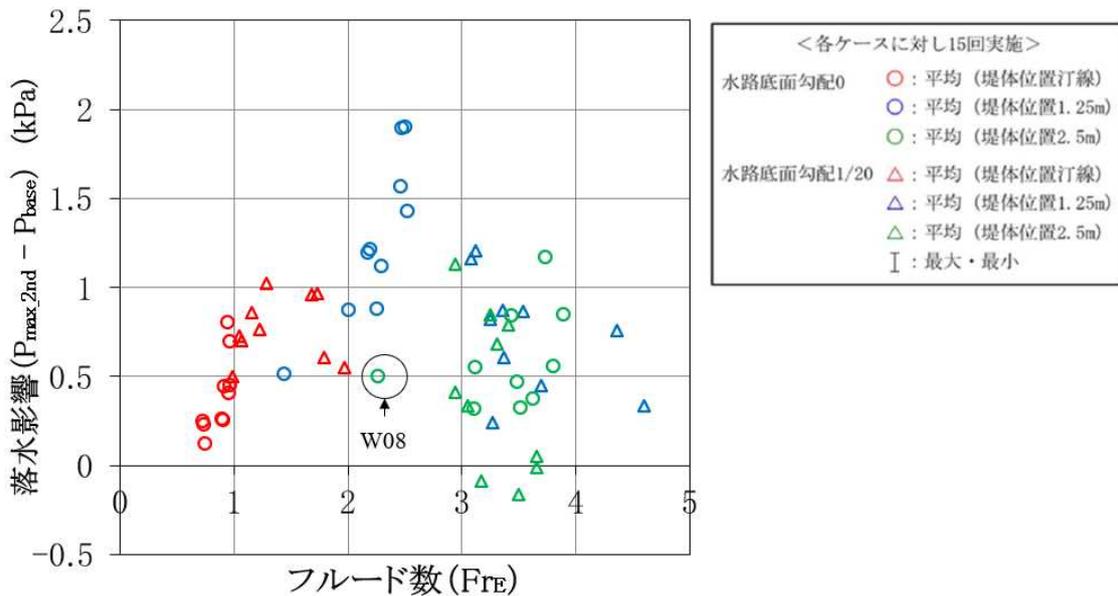
Fig. 6.6 Time histories of inundation depth, water velocity, specific energy, and the Froude number at each location (solitary waves for the zero slope cases: W01–W02).



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・脆弱性評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 6.7 砕波影響を除外した場合の水理試験結果

Fig. 6.7 Test results which do not include the wave breaking phenomenon



出典) 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費 (耐津波設計・脆弱性評価手法の整備に係る防潮堤水理実験 (その 1)) 事業 成果報告書”、2016.¹¹

図 6.8 フルード数と落水影響の関係 (汀線砕波条件を除外)

Fig. 6.8 Relationship between Froude number and falling water phenomenon (excluded the waves which occur wave breaking at the shoreline)

6.1.4 まとめ

本項では、6.1.1 項から 6.1.3 項までの結果を踏まえ、理論式(4.21)と水理試験結果で乖離を生じる主要な因子を整理するとともに、乖離を低減可能な変数及び変数項を考察した。

(1) 理論式と水理試験結果で乖離を生じる主要な因子の整理

表 6.2 から、「圧力の一致仮定」が、水深係数 (α_E) への影響が比較的大きいと考えられることを示した。

理論式(4.21)の導出に当たって、通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧 (P_E) が、最大持続波圧 (P_{max_2nd}) と一致すると仮定した。一方、落水現象が生じる場合、入力波は堤体前面をせり上がり、着水時は通過波の最大比エネルギー発生時刻から時間遅れが生じるとともに、津波波圧の増加が生じた。

落水現象等の影響により、通過波の最大比エネルギー発生時刻における津波波圧 (P_E) より大きな最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を用いて、水深係数 (α_E) を評価したため、水理試験結果は理論式(4.21)を上回る傾向になると考えられる。

表 6.3 から、「計測津波波圧の積分方法」が、水深係数 (α_E) への影響が比較的大きいと考えられることを示した。

水理試験では、圧力計で計測した津波波圧を矩形補間し、最大持続波力 (F) を評価し、等価な最大持続波圧 (P_{max_2nd}) を評価した。そのため、水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は保守性を含んだ状態であり、理論式(4.21)を上回る傾向を有すると考えられる。

表 6.4 から、表 6.2 で示した「圧力の一致仮定」の要因として考えられる落水現象が、「時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少」及び「落水影響」を生じることを示した。

落水による時間遅れが発生し、それに伴って通過波の比エネルギーが減少することにより、比エネルギーを圧力に全変換する理論式(4.21)に基づく津波波圧は、減少する傾向を有する。これにより、時間遅れが生じた時刻を含む水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) を入力とする理論式(4.21) を下回る傾向を有すると考えられる。特に、汀線位置で碎波を伴う入力波については、時間遅れによる通過波の比エネルギーの顕著な減少によって、水深係数 (α_E) の低減影響が顕著に生じた。

落水影響では、フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、流れの勢いが強くなるため、堤体衝突時に入力波が堤体前面をより高くせり上がり、着水時に、より大きな津波波力が生じた。一方、フルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、水が細かく砕けた状態で着水し、着水のタイミングが分散することにより、増加影響が抑えられる傾向を示した。着水の時間分散影響は、流れの勢いだけでなく流れの乱れにも影響されると考えられる。

以上の結果を踏まえ、水深係数 (α_E) への影響が比較的大きいと考えられる項目を抽出

した結果を表 6.5 に示す。ただし、「圧力の一致仮定」については、要因として考えられる落水現象による影響である、「時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少」及び「落水影響」で代表させた。

なお、落水現象の影響や増加の抑制の程度等を定量的に明確化するには至らなかった。今後、フルード数 (Fr_E) などの代表無次元数と、落水現象に伴う影響との関係を検討する必要があると考えられる。また、落水影響 ($P_{max,2nd} - P_{base}$) が、落水現象により生じる衝撃力の本来の傾向を表しているかについて、今後検討する必要がある。さらに今回は、付録に示した相似則及び縮尺の考え方をを用いて、対実規模縮尺 1/40 で水理試験を実施した。縮尺の違いによる落水現象の影響の程度についても検討する必要があると考えられる。

(2) 乖離を低減可能な変数及び変数項の考察

図 5.1 に示したとおり、水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は、フルード数 (Fr_E) 2.5 程度までの領域では、理論式(4.21)の水深係数 (α_E) を上回る傾向がある一方で、フルード数 (Fr_E) 2.5 を超えて大きくなるにつれて、水理試験に基づく水深係数 (α_E) が理論式(4.21) と近づき、フルード数 (Fr_E) 4 程度を超える領域では、下回る傾向が認められた。

落水影響は、フルード数 (Fr_E) の増加に伴い増加するが、フルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、流れの勢いや乱れに基づく、着水の時間分散の影響により、増加影響が抑えられる傾向を示した。この傾向は、水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) と理論式(4.21)の乖離の全体傾向とおおむね一致した。これより、落水影響が水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) と理論式(4.21)の乖離の主要因と考えられる。これに加えて、「計測津波波圧の積分方法」及び「時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少」の影響が、水深係数 (α_E) の増減に影響を与え、フルード数 (Fr_E) 4 程度を超える領域では、結果的に下回る傾向が認められたと考えられる。また、汀線付近で顕著な砕波が生じる場合、時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少が顕著になることにより、水深係数 (α_E) が顕著に減少した。

以上より、流れの勢いや流れの乱れを変数に含む落水影響項を、理論式(4.21)に組み込み、落水影響項以外は最大持続波圧発生時刻における通過波の浸水深及び流速を変数として用いて、水理試験結果を整理できれば、乖離を低減できると考えられる。ただし、設計の妥当性評価で活用することを考慮すると、評価の保守性や容易性を満たす範囲で設定することが重要となる。例えば、最大持続波圧発生時刻の浸水深及び流速を用いる場合は、堤体が存在する複雑な流れでの水理試験又はシミュレーション解析を要する等、通過波のパラメータのみを用いた簡易な理論式(4.21)よりも、不確実性の大きなパラメータを用いることにもなり、今後の課題と考える。

表 6.5 水深係数への影響が生じる要因の整理

Table. 6. 5 Factors affecting the water depth coefficient

No.	項目	説明	水深係数 (α_E) への影響
1	時間遅れによる通過波の比エネルギーの減少	落水による時間遅れが発生し、それに伴って通過波の比エネルギーが減少した。 特に、汀線位置で砕波を伴う入力波については、時間遅れによる通過波の比エネルギーの顕著な減少が生じた。	時間遅れが生じた時刻を含む水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) を入力とする理論式 (4.21) を下回る傾向を有すると考えられる。 特に、汀線付近で顕著な砕波が生じる場合、その影響が顕著になる。
2	落水影響	フルード数 (Fr_E) が大きくなるほど、流れの勢いが強くなるため、堤体衝突時に入力波が堤体前面をより高くせり上がり、着水時に、より大きな津波波力が生じた。一方、フルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、水が細かく砕けた状態で着水し、着水のタイミングが分散することにより、増加影響が抑えられる傾向を示した。 着水の時間分散影響は、流れの勢いだけでなく流れの乱れにも影響されると考えられる。	水深係数 (α_E) を増加させる影響は、フルード数 (Fr_E) の増加に伴い増加するが、フルード数 (Fr_E) が 2.5 程度を越える領域から、増加影響が抑えられる傾向を示した。
3	計測津波波圧の積分方法	計測した津波波圧を矩形補間し、最大持続波力 (F) を評価した。	水理試験結果に基づく水深係数 (α_E) は理論式(4.21)を上回る傾向を有する。 津波波圧の分布形状によって影響の程度は変化するが、10%程度の影響を与える場合もあった。

6.2 導出した二つの回帰式の解釈について

本項では、前項の考察結果を踏まえて、評価式（式(5.5)及び式(5.6)）の策定過程で導出した、回帰式（式(5.1)及び式(5.3)）について、式構築の観点から解釈した。

第5章では、水理試験結果が、理論式(4.21)と同じ構造の二次関数（ $y = ax^2 + 1$ ）を中央値とする正規分布に従うと仮定した。全水理試験結果を回帰分析の対象とした場合は回帰式(5.1)を評価し、フルード数（ Fr_E ）0～2.5の水理試験結果を対象とした場合は回帰式(5.3)を評価した。以下に式を再掲する。

$$\alpha_E = 0.49Fr_E^2 + 1 \quad (5.1)$$

$$\alpha_E = 0.70Fr_E^2 + 1 \quad (5.3)$$

前項では、流れの勢い等を変数として有する落水影響項を、理論式(4.21)に組み込み、最大持続波圧発生時刻における通過波の浸水深及び流速を変数として用いることで、分布の程度を低減できると考えた。

ここで、理論式(4.21)で考慮していない影響として、フルード数（ Fr_E ）に依存する落水影響項（ f_{drop} ）及び時間遅れによるエネルギー変化項（ f_{wave} ）を含んだ式(6.3)を仮定した。

落水影響項（ f_{drop} ）は、図6.8に示すフルード数（ Fr_E ）と落水影響の関係と、同じ傾向を示すと仮定した。その場合、フルード数（ Fr_E ）0～2.5の範囲ではフルード数（ Fr_E ）の増加にしたがい増加し、フルード数（ Fr_E ）2.5を超える領域からはフルード数（ Fr_E ）の増加にしたがい減少する。

時間遅れによるエネルギー変化項（ f_{wave} ）は、最大持続波圧発生時刻における通過波の浸水深及び流速を式(4.17)に適用した場合の水深係数と、理論式(4.21)による水深係数の差を補う補正係数を意味する。時間遅れによる通過波の比エネルギーの差（図6.5）で示したとおり、汀線位置で顕著な砕波を伴う入力波を用いた場合は、特に大きな影響を与えた。

$$\alpha_E = 0.5Fr_E^2 + 1 + f_{drop}(Fr_E) - f_{wave} \quad (6.3)$$

全水理試験結果を回帰分析の対象とした回帰式(5.1)は、理論式(4.21)とおおむね同じ式となった。これは、全水理試験結果を対象とすると、落水影響項（ f_{drop} ）と時間遅れによるエネルギー変化項（ f_{wave} ）がおおむね釣り合ったことを表す。そのため、回帰式(5.1)を用いる場合、フルード数（ Fr_E ）の変化に伴う落水影響項（ f_{drop} ）の変化及び時間遅れによるエネルギー変化項（ f_{wave} ）の影響は、主に分布の傾向として整理したことを意味する。

一方、フルード数（ Fr_E ）0～2.5の水理試験結果を対象とした回帰式(5.3)は、理論式(4.21)から傾きが増加した。この傾きの増加は主に、フルード数（ Fr_E ）0～2.5の範囲における、落水影響項（ f_{drop} ）の増加傾向に起因すると考えられる。今回の試験条件では、フルード数（ Fr_E ）0～2.5の水理試験結果では、流れの勢い等による顕著な抑制効果を含まなかった。

ここで、落水影響項（ f_{drop} ）が、最大比エネルギー発生時刻における流速（ v_E ）の二乗に従うと仮定すれば、水深係数（ α_E ）の増加傾向は、フルード数（ Fr_E ）の二乗に従う。こ

れは、落水現象が流速 (v_E) による水塊の鉛直投げ上げと自由落下によって、堤体に運動エネルギーを与えると仮定したことを意味する。水谷ら¹⁹は、落下着水による極大波力の発生は、段波の先端流速の最大値を初速度として、打ち上がった水塊の鉛直投げ上げと自由落下によって説明できる現象であることを示した。今回、最大比エネルギー発生時刻における流速 (v_E) は、波先端で発生する最大流速と同等の値を示したことから、落水影響項 (f_{drop}) を、理論式(4.21)の傾きを変化させることで考慮した。

回帰式(5.3)を用いる場合、フルード数 (Fr_E) の変化に伴う落水影響項 (f_{drop}) の変化については、フルード数 (Fr_E) の二乗に従うと仮定し、主に中央値の変化として整理したことを意味する。ただし、中央値の変化には、入力波の形状にも依存する時間遅れによるエネルギー変化項 (f_{wave}) の影響も含まれることに留意する。

したがって、全水理試験結果を回帰分析の対象とした回帰式(5.1)と、フルード数 (Fr_E) 0~2.5 の水理試験結果を対象とした回帰式(5.3)は、落水現象の取扱いが異なり、前者は主に分布の傾向として整理し、後者は主に中央値の変化として整理したといえる。

7. 結論

本 NRA 技術報告では、これまでの知見も踏まえ、設計条件として用いる最大持続波圧の妥当性評価等へ活用可能な、防潮堤に作用する最大持続波圧 (P_{max_2nd}) に係る評価式(式(5.5)及び式(5.6))を提案した。

フルード数 (Fr_E) 1.24 以下の領域は国交省の暫定指針の水深係数 3 とする式(5.5)を評価式として策定した。フルード数 (Fr_E) 1.24 を超える領域は、式(5.6)を評価式として策定した。式(5.6)は、フルード数 (Fr_E) 0~2.5 の水理試験結果を基としたが、全水理試験結果も包絡した。

$$\alpha_E = 3.0 \quad (Fr_E \leq 1.24) \quad (5.5)$$

$$\alpha_E = (0.70 \times Fr_E^2 + 1) + 0.93 \quad (Fr_E > 1.24) \quad (5.6)$$

また、理論式(4.21)と水理試験結果で乖離が生じる要因について把握するため、理論式(4.21)の導出の過程で除外した因子を整理し、水理試験結果との乖離の傾向分析等を踏まえ、水深係数 (α_E) にどのように影響するか考察した。

その結果、理論式(4.21)と水理試験結果で乖離が生じる要因については、主に落水影響により、フルード数 (Fr_E) 2.5 程度までの領域で、水理試験結果は理論式(4.21)を上回った。落水現象は、堤体衝突後に打ち上がった水が、後続の水表面へ着水する時に、衝撃的な圧力を持続波圧に加える現象を意味する。一方、フルード数 (Fr_E) が大きくなるにつれて、打ち上がった水が砕けて飛沫となる影響が顕著になり、フルード数が 2.5 程度を超えると、理論式(4.21)を下回った。落下する水が飛沫となることにより、落水現象の圧力増加影響が抑制されたためと考えた。

謝辞

本 NRA 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。

参考文献一覧

- 1 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、2013.
- 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の解釈”、原規技発第 1306193 号、2013.
- 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技術基準に関する規則”、原子力規制委員会規則第 6 号、2013.
- 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の解釈”、原規技発第 1306194 号、2013.
- 5 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、2013.
- 6 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”、2011.
- 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、2013.
- 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、2014.
- 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、2015.
- 10 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について”、NTEC-2016-4001、2016.
- 11 大成建設株式会社、“平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費（耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理実験(その 1)）事業 成果報告書”、2016.
- 12 Ryouzuke ASAKURA, Koji IWASE, Tsuyoshi IKEYA, Makoto TAKAO, Toshimichi KANETO, Naoki FUJII and Masanori OHMORI, “The tsunami wave force acting on land structures”, Coastal Engineering, ASCE, pp.1191-1202, 2002.
- 13 池谷毅、秋山義信、岩前伸幸、“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)、Vol69、No2、pp.I_816-I_820、2013.
- 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)、Vol68、No2、pp.I_771-I_775、2012.
- 15 加藤史訓、諏訪義雄、藤田光一、岸田弘之、五十嵐崇博、岡村次郎、林雄一郎、“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)、

Vol68、No2、pp.I_331-I_335、2012.

- 16 松富英夫、決得元基、齋藤雅大、“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)、Vol69、No2、pp.I_326-I_330、2013.
- 17 有川太郎、“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)、Vol71、No2、pp.I_889-I_894、2015.
- 18 独立行政法人原子力安全基盤機構、独立行政法人港湾空港技術研究所、“津波対策設備の耐力試験（基礎水理試験） 成果報告書”、2012.
- 19 水谷夏樹、宮島昌弘、“構造物に衝突し打ち上がった水塊の落水によって生じる波力特性について”、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol73、No2、pp.I_919-I_924、2017.

付録 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 NRA 技術報告では、大成建設株式会社への委託研究事業として、実施した水理試験の結果を用いた。この水理試験では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 ($1/n$, $n = 40$) 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。

$$Fr_m = Fr_p \quad (\text{付 1.1})$$

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、フルード数 (Fr) は次式で定義される。

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

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/s^2) を示す。本付録では、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、付録表 1.1 に示す。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を採用している点に特徴がある。

本付録では、1. で対象とする構造体の基礎方程式を無次元化し、2. で物理量の比の評価の過程を示す。

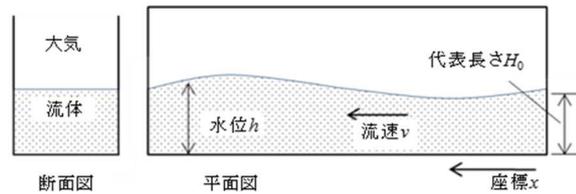
付録表 1.1 幾何形状の縮尺及び各物理量の比

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	$\rho_m = \rho_p$

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、一次元のナビエ・ストークス方程式から、流速 v (m/s)、水位 h (m)及び圧力 P (N/m²)を従属変数として、次式で表現できる。(付参 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

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

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/m³)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(付 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。

$$t^* = v_0 t / L_0 \quad (\text{付 1.4})$$

$$x^* = x / L_0 \quad (\text{付 1.5})$$

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。

$$v^* = v / v_0 \quad (\text{付 1.6})$$

$$h^* = h / H_0 \quad (\text{付 1.7})$$

$$P^* = P / (\rho v_0^2) \quad (\text{付 1.8})$$

次に、式(付 1.4)から式(付 1.8)までを式(付 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。

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

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、二つの異なる系でフルード数 (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(付 1.3)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捨てしているため、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. 物理量の比の導出

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

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

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

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

$$x_m = x_p/n \quad (\text{付 1.12})$$

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

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

$$h_m = h_p/n \quad (\text{付 1.14})$$

$$P_m = P_p/n \quad (\text{付 1.15})$$

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。

付録の参考文献

- 付参 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 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.

執筆者一覧

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ 地震・津波研究部門

鳥山 拓也 技術研究調査官

石田 暢生 技術計画専門職

山下 啓 技術研究調査官

高松 直丘 技術参与

日比野 憲太 総括技術研究調査官